

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇELİK YAPILARDA YARI-RİJİT BİRLEŞİM
TİPLERİNİN ÇERÇEVE BOYUTLANDIRMASINA
ETKİLERİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mehmet Turan COŞKUN**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

ARALIK 2003

**ÇELİK YAPILARDA YARI-RİJİT BİRLEŞİM
TİPLERİNİN ÇERÇEVE BOYUTLANDIRMASINA
ETKİLERİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mehmet Turan COŞKUN
(501001110)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 22 Aralık 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 16 Ocak 2004**

**Tez Danışmanı : Prof.Dr. Nesrin YARDIMCI
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Gülay ALTAY (B.Ü.)
Doç.Dr. Cavidan YORGUN (İ.T.Ü.)**

ARALIK 2003

ÖNSÖZ

Çelik yapılarda kiriş kolon birleşimlerinin, klasik hesap yöntemleri olan mafsallı veya rijit olarak kabul edilerek çözülmesi, düğüm noktasının gerçek davranışını tam anlamıyla temsil edememektedir. Bu konuda yapılan pek çok deneysel çalışma gerçek davranışın bu iki sınır değer arasında yarı-rijit diye tabir edilen bir davranış olduğunu ortaya koymuştur. Günümüzde gelişen teknoloji ile birlikte, kolaylaşan sayısal analiz yöntemleri ve bilgisayar programları sayesinde, birleşimlerin gerçek davranışları daha kolay hesaplanır hale gelmiştir. Birleşimlerin gerçek davranışlarını temsil etmesi sebebiyle, yapı mühendisliğinde yarı-rijit birleşimlerin yakın bir zaman içerisinde öneminin daha iyi anlaşılıp hesaplarda yaygın bir şekilde kullanılacağı kanaatindeyim.

Çalışmalarım boyunca yardımlarını esirgemeyen danışman hocam sayın Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI'ya, kaynak bulmam konusunda ve araştırmalarımnda yardımcı olan Arş.Gör. Cüneyt VATANSEVER'e, tezin yazılması ve hazırlanması sırasında katkıda bulunan arkadaşım İnş.Müh. Mehmet Nuri GÖRÜCÜ'ye ve her zaman yanımda olan aileme çok teşekkür ederim.

Aralık 2003

Mehmet Turan COŞKUN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vii
TABLO LİSTESİ	viii
ŞEKİL LİSTESİ	x
SEMBOL LİSTESİ	xii
ÖZET	xvi
SUMMARY	xvii
1. GİRİŞ	1
2. KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN SINIFLANDIRILMASI	6
2.1 Standart Sınıflandırma Sistemi	6
2.1.1 Sınıflandırma Sistem Mantığı	7
2.1.2 Birleşimin Performans Kriterleri	9
2.1.2.1 Referans Uzunluk Kavramı	10
2.1.2.2 Taşıma Gücü ve Süneklik Kavramları	11
2.1.3 Sınıflandırma Sisteminin Oluşturulması	12
2.1.3.1 Referans Uzunluğunun Seçimi	12
2.1.3.2 Taşıma Gücü Sınırının Belirlenmesi	14
2.1.3.3 Süneklik Gereksinimi	15
2.2 Çelik Yapılarda Kullanılan Birleşim Tipleri	17
2.2.1 Tek Korniyerli Gövde Birleşimi	17
2.2.2 Çift Korniyerli Gövde Birleşimi	17
2.2.3 Üst ve Alt Başlık Korniyerli, Gövde Çift Korniyerli Birleşimi	18
2.2.4 Üst ve Alt Başlık Korniyerli Birleşim	19
2.2.5 Alın Levhalı Birleşim	19
2.2.6 Kiriş Gövde Derinliğince Alın Levhalı Birleşim	20
2.2.7 Kısa Alın Levhalı Birleşim	21
2.3 Kiriş Kolon Birleşimlerinin EC3'e Göre Sınıflandırılması	23
2.3.1 Dönme Rijitliklerine Göre Sınıflandırılması	23
2.3.2 Taşıma Güçlerine Göre Sınıflandırma	27
3. ÇELİK KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNDE MOMENT-DÖNME FONKSİYONLARI	31
3.1 Modelleme Fonksiyonları	31
3.1.1 Ramberg-Osgood ve Richard-Abbott Fonksiyonları	31
3.2 Modelleme Prosedürü	36
3.2.1 Seçilmiş Noktalar Metodu	36
3.2.2 Nonlineer En Küçük Kareler Metodu	37
3.3 Tahmin Hatası	37
3.4 Fonksiyonların Kıyaslanması	38
3.5 Standart Moment-Dönme Fonksiyonu	45

4. PLASTİK HESAP YÖNTEMİ	47
4.1 Plastik Davranış	48
4.2 Güvenlik Düzeyinin Seçimi	49
4.3 Gözönüne Alınacak Etkenler	50
4.4 Yük katsayıları	50
5. EUROCODE 3'E GÖRE KESİTLERİN BOYUTLANDIRILMASI	52
5.1 Kullanma Sınır Durumu	52
5.2 Taşıma Sınır Durumu	54
5.3 Kesit Dayanımları	56
5.3.1 Çekme Elemanları	56
5.3.2 Basınç Elemanları	56
5.3.2.1 Burkulma Dayanımı	57
5.3.3 Kirişler	60
5.3.3.1 Yanal Burkulma Hesabı	60
5.3.3.2 Kesme Burkulması	61
5.3.3.3 Azaltılmış Flanş Burkulması	62
5.4 Eksenel Kuvvet ve Moment Etkisi	62
5.5 Eksenel Kuvvet ve Momente Bağlı Eleman Dayanımı	64
5.5.1 Moment ve Çekme Etkisi	64
5.5.2 Moment ve Basınç Etkisi	64
5.6 Çerçeve Ara Bağlantılı Çubuklarda Narinlik Hesabı	65
6. EUROCODE 3'e GÖRE BİRLEŞİMLERİN RİJİTLİKLERİNİN HESABI	67
6.1 Alın Levhalı Birleşim	67
6.2 Alt ve Üst Başlık Korniyerli Birleşim	72
7. SAYISAL ÖRNEKLER	79
7.1 Düğüm Noktaları Mafsallı Sistemin Elastik Hesabı (TS648)	84
7.1.1 Kirişlerin Boyutlandırılması	84
7.1.2 Kolonların Boyutlandırılması	84
7.1.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması	87
7.2 Düğüm Noktaları Rijit Sistemin Elastik Hesabı (TS648)	87
7.2.1 Kirişlerin Boyutlandırılması	87
7.2.2 Kolonların Boyutlandırılması	88
7.2.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması	91
7.3 Düğüm Noktaları Rijit Sistemin Eurocode 3'e Göre Hesabı (TS648)	91
7.3.1 Kirişlerin Boyutlandırılması	92
7.3.2 Kolonların Boyutlandırılması	92
7.3.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması	94
7.4 Düğüm Noktaları Yarı-Rijit Alın Levhalı Birleşimin Eurocode 3'e Göre Hesabı (TS648)	95
7.4.1 Kirişlerin Boyutlandırılması	97
7.4.2 Kolonların Boyutlandırılması	97
7.4.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması	100
7.5 Düğüm Noktaları Yarı-Rijit Üst ve Alt Başlık Korniyerli Birleşimin Eurocode 3'e Göre Hesabı (TS648)	100
7.5.1 Kirişlerin Boyutlandırılması	102
7.5.2 Kolonların Boyutlandırılması	102

7.5.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması	104
8. SONUÇLAR	105
8.1 Sayısal Hesapların Değerlendirilmesi	105
KAYNAKLAR	112
EKLER	114
A. YÜK ANALİZİ	114
A.1 Rüzgar Yükleme	116
B. DEPREM HESABI	119
C. DÜĞÜM NOKTALARI MAFSALLI SİSTEMİN ELASTİK HESABI	119
C.1 Kirişlerin Önboyutlandırılması	121
C.2 Kolonların Önboyutlandırılması	122
C.3 Kesin Hesap	123
C.3.1 Kirişlerin Boyutlandırılması	125
C.3.2 Kolonların Boyutlandırılması	128
C.3.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması	135
D. DÜĞÜM NOKTALARI RİJİT SİSTEMİN ELASTİK HESABI	137
D.1 Önboyutlama	137
D.2 Kesin Hesap	137
D.2.1 Kirişlerin Boyutlandırılması	140
D.2.2 Kolonların Boyutlandırılması	143
D.2.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması	147
E. DÜĞÜM NOKTALARI RİJİT SİSTEMİN EURODE 3'E GÖRE HESABI	143
E.1 Önboyutlama	149
E.2 Kesin Hesap	152
E.2.1 Kirişlerin Boyutlandırılması	155
E.2.2 Kolonların Boyutlandırılması	159
E.2.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması	164
F. DÜĞÜM NOKTALARI YARI-RİJİT ALIN LEVHALI BİRLEŞİMİN EUROCODE 3'E GÖRE HESABI	166
F.1 Kirişlerin Önboyutlandırılması	166
F.2 Kesin Hesap	169
F.2.1 Kirişlerin Boyutlandırılması	185
F.2.2 Kolonların Boyutlandırılması	189
F.2.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması	194
G. DÜĞÜM NOKTALARI YARI-RİJİT ÜST ve ALT BAŞLIK KORNİYERLİ BİRLEŞİMİN EUROCODE 3'E GÖRE HESABI	196
G.1 Kirişlerin Önboyutlandırılması	196
G.2 Kesin Hesap	199
G.2.1 Kirişlerin Boyutlandırılması	214

G.2.2 Kolonların Boyutlandırılması	218
G.2.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması	222
ÖZGEÇMİŞ	224

KISALTMALAR

ABD	: Amerika Birleşik Devletleri
AISC	: American Institute of Steel Construction
ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
EC3	: Eurocode 3
ECCS	: Commission of the European Communities
TS	: Türk Standartları

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 Birleşim tiplerine göre referans uzunlukları	13
Tablo 2.2 Kiriş kolon birleşimlerinin EC3'e göre standart sınıflandırılması.....	29
Tablo 2.3 Birleşimlerin tasarımında yapılan kabuller	30
Tablo 3.1 Beş tip birleşimde hata tahmini ve fonksiyon parametreleri.....	41
Tablo 4.1 Ülkelere göre yük katsayıları	51
Tablo 5.1 Düşey yerdeğiştirmeler için tavsiye edilen limit değerler	53
Tablo 5.2 Kolon üst uç noktalarında yatay deplasmanlar için tavsiye edilen limit değerler	54
Tablo 5.3 Taşıma gücü sınır durumu için güvenlik katsayıları	54
Tablo 5.4 Kusurluluk katsayıları	57
Tablo 5.5 Azaltma katsayıları.....	58
Tablo 5.6 Enkesitlere göre burkulma eğrileri seçimi	59
Tablo 7.1 Kat yerdeğiştirme tablosu	84
Tablo 7.2 Depremin x doğrultusunda gelmesi durumunda kolonlarda oluşan gerilmeler	85
Tablo 7.3 Depremin y doğrultusunda gelmesi durumunda kolonlarda oluşan gerilmeler	86
Tablo 7.4 Kat yerdeğiştirme tablosu	87
Tablo 7.5 Depremin x doğrultusunda gelmesi durumunda kolonlarda oluşan gerilmeler	89
Tablo 7.6 Depremin y doğrultusunda gelmesi durumunda kolonlarda oluşan gerilmeler	90
Tablo 7.7 Kat yerdeğiştirme tablosu	91
Tablo 7.8 Kolonların güçlü eksen doğrultusunda yanal burkulma hesabı	93
Tablo 7.9 Kolonların zayıf eksen doğrultusunda eğilme hesabı	94
Tablo 7.10 Kat yerdeğiştirme tablosu	96
Tablo 7.11 Kiriş-kolon birleşimlerinin sınıflandırılması	96
Tablo 7.12 Kiriş kolon birleşimlerinde mevcut yüklemeler altında momente bağlı tahkik tablosu	97
Tablo 7.13 Kolonların güçlü eksen doğrultusunda yanal burkulma hesabı	98
Tablo 7.14 Kolonların zayıf eksen doğrultusunda eğilme hesabı	99
Tablo 7.15 Kat yerdeğiştirme tablosu	101
Tablo 7.16 Kiriş-kolon birleşimlerinin sınıflandırılması	101
Tablo 7.17 Kolonların güçlü eksen doğrultusunda yanal burkulma hesabı	103
Tablo 7.18 Kolonların zayıf eksen doğrultusunda eğilme hesabı	104
Tablo 8.1 Düğüm noktaları mafsallı ve rijit olarak tasarlanan sistemin kiriş kesitleri	106
Tablo 8.2 Düğüm noktaları mafsallı ve rijit olarak tasarlanan sistemin kiriş kesitlerinde oluşın sehim miktarları.....	107
Tablo 8.3 Düğüm noktaları rijit, alın levhalı ve üst ve alt başlık	

köşebentli olarak tasarlanan sistemin kiriş kesitleri.....	108
Tablo 8.4 Düğüm noktaları rijit olarak tasarlanan fakat biri TS648 diğeri EC3 formülleriyle çözülen iki sistemin kiriş kesitleri.....	109
Tablo 8.5 Düğüm noktaları rijit olarak tasarlanan fakat biri TS648 diğeri EC3 formülleriyle çözülen iki sistemin kolon kesitleri.....	110
Tablo 8.6 Düğüm noktaları mafsallı ve üst ve alt başlık korniyerli olarak tasarlanan sistemlerin kiriş kesitleri	111

EKLER

Tablo E.1 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı	150
Tablo E.2 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı	156
Tablo E.3 Kirişlerin kesme burkulması hesabı	158
Tablo E.4 Kirişlerin azaltılmış flanş burkulma hesabı.....	159
Tablo F.1 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı	167
Tablo F.2 HEB160-IPE240 birleşimi.....	170
Tablo F.3 HEB260-IPE240 birleşimi.....	172
Tablo F.4 HEB260-IPE220 birleşimi.....	174
Tablo F.5 HEB220-IPE220 birleşimi.....	176
Tablo F.6 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı	186
Tablo F.7 Kirişlerin kesme burkulması hesabı	188
Tablo F.8 Kirişlerin azaltılmış flanş burkulma hesabı	189
Tablo G.1 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı	197
Tablo G.2 HEB160-IPE240 birleşimi	200
Tablo G.3 HEB260-IPE240 birleşimi	202
Tablo G.4 HEB220-IPE240 birleşimi	204
Tablo G.5 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı	215
Tablo G.6 Kirişlerin kesme burkulması hesabı.....	217
Tablo G.7 Kirişlerin azaltılmış flanş burkulma hesabı	218

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 1.1	: Rijit birleşime ait şekil değiştirme M- Φ diyagramı	2
Şekil 1.2	: Mafsallı birleşime ait şekil değiştirme M- Φ diyagramı	3
Şekil 1.3	: Yarı-rijit birleşime ait şekil değiştirme M- Φ diyagramı	4
Şekil 1.4	: Mafsallı birleşime ait yükleme durumu ve moment (M) diyagramı.....	5
Şekil 1.5	: Yarı-rijit birleşime ait yükleme durumu ve moment (M) diyagramı.....	5
Şekil 2.1	: Kirişin rölatif dönmesini esas alan M- Φ eğrisi	7
Şekil 2.2	: Birleşim non-lineer davranış bölgeleri.....	8
Şekil 2.3	: Birleşimin lineerleştirilmiş moment-dönme ilişkisi.....	9
Şekil 2.4	: Birleşimin rölatif dönmesi.....	9
Şekil 2.5	: Tipik yarı-rijit birleşimde moment-dönme ilişkisi.....	10
Şekil 2.6	: Farklı referans uzunluklarına sahip kiriş elemanlarına ait moment-dönme eğrileri.....	11
Şekil 2.7	: Taşıma gücü ve süneklik sınırları	12
Şekil 2.8	: Gerekli süneklik ve birleşimin M- Φ diyagramı	12
Şekil 2.9	: Başlangıç rijitliklerinin boyutsuz sınıflandırılması	14
Şekil 2.10	: Başlangıç rijitliklerinin ve taşıma güçlerinin boyutsuz olarak sınıflandırılması.....	15
Şekil 2.11	: Birleşim boyutsuz sınıflandırma diyagramı	16
Şekil 2.12	: Tek korniyerli gövde birleşimi.....	17
Şekil 2.13	: Çift korniyerli gövde birleşimi.....	18
Şekil 2.14	: Üst ve alt başlık korniyerli, gövde çift korniyerli birleşimi.....	18
Şekil 2.15	: Üst ve alt başlık korniyerli birleşim tipi.....	19
Şekil 2.16	: Alın levhalı birleşim tipi	20
Şekil 2.17	: Kiriş gövde derinliğince alın levhalı birleşim tipi.....	20
Şekil 2.18	: Kısa alın levhalı birleşim tipi	21
Şekil 2.19	: Kiriş-kolon birleşimlerine ait M- Φ diyagramları.....	22
Şekil 2.20	: Lb boyunun çeşitli sistemlere göre ifade edilmesi.....	24
Şekil 2.21	: Yatay ötelemesi tutulmamış sistemlerde kiriş kolon birleşimlerinin tavsiye edilen sınıflandırma diyagramı.....	24
Şekil 2.22	: Yatay ötelemesi tutulmuş sistemlerde kiriş kolon birleşimlerinin tavsiye edilen sınıflandırma diyagramı.....	26
Şekil 2.23	: Kiriş-kolon birleşimlerinde M- Φ eğrileri esas alınarak yapılmış sınıflandırma örnekleri	28
Şekil 2.24	: Kiriş-kolon birleşimlerinin EC3'e göre standart sınıflandırılması.....	29
Şekil 3.1	: Boyutsuz halde Ramberg-Osgood fonksiyonu	33
Şekil 3.2	: Boyutsuz halde Richard-Abbott fonksiyonu	34

Şekil 3.3	: Ramberg-Osgood ve Richard-Abbott fonksiyonlarının asimptotları.....	35
Şekil 3.4	: Moment ve dönme değerlerindeki fazlalıklar	38
Şekil 3.5	: Ramberg-Osgood, En Küçük Kareler, Seçilmiş Noktalar ve Kübik-B Freze	39
Şekil 3.6	: Richard-Abbott En Küçük Kareler ve Seçilmiş Noktalar metodu.....	40
Şekil 3.7a	: Tek gövde korniyerli birleşim tipi için Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonları	42
Şekil 3.7b	: Çift gövde korniyerli birleşim tipi için Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonları	42
Şekil 3.7c	: Başlık levhalı birleşim tipi için Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonları	43
Şekil 3.7d	: Alın levhalı birleşim tipi için Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonları	43
Şekil 3.7e	: Üst ve alt başlık korniyerli birleşim tipi için Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonları	44
Şekil 4.1	: İdeal elasto-plastik cisim.....	49
Şekil 5.1	: Gözönüne alınan düşey deplasmanlar	53
Şekil 6.1	: Alın levhalı birleşim tipi örneği	67
Şekil 6.2	: Guseli alın levhalı birleşim örneği	72
Şekil 6.3	: Alt ve üst başlık korniyerli birleşim tipi örneği	72
Şekil 7.1	: Çelik Çapraz Kesiti	80
Şekil 7.2	: 1. kat planı.....	81
Şekil 7.3	: 2. kat planı.....	81
Şekil 7.4	: 3. kat planı.....	82
Şekil 7.5	: Üç boyutlu sistem görüntüsü.....	83
Şekil 7.6	: Alın levhalı birleşim tiği örneği	95
Şekil 7.7	: Üst ve alt başlık korniyerli birleşim tipi örneği	100

EKLER

Şekil A.1	: Kompozit döşeme kesiti.....	114
Şekil A.2	: Tali kirişlere gelen yüklerin şematik olarak gösterimi.....	116
Şekil E.1	: Sürekli kolonlar için dağıtma katsayıları	162
Şekil F.1	: Guseli alın levhalı birleşim örneği	182
Şekil F.2	: Sürekli kolonlar için dağıtma katsayıları	192
Şekil G.1	: Sürekli kolonlar için dağıtma katsayıları	220

SEMBOL LİSTESİ

A	: Enkesit alanı
A_c	: Kolon enkesit alanı
A_{eff}	: Efektif alan
A_f	: Tek bir profil alanı
A_{fc}	: Kiriş basınç başlığının alanı
A_{net}	: Net enkesit alanı
A_s	: Bulon dış dibi alanı
A_{vc}	: Enkesite ait kesme alanı
A_w	: Kiriş gövde alanı
A_0	: Etkin yer ivme katsayısı
a	: Kusur katsayısı
a_j, b_j, c_j, d_j	: j 'inci geometrik parametrenin etkisini ifade eden üsler
$B_{t,Rd}$	: Bulonların çekme dayanımı
C	: Rijitlik, 1'den büyük sabit sayı
C_b	: Katsayı
C_c	: Başlangıç rijitlik değeri
C_{mx}	: M_x moment diyagramını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzlemini gözönünde tutan katsayı
C_{my}	: M_y moment diyagramını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzlemini gözönünde tutan katsayı
d	: Kiriş yüksekliği
E	: Çelik elastisite modülü; Deprem yükü
E_x	: X doğrultusu deprem yükü
E_y	: Y doğrultusu deprem yükü
f	: Biçim faktörü; Sehim
F	: Mafsallı birleşim
F_b	: Kesit basınç başlığı alanı
f_{max}	: Maksimum sehim
F_{Rd}	: Elemana ait dayanım kuvveti
f_{ua}	: Korniyer kolu kopma gerilmesi
f_{ub}	: Bulon kopma gerilmesi
f_{ufb}	: Kiriş flanşı kopma gerilmesi
f_{ufc}	: Kolon flanşı kopma gerilmesi
f_y	: Akma gerilmesi
f_{ya}	: Korniyer kolu akma gerilmesi
f_{yf}	: Kiriş basınç başlığının akma gerilmesi
f_y^*	: Azaltılmış akma gerilmesi
f_{ycw}	: Kolon gövde yüzü akma gerilmesi
f_{yfb}	: Kiriş flanşının akma gerilmesi
f_{yfc}	: Kolon flanşının akma gerilmesi
f_{yp}	: Alın levhasının akma gerilmesi
f_{ywb}	: Kiriş gövdesinin akma gerilmesi

f_{ywc}	: Kolon gövdesinin akma gerilmesi
G	: Sabit yükler
$H_{i,j}$	: Binanın i., j. katının temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği
h	: Kat yüksekliği, kiriş gövde yüksekliği
h^*	: Kiriş üst başlığı ile guse alt ucu arasındaki mesafe
h_0	: Tüm yapı yüksekliği
I	: Atalet momenti; Bina önem katsayısı
I_b	: Birleşimi oluşturan kirişin atalet momenti
I_c	: Kolonun atalet momenti
I_f	: Tek bir profilin atalet momenti
I_{eff}	: Efektif rijitlik
I_{yb}	: Basınç başlığının ataleti
i	: Eleman i ucu
i_0	: Efektif atalet yarıçapı
i_{yb}	: Basınç başlığının atalet yarıçapı
j	: Eleman j ucu
K	: Katsayı; Rijitlik
K_b	: Binanın en üst katındaki I_c/L_c değeri
K_c	: Gözönüne alınan kattaki tüm kolonların I_c/L_c değeri
k	: Katsayı
k_t	: Kesme için burkulma katsayısı
L_b	: Birleşimi oluşturan kirişin boyu
L_c	: Gözönüne alınan katta kolon yüksekliği
l	: Gözönüne alınan düzlemdeki burkulma boyu
l_e	: Birleşimin eşdeğer uzunluğu
M	: Moment
M_a	: a noktasına ait moment değeri
M_b	: b noktasına ait moment değeri
$M_{b,Rd}$	: Yanal burkulma hesabı dizayn moment değeri
M_{cr}	: Yanal burkulmayı oluşturacak elastik kritik kuvvet
M_e	: Elastik moment dayanımı
$M_{N,Rd}$	: Azaltılmış plastik moment değeri
M_o	: Referans moment değeri
M_p	: Birleşimin plastikleşme moment değeri
M_r	: Deney kümesi içerisinde moment oranı
$M_{pl,Rd}$	: Kesit moment taşıma gücü
M_{Rd}	: Plastik moment dayanımı
M_{sd}	: Elemana etkiyen moment değeri
M_u	: Sınır taşıma gücü taşıma moment değeri
n	: Eğrinin keskinliğini tanımlayan parametre (şekil faktörü)
N	: Veri nokta sayısı; Normal kuvvet
N_{cr}	: İlgili burkulma moduna ait elastik kritik kuvvet
$N_{c,Rd}$	: Kesitin basınç dayanımı
N_{sd}	: Elemana etkiyen eksenel kuvvet değeri
$N_{t,Rd}$	: Kesitin çekme kapasitesi
$N_{t,sd}$	: Eksenel çekme kuvveti değeri
$N_{pl,Rd}$	: Kesit eksenel kuvvet taşıma gücü
Q	: Hareketli yükler
Q_u	: Elastik dönme sınırı

q_j	: j'inci boyut parametresi
R	: Rijit birleşim; Süneklik katsayısı
S	: $M-\Phi$ eğrisinin başlangıç noktasına teğet olarak çizilen doğrunun eğimi
SR	: Yarı-rijit birleşim
$S(T)$	: Spektrum Katsayısı
S_a	: a noktasından geçen teğetin eğimi
S_b	: b noktasından geçen teğetin eğimi
S_j	: Birleşimin başlangıç rijitlik değeri
$S_{j,ini}$	: Birleşimin başlangıç rijitlik değeri
$S_{j,ini}^*$	: Guseli birleşimin başlangıç rijitlik değeri
S_p	: Φ 'nin büyük değerleri için asimptotunun teğet doğrusunun eğimi
T	: Kesme kuvveti
t_w	: Kiriş gövde kalınlığı
V_t	: Eşdeğer deprem yükü yönteminde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü
W	: Rüzgar yükü; Kesite ait mukavemet momenti; Bina toplam ağırlığı
W_x	: X doğrultusu rüzgar yükü
W_y	: Y doğrultusu rüzgar yükü
$V_{wc,Rd}$	: Kolon gövdesinin taşıyabileceği kesme kuvveti
$W_{el,y}$	: Kesite ait y-y eksenli etrafındaki elastik mukavemet momenti
W_{com}	: Kesite ait en üst basınç lifinde elastik mukavemet momenti
$W_{pl,y}$	: Kesite ait y-y eksenli etrafındaki plastik mukavemet momenti
ΔF_n	: Binanın n. katına etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
Φ	: Dönme değeri
Φ_a	: a noktasındaki dönme değeri
Φ_b	: b noktasındaki dönme değeri
Φ_o	: Referans momente karşılık oluşan dönme değeri
Φ_p	: Birleşimin plastikleşme dönme değeri
Φ_r	: Deney kümesi içerisindeki dönme oranı
γ_{m0}	: I, II ve III nolu sınıf enkesitleri için güvenlik katsayısı
γ_{m1}	: Burkulmaya haiz elemanlar için güvenlik katsayısı
γ_{m2}	: Bulonlu kesitlerde net kesit alanı için güvenlik katsayısı
ξ	: İlgili burkulma moduna ait azaltma katsayısı
ξ_y	: y-y eksenlerine bağlı azaltma katsayısı
ξ_z	: z-z eksenlerine bağlı azaltma katsayısı
ξ_{LT}	: Yanal burkulma hesabı azaltma katsayısı
μ	: Çubuk narinliğine bağlı bir katsayı
ϕ_{vec}	: Azaltma Katsayısı
λ	: İlgili burkulma moduna ait narinlik katsayısı
β	: Katsayı
β_a	: Burkulmaya maruz elemanlar için katsayı
β_w	: Yanal burkulma hesaplarında gözönüne alınacak katsayı
β_{my}	: y-y eksenine bağlı eşdeğer uniform moment katsayısı
β_{mz}	: z-z eksenine bağlı eşdeğer uniform moment katsayısı
τ	: Kayma gerilmesi
τ_{max}	: Maksimum kayma gerilmesi
τ_{be}	: Basit kritik kesme mukavemeti

τ_{cr}	: Elastik kritik kesme mukavemeti
δ_1	: Ani sehim
δ_o	: Yüklendiği kirişin mevcut sehim
δ_l	: Sürekli sehim
δ_{max}	: Maksimum toplam sehim
ε	: Birim uzama
$^{\circ}C$	: Santigrad derece
π	: Pi sayısı
σ	: Gerilme
σ_{mak}	: Maksimum gerilme
σ_a	: Akma gerilmesi
σ_v	: Kıyaslama gerilmesi
σ_{eb}	: Yalnız eksenel basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilme
σ_{bem}	: Yalnız eksenel basınç kuvveti etkisi altında uygulanacak emniyet gerilmesi
σ_{bx}	: Yalnız M_x eğilme eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç başlığı emniyet gerilmesi
σ_{by}	: Yalnız M_y eğilme eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç başlığı emniyet gerilmesi
σ_{Bx}	: Yalnız M_x eğilme eğilme momenti etkisi altında uygulanacak basınç başlığı emniyet gerilmesi
σ_{By}	: Yalnız M_y eğilme eğilme momenti etkisi altında uygulanacak basınç başlığı emniyet gerilmesi

ÇELİK YAPILARDA YARI-RİJİT BİRLEŞİM TİPLERİNİN ÇERÇEVE BOYUTLANDIRMASINA ETKİLERİ

ÖZET

Bu tezin amacı, çelik yapılarda yeni bir kavram olarak ortaya çıkan yarı-rijit birleşimlerin derinlemesine incelenmesi, geleneksel yöntem olan rijit veya mafsallı birleşimlerle karşılaştırılması ve sonuçların irdelenmesidir.

Çelik yapılarda kiriş-kolon birleşimleri geleneksel olarak mafsallı veya rijit olarak düşünülürler. Rijit olarak tasarlanan kiriş-kolon birleşimlerinde birleşim noktasını oluşturan elemanların eksenleri arasında rölatif bir dönmenin olmadığı kabul edilir. Dolayısıyla mevcut yük altında oluşan eğilme momenti, elemanlarca, rijitlikleri ile orantılı olarak paylaşılır. Mafsallı olarak tasarlanan bir düğüm noktasında ise kolona bağlanan kiriş moment aktarmamakta ve uçlarından dönebilmektedir. Gerçekte ise bir düğüm noktası ne tam rijit ne de tam mafsallı olarak davranır.

Yapılar projelendirilirken düğüm noktalarını mafsallı veya rijit olarak tasarlamak şüphesiz ki birçok hesap kolaylığını da beraberinde getirmektedir. Ancak her ne kadar hesap kolaylığını beraberinde getirse de yapılan araştırmalar göstermiştir ki düğüm noktalarının davranışı gerçekte bu iki ekstrem değer arasında kalmaktadır. Bu davranış yarı-rijit davranış olarak adlandırılır.

Yapı elemanlarının davranışlarını, düşey eksende moment (M) ve yatay eksende dönme (Φ) olmak üzere; bu iki etkinin birbirleriyle olan etkileşimini gösteren M - Φ diyagramları en iyi şekilde açıklar. Dolayısıyla birleşimlerin sınıflandırılması ve taşıma gücü hesapları M - Φ eğrileri esas alınarak yapılmıştır. M - Φ eğrileri, yapılan pek çok deneysel çalışmaya dayanarak çeşitli parametrelere bağlı olarak ifade edilmiştir.

Bu çalışmada, birleşimlerin sistem üzerindeki etkisini inceleyebilmek amacıyla farklı birleşim tipleri kullanılarak sistem analiz edilmiş ve farklı birleşim tiplerinin ve farklı hesap yöntemlerinin boyutlandırmaya etkileri incelenmiştir. Bölüm 1’de yarı-rijit birleşimler hakkında bilgiler verilmiş, bölüm 2’de de birleşimlerin sınıflandırılmasından bahsedilmiştir. Bölüm 3’de moment-dönme fonksiyonlarının elde edilmesi, bölüm 4’de plastik hesap yönteminden bahsedilmiştir. Bölüm 5’de EC3’te yer alan hesap metodları ele alınmış, bölüm 6’da da iki yarı-rijit birleşim tipi için hesap metodları ayrıntılı olarak verilmiştir. Bölüm 7’de çeşitli sayısal örnekler verilmiş ve bölüm 8’de de sayısal örneklerin sonuçları irdelenmiştir.

THE EFFECTS OF THE SEMI-RIGID CONNECTIONS OVER THE FRAME DESIGN IN STEEL STRUCTURES

SUMMARY

The objective of this thesis is to scrutinize the semi rigid connections in steel frames which has recently appeared in structural engineering and to compare the differences between semi-rigid connections with the traditional methods which are rigid or/and pin connections. The results are also will be examined in this thesis.

In steel structures beam-to-column connections are traditionally assumed either rigid or pinned. In beam-to-column connections which is designed as rigid, is assumed that there is not a relative rotation between the axis of the elements forming the connection, thus the bending moment which caused under the existing load, will be shared by the ratios of the elements' rigidities. On the other hand, in beam-to-column connections which is designed as pinned, is assumed that the beam does not transfer the bending moment and will rotate on its ends. Actually a joint behaves neither fully rigid nor pinned.

While designing the constructions, assuming that the joints as rigid or pinned will certainly make the calculations easier. However the facility in calculation by designing the connection rigid or pinned, the experimental studies shows that the actual behaviour of the connection is between these two extreme limit states. This behaviour is called semi-rigid.

The best expression of the behaviour of the structural elements is interaction between M - Φ (Moment–Rotation) where the vertical direction represents M and the horizontal direction represents Φ in the interaction diagram. Thus the classification of the connections and the calculations of the bending moment resistance of the joints are calculated by using the M - Φ diagrams. After various experimental researches, the M - Φ diagrams are formed by using parameters.

In this study, different type of connections are used and system analyzed in order to examine the effects of the connections and type of analyzing methods over the system. In section 1, general informations are given about semi-rigid connections whereas in section 2 classification of the connections are examined. Moment-Rotation relationship is examined in section 3, and in section 4 plastic methods are analyzed. In section 5, calculation methods in EC3 are analysed whereby in section 6, two type of semi-rigid connections's calculation methods are given detailly. In section 7, several type of numeric examples are given and the results of this numeric examples are examined in section 8.

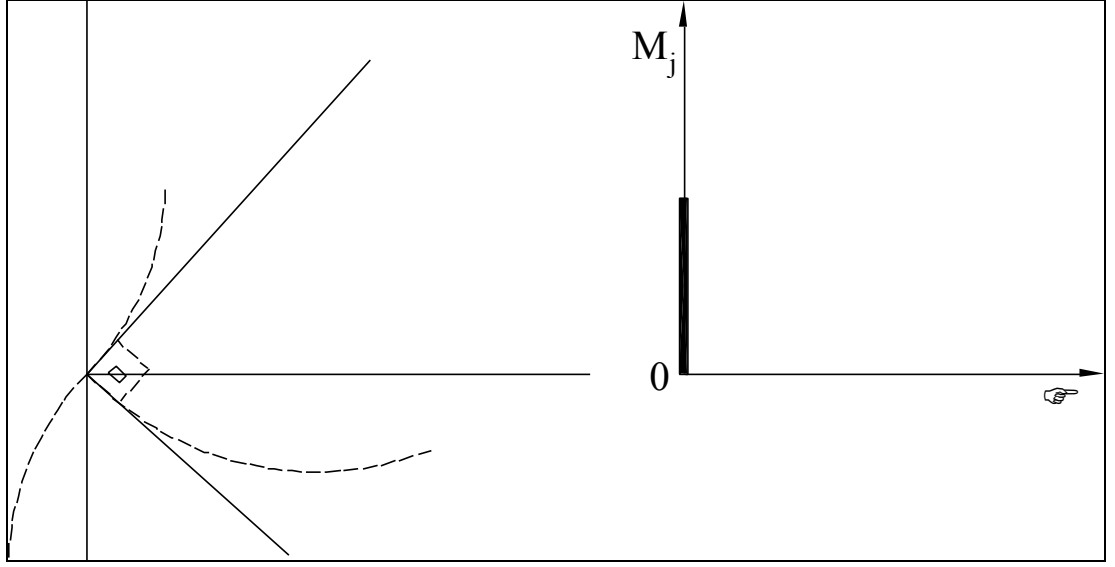
1. GİRİŞ

Çelik yapılarda kiriş-kolon birleşimleri genellikle mafsallı veya rijit olarak düşünülürler. Mafsallı bir kiriş-kolon birleşiminde, kolona bağlanan kiriş moment aktarmamakta ve uçlarından dönebilmektedir (Yorgun, Yardımcı ve Arda, 1995). Yalnızca eksenel kuvvet ve kesme kuvveti aktarabilmektedir. Bu şekilde tasarlanan bir düğüm noktası sistemde, kiriş açıklıklarında büyük moment ve sehim değerlerinin oluşmasına yol açar.

Rijit olarak tasarlanan kiriş-kolon birleşimlerinde birleşim noktasındaki elemanların eksenleri arasında rölatif bir dönmenin olmadığı kabul edilir. Dıştan etkiyen eğilme momenti eleman rijitlikleriyle orantılı olarak dağılır. Bu şekilde tasarlanan bir düğüm noktası ise sistemde, kiriş açıklıklarında moment ve sehim değerlerinin azalmasına, kolon uçlarında ise tam tersi, artmasına neden olur.

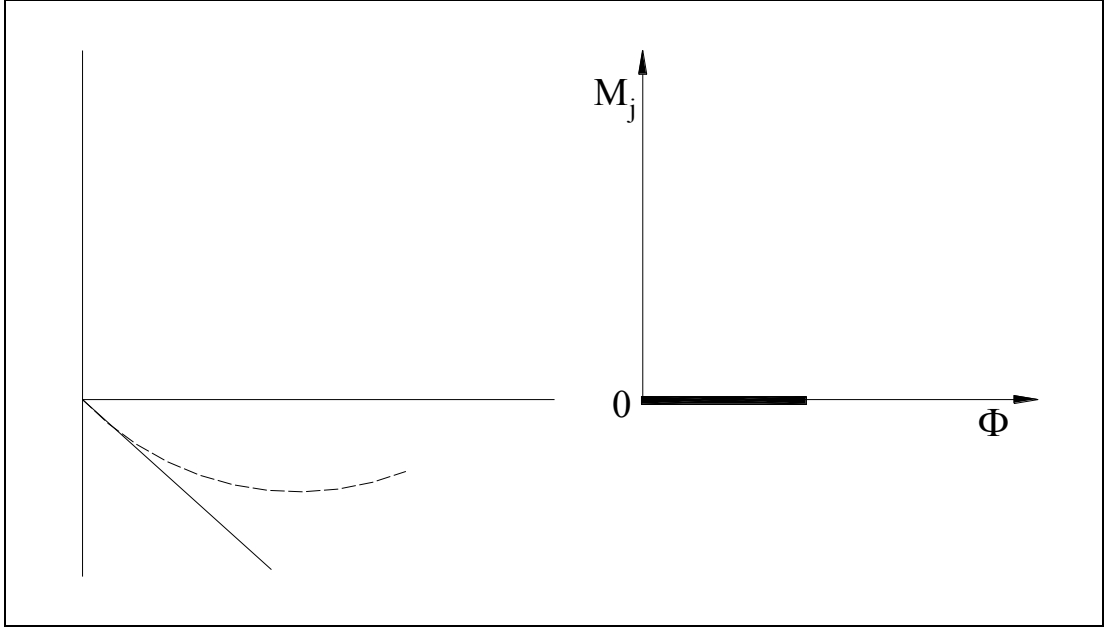
Yapılar projelendirilirken düğüm noktalarını mafsallı veya rijit olarak tasarlamak şüphesiz ki birçok hesap kolaylığını da beraberinde getirmektedir. Ancak her ne kadar hesap kolaylığını beraberinde getirse de yapılan araştırmalar göstermiştir ki düğüm noktalarının davranışı gerçekte bu iki ekstrem değer arasında kalmaktadır. Bu davranış yarı-rijit davranış olarak adlandırılır.

Yapı elemanlarının davranışlarını, düşey ekseninde moment (M) ve yatay ekseninde dönme (Φ) olmak üzere; bu iki etkinin birbirleriyle olan etkileşimini gösteren $M-\Phi$ diyagramları en iyi şekilde açıklar.



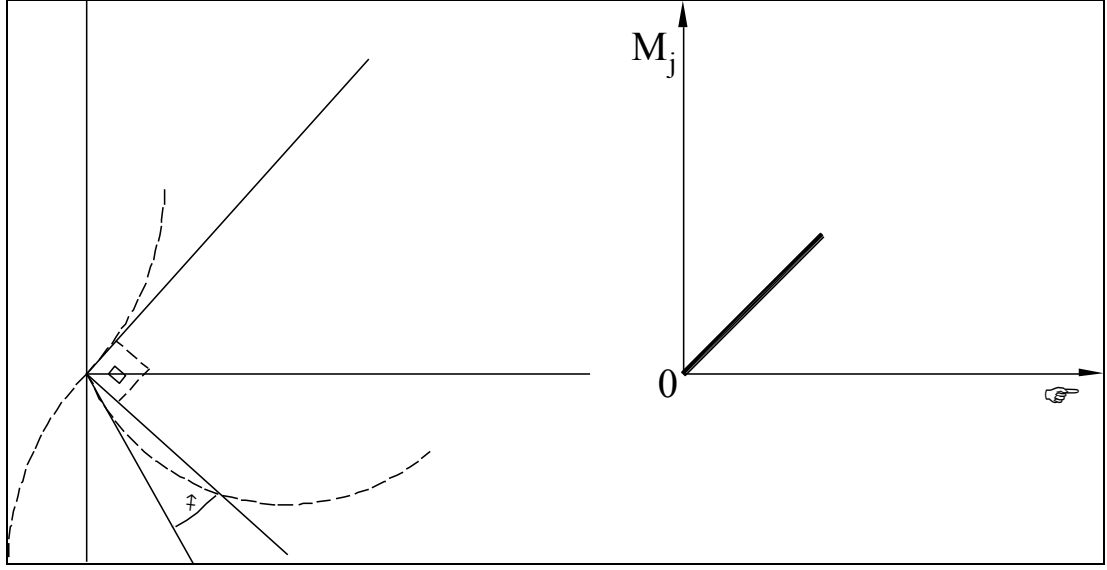
Şekil 1.1 Rijit birleşime ait şekil değıştirme ve $M-\Phi$ diyagramı

Şekil 1.1 'de rijit bir birleşimin dıştan etkiyen bir yük altında oluşan şekil değıştirme eğrileri ve $M-\Phi$ diyagramları gösterilmiştir. Eğer tasarlanan düğüm noktasının her tarafı yeterli rijitliğe sahip (ideal olarak sonsuz rijit) ve o düğüm noktasına bağlanan tüm yapısal elemanların belli yükleme altında dönmeleri eşit oluyorsa bu birleşim rijit birleşim olarak adlandırılır (Commission of The European Communities, 1997). $M-\Phi$ diyagramından da anlaşılacağı gibi rijit bir birleşimde moment mevcut dönme ise yoktur. Momentin değeri ise birleşimin kapasitesine bağlıdır.



Şekil 1.2 Mafsallı birleşime ait şekil değiştirme ve $M-\Phi$ diyagramı

Şekil 1.2’de belirli yükleme altında mafsallı bir birleşimin şekil değiştirme eğrisi ve $M-\Phi$ diyagramı gösterilmiştir. Tasarlanan düğüm noktasının yeterli rijitliğe sahip olmadığı ve yükleme altındaki kirişin Şekil 1.2’deki gibi basit kiriş olarak davrandığı birleşimlere mafsallı birleşim denir (Commission of The European Communities, 1997). Şekilden de görüldüğü gibi mafsallı bir birleşimde yükleme altında kolonda eğilme meydana gelmemektedir. $M-\Phi$ diyagramından da görüldüğü gibi mafsallı bir birleşimde moment olmamakta dönme ise mevcuttur.

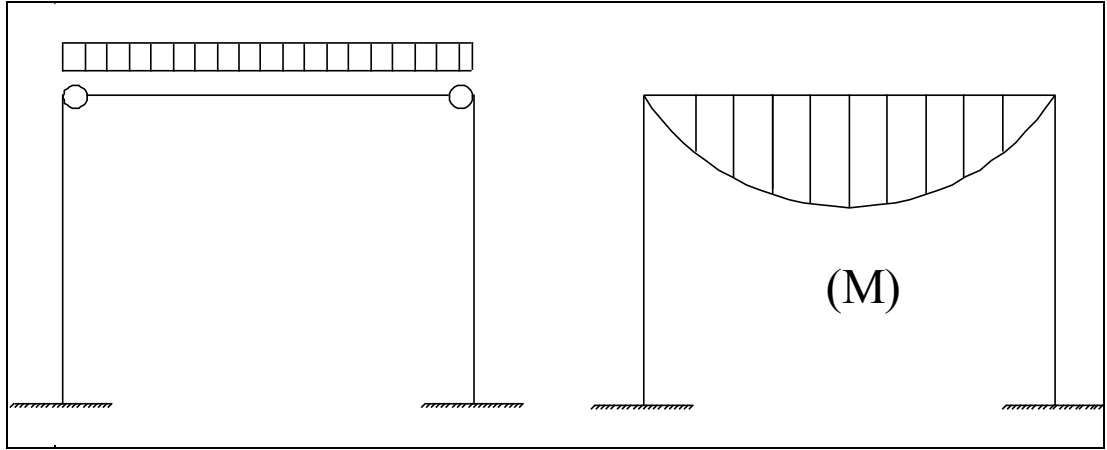


Şekil 1.3 Yarı-rijit birleşime ait şekil değiştirme ve $M-\Phi$ diyagramı

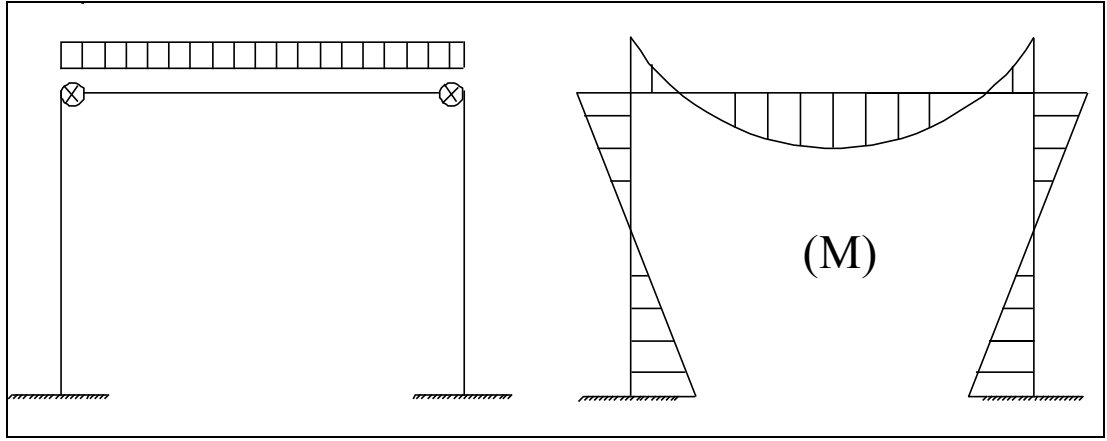
Şekil 1.3’de belirli bir yükleme altında yarı-rijit birleşimin şekil değiştirme eğrisi ve $M-\Phi$ diyagramı gösterilmiştir. Tasarlanan düğüm noktası ne tam rijit ne de tam mafsallı olarak davranabiliyorsa, düğüm noktasında meydana gelen dönme mutlak dönmeden ϕ açısı kadar fark eder (Commission of The European Communities, 1997). $M-\Phi$ diyagramından da görüleceği gibi yarı-rijit olarak tasarlanan bir birleşimde hem moment hem de dönme mevcuttur.

Yarı-rijit birleşimlerde yapılan yüklemeler o düğüm noktasına bağlı elemanlarda Şekil 1.3’de de görüldüğü gibi hem eğilme momenti hem de dönme oluştururlar. Meydana gelen moment ve rölatif dönmeler düğüm noktası özelliklerine bağlıdır.

Yapı analizinde rijit veya mafsallı birleşim yerine yarı-rijit birleşim kullanılması sadece deplasmanları değil iç kuvvet dağılımlarını yani kesit tesirlerini de önemli ölçüde etkiler. Şekil 1.4’de mafsallı bir birleşim ve buna ait şematik olarak moment kesit tesiri diyagramı gösterilmiştir. Yine aynı şekilde Şekil 1.5’de yarı-rijit bir birleşim örneği ve buna ait şematik olarak moment kesit tesiri diyagramı gösterilmiştir. İki şekilden de görüleceği gibi mafsallı birleşimde kiriş daha çok zorlanmakta, yarı-rijit birleşimde ise mafsallı birleşime göre kiriş o kadar çok zorlanmamakla birlikte kolonlar da bir miktar zorlanmaktadır.



Şekil 1.4 Mafsallı birleşime ait yükleme durumu ve moment (M) diyagramı



Şekil 1.5 Yarı-rijit birleşime ait yükleme durumu ve moment (M) diyagramı

Bu tezin amacı, çelik yapılarda yeni bir kavram olarak ortaya çıkan yarı-rijit birleşimlerin derinlemesine incelenmesi, geleneksel yöntem olan rijit veya mafsallı birleşimlerle karşılaştırılması ve sonuçların irdelenmesidir.

Bu çalışmada, birleşimlerin sistem üzerindeki etkisini inceleyebilmek amacıyla farklı birleşim tipleri kullanılarak sistem analiz edilerek, farklı birleşim tiplerinin ve farklı hesap yöntemlerinin boyutlandırmaya etkileri incelenmiştir.

2. KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN SINIFLANDIRILMASI

Kiriş-kolon birleşimlerinin gerçek davranışlarını incelemek için uzun yıllardan beri gerek deneysel, gerekse teorik çalışmalar sürdürülmektedir. Ancak birleşimlerin yarı-rijit davranışlarını esas alan pratik uygulamalar son yıllarda yaygınlaşmıştır. Pratiğe yönelik uygulamaların bu kadar gecikmiş olmasının nedenlerinden en önemlisi, giriş-kolon birleşimlerinin, konstrüksiyonun tüm davranış parametrelerini dikkate alan bir yaklaşımla sınıflandırılabilmesinin çok güç olmasıdır. Bu durum, pek çok birleşim tipinin ve buna bağlı olarak da fazla sayıda değişkenin mevcut olmasının doğal bir sonucudur.

Bu bölümde, ilk olarak, çelik giriş-kolon birleşimlerinin davranışlarıyla ilgili Kishi ve Chen, Calson ve Brozetti'nin yapmış olduğu pek çok çalışma sonuçlarını özetler nitelikte standart bir sınıflandırma sistemi sunulacaktır. İkinci olarak da, Eurocode 3'e göre birleşimlerin sınıflandırılması incelenecektir.

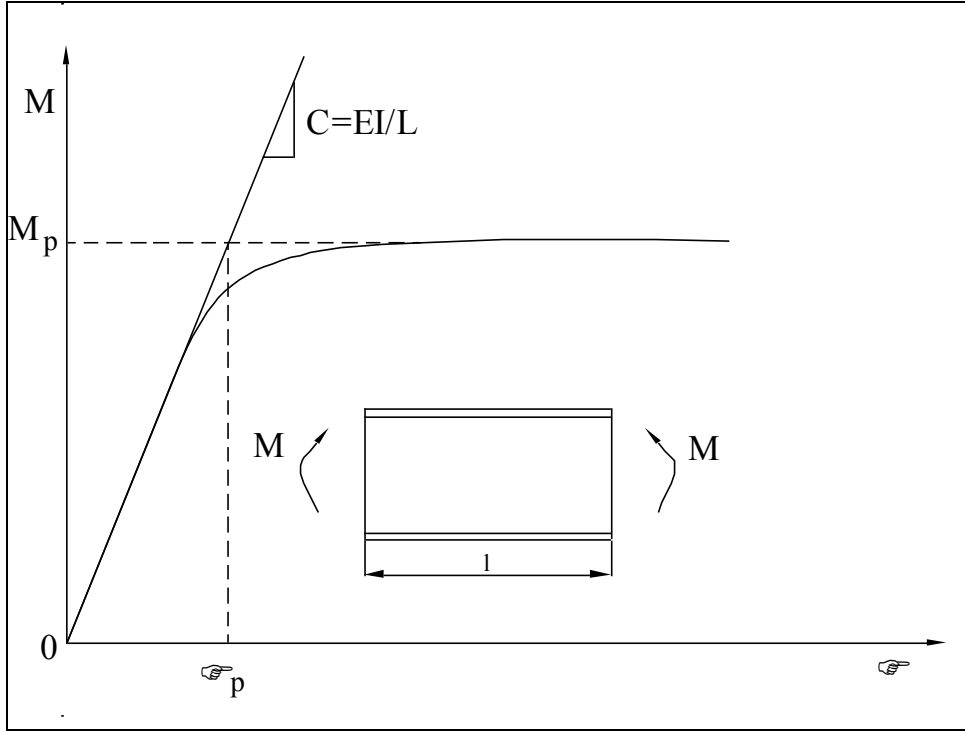
2.1. Standart Sınıflandırma Sistemi

Sınıflandırmadaki en önemli problemlerin başında hem taşıma gücü limit durumu için, hem de kullanılabilirlik limit durumu için gerekli kriterleri içerecek bir sınıflandırmanın yapılabilmesidir. Kullanılabilirlik limit durumu için başlıca düşünülmesi gereken kriterler deformasyonlar ve birleşimin rijitliğidir. Taşıma gücü limit durumu içinse sismik yüklerin etkin olduğu yapılarda dönme kapasitesi, süneklik ve enerji yutma kapasiteleri önem kazanır (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990).

Sınıflandırmada sadece birleşim dikkate alınacak ve düğüm noktasındaki kesme kuvvetinden dolayı oluşan deformasyonların tüm sistem tarafından yansıtıldığı düşünülecektir. Bunun sebebi ise yapılan birleşim deney ve analizlerinin genellikle düğüm noktasını oluşturan elemanların karakteristiklerini içermesidir (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990).

Sınıflandırma sistemi, boyutsuz olmakla beraber birleşim elemanlarından girişin belli bir “referans uzunluk” diye tabir edeceğimiz uzunluğuna bağlıdır. Yapı analizindeki

çubukların açılmal deplasmanları, birleşimin dönme miktarı önemlidir. Birleşim momenti kirişin plastik moment taşıma kapasitesine bağı olarak boyutsuzlaştırılmıştır. Kirişin plastik dönme kapasitesi kiriş uzunluğunun bir fonksiyonu olmamasına rağmen eğrinin başlangıç eğimi $C = EI/L$ kirişin rijitliğinin bir ifadesi olarak kiriş boyunun bir fonksiyonudur (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990).



Şekil 2.1 Kirişin rölatif dönmesini esas alan $M-\Phi$ eğrisi (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990)

2.1.1 Sınıflandırma sistem mantığı

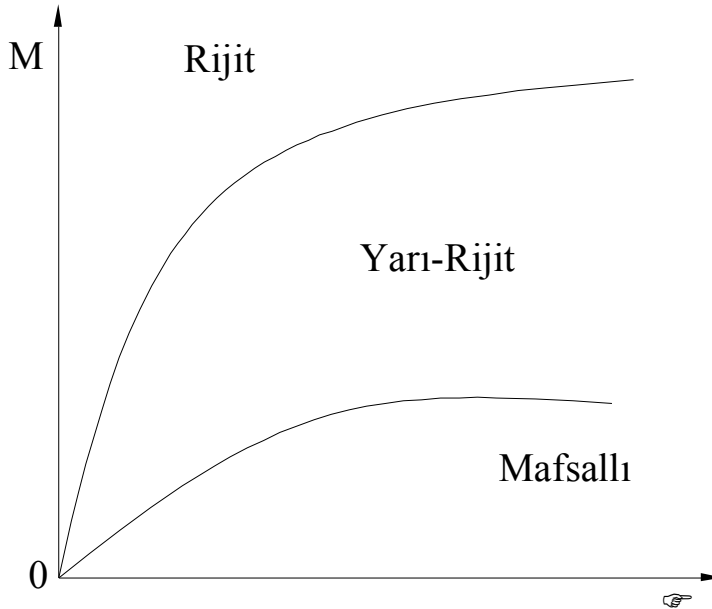
Sınıflandırma yapılırken dikkat edilecek en önemli hususlardan biri, yapılan sınıflandırmanın gerçek davranışı en iyi şekilde temsil etmesi ve bu sınıflandırmanın tasarım mühendislerine de pratik yaklaşımlar getirmesidir. Bu amaçla birleşimler üç gruba ayrılmıştır:

- 1) Mafsallı birleşimler
- 2) Rijit Birleşimler
- 3) Yarı-rijit Birleşimler

Bu üç ayrı grubun ilk ikisi ile ilgili numerik analiz ve tasarım programları mevcuttur ve yarı-rijit davranış dikkate alınmayabilir. Ancak bu şekilde düğüm noktasının gerçek davranışı yeterli yaklaşımla idealize edilmiş olmaz.

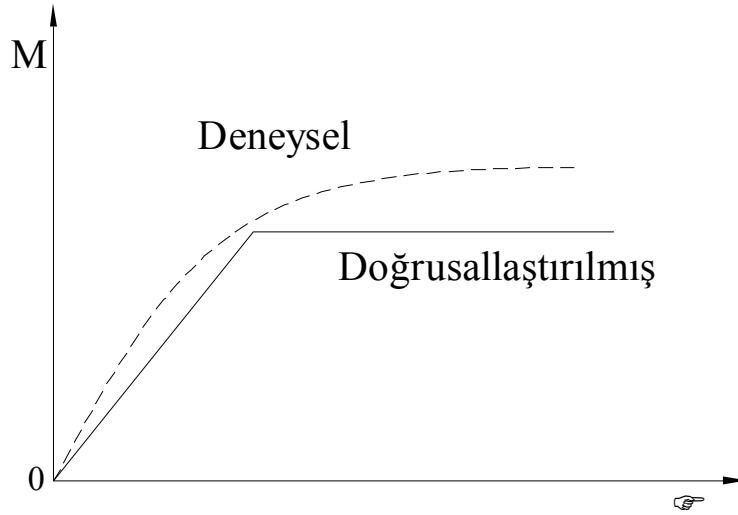
Gerçekte tüm birleşimler aslında üçüncü gruba girmektedir. Bu şekilde tasarlanan birleşimler düğüm noktasının gerçek davranışını ortaya koyar. Yarı-rijit birleşimlerde süneklik önemli bir parametredir. Yalnız birleşimin sünekliğinin artması büyük ikinci derece ($P-\Delta$) etkileri doğurur ki bu etkiler de yapı tasarımında gözönüne alınmalıdır (Bjorhovde, 1988).

Birleşim non-lineer bir davranış göstereceğinden bu üç ayrı grubun da sınıflandırmasını bu non-lineer davranış eğrilerine bağlı olarak yapmak şüphesiz ki mantıklı olacaktır (Şekil 2.2).



Şekil 2.2 Birleşim non-lineer davranış bölgeleri (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990)

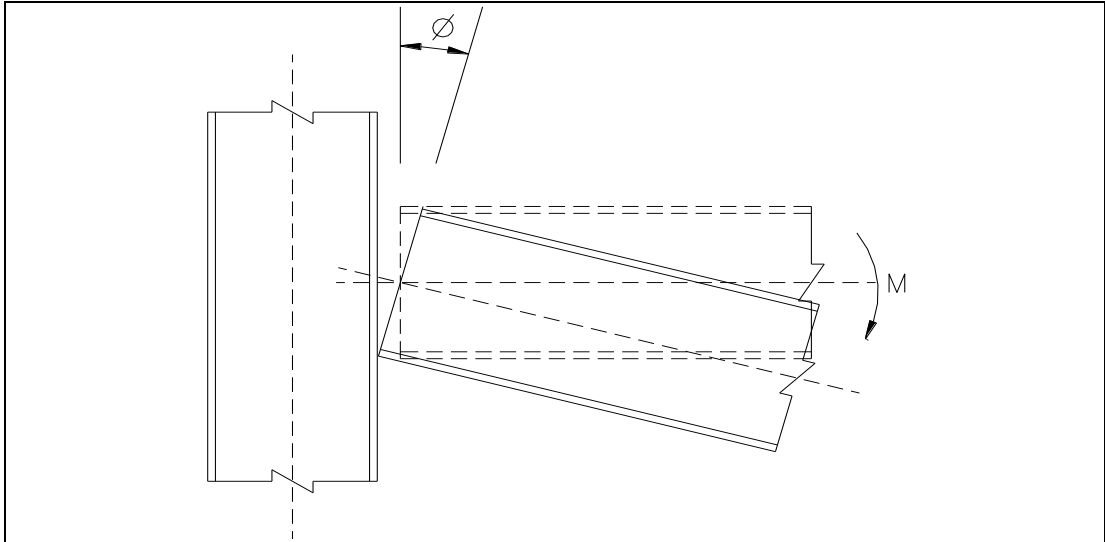
Pratik yaklaşımlar yapmak için non-lineer eğriler lineerleştirilerek sınıflandırma yapmak mümkündür (Şekil 2.3). Bu yaklaşım hem kullanma sınır durumu hem de taşıma gücü sınır durumu için yapılacak sınıflandırmada kolaylık sağlar. Eğrinin başlangıçtaki lineer bölgesi kullanma yük durumunu, yatay bölgesi ise kesitin nihai plastik taşıma gücü dolayısıyla taşıma gücü yük durumunu yansıtır.



Şekil 2.3 Birleşimin lineerleştirilmiş moment-dönme ilişkisi (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990)

2.1.2 Birleşimin performans kriterleri

Birleşimlerin sınıflandırılmasında deformasyonun en önemli ölçüsü dönmedir (Şekil 2.4). Kirişlerin analizinde $M-\Phi$ diyagramında da momente bağlı dönme mevcuttur. Bu benzerlik sınıflandırma sisteminin oluşturulmasında kirişin belli bir uzunluğu olan referans uzunluk kavramının kullanılmasının en önemli sebeplerinden biridir.

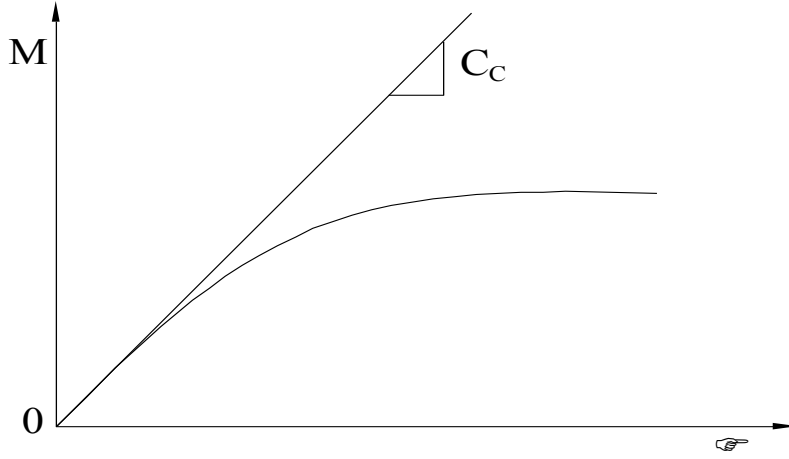


Şekil 2.4 Birleşimin Rölatif Dönmesi (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990)

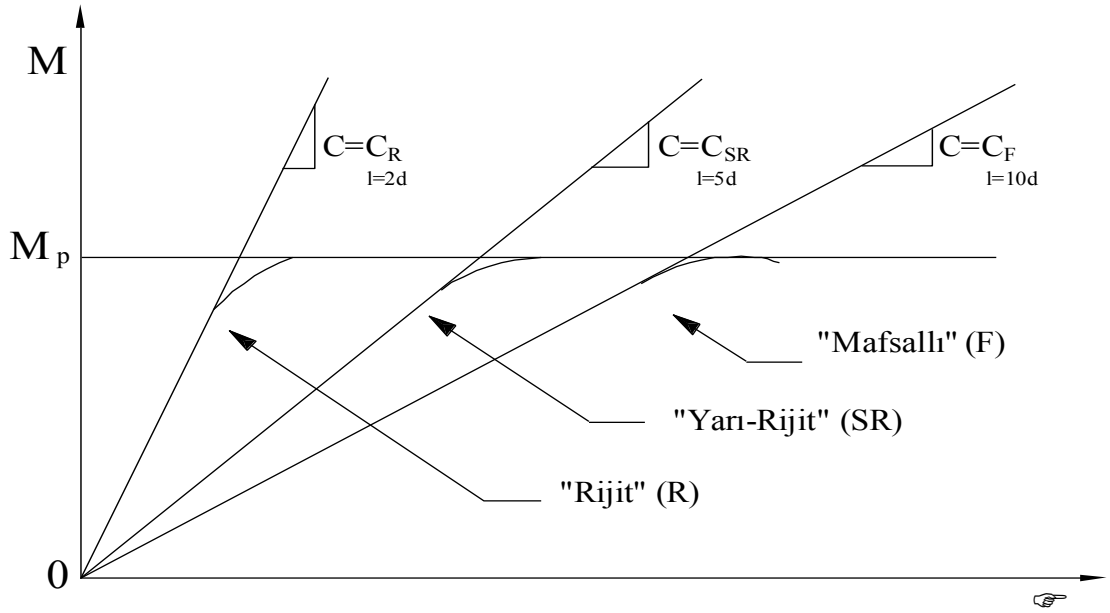
2.1.2.1 Referas uzunluk kavramı

Referans uzunluk kavramı birleşimin dönmesi, kirişin dönmesi, M- Φ eğrisinin başlangıç eğimi, kirişin rijitliği gibi parametrelerin birlikte düşünülme ihtiyacından doğmuştur.

Referans uzunluk, birleşimi oluşturan kirişin başlangıç rijitliğiyle (Şekil 2.1 $C = EI/L$) birleşimin M- Φ eğrisinin başlangıç eğimine (Şekil 2.5 C_c) eşitlenmesiyle bulunur. Birleşim rijitlikleri birleşim tipine bağlı olarak değişir dolayısıyla farklı birleşim türleri için farklı referans uzunluklar kullanmak gerekir. Hesaplanan referans uzunluklar kiriş yüksekliğine (d) bağlı olarak tanımlanır (Şekil 2.6) (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990).



Şekil 2.5 Tipik yarı-rijit birleşimde moment-dönme ilişkisi (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990)

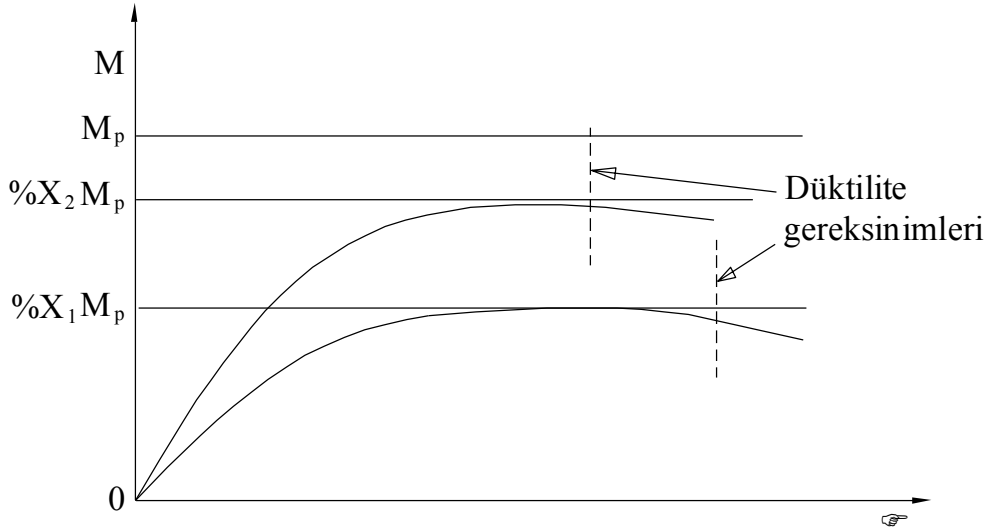


Şekil 2.6 Farklı referans uzunluklarına sahip kiriş elemanlarına ait moment-dönme eğrileri (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990)

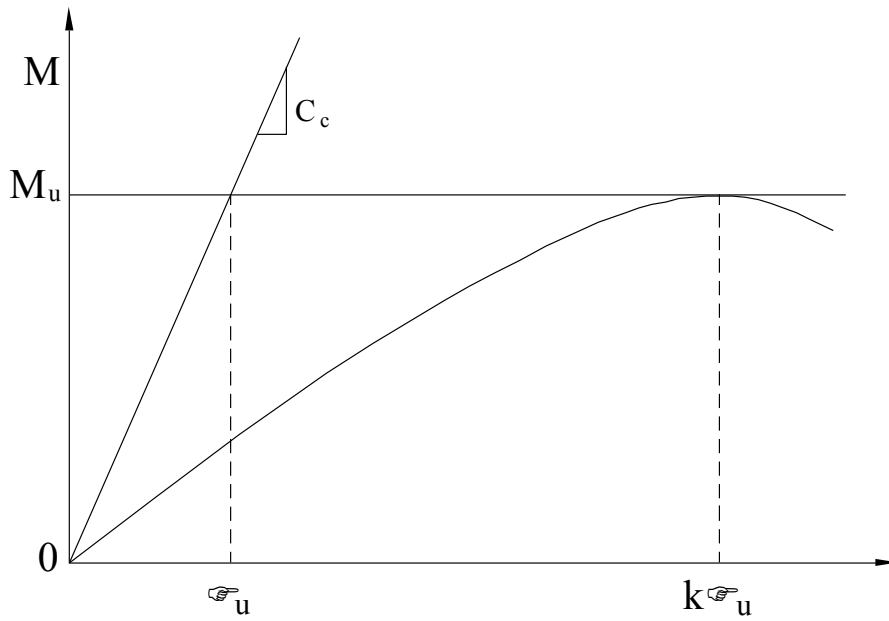
2.1.2.2 Taşıma gücü ve süneklik kavramları

Mafsallı ve yarı-rijit olarak sınıflandırılan birleşim tiplerinin taşıma gücü limit durumları, bağlandıkları kirişlerin plastik moment kapasitelerinin belirli yüzdeleri olarak tarif edilmelidirler. Elde edilen değerler mafsallı ve yarı-rijit birleşimlerin azami moment kapasitelerini verir (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990).

Moment-dönme eğrilerinde ,eğride azalmanın başladığı noktaya tekabül eden dönme değeri süneklik limitini verecektir. Şekil 2.7’de elastik dönme sınırı Φ_u ve gerekli sünekliğe bağlı olarak değişen taşıma gücü dönme değeri $k\Phi_u$ verilmiştir. K değeri yönetmeliklere bağlı olarak değişmektedir. AISC Specification 1989, k için yaklaşık olarak 4 önermekle birlikte sismik açıdan da güvenli tarafta kalmak amacıyla 6 değeri kullanılmıştır (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990).



Şekil 2.7 Taşıma gücü ve süneklik sınırları (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990)



Şekil 2.8 Gerekli süneklik ve birleşimin M- Φ diyagramı (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990)

2.1.3 Sınıflandırma Sisteminin Oluşturulması

2.1.3.1 Referans Uzunluğunun Seçimi

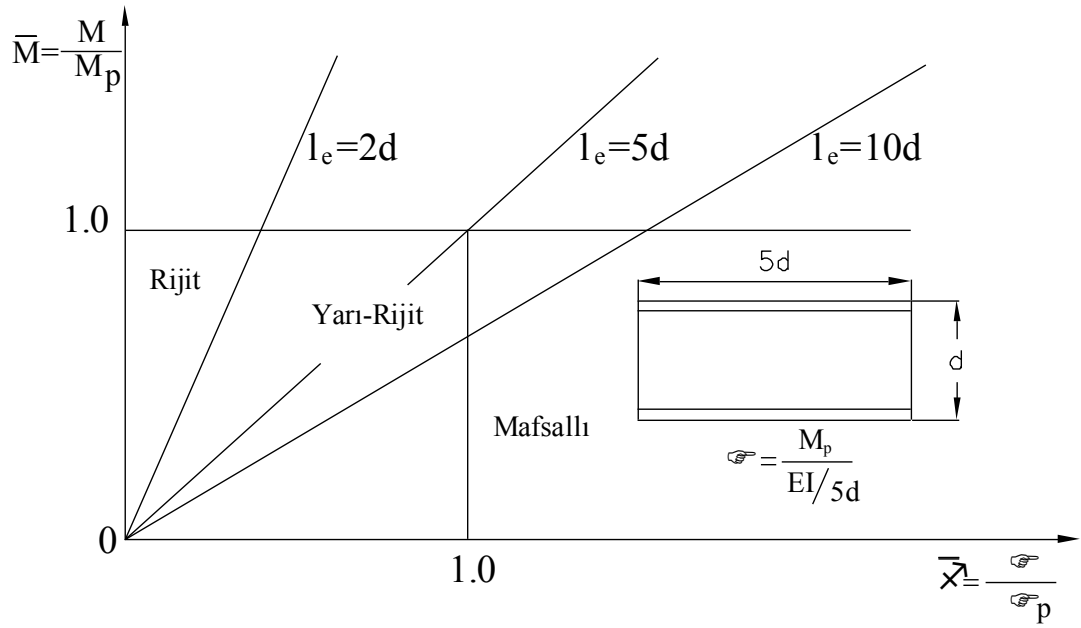
Kishi ve Chen (1986) kiriş-kolon birleşimleriyle ilgili pek çok sayıda deneysel çalışma bulgularından yola çıkarak, bir birleşimdeki en uygun referans uzunluğunun kiriş derinliğinin (d), beş katı olduğunu saptamışlardır. Bu uzunluk yarı-rijit bölgenin

tam ortasına tekabül eder. Referans uzunluğu seçimi konusunda çalışan diğer bilim adamları Bjorhovde, Calson ve Brozetti’de yaptıkları bir çok sayısal deneyler sonucu aynı sonuca ulaşmışlardır.

Tablo 2.1 Birleşim tiplerine göre referans uzunlukları (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990)

Açıklama	Rijit Alın Levhalı	Yarı –Rijit		Mafsallı	
		Kiriş yüksekliğinde Alın Levhalı	Üst/Alt Başlık Köşebentli ve Gövde Köşebentli	Başlık Levhalı	Çift Gövde Köşebentli
Birleşimin Eşdeğer Uzunluğu l_e	$1d < l_e < 2d$	$2d < l_e < 5d$	$4d < l_e < 7d$	$\approx 10d$	$\approx 15d$
Birleşimin Moment Taşıma Gücü M_u	$\approx 0.9 M_p$	$\approx 0.6 M_p$	$\approx 0.45-0.6 M_p$	$\approx 0.2 M_p$	$\approx 0.15 M_p$

Referans uzunluğunun küçük olması birleşimi daha rijit kılar. Yarı-rijit bölge 2d ve 10d referans uzunlukları arasındaki bölgeye tekabül eder. Şekil 2.9 da gösterilen 2d, 5d ve 10d sınır referans uzunluklarına tekabül etmektedir.

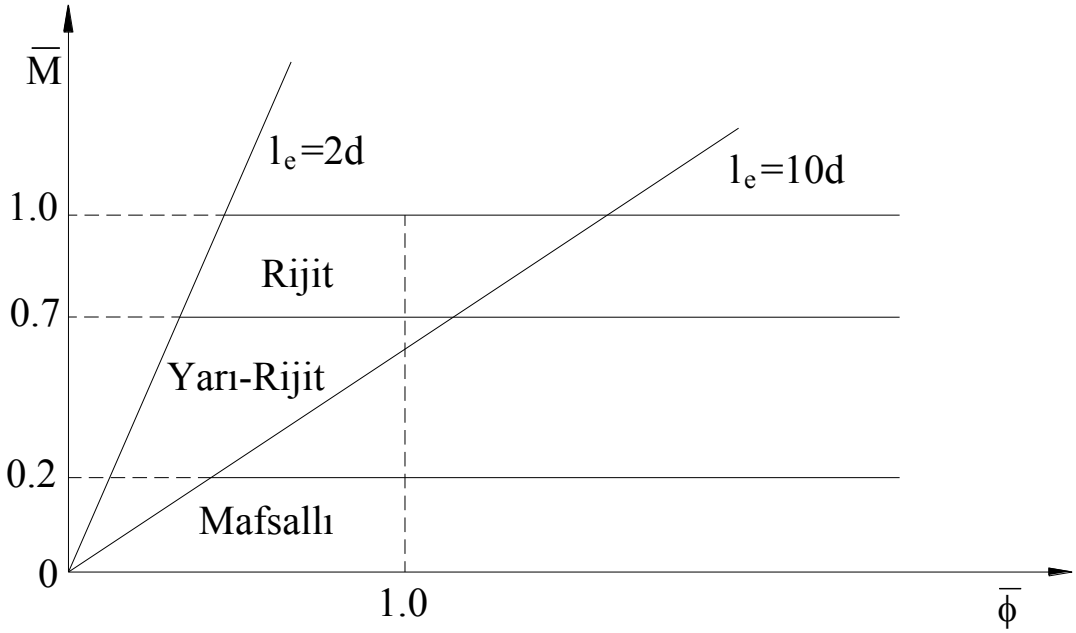


Şekil 2.9 Başlangıç rijitliklerinin boyutsuz sınıflandırılması (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990)

2.1.3.2 Taşıma Gücü Sınırının Belirlenmesi

Mafsallı, yarı-rijit bölgeler arasında birleşimin taşıma gücü momentinin $0.2 M_p$ alınması , yarı-rijit ve rijit bölgeler arasında ise birleşimin taşıma gücü momentinin $0.7 M_p$ alınması Tablo 2.1’ de gösterildiği gibi gerçekçi bir yaklaşım olur. Rijit birleşimlerin taşıma gücü momentlerinin ise $0.7 M_p$ ’den ve hatta eğer göçmenin birleşim noktasından uzakta oluşması isteniyorsa plastikleşme momenti olan M_p ’den de büyük alınabilir (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990).

Aşağıda başlangıç rijitliğine bağlı olarak boyutsuz taşıma gücü momenti değişimini ifade eden bir diyagram gösterilmiştir.



Şekil 2.10 Başlangıç rijitliklerinin ve taşıma güçlerinin boyutsuz olarak sınıflandırılması (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990).

2.1.3.3 Süneklik Gereksinimi

Birleşim için gerekli sünekliğe $\&_r$ denirse,

$$\&_r = k \&_u$$

$\&_u$ teorik plastik dönme olup değeri;

$$\&_u = \frac{M_u}{C_c}$$

C_c başlangıç rijitlik değeri olup aşağıdaki ifadeden elde edilir;

$$C_c = \frac{(EI)}{\alpha d}$$

Burada αd kirişe birleşimin vereceği eşdeğer bir rijitlik veren referans uzunluktur.

Taşıma gücü momenti, plastik moment değerine eşit kabul edilir ve referans uzunluğu $5d$ alınırsa, boyutsuz olarak gerekli süneklik $\&_r$,

$$\&_p = M_p / (EI / 5d)$$

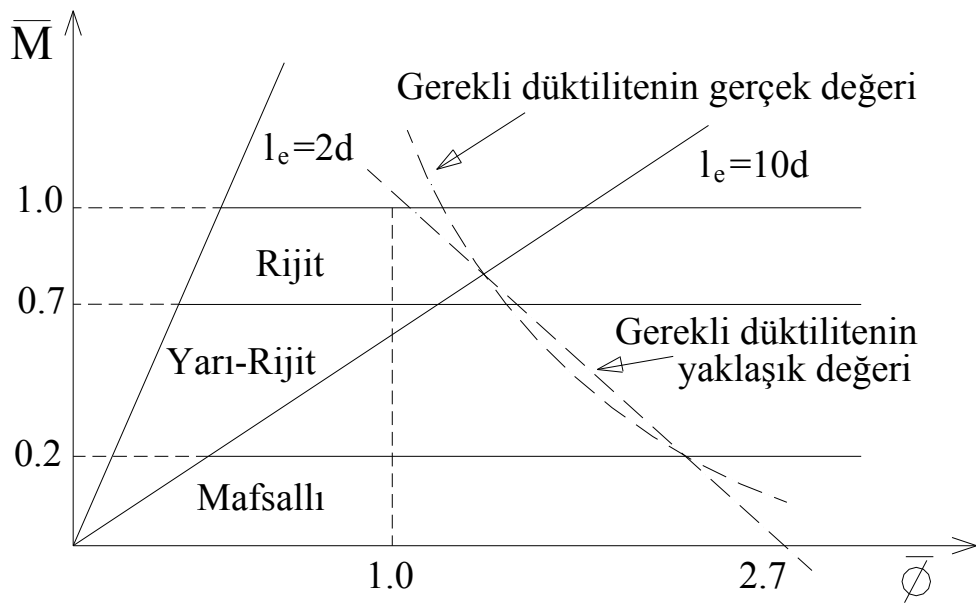
$$\& = \& / \&_p$$

$$\&_r = \&_r / \&_p = k M_u \left(\frac{\alpha d}{EI} \right) \left(\frac{EI}{5d} \right) \frac{1}{M_p} = \left(\frac{k}{5} \right) \left(\frac{M_u}{M_p} \right) \alpha$$

ve buradan gerekli süneklik;

$$\&r = \left(\frac{k}{5}\right)\left(\frac{M_u}{M_p}\right)\left(\frac{EI}{C_c d}\right)$$

Gerekli süneklik $\&r$ boyutsuz incelendiği zaman, birleşimin moment taşıma gücü olan M_u 'nun, kirişin plastik momenti olan M_p 'ye oranına bağlıdır ve birleşimin başlangıç rijitliği ile ters orantılıdır (Şekil 2.11) (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990).

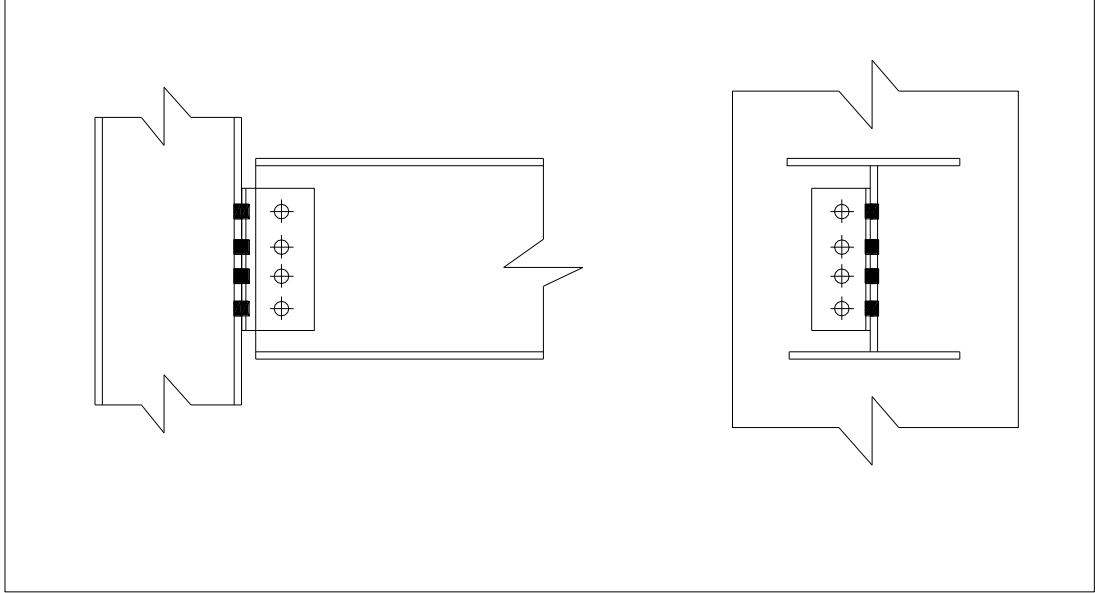


Şekil 2.11 Birleşim boyutsuz sınıflandırma diyagramı (Bjorhovde, Calson ve Brozetti, 1990).

2.2 Çelik Yapılarda Kullanılan Birleşim Tipleri

Kishi ve Chen çelik yapılarda kullanılan bazı birleşim tiplerini yapılan deneyler sonucu aşağıdaki gibi sınıflandırmıştır.

2.2.1 Tek Korniyerli Gövde Birleşimi



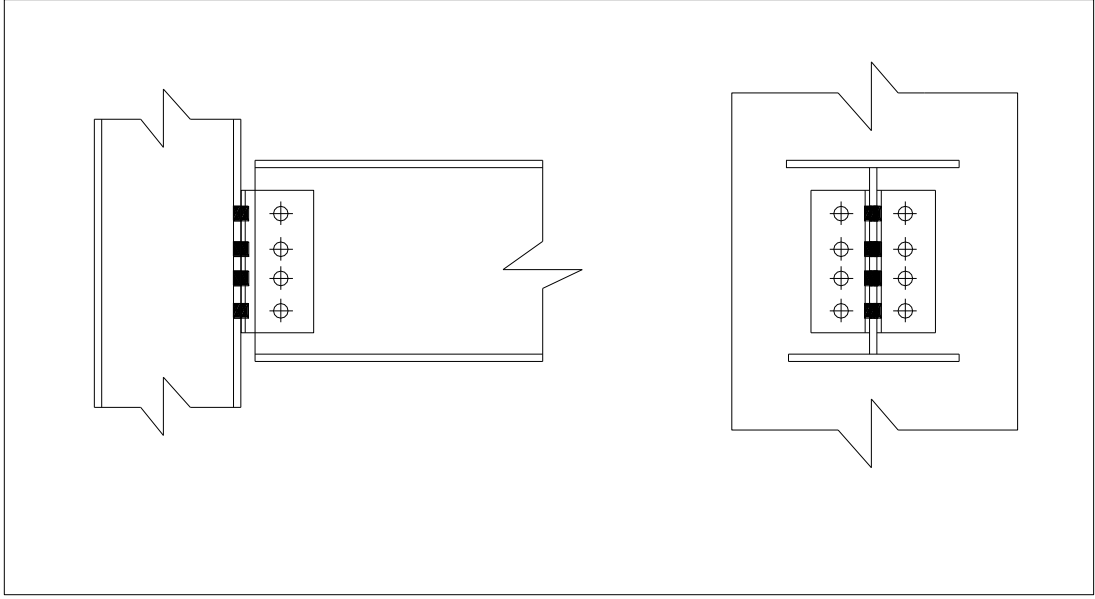
Şekil 2.12 Tek korniyerli gövde birleşimi

Şekil 2.12’de tek korniyerle yapılmış kiriş-kolon birleşiminin kesit ve karşıdan görüşleri gösterilmiştir. Bu tip bir birleşim tek korniyerin bulonla veya kaynakla kolon başlığına ve kiriş gövdesine sabitlenmesi suretiyle yapılır. Yine aynı şekilde tek levha birleşimi de yapılabilir, bu birleşimde levha korniyerin yerini alır. Korniyerle yapılan birleşime göre daha az malzeme kullanılmasına rağmen rijitlik mertebesi aynı veya daha fazladır. Kishi ve Chen yaptığı deneylerle bu tip bir birleşimin moment aktarmadığı dolayısıyla böyle bir birleşimin mafsallı bir birleşim gözönüne alınması gerektiğini söylemişlerdir.

2.2.2 Çift Korniyerli Gövde Birleşimi

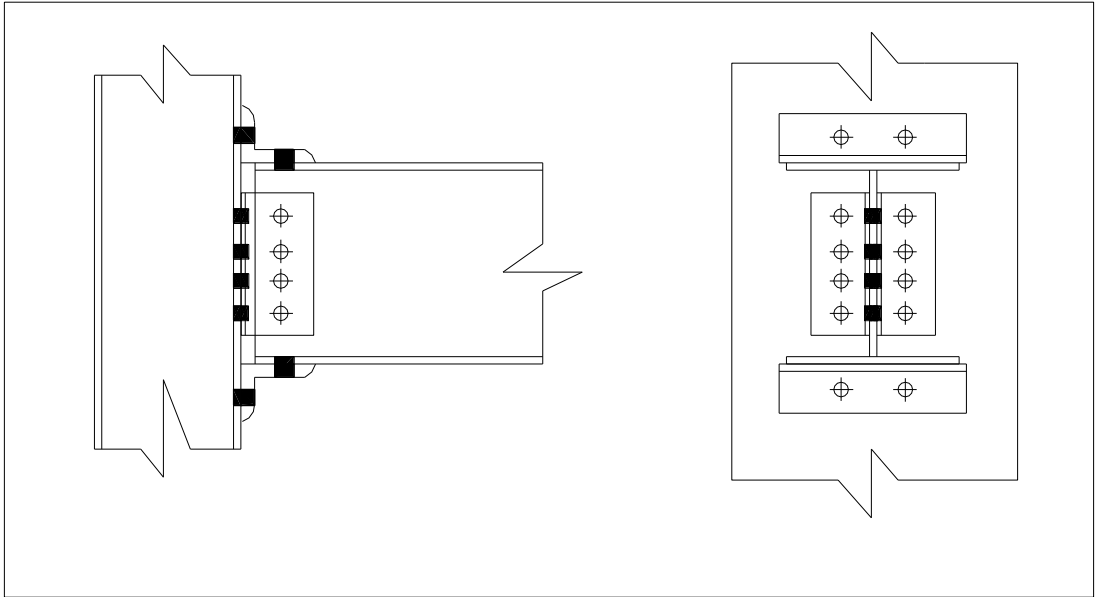
Şekil 2.13’de çift korniyerle yapılmış kiriş-kolon birleşiminin kesit ve karşıdan görüşleri gösterilmiştir. Bu tip bir birleşim çift korniyerin bulonla veya kaynakla kolon başlığına ve kiriş gövdesine sabitlenmesi suretiyle yapılır. Günümüzde bu tip birleşimlerde kullanılan birleşim araçları daha çok, yüksek mukavemetli bulonlardır. Bu şekilde tasarlanan düğüm noktasının rijitliği tek korniyerli gövde birleşimi

şeklinde tasarlanan düğüm noktasının rijitliğine göre yaklaşık iki-dört kat daha fazladır. Ancak yine de birleşim mafsallı olarak gözönüne alınmaktadır.



Şekil 2.13 Çift korniyerli gövde birleşimi

2.2.3 Üst ve Alt Başlık Korniyerli, Gövde Çift Korniyerli Birleşim

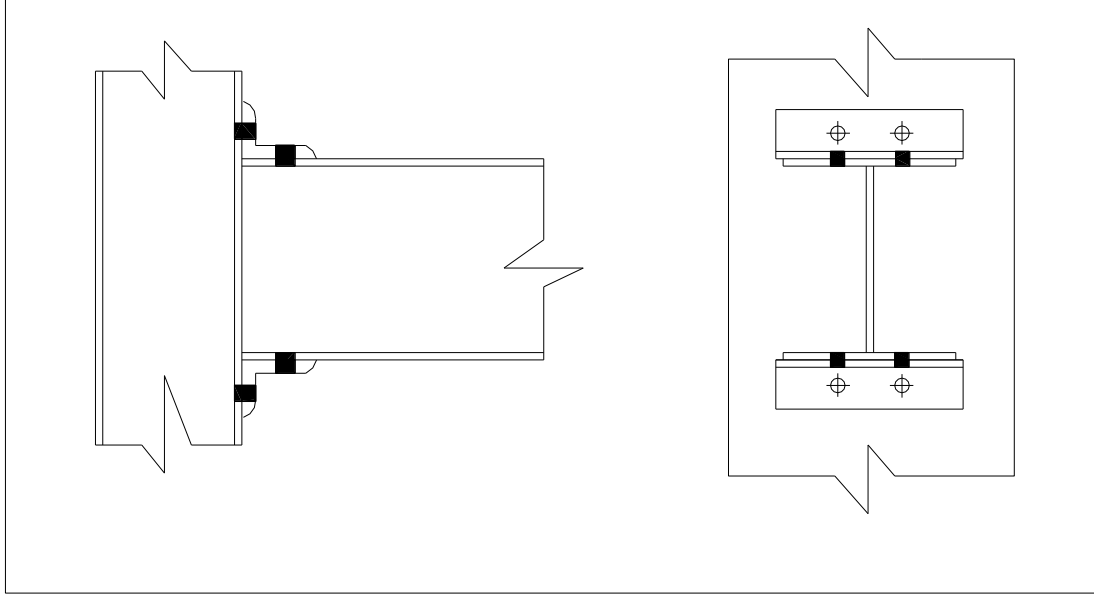


Şekil 2.14 Üst ve alt başlık korniyerli, gövde çift korniyerli birleşimi

Bu tip bir birleşim kiriş gövdesindeki çift korniyerlerin yanısıra kiriş üst ve alt flanşlarında da korniyerlerin kullanılmasından ibarettir. Şekil 2.14’de bu tip bir kiriş-kolon birleşiminin kesit ve karşıdan görünüşleri gösterilmiştir. Kiriş alt ve üst

başlıklarında kullanılan korniyerlerin moment aktarımında, gövdede kullanılan korniyerlerin ise kesme kuvvetinin aktarımında çalıştığı düşünülür. Birleşimin rijitliği $M-\Phi$ diyagramında yarı-rijit bölgeye tekabül etmektedir.

2.2.4 Üst ve Alt Başlık Korniyerli Birleşim



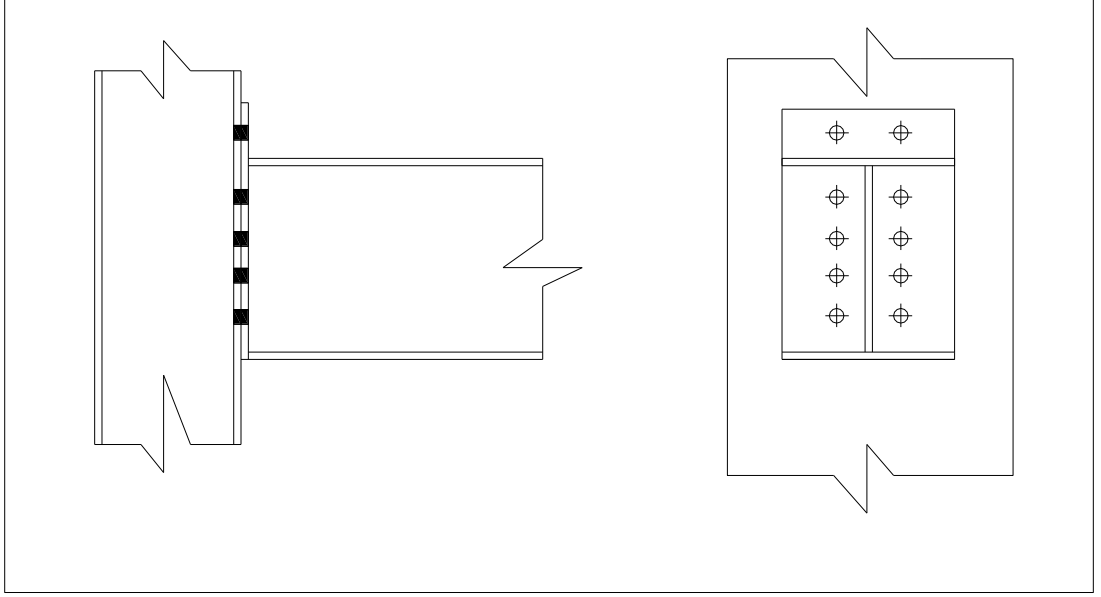
Şekil 2.15 Üst ve alt başlık korniyerli birleşim tipi

Şekil 2.15’de üst ve alt başlık korniyerli bir kiriş-kolon birleşiminin kesit ve karşıdan görünüşleri gösterilmiştir. Bu tür bir birleşimin bir önceki birleşim tipinden tek farkı kesme kuvvetini aktarmakta görevli olan, kiriş gövdesini kolona bağlayan korniyerlerin olmamasıdır. Fakat yapılan deneyler sonucu düğüm noktasında oluşan kesme kuvveti kiriş alt başlıktaki korniyer tarafından karşılandığı gözlemlenmiştir. Kiriş üst flanşındaki korniyerin ise moment aktardığı gözlemlenmiştir. Birleşimin rijitliği $M-\Phi$ diyagramında yarı-rijit bölgeye tekabül etmektedir.

2.2.5 Alın Levhalı Birleşim

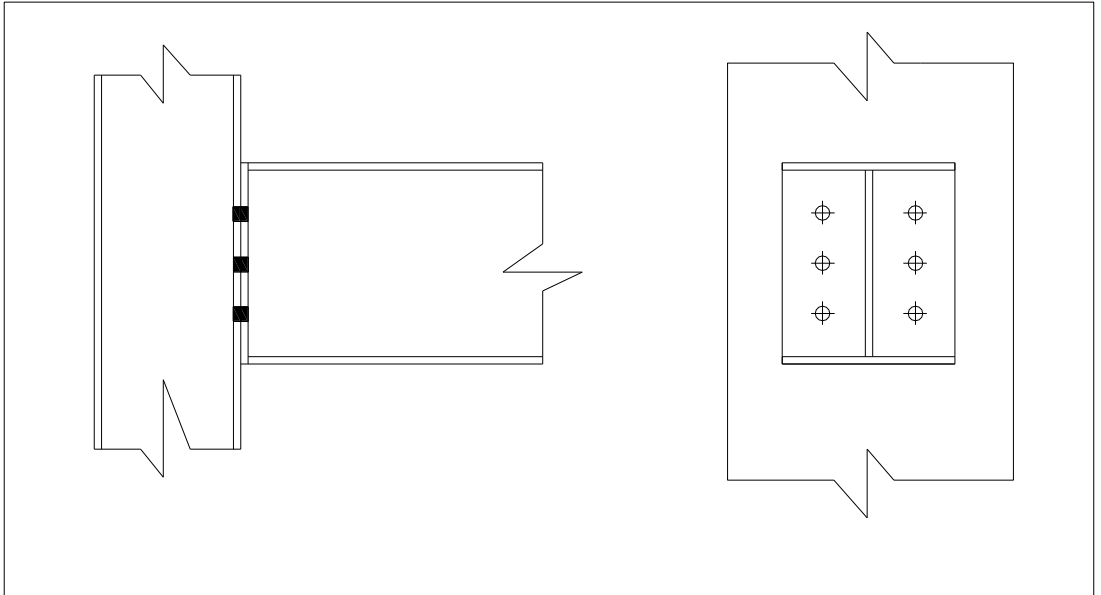
Şekil 2.16’da alın levhası kullanılarak yapılmış bir kiriş-kolon birleşiminin kesit ve karşıdan görünüşleri gösterilmiştir. Bu tür bir birleşimde önce çelik levha kaynakla kiriş ucuna kaynaklanır daha sonra levha bulonlarla kolonun başlığına bağlanır. Alın levhalı birleşim tipi 1960’lardan beri yaygın olarak kullanılmaktadır. Aslında iki tür alın levhalı birleşimden söz edilir. Biri aşağıda olduğu gibi sadece çekme bölgesinde levhanın uzatılması ile yapılan birleşim türü bir diğeri de hem çekme hem de basınç

bölgesinde levhanın uzatılması ile yapılan birleşim türüdür. Bu tür tasarlanan bir düğüm noktasının rijit davranacağı düşünülmektedir.



Şekil 2.16 Alın levhalı birleşim tipi

2.2.6 Kiriş Gövde Derinliğince Alın Levhalı Birleşim

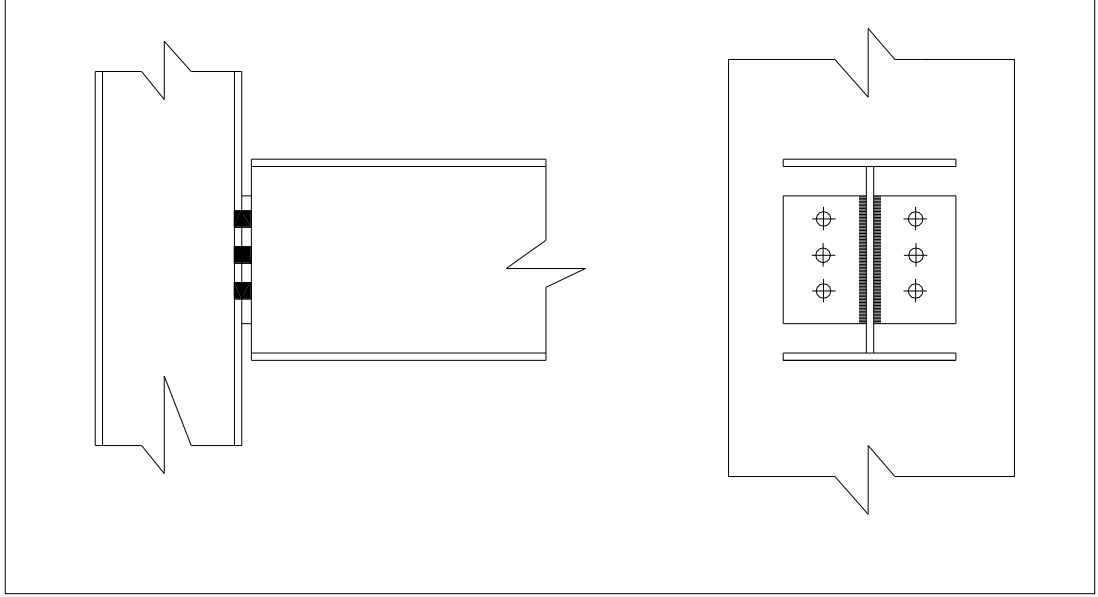


Şekil 2.17 Kiriş gövde derinliğince alın levhalı birleşim tipi

Şekil 2.17’de kiriş gövde derinliğince alın levhalı bir kiriş-kolon birleşiminin kesit ve karşıdan görüşleri gösterilmiştir. Bu tür bir birleşimde de alın levhalı birleşimde

olduğu gibi önce levha kiriş ucuna kaynaklanır daha sonra bulonlarla kolona bağlanır. Kiriş gövde derinliğince alın levhalı birleşiminde alın levhalı birleşiminden farklı olarak kolon flanşını rijitleştiren dolayısıyla birleşimi rijitleştiren levhada yapılan uzama burda yoktur,levha boyutu kiriş derinliğine eşittir. Bu tür tasarlanan bir düğüm noktasının yarı-rijit davranacağı düşünülmektedir.

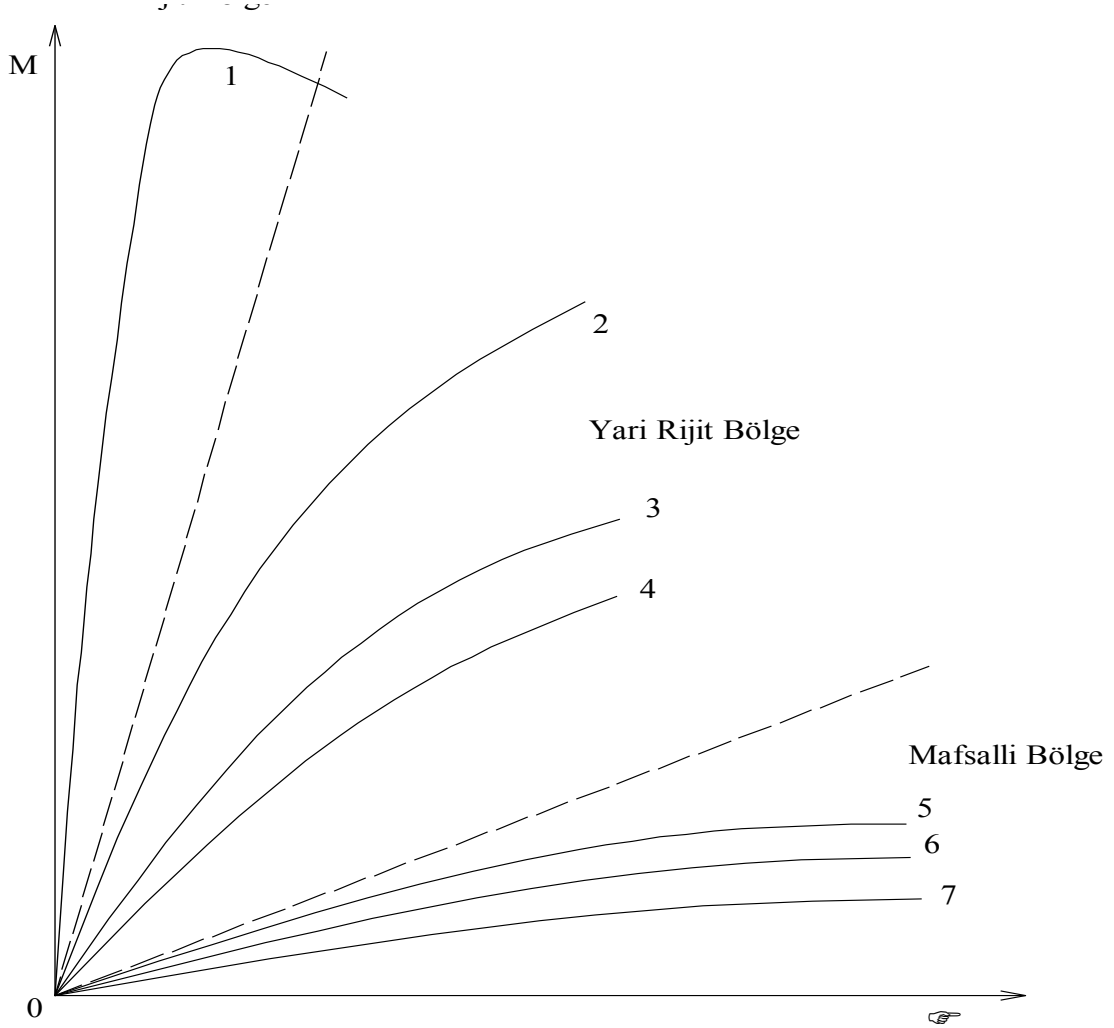
2.2.7 Kısa Alın Levhalı Birleşim



Şekil 2.18 Kısa alın levhalı birleşim tipi

Şekil 2.18’de kısa alın levhalı bir kiriş-kolon birleşiminin kesit ve karşıdan görünüşleri gösterilmiştir. Bu tür bir birleşimde kullanılan levha boyutu kiriş derinliğinden küçüktür. Bu şekilde tasarlanan bir düğüm noktası mafsallı birleşim gibi davranacağı düşünülmektedir.

Şekil 2.19’da yukarıda ifade edilen birleşim tiplerinin $M-\Phi$ diyagramındaki yerleri gösterilmiştir.



Şekil 2.19 Kiriş-kolon birleşimlerine ait $M-\Phi$ diyagramları

Yukarıdaki şekilde eğrilerin, hangi birleşim tiplerini temsil ettiği aşağıda belirtilmiştir.

1. Alın Levhalı birleşim tipi
2. Kiriş derinliğince alın levhalı birleşim tipi
3. Üst ve alt başlık korniyerli birleşim tipi
4. Üst ve alt başlık korniyerli, gövde çift korniyerli birleşim tipi
5. Kısa alın levhalı birleşim tipi
6. Çift korniyerli gövde birleşim tipi
7. Tek korniyerli gövde birleşim tipi

2.3 Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Eurocode 3'e Göre Sınıflandırılması

Kiriş kolon birleşimleri EC3'te:

- Dönme rijitliklerine
- Moment dayanımlarına (kapasite) göre

sınıflandırılır.

2.3.1 Dönme Rijitliklerine Göre Sınıflandırma

Dönme rijitliği esas alındığında kiriş kolon birleşimleri üç şekilde sınıflandırılmıştır:

- *Mafsallı birleşimler*: Bu tür birleşimlerde birleşen elemanlar arasında moment aktarımının olmadığı kabul edilir.
- *Rijit birleşimler*: Bu tür birleşimlerde gelen etki birleşen elemanlar arasında rijitlikleriyle orantılı olarak dağılır.
- *Yarı-rijit birleşimler*: Mafsallı veya rijit olma kriterlerini sağlamayan birleşim türleri.

Bir kiriş kolon birleşiminin mafsallı veya rijit davranması aslında deney bulgularına dayanmaktadır.

Aşağıda kirişin rijitliği, boyu ve çeliğin elastisite modülüne göre EC3'te yapılan sayısal bir sınıflandırma verilmiştir. Buna göre EC3;

Yanal ötelemesi tutulmamış sistemlerde;

- $S_j < 0.5 EI_b / L_b$ ise mafsallı
- $0.5 EI_b / L_b < S_j < 25 EI_b / L_b$ ise yarı-rijit
- $S_j > 25 EI_b / L_b$ ise rijit

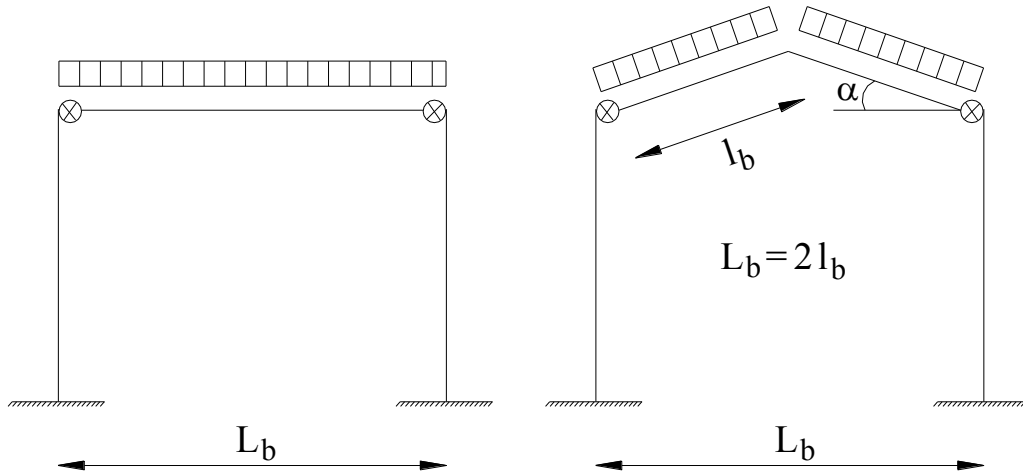
Yanal ötelemesi tutulmuş sistemlerde;

- $S_j < 0.5 EI_b / L_b$ ise mafsallı
- $0.5 EI_b / L_b < S_j < 8 EI_b / L_b$ ise yarı-rijit
- $S_j > 8 EI_b / L_b$ ise rijit

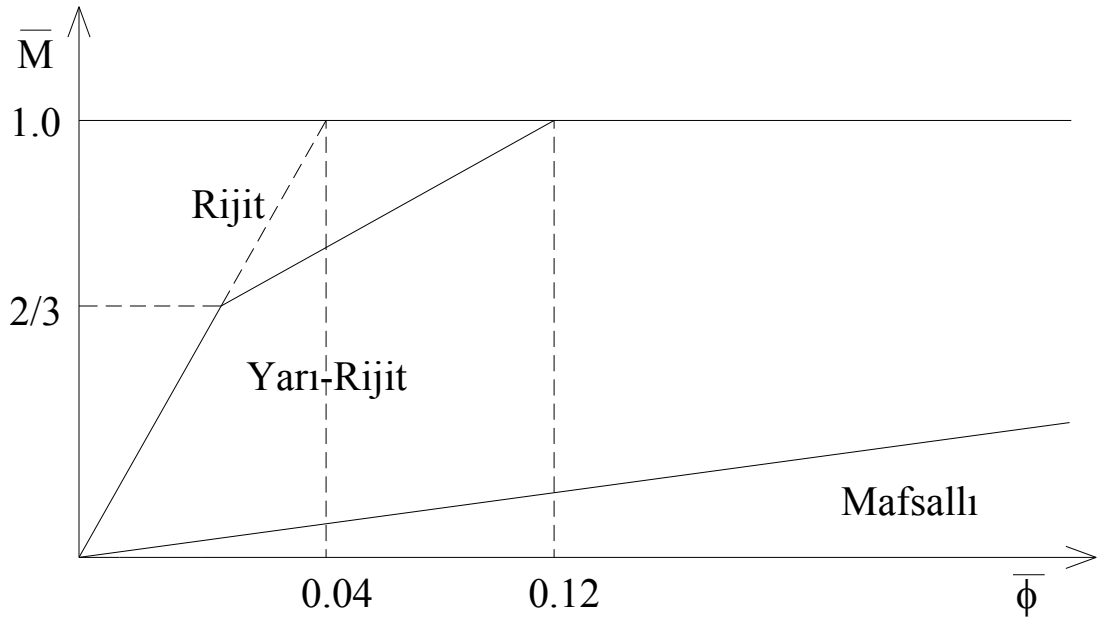
olarak gözönüne alınmıştır. Burada;

S_j : Birleşimin başlangıç rijitlik değeri
 I_b : Birleşimi oluşturan kirişin atalet momenti
 L_b : Birleşimi oluşturan kirişin boyu
 E : Çeliğin elastisite modülü

Şekil 2.20’de L_b boyunun çeşitli sistemlere göre nasıl alınması gerektiği ifade edilmiştir.



Şekil 2.20 L_b boyunun çeşitli sistemlere göre ifade edilmesi



Şekil 2.21 Yatay ötelemesi tutulmamış sistemlerde kiriş-kolon birleşimlerinin tavsiye edilen sınıflandırma diyagramı (EC3, 1993)

Şekil 2.21’de;

$$\bar{M} = \frac{M}{M_{pl,Rd}} \quad \Phi = \frac{EI_b \Phi}{L_b M_{pl,Rd}}$$

olmak üzere birleşimin rijitliğini belirleyen sınır çizgilerin parametrik ifadeleri aşağıdaki gibidir.

$$\bar{M} \leq 2/3 \text{ için} \quad \bar{M} = 25 \Phi$$

$$2/3 < \bar{M} < 1.0 \text{ için} \quad \bar{M} = (25 \Phi + 4) / 7$$

Yatay ötelenmesi tutulmamış sistemler için Şekil 2.21 diyagramının kullanılabilmesi için K_b/K_c değerinin her katta alt limit olan 0.1 değerinden daha büyük olması gerekir.

$$K_b/K_c \geq 0.1$$

Burda;

K_b : En üst kattaki tüm kirişlerin I_b/L_b değeri

K_c : Gözönüne alınan kattaki tüm kolonların I_c/L_c değeri

Yukarıdaki ifade de;

I_b : Kirişin atalet momenti

I_c : Kolonun atalet momenti

L_b : Kirişin açıklığı (Kirişin mesnetlendiği kolonların merkezleri arasındaki uzaklık)

L_c : Kolon için gözönüne alınan kat yüksekliği

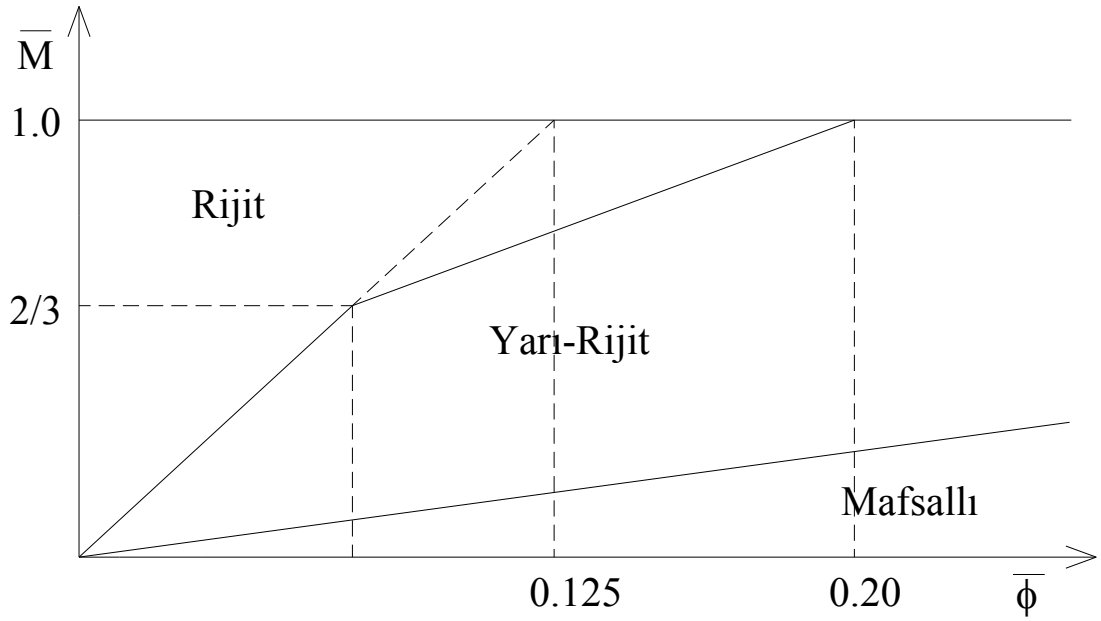
olarak tanımlanmıştır.

Yatay ötelenmesi tutulmuş sistemlerde birleşimin rijitliğini belirleyen sınır çizgilerin parametrik ifadeleri aşağıdaki gibidir:

$$\bar{M} \leq 2/3 \text{ için} \quad \bar{M} = 8 \Phi$$

$$2/3 < \bar{M} < 1.0 \text{ için} \quad \bar{M} = (20 \Phi + 3) / 7$$

Aşağıda yatay ötelenmesi tutulmuş sistemler için birleşimi rijitliğe bağlı tavsiye edilen sınıflandırma diyagramı gösterilmiştir.



Şekil 2.22 Yatay ötelemesi tutulmuş sistemlerde kiriş-kolon birleşimlerinin tavsiye edilen sınıflandırma diyagramı (EC3, 1993)

Dikkat edilirse EC3'te yapılan sınıflandırma sisteminin Kishi ve Chen'in yapmış olduğu standart sınıflandırma sisteminden farklı olduğu görülür. Standart sınıflandırma sisteminde, kirişe birleşimin vereceği eşdeğer bir rijitlik veren referans uzunluğu tanımlanmıştı. Efektif uzunluk diye tabir de edilen bu uzunluk değeri, kiriş kesit yüksekliği cinsinden deney sonuçlarına dayanılarak ifade edilmişti (Tablo 2.1). Oysa EC3 kirişin belli bir referans uzunluğunu kullanmak yerine kiriş açıklığını esas almış fakat parametrik ifadelerde katsayılar kullanarak gerekli düzeltmeleri yapmıştır. Görüldüğü üzere referans uzunluğu büyüdükçe ya da kiriş rijitliğinin (EI_b / L_b) katsayısı küçüldükçe birleşim davranışı mafsallı birleşime, tersi durumlarda ise rijit birleşime yaklaşmaktadır.

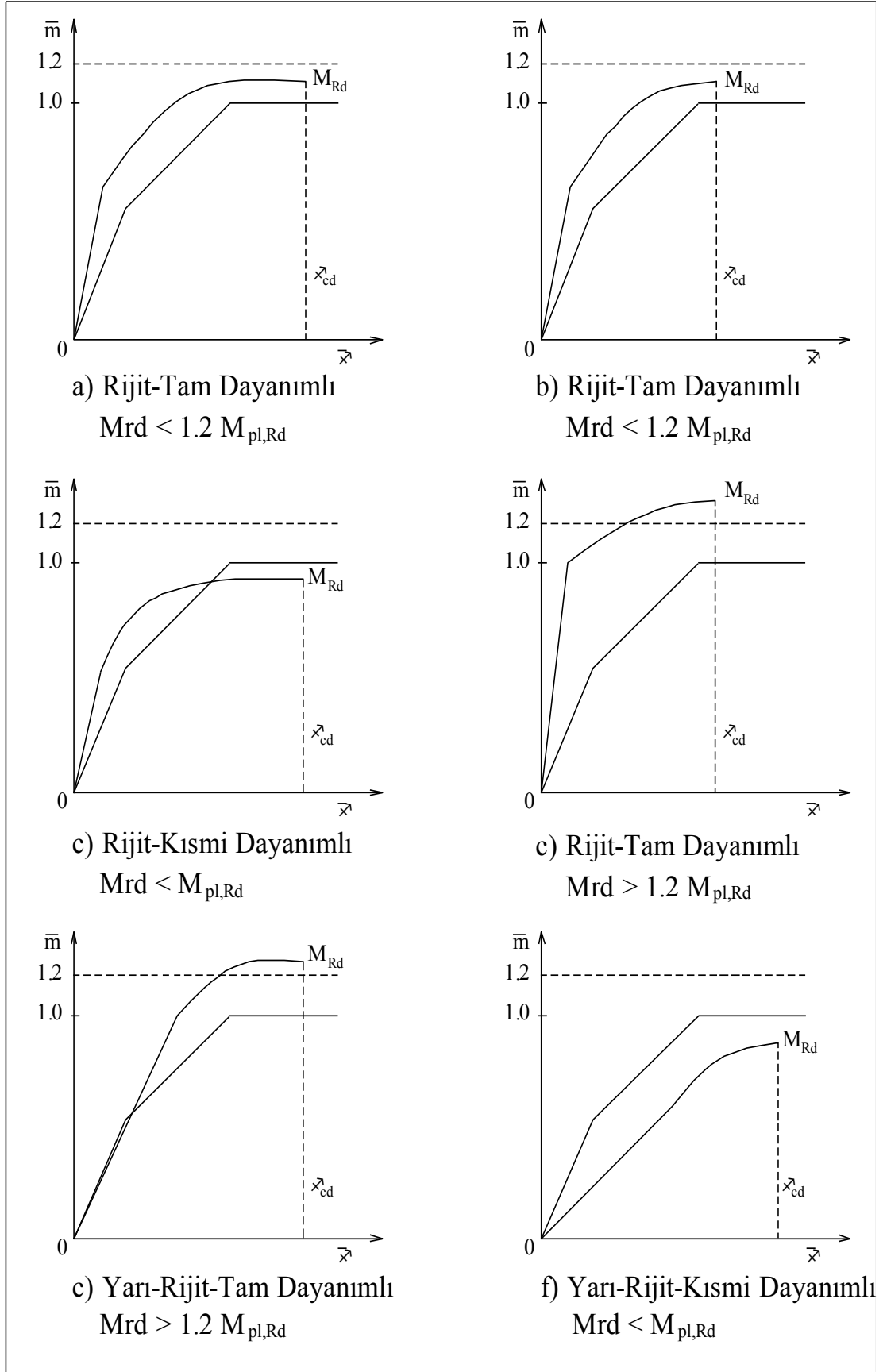
EC3'te yapılan sınıflandırmanın standart sınıflandırma sisteminden bir farkı da birleşimi tek başına ele almayıp çerçvelendirme tarzının da birleşimin davranışına olan etkisini de ele almış olmasıdır.

2.3.2 Taşıma Güçlerine Göre Sınıflandırma

Kiriş-kolon birleşimleri taşıma güçlerine göre şu şekilde sınıflandırılmıştır:

- *Mafsallı birleşimler:* Birleşimin moment taşıma gücü, kirişin taşıyabileceği plastik moment kapasitesinin 0.25 katından büyük değilse ve birleşim yeterli dönme kapasitesine sahipse birleşim mafsallı olarak tanımlanmıştır.
- *Tam dayanımlı birleşimler:* Birleşimin taşıma gücünün, kirişin plastik moment kapasitesine eşit olduğu ve birleşimin yeterli dönme kapasitesine sahip olduğu birleşimler tam dayanımlı birleşimler olarak tanımlanmıştır. Bu tür birleşimlerde birleşimin taşıma gücü eğer kirişin plastik moment kapasitesinin en az 1.2 katından büyükse birleşimin yeterli dönme kapasitesine sahip olduğu düşünülmüştür.
- *Kısmi dayanımlı birleşimler:* Kiriş-kolon birleşiminin moment taşıma gücü, kirişin plastik moment kapasitesinden küçükse bu tür birleşimler kısmi dayanımlı olarak tanımlanmaktadır.

EC3'te birleşimler, daha önce de anlatıldığı gibi hem dönme rijitlikleri, hem de moment taşıma güçleri dikkate alınarak iki biçimde sınıflandırılmıştır. Aşağıda değişik tasarım momentleri dikkate alınarak ($\bar{m}$, $\bar{\Phi}$) eğrileri çizilmiş ve her iki sınıflandırma sistemine göre de sınıflandırma yapılmıştır.

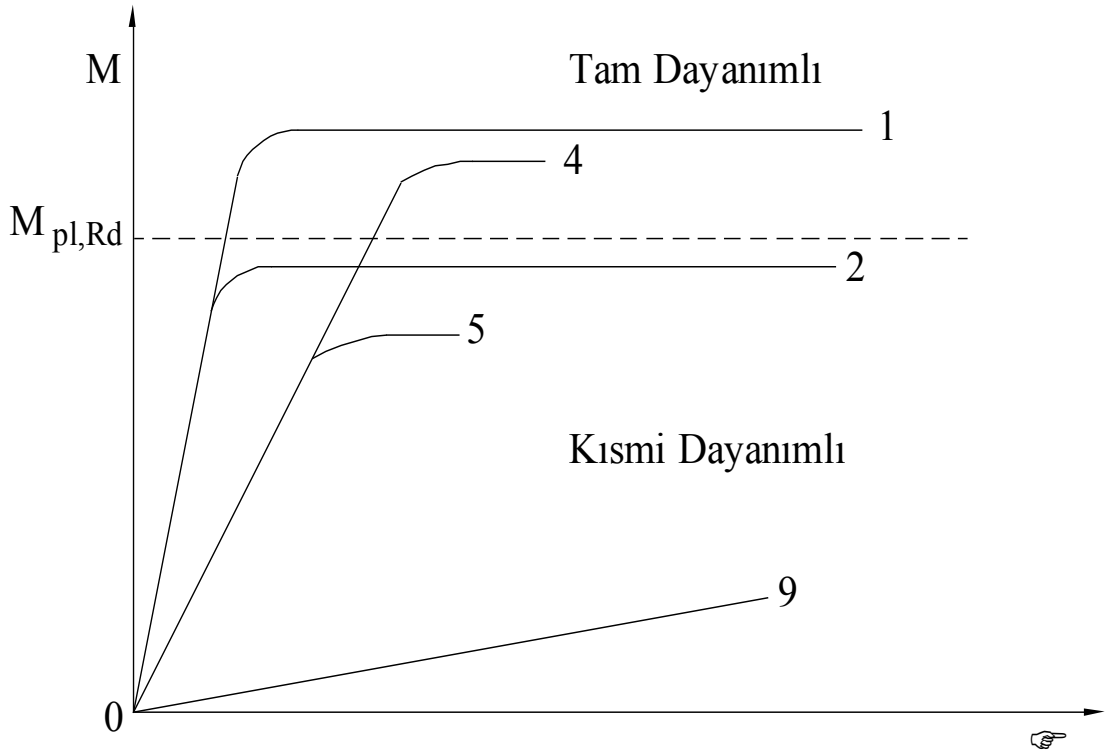


Şekil 2.23 Kiriş-kolon birleşimlerinde $M-\Phi$ eğrileri esas alınarak yapılmış sınıflandırma örnekleri (Eurocode 3, 1993)

Tablo 2.2 Kiriş-kolon birleşimlerinin EC3'e göre standart sınıflandırılması (Eurocode 3, 1993)

		Taşıma Gücü		
		Tam	Kısmi	Mafsallı
Rijitlik	Rijit	1	2	-
	Yarı-Rijit	4	5	-
	Mafsallı	-	-	9

(Bu tablodaki rakamlarla ilgili diyagram takip eden şekilde gösterilmiştir.)



Şekil 2.24 Kiriş-kolon birleşimlerinin EC3'e göre standart sınıflandırılması (Eurocode 3, 1993)

Tablo 2.3 Birleşimlerin tasarımında yapılan kabuller (EC3, 1993)

Çerçeveselendirme	Global Analiz Metodu	Birleşim Türleri
BASİT	Mafsallı Birleşim	Mafsallı
		Mafsallı
SÜREKLİ	Elastik	Rijit
		Mafsallı
	Rijit-Plastik	Tam Dayanımlı
		Mafsallı
	Elastik-Plastik	Tam Dayanımlı-Rijit
		Mafsallı
YARI-SÜREKLİ	Elastik	Yarı-Rijit
		Rijit
		Mafsallı
	Rijit-Plastik	Kısmi Dayanımlı
		Tam Dayanımlı
		Mafsallı
	Elastik-Plastik	Kısmi Dayanımlı/Yarı-Rijit
		Kısmi Dayanımlı/Rijit
		Tam Dayanımlı/Yarı-Rijit
		Tam Dayanımlı/Rijit
		Mafsallı

3. ÇELİK KİRİŞ KOLON BİRLEŞİMLERİNDE MOMENT-DÖNME FONKSİYONLARI

3.1 Modelleme Fonksiyonları

Çelik kiriş-kolon birleşimlerinin düşük yük seviyelerinde bile moment-dönme davranışı nonlineerdir. Bu konu hakkında gerek teorik, gerekse deneysel çalışmalar 1930'lu yıllardan beri süregelmiştir. Davranışı modelleyen en basit fonksiyon, lineer fonksiyondur. Lothers'in modellediği lineer fonksiyonlar, Lionberg ve Weaver'in türettiği ve Maxwell'in geliştirdiği bilineer fonksiyonlar, Razzaq tarafından geliştirilen parça usullü lineer fonksiyon, Sommer'in türettiği ve ardından Frye ve Morris'in revize ettiği kübik B-freze fonksiyonu, Ramberg-Osgood fonksiyonu ve Chen ve Lui'nin modellediği üslü fonksiyon bu konuda yapılan çok sayıdaki çalışmalardan bazılarıdır.

Lineer ve bilineer fonksiyonlar nonlinear moment-dönme eğrilerine hassaslığı yetersiz yaklaşımlar getirmektedir. Polinomik fonksiyon daha yaklaşık sonuçlar vermekle birlikte mevcut salınımlı yapısından dolayı düzensiz tanjant rijitliği değerlerine sebep olmaktadır (Jones 1980). Kübik B-freze fonksiyonu mükemmel bir yaklaşıklık sağlamasına rağmen pek çok sayıda parametre içermektedir. Üslü fonksiyon iyi bir uyum sağlamakla birlikte en az altı parametre gerektirmektedir. Ramberg-Osgood ve Richard-Abbott fonksiyonları sırasıyla yalnızca üç ve dört parametre gerektirmektedir (Attigobe-Morris, 1991).

Bu bölümde literatürde mevcut ve birbirinden bağımsız modelleme fonksiyonlarından, statik yükleme durumunda bilgisayar programı oluşturmaya uygun, az sayıda parametre gerektiren ve tüm birleşim tiplerinde uygulanabilen bir standart moment-dönme fonksiyonu anlatılacaktır. Bu standart fonksiyon Richard-Abbott fonksiyonu esas alınarak Attigobe ve Morris tarafından modellenmiştir.

3.1.1 Ramberg-Osgood ve Richard-Abbott Fonksiyonları

Standart fonksiyon türetilirken, hangi modelleme fonksiyonunun kullanımının uygun olacağına karar verebilmek için, kıyaslamalı bir inceleme yapılmasının zorunluluğu

aşıkardır. Burada amaç, daha önce de değinildiği gibi, az sayıda parametre ile çalışmak ve optimum çözüme ulaşmak olduğundan, Ramberg-Osgood ve Richard-Abbott fonksiyonları dikkate alınacaktır. Bu kısımda adı geçen fonksiyonların analitik özellikleri irdelenecek, takip eden kısımlarda ise analitik sonuçlarla deneysel verilerin tutarlılığı kontrol edilip uygun fonksiyon seçilecektir.

Ramberg-Osgood fonksiyonu dönmeyi moment cinsinden şöyle ifade etmektedir;

$$\Phi = \frac{M}{S} \left[1 + K \left(\frac{M}{S} \right)^{n-1} \right] \quad (3.1)$$

(3.1)'deki bağımsız parametreler:

S : M-Φ eğrisinin başlangıç noktasına teğet olarak çizilen doğrunun eğimi

K : Bir katsayı

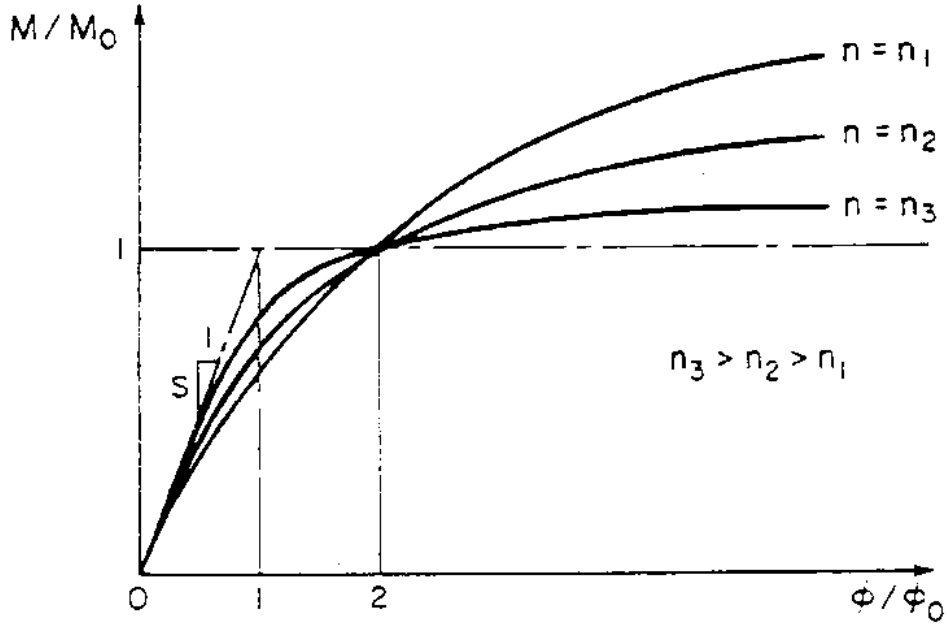
n : Eğrinin keskinliğini tanımlayan bir parametre (şekil faktörü)

Fonksiyon boyutsuz olarak aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$\frac{\Phi}{\Phi_0} = \frac{M}{M_0} \left[1 + \left(\frac{M}{M_0} \right)^{n-1} \right] \quad (3.2)$$

Şekil 3.1'de n'nin değişik değerleri için elde edilen eğriler gösterilmiştir. Denklemdeki M_0 bir referans momentini ve Φ_0 bir referans dönmesini ifade eder. Bu denklemdeki bağımsız parametreler M_0 , Φ_0 ve n ve S'dir. Burada M-Φ eğrisinin başlangıç noktasına teğet doğrusunun eğimi (S) şu şekilde ifade edilmiştir:

$$S = \frac{M_0}{\Phi_0} \quad (3.3)$$



Şekil 3.1 Boyutsuz halde Ramberg-Osgood fonksiyonu (Attigobe-Morris, 1991)

Eğrinin keskinliğini ifade eden n 'nin daha büyük değerleri için, Ramberg-Osgood fonksiyonu bilineer elastik-mükemmel plastik davranışa yaklaşır (Attigobe-Morris, 1991).

M - Φ ilişkisine adapte edildiğinde, Richard-Abbott fonksiyonu, momenti aşağıdaki biçimde ifade eder:

$$M = \frac{(S - S_p)\Phi}{\left[1 + \left|\frac{(S - S_p)\Phi}{M_0}\right|^n\right]^{\frac{1}{n}}} + S_p\Phi \quad (3.4)$$

(3.4)'teki bağımsız parametreler:

S : M - Φ eğrisinin başlangıç noktasına teğet olarak çizilen doğrunun eğimi

S_p : Φ 'nin büyük değerleri için asimptotunun teğet doğrusunun eğimi

M_0 : Referans moment değeri

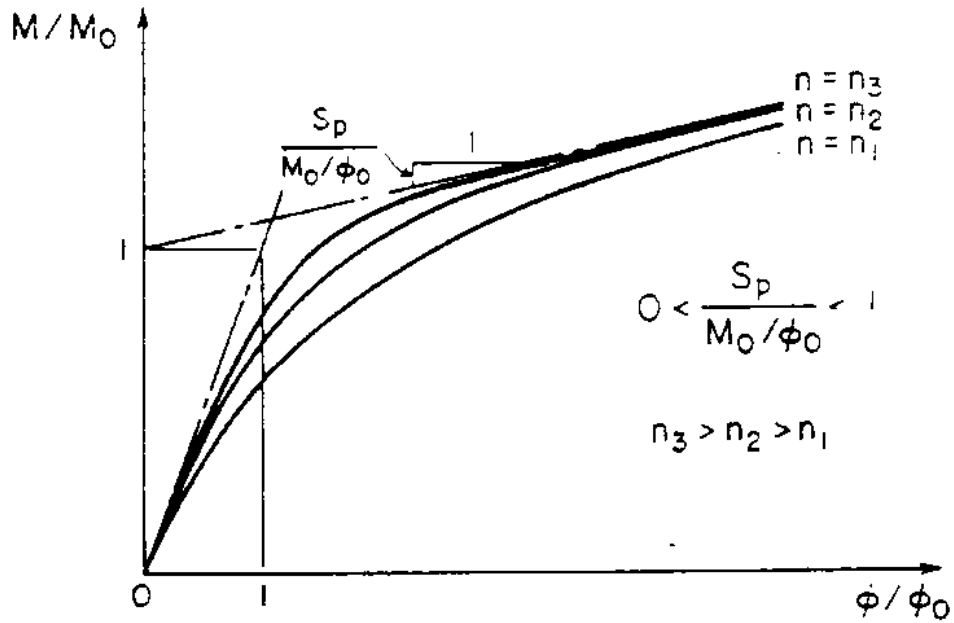
n : Eğrinin keskinliğini tanımlayan bir parametre

Eğer Φ_1 ve M_1 , son data noktasının koordinatları, biliniyorsa S_p şöyle olacaktır.

$$S_p = \frac{M_1 - M_0}{\Phi_1} \quad (3.5)$$

(3.3) , (3.5) ve (3.4)'de yerine konursa Richard-Abbott fonksiyonunun boyutsuz şekli şöyle olacaktır:

$$\frac{M}{M_0} = \frac{\Phi}{\Phi_0} \left[\frac{(1 - S_p \frac{\Phi_0}{M_0})}{\left(1 + \left| \frac{1}{\Phi_0} - \frac{S_p}{M_0} \Phi \right|^n \right)^{\frac{1}{n}}} + S_p \frac{\Phi_0}{M_0} \right] \quad (3.6)$$



Şekil 3.2 Boyutsuz halde Richard-Abbott fonksiyonu (Attigobe-Morris, 1991)

Şekil 3.2, (3.6) denkleminde n 'nin farklı değerleri için, S_p 'nin bir pozitif değeri kullanılmak üzere elde edilen eğrileri göstermektedir. Richard-Abbott fonksiyonunun Ramberg-Osgood fonksiyonuna göre avantajı Richard-Abbott fonksiyonu S_p 'nin pozitif, negatif ve sıfır değerlerinin kullanımına imkan verirken, Ramberg-Osgood fonksiyonu yalnızca sıfır değerinin kullanılmasına izin verir (Attigobe-Morris, 1991).

Her iki fonksiyonun boyutsuz hallerinde kullanılan bağımsız parametreler olan M_0 , Φ_0 ve n 'in ortak olması sebebiyle, bu iki fonksiyonun kıyaslanması daha kolaydır.

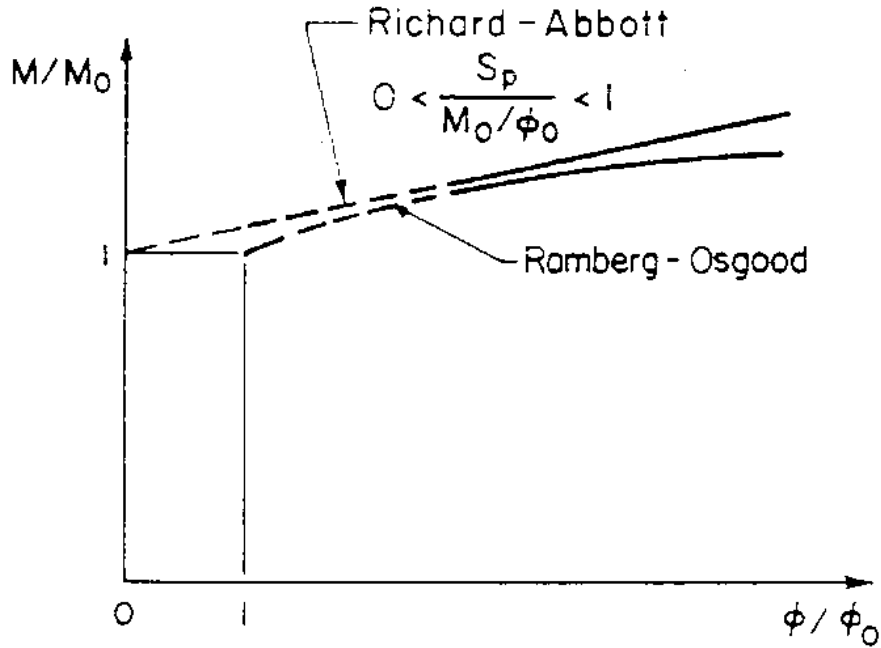
Örnek olarak (3.2) denkleminden Φ/Φ_0 'ın büyük değerleri için Ramberg-Osgood fonksiyonu aşağıdaki asimptota yaklaşır.

$$\frac{M}{M_0} = \left(\frac{\Phi}{\Phi_0} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (3.7)$$

Benzer şekilde (3.6) denkleminden $0 \leq S_p/(M_0/\Phi_0) < 1$ olmak üzere Richard-Abbott fonksiyonunun aşağıda verilen asimptota yaklaştığı gösterilebilir:

$$\frac{M}{M_0} = 1 + \left[\frac{S_p}{(M_0/\Phi_0)} \right] \frac{\Phi}{\Phi_0} \quad (3.8)$$

Her iki fonksiyonun asimptotları Şekil 3.3'de verilmiştir. Şekil 3.3'ten de anlaşılacağı üzere, Richard-Abbott fonksiyonu, lineer plastik deformasyon oranı yüksek birleşim davranışlarının veri tahmininde Ramberg-Osgood fonksiyonundan daha üstündür (Attigobe ve Morris,1991).



Şekil 3.3 Ramberg-Osgood ve Richard-Abbott fonksiyonlarının asimptotları (Attigobe-Morris, 1991)

3.2 Modelleme Prosedürü

3.2.1 Seçilmiş Noktalar Metodu

Richard-Abbott, deneysel verilere dayanarak, fonksiyonların boyutlu halini, başlangıç noktasından ve a ve b gibi iki veri noktasından geçirmişlerdir. a ve b noktalarının koordinatları (Φ_a, M_a) ve (Φ_b, M_b) 'dir. a ve b dönme eksenini üzerinde yer alırlar. Burada nokta seçimi genelleştirilmiştir. a noktası koordinatları yine (Φ_a, M_a) iken, b noktası koordinatları $(\Phi_b = C \Phi_a, M_b)$ 'dir ve C birden büyük bir sabit sayıdır (Attigobe ve Morris, 1991).

a ve b veri noktalarında (3.4) denklemi yazılıp, yeniden düzenlenirse aşağıdaki sonuca ulaşılır;

$$A^n - 1 - \frac{1}{C^n} (B^n - 1) = 0 \quad (3.9)$$

Burada $A = \frac{(S - S_p)}{(S_a - S_p)}$, $B = \frac{(S - S_p)}{(S_b - S_p)}$, $S_a = \frac{M_a}{\Phi_a}$ ve $S_b = \frac{M_b}{\Phi_b}$ 'dir. Ayrıca a

noktasında (3.4) denklemi yazılırsa M_0 şöyle olacaktır:

$$M_0 = \frac{(S - S_p)\Phi_a}{(A^n - 1)^{\frac{1}{n}}} \quad (3.10)$$

Richard-Abbott fonksiyonunun boyutlu halinde S ve S_p eğimlerini elde etmek için sırasıyla ilk iki veri noktası ve son iki veri noktası kullanılır. (3.9) kullanılarak iteratif olarak t ve (3.10)'dan ise M_0 hesaplanabilir.

Ramberg-Osgood fonksiyonunun boyutlu biçiminde gerekli parametreler benzer biçimde türetilebilir. Yine S değeri ilk iki veri noktasından tahmin edilebilir ve t ve K değerleri aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$n = \frac{\log\left(\frac{D}{E}\right)}{\log F} + 1 \quad (3.11)$$

$$K = \frac{D}{\left(\frac{M_0}{S}\right)^{n-1}} \quad (3.12)$$

Burada $D = \frac{S}{S_a} - 1$, $E = \frac{S}{S_b} - 1$ ve $F = \frac{M_b}{M_a} > 1$ 'dir.

Tüm deney sonuçlarının, Richard-Abbott fonksiyonuyla, tahminlerini elde edebilmek için a ve b'nin tüm olası kombinasyonları (3.9) ve (3.10) denklemlerinde yerine konulmuştur. Deneysel verilerle, formülasyon sonuçlarının tutarlılığını sağlamak için uygun nokta çiftleri seçilmiş ve en tutarlı kombinasyon kullanılmıştır. Ramberg-Osgood fonksiyonu için (3.11) ve (3.12) denklemleriyle benzer işlemler yapılmıştır (Attigobe ve Morris, 1991).

3.2.2 Nonlinear En Küçük Kareler Metodu

Deming tarafından tanımlanan iteratif, nonlinear en küçük kareler metodunu baz alarak oluşturulan bilgisayar programından elde edilecek sonuçlar kullanılacaktır.

Metod bağımsız parametreleri de dikkate almak kaydıyla, tahmin fonksiyonunun türevlerinin tanımlanmasını gerektirmektedir. Her veri noktasında türevler elde edilmiş ve parametrelerin bilinmediği nonlinear eşzamanlı denklem sisteminde katsayı olarak kullanılmışlardır.

Türevlerin tanımlanması için parametre değerleri ilk etapta tahmin edilmiştir. Daha sonra bulunanlar, nonlinear eşzamanlı denklemlerde yerine konulmuş ve daha doğru bir yaklaşıklıkla parametrelerin tahmini için kullanılmıştır. Bir iterasyonda elde edilen parametre değerleri ile takip eden iterasyonda elde edilen parametre değerleri arasındaki fark 0.001'in altına düşmüşse yeterli yaklaşıklık sağlanmış olur (Attigobe ve Morris, 1991).

3.3 Tahmin Hatası

Farklı tipte fonksiyonlarda yapılan modellemelerin kıyaslanması amacıyla tahmin hatası tanımlanmıştır. Bu amaçla tahmin fonksiyonlarıyla elde edilen sonuçlarla, deneysel sonuçlar arasındaki farklar kullanılmıştır.

Şekil 3.4'de gösterildiği gibi moment-dönme değerlerindeki fazlalıklar tipik biri noktası kullanılarak şu şekilde formülize edilmiştir:

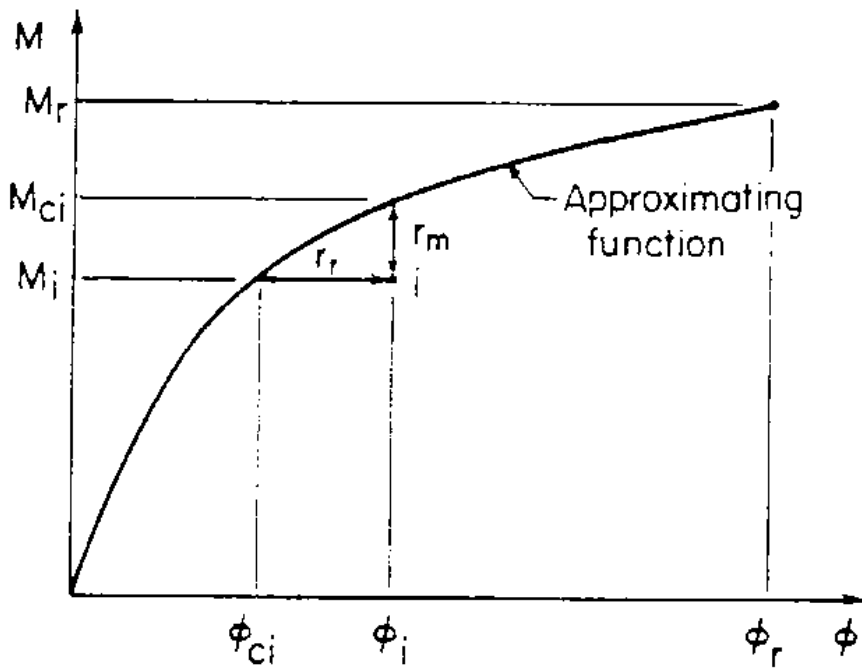
$$r_M = M_i - M_{ci} \quad (3.13)$$

$$r_R = \Phi_i - \Phi_{ci} \quad (3.14)$$

$$\text{Tahmin Hatası} = \frac{\sum_{i=1}^N (M_i - M_{ci})^2 \sum_{i=1}^N (\Phi_i - \Phi_{ci})^2}{M_r^2 \Phi_r^2} \quad (3.15)$$

burada Φ_r ve M_r sırasıyla, verilmiş deney kümesi için, dönme ve moment oranlarıdır ve N veri noktası sayısıdır.

Görüldüğü üzere tanımlanan tahmin hatası, modelleme fonksiyonlarının rölatif olarak geçerliliğini sınavan ve son derece hassas yaklaşımlar sunabilen bir kavramdır.

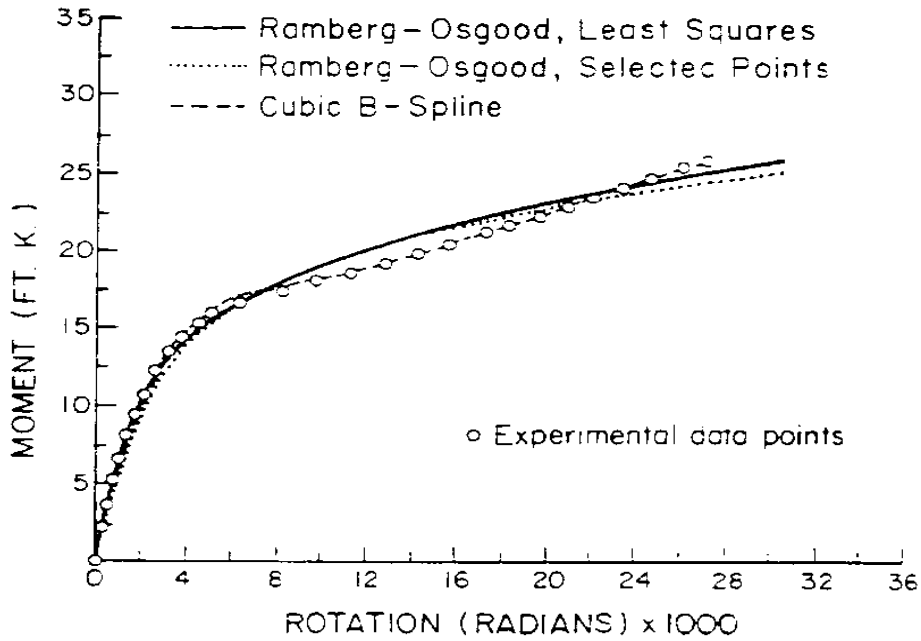


Şekil 3.4 Moment ve dönme değerlerindeki fazlalıklar (Attigobe-Morris, 1991)

3.4 Fonksiyonların Kıyaslanması

Ramberg-Osgood, Richard-Abbott ve kübik-B freze modellerinin doğruluğunu sınamak üzere, Lipson tarafından deneysel ölçümlerle moment-dönme karakteristikleri belirlenmiş, bir grup başlık levhalı birleşim dataları kullanılmıştır. Ramberg-Osgood ve Richard-Abbott fonksiyonları için Seçilmiş Noktalar Metodu ve hem kübik-B freze hem de diğer fonksiyonlar için En Küçük kareler Metodu kullanılmıştır. Her bir eğri için normalize edilmiş tahmin hatası hesaplanmıştır (Attigobe ve Morris, 1991).

Kübik-B freze ve Ramberg-Osgood fonksiyonlarının En Küçük Kareler Metodu ile ve yine Ramberg-Osgood fonksiyonunun Seçilmiş Noktalar Metodu ile çözümlenmesi sonucu çizilen eğriler Şekil 3.5’de verilmiştir. Ramberg-Osgood fonksiyonunun, kübik-B freze fonksiyonuna nispeten gerçek davranıştan daha uzak değerler verdiği görülmektedir. Ramberg-Osgood fonksiyonunun, kübik-B freze fonksiyonuna nispeten, Seçilmiş Noktalar Metodu ile analizinde 230 kat ve En Küçük Kareler Metodu ile analizinde 125 kat büyük tahmin hatası görülmüştür. Beklendiği gibi Ramberg-Osgood fonksiyonu plastik plastik deformasyon bölgesinin şeklinden ve uzunluğundan dolayı nisbi olarak kötü bir yaklaşıklık sağlamaktadır. Yine tahmin edildiği gibi En Küçük Kareler Metodu, Seçilmiş Noktalar Metodundan daha doğru sonuçlar vermiştir (Attigobe ve Morris, 1991).



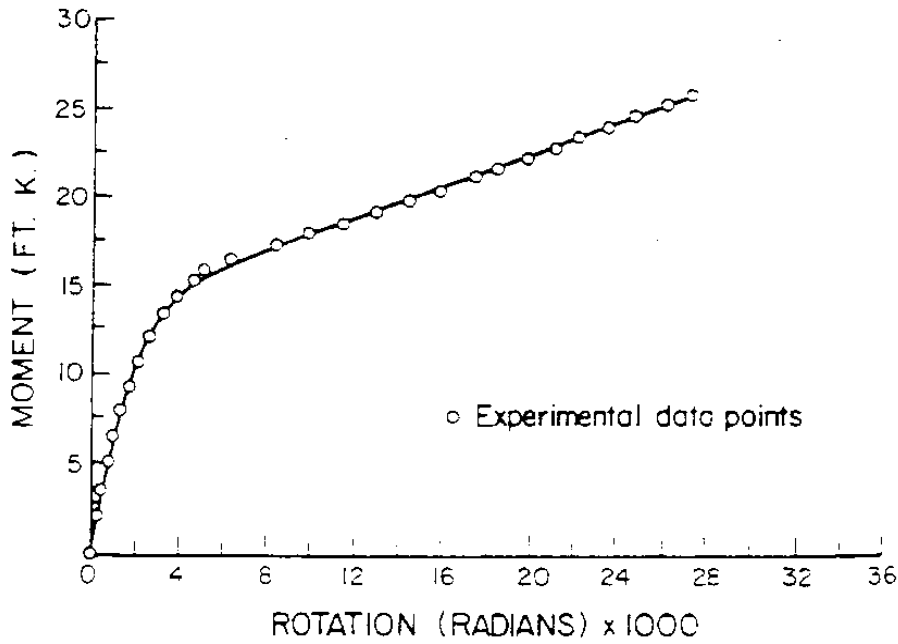
Şekil 3.5 Ramberg-Osgood En Küçük Kareler, Seçilmiş Noktalar ve Kübik B-Freze (Attigobe-Morris, 1991)

Richard-Abbott fonksiyonunun Seçilmiş Noktalar ve En Küçük Kareler metodlarıyla analizinden elde edilen davranış eğrileri Şekil 3.6’da verilmiştir. Seçilmiş Noktalar Metodunda ortaya çıkan tahmin hatası, Kübik-B freze modelinde ortaya çıkan tahmin hatasının 1.3 katı iken, En Küçük Kareler Metodunda ortaya çıkanın 3 katı bir değer ulaşmıştır (Attigobe ve Morris, 1991).

Burada Richard-Abbott fonksiyonunun Kübik-B freze fonksiyonuna nispeten kabul edilebilir ölçülerde doğru sonuçlar verdiği görülmektedir. Richard-Abbott ve

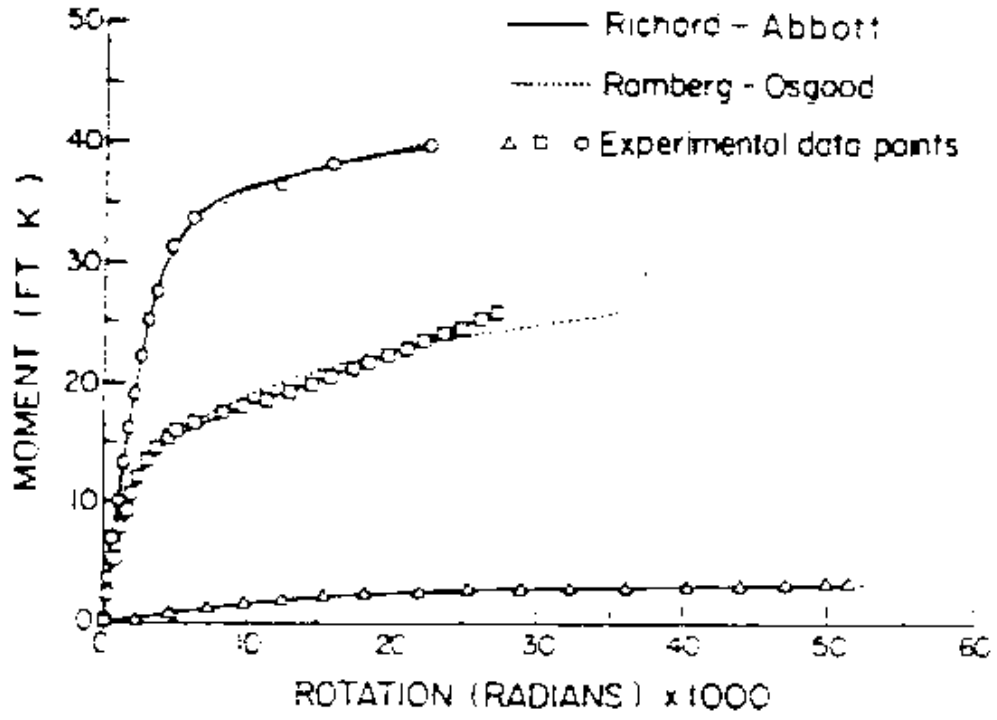
Ramberg-Osgood fonksiyonları kendi aralarında kıyaslandığında da Richard-Abbott fonksiyonunun daha üstün olduğu şüphe götürmez, ancak her iki fonksiyonun da daha az parametre gerektirdiğini, bu açıdan avantajlı olduklarını unutmamak gerekir.

Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonlarının daha kapsamlı kıyaslanabilmesi amacıyla çok kullanılan beş tip kiriş-kolon birleşiminde moment-dönme davranışı bu fonksiyonlarla En Küçük Kareler Metodu kullanılarak modellenmiştir. Her bir birleşim düşük, orta ve yüksek ilk rijitliklerle modellenmiştir. Dikkate alınan birleşim tipleri ve edinildikleri kaynaklar şu şekildedir: tek gövde köşebentli (Lipson); çift gövde köşebentli (Illinois Üniversitesi, Urbana;Thompson); başlık levhalı (Sommer); uç levhalı (Bailey, Ostrander) ve üst ve alt köşebentli (Altman). Yapılan kıyaslamaların sonucu Tablo 3.1 ve Şekil 3.7 'de verilmiştir. Yapılan deneylerin üçte ikisinde Richard-Abbott fonksiyonun Ramberg-Osgood'a nispeten saha iyi sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir (Attigobe ve Morris, 1991).

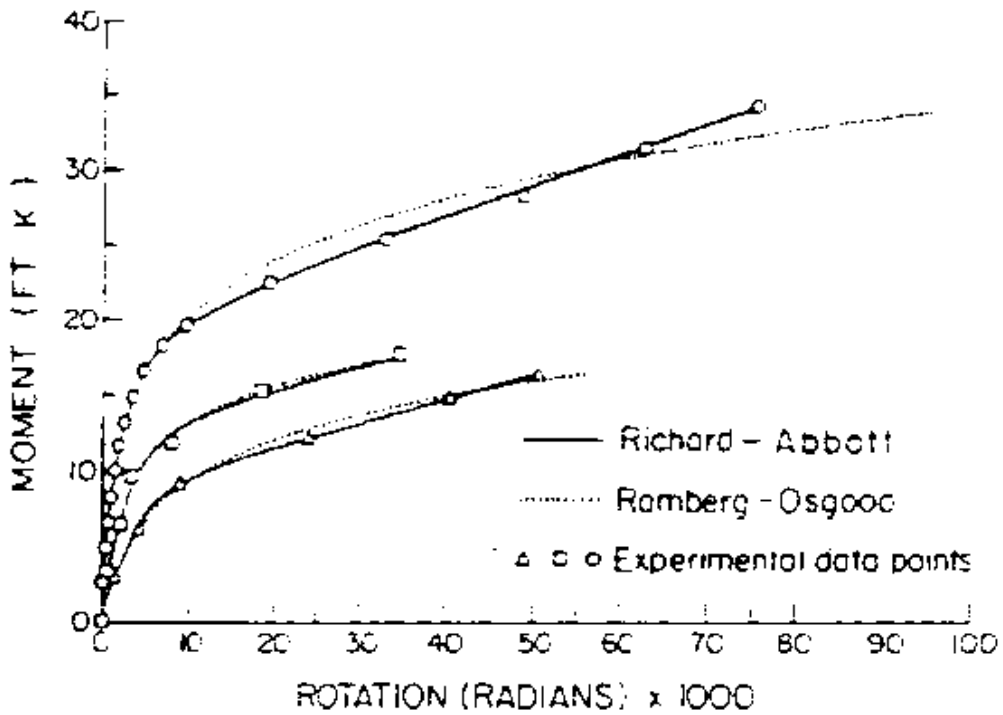


Şekil 3.6 Richard-Abbott En Küçük Kareler ve Seçilmiş Noktalar Metodu (Attigobe-Morris, 1991)

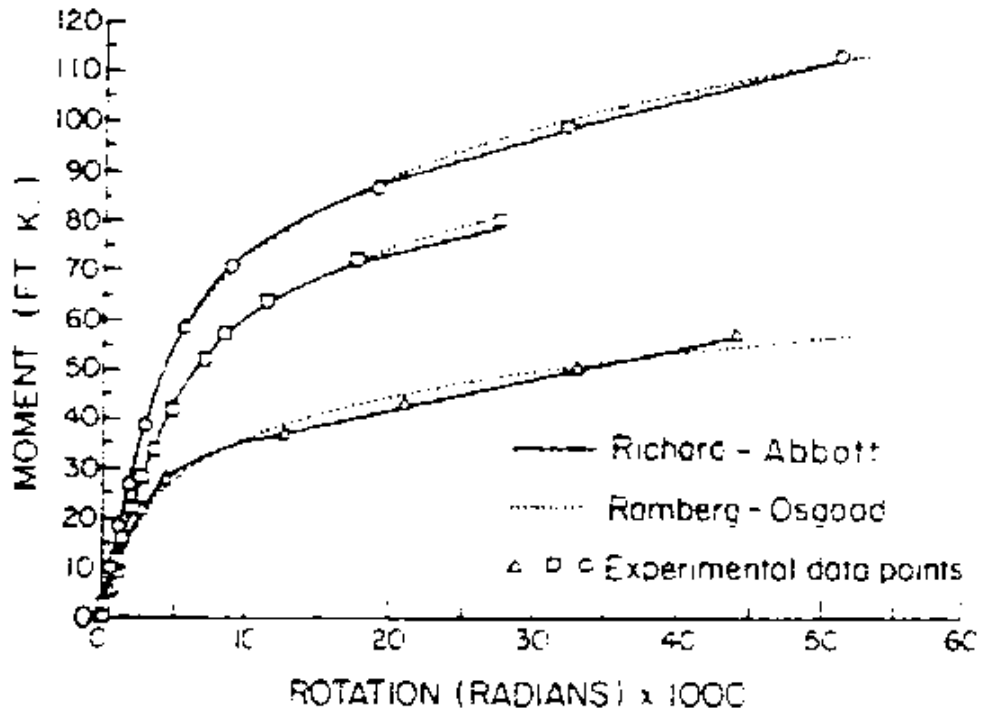
Tablo 3.1 Beş tip birleşimde hata tahmini ve fonksiyon parametreleri



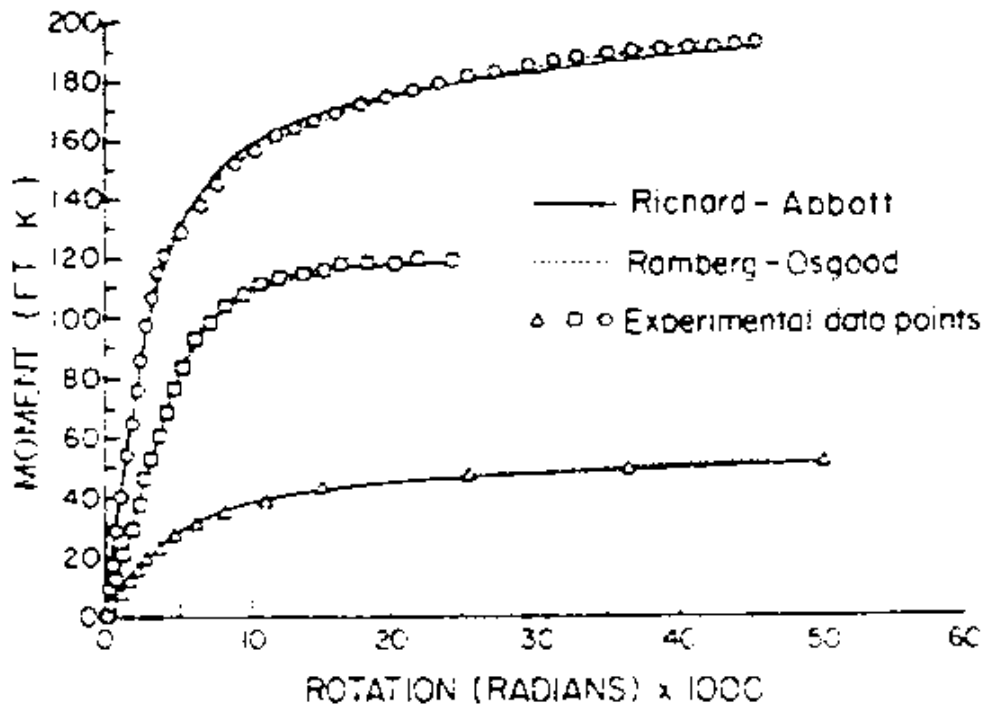
Şekil 3.7a Tek gövde korniyerli birleşim tipi için Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonları (Attigobe-Morris, 1991)



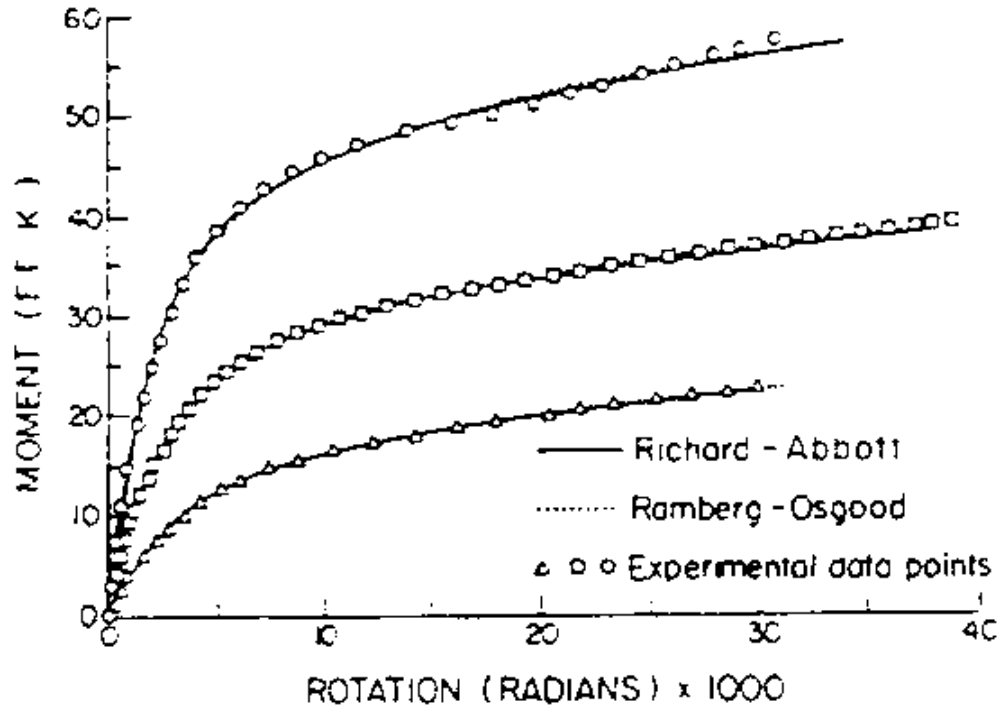
Şekil 3.7b Çift gövde korniyerli birleşim tipi için Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonları (Attigobe-Morris, 1991)



Şekil 3.7c Başlık levhali birleşim tipi için Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonları (Attigobe-Morris, 1991)



Şekil 3.7d Alın levhali birleşim tipi için Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonları (Attigobe-Morris, 1991)



Şekil 3.7e Üst ve alt başlık korniyerli birleşim tipi için Richard-Abbott ve Ramberg-Osgood fonksiyonları (Attigobe-Morris, 1991)

3.5 Standart Moment-Dönme Fonksiyonu

Yapılan kıyaslamalardan yola çıkarak, çelik kiriş-kolon birleşimlerinin en geçerli ve uygun standart moment-dönme fonksiyonlarının, Richard-Abbott fonksiyonundan türetilebileceği aşıkardır. Burada amacın mümkün olan en az sayıda parametreyle çalışarak, tüm birleşim tiplerine uyarlanabilir bir standart fonksiyon elde etmek olduğu unutulmamalıdır.

Moment-dönme fonksiyonunu, verilmiş bir birleşim tipi için, Richard-Abbott geometrik parametreleri olan Φ_0 , M_0 , t ve S_p ile aşağıdaki tarzda verebiliriz.

$$\Phi_0 = \prod_{j=1}^m q_j^{a_j} \quad (3.16.a)$$

$$M_0 = \prod_{j=1}^m q_j^{b_j} \quad (3.16.b)$$

$$t = \prod_{j=1}^m q_j^{c_j} \quad (3.16.c)$$

$$S_p = \prod_{j=1}^m q_j^{d_j} \quad (3.17.d)$$

Burada $q_j = j$ ' inci boyut parametresi, a_j , b_j , c_j ve $d_j = j$ 'inci geometrik parametrenin etkisini ifade eden üsler ve m , dikkate alınan birleşimin geometrik parametrelerinin sayısıdır. (3.16)'nın her iki tarafının logaritması alınırsa:

$$\log \Phi_0 = a_1 \log q_1 + a_2 \log q_2 + \dots + a_m \log q_m \quad (3.17.a)$$

$$\log M_0 = b_1 \log q_1 + b_2 \log q_2 + \dots + b_m \log q_m \quad (3.17.b)$$

$$\log t = c_1 \log q_1 + c_2 \log q_2 + \dots + c_m \log q_m \quad (3.17.c)$$

$$\log S_p = d_1 \log q_1 + d_2 \log q_2 + \dots + d_m \log q_m \quad (3.17.d)$$

(3.17) ifadesine çok sayıda lineer regresyon analizi uygulamak suretiyle (3.16)'da gerekli olan , a_j , b_j , c_j ve d_j üslü ifadeleri bulunabilir.

(3.16)'da boyutsuz Richard-Abbott fonksiyonu için türetilmiş olan ifadeler bir yapısal analiz bilgisayar programında kullanılabilir. Program çalıştırıldığında, herhangi bir birleşim için geometrik parametreler bilgisayara girilerek, Richard-Abbott fonksiyon parametreleri hesaplanabilir. Bulunan parametreler, fonksiyonda, birleşimin moment-dönme davranışını belirlemek için yerine konur (Attigobe ve Morris, 1991).

4. PLASTİK HESAP YÖNTEMİ

Plastisite üzerine ilk kayda değer çalışmalar Fransa'da 1864'te Tresca'nın bir plastiklik kıstası önerisiyle gerçekleşmiştir. 1912'de Von Mises başka bir kıstas önerdi. Bu iki kıstas günümüzde de kullanılmaktadır. Çubuklarda "plastik mafsalların" oluşması olasılığı 1914'te Macaristan'da Kazinczy ve 1917'de Hollanda'da Kist tarafından ileri sürüldü. İki ucundan ankastre kirişler üzerinde deneyler yapan Kacinczy, yeterli sayıda kesitin plastikleşmesiyle mekanizma ortaya çıkmadan göçmenin meydana gelmediği sonucuna vardı (Arda ve Uzgider, 1986).

Daha sonra birçok ülkede, özellikle Almanya'da 1927'de Maier-Leibnitz'ce, deneysel incelemeler yapıldı. Maier-Leibnitz kiriş mesnetlerinin yerdeğiştirmesinin taşıma gücünü etkilemediğini gösterdi. 1936-1939 arasında, İngiltere'de Bristol Üniversitesinde Baker ve Roderick çerçeveler üzerinde deneyler yaptılar. Paralel olarak Avrupa'da teorik incelemeler geliştirildi. Amerika Birleşik Devletleri'nde Van den Broek 1940'da plastik hesabın temel ilkelerini yayınladı (Arda ve Uzgider, 1986).

1943'ten itibaren İngiltere'de, Cambridge Üniversitesinde, Baker, Roderick, Horne, Heyman, Foulkes ve Neal'den oluşan bir ekip deney ve incelemeler yaptı. 1948'den itibaren İngiliz yönetmelikleri (British Standard 449) taşıyıcı sistemlerin hesabında çeliğin plastik özelliklerini gözönüne almakta ve bazı sistemlerin göçmeye göre hesabına izin vermekte idi. Plastisiteye göre hesaplanan ilk yapılardan biri 1952'de yapılan British Welding Research Association'un bir labaratuvarıdır (Arda ve Uzgider, 1986).

1950'den sonra kuramsal araştırmalar yoğunluk kazanarak, somut sonuçlara varılmıştır. 1950 ile 1960 yılları arasında belli başlı faaliyet merkezleri İngiltere'de Baker ile Cambridge Üniversiteleri, ABD'de Beedle ile Leigh Üniversiteleridir. Gerçek büyüklükte taşıyıcı sistemler üzerinde birçok deneyler yapılmıştır. 1950'de Horne, 1952'de Greenberg ve Prager tarafından geliştirildi. 1959'da Charnes, Lemke

ve Zienkiewicz eğilme çubuklarından bileşik sistemlerde lineer programlama ve limit analiz eşdeğerliğini kuruyorlardı (Arda ve Uzgider, 1986).

1960'dan günümüze plastik hesabın kullanılması yayıldı. Çelik yapıların plastik hesabına ilişkin yönetmelikler birçok ülkede yürürlüğe girdi. Bütün bu ülkelerde elastik hesap da paralel olarak geçerliliğini korumaktadır (Arda ve Uzgider, 1986).

Plastik hesap kuralları önce sürekli kirişler ve bir, iki katlı yapıların hesabında kullanılmışlarsa da ABD, Meksika ve İngiltere'de çok katlı binalarda 1970'den önce plastik yöntemle hesaplanmışlardır (Arda ve Uzgider, 1986).

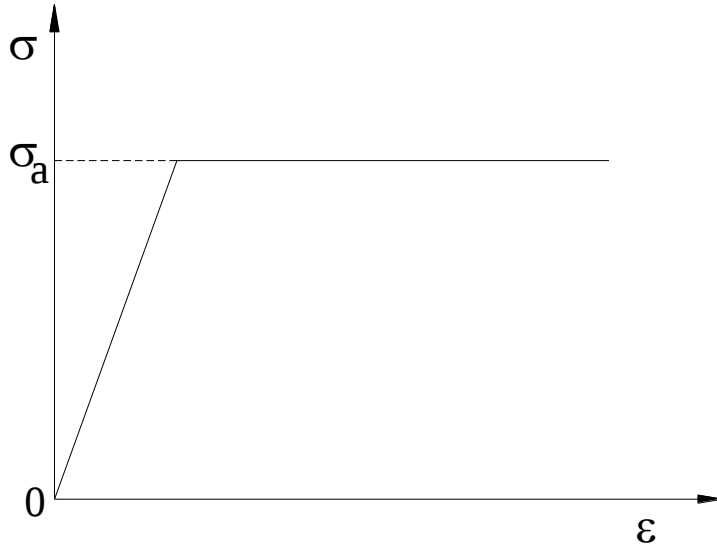
4.1 Plastik Davranış

Bir taşıyıcı sistem, elastik bir hesap yönetmeliğine göre ele alındığında çeşitli yük kombinasyonları altında aşağıda belirtilen kontroller yapılır:

- 1) Sistemin hiçbir noktasında elastik sınır gerilmesinin aşılmadığı,
- 2) Yükler altında şekil değiştirmelerin kabul edilebilir kaldığı,
- 3) Yerel veya tümsel hiçbir kararsızlığın (instabilite) meydana gelmediği
- 4) Birleşimlerin dayanım sınırlarının aşılmadığı,
- 5) Yorulma kırılmalarının oluşmadığı

Yukarıdaki kıstaslardan 2, 3, 4 ve 5 numaralı kıstaslara uyulmaması sistemin geçici veya kesin olarak kullanılmaz duruma gelmesine götürür. Buna karşılık 1 nolu kıstas için aynı şey söylenemez. Sistem kesitlerinden biri elastik gerilmeye ulaşsa bile genel olarak bir dayanım ihtiyatına sahiptir. Bu dayanım ihtiyatı sistemin türü ve yüküne bağlı olarak değişir (Arda ve Uzgider, 1986).

1 nolu kıstası, sistemin azami dayanımını işin içine sokan ve böylece hesabı göçmeye göre işleten bir koşulla değiştirmek daha mantıklıdır. Dolayısıyla sistemin davranışı, elastik bölge sınırları ötesindeki yüklü durumlarında incelenir. Bu davranış kullanılan metalin özelliklerine bağlı olarak değişir. Kurallamada hesabı bilinen bir malzeme ile yetinilir; ideal elasto-plastik cisim (Şekil 4.1).



Şekil 4.1 İdeal elasto-plastik cisim (Arda ve Uzgider, 1986)

Plastik hesap yönetmeliklerinde 2,3,4 ve 5 numaralı kıstaslar yine bulunurlar. Değişen birinci kıstastır:

- 1) Ağırlıklı yükler altında, bazı kesitlerinde meydana gelen plastikleşmeler de gözönüne alınarak, sistem bir mekanizmaya dönüşmemelidir. Ayrıca yerel buruşma ve yanal burkulmayı önlemek amacıyla plastikleşmiş kesitlerde bazı ek kontroller yapılır.

Plastik hesap yöntemlerinin varlığı elastik hesap yöntemlerini ortadan kaldırmaz. Bazı durumlarda plastik hesabın kullanılması daha avantajlıdır, bazılarında ise uygulanamaz ya da elastik hesaba eşdeğer bir boyutlamaya götürür.

4.2 Güvenlik Düzeyinin Seçimi

Bir taşıyıcı sistemin plastik hesap kuralları ile kontrolünde, hem kullanma sınır durumlarına göre, hem de taşıma sınır durumlarına göre yeterli bir güvenlik derecesi göstermesi aranır.

Kullanma sınır durumları, aşıldıklarında sistem yapılma amacı olan olağan görevler için kullanışsız bir duruma geldiğinde, taşıma kabiliyetleri devam etse bile, ortaya çıkarlar. Genellikle yalnız şekil değiştirmelerle ilgili koşullardır. Şekil değiştirmelerin aşırı olması, krenlerin işlerliğini engeller, bölmelerde çatlaklar oluşturur, yalıtımı bozar ve sistemin tali elemanlarında bozukluk yaratır. Sehim ve yerdeğiştirmeler gibi kullanma sınır durumlarıyla ilgili kontroller elastik hesap için

verilmiş sınırlarla ve artırılmamış yüklerin, en elverişsiz kombinasyonlarına göre yapılır.

4.3 Gözönüne Alınacak Etkenler

Mekanizma oluşumuyla ilgili kontrollerde, doğrudan etkenleri yani sisteme uygulanan yükleri gözönüne almak yeterlidir. Buna karşılık, kararlılık kontrollerinde, sıcaklık değişimleri, yerdeğiştirmeler, mesnet çökmeleri, öngerilmeler gibi dolaylı etkenler de gözönüne alınabilirler.

Bütün durumlarda, çeliğin mekanik özelliklerini bozan sıcaklık etkilerinin gözönüne alınması gerekir. 100°C’de çelik akma sınırının %4 ve elastisite modülünün %2 azaldığı, 200°C’de bu azalmaların %10 ve %6’lara vardığı unutulmamalıdır.

4.4 Yük Katsayıları

Güvenliğin taşıma sınır durumuna göre kontrolünde, etkenlerin karakteristik ya da standart değeri yük katsayıları adı verilen büyüklüklerle çarpılarak kullanılır. Bu yük katsayıları, taşıyıcı sisteme yeterli bir güvenlik sağlamak amacıyla kullanılır.

Yük katsayıları;

- Etkenlerin karakteristik ya da standart değeriinden daha elverişsiz değeriilere erişebilme olasılığını,
- Hesap yöntemlerinde yapılan yaklaşıklıkları,
- Malzeme karakteristiklerindeki ve kullanılan elemanın özelliklerindeki belirsizlikleri,
- Taşıyıcı sistemdeki belirsizlikleri,

gözönüne alırlar.

Elastik hesap kuralları, sistemin taşıma gücüne, kabul edilmiş basitleştirilmiş hesap modelinde ilk lif plastikleşmeye başladığı zaman ulaşıldığını kabul eder. Gerçekte, artık gerilmeler, gerilme yığılmaları, her türden arızalar düşünülürse, bazı lifler hiçbir dış yük yüklenmeden de plastikleşmiş durumdadırlar. Plastik hesapta ise taşıyıcı sistem taşıma gücüne artık hiçbir ek yük taşıyamadığı durumda ulaşır.

Yönetmeliklerde, yük katsayıları genellikle elastik hesap katsayılarının %10 artırılması ile elde edilmişlerdir. Yükleme durumları ise birçok yönetmelikte yükleme durumu 1 ve yükleme durumu 2 diye gruplandırılmıştır. Yükleme durumu 1 rüzgar ve deprem hariç bütün yükleri, yükleme durumu 2 rüzgar ve deprem dahil bütün yükleri kapsar.

Tablo 4.1 Ülkelere göre yük katsayıları

Ülke	Yük Durumu 1	Yük Durumu 2
A.B.D	1.70	1.30
Almanya	1.71f	1.50f
Avustralya	1.75	1.40
Belçika	1.68	1.49
Hindistan	1.85	1.40
İngiltere	1.75	1.40
İsveç	1.57	1.34
Kanada	1.70	1.30
Meksika	1.70	1.30
Türkiye (T.S. 4561)	1.70	1.50

(f : Biçim faktörü)

TS 4561’de Tablo 4.1’den de görüldüğü gibi yükleme durumu 1 için 1.70, yükleme durumu 2 için 1.5 katsayısı öngörülmüştür.

5. EUROCODE 3'e GÖRE KESİTLERİN BOYUTLANDIRILMASI

Yüklemeye bağlı olarak yapının taşıyıcı sistemine ait herhangi bir elemanın taşıyıcılığını yitirdiği veya yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşan deformasyonlar sonucu yapının görünümünde ve kullanımında rahatsızlık verici bir durumun oluşmaya başladığı an olarak sınır durumu tarif edebiliriz. Yapılar boyutlandırılırken sınır durumlar dikkate alınmalıdır. Aksi takdirde zaman içerisinde taşıyıcı sistem zarar görebilir veya yapı elemanları kullanılmayacak duruma gelebilir.

Ec3 incelenmesi gereken sınır durumları kullanma sınır durumu ve taşıma sınır durumu olarak iki sınıfa ayırmıştır:

- 1) Kullanma sınır durumu
- 2) Taşıma sınır durumu

5.1 Kullanma sınır durumu

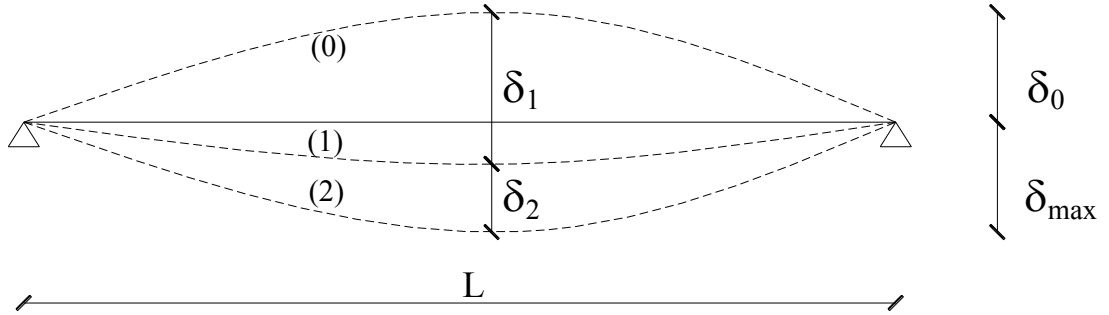
Mevcut yük durumuna bağlı olarak yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşan deformasyon ve yerdeğiştirmelerin yapının görünümünde ve kullanımında rahatsızlık verici bir durum oluşturması olarak tanımlanmıştır.

Yapının kullanımında ve görünümünde rahatsızlık veren deformasyon ve yerdeğiştirmelerin kısıtlanması gerekmektedir. Bunun için EC3 çeşitli durumlara göre sınırlandırmalar getirmiştir (Tablo 5.1).

Tablo 5.1 Düşey yerdeğiştirmeler için tavsiye edilen limit değerler

Durum	Limit Değerler	
	$\delta_{\max}$	δ_2
Çatı katı	L/200	L/250
Çatı katı oturma alanına sahipse	L/250	L/300
Normal kat	L/250	L/300
Rijit bölme duvarı içeren çatı katı ve normal kat	L/250	L/350
$\delta_{\max}$ 'ın yapının görünümünü etkilediği durumlar	L/250	-

Konsol kiriş söz konusu olduğu durumlarda L tasarım boyutunun 2 katı alınabilir.



Şekil 5.1 Gözönüne alınan düşey deplasmanlar

$\delta_{\max}$: Maksimum toplam sehim

δ_0 =Yüklenmemiş kirişin mevcut sehim

δ_1 =Ani sehim

δ_2 =Sürekli sehim

Ec3'te kolonların deplasmanları, h=kat yüksekliği veya kolon yüksekliği ve h_0 =tüm yapı yüksekliği olmak üzere Tablo 5.2'deki gibi sınırlandırmıştır.

Tablo 5.2 Kolon üst uç noktalarında yatay deplasmanlar için tavsiye edilen limit değerler

Krensiz hal yapı çerçeveleri	$h/500$
Diğer tek katlı tüm binalar	$h/300$
Çok katlı yapılar	
Her katta	$h/300$
Tüm yapı yüksekliği boyunca	$h_0/500$

5.2 Taşıma sınır durumu

I. Güvenlik düzeyinin seçilmesi

Taşıma gücü sınır durumu kullanılması halinde EC3 güvenlik düzeyinin seçilmesini Tablo 5.3'deki şekilde sınıflandırmıştır.

Tablo 5.3 Taşıma gücü sınır durumu için güvenlik katsayıları

Eleman	Güvenlik Katsayısı
1, 2 ve 3 nolu sınıf enkesitleri	$\gamma_{m0}=1.1$
4 nolu sınıf enkesitleri	$\gamma_{m1}=1.1$
Burkulmaya haiz elemanlar	$\gamma_{m1}=1.1$
Bulon delikleri mevcut net kesitlerde	$\gamma_{m2}=1.25$

Yukarıdaki tabloda 1, 2, 3 ve 4 nolu sınıf enkesitleri diye tabirler yer almaktadır. EC3, plastik analiz kullanıldığı takdirde eğilme momentlerinin yeniden dağılımının oluşması amacıyla kesitlerin yeterli dönme kapasitesi sayesinde plastik mafsalları oluşturabilme yeteneklerinin olması gerektiğini söyler. Yine aynı şekilde elastik analiz kullanıldığı takdirde enkesitlerin yerel burkulmaya karşı dayanımlarının dikkate alındığı takdirde her tür enkesite sahip elemanların kullanılabileceğini söyler.

Bu sebepten dolayı bu kriterleri sağlamak amacıyla enkesitler üzerinde sınıflandırma yoluna gidilmiştir.

II. Kesit Tasarımı

Taşıma gücü sınır durumu kullanılması durumunda kesit tasarımı için EC3 aşağıdaki kriterlerin kontrolünü zorunlu kılmıştır:

- Enkesit dayanımı
- Eleman taşıma gücü kapasitesi
- Birleşim taşıma gücü dayanımı
- Stabilite kontrolü
- Statik denge

III. Çekme Çubukları

Çekme çubuklarında yapılması gereken kontrol:

- Enkesit dayanımı

IV. Basınç Çubukları

Basınç çubuklarında yapılması gereken kontrol:

- Enkesit dayanımı
- Kesit burkulma dayanımı

V. Kirişler

Eğilmeye maruz elemanlarda kontrol edilmesi gereken kriterler aşağıda gösterilmiştir.

- Enkesit dayanımı
- Yanal burkulma dayanımı
- Kesme burkulması dayanımı
- Flanş burkulma dayanımı
- Kesit gövde ezilme dayanımı

5.3 Kesit Dayanımları

5.3.1 Çekme Elemanları

Çekme elemanları aşağıdaki kritere göre kontrol edilmelidir;

- Enkesit Dayanımı;

Eksenel çekmeye maruz çubuklarda, çubuk boyunca her kesitte tasarım çekme kuvveti aşağıdaki kriteri sağlamalıdır;

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \quad (5.1)$$

N_{sd} ; Elemana etkiyen eksenel kuvvet değeri

$N_{t,Rd}$; Kesitin çekme kapasitesi olup, aşağıdaki değerlerden küçüğü alınır;

- a) Enkesite ait tasarım plastik dayanımı

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_Y / \gamma_{mo} \quad (5.2)$$

- b) Delik çevrelerinde net enkesit alana ait tasarım taşıma gücü dayanımı;

$$N_{U,Rd} = 0.9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{m2} \quad (5.3)$$

5.3.2 Basınç Elemanları

Basınç elemanları aşağıdaki kriterlere göre kontrol edilmelidir;

- Enkesit Dayanımı;

Eksenel basınca maruz çubuklarda, çubuk boyunca her kesitte tasarım basınç kuvveti aşağıdaki kriteri sağlamalıdır;

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \quad (5.4)$$

N_{sd} ; Elemana etkiyen eksenel kuvvet değeri

$N_{c,Rd}$; Kesitin basınç dayanımı olup, aşağıdaki değerlerden küçüğü alınır;

- a) Enkesite ait tasarım plastik dayanımı

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_Y / \gamma_{mo} \quad (5.5)$$

- b) Enkesite ait burkulma dayanımı

$$N_{0,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{m1} \quad (5.6)$$

5.3.2.1 Burkulma Dayanımı

Basınç elemanının burkulma dayanımı şöyle hesaplanabilir;

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_a \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1} \quad (5.7)$$

β_a ; I, II, III nolu enkesitler için “1”

β_a ; IV nolu enkesitler için “ A_{eff} / A ”

χ ; İlgili burkulma moduna ait azaltma katsayısı

Sabit enkesitli elemanların, sabit normal kuvvet altında; χ , ve ilgili burkulma moduna ait boyutsuz narinlik katsayısı $\bar{\lambda}$ kullanılarak şöyle hesaplanır;

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \quad \chi \leq 1 \quad (5.8)$$

$$\phi = 0.5 [1 + a \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.9)$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_a \cdot A \cdot f_y / N_{cr}]^{0.5} = (\lambda / \lambda_1) [\beta_a]^{0.5} \quad (5.10)$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot [E / f_y]^{0.5} = 93.9 \varepsilon \quad (5.11)$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0.5} \quad f_y = N / mm^2 \quad (5.12)$$

a ; Kusur katsayısı

λ ; İlgili burkulma moduna ait narinlik katsayısı

N_{cr} ; İlgili burkulma moduna ait elastik kritik kuvvet

Kusurluluk katsayısı a , ilgili burkulma modu bulunup, buna göre Tablo 5.4’den bakılır.

Tablo 5.4 Kusurluluk Katsayıları

Kusurluluk Katsayısı				
Burkulma Eğrisi	a	b	c	d
Katsayı “a”	0.21	0.34	0.49	0.76

Azaltma katsayısı χ , $\bar{\lambda}$ ’e bağlı olarak Tablo 5.5’den alınır.

Tablo 5.5 Azaltma katsayıları (Eurocode 3, 1993)

$\bar{\lambda}$	Burkulma Eğrisi			
	a	b	c	d
0.20	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.30	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.40	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.50	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.60	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.70	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.80	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.90	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.00	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.10	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.20	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.30	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.40	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.50	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.60	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.70	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.80	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.90	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.00	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.10	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.20	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.30	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.40	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.50	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.60	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.70	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.80	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.90	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.00	0.1036	0.0951	0.0951	0.0882

Tablo 5.6 Enkesitlere göre burkulma eğrileri seçimi (Eurocode 3, 1993)

5.3.3 Kirişler

Eğilmeye maruz elemanlarda yapılması gereken kontroller aşağıda gösterilmiştir;

- Enkesit dayanımı
- Yanal burkulma
- Kesme burkulması
- Azaltılmış flanş burkulması

5.3.3.1 Yanal Burkulma Hesabı

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{m1} \quad (5.13)$$

$M_{b,Rd}$; Yanal burkulma tasarım moment değeri

χ_{LT} ; Yanal burkulma hesabı azaltma katsayısı

β_w ; Katsayı olmak üzere;

$$\beta_w = 1 \quad \text{I ve II nolu enkesitler için}$$

$$\beta_w = W_{el,y} / W_{pl,y} \quad \text{III nolu enkesitler için}$$

$$\beta_w = W_{elf,y} / W_{pl,y} \quad \text{IV nolu enkesitler için}$$

$W_{pl,y}$; Kesitin plastik mukavemet moment değeri

f_y ; Çelik elemanın akma gerilmesi

γ_{m1} ; Elemanın burkulmaya karşı güvenlik katsayısı

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \chi_{LT} \leq 1 \quad (5.14)$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + a_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (5.15)$$

$$a_{LT} = 0.21 \quad \text{Tek parça kesitler}$$

$$a_{LT} = 0.49 \quad \text{Yapma kesitler}$$

χ_{LT} 'nin hesabı için boyutsuz narinlik katsayısı $\bar{\lambda}_{LT}$ hesap edilip $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$ ve $\chi = \chi_{LT}$ olarak Tablo 5.5' den bakılır;

- Tek parça kesitler için a eğrisi
- Yapma kesitler için c eğrisi

kullanılır veya $\bar{\lambda}_{LT}$ aşağıdaki formülden de hesap edilebilir;

$$\bar{\lambda}_{LT} = [\beta_w \cdot W'_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0.5} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] [\beta_w]^{0.5} \quad (5.16)$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot [E / f_y]^{0.5} = 93.9 \varepsilon \quad (5.17)$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0.5} \quad [f_y] = N / mm^2 \quad (5.18)$$

M_{cr} ; Yanal burkulmayı oluşturan elastik kritik moment

5.3.3.2 Kesme Burkulması

- Nervürlü gövdelerde $d / t_w > 69 \varepsilon$ veya nervürlü gövdelerde $d / t_w > 30 \cdot \varepsilon_y \sqrt{k_r}$ olduğu takdirde kesme burkulmasına bakılması gerekir.
- Kesme burkulması d / t_w oranına ve gövde nervür aralıklarına bağlıdır.

Kesme burkulması hesabı için aşağıdaki yollardan biri kullanılır;

1. “Basit kritik” metod
2. Çekme alanı metodu

1) Basit Kritik Metod

Elemanın kesme burkulma dayanım kuvveti aşağıdaki gibi hesap edilir;

$$V_{ba,Rd} = d \cdot t_w \cdot \tau_{be} / \gamma_{m1}$$

d ; Kiriş yüksekliği

t_w ; Kiriş gövde kalınlığı

τ_{be} ; Basit kritik kesme mukavemeti

τ_{be} basit kritik kesme mukavemet değeri aşağıdaki gibi belirlenir;

$$a) \quad \bar{\lambda}_w \leq 0.8 \Rightarrow \tau_{be} = (f_{yw} / \sqrt{3}) \quad (5.19)$$

$$b) \quad 0.8 \leq \bar{\lambda}_w \leq 1.2 \Rightarrow \tau_{be} = [1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8)](f_{yw} / \sqrt{3}) \quad (5.20)$$

$$c) \quad \bar{\lambda}_w \geq 1.2 \Rightarrow \tau_{be} = [0.9 / \bar{\lambda}_w](f_{yw} / \sqrt{3}) \quad (5.21)$$

$\bar{\lambda}_w$ gövde narinliği aşağıdaki formülden hesaplanır;

$$\bar{\lambda}_w = \left[(f_{yw} / \sqrt{3}) / \tau_{cr} \right]^{0.5} = \frac{d / t_w}{37.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_T}} \quad (5.22)$$

τ_{cr} ; Elastik kritik kesme mukavemeti

k_T ; Kesme için burkulma katsayısı

5.3.3.3 Azaltılmış Flanş Burkulması

Basınç başlığının flanşını gövde düzlemi içerisinde tutabilmek amacıyla d / t_w oranının aşağıdaki kriteri sağlaması gerekir;

$$d / t_w \leq k \cdot (E / f_{yf}) [A_w / A_{fc}]^{0.5} \quad (5.23)$$

A_w ; Kiriş gövde alanı

A_{fc} ; Kiriş basınç başlığının alanı

f_{yf} ; Kiriş basınç başlığının akma gerilmesi

“k” katsayısının değeri;

I. sınıf enkesitler için $k=0.3$

II. sınıf enkesitler için $k=0.4$

III. ve IV. sınıf enkesitler için $k=0.55$

5.4 Eksenel Kuvvet ve Moment Etkisi

a) Eksenel kuvvet ve momente maruz elemanlarda kesme kuvvetinin olmadığı durumlarda I ve II nolu enkesitler için aşağıdaki kriter sağlanmalıdır;

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd} \quad (5.24)$$

$M_{N,Rd}$; Azaltılmış plastik moment değeri

Delik kaybı olmamış bir levhanın azaltılmış plastik moment değeri;

$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(N_{sd} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]$ olmak üzere kriter şu hale gelir;

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} + \left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right]^2 \leq 1 \quad (5.25)$$

b) Çift yönlü eğilmeye maruz elemanlar

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.26)$$

a ve β ;

I ve H tipi kesitler için $a=2$, $\beta=5n$ $\beta \geq 1$

Dairesel tüpler için $a=2$; $\beta=2$

Dolu dikdörtgen kesitler ve levhalar için $a = \beta = 1.73 + 1.8n^3$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad (5.27)$$

Daha farklı bir yaklaşımla aşağıdaki formül de kullanılabilir;

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1 \quad (5.28)$$

c) Eğilme, kesme ve eksenel kuvvet etkisi

Tasarım kesme kuvvetinin değeri V_{sd} , plastik kesme dayanımı $V_{pl,Rd}$ 'nin %50'ini aşmıyorsa;

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad \text{formülü geçerlidir.} \quad (5.29)$$

Eğer tasarım kesme kuvvetinin değeri V_{sd} , plastik kesme dayanımı $V_{pl,Rd}$ 'nin %50'ini aşmıyorsa plastik kapasiteler hesaplanırken azaltılmış akma dayanımı kullanılır.

$$f_y^* = (1 - \rho) \cdot f_y \quad \rho = \left(2 \cdot V_{sd} / V_{pl,Rd} - 1 \right)^2 \quad (5.30)$$

5.5 Eksenel Kuvvet ve Momente Bağlı Eleman Dayanımı

5.5.1 Moment ve Çekme Etkisi

Hem eğilmeye hem de çekmeye maruz elemanlar yanal burkulma tahkiki gerektirirler.

Eğer etkiyen eksenel kuvvet ve eğilme momenti birbirlerinden bağımsızsa tasarım çekme kuvveti değeri bir azaltma katsayısıyla azaltılır.

Vektörel etkiler sonucu elemanın en üst lifinde hesaplanan net gerilme aşağıdaki gibi olacaktır;

$$\sigma_{com.Ed} = M_{sd} / W_{com} - \phi_{vec} \cdot N_{t.sd} / A \quad (5.31)$$

W_{com} ; En üst basınç lifinde elastik mukavemet momenti

$N_{t.sd}$;Eksenel çekme kuvveti değeri

ϕ_{vec} ; Azaltma katsayısı olup değeri 0.8'dir.

5.5.2 Moment ve Basınç Etkisi

1) Moment ve eksenel basınca maruz I ve II nolu enkesite sahip elemanlar aşağıdaki kriterleri sağlamalıdır;

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_y \cdot M_{y.sd}}{W_{pl.y} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{W_{pl.z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad (5.32)$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad k_y \leq 1.5 \quad (5.33)$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{my} - 4) + \left(\frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}} \right) \quad \mu_y \leq 0.90 \quad (5.34)$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad k_z \leq 1.5 \quad (5.35)$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.z}} \right) \quad \mu_z \leq 0.90 \quad (5.36)$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

χ_y ve χ_z ; y-y ve z-z eksenlerine bağı azaltma katsayıları

β_{my} ve β_{mz} ; eşdeğer uniform moment katsayıları

2) Potansiyel göçme modu yanal burkulma olan I ve II nolu enkesitler aşağıdaki kriteri de sağlamalıdır;

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl, y} \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl, z} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \quad (5.37)$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad k_{LT} \leq 1 \quad (5.38)$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M, LT} - 0.15 \quad \mu_{LT} \leq 0.90 \quad (5.39)$$

$\beta_{M, LT}$; Eşdeğer uniform moment katsayısı

5.6 Çerçeve Ara Bağlantılı Çubuklarda Narinlik Hesabı

Ec3'te, çerçeve ara bağlantılı çubuklar için efektif bir rijitlik tanımlanmıştır.

$$I_{eff} = 0.5 h_0^2 \cdot A_f + 2 \mu \cdot I_f \quad (5.40)$$

I_{eff} ; Efektif rijitlik

h_0 ; Profillerin ağırlık merkezleri arasındaki mesafe

A_f ; Tek bir profilin alanı

I_f ; Tek bir profilin atalet momenti

μ ; Çubuk narinliğine bağı bir katsayı olup aşağıdaki şekilde belirlenir;

- $\lambda \leq 75 \Rightarrow \mu = 1$
- $75 < \lambda < 150 \Rightarrow \mu = 2 - \lambda / 75$
- $\lambda \geq 150 \Rightarrow \mu = 0$

$$\lambda = \frac{l}{i_0} \quad (5.41)$$

l ; Gözönüne alınan düzlemdeki burkulma boyu

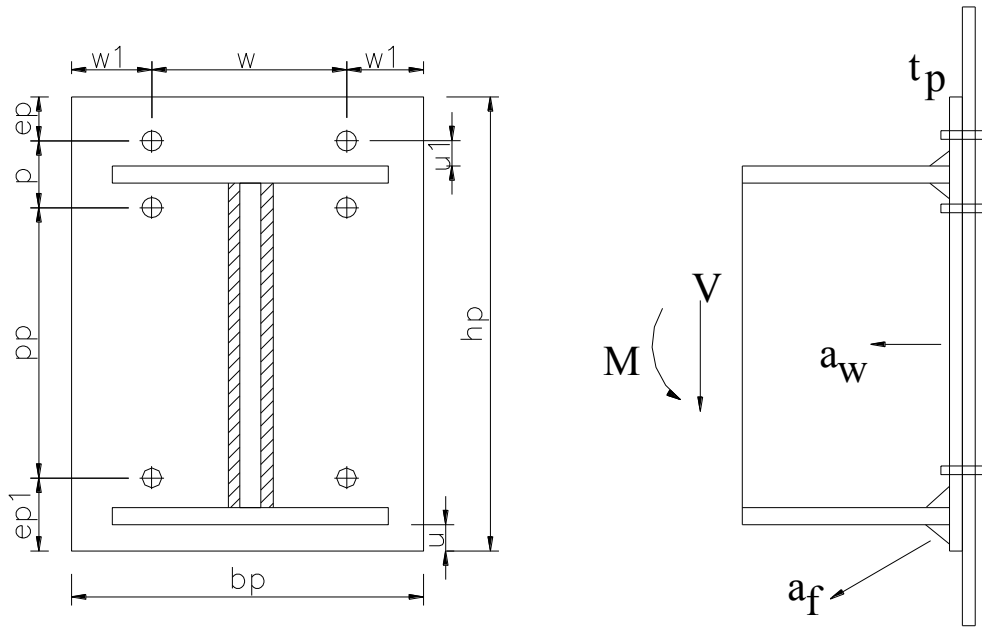
i_0 ; Efektif atalet yarıçapı olup aşağıdaki şekilde belirlenir;

$$i_0 = (0.5.I_1 / A_f)^{0.5} \quad (5.42)$$

6. EUROCODE 3'E GÖRE BİRLEŞİMLERİN RİJİTLİKLERİNİN HESABI

Bu bölümde “Sayısal Örnekler” bölümünde kullanılacak olan birleşim tiplerinin rijitlik ve moment dayanımlarının hesabı ele alınmıştır.

6.1 Alın Levhalı Birleşim



Şekil 6.1 Alın levhalı birleşim tipi örneği

1) Kesmede Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta}, \quad V_{wc,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{vc} \cdot f_{yc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$A_{vc} = A_c - 2 \cdot b_c \cdot t_{fc} + (t_{wc} + 2 \cdot r_c) \cdot t_{fc}$$

- Tek taraflı birleşimler için $\beta = 1$
- Simetrik yüklenmiş iki taraflı birleşimler için $\beta = 0$

- Asimetrik yüklenmiş fakat her iki birleşimde de dengeli momentler oluşan iki taraflı birleşimler için $\beta = 1$
- Asimetrik yüklenmiş ve birleşimlerde oluşan moment değerlerinin farklı olması durumu $\beta = 2$

Rijitlik;

$$K_1 = \frac{0.385.A_{vc}}{\beta.h} , \quad h = h_b - t_{fb}$$

2) Basınçta Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$F_{Rd,2} = k_{wc} \cdot \rho_c \cdot b_{eff.wc,c} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} / \gamma_{m0} \quad (\bar{\lambda}_{wc} \leq 0.67)$$

$$F_{Rd,2} = k_{wc} \cdot \rho_c \cdot b_{eff.wc,c} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} \cdot \left[\frac{1}{\bar{\lambda}_{wc}} \cdot \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_{wc}} \right) \right] / \gamma_{m0} \quad (\bar{\lambda}_{wc} > 0.67)$$

$$b_{eff.wc,c} = \min(t_{fb} + 2.a_f \cdot \sqrt{2} + 2.t_p + 5.(t_{fc} + s); t_{fb} + a_f \cdot \sqrt{2} + t_p + u + 5.(t_{fc} + s))$$

$$k_{wc} = \min(1.0; 1.25 - 0.5 \frac{\sigma_{n,wc}}{f_{ywc}})$$

$$\beta = 0 \Rightarrow \rho_c = 1$$

$$\beta = 1 \Rightarrow \rho_c = \rho_{c1}$$

$$\beta = 2 \Rightarrow \rho_c = \rho_{c2}$$

$$\rho_{c1} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3.(b_{effwc,c} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}}, \quad \rho_{c2} = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2.(b_{effwc,c} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}}$$

$$\bar{\lambda}_{wc} = 0.93 \cdot \sqrt{\frac{b_{eff.wc,c} \cdot d_c \cdot f_{ywc}}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

$$d_c = h_c - 2.(t_{fc} + t_{rc})$$

Rijitlik;

$$K_2 = \frac{0.7.b_{eff.wc,c} \cdot t_{wc}}{d_c}$$

3) Basınçta Kiriş Flanşı;

Dayanım;

$$F_{Rd,3} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_b - t_{fb})}$$

Rijitlik;

$$K_3 = \infty$$

4) Çekmede Bulonlar;

Dayanım;

$$F_{Rd,4} = 4.B_{t,Rd}$$

$$B_{t,Rd} = \frac{0.9.f_{ub}.A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{Rd,4} = 4.B_{t,Rd}$$

Rijitlik;

$$K_4 = 3.2 \frac{A_s}{L_b}$$

$$L_b = t_{fc} + t_p + 0.5.(h_{bo} + h_n)$$

5) Çekmede Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$F_{Rd,5} = \rho_t . b_{eff,wc,t} . t_{wc} . f_{ywc} / \gamma_{mo}$$

$$b_{eff,wc,t} = \min(4\pi m; 8.m + 2.5e; p + 4.m + 1.25e)$$

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0.8.r_c$$

$$e = \frac{b_c - w}{2}$$

$$\beta = 0 \Rightarrow \rho_t = 1$$

$$\beta = 1 \Rightarrow \rho_t = \rho_{t1}$$

$$\beta = 2 \Rightarrow \rho_t = \rho_{t2}$$

$$\rho_{t1} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \cdot (b_{effwc,t} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}}, \quad \rho_{t2} = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2 \cdot (b_{effwc,t} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}}$$

Rijitlik;

$$K_5 = \frac{0.7 \cdot b_{eff \cdot wc,t} \cdot t_{wc}}{d_c}$$

6) Çekmede Kolon Flanşı;

Dayanım;

$$F_{Rd,6} = \min(F_{fc,Rd,t1}; F_{fc,Rd,t2})$$

$$F_{fc,Rd,t1} = \frac{(8 \cdot n - 2 \cdot e_w) \cdot I_{eff \cdot fc,t} \cdot m_{pl,fc}}{2 \cdot m \cdot n - e_w \cdot (m + n)} k_{fc}$$

$$F_{fc,Rd,t2} = \frac{2 \cdot I_{eff \cdot fc,t} \cdot m_{pl,fc} \cdot k_{fc} + 4 \cdot B_{t,Rd} \cdot n}{m + n}$$

$$n = \min(e; 1.25m; (b_p - w) / 2)$$

$$d_w = 23.16mm$$

$$e_w = d_w / 4$$

$$m_{pl,fc} = 0.25 \cdot t_{fc}^2 \cdot f_{yfc} / \gamma_{m0}$$

$$I_{eff \cdot fc,t} = b_{eff \cdot fc,t}$$

Rijitlik;

$$K_6 = \frac{0.85 \cdot I_{eff \cdot fc,t} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$$

7) Çekmede Alın Levhası;

Dayanım;

$$F_{Rd,7} = \min(F_{ep,Rd,1}; F_{ep,Rd,2})$$

$$F_{ep,Rd,1} = \frac{(8 \cdot n_p - 2 \cdot e_w) \cdot I_{eff \cdot p,t} \cdot m_{pl,p}}{2 \cdot m_p \cdot n_p - e_w \cdot (m_p + n_p)}$$

$$F_{ep.Rd,2} = \frac{2.I_{eff.p,t}.m_{pl.p} + 4.B_{t.Rd}.n_p}{m_p + n_p}$$

$$m_p = u_1 - 0.8.\sqrt{2}.a_f$$

$$n_p = \min(e_p; 1.25m_p)$$

$$m_{pl.p} = 0.25.t_p^2 . f_{yp} / \gamma_{m0}$$

$$I_{eff.p,t} = \min(4.\pi.m_p; 8m_p + 2.5e_p; w + 4.m_p + 1.25.e_p; b_p)$$

Rijitlik;

$$K_7 = \frac{0.85.I_{eff.p,t}.t_p^3}{m_p^3}$$

8) Sonuç;

Birleşimin Moment Dayanımı;

$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,j})$$

Plastik moment dayanımı;

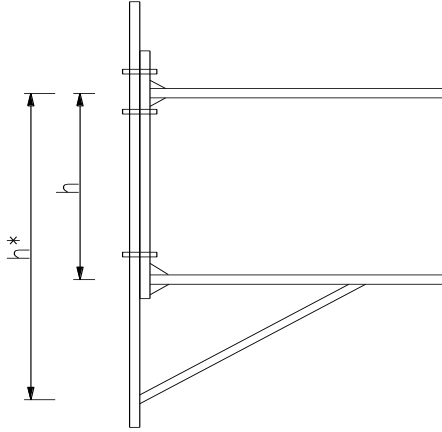
$$M_{Rd} = F_{Rd} . h$$

Elastik moment dayanımı;

$$M_e = \frac{2}{3} . M_{Rd}$$

Birleşimin taşıyabileceği moment taşıma kapasitesi mevcut yüklemeler altında yetersiz kalırsa birleşime Şekil 6.2'deki gibi guse yapılabilir. Bu şekilde birleşimin moment dayanımı;

$$M_{Rd}^* = M_{Rd} \frac{h^*}{h} \text{ olarak hesaplanır.}$$



Şekil 6.2 Guseli alın levhalı birleşim örneği

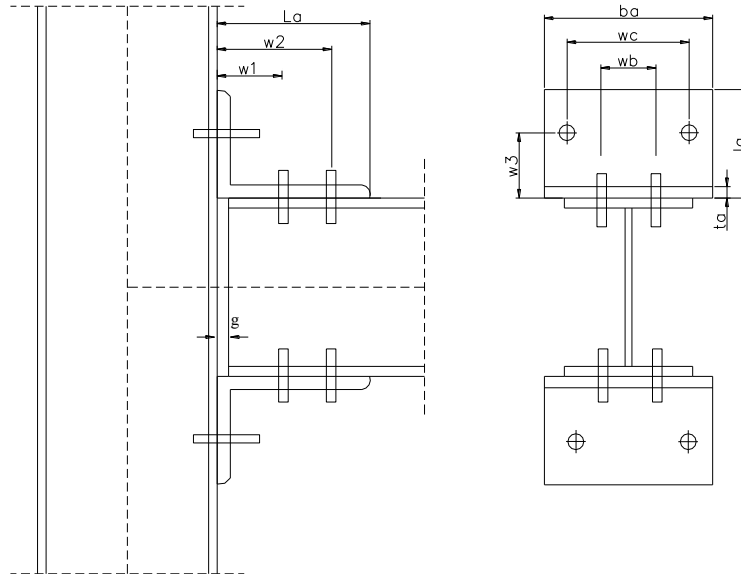
Birleşimin Rijitliği;

$$S_{j,ini} = E.h^2 / \sum_{i=1}^7 1/K_i$$

Guseli bir birleşimin rijitliği ise

$$S_{j,ini}^* = \frac{E.(h^*)^2}{\frac{E.h^2}{S_{j,ini}} + \frac{\beta}{0.385.A_{vc}} (h^* - h)} \quad \text{şeklinde hesaplanır.}$$

6.2 Alt ve Üst Başlık Korniyerli Birleşim



Şekil 6.3 Alt ve üst başlık korniyerli birleşim tipi örneği

1) Kesmede Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta} , \quad V_{wc,Rd} = \frac{0.9.A_{vc}.f_{ywc}}{\sqrt{3}.\gamma_{m0}}$$

$$A_{vc} = A_c - 2.b_c.t_{fc} + (t_{wc} + 2.r_c).t_{fc}$$

Rijitlik;

$$K_1 = \frac{0.385.A_{vc}}{\beta.h} , \quad h = h_b + w_3 + \frac{t_a}{2}$$

2) Basınçta Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$\bar{\lambda}_{wc} \leq 0.67 \text{ ise;}$$

$$F_{Rd,2} = k_{wc} \cdot \rho_c \cdot b_{eff,wc,c} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} / \gamma_{m0}$$

$$\bar{\lambda}_{wc} > 0.67 \text{ ise;}$$

$$F_{Rd,2} = k_{wc} \cdot \rho_c \cdot b_{eff,wc,c} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} \cdot \left[\frac{1}{\bar{\lambda}_{wc}} \cdot \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_{wc}} \right) \right] / \gamma_{m0}$$

$$b_{eff,wc,c} = 2.t_a + (2 - \sqrt{2}).r_a + 5.(t_{fc} + s)$$

$$k_{wc} = \min(1.0; 1.25 - 0.5 \frac{\sigma_{n,wc}}{f_{ywc}})$$

$$\beta = 0 \Rightarrow \rho_c = 1$$

$$\beta = 1 \Rightarrow \rho_c = \rho_{c1}$$

$$\beta = 2 \Rightarrow \rho_c = \rho_{c2}$$

$$\rho_{c1} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3.(b_{effwc,c}.t_{wc} / A_{vc})^2}} , \quad \rho_{c2} = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2.(b_{effwc,c}.t_{wc} / A_{vc})^2}}$$

$$d_c = h_c - 2.(t_{fc} + t_{rc}) = 160 - 2.(13 + 15) = 104 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_{wc} = 0.93 \cdot \sqrt{\frac{b_{eff,wc,c} \cdot d_c \cdot f_{ywc}}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

Rijitlik;

$$K_2 = \frac{0.7 \cdot b_{eff,wc,c} \cdot t_{wc}}{d_c}$$

3) Basınçta Kiriş Flanşı;

Dayanım;

$$F_{Rd,3} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_b - t_{fb})}$$

Rijitlik;

$$K_3 = \infty$$

4) Çekmede Bulonlar;

Dayanım;

$$F_{Rd,4} = 2 \cdot B_{t,Rd}, B_{t,Rd} = F_{t,Rd}$$

$$B_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}}$$

Rijitlik;

$$K_4 = 1.6 \frac{A_s}{L_b}$$

$$L_b = t_{fc} + t_a + 0.5 \cdot (h_{bo} + h_n)$$

5) Çekmede Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$F_{Rd,5} = \rho_t \cdot b_{eff,wc,t} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} / \gamma_{mo}$$

$$b_{eff,wc,t} = \min(2\pi m; 4 \cdot m + 1.25e)$$

$$m = \frac{w_c - t_{wc}}{2} - 0.8 \cdot r_c$$

$$e = \frac{b_c - w_c}{2}$$

$$\beta = 0 \Rightarrow \rho_t = 1$$

$$\beta = 1 \Rightarrow \rho_t = \rho_{t1}$$

$$\beta = 2 \Rightarrow \rho_t = \rho_{t2}$$

$$\rho_{t1} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \cdot (b_{effwc,t} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}}, \quad \rho_{t2} = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2 \cdot (b_{effwc,t} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}}$$

Rijitlik;

$$K_5 = \frac{0.7 \cdot b_{eff \cdot wc,t} \cdot t_{wc}}{d_c}$$

6) Çekmede Kolon Flanşı;

Dayanım;

$$F_{Rd,6} = \min(F_{fc,Rd,t1}; F_{fc,Rd,t2})$$

$$F_{fc,Rd,t1} = \frac{(8 \cdot n - 2 \cdot e_w) \cdot I_{eff \cdot fc,t} \cdot m_{pl \cdot fc}}{2 \cdot m \cdot n - e_w \cdot (m + n)} k_{fc}$$

$$F_{fc,Rd,t2} = \frac{2 \cdot I_{eff \cdot fc,t} \cdot m_{pl \cdot fc} \cdot k_{fc} + 2 \cdot B_{t,Rd} \cdot n}{m + n}$$

$$n = \min(e; 1.25m; (b_p - w) / 2)$$

$$d_w = 23.16mm$$

$$e_w = d_w / 4$$

$$m_{pl \cdot fc} = 0.25 \cdot t_{fc}^2 \cdot f_{yfc} / \gamma_{m0}$$

$$I_{eff \cdot fc,t} = b_{eff \cdot fc,t}$$

Rijitlik;

$$K_6 = \frac{0.85 \cdot I_{eff \cdot fc,t} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$$

7) Çekmede Flanş Kolu;

Dayanım;

$$F_{Rd,7} = \min(F_{e.Rd,1}; F_{e.Rd,2})$$

$$F_{a.Rd,1} = \frac{(8.n_a - 2.e_w).I_{eff.a,t}.m_{pl.a}}{2.m_a.n_a - e_w.(m_a + n_a)}$$

$$F_{a.Rd,2} = \frac{2.I_{eff.a,t}.m_{pl.a} + 2.B_{t.Rd}.n_a}{m_a + n_a}$$

$$e_a = l_a - w_3$$

$$m_a = w_3 - 0.5t_a$$

$$n_a = \min(e_a; 1.25m_a)$$

$$m_{pl.a} = 0.25.t_a^2 \cdot f_{ya} / \gamma_{m0}$$

$$I_{eff.a,t} = \frac{b_a}{2}$$

Rijitlik;

$$K_7 = \frac{0.85.I_{eff.a,t}.t_a^3}{m_a^3}$$

8) Eğilmede Flanş Kolları;

Dayanım;

$$F_{Rd,8} = 10.\alpha_a.f_{ua}.d.t_a / \gamma_{mb}$$

$$\alpha_a = \min(\frac{e_{b1}}{3.d_0}; \frac{p_b}{3.d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{ua}}; 1)$$

$$e_{b1} = L_a - w_2$$

$$p_b = w_2 - w_1$$

Rijitlik;

$$K_8 = \frac{24.K_b.K_{ta}.f_{ua}.d}{E}$$

$$K_b = \min(0.25 \frac{e_{b1}}{d} + 0.5; 0.25 \frac{p_b}{d} + 0.375; 1.25)$$

$$K_{ta} = \min(1.5 \cdot \frac{t_a}{d_{M16}}; 2.5)$$

9) Kesmede Bulonlar (Kiriş flanşında)

Dayanım;

$$F_{Rd,9} = 4 \cdot \mu \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} \quad (\mu = 0.6, 8.8 \text{ derece bulonlar için})$$

Rijitlik;

$$K_9 = \frac{16 \cdot f_{ub} \cdot d^2}{E \cdot d_{M16}}$$

10) Eğilmede Kiriş Flanşları;

Dayanım;

$$F_{Rd,10} = 10 \cdot \alpha_{fb} \cdot f_{ufb} \cdot d \cdot t_{fb} / \gamma_{mb}$$

$$\alpha_{fb} = \min(\frac{e_{b2}}{3 \cdot d_0}; \frac{p_b}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{ufb}}; 1)$$

$$e_{b2} = w_1 - g$$

Rijitlik;

$$K_{10} = \frac{24 \cdot K_{bfb} \cdot K_{tfb} \cdot f_{ufb} \cdot d}{E}$$

$$K_{bfb} = \min(0.25 \frac{e_{b2}}{d} + 0.5; 0.25 \frac{p_b}{d} + 0.375; 1.25)$$

$$K_{tfb} = \min(1.5 \cdot \frac{t_{fb}}{d_{M16}}; 2.5)$$

11) Sonuç;

Birleşimin Moment Dayanımı;

$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,j})$$

Plastik moment dayanımı;

$$M_{Rd} = F_{Rd} . h$$

Elastik moment dayanımı;

$$M_e = \frac{2}{3} . M_{Rd}$$

Birleşimin Rijitliği;

$$S_{j,ini} = E . h^2 / \sum_{i=1}^7 1 / K_i$$

7. SAYISAL ÖRNEKLER

Bu bölümde, x ve y yönlerinde 3'er açıklıklı, 3 katlı büro tipi çelik bir yapı ele alınarak birleşimlerin sistem üzerindeki etkisi incelenecektir. Yapılan sayısal incelemelerde; ilk iki alt bölümde sistem, düğüm noktaları mafsallı ve rijit olarak ele alınmış ve TS648'e göre boyutlandırılmıştır; izleyen üç bölümde ise birleşimlerin etkileri göz önünde bulundurularak EC3'e göre hesap yapılmıştır.

Döşemeler kompozit döşeme olarak ele alınmış ve düğüm noktalarının rijitliklerinin sistem üzerindeki etkisini incelemek amaçlandığından, döşeme hesabı yapılmamıştır. Döşeme yüklerini kirişlere aktarabilmek amacıyla x doğrultusunda 1.5 metre aralıklarla uçlarından mafsallı olarak tali kirişler modellenmiştir.

Bina x ve y doğrultularında simetrik olmakla beraber planda 19.5.18 (m.m) bir alana oturmaktadır. Binanın dört dış cephesinde de orta iki aks arasında bina boyunca yükselen çelik çapraz perdeler mevcuttur.

Bina kat yükseklikleri 3.5m, binanın oturduğu zemin sınıfı Z2, bina önem katsayısı $I=1$ 'dir.

Bina büro tipi bir yapı olduğundan sadece dış kirişler üzerinde Ytong duvar mevcuttur. Kat içerisindeki bölme duvarları alçıpanıdır. Kat kütleleri hesaplanırken iç bölme duvarlarının ağırlıkları ihmal edilmiştir.

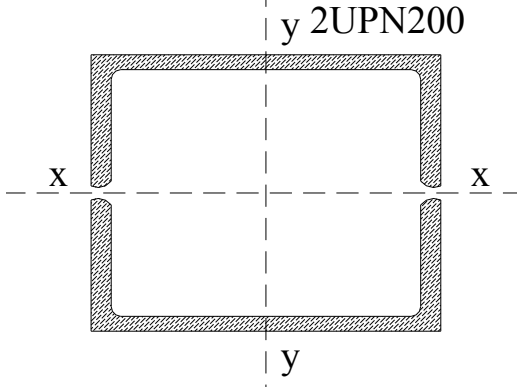
Deprem hesabı için eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılmıştır. (ABYYHY)

Binanın statik ve dinamik hesabı için SAP2000 paket programı kullanılmıştır.

Yarı-rijit birleşimlerde kolonların zayıf eksen doğrultusunda mevcut bir hesap olmaması dolayısı ile ve gerek elastik hesapla, gerek plastik hesapla çözülen tüm sistemlerde bir kıyaslama yapmak amacıyla da zayıf eksen doğrultusundaki birleşimler hep mafsallı olarak düşünülmüştür.

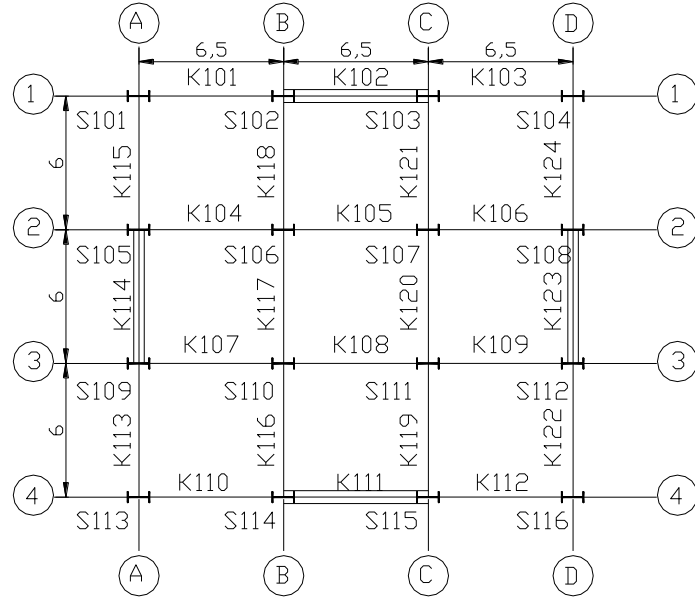
Çelik çaprazlar uçlarından mafsallı olarak modellenmiştir. Düzlem içi burkulma boyları yarım boy, düzlem dışı burkulma boyları ise tam boydur. Düzlem dışı narinliği azaltmak amacıyla seçilen kesitlerin kuvvetli eksenleri y-y doğrultusunda

seçilmiş ve iki profil arasına 0.8cm'lik bir aralık bırakılmıştır. Şekil 7.1'de seçilen çelik çapraz kesiti gösterilmiştir.

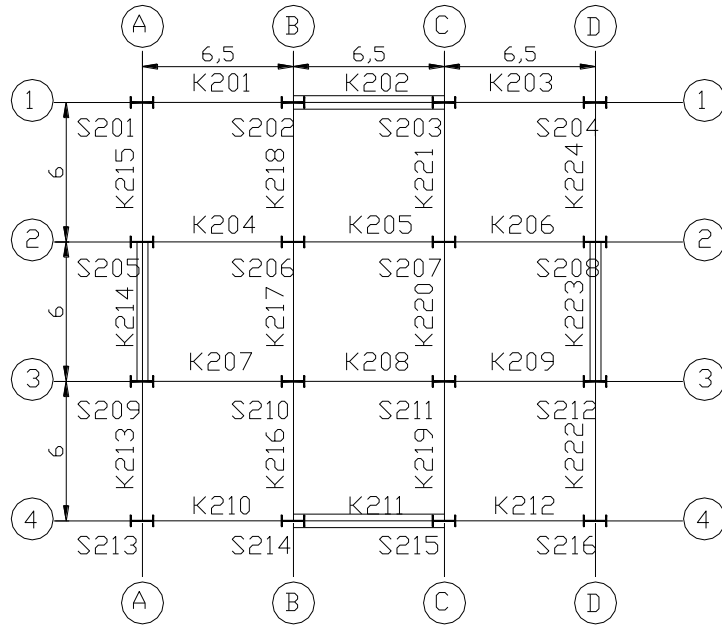


Şekil 7.1 Çelik çapraz kesiti

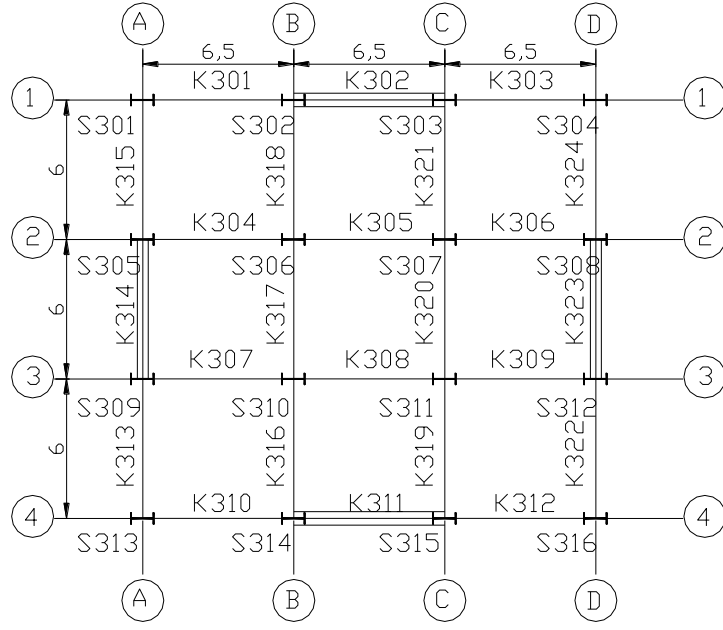
X doğrultusundaki çelik çaprazların narinliklerinin daha fazla olması ve daha fazla deprem kuvveti alması dolayısıyla x doğrultusundaki çelik çaprazların boyutlandırılması yapılmıştır.



Şekil 7.2 1. kat planı



Şekil 7.3 2. kat planı



Şekil 7.4 3. kat planı

7.1 Dügüm Noktaları Mafsallı Sistemin Elastik Hesabı (TS 648)

Kiriş, kolon önboyutlandırma hesap detayları ile, deprem hesabı detayları Ek-C’de gösterilmiştir.

Kat relatif deplasmanları;

EC3’te kullanılabilirlik sınır durumunda bir kattaki maksimum deplasman miktarı $h/300$ ile sınırlı tutulmuştur.

Kat içerisindeki en büyük yerdeğiştirme GQE_x yüklemesinde S13 nolu kolonda olmaktadır.

Tablo 7.1 Kat yerdeğiştirme tablosu

Kolon Adı	Yükleme Kombinasyonu	Yerdeğiştirme (m)	Relatif Yerdeğiştirme (m)	Limit Değer $h/300$	Kontrol
S113	GQE_x	0.00318	0.00318	0.0117	✓
S213	GQE_x	0.00699	0.00381	0.0117	✓
S313	GQE_x	0.01032	0.00333	0.0117	✓

EC3’te bina tepe noktasının deplasmanı da $h/500$ ile sınırlı tutulmuştur. Tablo 7.1’de S313 nolu kolonun yerdeğiştirmesi gösterilmiştir. Buna göre;

$$\Delta = 0.01032m < \frac{h}{500} = \frac{10.5}{500} = 0.021m \quad \checkmark$$

7.1.1 Kirişlerin Boyutlandırılması

Kirişler uçlarından mafsallı olarak modellendiğinden ve basınç başlığı beton tarafından tutulduğundan dolayı sadece eğilme tahkiki, yerdeğiştirme tahkikleri, kıyaslama gerilmelerine bakılmıştır. Hesap detayları Ek-C’de ayrıntılı olarak gösterilmiştir.

7.1.2 Kolonların Boyutlandırılması

Kolonların boyutlandırılması TS 648’deki boyutlandırma esaslarına göre yapılmıştır. Tablo 7.2’de deprem kuvvetinin x doğrultusunda etkimesi durumunda hesaplanan gerilme/kapasite oranları gösterilmiştir.

Tablo 7.2 Depremi x doğrultusunda gelmesi durumunda kolonlarda oluşan gerilmeler

Kolon Adı	Yükleme	Yükleme Tipi	Kesit	Gerilme Oranı	Kesme Oranı	Kıyaslama Oranı	Kontrol
S113	G+Q	H	HEB160	0.669	0.000	0.000	✓
	G+Q-W _x	HZ	HEB160	0.719	0.036	0.050	✓
	G+Q+E _x	HZ	HEB160	0.640	0.014	0.063	✓
S114	G+Q	H	HEB240	0.442	0.000	0.000	✓
	G+Q-W _x	HZ	HEB240	0.473	0.005	0.034	✓
	G+Q-E _x	HZ	HEB240	0.990	0.031	0.096	✓
S109	G+Q	H	HEB260	0.381	0.000	0.000	✓
	G+Q+W _x	HZ	HEB260	0.367	0.035	0.040	✓
	G+Q+E _x	HZ	HEB260	0.433	0.035	0.102	✓
S110	G+Q	H	HEB200	0.998	0.000	0.000	✓
	G+Q-W _x	HZ	HEB200	0.874	0.002	0.008	✓
	G+Q+E _x	HZ	HEB200	0.930	0.021	0.077	✓

Tablo 7.3’de deprem kuvvetinin y doğrultusunda etkimesi durumunda hesaplanan gerilme/kapasite oranları gösterilmiştir.

Tablo 7.3 Deprem y doğrultusunda gelmesi durumunda kolonlarda oluşan gerilmeler

Kolon Adı	Yükleme	Yükleme Tipi	Kesit	Gerilme Oranı	Kesme Oranı	Kıyaslama Oranı	Kontrol
S113	G+Q	H	HEB160	0.669	0.000	0.000	✓
	G+Q-Wy	HZ	HEB160	0.784	0.017	0.108	✓
	G+Q-Ey	HZ	HEB160	0.660	0.001	0.073	✓
S114	G+Q	H	HEB240	0.442	0.000	0.000	✓
	G+Q-Wy	HZ	HEB240	0.490	0.010	0.080	✓
	G+Q-Ey	HZ	HEB240	0.494	0.003	0.109	✓
S109	G+Q	H	HEB260	0.381	0.000	0.000	✓
	G+Q-Wy	HZ	HEB260	0.388	0.015	0.016	✓
	G+Q-Ey	HZ	HEB260	0.946	0.004	0.120	✓
S110	G+Q	H	HEB200	0.998	0.000	0.000	✓
	G+Q-Wy	HZ	HEB200	0.877	0.000	0.010	✓
	G+Q-Ey	HZ	HEB200	0.967	0.002	0.088	✓

Tablo 7.2 ve Tablo 7.3'den de görüldüğü gibi kolonlar boyutlandırılırken gerilme/kapasite oranları 1'e en yakın olacak şekilde boyutlandırılmıştır. İlerde aynı sistem yarı-rijit birleşimler kullanılarak boyutlandırılacağından, birleşim tiplerinin kolon ve kiriş gibi taşıyıcı elemanlar üzerindeki etkisini daha iyi bir biçimde görebilmek amacıyla bu oranlar 1'e yakın tutulmuştur.

Tablo 7.2 ve Tablo 7.3'de hesaplanan gerilme/kapasite oranlarının nasıl hesaplandığına örnek teşkil etmesi amacıyla Tablo 7.2'deki S114 nolu kolonun G+Q-Ex yüklemesine ait boyutlandırma Ek-C'de gösterilmiştir.

7.1.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması

X doğrultusundaki çelik çaprazların narinliklerinin daha fazla olması ve daha fazla deprem kuvveti alması dolayısıyla x doğrultusundaki çelik çaprazların boyutlandırılması yapılmıştır. Hesap detayları Ek-C’de gösterilmiştir.

7.2 Düğüm Noktaları Rijit Sistemin Elastik Hesabı (TS 648)

Sistemin kiriş-kolon birleşimleri rijit olarak tasarlanmıştır. Kirişler ve kolonlar için önboyutlama ve kesin hesap detayları Ek-D’de gösterilmiştir.

Kat relatif deplasmanları;

EC3’te kullanılabilirlik sınır durumunda bir kattaki maksimum deplasman miktarı $h/300$ ile sınırlı tutulmuştur.

Kat içerisindeki en büyük yerdeğiştirme $GQEx$ yüklemesinde S13 nolu kolonda olmaktadır.

Tablo 7.4 Kat yerdeğiştirme tablosu

Kolon Adı	Yükleme Kombinasyonu	Yerdeğiştirme (m)	Relatif Yerdeğiştirme (m)	Limit Değer $h/300$	Kontrol
S113	$GQEx$	0.00309	0.00309	0.0117	✓
S213	$GQEx$	0.00673	0.00364	0.0117	✓
S313	$GQEx$	0.00985	0.00312	0.0117	✓

EC3’te bina tepe noktasının deplasmanı da $h/500$ ile sınırlı tutulmuştur. Tablo 7.4’de S313 nolu kolonun yerdeğiştirmesi gösterilmiştir. Buna göre;

$$\Delta = 0.00985m < \frac{h}{500} = \frac{10.5}{500} = 0.021m \quad \checkmark$$

7.2.1 Kirişlerin Boyutlandırılması

Kirişler uçlarından mafsallı olarak modellendiğinden ve basınç başlığı beton tarafından tutulduğundan dolayı sadece eğilme tahkiki, yerdeğiştirme tahkikleri, kıyaslama gerilmelerine bakılmıştır. Hesap detayları Ek-D’de ayrıntılı olarak gösterilmiştir.

7.2.2 Kolonların Boyutlandırılması

Kolonların boyutlandırılması TS 648'deki boyutlandırma esaslarına göre yapılmıştır. Tablo 7.5'de deprem kuvvetinin x doğrultusunda etkimesi durumunda hesaplanan gerilme/kapasite oranları gösterilmiştir. Tablo 7.6'da da deprem kuvvetinin y doğrultusunda etkimesi durumunda hesaplanan gerilme/kapasite oranları gösterilmiştir.

Tablo 7.5 Depremi x doğrultusunda gelmesi durumunda kolonlarda oluşan gerilmeler

Kolon Adı	Yükleme	Yükleme Tipi	Kesit	Gerilme Oranı	Kesme Oranı	Kıyaslama Oranı	Kontrol
S113	G+Q	H	HEB160	0.774	0.059	0.192	✓
	G+Q+W _x	HZ	HEB160	0.831	0.088	0.142	✓
S213	G+Q	H	HEB160	0.672	0.103	0.265	✓
	G+Q+W _x	HZ	HEB160	0.907	0.124	0.288	✓
S313	G+Q	H	HEB160	0.648	0.130	0.352	✓
	G+Q+W _x	HZ	HEB160	0.684	0.141	0.349	✓
S114	G+Q	H	HEB240	0.455	0.008	0.010	✓
	G+Q-Ex	HZ	HEB240	0.964	0.038	0.102	✓
S214	G+Q	H	HEB240	0.340	0.009	0.020	✓
	G+Q-Ex	HZ	HEB240	0.575	0.011	0.028	✓
S314	G+Q	H	HEB240	0.189	0.022	0.048	✓
	G+Q-Ex	HZ	HEB240	0.222	0.001	0.006	✓
S109	G+Q	H	HEB260	0.421	0.034	0.072	✓
S209	G+Q	H	HEB260	0.331	0.052	0.093	✓
S309	G+Q	H	HEB260	0.343	0.083	0.160	✓
S110	G+Q	H	HEB200	0.997	0.000	0.000	✓
	G+Q-Ex	HZ	HEB200	0.925	0.036	0.097	✓
S210	G+Q	H	HEB200	0.741	0.002	0.004	✓
S310	G+Q	H	HEB200	0.373	0.001	0.004	✓

Tablo 7.6 Deprem y doğrultusunda gelmesi durumunda kolonlarda oluşan gerilmeler

Kolon Adı	Yükleme	Yükleme Tipi	Kesit	Gerilme Oranı	Kesme Oranı	Kıyaslama Oranı	Kontrol
S113	G+Q	H	HEB160	0.774	0.059	0.192	✓
	G+Q+Wy	HZ	HEB160	0.891	0.068	0.115	✓
S213	G+Q	H	HEB160	0.900	0.103	0.265	✓
	G+Q+Wy	HZ	HEB160	0.921	0.072	0.207	✓
S313	G+Q	H	HEB160	0.648	0.130	0.352	✓
	G+Q+Wy	HZ	HEB160	0.778	0.131	0.289	✓
S114	G+Q	H	HEB240	0.458	0.008	0.018	✓
	G+Q+Wy	HZ	HEB240	0.501	0.010	0.080	✓
S214	G+Q	H	HEB240	0.340	0.009	0.020	✓
	G+Q+Wy	HZ	HEB240	0.373	0.009	0.059	✓
S314	G+Q	H	HEB240	0.189	0.022	0.048	✓
	G+Q+Wy	HZ	HEB240	0.272	0.019	0.084	✓
S109	G+Q-Ey	HZ	HEB260	0.958	0.028	0.119	✓
S209	G+Q-Ey	HZ	HEB260	0.573	0.043	0.084	✓
S309	G+Q	H	HEB260	0.343	0.083	0.160	✓
S110	G+Q	H	HEB200	0.997	0.000	0.000	✓
	G+Q-Ey	HZ	HEB200	0.968	0.002	0.088	✓
S210	G+Q	H	HEB200	0.741	0.002	0.004	✓
S310	G+Q	H	HEB200	0.373	0.001	0.004	✓

Tablo 7.5 ve Tablo 7.6’da hesaplanan gerilme/kapasite oranlarının nasıl hesaplandığına örnek teşkil etmesi amacıyla Tablo 7.5’deki S114 nolu kolonun G+Q-Ex yüklemesine ait boyutlandırma Ek-D bölümünde gösterilmiştir.

7.2.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması

X doğrultusundaki çelik çaprazların narinliklerinin daha fazla olması ve daha fazla deprem kuvveti alması dolayısıyla x doğrultusundaki çelik çaprazların boyutlandırılması yapılmıştır. Boyutlandırma hesap detayları Ek-D’de gösterilmiştir.

7.3 Düğüm Noktaları Rijit Sistemin Eurocode 3’e Göre Hesabı

Sisteme ait düğüm noktaları rijit olarak tasarlanmış ve EC3’e göre boyutlandırma yapılmıştır. Önboyutlama hesap detayları ile deprem hesap detayları Ek-E’de gösterilmiştir.

Kat relatif deplasmanları;

EC3’te kullanılabilirlik sınır durumunda bir kattaki maksimum deplasman miktarı $h/300$ ile sınırlı tutulmuştur.

Kat içerisindeki en büyük yerdeğiştirme $GQEx$ yüklemesinde S13 nolu kolonda olmaktadır.

Tablo 7.7 Kat yerdeğiştirme tablosu

Kolon Adı	Yükleme Kombinasyonu	Yerdeğiştirme (m)	Relatif Yerdeğiştirme (m)	Limit Değer $h/300$	Kontrol
S113	$GQEx$	0.00301	0.00301	0.0117	✓
S213	$GQEx$	0.00650	0.00349	0.0117	✓
S313	$GQEx$	0.00944	0.00294	0.0117	✓

EC3’te bina tepe noktasının deplasmanı da $h/500$ ile sınırlı tutulmuştur. Tablo 7.7’de S313 nolu kolonun yerdeğiştirmesi gösterilmiştir. Buna göre;

$$\Delta = 0.00944m < \frac{h}{500} = \frac{10.5}{500} = 0.021m \quad \checkmark$$

7.3.1 Kirişlerin Boyutlandırılması

Kirişlerin basınç başlıkları betonla tutulu olduğundan dolayı yanal burkulma hesabı yapılmamıştır. Kirişlere ait boyutlandırma hesap detayları Ek-E’de ayrıntılı olarak gösterilmiştir.

7.3.2 Kolonların Boyutlandırılması

Kolonların boyutlandırılması bölüm 5’teki hesap esaslarına uygun olarak yapılmıştır. Kolonların güçlü eksen doğrultusunda tüm yüklemeler için yanal burkulma hesabı yapılmış diğer doğrultuda da eğilme hesabı yapılmıştır. Tablo 7.8 ve Tablo 7.9’da gerilme/kapasite oranları gösterilmiştir.

S101’e ait zayıf eksen ve güçlü eksen doğrultusundaki eğilme hesap detayları Ek-E’de ayrıntılı olarak gösterilmiştir.

Tablo 7.8 Kolonların güçlü eksen doğrultusunda yanal burkulma hesabı

Kolon Adı	Yükleme	Kesit Türü	$A=N_{sd}/$ $(\xi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1})$	$B=k_{LT} \cdot M_{y, sd} /$ $(W_{pl} \cdot y \cdot f_y / \gamma_{m1})$	A+B
S101	1.7(G+Q)	HEB160	0.643	0.243	0.886
S102	1.5(G-E)	HEB260	0.751	0.139	0.890
S103	1.5(G+E)	HEB260	0.751	0.139	0.890
S104	1.7(G+Q)	HEB160	0.643	0.243	0.886
S105	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.354	0.152	0.506
S106	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.833	0.016	0.849
S107	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.834	0.014	0.849
S108	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.354	0.152	0.506
S109	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.308	0.156	0.464
S110	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.833	0.016	0.849
S111	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.834	0.014	0.849
S112	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.308	0.156	0.464
S113	1.7(G+Q)	HEB160	0.643	0.243	0.886
S114	1.5(G-E)	HEB260	0.797	0.154	0.951
S115	1.5(G+E)	HEB260	0.797	0.154	0.951
S116	1.7(G+Q)	HEB160	0.643	0.243	0.886

Tablo 7.9 Kolonların zayıf eksenini doğrultusunda eğilme hesabı

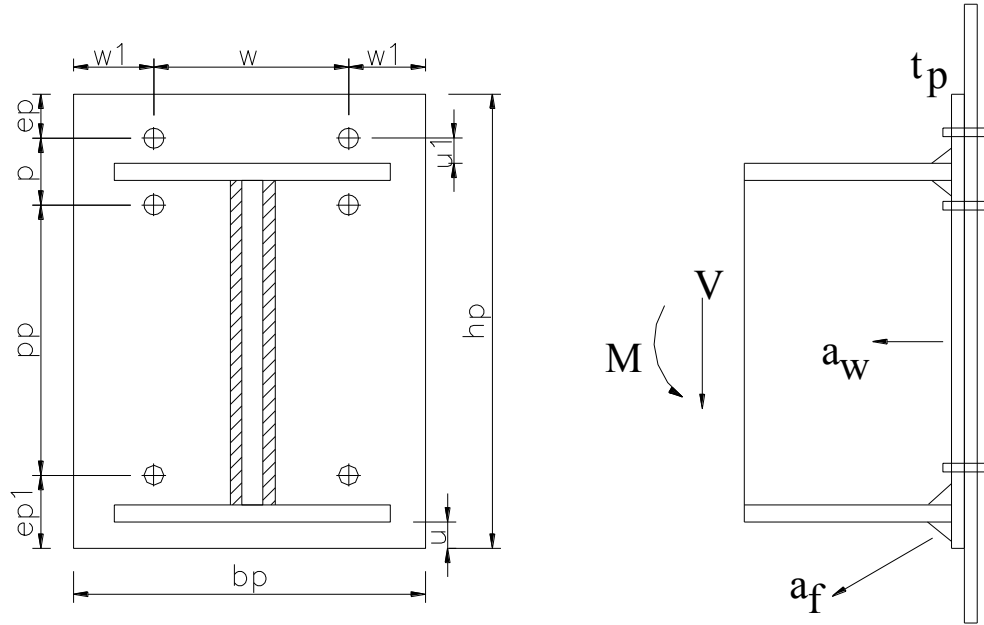
Kolon Adı	Yüklemesi	Kesit Türü	$A=N_{sd}/(\xi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1})$	$B=k_x \cdot M_{y, sd} / (W_{pl} \cdot y \cdot f_y / \gamma_{m1})$	A+B
S101	1.7(G+Q)	HEB160	0.643	0.215	0.858
S102	1.7(G+Q)	HEB260	0.391	0.018	0.410
S103	1.7(G+Q)	HEB260	0.391	0.018	0.410
S104	1.7(G+Q)	HEB160	0.643	0.215	0.858
S105	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.831	0.064	0.895
S106	1.7(G+Q)	HEB220	0.810	0.002	0.812
S107	1.7(G+Q)	HEB220	0.810	0.002	0.812
S108	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.781	0.066	0.847
S109	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.831	0.064	0.895
S110	1.7(G+Q)	HEB220	0.810	0.002	0.812
S111	1.7(G+Q)	HEB220	0.810	0.002	0.812
S112	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.781	0.066	0.847
S113	1.7(G+Q)	HEB160	0.643	0.215	0.858
S114	1.7(G+Q)	HEB260	0.391	0.018	0.410
S115	1.7(G+Q)	HEB260	0.391	0.018	0.410
S116	1.7(G+Q)	HEB160	0.643	0.215	0.858

7.3.3 Çelik Çaprazların Boyutlandırılması

X doğrultusundaki çelik çaprazların narinliklerinin daha fazla olması ve daha fazla deprem kuvveti alması dolayısıyla x doğrultusundaki çelik çaprazların boyutlandırılması yapılmıştır. Boyutlandırma hesap detayları Ek-E’de gösterilmiştir.

7.4 Düğüm Noktaları Yarı-Rijit Alın Levhalı Birleşimin Eurocode 3'e Göre Hesabı

Kiriş-kolon birleşimlerinde birleşim tipi olarak yarı-rijit bir birleşim olan alın levhalı birleşim kullanılmıştır.



Şekil 7.6 Alın levhalı birleşim tipi örneği

Önboyutlama için bölüm 7.3'deki düğüm noktaları rijit olarak tasarlanan sistemin kiriş ve kolon boyutları kullanılmıştır. Düğüm noktalarının rijitlikleri hesaplanarak modele girilmiştir. Birleşimlerin moment taşıma kapasitesi, tasarım moment değerinden fazla olduğundan, birleşimlerin moment taşıma kapasitesini artırmak amacıyla birleşimler guseli olarak tasarlanmıştır. Yeniden birleşimlerin rijitlikleri hesaplanarak modele girilmiştir. Önboyutlama hesap detayları ve alın levhalı birleşim dayanım ve rijitlik hesapları ve deprem hesap detayları Ek-F'de gösterilmiştir.

Kat relatif deplasmanları;

EC3'te kullanılabilirlik sınır durumunda bir kattaki maksimum deplasman miktarı $h/300$ ile sınırlı tutulmuştur.

Kat içerisindeki en büyük yerdeğiştirme $GQ E_x$ yüklemesinde S13 nolu kolonda olmaktadır.

Tablo 7.10 Kat yerdeğiştirme tablosu

Kolon Adı	Yükleme Kombinasyonu	Yerdeğiştirme (m)	Relatif Yerdeğiştirme (m)	Limit Değer h/300	Kontrol
S113	GQE _x	0.00303	0.00303	0.0117	✓
S213	GQE _x	0.00660	0.00357	0.0117	✓
S313	GQE _x	0.00958	0.00298	0.0117	✓

EC3'te bina tepe noktasının deplasmanı da h/500 ile sınırlı tutulmuştur. Tablo 7.10'da S313 nolu kolonun yerdeğiştirmesi gösterilmiştir. Buna göre;

$$\Delta = 0.00962m < \frac{h}{500} = \frac{10.5}{500} = 0.021m \quad \checkmark$$

Bölüm 2'de kiriş kolon birleşimlerinin EC3'e göre sınıflandırılması verilmişti. Buna göre sistemdeki düğüm noktalarının sınıflandırılması Tablo 7.11'de gösterilmiştir. Görüldüğü üzere tüm kolon kiriş birleşimleri rijit olarak tasarlanmıştır.

Tablo 7.11 Kiriş-kolon birleşimlerinin sınıflandırılması

Birleşim Adı	8EI _b /L _b (kNm)	S _{j,ini} (kNm)	S _{j,ini} >8EI _b /L _b	Birleşimin Sınıflandırılması
HEB160-IPE240	10059.32	20213.04	◆	Rijit
HEB260-IPE240	10059.32	34662.83	◆	Rijit
HEB260-IPE220	7164.55	26801.17	◆	Rijit
HEB220-IPE220	7164.55	23621.46	◆	Rijit

Tasarlanan kiriş kolon birleşimlerinde mevcut yüklemeler altında oluşan maksimum moment değerlerinin, birleşimin moment taşıma gücü değerini aşmadığı Tablo 7.12'de gösterilmiştir.

Tablo 7.12 Kiriş kolon birleşimlerinde mevcut yüklemeler altında momente bağlı tahkik tablosu

Birleşim Adı	Yükleme	Mak.Moment M_{sd} (kNm)	Moment Dayanımı M_{Rd} (kNm)	$M_{sd} < M_{Rd}$
HEB160-IPE240	1.5(G+Q-E)	50.17	60.14	✓
HEB260-IPE240	1.7(G+Q)	75.58	112.27	✓
HEB260-IPE220	1.7(G+Q)	55.68	64.74	✓
HEB220-IPE220	1.7(G+Q)	53.93	63.71	✓

7.4.1 Kirişlerin Boyutlandırılması

Kirişlerin boyutlandırılmasında eğilme dayanımı, yanal burkulma, kesme burkulması, azaltılmış flanş burkulmasına bakılması gerekir. Kiriş kesitlerinin basınç başlıklarının beton döşeme ile tutulu olduğundan yanal burkulma tehlikesi yoktur. Kirişlere ait boyutlandırma hesap detayları Ek-F’de gösterilmiştir.

7.4.2 Kolonların Boyutlandırılması

Kolonların boyutlandırılması bölüm 5’teki hesap esaslarına uygun olarak yapılmıştır. Kolonların güçlü eksen doğrultusunda tüm yüklemeler için yanal burkulma hesabı yapılmış diğer doğrultuda da eğilme hesabı yapılmıştır. Tablo 7.13 ve Tablo 7.14’de gerilme/kapasite oranları verilmiştir.

S101’e ait güçlü eksen doğrultusunda yanal burkulma hesabı ve zayıf eksen doğrultusundaki eğilme hesapları Ek-F’de gösterilmiştir.

Tablo 7.13 Kolonların güçlü eksen doğrultusunda yanal burkulma hesabı

Kolon Adı	Yükleme	Kesit Türü	$A=N_{sd}/$ $(\xi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1})$	$B=k_{LT} \cdot M_{y, sd}/$ $(W_{pl} \cdot y \cdot f_y / \gamma_{m1})$	A+B
S101	1.7(G+Q)	HEB160	0.648	0.232	0.881
S102	1.5(G-E)	HEB260	0.759	0.137	0.896
S103	1.5(G+E)	HEB260	0.759	0.137	0.896
S104	1.7(G+Q)	HEB160	0.648	0.232	0.881
S105	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.353	0.147	0.500
S106	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.832	0.014	0.846
S107	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.832	0.015	0.847
S108	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.353	0.147	0.500
S109	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.307	0.151	0.458
S110	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.832	0.014	0.846
S111	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.832	0.015	0.847
S112	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.307	0.151	0.458
S113	1.7(G+Q)	HEB160	0.648	0.232	0.881
S114	1.5(G-E)	HEB260	0.805	0.151	0.956
S115	1.5(G+E)	HEB260	0.805	0.151	0.956
S116	1.7(G+Q)	HEB160	0.648	0.232	0.881

Tablo 7.14 Kolonların zayıf eksenini doğrultusunda eğilme hesabı

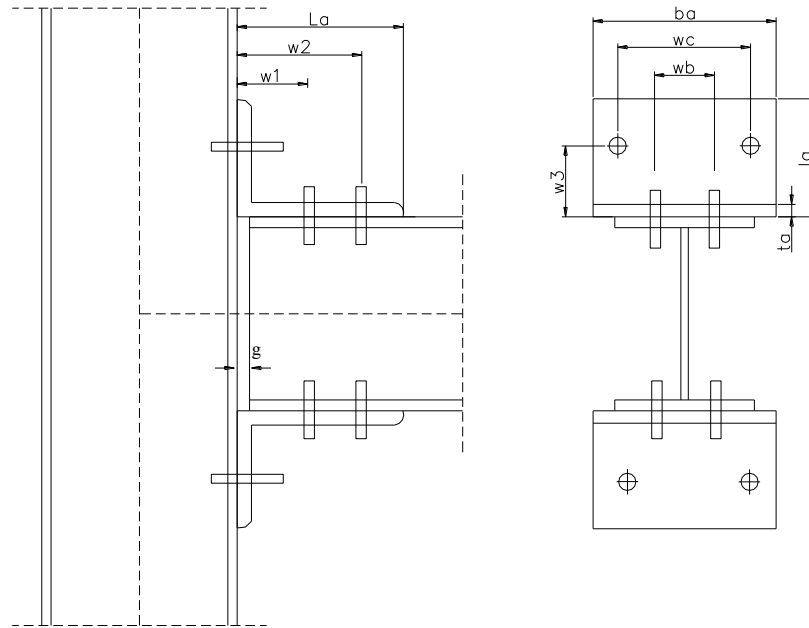
Kolon Adı	Yüklemesi	Kesit Türü	$A=N_{sd}/$ $(\xi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1})$	$B=k_x \cdot M_{y, sd} /$ $(W_{pl, y} \cdot f_y / \gamma_{m1})$	A+B
S101	1.7(G+Q)	HEB160	0.648	0.205	0.854
S102	1.7(G+Q)	HEB260	0.389	0.012	0.400
S103	1.7(G+Q)	HEB260	0.389	0.012	0.400
S104	1.7(G+Q)	HEB160	0.648	0.205	0.854
S105	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.831	0.059	0.890
S106	1.7(G+Q)	HEB220	0.808	0.001	0.809
S107	1.7(G+Q)	HEB220	0.808	0.001	0.809
S108	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.781	0.060	0.842
S109	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.831	0.059	0.890
S110	1.7(G+Q)	HEB220	0.808	0.001	0.809
S111	1.7(G+Q)	HEB220	0.808	0.001	0.809
S112	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.781	0.060	0.842
S113	1.7(G+Q)	HEB160	0.648	0.205	0.854
S114	1.7(G+Q)	HEB260	0.389	0.012	0.400
S115	1.7(G+Q)	HEB260	0.389	0.012	0.400
S116	1.7(G+Q)	HEB160	0.648	0.205	0.854

7.4.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması

X doğrultusundaki çelik çaprazların narinliklerinin daha fazla olması ve daha fazla deprem kuvveti alması dolayısıyla x doğrultusundaki çelik çaprazların boyutlandırılması yapılmıştır. Boyutlandırma hesap detayları Ek-F’de gösterilmiştir.

7.5 Düğüm Noktaları Yarı-Rijit Üst ve Alt Başlık Korniyerli Birleşimin EC3’e Göre Hesabı

Kiriş-kolon birleşimlerinde birleşim tipi olarak yarı-rijit bir birleşim tipi olan üst ve alt başlık korniyerli birleşim kullanılmıştır.



Şekil 7.7 Üst ve alt başlık korniyerli birleşim tipi örneği

Önboyutlama için düğüm noktaları alın levhalı birleşimlerle tasarlanan sistemin kiriş ve kolon boyutları kullanılmıştır. Düğüm noktalarının rijitlikleri hesaplanıp modele girilerek analiz yapılmıştır. Önboyutlama sonucu bulunan kolon ve kiriş boyutları gözönünde bulundurularak kolon ve kiriş birleşimleri üst ve alt başlık korniyerli birleşimler kullanılarak detaylandırılmıştır. Önboyutlama hesap detayları, düğüm noktalarında kullanılan üst ve alt başlık korniyerli birleşim hesap detayları ve deprem hesap detayları Ek-G’de gösterilmiştir..

Boyutlandırma için, hesaplanan birleşimlerin rijitliklerinin yarısı düğüm noktalarına etkilerek analiz yapılmıştır. Kullanılabilirlik sınır durumu içinse, hesaplanan rijitlikler düğüm noktasına etkilerek analiz yapılmıştır.

Kat relatif deplasmanları;

EC3'te kullanılabilirlik sınır durumunda bir kattaki maksimum deplasman miktarı $h/300$ ile sınırlı tutulmuştur.

Kat içerisindeki en büyük yerdeğiştirme GQE_x yüklemesinde S13 nolu kolonda olmaktadır.

Tablo 7.15 Kat yerdeğiştirme tablosu

Kolon Adı	Yükleme Kombinasyonu	Yerdeğiştirme (m)	Relatif Yerdeğiştirme (m)	Limit Değer $h/300$	Kontrol
S113	GQE_x	0.00306	0.00306	0.0117	✓
S213	GQE_x	0.00666	0.00360	0.0117	✓
S313	GQE_x	0.00971	0.00305	0.0117	✓

EC3'te bina tepe noktasının deplasmanı da $h/500$ ile sınırlı tutulmuştur. Tablo 7.15'de S313 nolu kolonun yerdeğiştirmesi gösterilmiştir. Buna göre;

$$\Delta = 0.00971m < \frac{h}{500} = \frac{10.5}{500} = 0.021m \quad \checkmark$$

Bölüm 2'de kiriş kolon birleşimlerinin EC3'e göre sınıflandırılması verilmişti. Buna göre sistemdeki düğüm noktalarının sınıflandırılması Tablo 7.16'de gösterilmiştir. Görüldüğü üzere tüm kolon kiriş birleşimleri yarı rijit olarak tasarlanmıştır.

Tablo 7.16 Kiriş-kolon birleşimlerinin sınıflandırılması

Birleşim Adı	$0.5EI_b/L_b$ (kNm)	$8EI_b/L_b$ (kNm)	$S_{j,ini}$ (kNm)	$0.5EI_b/L_b < S_{j,ini} < 8EI_b/L_b$	Birleşimin Sınıflandırılması
HEB160-IPE240	628.71	10059.32	3956.9	✓	Yarı-Rijit
HEB260-IPE240	628.71	10059.32	3507.6	✓	Yarı-Rijit
HEB220-IPE240	628.71	7164.55	3437.9	✓	Yarı-Rijit

7.5.1 Kirişlerin Boyutlandırılması

Kirişlerin boyutlandırılmasında eğilme dayanımı, yanal burkulma, kesme burkulması, azaltılmış flanş burkulmasına bakılması gerekir. Kiriş kesitlerinin basınç başlıklarının beton döşeme ile tutulu olduğundan yanal burkulma tehlikesi yoktur. Kirişlerin boyutlandırılmasına ait hesap detayları ve ilgili tablolar Ek-G’de gösterilmiştir.

7.5.2 Kolonların Boyutlandırılması

Kolonların boyutlandırılması bölüm 5’teki hesap esaslarına uygun olarak yapılmıştır. Kolonların güçlü eksen doğrultusunda tüm yüklemeler için yanal burkulma hesabı yapılmış diğer doğrultuda da eğilme hesabı yapılmıştır. S101’e ait güçlü eksen doğrultusunda yanal burkulma hesabı ve zayıf eksen doğrultusundaki eğilme hesapları Ek-G’de gösterilmiştir.

Tablo 7.17 Kolonların güçlü eksen doğrultusunda yanal burkulma hesabı

Kolon Adı	Yükleme	Kesit Türü	$A=N_{sd}/(\xi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1})$	$B=k_{LT} \cdot M_{y, sd} / (W_{pl} \cdot y \cdot f_y / \gamma_{m1})$	A+B
S101	1.7(G+Q)	HEB160	0.663	0.156	0.819
S102	1.5(G-E)	HEB260	0.763	0.136	0.899
S103	1.5(G+E)	HEB260	0.763	0.136	0.899
S104	1.7(G+Q)	HEB160	0.663	0.156	0.819
S105	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.352	0.129	0.481
S106	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.833	0.013	0.846
S107	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.833	0.014	0.847
S108	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.352	0.129	0.481
S109	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.351	0.104	0.454
S110	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.833	0.013	0.846
S111	1.5(G+Q+W)	HEB220	0.833	0.014	0.847
S112	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.351	0.104	0.454
S113	1.7(G+Q)	HEB160	0.663	0.156	0.819
S114	1.5(G-E)	HEB260	0.809	0.150	0.959
S115	1.5(G+E)	HEB260	0.809	0.150	0.959
S116	1.7(G+Q)	HEB160	0.663	0.156	0.819

Tablo 7.18 Kolonların zayıf eksenini doğrultusunda eğilme hesabı

Kolon Adı	Yüklemesi	Kesit Türü	$A=N_{sd}/(\xi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1})$	$B=k_x \cdot M_{y, sd} / (W_{pl} \cdot y \cdot f_y / \gamma_{m1})$	A+B
S101	1.7(G+Q)	HEB160	0.663	0.138	0.801
S102	1.7(G+Q)	HEB260	0.384	0.000	0.384
S103	1.7(G+Q)	HEB260	0.384	0.000	0.384
S104	1.7(G+Q)	HEB160	0.663	0.138	0.801
S105	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.832	0.028	0.860
S106	1.7(G+Q)	HEB220	0.810	0.000	0.810
S107	1.7(G+Q)	HEB220	0.810	0.000	0.810
S108	1.5(G+Q+E)	HEB260	0.782	0.029	0.810
S109	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.832	0.028	0.860
S110	1.7(G+Q)	HEB220	0.810	0.000	0.810
S111	1.7(G+Q)	HEB220	0.810	0.000	0.810
S112	1.5(G+Q-E)	HEB260	0.782	0.029	0.810
S113	1.7(G+Q)	HEB160	0.663	0.138	0.801
S114	1.7(G+Q)	HEB260	0.384	0.000	0.384
S115	1.7(G+Q)	HEB260	0.384	0.000	0.384
S116	1.7(G+Q)	HEB160	0.663	0.138	0.801

7.5.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması

X doğrultusundaki çelik çaprazların narinliklerinin daha fazla olması ve daha fazla deprem kuvveti alması dolayısıyla x doğrultusundaki çelik çaprazların boyutlandırılması yapılmıştır. Hesap detayları Ek-G bölümünde gösterilmiştir.

8. SONUÇLAR

Çelik yapılarda, birleşimleri rijit veya mafsallı olarak modellemek yerine birleşimin gerçekteki davranışını sisteme aktararak hem daha doğru hem de daha ekonomik tasarımlar yapmak mümkündür. Fakat yarı rijit birleşimlerin kullanılması, hesabı daha da karmaşık ve zor bir hale getirdiğinden tasarım mühendisleri daha ilk aşamada birleşimleri tasarlarken geleneksel metodları kullanma yoluna gidebilir. Bu da yapının büyüklüğüne bağlı olarak ekonomik olmayan sonuçlara yol açabilir. Bu sebeple yarı rijit birleşimlerin hesaplarındaki zorluklardan kaçınılmalı ve pratik hesap metodları üretilmelidir. Ülkemizde, yarı rijit birleşimlerden ziyade, henüz çelik yapılar bile, hesaplarının detaylı olması sebebiyle yaygınlaşmamıştır. Yarı rijit birleşimler hakkında, ülkemizde henüz bir yönetmelik olmaması da, bu tip bir hesabın, ülkemiz çelik yapılarında kullanılmasının uzun yıllar alacağını göstermektedir.

Yarı rijit birleşimleri kullanmanın en önemli sıkıntılarından biri de kullanılan birleşim tiplerinin rijitliklerinin tahminidir. Çünkü önboyutlama aşamasında kiriş ve kolon kesitlerinin hiçbiri henüz belli değildir. Bu sebeple hesabı yapılacak sistem tekrar tekrar çözülerek kiriş ve kolon boyutları elde edilmeye çalışılır. Gerçi bilim adamları yaklaşık bir rijitlik tahmini ile sistemin analiz edilebileceğini daha sonradan tahmin edilmiş olan rijitliğin gerçek rijitliğe göre kabul edilebilir düzeyde olup olmamasının incelenmesinin yeterli olacağını söylemektedirler. Bu tip yaklaşık rijitlik tahmini ile ilgili bazı formüller mevcuttur.

8.1 Sayısal Hesapların Değerlendirilmesi

Bölüm 7.1’de sistem düğüm noktaları mafsallı olarak analiz edilmişti. TS 648’deki elastik hesap formülleri kullanılarak boyutlandırma yapılmıştı. Aynı sistem bölüm 7.2’de düğüm noktaları rijit olarak tasarlanarak yine TS 648’deki elastik hesap formülleri kullanılarak boyutlandırma yapılmıştı. Düğüm noktalarının rijit olarak tasarlanması, mafsallı sisteme göre kiriş boyutlarında azalmaya yol açmıştır. Kolon

boyutlarında bir değişiklik gözlemlenmemiştir. Halbuki düğüm noktaları rijit olarak tasarlanan sistemde, düğüm noktalarında da moment oluşmakta ve kolonu dönmeye zorlamakta, dolayısıyla kolon kesitlerinin büyümesi gerekirdi. Fakat kiriş kesitlerinin ciddi olarak küçülmesi sebebiyle binanın toplam ağırlığı azalmış ve binaya etkiyen eşdeğer deprem yükü azalmıştır. Bu sebeple kolon kesitlerinde bir değişiklik olmamıştır. Tablo 8.1’de düğüm noktaları, mafsallı ve rijit olarak tasarlanan iki sistemin kiriş kesitleri gösterilmiştir.

Tablo 8.1 Düğüm noktaları mafsallı ve rijit olarak tasarlanan sistemin kiriş kesitleri

Kiriş Adı	Mafsallı sistem kiriş kesitleri (TS 648)	Rijit sistem kiriş kesitleri (TS 648)
K101	IPE 300	IPE 270
K102	IPE 300	IPE 240
K103	IPE 300	IPE 270
K104	IPE 270	IPE 240
K105	IPE 270	IPE 240
K106	IPE 270	IPE 240
K107	IPE 270	IPE 240
K108	IPE 270	IPE 240
K109	IPE 270	IPE 240
K110	IPE 300	IPE 270
K111	IPE 300	IPE 240
K112	IPE 300	IPE 270

Tablo 8.1’den de görüldüğü gibi düğüm noktaları rijit olarak tasarlanan sistemin kiriş kesitleri, mafsallı olarak tasarlanan sistemin kiriş kesitlerine göre daha küçüktür.

Sehim miktarına en önemli etkenlerden biri olan kiriş rijitliklerinin, kesitlerin farklılaşmasına bağlı olarak azalmasına rağmen, düğüm noktaları rijit olarak tasarlanan sistemin kirişlerinde meydana gelen sehimler yine de düğüm noktaları mafsallı olarak tasarlanan sistemin kirişlerinde meydana gelen sehimlerden daha azdır. Tablo 8.2’de her iki sistemin kirişlerinde meydana gelen sehim miktarları gösterilmiştir.

Tablo 8.2 Düzüm noktaları mafsallı ve rijit olarak tasarlanan sistemin kiriş kesitlerinde oluşan sehım miktarları

Kiriş Adı	Mafsallı sistem kirişlerinde oluşan sehım miktarları (m) (TS 648)	Rijit sistem kirişlerinde oluşan sehım miktarları (m) (TS 648)
K101	0.01588	0.0081
K102	0.01588	0.0074
K103	0.01588	0.0081
K104	0.01907	0.0072
K105	0.01907	0.0064
K106	0.01907	0.0072
K107	0.01907	0.0072
K108	0.01907	0.0064
K109	0.01907	0.0072
K110	0.01588	0.0081
K111	0.01588	0.0074
K112	0.01588	0.0081

Bölüm 7.3’de, aynı sistem düğüm noktaları rijit olacak şekilde modellenmiş ve EC3’teki plastik hesap formülleri kullanılarak boyutlandırma yapılmıştır. Bölüm 7.4 ve bölüm 7.5’de de aynı sistem düğüm noktaları sırasıyla alın levhalı ve alt ve üst köşebentli olan yarı rijit birleşimlerle modellenmiş ve yine EC3’teki plastik hesap formülleri kullanılarak boyutlandırma yapılmıştır. Her üç sistemde de kolon kesitleri değişmemesine rağmen kiriş kesitlerinde değişiklikler gözlemlenmiştir. Tablo 8.3’de her üç sistemin kiriş kesitleri gösterilmiştir.

Tablo 8.3 Dügüm noktaları rijit, alın levhalı ve üst ve alt köşebentli olarak tasarlanan sistemin kiriş kesitleri

Kiriş Adı	Dügüm noktaları rijit sistem (EC3)	Dügüm noktaları alın levhalı sistem (EC3)	Dügüm noktaları üst ve alt başlık korniyerli sistem (EC3)
K101	IPE270	IPE 240	IPE 240
K102	IPE 240	IPE 240	IPE 240
K103	IPE270	IPE 240	IPE 240
K104	IPE 240	IPE 220	IPE 240
K105	IPE 240	IPE 220	IPE 240
K106	IPE 240	IPE 220	IPE 240
K107	IPE 240	IPE 220	IPE 240
K108	IPE 240	IPE 220	IPE 240
K109	IPE 240	IPE 220	IPE 240
K110	IPE270	IPE 240	IPE 240
K111	IPE 240	IPE 240	IPE 240
K112	IPE270	IPE 240	IPE 240

Basit bir çerçevede en küçük kiriş kesitleri, kiriş kolon birleşimlerinin rijit olarak tasarlanmasıyla elde edilir. Bizim sistemimizde, düğüm noktaları rijit olarak tasarlanan sistemin kiriş kesitleri yarı rijit olarak tasarlanan kiriş kesitlerinden daha büyük çıkmıştır. Bunun sebebi, sistemimizin üç açıklıklı olması ve maksimum momentlerin açıklık ortasında değil mesnetlerde oluşmasıdır.

Üst ve alt köşebentli birleşim tipi, mafsallı bir birleşim tipine yakın olması sebebiyle kiriş kolon birleşimleri bu şekilde tasarlanan sistemde maksimum momentler kiriş açıklık ortalarında oluşmaktadır. Bu sebeple düğüm noktaları alın levhalı olarak tasarlanan sistemin kiriş kesitlerinden daha büyük kiriş kesitleri elde edilmiştir. Ancak açıklık ortasında elde edilen maksimum moment, düğüm noktaları alın levhalı birleşim tipiyle tasarlanan sistemin mesnet momentinden daha küçük olsaydı aynı veya daha küçük kiriş kesitleri de elde edilebilirdi.

Bölüm 7.2 ve bölüm 7.3’de düğüm noktaları rijit olarak tasarlanan fakat biri elastik analiz metodlarıyla, diğeri plastik analiz formülleriyle çözülen iki sistemin kıyaslamasını yapacak olursak, plastik analiz formülleri kullanılarak çözülen sistemin kiriş kesitleri ile elastik analizle çözülen sistemin kiriş kesitleri aynı çıkmıştır.

Tablo 8.4 Düğüm noktaları rijit olarak tasarlanan fakat biri TS648 diğeri EC3 formülleriyle çözülen iki sistemin kiriş kesitleri

Kiriş Adı	Düğüm noktaları rijit sistem (TS 648)	Düğüm noktaları rijit sistem (EC3)
K101	IPE 270	IPE270
K102	IPE 240	IPE 240
K103	IPE 270	IPE270
K104	IPE 240	IPE 240
K105	IPE 240	IPE 240
K106	IPE 240	IPE 240
K107	IPE 240	IPE 240
K108	IPE 240	IPE 240
K109	IPE 240	IPE 240
K110	IPE 270	IPE270
K111	IPE 240	IPE 240
K112	IPE 270	IPE270

Tablo 8.5 Dügüm noktaları rijit olarak tasarlanan fakat biri TS648 diğeri EC3 formülleriyle çözülen iki sistemin kolon kesitleri

Kolon Adı	Dügüm noktaları rijit sistem (TS 648)	Dügüm noktaları rijit sistem (EC3)
S101	HEB 160	HEB 160
S102	HEB 240	HEB 260
S103	HEB 240	HEB 260
S104	HEB160	HEB160
S105	HEB 260	HEB 260
S106	HEB 200	HEB 200
S107	HEB 200	HEB 200
S108	HEB 260	HEB 260
S109	HEB 260	HEB 260
S110	HEB 200	HEB 200
S111	HEB 200	HEB 200
S112	HEB 260	HEB 260
S113	HEB 160	HEB 160
S114	HEB 240	HEB 260
S115	HEB 240	HEB 260
S116	HEB160	HEB160

Bölüm 7.1’de düğüm noktaları mafsallı olarak tasarlanan sistemle, bölüm 7.5’de düğüm noktaları yarı-rijit bir birleşime yakın davranış gösteren üst ve alt başlık korniyerli birleşim tipi ile tasarlanan sistemin karşılaştırmasını yapacak olursak, kiriş kesitlerinde bir azalma olduğu görülecektir. Üst ve alt başlık korniyerli birleşim tipi kullanıldığında, kirişlerde maksimum moment açıklık ortalarında meydana gelmekte ve birleşimin rijitliğinin az olması sebebiyle mesnetlerde oluşan moment merteye olarak düşük kalmaktadır. Plastik hesap formüllerinin kullanılmasıyla da kiriş kesitleri daha küçük çıkmıştır.

Tablo 8.6 Düğüm noktaları mafsallı ve üst ve alt başlık korniyerli olarak tasarlanan sistemlerin kiriş kesitleri

Kiriş Adı	Mafsallı sistem kiriş kesitleri (TS 648)	Üst ve alt başlık korniyerli sistem kiriş kesitleri (EC3)
K101	IPE 300	IPE 240
K102	IPE 300	IPE 240
K103	IPE 300	IPE 240
K104	IPE 270	IPE 240
K105	IPE 270	IPE 240
K106	IPE 270	IPE 240
K107	IPE 270	IPE 240
K108	IPE 270	IPE 240
K109	IPE 270	IPE 240
K110	IPE 300	IPE 240
K111	IPE 300	IPE 240
K112	IPE 300	IPE 240

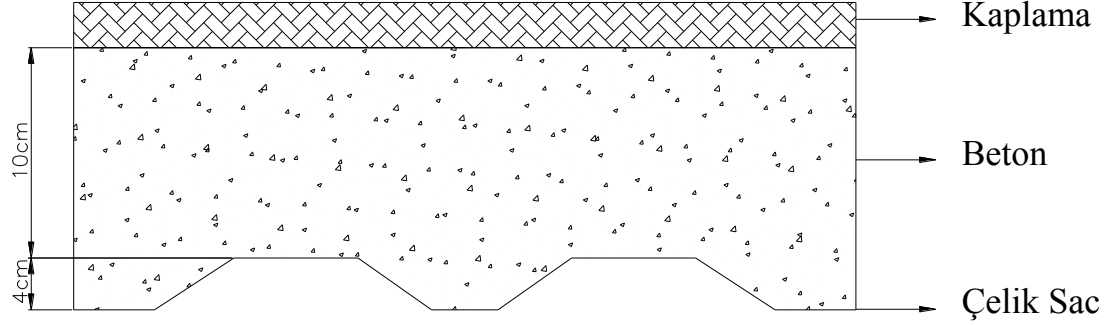
Yarı rijit birleşimlerin kullanılması kolon kesitlerinde önemli bir değişikliğe yol açmamasına rağmen kiriş kesitlerinde ciddi değişikliklere sebep olmaktadır. Çok katlı çelik yapıları düşünecek olursak, yarı rijit birleşimlerin kullanılması maliyet açısından ekonomik sonuçlar doğuracağı aşıkardır. Bu sebeple yarı rijit birleşimler, teknolojinin ilerlemesi ve hesap metodlarının daha da basit hale getirilmesiyle tüm çelik yapılarda zaman içerisinde yerini alacağı kanısındayım.

KAYNAKLAR

- [1] **Arda, T.S. ve Uzgider, E.,** 1986. Çelik Yapılarda Taşıma Gücü, İTÜ Matbaası, Gümüşsuyu.
- [2] **Attigobe, E. ve Morris, G.,** 1991. Moment-Rotation Functions for Steel Connections, Journal of Structural Engineering 117 pp. 1703-1716
- [3] **Bjorhovde , R., Colson, A. ve Brozzetti, J.,** 1990. Classification System for Beam-to-Column Connections, Journal of Structural Engineering 116 pp. 3059-3068
- [4] **Chen, W.F., ve Kishi, N.,** 1989. Semi-Rigid Steel Beam to Coloumn Connections; Database and Modelling, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, pp. 105-119
- [5] **Commission Of The European Communities Directorate General for Science, Research and Development Technical Research Steel (XII-C4) Frame Design Including Joint Behaviour Volume I** January 1997.
- [6] **Commission Of The European Communities Directorate General for Science, Research and Development Technical Research Steel (XII-C4) Frame Design Including Joint Behaviour Volume II** January 1997.
- [7] **Eurocode 3, ENV 1993-1-1, Design of Steel Structures**
- [8] **Yardımcı, N., Yorgun, C. ve Arda, T.S.,** 1995. Kaynaklı Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Yarı Rijit Davranışı Üzerine Deneysel Bir Araştırma, IX. Ulusal Mekanik Kongresi, Ürgüp, Eylül 1995, s.748-757
- [9] **Yardımcı, N., Yorgun, C. ve Arda, T.S.,** 1995. Bulonlu Yarı-Rijit Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Eurocode3'e Göre Hesabı, İTÜ Dergisi

- [10] **Yardımcı, N., Yorgun, C. ve Arda, T.S.,** 1995. Kaynaklı Yarı-Rijit Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Eurocode3'e Göre Hesabı, İTÜ Dergisi

A. YÜK ANALİZİ



Şekil A.1 Kompozit Döşeme Kesiti

Şekil A.1’de de görüldüğü gibi çelik sac üzerine 10cm’lik bir beton, onun üzerinde de kaplama yer almaktadır. Aşağıda döşemeye ait yük analizi verilmiştir.

Kaplama 0.255 t/m²

Beton Döşeme 1.84.(0.1+0.04/2)=0.221 t/m²

Çelik Sac 0.011 t/m²

$$\sum G = 0.255 + 0.221 + 0.011 = 0.487 \text{ t/m}^2$$

$$\sum Q = 0.2 \text{ t/m}^2$$

Çelik sacın sehim şartı da gözönünde bulundurularak taşıyabileceği maksimum yük (1cm kalınlıklı sac için) 1.026 t/m²’dir.

$$\sum G + Q = 0.687 \text{ t/m}^2 < 1.026 \text{ t/m}^2 \text{ Çelik Sac açısından bir problem yoktur.}$$

Döşemenin yüklerini çevre kirişlere aktarabilmesi amacıyla kullanılan tali kirişlerin boyutlandırılması maksimum yük gelen orta kiriş dikkate alınarak yapılmıştır. Aşağıda bu kirişlerin boyutlandırma hesabı gösterilmiştir.

Orta kiriş 1.5m’den yük alacağı için;

$$P_g = 0.487 \cdot 1.5 = 0.731 \text{ t/m}$$

$$P_q = 0.2.1.5 = 0.3t / m$$

Seçilen kiriş IPE 270;

IPE 270 özağırlığı $0.036t / m$

$$\sum G + Q = 0.731 + 0.3 + 0.036 = 1.067t / m$$

Tali kirişler uçlarından mafsallı olarak düşünüldüğünden basit kiriş gibi davranacaklardır. Buna göre;

Gerilme açısından;

$$M = \frac{q.l^2}{8} = \frac{1.067.6.5^2}{8} = 5.64tm$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{564}{428.9} = 1.315t / cm^2 < 1.44t / cm^2$$

Sehim açısından;

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5.1.067.10^{-3}.6500^4}{384.21.5790.10^4} = 20.39mm < \frac{6500}{300} = 21.67mm$$

1 ve 4 akslarındaki kirişlere gelen yükler;

0.75m aralıktan yük alacakları için;

$$\sum G = 0.487.0.75 = 0.365t / m$$

$$\sum Q = 0.2.0.75 = 0.15t / m$$

2 ve 3 akslarındaki kirişlere gelen yükler;

1.50m aralıktan yük alacakları için;

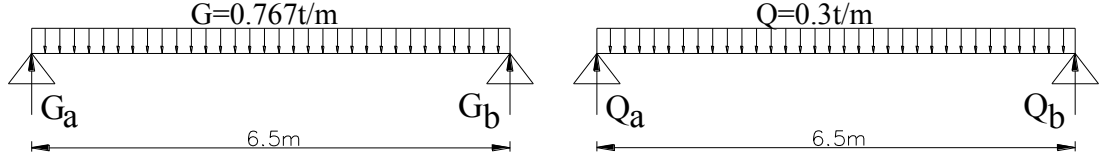
$$\sum G = 0.487.1.5 = 0.731t / m$$

$$\sum Q = 0.2.1.5 = 0.3t / m$$

Tali kirişlerden A ve D akslarındaki kirişlere gelen tekil yükler;

$$\sum G = 0.731 + 0.036 = 0.767t / m$$

$$\sum Q = 0.3t / m$$



Şekil A.2 Tali kirişlere gelen yüklerin şematik olarak gösterimi

$$G_a = G_b = 0.767 \cdot 6.5 / 2 = 2.493t$$

$$Q_a = Q_b = 0.3 \cdot 6.5 / 2 = 0.975t$$

Tali kirişlerden B ve C akslarındaki kirişlere gelen tekil yükler;

B ve C akslarındaki kirişlerin yük alma aralığı 3m olduğu için reaksiyonlar A ve D akslarındaki kirişlere gelen tekil yüklerin 2 katı olacaktır. Buna göre;

$$G_c = G_d = 2 \cdot 2.493 = 4.986t$$

$$Q_c = Q_d = 2 \cdot 0.975 = 1.95t$$

A.1 Rüzgar Yükleme

Yapı yüksekliği 10.5m olması sebebiyle TS 498 Yük Şartnamesine göre rüzgar yükü $q=80 \text{ kg/m}^2$ alınmıştır. Rüzgar yükü kolonlara düzgün yayılı yük olarak verilmiştir. Rüzgar estiği doğrultuda çarptığı yüzeyde basınç oluşturur, diğer üç yüzeyde de emme oluşturur. TS 498 Yük Şartnamesine göre c katsayısı tanımlanmıştır. Buna göre basınç oluşan yüzeylerde $c=0.8$, emme oluşan yüzeylerde de 0.4 alınmıştır.

$$W=c \cdot Q \cdot L \tag{A.1}$$

C; Katsayı

Q; Rüzgar yükü (t/m^2)

L; Yük alma aralığı (m)

W_x (X Doğrultusu Rüzgar) Yükleme;

A aksında;

S1 ve S13 kolonları;

$$W=c \cdot Q \cdot L=0.8 \cdot 0.08 \cdot 3=0.192 \text{ t/m}$$

S5 ve S9 kolonları;

$$W=c.Q.L=0.8.0.08.6=0.384 \text{ t / m}$$

D aksında;

S4 ve S16 kolonları;

$$W=c.Q.L=0.4.0.08.3=0.096 \text{ t / m}$$

S8 ve S12 kolonları;

$$W=c.Q.L=0.4.0.08.6=0.192 \text{ t / m}$$

1 ve 4 aksında;

S1, S4, S13, S16 kolonları;

$$W=c.Q.L=0.4.0.08.3.25=0.104 \text{ t / m}$$

S2, S3, S14, S15 kolonları;

$$W=c.Q.L=0.4.0.08.6.5=0.208 \text{ t / m}$$

Wy (Y Doğrultusu Rüzgar) Yüklemesi;

4 aksında;

S13 ve S16 kolonları;

$$W=c.Q.L=0.8.0.08.3.25=0.208 \text{ t / m}$$

S14 ve S15 kolonları; $W=c.Q.L=0.8.0.08.6.5=0.416 \text{ t / m}$

1 aksında;

S1 ve S4 kolonları;

$$W=c.Q.L=0.4.0.08.3.25=0.104 \text{ t / m}$$

S2 ve S3 kolonları;

$$W=c.Q.L=0.4.0.08.6.5=0.208 \text{ t / m}$$

A ve D aksında;

S1, S4, S13, S16 kolonları;

$$W=c.Q.L=0.4.0.08.3.0=0.096 \text{ t / m}$$

S5, S8, S9, S12 kolonları;

$$W=c.Q.L=0.4.0.08.6.0=0.192\,t/m$$

B. DEPREM HESABI

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı düşünülerek her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız statik yerdeğiştirme bileşenleri olarak gözönüne alınmıştır (ABYYHY98). Bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerinin hesabı için kat ağırlıkları hesaplanıp yerçekimi ivmesine bölünerek kat kütleleri hesaplanmıştır.

Not: Duvar yükseklikleri hesaplanırken ortalama olarak 40 cm kiriş yüksekliği düşülmüştür.

$$\sum K\ddot{u}t\ddot{u}l\ddot{e} = (G + nQ) / 9.81 \quad (B.1)$$

Polar Moment;

$$M = K\ddot{u}t\ddot{u}l\ddot{e} \cdot \left(\frac{a^2 + b^2}{12} \right) \quad (B.2)$$

a; Binanın planda x doğrultusundaki boyutu

b; Binanın planda y doğrultusundaki boyutu

Deprem Kuvveti;

Bağımsız statik yerdeğiştirmeler master jointlerde toplanarak sistem analiz edilip periyot bulunmuştur. Periyot ve zemin sınıfına bağlı olarak S(T) hesaplanmıştır.

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(T) / R \quad (B.3)$$

W; Binanın deprem hesabına giren toplam ağırlığı

A_0 ; Etkin yer ivme katsayısı

I; Bina önem katsayısı

S(T); Spektrum katsayısı

R; Süneklik katsayısı

$$F_i = (V_t - \Delta F_n) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N (w_j H_j)} \quad (B.4)$$

V_t ; Eşdeğer deprem yükü yönteminde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)

ΔF_n ; Binanın n. katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü

$w_{i,j}$; Binanın i., j. katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı

$H_{i,j}$; Binanın i., j. katının temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği

Bina yüksekliği $H_n < 25$ m olması sebebiyle $\Delta F_n = 0$ alınmıştır. (ABYYHY98)

(B.4) formülünden yararlanarak katlara etkiyen deprem kuvvetleri hesaplanmış, bu kuvvetler sisteme etkilip sistem analiz edilmiştir.

C. DÜĞÜM NOKTALARI MAFSALLI SİSTEMİN ELASTİK HESABI

C.1 Kirişlerin Önboyutlandırılması

Kirişler uçlarından mafsallı olarak tasarlandığından basit kiriş olarak çalışmaktadırlar. Maksimum moment düşey yüklerin etkisini en büyük yapan kombinasyonda oluşacaktır. Bu da G+Q yüklemesidir.

Kirişlerin basınç başlıkları betonla tutulu olduğundan dolayı yanal burkulma tehlikesi yoktur. Bu sebeple yanal burkulma hesabı yapılmamıştır.

1 ve 4 akslarındaki kirişler;

Maksimum açıklık momenti: 6.80tm

Seçilen kesit: IPE300

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{680tcm}{557.1cm^3} = 1.22t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

Sehim Kontrolü;

$$f = 1.588cm < \frac{l}{300} = \frac{650}{300} = 2.167cm$$

2 ve 3 akslarındaki kirişler;

Maksimum açıklık momenti: 5.767tm

Seçilen kesit: IPE270

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{576.7tcm}{428.9cm^3} = 1.34t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

Sehim Kontrolü;

$$f = 1.907cm < \frac{l}{300} = \frac{650}{300} = 2.167cm$$

A ve D akslarındaki kirişler;

Maksimum açıklık momenti: 13.943tm

Seçilen kesit: IPE400

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1394.3tcm}{1156cm^3} = 1.21t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

Sehim Kontrolü;

$$f = 1.008cm < \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2.0cm$$

B ve C akslarındaki kirişler;

Maksimum açıklık momenti: 21.16tm

Seçilen kesit: IPE450

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2116tcm}{1500cm^3} = 1.41t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

Sehim Kontrolü;

$$f = 1.048cm < \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2.0cm$$

C.2 Kolonların Önboyutlandırılması

Kolonların önboyutlandırılması yapılırken tüm kolon kesitleri HEB200 olarak düşünülmüştür. Daha önceden bulunan kiriş kesitleri ve düşünülen kolon kesitleri de dikkate alınarak toplam kütle hesap edilip deprem kuvvetleri hesaplanmıştır. Hesaplanan deprem kuvvetleri deprem yönetmeliğinde ifade edildiği gibi %5 eksantirisite verilerek kat kütle merkezine etkitilmiştir. Bunun sonucunda;

S1 Kolonu HEB160

S2 Kolonu HEB240

S3 Kolonu HEB260

S4 Kolonu HEB220

olarak bulunmuştur. Sistem X ve Y yönünde simetrik olması sebebiyle bu dört kolonun hesabının yapılması yeterli olmuştur.

C.3 Kesin Hesap

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı düşünülerek her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız statik yerdeğiştirme bileşenleri olarak gözönüne alınmıştır (ABYYHY98). Bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerinin hesabı aşağıda gösterilmiştir.

Dış duvarlar;

Binanın plandaki boyutu 18.19.5 (m.m)'dir.

Bina çevresi $2 \cdot (18 + 19.5) = 75\text{m}$ 'dir.

25cm Ytong ağırlığı= 20cm Ytong + 5 cm Sıva

$$= 0.6\text{t/m}^3 \cdot 0.2 + 2.2\text{ t/m}^3 \cdot 0.05$$

$$= 0.23\text{t/m}^2$$

$$\sum \text{Dış duvar Ağırlığı} = 0.23\text{t/m}^2 \cdot 75\text{m} \cdot (3.5\text{m} - 0.4\text{m}) = 53.475\text{t}$$

Not: Duvar yükseklikleri hesaplanırken ortalama olarak 40 cm kiriş yüksekliği düşülmüştür.

Kirişler;

$$6 \text{ adet IPE300} \dots\dots\dots 6.42.2\text{kg/m} \cdot 6.5\text{m} = 1645.8\text{kg}$$

$$6 \text{ adet IPE270} \dots\dots\dots 6.36.1\text{kg/m} \cdot 6.5\text{m} = 1407.9\text{kg}$$

$$6 \text{ adet IPE400} \dots\dots\dots 6.66.3\text{kg/m} \cdot 6.0\text{m} = 2386.8\text{kg}$$

$$6 \text{ adet IPE450} \dots\dots\dots 6.77.6\text{kg/m} \cdot 6.0\text{m} = 2793.6\text{kg}$$

$$\sum 1645.8 + 1407.9 + 2386.8 + 2793.6 = 8234.1\text{kg}$$

Kolonlar;

$$4 \text{ adet HEB160} \dots\dots\dots 4.42.6\text{kg/m} \cdot 3.5\text{m} = 596.4\text{kg}$$

$$4 \text{ adet HEB200} \dots\dots\dots 4.61.3\text{kg/m} \cdot 3.5\text{m} = 858.2\text{kg}$$

4 adet HEB240 4.83.2kg/m.3.5m=1164.8kg

4 adet HEB260 4.93.0kg/m.3.5m=1302kg

$$\sum 596.4 + 858.2 + 1164.8 + 1302 = 3921.4kg$$

Tali kirişler;

27 adet IPE270 27.36.1kg/m.6.5m=6335.55kg

Döşeme;

$$\text{Alan}=18.19.5=351m^2$$

$$G=0.487t/m^2.351=170.527t$$

$$\sum G = 53.475t + 8.2341t + 3.9214t + 6.3356t + 170.527t = 242.493t$$

$$\sum Q = 351m^2.0.2t/m^2 = 70.2t$$

$$\sum \text{Kütle} = (G + nQ)/9.81$$

$$\sum \text{Kütle} = (242.493 + 0.3.70.2)/9.81 = 26.866tsn^2 / m$$

Polar Moment;

$$M = \text{Kütle} \cdot \left(\frac{a^2 + b^2}{12} \right)$$

a; Binanın planda x doğrultusundaki boyutu

b; Binanın planda y doğrultusundaki boyutu

$$M = 26.866 \cdot \left(\frac{19.5^2 + 18^2}{12} \right) = 1576.698tm$$

Deprem Kuvveti;

Bağımsız statik yerdeğiştirmeler master jointlerde toplanarak sistem analiz edildiğinde periyot $T=0.379sn$ bulunmuştur. Buna göre Z2 sınıfı için $0.15 < 0.379 < 0.40$ olduğundan $S(T)=2.5$ olarak alınmıştır.

$$V_t = W.A_0.I.S(T)/R$$

$$W=3.(242.493+0.3.70.2)=790.659t$$

$$V_t = 790.659.0.3.1.2.5 / 3 = 197.665t$$

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

Bina yüksekliği $H_n < 25m$ olması sebebiyle $\Delta F_n = 0$ alınmıştır. (ABYYHY)

$$F_1 = 197.665 \cdot \frac{263.553.3.5}{\sum 263.553.3.5 + 263.553.7 + 263.553.10.5} = 32.944t$$

$$F_2 = 197.665 \cdot \frac{263.553.7.0}{\sum 263.553.3.5 + 263.553.7 + 263.553.10.5} = 65.888t$$

$$F_3 = 197.665 \cdot \frac{263.553.10.5}{\sum 263.553.3.5 + 263.553.7 + 263.553.10.5} = 98.833t$$

Yerdeğiştirme Kontrolleri;

1 ve 4 aksları IPE300 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.016m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

2 ve 3 aksları IPE270 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.019m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

A ve D aksları IPE400 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.010m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.00}{300} = 0.020m$$

B ve C aksları IPE450 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.010m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.00}{300} = 0.020m$$

C.3.1 Kirişlerin Boyutlandırılması

Kirişler uçlarından mafsallı olarak modellendiğinden ve basınç başlığı beton tarafından tutulu olduğundan dolayı sadece eğilme tahkiki, yerdeğiştirme tahkikleri, kıyaslama gerilmelerine bakılmıştır.

1 ve 4 akslarındaki kirişler;

Maksimum açıklık momenti: 6.80tm

Seçilen kesit: IPE300

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{680tcm}{557.1cm^3} = 1.22t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

2 ve 3 akslarındaki kirişler;

Maksimum açıklık momenti: 5.767tm

Seçilen kesit: IPE270

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{576.7tcm}{428.9cm^3} = 1.34t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

A ve D akslarındaki kirişler;

Maksimum açıklık momenti: 13.943tm

Seçilen kesit: IPE400

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1394.3tcm}{1156cm^3} = 1.21t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

B ve C akslarındaki kirişler;

Maksimum açıklık momenti: 21.16tm

Seçilen kesit: IPE450

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2116tcm}{1500cm^3} = 1.41t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi tahkikleri;

$$\sigma_{mak} = \frac{M_{mak}}{W_{el}} \tag{C.1}$$

σ_{mak} ; Maksimum gerilme

M_{mak} ; Maksimum moment

W_{el} ; Kiriş ait elastik mukavemet momenti

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max}}{h.t_g} \quad (C.2)$$

τ_{max} ; Maksimum kayma gerilmesi

Q_{max} ; Maksimum kesme kuvveti

h ; Kiriş gövde yüksekliği

t_g ; Kiriş gövde kalınlığı

1 ve 4 akslarındaki kirişler;

$$\tau_{max} = \frac{4.18}{27.86.0.71} = 0.211t / cm^2 < 0.831t / cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi (kiriş ¼ noktasında);

M=5.08tm, Q=2.10t

$$\sigma = \frac{508}{8356} \cdot \frac{27.86}{2} = 0.846t / cm^2$$

$$\tau = \frac{2.10}{27.86.0.71} = 0.106t / cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.846^2 + 3.0.106^2} = 0.866t / cm^2 < 0.75\sigma_f = 1.8t / cm^2$$

2 ve 3 akslarındaki kirişler;

$$\tau_{max} = \frac{3.48}{24.96.0.66} = 0.211t / cm^2 < 0.831t / cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi (kiriş ¼ noktasında);

M=4.23tm, Q=1.75t

$$\sigma = \frac{423}{5790} \cdot \frac{24.96}{2} = 0.912t / cm^2$$

$$\tau = \frac{1.75}{24.96.0.66} = 0.106t / cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.912^2 + 3.0.106^2} = 0.918t / cm^2 < 0.75\sigma_f = 1.8t / cm^2$$

A ve D akslarındaki kirişler;

$$\tau_{\max} = \frac{7.61}{37.3.0.86} = 0.237t / cm^2 < 0.831t / cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi (tekil yük altında);

$$M=10.52tm, Q=2.93t$$

$$\sigma = \frac{1052}{23130} \cdot \frac{37.3}{2} = 0.848t / cm^2$$

$$\tau = \frac{2.93}{37.3.0.86} = 0.091t / cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.848^2 + 3.0.091^2} = 0.863t / cm^2 < 0.75\sigma_f = 1.8t / cm^2$$

B ve C akslarındaki kirişler;

$$\tau_{\max} = \frac{10.68}{42.08.0.94} = 0.270t / cm^2 < 0.831t / cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi (tekil yük altında);

$$M=15.94tm, Q=3.60t$$

$$\sigma = \frac{1594}{33740} \cdot \frac{42.08}{2} = 0.994t / cm^2$$

$$\tau = \frac{3.60}{42.08.0.94} = 0.091t / cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.994^2 + 3.0.091^2} = 1.00t / cm^2 < 0.75\sigma_f = 1.8t / cm^2$$

C.3.2 Kolonların Boyutlandırılması

S114 Nolu Kolona Ait Boyutlandırma

HEB240 kesit özellikleri;

$$W_x : 938.3cm^3, \quad W_y : 326.9cm^3, \quad h : 24cm, \quad b : 24cm, \quad t_f : 1.7cm, \quad t_w : 1cm,$$

$$F = 106cm^2, \quad i_x : 10.31cm, \quad i_y : 6.08cm$$

Yükleme G+Q-Ex (HZ Yüklemesi)

Kesit Tesirleri;

N=131.094t

Uç momentler;

Kuvvetli eksen düzlemi içerisinde;

M₁:0.240tm, M₂: -1.930tm

Zayıf eksen düzlemi içerisinde;

M₁:-0.003tm, M₂: 0.012tm

Açıklık momenti;

M=-0.85tm

Kesme kuvvetleri;

V_{y-y}:0.619t, V_{x-x}:0.004t

Boyutlandırma;

Eksenel basınç kuvveti ile birlikte bir de eğilme momenti etkisi altındaki bir çubuk için “Eğilmeli Burkulma” söz konusudur. Bu durumda yapılması gereken hesaplar TS 648-Madde 3.4’e göre yürütülür. Uygulanacak hesap sıralamasına ilişkin ayrıntılar aşağıda verilmiştir.

Genel kontrol;

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \cdot \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right) \cdot \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \cdot \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}\right) \cdot \sigma_{By}} \leq 1.0 \text{ ve,} \quad (C.3)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6\sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.00 \quad (C.4)$$

bağıntılarıyla gerçekleştirilir. Şayet $\left(\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}}\right) \leq 0.15$ ise,

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (C.5)$$

kontroluyla yetinilebilir. Bu bağıntılarda;

σ_{eb} ; Yalnız (S) eksenel basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilme

σ_{bem} ; Yalnız (S) eksenel basınç kuvveti etkisi altında uygulanacak emniyet gerilmesi

σ_{bx}, σ_{by} ; Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri etkisi altında hesaplanan (eğilme-basınç) başlığı gerilmeleri

σ_{Bx}, σ_{By} ; Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak (eğilme-basınç) başlığı için emniyet gerilmeleri

$\sigma'_{ex}, \sigma'_{ey}$; (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve “Euler gerilmesi” ‘nden türetilen gerilmeler

C_{mx}, C_{my} ; M_x, M_y moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzlemini gözönünde tutan katsayılar

Enkesitin M_x momentine göre basınç başlığı olarak çalışan kısmın alanı bulunur. Bu basınç başlığı alanı olarak tarif edilmiştir. TS 648’de basınç başlığı alanı şu şekilde tarif edilmiştir;

$$F_b = b.t_f + \frac{d}{3}.t_w \quad (C.6)$$

d; Basınç bölgesindeki gövde yüksekliği

Basınç başlığı alanı bulunduktan sonra basınç başlığının ataleti ve atalet yarıçapı hesaplanır;

$$I_{yb} = \frac{t_f . b^3}{12} + \frac{(h - 2t_f).t_w^3}{6} . \frac{1}{12} \quad (C.7)$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} \quad (C.8)$$

Basınç başlığının atalet yarıçapı hesaplandıktan sonra, basınç başlığının narinlik katsayısı hesaplanır;

$$\lambda_{yb} = \frac{S_{ky}}{i_{yb}} \quad (C.9)$$

σ_{bx} ve σ_{by} hesabı;

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x}, \sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} \quad (C.10)$$

C_{mx} ve C_{my} hesabı;

- Çubuk uçlarında yanal deplasman söz konusu ise, $C_m = 0.85$
- Çubuk uçlarında herhangi bir ötelenme olmuyor ve moment düzlemi içinde çubuğa etkiyen herhangi bir yük bulunmuyorsa,

$$C_m = 0.6 \pm 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (C.11)$$

M_1 ; i ucu moment değeri

M_2 ; j ucu moment değeri

- Çubuk uçlarında herhangi bir ötelenme olmuyor ve moment düzlemi içerisinde çubuğa etkiyen bir yük bulunuyorsa,

$$C_m = 1 + \psi \cdot \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_e} \quad (C.12)$$

Burada;

$$\psi = \frac{\pi^2 \cdot \delta \cdot E \cdot I_x}{M_{\max} \cdot s^2} - 1 \text{ şeklinde hesaplanır.} \quad (C.13)$$

δ ; Eğilme nedeniyle çubukta oluşan en büyük sehim

s; Çubuk boyu

$M_{\max}$; Çubuktaki en büyük açıklık eğilme momenti

σ_{Bx} ve σ_{By} hesabı;

$$\lambda_{yb} \leq \sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \cdot C_b}{\sigma_a}} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \cdot \lambda_{yb}^2}{9 \cdot 10^7 \cdot C_b} \right] \cdot \sigma_a \quad (C.14)$$

$$\lambda_{yb} > \sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \cdot C_b}{\sigma_a}} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \cdot C_b}{\lambda_{yb}^2} \quad (C.15)$$

- Enkesitte basınç başlığı dolu kesit, dikdörtgene yakın formda ve alanı da çekme başlığı alanından küçük değilse;

$$\sigma_{Bx} = \frac{84.10^4 \cdot C_b}{S_{ky} \cdot \frac{d}{F_b}} \quad (C.16)$$

λ_{yb} 'nin değerine göre, (C.14) veya (C.15) formülü ile σ_{Bx} bulunur. $\sigma_{Bx} \leq 0.6\sigma_a$ ise , bir de (C.16) formülüne göre (enkesit koşulları uygunsa) σ_{Bx} hesaplanır. Bu iki değerden büyük olanı, $\sigma_{Bx} \leq 0.6\sigma_a$ şartı da gözetilerek, eğilme-basınç başlığı için emniyet gerilmesi olarak kullanılır.

Yukarıdaki formüllerde yer alan C_b katsayısı, çubuğun moment düzlemine dik düzlem içinde tutulan uç noktaları arasındaki eğilme momenti diyagramının şekline göre hesaplanır. C_b katsayısı her durumda $C_b < 2.3$ olmalıdır.

- Uç momentler zıt işaretliyse $C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \frac{M_1}{M_2} \quad (M_1 < M_2)$
- Uç momentler aynı işaretliyse $C_b = 1.75 - 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \frac{M_1}{M_2} \quad (M_1 < M_2)$
- Uç momentlerin biri sıfırsa $C_b = 1.75$
- Açıklık momenti uç momentlerden büyükse $C_b = 1.00$

$\sigma'_{ex}, \sigma'_{ey}$ hesabı;

$$\sigma'_{ex} = \frac{829.10^4}{\lambda_x^2} \quad (C.17)$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829.10^4}{\lambda_y^2} \quad (C.18)$$

Kesme kuvvetine karşı güvenlik;

$$\tau_{22} = \frac{V_{yy}}{h_1 \cdot t_w} < \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} \quad (C.19)$$

$$\tau_{33} = \frac{V_{xx}}{h_1 \cdot t_w} < \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} \quad (C.20)$$

Kıyaslama gerilmesi;

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} < 0.8 \sigma_f \quad (C.21)$$

$$S=350\text{cm}$$

$$k_x=0.8, \quad k_y=0.8 \quad (\text{Alt uç ankastre, üst uç mafsallı})$$

$$S_{kx}=k_x \cdot S=0.8 \cdot 350=280\text{cm}$$

$$S_{ky}=k_y \cdot S=0.8 \cdot 350=280\text{cm}$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = \frac{280}{10.31} = 27.16 \Rightarrow w_x = 1.07$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{280}{6.08} = 46.05 \Rightarrow w_y = 1.22$$

$$\sigma_{eb} = \frac{S}{F} = \frac{131.094t}{106\text{cm}^2} = 1.237t / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_f}{w_{\max}} = \frac{1.656}{1.22} = 1.357t / \text{cm}^2$$

$$F_b = b \cdot t_f + \frac{d}{3} \cdot t_w \Rightarrow F_b = 24 \cdot 1.7 + \frac{(24 - 2 \cdot 1.7)}{2.3} \cdot 1 = 44.23\text{cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{t_f \cdot b^3}{12} + \frac{(h - 2t_f) \cdot t_w^3}{6} \cdot \frac{1}{12} \Rightarrow I_{yb} = \frac{1.7 \cdot 24^3}{12} + \frac{(24 - 2 \cdot 1.7) \cdot 1^3}{6} \cdot \frac{1}{12} = 1958.69\text{cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} \Rightarrow i_{yb} = \sqrt{\frac{1958.69}{44.23}} = 6.654\text{cm}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{S_{ky}}{i_{yb}} \Rightarrow \frac{280}{6.654} = 42.08$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{193}{938.3} = 0.206t / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{1.2}{326.9} = 0.004t / cm^2$$

$$C_{mx} = 0.6 \pm 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \Rightarrow C_m = 0.6 - 0.4 \frac{0.24}{1.93} = 0.550$$

$$C_{my} = 0.6 \pm 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \Rightarrow C_m = 0.6 - 0.4 \frac{0.003}{0.012} = 0.500$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \frac{M_1}{M_2} \Rightarrow C_b = 1.75 + 1.05 \frac{0.24}{1.93} + 0.3 \left(\frac{0.24}{1.93} \right)^2 = 1.885$$

$$42.08 \leq \sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \cdot 1.885}{2400}} = 153.51 \Rightarrow \sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \cdot 42.08^2}{9 \cdot 10^7 \cdot 1.885} \right] 2400 = 1540.68 kg / cm^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \cdot 10^4 \cdot C_b}{S_{ky} \cdot \frac{d}{F_b}} \Rightarrow \frac{84 \cdot 10^4 \cdot 1.885}{280 \cdot \frac{24}{44.23}} = 10421.69 kg / cm^2$$

$$\sigma_{Bx} = \max(1540.68; 10421.69) = 10421.69 kg / cm^2$$

10421.69 kg/cm² > 1656 kg/cm² olduğundan;

$$\sigma_{Bx} = 1656 kg / cm^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \cdot 10^4}{\lambda_x^2} = \frac{829 \cdot 10^4}{27.16^2} = 11238.15 kg / cm^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829 \cdot 10^4}{\lambda_y^2} = \frac{829 \cdot 10^4}{46.05^2} = 3909.27 kg / cm^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{1.237}{1.357} = 0.912 > 0.15 \quad \text{olduğundan} \quad \text{bulunan ifadeler (C.3) ve (C.4)}$$

bağıntılarında yerine koyulursa;

$$\frac{1.237}{1.357} + \frac{0.550 \cdot 0.206}{\left(1 - \frac{1.237}{11.238}\right) \cdot 1.656} + \frac{0.500 \cdot 0.004}{\left(1 - \frac{1.237}{3.909}\right) \cdot 1.656} = 0.990 < 1$$

$$\frac{1.237}{1.440} + \frac{0.206}{1.656} + \frac{0.004}{1.656} = 0.986 < 1$$

Kesme kuvvetine karşı güvenlik;

$$\tau_{22} = \frac{V_{yy}}{h_1 \cdot t_w} < \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} \Rightarrow \frac{0.619}{20.6.1} = 0.03t / cm^2 < 0.831t / cm^2$$

$$\text{Kesme kapasitesi} = \frac{0.03}{0.831} = 0.036$$

$$\tau_{33} = \frac{V_{xx}}{h_1 \cdot t_w} < \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} \Rightarrow \frac{0.004}{23.(1.7/2)} = 2.04.10^{-4} t / cm^2 < 0.831t / cm^2$$

$$\text{Kesme kapasitesi} = \frac{0.0002}{0.831} = 2.4.10^{-4}$$

Kıyaslama gerilmesi tahkiki;

$$\sigma = \frac{M}{I_x} \cdot \frac{h-2c}{2} = \frac{193}{11260} \cdot \frac{20.6}{2} = 0.177t / cm^2$$

$$\tau_{22} = 0.03t / cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3.\tau^2} = \sqrt{0.177^2 + 3.0.03^2} = 0.184t / cm^2$$

$$\text{Kıyaslama gerilmesi kapasitesi} = \frac{0.184}{0.8.2.4} = 0.096$$

C.3.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması**Kesit Tesirleri;**

N=49.75t (GQE Kombinasyonu)

UPN 200 kesit özellikleri;

$$I_x : 1910cm^4, \quad I_y : 148cm^4, \quad h : 20cm, \quad b : 7.5cm, \quad t_f : 1.15cm, \quad t_w : 0.85cm,$$

$$F = 32.2cm^2, \quad i_x : 7.7cm, \quad i_y : 2.14cm$$

$$I_x = 2.(148 + 32.2.(7.5 - 2.01 + 0.4)^2) = 2530.17cm^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{2530.17}{2.32.2}} = 6.27cm$$

$$S_{kx} = 369cm, \quad S_{ky} = 738cm$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 369 / 6.27 = 58.85 \Rightarrow w = 1.35$$

Bağ örgüleri ara mesafesinin hesaplanması;

S_1 ara mesafe olmak üzere;

$$S_{1mak} \leq \left\{ \begin{matrix} S_{ky} / 3 \\ 50i_{\min} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} 738 / 3 \\ 50.2.14 \end{matrix} \right\} = 107cm$$

$$S_1 = \frac{738}{7} = 105.43cm < 107cm$$

İtibari narinlik derecesi λ_1 ;

$$\lambda_1 = \frac{S_1}{i_1} = \frac{105.43}{2.14} = 49.27 < 50$$

$$\lambda_{yi} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{m}{2} \cdot \lambda_1^2} = \sqrt{58.85^2 + \frac{2}{2} \cdot 49.27^2} = 76.75 \Rightarrow w = 1.57$$

$$w_{mak} = 1.57$$

$$\sigma = \frac{w.N}{F} = \frac{1.57.49.75}{2.32.2} = 1.213t/cm^2 < 1.656t/cm^2$$

D. DÜĞÜM NOKTALARI RİJİT SİSTEMİN ELASTİK HESABI

D.1 Önboyutlama

Önboyutlama için bölüm 7.1'deki düğüm noktaları mafsallı sistemin kiriş ve kolon boyutları kullanılmıştır. TS 648'deki hesap metodları kullanılarak boyutlandırma yapılmıştır.

Kirişler;

1 ve 4 aksları dış kirişler	IPE270
1 ve 4 aksları orta kirişler.....	IPE240
2 ve 3 aksları tüm kirişler.....	IPE240
A ve D aksları tüm kirişler	IPE400
B ve C aksları tüm kirişler	IPE450

Kolonlar;

S1 Kolonu	HEB160
S2 Kolonu	HEB240
S3 Kolonu	HEB260
S4 Kolonu	HEB200

D.2 Kesin Hesap

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı düşünülerek her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız statik yerdeğiştirme bileşenleri olarak gözönüne alınmıştır (ABYYHY98). Bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerinin hesabı aşağıda gösterilmiştir.

Dış duvarlar;

Binanın plandaki boyutu 18.19.5 (m.m)'dir.

Bina çevresi $2 \cdot (18 + 19.5) = 75\text{m}$ 'dir.

25cm Ytong ağırlığı = 20cm Ytong + 5 cm Sıva

$$= 0.6\text{t/m}^3 \cdot 0.2 + 2.2\text{ t/m}^3 \cdot 0.05$$

$$= 0.23\text{t/m}^2$$

$$\sum \text{Dış duvar Ağırlığı} = 0.23\text{t/m}^2 \cdot 75\text{m} \cdot (3.5\text{m} - 0.4\text{m}) = 53.475\text{t}$$

Not: Duvar yükseklikleri hesaplanırken ortalama olarak 40 cm kiriş yüksekliği düşülmüştür.

Kirişler;

$$4 \text{ adet IPE270} \dots\dots\dots 4.36.1\text{kg/m} \cdot 6.5\text{m} = 938.6\text{kg}$$

$$8 \text{ adet IPE240} \dots\dots\dots 8.30.7\text{kg/m} \cdot 6.5\text{m} = 1596.4\text{kg}$$

$$6 \text{ adet IPE400} \dots\dots\dots 6.66.3\text{kg/m} \cdot 6.0\text{m} = 2386.8\text{kg}$$

$$6 \text{ adet IPE450} \dots\dots\dots 6.77.6\text{kg/m} \cdot 6.0\text{m} = 2793.6\text{kg}$$

$$\sum 938.6 + 1596.4 + 2386.8 + 2793.6 = 7715.4\text{kg}$$

Kolonlar;

$$4 \text{ adet HEB160} \dots\dots\dots 4.42.6\text{kg/m} \cdot 3.5\text{m} = 596.4\text{kg}$$

$$4 \text{ adet HEB200} \dots\dots\dots 4.61.3\text{kg/m} \cdot 3.5\text{m} = 858.2\text{kg}$$

$$4 \text{ adet HEB240} \dots\dots\dots 4.83.2\text{kg/m} \cdot 3.5\text{m} = 1164.8\text{kg}$$

$$4 \text{ adet HEB260} \dots\dots\dots 4.93.0\text{kg/m} \cdot 3.5\text{m} = 1302\text{kg}$$

$$\sum 596.4 + 858.2 + 1164.8 + 1302 = 3921.4\text{kg}$$

Tali kirişler;

$$27 \text{ adet IPE270} \dots\dots\dots 27.36.1\text{kg/m} \cdot 6.5\text{m} = 6335.55\text{kg}$$

Döşeme;

$$\text{Alan} = 18 \cdot 19.5 = 351\text{m}^2$$

$$G = 0.487\text{t/m}^2 \cdot 351 = 170.527\text{t}$$

$$\sum G = 53.475\text{t} + 7.715\text{t} + 3.9214\text{t} + 6.3356\text{t} + 170.527\text{t} = 241.974\text{t}$$

$$\sum Q = 351m^2 \cdot 0.2t / m^2 = 70.2t$$

$$\sum K\ddot{u}tle = (G + nQ) / 9.81$$

$$\sum K\ddot{u}tle = (241.974 + 0.3 \cdot 70.2) / 9.81 = 26.813tsn^2 / m$$

Polar Moment;

$$M = K\ddot{u}tle \cdot \left(\frac{a^2 + b^2}{12} \right)$$

a; Binanın planda x doğrultusundaki boyutu

b; Binanın planda y doğrultusundaki boyutu

$$M = 26.813 \cdot \left(\frac{19.5^2 + 18^2}{12} \right) = 1573.588tm$$

Deprem Kuvveti;

Bağımsız statik yerdeğiştirmeler master jointlerde toplanarak sistem analiz edildiğinde periyot $T=0.378sn$ bulunmuştur. Buna göre Z2 sınıfı için $0.15 < 0.378 < 0.40$ olduğundan $S(T)=2.5$ olarak alınmıştır.

$$V_t = W \cdot A_o \cdot I \cdot S(T) / R$$

$$W = 3 \cdot (241.973 + 0.3 \cdot 70.2) = 789.102t$$

$$V_t = 789.102 \cdot 0.3 \cdot 1 \cdot 2.5 / 4 = 147.957t$$

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

$$F_1 = 147.957 \cdot \frac{263.033 \cdot 3.5}{\sum 263.033 \cdot 3.5 + 263.033 \cdot 7 + 263.033 \cdot 10.5} = 24.660t$$

$$F_2 = 147.957 \cdot \frac{263.033 \cdot 7.0}{\sum 263.033 \cdot 3.5 + 263.033 \cdot 7 + 263.033 \cdot 10.5} = 49.319t$$

$$F_3 = 147.957 \cdot \frac{263.033 \cdot 10.5}{\sum 263.033 \cdot 3.5 + 263.033 \cdot 7 + 263.033 \cdot 10.5} = 73.979t$$

Yerdeğiştirme Kontrolleri;

1 ve 4 aksları dış kirişler, IPE270 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.010m - \frac{0.0021 + 0.0017}{2} = 0.0081m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

1 ve 4 aksları orta kirişler, IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0083m - \frac{0.0009 + 0.0009}{2} = 0.0074m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

2 ve 3 aksları IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0097m - \frac{0.0015 + 0.0036}{2} = 0.0072m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

A ve D aksları IPE400 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.010m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.00}{300} = 0.020m$$

B ve C aksları IPE450 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.010m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.00}{300} = 0.020m$$

D.2.1 Kirişlerin Boyutlandırılması

Kirişler uçlarından mafsallı olarak modellendiğinden ve basınç başlığı beton tarafından tutulduğundan dolayı sadece eğilme tahkiki, yerdeğiştirme tahkikleri, kıyaslama gerilmelerine bakılmıştır.

1 ve 4 akslarındaki dış kirişler;

Maksimum moment: 5.45tm

Seçilen kesit: IPE270

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{545tcm}{428.9cm^3} = 1.27t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

1 ve 4 akslarındaki orta kirişler;

Maksimum moment: 4.58tm

Seçilen kesit: IPE240

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{458tcm}{324.3cm^3} = 1.41t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

2 ve 3 akslarındaki kirişler;

Maksimum moment: 3.81tm

Seçilen kesit: IPE240

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{381tcm}{324.3cm^3} = 1.17t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

A ve D akslarındaki kirişler;

Maksimum açıklık momenti: 13.943tm

Seçilen kesit: IPE400

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1394.3tcm}{1156cm^3} = 1.21t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

B ve C akslarındaki kirişler;

Maksimum açıklık momenti: 21.16tm

Seçilen kesit: IPE450

Gerilme Kontrolü;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2116tcm}{1500cm^3} = 1.41t/cm^2 < 1.44t/cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi tahkikleri;**1 ve 4 akslarındaki dış kirişler;**

$$\tau_{\max} = \frac{4.65}{24.96 \cdot 0.66} = 0.282t/cm^2 < 0.831t/cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi (kiriş uç noktasında);

M=5.45tm, Q=4.65t

$$\sigma = \frac{545}{5790} \cdot \frac{24.96}{2} = 1.175t / cm^2$$

$$\tau = \frac{4.65}{24.96 \cdot 0.66} = 0.282t / cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.175^2 + 3 \cdot 0.282^2} = 1.272t / cm^2 < 0.75\sigma_f = 1.8t / cm^2$$

1 ve 4 akslarındaki orta kirişler (IPE240);

$$\tau_{\max} = \frac{4.14}{22.04 \cdot 0.62} = 0.303t / cm^2 < 0.831t / cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi (kiriş uç noktasında);

$$M=4.58tm, Q=4.14t$$

$$\sigma = \frac{458}{3892} \cdot \frac{22.04}{2} = 1.297t / cm^2$$

$$\tau = \frac{4.14}{22.04 \cdot 0.62} = 0.303t / cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.297^2 + 3 \cdot 0.303^2} = 1.399t / cm^2 < 0.75\sigma_f = 1.8t / cm^2$$

2 ve 3 akslarındaki kirişler (IPE240);

$$\tau_{\max} = \frac{3.50}{22.04 \cdot 0.62} = 0.256t / cm^2 < 0.831t / cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi (kiriş uç noktasında);

$$M=3.75tm, Q=3.50t$$

$$\sigma = \frac{375}{3892} \cdot \frac{22.04}{2} = 1.062t / cm^2$$

$$\tau = \frac{3.50}{22.04 \cdot 0.62} = 0.256t / cm^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{1.062^2 + 3 \cdot 0.256^2} = 1.151t / cm^2 < 0.75\sigma_f = 1.8t / cm^2$$

A ve D akslarındaki kirişler;

$$\tau_{\max} = \frac{7.61}{37.3 \cdot 0.86} = 0.237t / cm^2 < 0.831t / cm^2$$

Kıyaslama gerilmesi (tekil yük altında);

$$M=10.52\text{tm}, Q=2.93\text{t}$$

$$\sigma = \frac{1052}{23130} \cdot \frac{37.3}{2} = 0.848\text{t} / \text{cm}^2$$

$$\tau = \frac{2.93}{37.3 \cdot 0.86} = 0.091\text{t} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.848^2 + 3 \cdot 0.091^2} = 0.863\text{t} / \text{cm}^2 < 0.75\sigma_f = 1.8\text{t} / \text{cm}^2$$

B ve C akslarındaki kirişler;

$$\tau_{\max} = \frac{10.68}{42.08 \cdot 0.94} = 0.270\text{t} / \text{cm}^2 < 0.831\text{t} / \text{cm}^2$$

Kıyaslama gerilmesi (tekil yük altında);

$$M=15.94\text{tm}, Q=3.60\text{t}$$

$$\sigma = \frac{1594}{33740} \cdot \frac{42.08}{2} = 0.994\text{t} / \text{cm}^2$$

D.2.2 Kolonların Boyutlandırılması

S114 Nolu Kolona Ait Boyutlandırma;

HEB240 kesit özellikleri;

$$W_x : 938.3\text{cm}^3, \quad W_y : 326.9\text{cm}^3, \quad h : 24\text{cm}, \quad b : 24\text{cm}, \quad t_f : 1.7\text{cm}, \quad t_w : 1\text{cm},$$

$$F = 106\text{cm}^2, \quad i_x : 10.31\text{cm}, \quad i_y : 6.08\text{cm}$$

Yükleme G+Q-Ex (HZ Yükleme)

Kesit Tesirleri;

$$N=128.138\text{t}$$

Uç momentler;

Kuvvetli eksen düzlemi içerisinde;

$$M_1: 0.590\text{tm}, M_2: -2.038\text{tm}$$

Zayıf eksen düzlemi içerisinde;

$$M_1: -0.003\text{tm}, M_2: 0.012\text{tm}$$

Açıklık momenti;

$$M=-0.73tm$$

Kesme kuvvetleri;

$$V_{y-y}:0.750t, V_{x-x}:0.004t$$

Boyutlandırma;

$$S=350cm$$

k_x hesabı;

T.S.648 dik açılı çerçevelerde çubuk burkulma boyları için çubuk uçlarının çubuk eksenine dik doğrultuda tutulmuş ya da serbest olduklarını gözönüne alan iki abak vermektedir. Abakların kullanılabilmesi için önce çubuğun i ve j uçlarına ilişkin G_i ve G_j dönme redörleri bulunur.

$$G_{i,j} = \frac{\sum_{i,j} \frac{I_{si,j}}{L_{si,j}}}{\sum_{i,j} \frac{I_{ki,j}}{L_{ki,j}}} \quad (D.1)$$

S114 nolu kolonun alt ucu temele ankastre bağlı olduğundan G_i dönme redörü 1 olarak alınacaktır. S114 nolu kolonun üst ucunun dönme redörü ise;

$$G_j = \frac{\frac{11260}{350} + \frac{11260}{350}}{\frac{5790}{650} + \frac{3892}{650}} = 4.32$$

Yanal ötelemesi tutulmuş çerçeveler için hazırlanmış olan abaktan $G_i=1$ ve $G_j=4.32$ dönme redörleri kullanılarak $k_x=0.84$ olarak bulunmuştur. Y doğrultusunda S114 nolu kolonun alt ucu ankastre üst ucu mafsallı olarak bağlandığından $k_y=0.8$ olarak alınmıştır.

$$k_x=0.84, \quad k_y=0.8 \quad (\text{Alt uç ankastre, üst uç mafsallı})$$

$$S_{kx}=k_x.S=0.84.350=294cm$$

$$S_{ky}=k_y.S=0.8.350=280cm$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = \frac{294}{10.31} = 28.52 \Rightarrow w_x = 1.08$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{280}{6.08} = 46.05 \Rightarrow w_y = 1.22$$

$$\sigma_{eb} = \frac{S}{F} = \frac{128.138t}{106cm^2} = 1.209t/cm^2$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_f}{w_{\max}} = \frac{1.656}{1.22} = 1.357t/cm^2$$

$$F_b = b.t_f + \frac{d}{3}.t_w \Rightarrow F_b = 24.1.7 + \frac{(24-2.1.7)}{2.3}.1 = 44.23cm^2$$

$$I_{yb} = \frac{t_f.b^3}{12} + \frac{(h-2t_f).t_w^3}{6} \cdot \frac{1}{12} \Rightarrow I_{yb} = \frac{1.7.24^3}{12} + \frac{(24-2.1.7).1^3}{6} \cdot \frac{1}{12} = 1958.69cm^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{F_b}} \Rightarrow i_{yb} = \sqrt{\frac{1958.69}{44.23}} = 6.654cm$$

$$\lambda_{yb} = \frac{S_{ky}}{i_{yb}} \Rightarrow \frac{280}{6.654} = 42.08$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{203.8}{938.3} = 0.217t/cm^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{1.2}{326.9} = 0.004t/cm^2$$

$$C_{mx} = 0.6 \pm 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \Rightarrow C_m = 0.6 - 0.4 \frac{0.59}{2.038} = 0.484$$

$$C_{my} = 0.6 \pm 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \Rightarrow C_m = 0.6 - 0.4 \frac{0.003}{0.012} = 0.500$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \frac{M_1}{M_2} \Rightarrow C_b = 1.75 + 1.05 \frac{0.59}{2.038} + 0.3 \left(\frac{0.59}{2.038} \right)^2 = 2.079$$

$$42.08 \leq \sqrt{\frac{3.10^7 \cdot 2.079}{2400}} = 161.206 \Rightarrow \sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2400 \cdot 42.08^2}{9.10^7 \cdot 2.079} \right] 2400 = 1546.29kg/cm^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84.10^4 \cdot C_b}{S_{ky} \cdot \frac{d}{F_b}} \Rightarrow \frac{84.10^4 \cdot 2.079}{280 \cdot \frac{24}{44.23}} = 11494.27kg/cm^2$$

$$\sigma_{Bx} = \max(1546.29; 11494.27) = 11494.27 \text{ kg/cm}^2$$

11494.27 kg/cm² > 1656 kg/cm² olduğundan;

$$\sigma_{Bx} = 1656 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829.10^4}{\lambda_x^2} = \frac{829.10^4}{28.52^2} = 10191.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{829.10^4}{\lambda_y^2} = \frac{829.10^4}{46.05^2} = 3909.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{1.209}{1.357} = 0.891 > 0.15 \quad \text{olduğundan} \quad \text{bulunan ifadeler (C.3) ve (C.4)}$$

bağıntılarında yerine koyulursa;

$$\frac{1.209}{1.357} + \frac{0.484 \cdot 0.217}{\left(1 - \frac{1.209}{10.192}\right) \cdot 1.656} + \frac{0.500 \cdot 0.004}{\left(1 - \frac{1.209}{3.909}\right) \cdot 1.656} = 0.964 < 1$$

$$\frac{1.209}{1.656} + \frac{0.217}{1.656} + \frac{0.004}{1.656} = 0.864 < 1$$

Kesme kuvvetine karşı güvenlik;

$$\tau_{22} = \frac{V_{yy}}{h_1 \cdot t_w} < \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} \Rightarrow \frac{0.750}{20.6 \cdot 1} = 0.036 \text{ t/cm}^2 < 0.956 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{Kesme kapasitesi} = \frac{0.036}{0.956} = 0.038$$

$$\tau_{33} = \frac{V_{xx}}{h_1 \cdot t_w} < \frac{\sigma_{cem}}{\sqrt{3}} \Rightarrow \frac{0.004}{23 \cdot (1.7/2)} = 2.04 \cdot 10^{-4} \text{ t/cm}^2 < 0.956 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{Kesme kapasitesi} = \frac{0.0002}{0.956} = 2.1 \cdot 10^{-4}$$

Kıyaslama gerilmesi tahkiki;

$$\sigma = \frac{M}{I_x} \cdot \frac{h-2c}{2} = \frac{203.8}{11260} \cdot \frac{20.6}{2} = 0.186 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_{22} = 0.036 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3.\tau^2} = \sqrt{0.186^2 + 3.0.036^2} = 0.197t / cm^2$$

$$\text{Kıyaslama gerilmesi kapasitesi} = \frac{0.197}{0.8.2.4} = 0.102$$

D.2.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması

Kesit Tesirleri;

N=48.92t (GQE Kombinasyonu)

UPN 200 kesit özellikleri;

$$I_x : 1910cm^4, \quad I_y : 148cm^4, \quad h : 20cm, \quad b : 7.5cm, \quad t_f : 1.15cm, \quad t_w : 0.85cm,$$

$$F = 32.2cm^2, \quad i_x : 7.7cm, \quad i_y : 2.14cm$$

$$I_x = 2.(148 + 32.2.(7.5 - 2.01 + 0.4)^2) = 2530.17cm^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{2530.17}{2.32.2}} = 6.27cm$$

$$S_{kx} = 369cm, \quad S_{ky} = 738cm$$

$$\lambda_x = S_{kx} / i_x = 369 / 6.27 = 58.85 \Rightarrow w = 1.35$$

Bağ örgüleri ara mesafesini hesaplanması;

S_1 ara mesafe olmak üzere;

$$S_{1mak} \leq \left\{ \begin{matrix} S_{ky} / 3 \\ 50i_{min} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} 738 / 3 \\ 50.2.14 \end{matrix} \right\} = 107cm$$

$$S_1 = \frac{738}{7} = 105.43cm < 107cm$$

İtibari narinlik derecesi λ_1 ;

$$\lambda_1 = \frac{S_1}{i_1} = \frac{105.43}{2.14} = 49.27 < 50$$

$$\lambda_{yi} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{m}{2} \cdot \lambda_1^2} = \sqrt{58.85^2 + \frac{2}{2} \cdot 49.27^2} = 76.75 \Rightarrow w = 1.57$$

$$\sigma = \frac{w \cdot N}{F} = \frac{1.57 \cdot 48.92}{2.32 \cdot 2} = 1.193 t / cm^2 < 1.656 t / cm^2$$

E. DÜĞÜM NOKTALARI RİJİT SİSTEMİN EUROCODE 3'E GÖRE HESABI

E.1 Önboyutlama

Önboyutlama için elastik hesap kullanılarak çözülen düğüm noktaları rijit olarak tasarlanan sistemin kiriş ve kolon boyutları kullanılmıştır.

γ_{mo} katsayısı tüm plastik hesaplarda 1.1 yerine 1 alınmıştır. Taşıyıcı sistem, hem elastik hem de plastik olarak çözüleceğinden, elastik hesap sonuçlarıyla plastik hesap sonuçlarını karşılaştırmanın daha tutarlı olması amacıyla katsayı 1 olarak alınmıştır.

Tablo E.1'de kirişlerin eğilme dayanımı ve kapasite oranları gösterilmiştir.

K101 (IPE 270) için eğilme dayanımı;

IPE270 kesit özellikleri;

$$W_{pl,x} : 484cm^3, h : 27cm, b_f : 13.5cm, t_f : 1.02cm, t_w : 0.66cm, F = 45.95cm^2$$

Kesit Tesirleri

$$M_{sd} = 91.08kNm, V_{sd} = 75.24kN$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{pl,Rd} = 484000.235 / 1.0 = 113.74kNm$$

Kesme kuvveti değerinin, kesme kuvveti taşıma dayanımının %50'ini aşması durumunda kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapılır. Bunun tahkiki aşağıda gösterilmiştir.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = F - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 45.95 - 2 \cdot 13.5 \cdot 1.02 + (0.66 + 2 \cdot 1.5) = 22.14cm^2$$

$$V_{pl,Rd} = 2214 \cdot (235 / \sqrt{3}) / 1.0 = 300.44kN$$

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} = 75.24 / 300.44 = 0.250 < 0.50$$

Görüldüğü üzere $V_{sd} / V_{pl,Rd}$ oranı %50'den daha az olduğu için kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

$$M_{sd} / M_{pl,Rd} = 91.08 / 113.74 = 0.80$$

Kolonların önboyutlaması yine EC3'teki hesap esaslarına göre yapılmıştır. Aşağıda önboyutlama sonucu bulunan kolon kesitleri gösterilmiştir. Kolonların detaylı boyutlandırılması kesin hesap bölümünde gösterilecektir.

Kolonlar;

S1 Kolonu HEB160

S2 Kolonu HEB260

S3 Kolonu HEB260

S4 Kolonu HEB220

olarak bulunmuştur.

E.2 Kesin Hesap

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı düşünülerek her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız statik yerdeğiştirme bileşenleri olarak gözönüne alınmıştır (ABYYHY98). Bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerinin hesabı aşağıda gösterilmiştir.

Dış duvarlar;

Binanın plandaki boyutu 18.19.5 (m.m)'dir.

Bina çevresi $2 \cdot (18 + 19.5) = 75\text{m}$ 'dir.

25cm Ytong ağırlığı= 20cm Ytong + 5 cm Sıva

$$= 0.6\text{t/m}^3 \cdot 0.2 + 2.2\text{ t/m}^3 \cdot 0.05$$

$$= 0.23\text{t/m}^2$$

$$\sum \text{Dış duvar Ağırlığı} = 0.23\text{t/m}^2 \cdot 75\text{m} \cdot (3.5\text{m} - 0.4\text{m}) = 53.475\text{t}$$

Not: Duvar yükseklikleri hesaplanırken ortalama olarak 40 cm kiriş yüksekliği düşülmüştür.

Kirişler;

$$4 \text{ adet IPE270} \dots\dots\dots 4.36.1\text{kg/m} \cdot 6.5\text{m} = 938.6\text{kg}$$

$$8 \text{ adet IPE240} \dots\dots\dots 8.30.7\text{kg/m} \cdot 6.5\text{m} = 1596.4\text{kg}$$

$$6 \text{ adet IPE360} \dots\dots\dots 6.57.1\text{kg/m} \cdot 6.0\text{m} = 2055.6\text{kg}$$

$$6 \text{ adet IPE450} \dots\dots\dots 6.77.6\text{kg/m} \cdot 6.0\text{m} = 2793.6\text{kg}$$

$$\sum 938.6 + 1596.4 + 2055.6 + 2793.6 = 7384.2\text{kg}$$

Kolonlar;

$$4 \text{ adet HEB160} \dots\dots\dots 4.42.6\text{kg/m} \cdot 3.5\text{m} = 596.4\text{kg}$$

4 adet HEB220 4.71.5kg/m.3.5m=1001kg

8 adet HEB260 8.93.0kg/m.3.5m=2604kg

$$\sum 596.4 + 1001 + 2604 = 4201.4kg$$

Tali kirişler;

27 adet IPE270 27.36.1kg/m.6.5m=6335.55kg

Döşeme;

$$\text{Alan} = 18.19.5 = 351m^2$$

$$G = 0.487t/m^2 \cdot 351 = 170.527t$$

$$\sum G = 53.475t + 7.384t + 4.201t + 6.3356t + 170.527t = 241.923t$$

$$\sum Q = 351m^2 \cdot 0.2t / m^2 = 70.2t$$

$$\sum \text{Kütle} = (G + nQ) / 9.81$$

$$\sum \text{Kütle} = (241.923 + 0.3 \cdot 70.2) / 9.81 = 26.808tsn^2 / m$$

Polar Moment;

$$M = \text{Kütle} \cdot \left(\frac{a^2 + b^2}{12} \right)$$

$$M = 26.808 \cdot \left(\frac{19.5^2 + 18^2}{12} \right) = 1573.295tm$$

Deprem Kuvveti;

Bağımsız statik yerdeğiştirmeler master jointlerde toplanarak sistem analiz edildiğinde periyot $T=0.378sn$ bulunmuştur. Buna göre Z2 sınıfı için $0.15 < 0.378 < 0.40$ olduğundan $S(T)=2.5$ olarak alınmıştır.

$$V_t = W \cdot A_o \cdot I \cdot S(T) / R$$

$$W = 3 \cdot (241.923 + 0.3 \cdot 70.2) = 788.949t$$

$$V_t = 788.949 \cdot 0.3 \cdot 1.2 \cdot 5 / 4 = 147.928t$$

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

$$F_1 = 147.928 \cdot \frac{262.983.3.5}{\sum 262.983.3.5 + 262.983.7 + 262.983.10.5} = 24.655t$$

$$F_2 = 147.928 \cdot \frac{262.983.7.0}{\sum 262.983.3.5 + 262.983.7 + 262.983.10.5} = 49.309t$$

$$F_3 = 147.928 \cdot \frac{262.983.10.5}{\sum 262.983.3.5 + 262.983.7 + 262.983.10.5} = 73.964t$$

Yerdeğiştirme Kontrolleri;

1 ve 4 aksları dış kirişler, IPE270 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0072m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

1 ve 4 aksları orta kirişler, IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0067m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

2 ve 3 aksları dış kirişler, IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0063m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

2 ve 3 aksları orta kirişler, IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0056m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

A ve D aksları IPE360 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.014m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.00}{300} = 0.020m$$

B ve C aksları IPE450 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.010m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.00}{300} = 0.020m$$

E.2.1 Kirişlerin Boyutlandırılması

Kirişlerin boyutlandırılmasında eğilme dayanımı, yanal burkulma, kesme burkulması, azaltılmış flanş burkulmasına bakılması gerekir. Kiriş kesitlerinin basınç başlıklarının beton döşeme ile tutulu olduğundan yanal burkulma tehlikesi yoktur. Tablo E.2’de x yönü kirişlerin eğilme dayanımları gösterilmiştir. Tablo E.3’de kirişlerin kesme burkulma hesabı gösterilmiştir. Tablo E.4’de ise kirişlerin azaltılmış flanş burkulma hesabı gösterilmiştir.

(TABLO E.2)

Y yönü kirişlerin eğilme dayanımı;

A ve D aksları kirişlerin (IPE360) eğilme dayanımı;

IPE360 kesit özellikleri;

$$W_{pl,x} : 1019 \text{ cm}^3, \quad h : 36 \text{ cm}, \quad b_f : 17.0 \text{ cm}, \quad t_f : 1.27 \text{ cm}, \quad t_w : 0.80 \text{ cm}, \quad F = 72.73 \text{ cm}^2$$

Kesit Tesirleri

$$M_{sd} = 233.04 \text{ kNm}, \quad V_{sd} = 126.325 \text{ kN}$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{pl,Rd} = 1019000.235 / 1.0 = 239.465 \text{ kNm}$$

Kesme kuvveti değerinin, kesme kuvveti taşıma dayanımının %50'ini aşması durumunda kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapılır. Bunun tahkiki aşağıda gösterilmiştir.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = F - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 72.73 - 2 \cdot 17.0 \cdot 1.27 + (0.80 + 2 \cdot 1.8) \cdot 1.27 = 35.138 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 3513.8 \cdot (235 / \sqrt{3}) / 1.0 = 476.743 \text{ kN}$$

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} = 126.325 / 476.743 = 0.265 < 0.50$$

Görüldüğü üzere $V_{sd} / V_{pl,Rd}$ oranı %50'den daha az olduğu için kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

$$M_{sd} / M_{pl,Rd} = 233.04 / 239.465 = 0.973 < 1$$

B ve C aksları kirişlerin (IPE450) eğilme dayanımı;

IPE450 kesit özellikleri;

$$W_{pl,x} : 1702 \text{ cm}^3, \quad h : 45 \text{ cm}, \quad b_f : 19.0 \text{ cm}, \quad t_f : 1.46 \text{ cm}, \quad t_w : 0.94 \text{ cm}, \quad F = 98.82 \text{ cm}^2$$

Kesit Tesirleri

$$M_{sd} = 354.251 \text{ kNm}, \quad V_{sd} = 178.095 \text{ kN}$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{pl,Rd} = 1702000.235 / 1.0 = 399.97 kNm$$

Kesme kuvveti değerinin, kesme kuvveti taşıma dayanımının %50'ini aşması durumunda kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapılır. Bunun tahkiki aşağıda gösterilmiştir.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = F - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 98.82 - 2 \cdot 19.0 \cdot 1.46 + (0.94 + 2 \cdot 2.1) \cdot 1.46 = 50.844 cm^2$$

$$V_{pl,Rd} = 5084.4 \cdot (235 / \sqrt{3}) / 1.0 = 689.843 kN$$

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} = 178.095 / 689.843 = 0.258 < 0.50$$

Görüldüğü üzere $V_{sd} / V_{pl,Rd}$ oranı %50'den daha az olduğu için kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

$$M_{sd} / M_{pl,Rd} = 354.251 / 399.97 = 0.886 < 1$$

Tablo E.3'de kirişlerin kesme burkulması hesabı gösterilmiştir. Bölüm 5'te de bahsedildiği üzere $d / t_w < 69 \epsilon$ olduğu takdirde kesme burkulmasına bakılmasına gerek yoktur.

Tablo E.3 Kirişlerin kesme burkulma hesabı

Kesit Türü	d (mm)	t _w (mm)	d/t _w	69ε	d/t _w <69ε
IPE240	190.4	6.2	30.71	69	√
IPE270	219.6	6.6	33.27	69	√
IPE360	298.6	8.0	37.33	69	√
IPE450	378.8	9.4	40.30	69	√

Tablo E.4 Kirişlerin azaltılmış flanş burkulma hesabı

Kesit Türü	d/t _w	72ε	Kesit Sınıfı	K	A _w	A _{fc}	k.(E/fyf). (A _w /A _{fc}) ^{0.5}	d/t _w < k.(E/fyf). (A _w /A _{fc}) ^{0.5}
IPE240	30.71	72	1	0.3	11.805	14.037	245.82	√
IPE270	33.27	72	1	0.3	14.494	16.516	251.11	√
IPE360	37.33	72	1	0.3	23.888	26.051	256.72	√
IPE450	40.30	72	1	0.3	35.607	34.333	273.03	√

E.2.2 Kolonların Boyutlandırılması**S101 (HEB160) kolonu güçlü eksen doğrultusunda eğilme hesabı;**

HEB160 kesit özellikleri;

$$W_{el,x} : 311.5cm^3, \quad W_{pl,y} : 354.0cm^3, \quad h : 16cm, \quad b : 16cm, \quad t_f : 1.3cm, \quad t_w : 0.8cm,$$

$$F = 54.25cm^2, \quad i_x : 6.78cm, \quad i_y : 4.05cm, \quad I_w = 47940cm^6, \quad I_t = 31.24cm^4,$$

$$I_x = 2492cm^4, \quad I_y = 889.2cm^4$$

Yükleme 1.7(G+Q),

Kesit tesirleri;

$$N_{sd} = -575.46kN, \quad M_{y,alt} = -9.97kNm, \quad M_{y,üst} = 20.70kNm$$

k_y=0.8 (Alt uç ankastre, üst uç mafsallı)

$$S_{ky}=k_y.S=0.8.350=280cm$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{280}{4.05} = 69.14$$

$$a_{LT} = \sqrt{\frac{I_w}{I_t}} = \sqrt{\frac{47940}{31.24}} = 39.17cm$$

$$i_{LT} = \sqrt[4]{\frac{I_y \cdot I_w}{W_{pl}^2}} = \sqrt[4]{\frac{889.2 \cdot 47940}{354^2}} = 4.29cm$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-9.97}{20.70} = -0.48 \Rightarrow C_1 = 3.093 \quad (|M_1| < |M_2|)$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{(L / a_{LT})^2}{25.66} \right]^{0.25}} = \frac{350 / 4.29}{3.093^{0.5} \left[1 + \frac{(350 / 39.17)^2}{25.66} \right]^{0.25}} = 32.54$$

$$\varepsilon = 235 / f_y = 235 / 235 = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 \cdot 1 = 93.9$$

$$\beta_w = 1 \quad \text{I nolu enkesitler için}$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{I nolu enkesitler için}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = (\lambda_{LT} / \lambda_1) \beta_w^{0.5} = (32.54 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.35 < 0.40 \quad \text{Yanal burkulma tehlikesi yoktur.}$$

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_1) \beta_a^{0.5} = (69.14 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.74$$

$$a_{LT} = 0.21 \quad (\text{tek parça kesitler için})$$

HEB 160 için burkulma eğrisi tayini;

$$h / b = 160 / 160 = 1 < 1.2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Yukarıdaki kriterlere göre burkulma eğrisi c eğrisi olarak bulunmuştur.

C eğrisine ait hata katsayısı $\alpha = 0.49$ 'dur.

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.21(0.35 - 0.2) + 0.35^2) = 0.58$$

$$\phi_y = 0.5 \cdot (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.49(0.74 - 0.2) + 0.74^2) = 0.90$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.58 + [0.58^2 - 0.35^2]^{0.5}} = 0.97$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.90 + [0.90^2 - 0.74^2]^{0.5}} = 0.71$$

$$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7(-0.48) = 2.14$$

$$\beta_{M,\psi} = \beta_{M,LT}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 = 0.15 \cdot 0.74 \cdot 2.14 - 0.15 = 0.09 \quad \mu_{LT} \leq 0.90$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.09 \cdot 575.46}{0.71 \cdot 5425 \cdot 235} = 0.94 \quad k_{LT} \leq 1$$

$$A + B = \frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,x} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$A + B = \frac{575460}{0.71 \cdot 5425 \cdot 235 / 1} + \frac{0.94 \cdot 20700000}{0.97 \cdot 354000 \cdot 235 / 1} = 0.886 < 1$$

S101 (HEB160) kolonu zayıf eksen doğrultusunda eğilme hesabı;

HEB160 kesit özellikleri;

$$W_{el,x} : 311.5 \text{ cm}^3, \quad W_{pl,y} : 354.0 \text{ cm}^3, \quad h : 16 \text{ cm}, \quad b : 16 \text{ cm}, \quad t_f : 1.3 \text{ cm}, \quad t_w : 0.8 \text{ cm},$$

$$F = 54.25 \text{ cm}^2, \quad i_x : 6.78 \text{ cm}, \quad i_y : 4.05 \text{ cm}, \quad I_w = 47940 \text{ cm}^6, \quad I_t = 31.24 \text{ cm}^4,$$

$$I_x = 2492 \text{ cm}^4, \quad I_y = 889.2 \text{ cm}^4$$

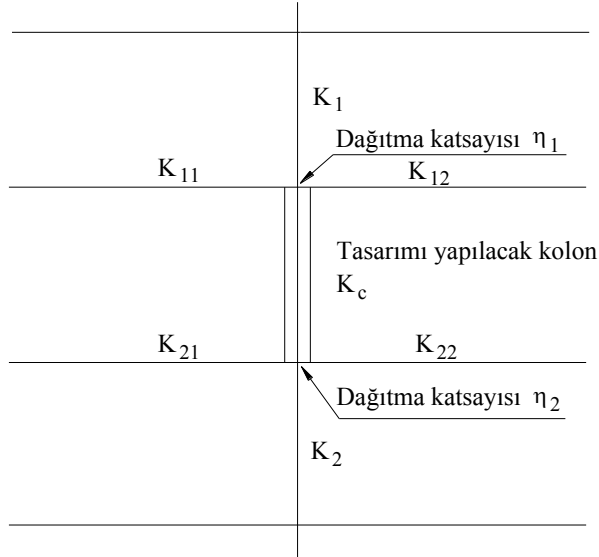
Yükleme 1.7(G+Q),

Kesit tesirleri;

$$N_{sd} = -575.46 \text{ kN}, \quad M_{y,alt} = -9.97 \text{ kNm}, \quad M_{y,üst} = 20.70 \text{ kNm}$$

k_x hesabı;

EC3'te Annex E'de burkulma katsayılarının hesabı aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil E.1 Sürekli kolonlar için dağıtma katsayıları

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

K_c ; Kolon rijitlik katsayısı I/L

K_{ij} ; Kiriş rijitlik katsayıları

$$\eta_1 = \frac{2492/350}{2492/350} = 1$$

$$\eta_2 = \frac{2492/350 + 2492/350}{2492/350 + 2492/350 + 5790/650} = 0.62$$

$$k_x = 0.5 + 0.14.(\eta_1 + \eta_2) + 0.055.(\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$k_x = 0.5 + 0.14.(1 + 0.62) + 0.055.(1 + 0.62)^2 = 0.87$$

$k_y=0.8$ (Alt uç ankastre, üst uç mafsallı)

$$S_{kx}=k_x.S=0.87.350=304.5\text{cm}$$

$$S_{ky}=k_y.S=0.8.350=280\text{cm}$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = \frac{304.5}{6.78} = 44.91$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{280}{4.05} = 69.14$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-9.97}{20.70} = -0.48 \Rightarrow C_1 = 3.093 \quad (|M_1| < |M_2|)$$

$$\varepsilon = 235 / f_y = 235 / 235 = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9 \cdot 1 = 93.9$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{I nolu enkesitler için}$$

$$\bar{\lambda}_x = (\lambda_x / \lambda_1) \beta_a^{0.5} = (44.91 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.48$$

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_1) \beta_a^{0.5} = (69.14 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.74$$

HEB 160 için burkulma eğrisi tayini;

$$h/b = 160/160 = 1 < 1.2$$

$$t_f = 13mm < 100mm$$

Yukarıdaki kriterlere göre güçlü eksenindeki burkulma eğrisi b, zayıf eksenindeki burkulma eğrisi c olarak bulunmuştur.

B eğrisine ait hata katsayısı $a = 0.34$ 'dür.

C eğrisine ait hata katsayısı $a = 0.49$ 'dur.

$$\phi_x = 0.5 \cdot (1 + a(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.34(0.48 - 0.2) + 0.48^2) = 0.66$$

$$\phi_y = 0.5 \cdot (1 + a(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.49(0.74 - 0.2) + 0.74^2) = 0.90$$

$$\chi_x = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.66 + [0.66^2 - 0.48^2]^{0.5}} = 0.89$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.90 + [0.90^2 - 0.74^2]^{0.5}} = 0.71$$

$$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7(-0.48) = 2.14$$

$$\mu_x = \bar{\lambda}_x \cdot (2\beta_{Mx} - 4) + \left[\frac{W_{pl,x} - W_{el,x}}{W_{el,x}} \right] = 0.48 \cdot (2.2.14 - 4) + \left[\frac{354 - 311.5}{311.5} \right] = 0.27$$

$$\mu_x \leq 0.90$$

$$k_x = 1 - \frac{\mu_x \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.27 \cdot 575.46}{0.71.5425.235} = 0.86 \quad k_{LT} \leq 1$$

$$A + B = \frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_x \cdot M_{y, sd}}{W_{pl,x} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$A + B = \frac{575460}{0.71.5425.235/1} + \frac{0.86.20700000}{354000.235/1} = 0.858 < 1$$

E.2.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması

Kesit Tesirleri;

N=704.298kN (1.5.(G+Q+E) Kombinasyonu)

UPN 200 kesit özellikleri;

$$I_x : 1910cm^4, \quad I_y : 148cm^4, \quad h : 20cm, \quad b : 7.5cm, \quad t_f : 1.15cm, \quad t_w : 0.85cm,$$

$$F = 32.2cm^2, \quad i_x : 7.7cm, \quad i_y : 2.14cm$$

$$I_{eff} = 0.5h_0^2 \cdot A_f + 2\mu \cdot I_f$$

$$\lambda = \frac{l}{i_0}$$

$$i_0 = (0.5 \cdot I_1 / A_f)^{0.5}$$

$$I_1 = 0.511.78^2 \cdot 32.2 + 2.1.1910 = 6054.17cm^4$$

$$i_0 = (0.5.6054.17 / 32.2)^{0.5} = 9.70cm$$

$$\lambda = \frac{l}{i_0} = \frac{369}{9.70} = 38.04$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \cdot \beta_a^{0.5} = (38.04 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.405$$

$$\phi = 0.5.(1 + a.(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5.(1 + 0.34.(0.405 - 0.2) + 0.405^2) = 0.617$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.617 + [0.617^2 - 0.405^2]^{0.5}} = 0.924$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_a \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1} = 0.924 \cdot 1.6440 \cdot 235 / 1.0 = 1398381.6 N = 1398.4 kN$$

$$N_{sd} < N_{b,Rd} \Rightarrow 704.298 kN < 1398.4 kN$$

F. DÜĞÜM NOKTALARI YARI-RİJİT ALIN LEVHALI BİRLEŞİMİN EUROCODE 3'E GÖRE HESABI

F.1 Kirişlerin Önboyutlandırılması

Tablo F.1'de kirişlerin eğilme dayanımı ve kapasite oranları gösterilmiştir.

K101 (IPE 240) için eğilme dayanımı;

IPE240 kesit özellikleri;

$$W_{pl,x} : 366.6cm^3, h : 24cm, b_f : 12cm, t_f : 0.98cm, t_w : 0.62cm, F = 39.12cm^2$$

Kesit Tesirleri

$$M_{sd} = 78.37kNm, V_{sd} = 68.8kN$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{pl,Rd} = 366600.235 / 1.0 = 86.151kNm$$

Kesme kuvveti değerinin, kesme kuvveti taşıma dayanımının %50'ini aşması durumunda kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapılır. Bunun tahkiki aşağıda gösterilmiştir.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = F - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 39.12 - 2 \cdot 12 \cdot 0.98 + (0.62 + 2 \cdot 1.5) = 19.15cm^2$$

$$V_{pl,Rd} = 1915 \cdot (235 / \sqrt{3}) / 1.0 = 259.80kN$$

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} = 68.80 / 259.80 = 0.265 < 0.50$$

Görüldüğü üzere $V_{sd} / V_{pl,Rd}$ oranı %50'den daha az olduğu için kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

$$M_{sd} / M_{pl,Rd} = 78.37 / 86.151 = 0.910 < 1$$

Kolonların önboyutlaması birleşimlerin rijitlikleri düğüm noktalarına verildikten sonra yine bölüm 7.3'deki gibi yapılmıştır. Aşağıda önboyutlama sonucu bulunan kolon kesitleri gösterilmiştir. Kolonların detaylı boyutlandırılması kesin hesap bölümünde gösterilecektir.

Kolonlar;

S1 Kolonu HEB160

S2 Kolonu HEB260

S3 Kolonu HEB260

S4 Kolonu HEB220

olarak bulunmuştur.

F.2 Kesin Hesap

Önboyutlama sonucu bulunan kolon ve kiriş boyutları gözönünde bulundurularak kolon ve kiriş birleşimleri alın levhalı birleşimler kullanılarak detaylandırılmıştır.

Düğüm noktalarında kullanılan alın levhalı birleşim detayları aşağıda gösterilmiştir.

HEB160-IPE240 birleşim detayları;

Levha özellikleri;

$$t_p = 15mm, b_p = 154mm, h_p = 325mm, f_{yp} = 235N/mm^2$$

Bulon özellikleri;

$$e_p = 35mm, p = 90mm, p_p = 140mm, e_{p1} = 60mm, u_1 = 40mm, w = 90mm, \\ w_1 = 25mm, u = 10mm, f_{ub} = 800N/mm^2, A_s = 157mm^2 (M16)$$

Kolon özellikleri;

$$A_c = 5425mm^2, b_c = 160mm, h_c = 160mm, t_{fc} = 13mm, t_{wc} = 8mm, r_c = 15mm, \\ s = 15mm, f_{ycw} = 235N/mm^2$$

Kiriş özellikleri;

$$h_b = 240mm, t_{fb} = 9.80mm, W_{pl} = 366600mm^3, f_{yb} = 235N/mm^2$$

Kaynak özellikleri;

$$a_w = 4mm, a_f = 5mm$$

Guse boyu;

$$h^* = 280mm$$

Katsayılar;

$$\beta = 1, k_{wc} = 1, k_{fc} = 1, \gamma_{m0} = 1, \gamma_{mb} = 1.25, E = 210000N/mm^2$$

(HEB160-IPE240 TABLOSU Tablo 9.2)

HEB260-IPE240 birleşim detayları;**Levha özellikleri;**

$$t_p = 20mm, b_p = 150mm, h_p = 325mm, f_{yp} = 235N/mm^2$$

Bulon özellikleri;

$$e_p = 35mm, p = 90mm, p_p = 140mm, e_{p1} = 60mm, u_1 = 40mm, w = 100mm, \\ w_1 = 25mm, u = 10mm, f_{ub} = 800N/mm^2, A_s = 157mm^2 (M16)$$

Kolon özellikleri;

$$A_c = 11840mm^2, b_c = 260mm, h_c = 260mm, t_{fc} = 17.5mm, t_{wc} = 10mm, \\ r_c = 24mm, s = 24mm, f_{ycw} = 235N/mm^2$$

Kiriş özellikleri;

$$h_b = 240mm, t_{fb} = 9.80mm, W_{pl} = 366600mm^3, f_{yb} = 235N/mm^2$$

Kaynak özellikleri;

$$a_w = 4mm, a_f = 5mm$$

Guse boyu;

$$h^* = 300mm$$

Katsayılar;

$$\beta = 1, k_{wc} = 1, k_{fc} = 1, \gamma_{m0} = 1, \gamma_{mb} = 1.25, E = 210000N/mm^2$$

(HEB260-IPE240 TABLOSU Tablo 9.3)

HEB260-IPE220 birleşim detayları;**Levha özellikleri;**

$$t_p = 15mm, b_p = 150mm, h_p = 305mm, f_{yp} = 235N/mm^2$$

Bulon özellikleri;

$$e_p = 35mm, p = 90mm, p_p = 120mm, e_{p1} = 60mm, u_1 = 40mm, w = 100mm, \\ w_1 = 25mm, u = 10mm, f_{ub} = 800N/mm^2, A_s = 157mm^2 (M16)$$

Kolon özellikleri;

$$A_c = 11840mm^2, b_c = 260mm, h_c = 260mm, t_{fc} = 17.5mm, t_{wc} = 10mm, \\ r_c = 24mm, s = 24mm, f_{ycw} = 235N/mm^2$$

Kiriş özellikleri;

$$h_b = 220mm, t_{fb} = 9.20mm, W_{pl} = 265400mm^3, f_{yb} = 235N/mm^2$$

Kaynak özellikleri;

$$a_w = 3mm, a_f = 5mm$$

Guse boyu;

$$h^* = 270mm$$

Katsayılar;

$$\beta = 1, k_{wc} = 1, k_{fc} = 1, \gamma_{m0} = 1, \gamma_{mb} = 1.25, E = 210000N/mm^2$$

HEB220-IPE220 birleşim detayları;**Levha özellikleri;**

$$t_p = 15mm, b_p = 140mm, h_p = 305mm, f_{yp} = 235N/mm^2$$

Bulon özellikleri;

$$e_p = 35mm, p = 90mm, p_p = 120mm, e_{p1} = 60mm, u_1 = 40mm, w = 90mm, \\ w_1 = 25mm, u = 10mm, f_{ub} = 800N/mm^2, A_s = 157mm^2 (M16)$$

Kolon özellikleri;

$$A_c = 9104mm^2, b_c = 220mm, h_c = 220mm, t_{fc} = 16.0mm, t_{wc} = 9.5mm, \\ r_c = 18mm, s = 18mm, f_{ycw} = 235N/mm^2$$

Kiriş özellikleri;

$$h_b = 220mm, t_{fb} = 9.20mm, W_{pl} = 265400mm^3, f_{yb} = 235N/mm^2$$

Kaynak özellikleri;

$$a_w = 3mm, a_f = 5mm$$

Guse boyu;

$$h^* = 270mm$$

Katsayılar;

$$\beta = 1, k_{wc} = 1, k_{fc} = 1, \gamma_{m0} = 1, \gamma_{mb} = 1.25, E = 210000N/mm^2$$

Birleşimlerin rijitliklerinin ve moment taşıma güçlerinin hesaplanışına örnek olarak aşağıda HEB160-IPE240 birleşiminin hesap detayları gösterilmiştir.

1) Kesmede Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc, Rd}}{\beta} , \quad V_{wc, Rd} = \frac{0.9.A_{vc}.f_{ywc}}{\sqrt{3}.\gamma_{m0}}$$

$$A_{vc} = A_c - 2.b_c.t_{fc} + (t_{wc} + 2.r_c).t_{fc}$$

$$A_{vc} = 5425 - 2.160.13 + (8 + 2.15).13 = 1759mm^2$$

$$V_{wc, Rd} = \frac{0.9.A_{vc}.f_{ywc}}{\sqrt{3}.\gamma_{m0}} = \frac{0.9.1759.235}{\sqrt{3}.1} = 214790.75N$$

$$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc, Rd}}{\beta} = \frac{214790.75}{1} = 214790.75N$$

Rijitlik;

$$K_1 = \frac{0.385.A_{vc}}{\beta.h} , \quad h = h_b - t_{fb} = 240 - 9.8 = 230.2mm$$

$$K_1 = \frac{0.385.A_{vc}}{\beta.h} = \frac{0.385.1759}{1.230.2} = 2.94mm$$

2) Basınçta Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$F_{Rd,2} = k_{wc}.\rho_c.b_{eff,wc,c}.t_{wc}.f_{ywc} / \gamma_{m0}$$

$$b_{eff,wc,c} = \min(t_{fb} + 2.a_f.\sqrt{2} + 2.t_p + 5.(t_{fc} + s); t_{fb} + a_f.\sqrt{2} + t_p + u + 5.(t_{fc} + s))$$

$$b_{eff,wc,c} = \min(9.8 + 2.5.\sqrt{2} + 2.15 + 5.(13 + 15); 9.8 + 5.\sqrt{2} + 15 + 10 + 5.(13 + 15))$$

$$b_{eff,wc,c} = \min(193.94; 181.87) = 181.87mm$$

$$k_{wc} = 1 , \quad \beta = 1 \text{ olması sebebiyle } \rho_c = \rho_{c1}$$

$$\rho_{c1} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3.(b_{eff,wc,c}.t_{wc} / A_{vc})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3.(181.87.8 / 1759)^2}} = 0.728$$

$$d_c = h_c - 2.(t_{fc} + t_{rc}) = 160 - 2.(13 + 15) = 104mm$$

$$\bar{\lambda}_{wc} = 0.93 \cdot \sqrt{\frac{b_{eff,wc,c} \cdot d_c \cdot f_{ywc}}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0.93 \cdot \sqrt{\frac{181.87 \cdot 104 \cdot 235}{210000 \cdot 8^2}} = 0.53 < 0.67$$

$$F_{Rd,2} = k_{wc} \cdot \rho_c \cdot b_{eff,wc,c} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} / \gamma_{m0}$$

$$F_{Rd,2} = 1.0 \cdot 728 \cdot 181.87 \cdot 8 \cdot 235 / 1 = 248745.02N$$

Rijitlik;

$$K_2 = \frac{0.7 \cdot b_{eff,wc,c} \cdot t_{wc}}{d_c} = \frac{0.7 \cdot 181.87 \cdot 8}{104} = 9.79mm$$

3) Basınçta Kiriş Flanşı;

Dayanım;

$$F_{Rd,3} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_b - t_{fb})}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pby} \cdot f_{yb}}{\gamma_{mo}} = \frac{366600 \cdot 235}{1} = 86151000N$$

$$F_{Rd,3} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_b - t_{fb})} = \frac{86151000}{(240 - 9.8)} = 374244.14N$$

Rijitlik;

$$K_3 = \infty$$

4) Çekmede Bulonlar;

Dayanım;

$$F_{Rd,4} = 4 \cdot B_{t,Rd}$$

$$B_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 157}{1.25} = 90432N$$

$$F_{Rd,4} = 4 \cdot B_{t,Rd} = 4 \cdot 90432 = 361728N$$

Rijitlik;

$$K_4 = 3.2 \frac{A_s}{L_b}$$

$$L_b = t_{fc} + t_p + 0.5.(h_{bo} + h_n) = 13 + 15 + 0.5.(10 + 15) = 40.5mm$$

$$K_4 = 3.2 \frac{A_s}{L_b} = 3.2 \frac{157}{40.5} = 12.40mm$$

5) Çekmede Kolon Gövdesi;**Dayanım;**

$$F_{Rd,5} = \rho_t \cdot b_{eff.wc,t} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} / \gamma_{mo}$$

$$b_{eff.wc,t} = \min(4\pi m; 8.m + 2.5e; p + 4.m + 1.25e)$$

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0.8.r_c = \frac{90 - 8}{2} - 0.8.15 = 29mm$$

$$e = \frac{b_c - w}{2} = \frac{160 - 90}{2} = 35mm$$

$$b_{eff.wc,t} = \min(4.\pi 29; 8.29 + 2.5.35; 90 + 4.29 + 1.25.35) = 249.75mm$$

$$\beta = 1 \text{ olması sebebiyle } \rho_t = \rho_{t1}$$

$$\rho_t = \sqrt{\frac{1}{1 + 1.3.(\beta.b_{eff.wc,t}.t_{wc} / A_{vc})^2}} = \sqrt{\frac{1}{1 + 1.3.(1.249.75.8 / 1759)^2}} = 0.61$$

$$F_{Rd,5} = \rho_t \cdot b_{eff.wc,t} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} / \gamma_{mo} = 0.61.249.75.8.235 / 1 = 286957.36N$$

Rijitlik;

$$K_5 = \frac{0.7.b_{eff.wc,t}.t_{wc}}{d_c} = \frac{0.7.249.75.8}{104} = 13.45mm$$

6) Çekmede Kolon Flanşı;**Dayanım;**

$$F_{Rd,6} = \min(F_{fc.Rd,t1}; F_{fc.Rd,t2})$$

$$F_{fc,Rd,t1} = \frac{(8.n - 2.e_w).I_{eff.fc,t}.m_{pl.fc}}{2.m.n - e_w.(m + n)} k_{fc}$$

$$F_{fc,Rd,t2} = \frac{2.I_{eff.fc,t}.m_{pl.fc}.k_{fc} + 4.B_{t,Rd}.n}{m + n}$$

$$n = \min(e; 1.25m; (b_p - w) / 2) = \min(35; 1.25.29; (154 - 90) / 2) = 32mm$$

$$d_w = 23.16mm$$

$$e_w = d_w / 4 = 23.16 / 4 = 5.79mm$$

$$m_{pl.fc} = 0.25.t_{fc}^2 . f_{yfc} / \gamma_{m0} = 0.25.13^2 . 235 / 1 = 9928.75 Nmm / mm$$

$$I_{eff.fc,t} = b_{eff.fc,t} = 249.75mm$$

$$F_{fc,Rd,t1} = \frac{(8.n - 2.e_w).I_{eff.fc,t}.m_{pl.fc}}{2.m.n - e_w.(m + n)} k_{fc} = \frac{(8.32 - 2.5.79).249.75.9928.75}{2.29.32 - 5.79.(29 + 32)} 1 = 403304.19N$$

$$F_{fc,Rd,t2} = \frac{2.I_{eff.fc,t}.m_{pl.fc}.k_{fc} + 4.B_{t,Rd}.n}{m + n} = \frac{2.249.75.9928.75.1 + 4.90432.32}{(29 + 32)} = 271060.76N$$

$$F_{Rd,6} = \min(F_{fc,Rd,t1}; F_{fc,Rd,t2}) = \min(403304.19; 271060.76) = 271060.76N$$

Rijitlik;

$$K_6 = \frac{0.85.I_{eff.fc,t}.t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0.85.249.75.13^3}{29^3} = 19.12mm$$

7) Çekmede Alın Levhası;

Dayanım;

$$F_{Rd,7} = \min(F_{ep,Rd,1}; F_{ep,Rd,2})$$

$$F_{ep,Rd,1} = \frac{(8.n_p - 2.e_w).I_{eff.p,t}.m_{pl.p}}{2.m_p.n_p - e_w.(m_p + n_p)}$$

$$F_{ep,Rd,2} = \frac{2.I_{eff.p,t}.m_{pl.p} + 4.B_{t,Rd}.n_p}{m_p + n_p}$$

$$m_p = u_1 - 0.8.\sqrt{2}.a_f = 40 - 0.8.\sqrt{2}.5 = 34.34mm$$

$$n_p = \min(e_p; 1.25m_p) = \min(35; 1.25 \cdot 34.34) = 35mm$$

$$m_{pl,p} = 0.25 \cdot t_p^2 \cdot f_{yp} / \gamma_{m0} = 0.25 \cdot 15^2 \cdot 235 / 1 = 13218.75 Nmm / mm$$

$$I_{eff,p,t} = \min(4 \cdot \pi \cdot m_p; 8m_p + 2.5e_p; w + 4 \cdot m_p + 1.25 \cdot e_p; b_p)$$

$$I_{eff,p,t} = \min(4 \cdot \pi \cdot 34.34; 8 \cdot 34.34 + 2.5 \cdot 35; 90 + 4 \cdot 34.34 + 1.25 \cdot 35; 154) = 154mm$$

$$F_{ep,Rd,1} = \frac{(8 \cdot n_p - 2 \cdot e_w) \cdot I_{eff,p,t} \cdot m_{pl,p}}{2 \cdot m_p \cdot n_p - e_w \cdot (m_p + n_p)} = \frac{(8 \cdot 35 - 2 \cdot 5.79) \cdot 154 \cdot 13218.75}{2 \cdot 34.34 \cdot 35 - 5.79 \cdot (34.34 + 35)} = 272865.35N$$

$$F_{ep,Rd,2} = \frac{2 \cdot 154 \cdot 13218.75 + 4 \cdot 90432.35}{34.34 + 35} = 241290.68N$$

$$F_{Rd,7} = \min(F_{ep,Rd,1}; F_{ep,Rd,2}) = \min(272865.35; 241290.68) = 241290.68N$$

Rijitlik;

$$K_7 = \frac{0.85 \cdot I_{eff,p,t} \cdot t_p^3}{m_p^3} = \frac{0.85 \cdot 154 \cdot 15^3}{34.34^3} = 10.91mm$$

8) Sonuç;

Birleşimin Moment Dayanımı;

$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,j}) = 214790.75N$$

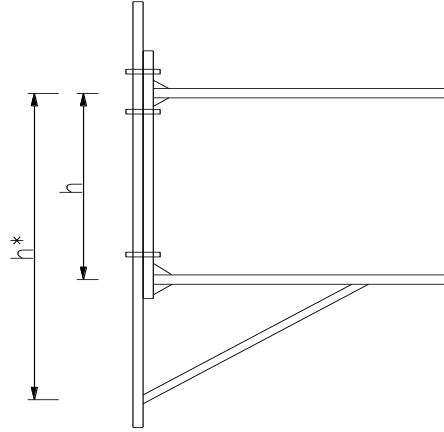
Plastik moment dayanımı;

$$M_{Rd} = F_{Rd} \cdot h = 214790.75 \cdot 230.20 = 49444831.71 Nmm = 49.445 kNm$$

Elastik moment dayanımı;

$$M_e = \frac{2}{3} \cdot M_{Rd} = \frac{2}{3} \cdot 49.445 = 32.963 kNm$$

Analiz sonucu düğüm noktasına gelen moment değerleri, birleşimin plastik moment dayanımından daha fazla olması sebebiyle birleşime guse yapılması uygun görülmüştür. Bu şekilde birleşimin moment taşıma gücü artırılmıştır.



Şekil F.1 Guseli alın levhalı birleşim örneği

$h^* = 280mm$ olmak üzere;

$$M_{Rd}^* = M_{Rd} \frac{h^*}{h} = 49.445 \cdot \frac{280}{230.2} = 60.141 kNm$$

Birleşimin Rijitliği;

$$S_{j,ini} = E \cdot h^2 / \sum_{i=1}^7 1/K_i$$

$$S_{j,ini} = \frac{210000 \cdot 230.2^2}{\frac{1}{2.94} + \frac{1}{9.79} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{12.40} + \frac{1}{13.45} + \frac{1}{19.12} + \frac{1}{10.91}} = 15018246745.41 Nmm / rad$$

$$S_{j,ini} = 15018.25 kNm / rad$$

Guseli bir birleşimin rijitliği;

$$S_{j,ini}^* = \frac{E \cdot (h^*)^2}{\frac{E \cdot h^2}{S_{j,ini}} + \frac{\beta}{0.385 \cdot A_{vc}} (h^* - h)}$$

$$S_{j,ini}^* = \frac{210000 \cdot 280^2}{\frac{210000 \cdot 230.2^2}{15018246745.41} + \frac{1}{0.385 \cdot 1759} (280 - 230.2)} = 20213040943.89 Nmm / rad$$

$$S_{j,ini} = 20213.04 kNm / rad$$

Boyutlandırma için, hesaplanan bu guseli birleşimlerin rijitliklerinin yarısı düğüm noktalarına etkililerek analiz yapılmıştır. Kullanılabilirlik sınır durumu içinse, hesaplanan rijitlikler düğüm noktalarına etkililerek analiz yapılmıştır.

Deprem Hesabı;

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı düşünülerek her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız statik yerdeğiştirme bileşenleri olarak gözönüne alınmıştır (ABYYHY98). Bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerinin hesabı aşağıda gösterilmiştir.

Dış duvarlar;

Binanın plandaki boyutu 18.19.5 (m.m)'dir.

Bina çevresi $2.(18+19.5)=75\text{m}$ 'dir.

25cm Ytong ağırlığı= 20cm Ytong + 5 cm Sıva

$$=0.6\text{t/m}^3 .0.2 + 2.2 \text{ t/m}^3 .0.05$$

$$=0.23\text{t/m}^2$$

$$\sum \text{Dış duvar Ağırlığı}=0.23\text{t/m}^2 .75\text{m} .(3.5\text{m}-0.4\text{m})=53.475\text{t}$$

Not: Duvar yükseklikleri hesaplanırken ortalama olarak 40 cm kiriş yüksekliği düşülmüştür.

Kirişler;

$$6 \text{ adet IPE220} \dots\dots\dots 6.26.2\text{kg/m} .6.5\text{m}=1021.8\text{kg}$$

$$6 \text{ adet IPE240} \dots\dots\dots 6.30.7\text{kg/m} .6.5\text{m}=1197.3\text{kg}$$

$$6 \text{ adet IPE360} \dots\dots\dots 6.57.1\text{kg/m} .6.0\text{m}=2055.6\text{kg}$$

$$6 \text{ adet IPE450} \dots\dots\dots 6.77.6\text{kg/m} .6.0\text{m}=2793.6\text{kg}$$

$$\sum 1021.8 + 1197.3 + 2055.6 + 2793.6 = 7068.3\text{kg}$$

Kolonlar;

$$4 \text{ adet HEB160} \dots\dots\dots 4.42.6\text{kg/m} .3.5\text{m}=596.4\text{kg}$$

$$4 \text{ adet HEB220} \dots\dots\dots 4.71.5\text{kg/m} .3.5\text{m}=1001\text{kg}$$

$$8 \text{ adet HEB260} \dots\dots\dots 8.93.0\text{kg/m} .3.5\text{m}=2604\text{kg}$$

$$\sum 596.4 + 1001 + 2604 = 4201.4kg$$

Tali kirişler;

$$27 \text{ adet IPE270} \dots\dots\dots 27.36.1kg/m.6.5m=6335.55kg$$

Döşeme;

$$Alan=18.19.5=351m^2$$

$$G=0.487t/m^2.351=170.527t$$

$$\sum G = 53.475t + 7.068t + 4.201t + 6.3356t + 170.527t = 241.607t$$

$$\sum Q = 351m^2.0.2t / m^2 = 70.2t$$

$$\sum K\ddot{u}tle = (G + nQ) / 9.81$$

$$\sum K\ddot{u}tle = (241.607 + 0.3.70.2) / 9.81 = 26.775tsn^2 / m$$

Polar Moment;

$$M = K\ddot{u}tle \cdot \left(\frac{a^2 + b^2}{12} \right)$$

a; Binanın planda x doğrultusundaki boyutu

b; Binanın planda y doğrultusundaki boyutu

$$M = 26.775 \cdot \left(\frac{19.5^2 + 18^2}{12} \right) = 1571.358tm$$

Deprem Kuvveti;

Bağımsız statik yerdeğiştirmeler master jointlerde toplanarak sistem analiz edildiğinde periyot T=0.378sn bulunmuştur. Buna göre Z2 sınıfı için 0.15<0.378<0.40 olduğundan S(T)=2.5 olarak alınmıştır.

$$V_t = W.A_0.I.S(T) / R$$

$$W=3.(241.607+0.3.70.2)=788.001t$$

$$V_t = 788.001.0.3.1.2.5 / 4 = 147.750t$$

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

$$F_1 = 147.750 \cdot \frac{262.667.3.5}{\sum 262.667.3.5 + 262.667.7 + 262.667.10.5} = 24.625t$$

$$F_2 = 147.750 \cdot \frac{262.667.7.0}{\sum 262.667.3.5 + 262.667.7 + 262.667.10.5} = 49.250t$$

$$F_3 = 147.750 \cdot \frac{262.667.10.5}{\sum 262.667.3.5 + 262.667.7 + 262.667.10.5} = 73.875t$$

F.2.1 Kirişlerin Boyutlandırılması

Yerdeğiştirme Kontrolleri;

1 ve 4 aksları dış kirişler, IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0118m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

1 ve 4 aksları orta kirişler, IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0086m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

2 ve 3 aksları dış kirişler, IPE220 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0107m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

2 ve 3 aksları orta kirişler, IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0102m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

A ve D aksları IPE360 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.014m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.00}{300} = 0.020m$$

B ve C aksları IPE450 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.010m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.00}{300} = 0.020m$$

Tablo F.6’da x yönü kirişlerin eğilme dayanımları gösterilmiştir. Tablo F.7’de kirişlerin kesme burkulma hesabı gösterilmiştir. Tablo F.8’de ise kirişlerin azaltılmış flanş burkulma hesabı gösterilmiştir.

Y yönü kirişlerin eğilme dayanımı;

A ve D aksları kirişlerin (IPE360) eğilme dayanımı;

IPE360 kesit özellikleri;

$$W_{pl,x} : 1019 \text{cm}^3, \quad h : 36 \text{cm}, \quad b_f : 17.0 \text{cm}, \quad t_f : 1.27 \text{cm}, \quad t_w : 0.80 \text{cm}, \quad F = 72.73 \text{cm}^2$$

Kesit Tesirleri

$$M_{sd} = 233.04 \text{kNm}, \quad V_{sd} = 126.325 \text{kN}$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{pl,Rd} = 1019000.235 / 1.0 = 239.465 \text{kNm}$$

Kesme kuvveti değerinin, kesme kuvveti taşıma dayanımının %50'ini aşması durumunda kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapılır. Bunun tahkiki aşağıda gösterilmiştir.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = F - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 72.73 - 2 \cdot 17.0 \cdot 1.27 + (0.80 + 2 \cdot 1.8) \cdot 1.27 = 35.138 \text{cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 3513.8 \cdot (235 / \sqrt{3}) / 1.0 = 476.743 \text{kN}$$

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} = 126.325 / 476.743 = 0.265 < 0.50$$

Görüldüğü üzere $V_{sd} / V_{pl,Rd}$ oranı %50'den daha az olduğu için kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

$$M_{sd} / M_{pl,Rd} = 233.04 / 239.465 = 0.973 < 1$$

B ve C aksları kirişlerin (IPE450) eğilme dayanımı;

IPE450 kesit özellikleri;

$$W_{pl,x} : 1702 \text{cm}^3, \quad h : 45 \text{cm}, \quad b_f : 19.0 \text{cm}, \quad t_f : 1.46 \text{cm}, \quad t_w : 0.94 \text{cm}, \quad F = 98.82 \text{cm}^2$$

Kesit Tesirleri

$$M_{sd} = 354.251kNm, V_{sd} = 178.095kN$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{pl,Rd} = 1702000.235 / 1.0 = 399.97kNm$$

Kesme kuvveti değerinin, kesme kuvveti taşıma dayanımının %50'ini aşması durumunda kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapılır. Bunun tahkiki aşağıda gösterilmiştir.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = F - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 98.82 - 2 \cdot 19.0 \cdot 1.46 + (0.94 + 2 \cdot 2.1) \cdot 1.46 = 50.844cm^2$$

$$V_{pl,Rd} = 5084.4 \cdot (235 / \sqrt{3}) / 1.0 = 689.843kN$$

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} = 178.095 / 689.843 = 0.258 < 0.50$$

Görüldüğü üzere $V_{sd} / V_{pl,Rd}$ oranı %50'den daha az olduğu için kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

$$M_{sd} / M_{pl,Rd} = 354.251 / 399.97 = 0.886 < 1$$

Tablo F.7'de kirişlerin kesme burkulması hesabı gösterilmiştir. Bölüm 5'te de bahsedildiği üzere $d / t_w < 69\epsilon$ olduğu takdirde kesme burkulmasına bakılmasına gerek yoktur.

Tablo F.7 Kirişlerin kesme burkulma hesabı

Kesit Türü	d (mm)	t _w (mm)	d/t _w	69ε	d/t _w <69ε
IPE220	177.6	5.9	30.10	69	√
IPE240	190.4	6.2	30.71	69	√
IPE360	298.6	8.0	37.33	69	√
IPE450	378.8	9.4	40.30	69	√

Tablo F.8 Kirişlerin azaltılmış flanş burkulma hesabı

Kesit Türü	D/t _w	72ε	Kesit Sınıfı	K	A _w	A _{fc}	k.(E/fyf). (A _w /A _{fc}) ^{0.5}	d/t _w < k.(E/fyf). (A _w /A _{fc}) ^{0.5}
IPE220	30.10	72	1	0.3	10.478	13.613	235.23	√
IPE240	30.71	72	1	0.3	11.805	14.037	245.82	√
IPE360	37.33	72	1	0.3	23.888	26.051	256.72	√
IPE450	40.30	72	1	0.3	35.607	34.333	273.03	√

F.2.2 Kolonların Boyutlandırılması**S101 (HEB160) için güçlü eksen doğrultusunda yanal burkulma hesabı;**

HEB160 kesit özellikleri;

$$W_{el,x} : 311.5cm^3, \quad W_{pl,y} : 354.0cm^3, \quad h : 16cm, \quad b : 16cm, \quad t_f : 1.3cm, \quad t_w : 0.8cm,$$

$$F = 54.25cm^2, \quad i_x : 6.78cm, \quad i_y : 4.05cm, \quad I_w = 47940cm^6, \quad I_t = 31.24cm^4,$$

$$I_x = 2492cm^4, \quad I_y = 889.2cm^4$$

Yüklemeye 1.7(G+Q),

Kesit tesirleri;

$$N_{sd} = -580.26kN, \quad M_{y,alt} = -9.53kNm, \quad M_{y,üst} = 19.79kNm$$

k_y=0.8 (Alt uç ankastre, üst uç mafsallı)

$$S_{ky}=k_y.S=0.8.350=280cm$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{280}{4.05} = 69.14$$

$$a_{LT} = \sqrt{\frac{I_w}{I_t}} = \sqrt{\frac{47940}{31.24}} = 39.17cm$$

$$i_{LT} = \sqrt[4]{\frac{I_y \cdot I_w}{W_{pl}^2}} = \sqrt[4]{\frac{889.2 \cdot 47940}{354^2}} = 4.29cm$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-9.53}{19.79} = -0.48 \Rightarrow C_1 = 3.093 \quad (|M_1| < |M_2|)$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{(L / a_{LT})^2}{25.66} \right]^{0.25}} = \frac{350 / 4.29}{3.093^{0.5} \left[1 + \frac{(350 / 39.17)^2}{25.66} \right]^{0.25}} = 32.54$$

$$\varepsilon = 235 / f_y = 235 / 235 = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9 \cdot 1 = 93.9$$

$\beta_w = 1$ I nolu enkesitler için

$\beta_a = 1$ I nolu enkesitler için

$\bar{\lambda}_{LT} = (\lambda_{LT} / \lambda_1) \beta_w^{0.5} = (32.54 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.35 < 0.40$ Yanal burkulma tehlikesi yoktur.

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_1) \beta_a^{0.5} = (69.14 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.74$$

$a_{LT} = 0.21$ (tek parça kesitler için)

HEB 160 için burkulma eğrisi tayini;

$$h / b = 160 / 160 = 1 < 1.2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Yukarıdaki kriterlere göre burkulma eğrisi c eğrisi olarak bulunmuştur.

C eğrisine ait hata katsayısı $\alpha = 0.49$ 'dur.

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.21(0.35 - 0.2) + 0.35^2) = 0.58$$

$$\phi_y = 0.5 \cdot (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.49(0.74 - 0.2) + 0.74^2) = 0.90$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.58 + [0.58^2 - 0.35^2]^{0.5}} = 0.97$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.90 + [0.90^2 - 0.74^2]^{0.5}} = 0.71$$

$$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7(-0.48) = 2.14$$

$$\beta_{M,\psi} = \beta_{M,LT}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 = 0.15 \cdot 0.74 \cdot 2.14 - 0.15 = 0.09 \quad \mu_{LT} \leq 0.90$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.09 \cdot 575.46}{0.71 \cdot 5425.235} = 0.94 \quad k_{LT} \leq 1$$

$$A + B = \frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,x} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$A + B = \frac{580260}{0.71 \cdot 5425.235 / 1} + \frac{0.94 \cdot 19790000}{0.97 \cdot 354000.235 / 1} = 0.881 < 1$$

S101 (HEB160) için zayıf eksen doğrultusunda eğilme hesabı;

HEB160 kesit özellikleri;

$$W_{el,x} : 311.5cm^3, \quad W_{pl,y} : 354.0cm^3, \quad h : 16cm, \quad b : 16cm, \quad t_f : 1.3cm, \quad t_w : 0.8cm,$$

$$F = 54.25cm^2, \quad i_x : 6.78cm, \quad i_y : 4.05cm, \quad I_w = 47940cm^6, \quad I_t = 31.24cm^4,$$

$$I_x = 2492cm^4, \quad I_y = 889.2cm^4$$

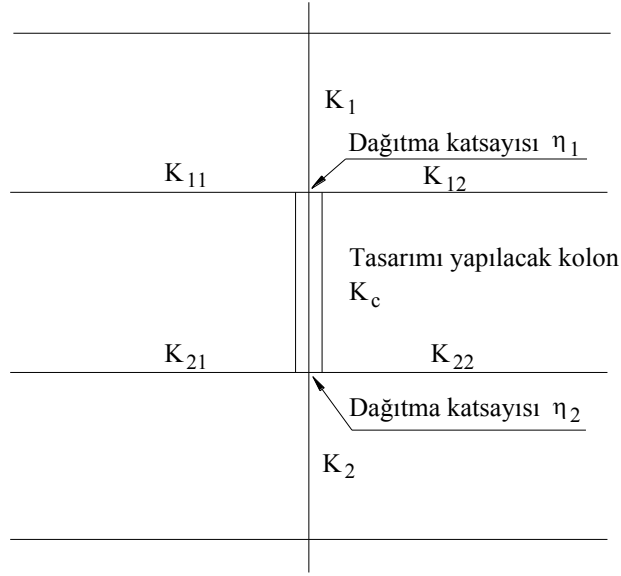
Yüklemeler 1.7(G+Q),

Kesit tesirleri;

$$N_{sd} = -580.26kN, \quad M_{y,alt} = -9.53kNm, \quad M_{y,üst} = 19.79kNm$$

k_x hesabı;

EC3'te Annex E'de burkulma katsayılarının hesabı aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil F.2 Sürekli kolonlar için dağıtma katsayıları

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

K_c ; Kolon rijitlik katsayısı I/L

K_{ij} ; Kiriş rijitlik katsayıları

$$\eta_1 = \frac{2492/350}{2492/350} = 1$$

$$\eta_2 = \frac{2492/350 + 2492/350}{2492/350 + 2492/350 + 5790/650} = 0.62$$

$$k_x = 0.5 + 0.14.(\eta_1 + \eta_2) + 0.055.(\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$k_x = 0.5 + 0.14.(1 + 0.62) + 0.055.(1 + 0.62)^2 = 0.87$$

$k_y=0.8$ (Alt uç ankastre, üst uç mafsallı)

$$S_{kx}=k_x.S=0.87.350=304.5\text{cm}$$

$$S_{ky}=k_y.S=0.8.350=280\text{cm}$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = \frac{304.5}{6.78} = 44.91$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{280}{4.05} = 69.14$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-9.53}{19.79} = -0.48 \Rightarrow C_1 = 3.093 \quad (|M_1| < |M_2|)$$

$$\varepsilon = 235 / f_y = 235 / 235 = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9 \cdot 1 = 93.9$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{I nolu enkesitler için}$$

$$\bar{\lambda}_x = (\lambda_x / \lambda_1) \beta_a^{0.5} = (44.91 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.48$$

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_1) \beta_a^{0.5} = (69.14 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.74$$

HEB 160 için burkulma eğrisi tayini;

$$h/b = 160/160 = 1 < 1.2$$

$$t_f = 13mm < 100mm$$

Yukarıdaki kriterlere göre güçlü eksenindeki burkulma eğrisi b, zayıf eksenindeki burkulma eğrisi c olarak bulunmuştur.

B eğrisine ait hata katsayısı $a = 0.34$ 'dür.

C eğrisine ait hata katsayısı $a = 0.49$ 'dur.

$$\phi_x = 0.5 \cdot (1 + a(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.34(0.48 - 0.2) + 0.48^2) = 0.66$$

$$\phi_y = 0.5 \cdot (1 + a(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.49(0.74 - 0.2) + 0.74^2) = 0.90$$

$$\chi_x = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.66 + [0.66^2 - 0.48^2]^{0.5}} = 0.89$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.90 + [0.90^2 - 0.74^2]^{0.5}} = 0.71$$

$$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7(-0.48) = 2.14$$

$$\mu_x = \bar{\lambda}_x \cdot (2\beta_{Mx} - 4) + \left[\frac{W_{pl,x} - W_{el,x}}{W_{el,x}} \right] = 0.48 \cdot (2.2.14 - 4) + \left[\frac{354 - 311.5}{311.5} \right] = 0.27$$

$$\mu_x \leq 0.90$$

$$k_x = 1 - \frac{\mu_x \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.27 \cdot 575.46}{0.71.5425.235} = 0.86 \quad k_{LT} \leq 1$$

$$A + B = \frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_x \cdot M_{y, sd}}{W_{pl,x} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$A + B = \frac{580260}{0.71.5425.235/1} + \frac{0.86.19790000}{354000.235/1} = 0.854 < 1$$

F.2.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması

Kesit Tesirleri;

N=652.735kN (1.5.(G+Q+E) Kombinasyonu)

UPN 200 kesit özellikleri;

$$I_x : 1910 \text{cm}^4, \quad I_y : 148 \text{cm}^4, \quad h : 20 \text{cm}, \quad b : 7.5 \text{cm}, \quad t_f : 1.15 \text{cm}, \quad t_w : 0.85 \text{cm},$$

$$F = 32.2 \text{cm}^2, \quad i_x : 7.7 \text{cm}, \quad i_y : 2.14 \text{cm}$$

$$I_{eff} = 0.5h_0^2 \cdot A_f + 2\mu \cdot I_f$$

$$\lambda = \frac{l}{i_0}$$

$$i_0 = (0.5 \cdot I_1 / A_f)^{0.5}$$

$$I_1 = 0.511.78^2 \cdot 32.2 + 2.1.1910 = 6054.17 \text{cm}^4$$

$$i_0 = (0.5.6054.17 / 32.2)^{0.5} = 9.70 \text{cm}$$

$$\lambda = \frac{l}{i_0} = \frac{369}{9.70} = 38.04$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \cdot \beta_a^{0.5} = (38.04 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.405$$

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + a \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.34 \cdot (0.405 - 0.2) + 0.405^2) = 0.617$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.617 + [0.617^2 - 0.405^2]^{0.5}} = 0.924$$

$$N_{b.Rd} = \chi \cdot \beta_a \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1} = 0.924 \cdot 1.6440 \cdot 235 / 1.0 = 1398381.6 N = 1398.4 kN$$

$$N_{sd} < N_{b.Rd} \Rightarrow 652.735 kN < 1398.4 kN$$

G. DÜĞÜM NOKTALARI YARI-RİJİT ÜST ve ALT BAŞLIK KORNİYERLİ BİRLEŞİMİN EUROCODE 3'E GÖRE HESABI

G.1 Kirişlerin Önboyutlandırılması

Tablo G.1'de x yönü kirişlerin eğilme dayanımı ve kapasite oranları gösterilmiştir.

K101 (IPE 240) için eğilme dayanımı;

IPE240 kesit özellikleri;

$$W_{pl,x} : 366.6cm^3, h : 24cm, b_f : 12cm, t_f : 0.98cm, t_w : 0.62cm, F = 39.12cm^2$$

Kesit Tesirleri

$$M_{sd} = 83.48kNm, V_{sd} = 68.8kN$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{pl,Rd} = 366600.235 / 1.0 = 86.151kNm$$

Kesme kuvveti değerinin, kesme kuvveti taşıma dayanımının %50'ini aşması durumunda kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapılır. Bunun tahkiki aşağıda gösterilmiştir.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = F - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 39.12 - 2 \cdot 12 \cdot 0.98 + (0.62 + 2 \cdot 1.5) = 19.15cm^2$$

$$V_{pl,Rd} = 1915 \cdot (235 / \sqrt{3}) / 1.0 = 259.80kN$$

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} = 68.80 / 259.80 = 0.265 < 0.50$$

Görüldüğü üzere $V_{sd} / V_{pl,Rd}$ oranı %50'den daha az olduğu için kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

$$M_{sd} / M_{pl,Rd} = 83.48 / 86.151 = 0.969 < 1$$

Kolonların önboyutlaması birleşimlerin rijitlikleri hesaplanıp düğüm noktalarına verildikten sonra bölüm 7.3'deki gibi yapılmıştır. Aşağıda önboyutlama sonucu bulunan kolon kesitleri gösterilmiştir. Kolonların detaylı boyutlandırılması kesin hesap bölümünde gösterilecektir.

Kolonlar;

S1 Kolonu HEB160

S2 Kolonu HEB260

S3 Kolonu HEB260

S4 Kolonu HEB220

olarak bulunmuştur.

G.2 Kesin Hesap

HEB160-IPE240 birleşim detayları;

Birleşim özellikleri;

$$b_a = 160mm, \quad w_1 = 60mm, \quad w_2 = 115mm, \quad w_3 = 45mm, \quad w_b = 75mm, \quad w_c = 90mm, \\ g = 10mm$$

Korniyer özellikleri;

$$L_a = 160mm, \quad l_a = 80mm, \quad t_a = 14mm, \quad r_a = 13mm, \quad f_{ya} = 235N/mm^2, \\ f_{ua} = 360N/mm^2, \quad f_{ufb} = 360N/mm^2$$

Bulon özellikleri;

$$f_{ub} = 800N/mm^2, \quad A_s = 157mm^2 (M16-8.8), \quad \eta = 0.6$$

Kolon özellikleri;

$$A_c = 5425mm^2, \quad b_c = 160mm, \quad h_c = 160mm, \quad t_{fc} = 13mm, \quad t_{wc} = 8mm, \quad r_c = 15mm, \\ s = 15mm, \quad f_{ycw} = 235N/mm^2$$

Kiriş özellikleri;

$$h_b = 240mm, \quad t_{fb} = 9.80mm, \quad W_{pl} = 366600mm^3, \quad f_{yb} = 235N/mm^2$$

Katsayılar;

$$\beta = 1, \quad k_{wc} = 1, \quad k_{fc} = 1, \quad \gamma_{m0} = 1, \quad \gamma_{mb} = 1.25, \quad E = 210000N/mm^2$$

HEB260-IPE240 birleşim detayları;**Birleşim özellikleri;**

$$b_a = 260mm, \quad w_1 = 50mm, \quad w_2 = 90mm, \quad w_3 = 40mm, \quad w_b = 70mm, \quad w_c = 100mm, \\ g = 8mm$$

Korniyer özellikleri;

$$L_a = 130mm, \quad l_a = 65mm, \quad t_a = 12mm, \quad r_a = 13mm, \quad f_{ya} = 235N/mm^2, \\ f_{ua} = 360N/mm^2, \quad f_{ufb} = 360N/mm^2$$

Bulon özellikleri;

$$f_{ub} = 800N/mm^2, \quad A_s = 157mm^2 (M16-8.8), \quad \eta = 0.6$$

Kolon özellikleri;

$$A_c = 11840mm^2, \quad b_c = 260mm, \quad h_c = 260mm, \quad t_{fc} = 17.5mm, \quad t_{wc} = 10mm, \\ r_c = 24mm, \quad s = 24mm, \quad f_{ycw} = 235N/mm^2$$

Kiriş özellikleri;

$$h_b = 240mm, \quad t_{fb} = 9.80mm, \quad W_{pl} = 366600mm^3, \quad f_{yb} = 235N/mm^2$$

Katsayılar;

$$\beta = 1, \quad k_{wc} = 1, \quad k_{fc} = 1, \quad \gamma_{m0} = 1, \quad \gamma_{mb} = 1.25, \quad E = 210000N/mm^2$$

HEB220-IPE240 birleşim detayları;**Birleşim özellikleri;**

$$b_a = 220mm, \quad w_1 = 50mm, \quad w_2 = 90mm, \quad w_3 = 40mm, \quad w_b = 60mm, \quad w_c = 90mm, \\ g = 8mm$$

Korniyer özellikleri;

$$L_a = 130mm, \quad l_a = 65mm, \quad t_a = 12mm, \quad r_a = 13mm, \quad f_{ya} = 235N/mm^2, \\ f_{ua} = 360N/mm^2, \quad f_{ufb} = 360N/mm^2$$

Bulon özellikleri;

$$f_{ub} = 800N/mm^2, \quad A_s = 157mm^2 (M16-8.8), \quad \eta = 0.6$$

Kolon özellikleri;

$$A_c = 9104mm^2, \quad b_c = 220mm, \quad h_c = 220mm, \quad t_{fc} = 16.0mm, \quad t_{wc} = 9.5mm, \\ r_c = 18mm, \quad s = 18mm, \quad f_{ycw} = 235N/mm^2$$

Kiriş özellikleri;

$$h_b = 240mm, \quad t_{fb} = 9.80mm, \quad W_{pl} = 366600mm^3, \quad f_{yb} = 235N/mm^2$$

Katsayılar;

$$\beta = 1, \quad k_{wc} = 1, \quad k_{fc} = 1, \quad \gamma_{m0} = 1, \quad \gamma_{mb} = 1.25, \quad E = 210000N/mm^2$$

Birleşimlerin rijitliklerinin ve moment taşıma güçlerinin hesaplanışına örnek olarak aşağıda HEB160-IPE240 birleşiminin hesap detayları gösterilmiştir.

1) Kesmede Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta} \quad , \quad V_{wc,Rd} = \frac{0.9.A_{vc}.f_{ywc}}{\sqrt{3}.\gamma_{m0}}$$

$$A_{vc} = A_c - 2.b_c.t_{fc} + (t_{wc} + 2.r_c).t_{fc}$$

$$A_{vc} = 5425 - 2.160.13 + (8 + 2.15).13 = 1759mm^2$$

$$V_{wc,Rd} = \frac{0.9.A_{vc}.f_{ywc}}{\sqrt{3}.\gamma_{m0}} = \frac{0.9.1759.235}{\sqrt{3}.1} = 214790.75N$$

$$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta} = \frac{214790.75}{1} = 214790.75N$$

Rijitlik;

$$K_1 = \frac{0.385.A_{vc}}{\beta.h} \quad , \quad h = h_b + w_3 + \frac{t_a}{2} = 240 + 45 + \frac{14}{2} = 292mm$$

$$K_1 = \frac{0.385.A_{vc}}{\beta.h} = \frac{0.385.1759}{1.292} = 2.32mm$$

2) Basınçta Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$\bar{\lambda}_{wc} \leq 0.67 \text{ ise;}$$

$$F_{Rd,2} = k_{wc} \cdot \rho_c \cdot b_{eff,wc,c} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} / \gamma_{m0}$$

$$\bar{\lambda}_{wc} > 0.67 \text{ ise;}$$

$$F_{Rd,2} = k_{wc} \cdot \rho_c \cdot b_{eff,wc,c} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} \cdot \left[\frac{1}{\bar{\lambda}_{wc}} \cdot \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_{wc}} \right) \right] / \gamma_{m0}$$

$$b_{eff,wc,c} = 2.t_a + (2 - \sqrt{2}).r_a + 5.(t_{fc} + s)$$

$$b_{eff,wc,c} = 2.14 + (2 - \sqrt{2}).13 + 5.(13 + 15) = 175.62mm$$

$k_{wc} = 1$, $\beta = 1$ olması sebebiyle $\rho_c = \rho_{c1}$

$$\rho_{c1} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3.(b_{eff,wc,c}.t_{wc} / A_{vc})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3.(175.62.8 / 1759)^2}} = 0.739$$

$$d_c = h_c - 2.(t_{fc} + t_{rc}) = 160 - 2.(13 + 15) = 104mm$$

$$\bar{\lambda}_{wc} = 0.93.\sqrt{\frac{b_{eff,wc,c}.d_c.f_{ywc}}{E.t_{wc}^2}} = 0.93.\sqrt{\frac{175.62.104.235}{210000.8^2}} = 0.53 < 0.67$$

$$F_{Rd,2} = k_{wc}.\rho_c.b_{eff,wc,c}.t_{wc}.f_{ywc} / \gamma_{m0}$$

$$F_{Rd,2} = 1.0.739.175.62.8.235 / 1 = 244104.94N$$

Rijitlik;

$$K_2 = \frac{0.7.b_{eff,wc,c}.t_{wc}}{d_c} = \frac{0.7.175.62.8}{104} = 9.46mm$$

3) Basınçta Kiriş Flanşı;

Dayanım;

$$F_{Rd,3} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_b - t_{fb})}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pby}.f_{yb}}{\gamma_{m0}} = \frac{366600.235}{1} = 86151000N$$

$$F_{Rd,3} = \frac{M_{c,Rd}}{(h_b - t_{fb})} = \frac{86151000}{(240 - 9.8)} = 374244.14N$$

Rijitlik;

$$K_3 = \infty$$

4) Çekmede Bulonlar;

Dayanım;

$$F_{Rd,4} = 2.B_{t,Rd} , B_{t,Rd} = F_{t,Rd}$$

$$B_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 157}{1.25} = 90432N$$

$$F_{Rd,4} = 4 \cdot B_{t,Rd} = 2 \cdot 90432 = 180864N$$

Rijitlik;

$$K_4 = 1.6 \frac{A_s}{L_b}$$

$$L_b = t_{fc} + t_a + 0.5 \cdot (h_{bo} + h_n) = 13 + 14 + 0.5 \cdot (13 + 18) = 42.5mm$$

$$K_4 = 1.6 \frac{A_s}{L_b} = 1.6 \frac{157}{42.5} = 5.91mm$$

5) Çekmede Kolon Gövdesi;

Dayanım;

$$F_{Rd,5} = \rho_t \cdot b_{eff.wc,t} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} / \gamma_{mo}$$

$$b_{eff.wc,t} = \min(2\pi m; 4 \cdot m + 1.25e)$$

$$m = \frac{w_c - t_{wc}}{2} - 0.8 \cdot r_c = \frac{90 - 8}{2} - 0.8 \cdot 15 = 29mm$$

$$e = \frac{b_c - w_c}{2} = \frac{160 - 90}{2} = 35mm$$

$$b_{eff.wc,t} = \min(2 \cdot \pi \cdot 29; 4 \cdot 29 + 1.25 \cdot 35) = 159.75mm$$

$$\beta = 1 \text{ olması sebebiyle } \rho_t = \rho_{t1}$$

$$\rho_t = \sqrt{\frac{1}{1 + 1.3 \cdot (\beta \cdot b_{eff.wc,t} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}} = \sqrt{\frac{1}{1 + 1.3 \cdot (1 \cdot 159.75 \cdot 8 / 1759)^2}} = 0.77$$

$$F_{Rd,5} = \rho_t \cdot b_{eff.wc,t} \cdot t_{wc} \cdot f_{ywc} / \gamma_{mo} = 0.77 \cdot 159.75 \cdot 8 \cdot 235 / 1 = 231280.79N$$

Rijitlik;

$$K_5 = \frac{0.7 \cdot b_{eff.wc,t} \cdot t_{wc}}{d_c} = \frac{0.7 \cdot 159.75 \cdot 8}{104} = 8.60mm$$

6) Çekmede Kolon Flanşı;

Dayanım;

$$F_{Rd,6} = \min(F_{fc,Rd,t1}; F_{fc,Rd,t2})$$

$$F_{fc,Rd,t1} = \frac{(8.n - 2.e_w).I_{eff.fc,t}.m_{pl.fc}}{2.m.n - e_w.(m + n)} k_{fc}$$

$$F_{fc,Rd,t2} = \frac{2.I_{eff.fc,t}.m_{pl.fc}.k_{fc} + 2.B_{t,Rd}.n}{m + n}$$

$$n = \min(e; 1.25m; (b_p - w) / 2) = \min(35; 1.25.29; (160 - 90) / 2) = 35mm$$

$$d_w = 23.16mm$$

$$e_w = d_w / 4 = 23.16 / 4 = 5.79mm$$

$$m_{pl.fc} = 0.25.t_{fc}^2 . f_{yfc} / \gamma_{m0} = 0.25.13^2 . 235 / 1 = 9928.75 Nmm / mm$$

$$I_{eff.fc,t} = b_{eff.fc,t} = 159.75mm$$

$$F_{fc,Rd,t1} = \frac{(8.n - 2.e_w).I_{eff.fc,t}.m_{pl.fc}}{2.m.n - e_w.(m + n)} k_{fc} = \frac{(8.35 - 2.5.79).159.75.9928.75}{2.29.35 - 5.79.(29 + 35)} 1 = 256559.89N$$

$$F_{fc,Rd,t2} = \frac{2.I_{eff.fc,t}.m_{pl.fc}.k_{fc} + 2.B_{t,Rd}.n}{m + n} = \frac{2.159.75.9928.75.1 + 2.90432.32}{(29 + 35)} = 148476.18N$$

$$F_{Rd,6} = \min(F_{fc,Rd,t1}; F_{fc,Rd,t2}) = \min(256559.89; 148476.18) = 148476.18N$$

Rijitlik;

$$K_6 = \frac{0.85.I_{eff.fc,t}.t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0.85.159.75.13^3}{29^3} = 12.23mm$$

7) Çekmede Flanş Kolu;

Dayanım;

$$F_{Rd,7} = \min(F_{e,Rd,1}; F_{e,Rd,2})$$

$$F_{a,Rd,1} = \frac{(8.n_a - 2.e_w).I_{eff.a,t}.m_{pl.a}}{2.m_a.n_a - e_w.(m_a + n_a)}$$

$$F_{a.Rd,2} = \frac{2.I_{eff.a,t}.m_{pl,a} + 2.B_{t.Rd}.n_a}{m_a + n_a}$$

$$e_a = l_a - w_3 = 80 - 45 = 35mm$$

$$m_a = w_3 - 0.5t_a = 45 - 0.5.14 = 38mm$$

$$n_a = \min(e_a; 1.25m_a) = \min(35; 1.25.38) = 35mm$$

$$m_{pl,a} = 0.25.t_a^2 . f_{ya} / \gamma_{m0} = 0.25.14^2 . 235 / 1 = 11515 Nmm / mm$$

$$I_{eff.a,t} = \frac{b_a}{2} = \frac{160}{2} = 80mm$$

$$F_{a.Rd,1} = \frac{(8.n_a - 2.e_w).I_{eff.a,t}.m_{pl,a}}{2.m_a.n_a - e_w.(m_a + n_a)} = \frac{(8.35 - 2.5.79).80.11515}{2.38.35 - 5.79.(38 + 35)} = 110519.46N$$

$$F_{a.Rd,2} = \frac{2.I_{eff.a,t}.m_{pl,a} + 2.B_{t.Rd}.n_a}{m_a + n_a} = \frac{2.80.11515 + 2.90432.35}{38 + 35} = 111953.97N$$

$$F_{Rd,7} = \min(F_{a.Rd,1}; F_{a.Rd,2}) = \min(110519.46; 111953.97) = 110519.46N$$

Rijitlik;

$$K_7 = \frac{0.85.I_{eff.a,t}.t_a^3}{m_a^3} = \frac{0.85.80.14^3}{38^3} = 3.40mm$$

8) Eğilmede Flanş Kolları;

Dayanım;

$$F_{Rd,8} = 10.\alpha_a.f_{ua}.d.t_a / \gamma_{mb}$$

$$\alpha_a = \min(\frac{e_{b1}}{3.d_0}; \frac{p_b}{3.d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{ua}}; 1)$$

$$e_{b1} = L_a - w_2 = 160 - 115 = 45mm$$

$$p_b = w_2 - w_1 = 115 - 60 = 55mm$$

$$\alpha_a = \min(\frac{e_{b1}}{3.d_0}; \frac{p_b}{3.d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{ua}}; 1) = \min(\frac{45}{3.22}; \frac{55}{3.22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1) = 0.58$$

$$F_{Rd,8} = 10.\alpha_a.f_{ua}.d.t_a / \gamma_{mb} = 10.0.58.360.16.14 / 1.25 = 376320N$$

Rijitlik;

$$K_8 = \frac{24.K_b.K_{ta}.f_{ua}.d}{E}$$

$$K_b = \min(0.25\frac{e_{b1}}{d} + 0.5; 0.25\frac{p_b}{d} + 0.375; 1.25)$$

$$K_{ta} = \min(1.5.\frac{t_a}{d_{M16}}; 2.5)$$

$$K_b = \min(0.25\frac{45}{16} + 0.5; 0.25\frac{55}{16} + 0.375; 1.25) = 1.203$$

$$K_{ta} = \min(1.5.\frac{14}{16}; 2.5) = 1.313$$

$$K_8 = \frac{24.K_b.K_{ta}.f_{ua}.d}{E} = \frac{24.1.203.1.313.360.16}{210000} = 1.04mm$$

9) Kesmede Bulonlar (Kiriş flanşında)**Dayanım;**

$$F_{Rd,9} = 4.\mu.f_{ub}.A_s / \gamma_{mb} \quad (\mu = 0.6, 8.8 \text{ derece bulonlar için})$$

$$F_{Rd,9} = 4.\mu.f_{ub}.A_s / \gamma_{mb} = 4.0.6.800.157 / 1.25 = 241152N$$

Rijitlik;

$$K_9 = \frac{16.f_{ub}.d^2}{E.d_{M16}} = \frac{16.800.16^2}{210000.16} = 0.98mm$$

10) Eğilmede Kiriş Flanşları;**Dayanım;**

$$F_{Rd,10} = 10.\alpha_{fb}.f_{ufb}.d.t_{fb} / \gamma_{mb}$$

$$\alpha_{fb} = \min(\frac{e_{b2}}{3.d_0}; \frac{p_b}{3.d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{ufb}}; 1)$$

$$e_{b2} = w_1 - g = 60 - 10 = 50mm$$

$$\alpha_{fb} = \min(\frac{e_{b2}}{3.d_0}; \frac{p_b}{3.d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{ufb}}; 1) = \min(\frac{50}{3.22}; \frac{55}{3.22} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1) = 0.583$$

$$F_{Rd,10} = 10 \cdot \alpha_{fb} \cdot f_{ufb} \cdot d \cdot t_{fb} / \gamma_{mb} = 10 \cdot 0.583 \cdot 360 \cdot 16 \cdot 9.80 / 1.25 = 263424 N$$

Rijitlik;

$$K_{10} = \frac{24 \cdot K_{bfb} \cdot K_{tfb} \cdot f_{ufb} \cdot d}{E}$$

$$K_{bfb} = \min(0.25 \frac{e_{b2}}{d} + 0.5; 0.25 \frac{p_b}{d} + 0.375; 1.25)$$

$$K_{tfb} = \min(1.5 \cdot \frac{t_{fb}}{d_{M16}}; 2.5)$$

$$K_{bfb} = \min(0.25 \frac{50}{16} + 0.5; 0.25 \cdot \frac{55}{16} + 0.375; 1.25) = 1.23$$

$$K_{tfb} = \min(1.5 \cdot \frac{t_{fb}}{d_{M16}}; 2.5) = \min(1.5 \cdot \frac{9.80}{16}; 2.5) = 0.92$$

$$K_{10} = \frac{24 \cdot K_{bfb} \cdot K_{tfb} \cdot f_{ufb} \cdot d}{E} = \frac{24 \cdot 1.23 \cdot 0.92 \cdot 360 \cdot 16}{210000} = 0.747 mm$$

11) Sonuç;

Birleşimin Moment Dayanımı;

$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,j}) = 110519.46 N$$

Plastik moment dayanımı;

$$M_{Rd} = F_{Rd} \cdot h = 110519.46 \cdot 292 = 32271682.32 Nmm = 32.272 kNm$$

Elastik moment dayanımı;

$$M_e = \frac{2}{3} \cdot M_{Rd} = \frac{2}{3} \cdot 32.272 = 21.515 kNm$$

Birleşimin Rijitliği;

$$S_{j,ini} = E \cdot h^2 / \sum_{i=1}^7 1/K_i$$

$$S_{j,ini} = \frac{210000 \cdot 292^2}{\frac{1}{2.32} + \frac{1}{9.46} + \frac{1}{\infty} + \frac{1}{5.91} + \frac{1}{8.60} + \frac{1}{12.23} + \frac{1}{3.40} + \frac{1}{1.04} + \frac{1}{0.98} + \frac{1}{0.75}}$$

$$S_{j,ini} = 3956930041.44 Nm / rad = 3956.93 kNm / rad$$

Deprem Hesabı;

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı düşünülerek her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız statik yerdeğiştirme bileşenleri olarak gözönüne alınmıştır (ABYYHY98). Bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerinin hesabı aşağıda gösterilmiştir.

Dış duvarlar;

Binanın plandaki boyutu 18.19.5 (m.m)'dir.

Bina çevresi $2 \cdot (18 + 19.5) = 75m$ 'dir.

25cm Ytong ağırlığı = 20cm Ytong + 5 cm Sıva

$$= 0.6t/m^3 \cdot 0.2 + 2.2 t/m^3 \cdot 0.05$$

$$= 0.23t/m^2$$

$$\sum \text{Dış duvar Ağırlığı} = 0.23t/m^2 \cdot 75m \cdot (3.5m - 0.4m) = 53.475t$$

Not: Duvar yükseklikleri hesaplanırken ortalama olarak 40 cm kiriş yüksekliği düşülmüştür.

Kirişler;

$$12 \text{ adet IPE240} \dots\dots\dots 12 \cdot 30.7kg/m \cdot 6.5m = 2394.6kg$$

$$6 \text{ adet IPE360} \dots\dots\dots 6 \cdot 57.1kg/m \cdot 6.0m = 2055.6kg$$

$$6 \text{ adet IPE450} \dots\dots\dots 6 \cdot 77.6kg/m \cdot 6.0m = 2793.6kg$$

$$\sum 2394.6 + 2055.6 + 2793.6 = 7243.8kg$$

Kolonlar;

$$4 \text{ adet HEB160} \dots\dots\dots 4 \cdot 42.6kg/m \cdot 3.5m = 596.4kg$$

$$4 \text{ adet HEB220} \dots\dots\dots 4 \cdot 71.5kg/m \cdot 3.5m = 1001kg$$

$$8 \text{ adet HEB260} \dots\dots\dots 8 \cdot 93.0kg/m \cdot 3.5m = 2604kg$$

$$\sum 596.4 + 1001 + 2604 = 4201.4kg$$

Tali kirişler;

27 adet IPE270 27.36.1kg/m.6.5m=6335.55kg

Döşeme;

$$\text{Alan}=18.19.5=351\text{m}^2$$

$$G=0.487\text{t/m}^2.351=170.527\text{t}$$

$$\sum G = 53.475\text{t} + 7.244\text{t} + 4.201\text{t} + 6.3356\text{t} + 170.527\text{t} = 241.783\text{t}$$

$$\sum Q = 351\text{m}^2.0.2\text{t} / \text{m}^2 = 70.2\text{t}$$

$$\sum \text{Kütle} = (G + nQ) / 9.81$$

$$\sum \text{Kütle} = (241.783 + 0.3.70.2) / 9.81 = 26.793\text{tsn}^2 / \text{m}$$

Polar Moment;

$$M = \text{Kütle} \cdot \left(\frac{a^2 + b^2}{12} \right)$$

a; Binanın planda x doğrultusundaki boyutu

b; Binanın planda y doğrultusundaki boyutu

$$M = 26.793 \cdot \left(\frac{19.5^2 + 18^2}{12} \right) = 1572.414\text{tm}$$

Deprem Kuvveti;

Bağımsız statik yerdeğiştirmeler master jointlerde toplanarak sistem analiz edildiğinde periyot $T=0.378\text{sn}$ bulunmuştur. Buna göre Z2 sınıfı için $0.15 < 0.378 < 0.40$ olduğundan $S(T)=2.5$ olarak alınmıştır.

$$V_t = W.A_o.I.S(T) / R$$

$$W=3.(241.783+0.3.70.2)=788.529\text{t}$$

$$V_t = 788.529.0.3.1.2.5 / 4 = 147.849\text{t}$$

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

$$F_1 = 147.849 \cdot \frac{262.843.3.5}{\sum 262.843.3.5 + 262.843.7 + 262.843.10.5} = 24.642t$$

$$F_2 = 147.849 \cdot \frac{262.843.7.0}{\sum 262.843.3.5 + 262.843.7 + 262.843.10.5} = 49.283t$$

$$F_3 = 147.849 \cdot \frac{262.843.10.5}{\sum 262.843.3.5 + 262.843.7 + 262.843.10.5} = 73.925t$$

Yerdeğiştirme Kontrolleri;

1 ve 4 aksları dış kirişler, IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0198m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

1 ve 4 aksları orta kirişler, IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0187m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

2 ve 3 aksları dış kirişler, IPE220 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0160m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

2 ve 3 aksları orta kirişler, IPE240 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.0157m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.50}{300} = 0.0217m$$

A ve D aksları IPE360 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.014m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.00}{300} = 0.020m$$

B ve C aksları IPE450 kirişleri;

$$f_{\max} = 0.010m < f_{\lim} = \frac{l}{300} = \frac{6.00}{300} = 0.020m$$

G.2.1 Kirişlerin Boyutlandırılması

Tablo G.5’de x yönü kirişlerin eğilme dayanımları gösterilmiştir. Tablo G.6’da kirişlerin kesme burkulma hesabı gösterilmiştir. Tablo G.7’de ise kirişlerin azaltılmış flanş burkulma hesabı gösterilmiştir.

Y yönü kirişlerin eğilme dayanımı;

A ve D aksları kirişlerin (IPE360) eğilme dayanımı;

IPE360 kesit özellikleri;

$$W_{pl,x} : 1019 \text{cm}^3, \quad h : 36 \text{cm}, \quad b_f : 17.0 \text{cm}, \quad t_f : 1.27 \text{cm}, \quad t_w : 0.80 \text{cm}, \quad F = 72.73 \text{cm}^2$$

Kesit Tesirleri

$$M_{sd} = 233.04 \text{kNm}, \quad V_{sd} = 126.325 \text{kN}$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{pl,Rd} = 1019000.235 / 1.0 = 239.465 \text{kNm}$$

Kesme kuvveti değerinin, kesme kuvveti taşıma dayanımının %50'ini aşması durumunda kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapılır. Bunun tahkiki aşağıda gösterilmiştir.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = F - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 72.73 - 2 \cdot 17.0 \cdot 1.27 + (0.80 + 2 \cdot 1.8) \cdot 1.27 = 35.138 \text{cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 3513.8 \cdot (235 / \sqrt{3}) / 1.0 = 476.743 \text{kN}$$

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} = 126.325 / 476.743 = 0.265 < 0.50$$

Görüldüğü üzere $V_{sd} / V_{pl,Rd}$ oranı %50'den daha az olduğu için kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

$$M_{sd} / M_{pl,Rd} = 233.04 / 239.465 = 0.973 < 1$$

B ve C aksları kirişlerin (IPE450) eğilme dayanımı;

IPE450 kesit özellikleri;

$$W_{pl,x} : 1702 \text{cm}^3, \quad h : 45 \text{cm}, \quad b_f : 19.0 \text{cm}, \quad t_f : 1.46 \text{cm}, \quad t_w : 0.94 \text{cm}, \quad F = 98.82 \text{cm}^2$$

Kesit Tesirleri

$$M_{sd} = 354.251kNm, V_{sd} = 178.095kN$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{pl,Rd} = 1702000.235 / 1.0 = 399.97kNm$$

Kesme kuvveti değerinin, kesme kuvveti taşıma dayanımının %50'ini aşması durumunda kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapılır. Bunun tahkiki aşağıda gösterilmiştir.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = F - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 98.82 - 2 \cdot 19.0 \cdot 1.46 + (0.94 + 2 \cdot 2.1) \cdot 1.46 = 50.844cm^2$$

$$V_{pl,Rd} = 5084.4 \cdot (235 / \sqrt{3}) / 1.0 = 689.843kN$$

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} = 178.095 / 689.843 = 0.258 < 0.50$$

Görüldüğü üzere $V_{sd} / V_{pl,Rd}$ oranı %50'den daha az olduğu için kesit plastik mukavemet moment değerinde bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

$$M_{sd} / M_{pl,Rd} = 354.251 / 399.97 = 0.886 < 1$$

Tablo G.6'da kirişlerin kesme burkulması hesabı gösterilmiştir. Bölüm 5'te de bahsedildiği üzere $d / t_w < 69\epsilon$ olduğu takdirde kesme burkulmasına bakılmasına gerek yoktur.

Tablo G.6 Kirişlerin kesme burkulması hesabı

Kesit Türü	d (mm)	t _w (mm)	d/t _w	69ε	d/t _w <69ε
IPE240	190.4	6.2	30.71	69	√
IPE360	298.6	8.0	37.33	69	√
IPE450	378.8	9.4	40.30	69	√

Tablo G.7 Kirişlerin azaltılmış flanş burkulma hesabı

Kesit Türü	D/t _w	72ε	Kesit Sınıfı	K	A _w	A _{fc}	k.(E/fyf). (A _w /A _{fc}) ^{0.5}	d/t _w < k.(E/fyf). (A _w /A _{fc}) ^{0.5}
IPE240	30.71	72	1	0.3	11.805	14.037	245.82	√
IPE360	37.33	72	1	0.3	23.888	26.051	256.72	√
IPE450	40.30	72	1	0.3	35.607	34.333	273.03	√

G.2.2 Kolonların Boyutlandırılması**S101 (HEB160) için güçlü eksen doğrultusunda yanal burkulma hesabı;**

HEB160 kesit özellikleri;

$$W_{el,x} : 311.5cm^3, \quad W_{pl,y} : 354.0cm^3, \quad h : 16cm, \quad b : 16cm, \quad t_f : 1.3cm, \quad t_w : 0.8cm,$$

$$F = 54.25cm^2, \quad i_x : 6.78cm, \quad i_y : 4.05cm, \quad I_w = 47940cm^6, \quad I_t = 31.24cm^4,$$

$$I_x = 2492cm^4, \quad I_y = 889.2cm^4$$

Yükleme 1.7(G+Q),

Kesit tesirleri;

$$N_{sd} = -593.19kN, \quad M_{y,alt} = -6.42kNm, \quad M_{y,üst} = 13.34kNm$$

 $k_y=0.8$ (Alt uç ankastre, üst uç mafsallı)

$$S_{ky}=k_y.S=0.8.350=280cm$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{280}{4.05} = 69.14$$

$$a_{LT} = \sqrt{\frac{I_w}{I_t}} = \sqrt{\frac{47940}{31.24}} = 39.17cm$$

$$i_{LT} = \sqrt[4]{\frac{I_y \cdot I_w}{W_{pl}^2}} = \sqrt[4]{\frac{889.2 \cdot 47940}{354^2}} = 4.29cm$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-6.42}{13.34} = -0.48 \Rightarrow C_1 = 3.093 \quad (|M_1| < |M_2|)$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_{LT}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{(L / a_{LT})^2}{25.66} \right]^{0.25}} = \frac{350 / 4.29}{3.093^{0.5} \left[1 + \frac{(350 / 39.17)^2}{25.66} \right]^{0.25}} = 32.54$$

$$\varepsilon = 235 / f_y = 235 / 235 = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 \cdot 1 = 93.9$$

$$\beta_w = 1 \quad \text{I nolu enkesitler için}$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{I nolu enkesitler için}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = (\lambda_{LT} / \lambda_1) \beta_w^{0.5} = (32.54 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.35 < 0.40 \quad \text{Yanal burkulma tehlikesi yoktur.}$$

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_1) \beta_a^{0.5} = (69.14 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.74$$

$$a_{LT} = 0.21 \quad (\text{tek parça kesitler için})$$

HEB 160 için burkulma eğrisi tayini;

$$h / b = 160 / 160 = 1 < 1.2$$

$$t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Yukarıdaki kriterlere göre burkulma eğrisi c eğrisi olarak bulunmuştur.

C eğrisine ait hata katsayısı $\alpha = 0.49$ 'dur.

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.21(0.35 - 0.2) + 0.35^2) = 0.58$$

$$\phi_y = 0.5 \cdot (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.49(0.74 - 0.2) + 0.74^2) = 0.90$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.58 + [0.58^2 - 0.35^2]^{0.5}} = 0.97$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.90 + [0.90^2 - 0.74^2]^{0.5}} = 0.71$$

$$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7(-0.48) = 2.14$$

$$\beta_{M,\psi} = \beta_{M,LT}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 = 0.15 \cdot 0.74 \cdot 2.14 - 0.15 = 0.09 \quad \mu_{LT} \leq 0.90$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.09 \cdot 593.19}{0.71 \cdot 5425 \cdot 235} = 0.94 \quad k_{LT} \leq 1$$

$$A + B = \frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl, x} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$A + B = \frac{593190}{0.71 \cdot 5425 \cdot 235 / 1} + \frac{0.94 \cdot 13340000}{0.97 \cdot 354000 \cdot 235 / 1} = 0.819 < 1$$

S101 (HEB160) için zayıf eksen doğrultusunda eğilme hesabı;

HEB160 kesit özellikleri;

$$W_{el, x} : 311.5 \text{ cm}^3, \quad W_{pl, y} : 354.0 \text{ cm}^3, \quad h : 16 \text{ cm}, \quad b : 16 \text{ cm}, \quad t_f : 1.3 \text{ cm}, \quad t_w : 0.8 \text{ cm},$$

$$F = 54.25 \text{ cm}^2, \quad i_x : 6.78 \text{ cm}, \quad i_y : 4.05 \text{ cm}, \quad I_w = 47940 \text{ cm}^6, \quad I_t = 31.24 \text{ cm}^4,$$

$$I_x = 2492 \text{ cm}^4, \quad I_y = 889.2 \text{ cm}^4$$

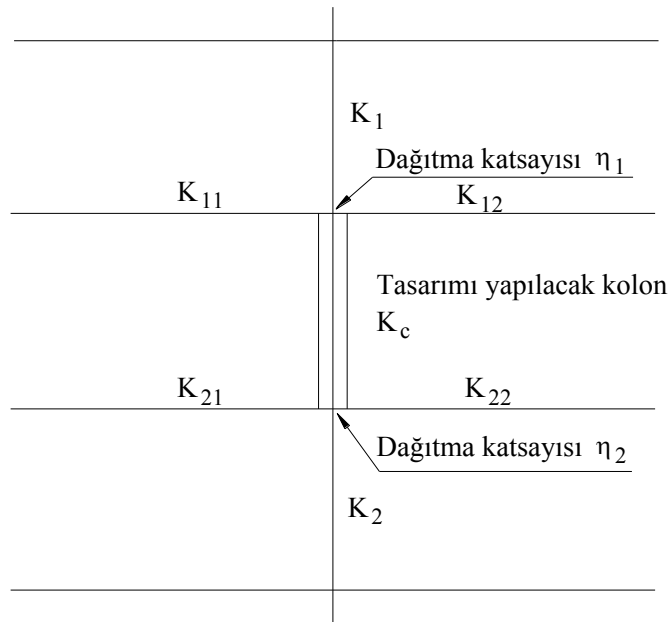
Yükleme 1.7(G+Q),

Kesit tesirleri;

$$N_{sd} = -593.19 \text{ kN}, \quad M_{y, alt} = -6.42 \text{ kNm}, \quad M_{y, üst} = 13.34 \text{ kNm}$$

k_x hesabı;

EC3'te Annex E'de burkulma katsayılarının hesabı aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil G.1 Sürekli kolonlar için dağıtma katsayıları

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

K_c ; Kolon rijitlik katsayısı I/L

K_{ij} ; Kiriş rijitlik katsayıları

$$\eta_1 = \frac{2492/350}{2492/350} = 1$$

$$\eta_2 = \frac{2492/350 + 2492/350}{2492/350 + 2492/350 + 5790/650} = 0.62$$

$$k_x = 0.5 + 0.14.(\eta_1 + \eta_2) + 0.055.(\eta_1 + \eta_2)^2$$

$$k_x = 0.5 + 0.14.(1 + 0.62) + 0.055.(1 + 0.62)^2 = 0.87$$

$k_y=0.8$ (Alt uç ankastre, üst uç mafsallı)

$$S_{kx}=k_x.S=0.87.350=304.5\text{cm}$$

$$S_{ky}=k_y.S=0.8.350=280\text{cm}$$

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} = \frac{304.5}{6.78} = 44.91$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} = \frac{280}{4.05} = 69.14$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{-6.42}{13.34} = -0.48 \Rightarrow C_1 = 3.093 \quad (|M_1| < |M_2|)$$

$$\varepsilon = 235 / f_y = 235 / 235 = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9.1 = 93.9$$

$\beta_a = 1$ I nolu enkesitler için

$$\bar{\lambda}_x = (\lambda_x / \lambda_1) \beta_a^{0.5} = (44.91 / 93.9).1^{0.5} = 0.48$$

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_1) \beta_a^{0.5} = (69.14 / 93.9).1^{0.5} = 0.74$$

HEB 160 için burkulma eğrisi tayini;

$$h/b = 160/160 = 1 < 1.2$$

$$t_f = 13\text{mm} < 100\text{mm}$$

Yukarıdaki kriterlere göre güçlü eksenindeki burkulma eğrisi b, zayıf eksenindeki burkulma eğrisi c olarak bulunmuştur.

B eğrisine ait hata katsayısı $a = 0.34$ 'dür.

C eğrisine ait hata katsayısı $a = 0.49$ 'dur.

$$\phi_x = 0.5.(1 + a(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5.(1 + 0.34(0.48 - 0.2) + 0.48^2) = 0.66$$

$$\phi_y = 0.5.(1 + a(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5.(1 + 0.49(0.74 - 0.2) + 0.74^2) = 0.90$$

$$\chi_x = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.66 + [0.66^2 - 0.48^2]^{0.5}} = 0.89$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.90 + [0.90^2 - 0.74^2]^{0.5}} = 0.71$$

$$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7(-0.48) = 2.14$$

$$\mu_x = \bar{\lambda}_x.(2\beta_{Mx} - 4) + \left[\frac{W_{pl,x} - W_{el,x}}{W_{el,x}} \right] = 0.48.(2.2.14 - 4) + \left[\frac{354 - 311.5}{311.5} \right] = 0.27$$

$$\mu_x \leq 0.90$$

$$k_x = 1 - \frac{\mu_x \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.27 \cdot 593.19}{0.71 \cdot 5425.235} = 0.86 \quad k_x \leq 1$$

$$A + B = \frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_x \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,x} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

$$A + B = \frac{593190}{0.71 \cdot 5425.235 / 1} + \frac{0.86 \cdot 13340000}{354000.235 / 1} = 0.801 < 1$$

G.2.3 Çelik Çapraz Kesitlerin Boyutlandırılması

Kesit Tesirleri;

$$N = 712.069\text{kN} \quad (1.5.(G+Q+E) \text{ Kombinasyonu})$$

UPN 200 kesit özellikleri;

$$I_x : 1910 \text{ cm}^4, \quad I_y : 148 \text{ cm}^4, \quad h : 20 \text{ cm}, \quad b : 7.5 \text{ cm}, \quad t_f : 1.15 \text{ cm}, \quad t_w : 0.85 \text{ cm},$$

$$F = 32.2 \text{ cm}^2, \quad i_x : 7.7 \text{ cm}, \quad i_y : 2.14 \text{ cm}$$

$$I_{eff} = 0.5 h_0^2 \cdot A_f + 2 \mu \cdot I_f$$

$$\lambda = \frac{l}{i_0}$$

$$i_0 = (0.5 \cdot I_1 / A_f)^{0.5}$$

$$I_1 = 0.5 \cdot 11.78^2 \cdot 32.2 + 2 \cdot 1 \cdot 1910 = 6054.17 \text{ cm}^4$$

$$i_0 = (0.5 \cdot 6054.17 / 32.2)^{0.5} = 9.70 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l}{i_0} = \frac{369}{9.70} = 38.04$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \cdot \beta_a^{0.5} = (38.04 / 93.9) \cdot 1^{0.5} = 0.405$$

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + a \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \cdot (1 + 0.34 \cdot (0.405 - 0.2) + 0.405^2) = 0.617$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.617 + [0.617^2 - 0.405^2]^{0.5}} = 0.924$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_a \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1} = 0.924 \cdot 1.6440 \cdot 235 / 1.0 = 1398381.6 \text{ N} = 1398.4 \text{ kN}$$

$$N_{sd} < N_{b,Rd} \Rightarrow 712.069 \text{ kN} < 1398.4 \text{ kN}$$

ÖZGEÇMİŞ

Doğum Tarihi	: 1978	
Doğum Yeri	: Ankara	
Lise	: 1993-1996	Trabzon Yomra Fen Lisesi
Lisans	: 1996-2000	İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	: 2000-2003	İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Yapı Analizi ve Boyutlandırma Bölümü

Tablo E.1 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı

Kiriş Adı	Yükleme	Kesit Türü	V_{sd} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{sd}/$ $V_{pl,Rd}$	M_{sd} (kNm)	$M_{c,Rd}$ (kNm)	$M_{sd}/$ $M_{c,Rd}$
K101	1.5(G+Q+E)	IPE270	75,24	300,44	0,25	91,08	113,74	0,80
K201	1.5(G+Q+E)	IPE270	74,04	300,44	0,25	89,48	113,74	0,79
K301	1.7(G+Q)	IPE270	77,58	300,44	0,26	90,89	113,74	0,80
K102	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	75,42	86,15	0,88
K202	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	74,92	86,15	0,87
K302	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	76,30	86,15	0,89
K103	1.5(G+Q-E)	IPE270	75,24	300,44	0,25	91,08	113,74	0,80
K203	1.5(G+Q-E)	IPE270	74,04	300,44	0,25	89,48	113,74	0,79
K303	1.7(G+Q)	IPE270	77,58	300,44	0,26	90,89	113,74	0,80
K104	1.5(G+Q+E)	IPE240	58,04	259,80	0,22	64,14	86,15	0,74
K204	1.7(G+Q)	IPE240	58,19	259,80	0,22	64,64	86,15	0,75
K304	1.7(G+Q)	IPE240	58,29	259,80	0,22	62,32	86,15	0,72
K105	1.5(G+Q+E)	IPE240	57,74	259,80	0,22	63,31	86,15	0,73
K205	1.5(G+Q+E)	IPE240	57,74	259,80	0,22	62,48	86,15	0,73
K305	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	62,58	86,15	0,73
K106	1.5(G+Q-E)	IPE240	58,04	259,80	0,22	64,14	86,15	0,74
K206	1.7(G+Q)	IPE240	58,19	259,80	0,22	64,64	86,15	0,75
K306	1.7(G+Q)	IPE240	58,29	259,80	0,22	62,32	86,15	0,72
K107	1.5(G+Q+E)	IPE240	58,04	259,80	0,22	64,59	86,15	0,75
K207	1.5(G+Q-E)	IPE240	58,19	259,80	0,22	65,17	86,15	0,76
K307	1.7(G+Q)	IPE240	58,29	259,80	0,22	62,32	86,15	0,72
K108	1.5(G+Q+E)	IPE240	57,74	259,80	0,22	63,54	86,15	0,74
K208	1.5(G+Q+E)	IPE240	57,74	259,80	0,22	62,69	86,15	0,73
K308	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	62,58	86,15	0,73
K109	1.5(G+Q-E)	IPE240	58,04	259,80	0,22	64,59	86,15	0,75
K209	1.5(G+Q+E)	IPE240	58,19	259,80	0,22	65,17	86,15	0,76
K309	1.7(G+Q)	IPE240	58,29	259,80	0,22	62,32	86,15	0,72
K110	1.5(G+Q+E)	IPE270	75,24	300,44	0,25	92,51	113,74	0,81
K210	1.5(G+Q+E)	IPE270	74,04	300,44	0,25	90,91	113,74	0,80
K310	1.5(G+Q+E)	IPE270	77,58	300,44	0,26	91,80	113,74	0,81
K111	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	75,42	86,15	0,88
K211	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	74,92	86,15	0,87
K311	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	76,30	86,15	0,89
K112	1.5(G+Q-E)	IPE270	75,24	300,44	0,25	92,51	113,74	0,81
K212	1.5(G+Q-E)	IPE270	74,04	300,44	0,25	90,91	113,74	0,80
K312	1.5(G+Q-E)	IPE270	77,58	300,44	0,26	91,80	113,74	0,81

	Enkesit Alanı (cm ²)	Wpl (cm ³)	h	b	tw	tf	r
IPE200	28,48	220,60	200	100	5,6	8,5	12
IPE220	33,37	265,40	220	110	5,9	9,2	12
IPE240	39,12	366,60	240	120	6,2	9,8	15
IPE270	45,95	484,00	270	135	6,6	10,2	15
IPE300	53,81	628,40	300	150	7,1	10,7	15
IPE330	62,61	804,30	330	160	7,5	11,5	18
IPE360	72,73	1019,00	360	170	8	12,7	18
IPE400	84,46	1307,00	400	180	8,6	13,5	21
IPE450	98,82	1702,00	450	190	9,4	14,6	21
IPE500	115,5	2194,00	500	200	10,2	16	21

Tablo E.2 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı

Kiriş Adı	Yükleme	Kesit Türü	V_{sd} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{sd}/$ $V_{pl,Rd}$	M_{sd} (kNm)	$M_{c,Rd}$ (kNm)	$M_{sd}/$ $M_{c,Rd}$
K101	1.5(G+Q+E)	IPE270	75,24	300,44	0,25	91,28	113,74	0,80
K201	1.5(G+Q+E)	IPE270	74,04	300,44	0,25	89,18	113,74	0,78
K301	1.7(G+Q)	IPE270	77,58	300,44	0,26	91,84	113,74	0,81
K102	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	75,32	86,15	0,87
K202	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	74,90	86,15	0,87
K302	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	76,06	86,15	0,88
K103	1.5(G+Q-E)	IPE270	75,24	300,44	0,25	91,28	113,74	0,80
K203	1.5(G+Q-E)	IPE270	74,04	300,44	0,25	89,18	113,74	0,78
K303	1.7(G+Q)	IPE270	77,58	300,44	0,26	91,84	113,74	0,81
K104	1.5(G+Q+E)	IPE240	58,04	259,80	0,22	64,81	86,15	0,75
K204	1.7(G+Q)	IPE240	58,19	259,80	0,22	62,83	86,15	0,73
K304	1.7(G+Q)	IPE240	58,29	259,80	0,22	63,08	86,15	0,73
K105	1.5(G+Q+E)	IPE240	57,74	259,80	0,22	63,94	86,15	0,74
K205	1.5(G+Q+E)	IPE240	57,74	259,80	0,22	62,75	86,15	0,73
K305	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	62,66	86,15	0,73
K106	1.5(G+Q-E)	IPE240	58,04	259,80	0,22	64,81	86,15	0,75
K206	1.7(G+Q)	IPE240	58,19	259,80	0,22	62,83	86,15	0,73
K306	1.7(G+Q)	IPE240	58,29	259,80	0,22	63,08	86,15	0,73
K107	1.5(G+Q+E)	IPE240	58,04	259,80	0,22	65,28	86,15	0,76
K207	1.5(G+Q-E)	IPE240	58,19	259,80	0,22	64,28	86,15	0,75
K307	1.7(G+Q)	IPE240	58,29	259,80	0,22	63,08	86,15	0,73
K108	1.5(G+Q+E)	IPE240	57,74	259,80	0,22	64,21	86,15	0,75
K208	1.5(G+Q+E)	IPE240	57,74	259,80	0,22	62,98	86,15	0,73
K308	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	62,66	86,15	0,73
K109	1.5(G+Q-E)	IPE240	58,04	259,80	0,22	65,28	86,15	0,76
K209	1.5(G+Q+E)	IPE240	58,19	259,80	0,22	64,28	86,15	0,75
K309	1.7(G+Q)	IPE240	58,29	259,80	0,22	63,08	86,15	0,73
K110	1.5(G+Q+E)	IPE270	75,24	300,44	0,25	92,72	113,74	0,82
K210	1.5(G+Q+E)	IPE270	74,04	300,44	0,25	90,59	113,74	0,80
K310	1.5(G+Q+E)	IPE270	77,58	300,44	0,26	92,16	113,74	0,81
K111	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	75,32	86,15	0,87
K211	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	74,90	86,15	0,87
K311	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	76,06	86,15	0,88
K112	1.5(G+Q-E)	IPE270	75,24	300,44	0,25	92,72	113,74	0,82
K212	1.5(G+Q-E)	IPE270	74,04	300,44	0,25	90,59	113,74	0,80
K312	1.5(G+Q-E)	IPE270	77,58	300,44	0,26	92,16	113,74	0,81

Tablo F.1 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı

Kiriş Adı	Yükleme	Kesit Türü	V_{sd} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{sd}/$ $V_{pl,Rd}$	M_{sd} (kNm)	$M_{c,Rd}$ (kNm)	$M_{sd}/$ $M_{c,Rd}$
K101	1.5(G+Q+E)	IPE240	68,80	259,80	0,26	78,37	86,15	0,91
K201	1.5(G+Q+E)	IPE240	67,88	259,80	0,26	76,71	86,15	0,89
K301	1.7(G+Q)	IPE240	76,30	259,80	0,29	79,41	86,15	0,92
K102	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	69,28	86,15	0,80
K202	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	69,04	86,15	0,80
K302	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	69,72	86,15	0,81
K103	1.5(G+Q-E)	IPE240	68,80	259,80	0,26	78,37	86,15	0,91
K203	1.5(G+Q-E)	IPE240	67,88	259,80	0,26	76,71	86,15	0,89
K303	1.7(G+Q)	IPE240	76,30	259,80	0,29	79,41	86,15	0,92
K104	1.5(G+Q+E)	IPE220	53,25	215,47	0,25	56,37	62,37	0,90
K204	1.7(G+Q)	IPE220	58,22	215,47	0,27	57,06	62,37	0,91
K304	1.7(G+Q)	IPE220	58,01	215,47	0,27	55,12	62,37	0,88
K105	1.5(G+Q+E)	IPE220	53,07	215,47	0,25	55,91	62,37	0,90
K205	1.5(G+Q+E)	IPE220	57,74	215,47	0,27	55,43	62,37	0,89
K305	1.7(G+Q)	IPE220	57,74	215,47	0,27	55,52	62,37	0,89
K106	1.5(G+Q-E)	IPE220	53,25	215,47	0,25	56,37	62,37	0,90
K206	1.7(G+Q)	IPE220	58,22	215,47	0,27	57,06	62,37	0,91
K306	1.7(G+Q)	IPE220	58,01	215,47	0,27	55,12	62,37	0,88
K107	1.5(G+Q+E)	IPE220	53,37	215,47	0,25	56,75	62,37	0,91
K207	1.5(G+Q-E)	IPE220	53,43	215,47	0,25	57,23	62,37	0,92
K307	1.7(G+Q)	IPE220	58,01	215,47	0,27	55,12	62,37	0,88
K108	1.5(G+Q+E)	IPE220	53,14	215,47	0,25	56,12	62,37	0,90
K208	1.5(G+Q+E)	IPE220	57,74	215,47	0,27	55,43	62,37	0,89
K308	1.7(G+Q)	IPE220	57,74	215,47	0,27	55,52	62,37	0,89
K109	1.5(G+Q-E)	IPE220	53,37	215,47	0,25	56,75	62,37	0,91
K209	1.5(G+Q+E)	IPE220	53,43	215,47	0,25	57,23	62,37	0,92
K309	1.7(G+Q)	IPE220	58,01	215,47	0,27	55,12	62,37	0,88
K110	1.5(G+Q+E)	IPE240	69,11	259,80	0,27	79,49	86,15	0,92
K210	1.5(G+Q+E)	IPE240	68,19	259,80	0,26	77,78	86,15	0,90
K310	1.5(G+Q+E)	IPE240	76,30	259,80	0,29	79,41	86,15	0,92
K111	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	69,28	86,15	0,80
K211	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	69,04	86,15	0,80
K311	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	69,72	86,15	0,81
K112	1.5(G+Q-E)	IPE240	69,11	259,80	0,27	79,49	86,15	0,92
K212	1.5(G+Q-E)	IPE240	68,19	259,80	0,26	77,78	86,15	0,90
K312	1.5(G+Q-E)	IPE240	76,30	259,80	0,29	79,41	86,15	0,92

	Enkesit Alanı (cm ²)	Wpl (cm ³)	h	b	tw	tf	r
IPE200	28,48	220,60	200	100	5,6	8,5	12
IPE220	33,37	265,40	220	110	5,9	9,2	12
IPE240	39,12	366,60	240	120	6,2	9,8	15
IPE270	45,95	484,00	270	135	6,6	10,2	15
IPE300	53,81	628,40	300	150	7,1	10,7	15
IPE330	62,61	804,30	330	160	7,5	11,5	18
IPE360	72,73	1019,00	360	170	8	12,7	18
IPE400	84,46	1307,00	400	180	8,6	13,5	21
IPE450	98,82	1702,00	450	190	9,4	14,6	21
IPE500	115,5	2194,00	500	200	10,2	16	21

Tablo F.2 HEB160-IPE240 Birleşimi

1	Kesmede Kolon gövdesi	A_{vc} (mm ²)	$V_{wc,Rd}$ (N)	h (mm)
		1759,00	214790,75	230,20
2	Basınçta Kolon gövdesi			
		$b_{eff,wc,c}$ (mm)	ρc	d_c (mm)
		181,87	0,73	104
3	Basınçta kiriş flanşı			
		$M_{c,Rd}$ (Nmm)	$F_{Rd,3}$ (N)	K (mm)
		86151000,00	374244,14	∞
4	Çekmede bulonlar			
		$F_{t,Rd}$ (N)	$B_{t,Rd}$ (N)	L_b (mm)
		90432,00	90432,00	40,5
5	Çekmede kolon gövdesi			
		m (mm)	e (mm)	$b_{eff,wc,c}$ (mm)
		29,00	35,00	249,75
6	Çekmede kolon flanşı			
		n (mm)	d_w (mm)	e_w (mm)
		32,00	23,16	5,79
7	Çekmede alın levhası			
		m_p (mm)	e_p (mm)	n_p (mm)
		34,34	35,00	35
8	Sonuç			
		F_{Rd} (N)	M_{Rd} (Nmm)	M_e (Nmm)
		214790,75	49444831,71	32963221,14
9	Guseli birleşim			
		K (Nmm)	$K/2$ (Nmm)	M_{Rd}^* (Nmm)
		20213040943,89	10106520471,95	60141411,29

$F_{Rd,1}$ (N)	K (mm)				
214790,75	2,94				
$\bar{\lambda}_{wc}$	$F_{Rd,2}$ (N)	K (mm)			
0,53	248745,02	9,79			
$F_{Rd,4}$ (N)	K (mm)				
361728	12,40				
ρ_t	$F_{Rd,5}$ (N)	K (mm)			
0,61	286957,36	13,45			
$m_{pl.fc}$ (Nmm/mm)	$l_{eff,wc,t}$ (mm)	$F_{fc,Rd,t1}$ (N)	$F_{fc,Rd,t1}$ (N)	$F_{Rd,6}$ (N)	K (mm)
9928,75	249,75	403304,19	271060,7643	271060,76	19,12
$m_{pl,p}$ (Nmm/mm)	$l_{eff,p,t}$ (Nmm/mm)	$F_{ep,Rd,1}$ (N)	$F_{ep,Rd,2}$ (N)	$F_{Rd,7}$ (N)	K (mm)
13218,75	154,00	272865,35	241290,683	241290,68	10,91
K (Nmm)	K/2 (Nmm)				
15018246745,41	7509123372,71				

Tablo F.3 HEB260-IPE240 Birleşimi

1	Kesmede Kolon gövdesi	A_{vc} (mm ²)	$V_{wc,Rd}$ (N)	h (mm)
		3755,00	458521,48	230,20
2	Basınçta Kolon gövdesi			
		$b_{eff,wc,c}$ (mm)	ρ_c	d_c (mm)
		254,37	0,79	177
3	Basınçta kiriş flanşı			
		$M_{c,Rd}$ (Nmm)	$F_{Rd,3}$ (N)	K (mm)
		86151000,00	374244,14	∞
4	Çekmede bulonlar			
		$F_{t,Rd}$ (N)	$B_{t,Rd}$ (N)	L_b (mm)
		90432,00	90432,00	50
5	Çekmede kolon gövdesi			
		m (mm)	e (mm)	$b_{eff,wc,c}$ (mm)
		25,80	80,00	293,2
6	Çekmede kolon flanşı			
		n (mm)	d_w (mm)	e_w (mm)
		25,00	23,16	5,79
7	Çekmede alın levhası			
		m_p (mm)	e_p (mm)	n_p (mm)
		34,34	35,00	35
8	Sonuç			
		F_{Rd} (N)	M_{Rd} (Nmm)	M_e (Nmm)
		284245,54	65433323,61	43622215,74
9	Guseli birleşim			
		K (Nmm)	$K/2$ (Nmm)	M_{Rd}^* (Nmm)
		34662829775,94	17331414887,97	85273662,39

$F_{Rd,1}$ (N)	K (mm)				
458521,48	6,28				
$\bar{\lambda}_{wc}$	$F_{Rd,2}$ (N)	K (mm)			
0,66	473088,14	10,06			
$F_{Rd,4}$ (N)	K (mm)				
361728	10,05				
ρ_t	$F_{Rd,5}$ (N)	K (mm)			
0,75	514624,81	11,60			
$m_{pl,fc}$ (Nmm/mm)	$l_{eff,wc,t}$ (mm)	$F_{fc,Rd,t1}$ (N)	$F_{fc,Rd,t1}$ (N)	$F_{Rd,6}$ (N)	K (mm)
17992,19	293,20	998097,93	385705,0935	385705,09	77,77
$m_{pl,p}$ (Nmm/mm)	$l_{eff,p,t}$ (Nmm/mm)	$F_{ep,Rd,1}$ (N)	$F_{ep,Rd,2}$ (N)	$F_{Rd,7}$ (N)	K (mm)
23500,00	150,00	472494,11	284245,5413	284245,54	25,18
K (Nmm)	K/2 (Nmm)				
22392322405,69	11196161202,85				

Tablo F.4 HEB260-IPE220 Birleşimi

1	Kesmede Kolon gövdesi	A_{vc} (mm ²)	$V_{wc,Rd}$ (N)	h (mm)
		3755,00	458521,48	210,80
2	Basınçta Kolon gövdesi			
		$b_{eff.wc,c}$ (mm)	ρ_c	d_c (mm)
		248,77	0,80	177
3	Basınçta kiriş flanşı			
		$M_{c,Rd}$ (Nmm)	$F_{Rd,3}$ (N)	K (mm)
		62369000,00	295868,12	∞
4	Çekmede bulonlar			
		$F_{t,Rd}$ (N)	$B_{t,Rd}$ (N)	L_b (mm)
		90432,00	90432,00	45
5	Çekmede kolon gövdesi			
		m (mm)	e (mm)	$b_{eff.wc,c}$ (mm)
		25,80	80,00	293,2
6	Çekmede kolon flanşı			
		n (mm)	d_w (mm)	e_w (mm)
		25,00	23,16	5,79
7	Çekmede alın levhası			
		m_p (mm)	e_p (mm)	n_p (mm)
		34,34	35,00	35
8	Sonuç			
		F_{Rd} (N)	M_{Rd} (Nmm)	M_e (Nmm)
		239765,66	50542600,80	33695067,2
9	Guseli birleşim			
		K (Nmm)	$K/2$ (Nmm)	M_{Rd}^* (Nmm)
		26801166714,74	13400583357,37	64736727,78

$F_{Rd,1}$ (N)	K (mm)				
458521,48	6,86				
$\bar{\lambda}_{wc}$	$F_{Rd,2}$ (N)	K (mm)			
0,65	466483,72	9,84			
$F_{Rd,4}$ (N)	K (mm)				
361728	11,16				
ρ_t	$F_{Rd,5}$ (N)	K (mm)			
0,75	514624,81	11,60			
$m_{pl,fc}$ (Nmm/mm)	$l_{eff,wc,t}$ (mm)	$F_{fc,Rd,t1}$ (N)	$F_{fc,Rd,t1}$ (N)	$F_{Rd,6}$ (N)	K (mm)
17992,19	293,20	998097,93	385705,0935	385705,09	77,77
$m_{pl,p}$ (Nmm/mm)	$l_{eff,p,t}$ (Nmm/mm)	$F_{ep,Rd,1}$ (N)	$F_{ep,Rd,2}$ (N)	$F_{Rd,7}$ (N)	K (mm)
13218,75	150,00	265777,94	239765,6585	239765,66	10,62
K (Nmm)	K/2 (Nmm)				
17598445383,01	8799222691,50				

Tablo F.5 HEB220-IPE220 Birleşimi

1	Kesmede Kolon gövdesi	A_{vc} (mm ²)	$V_{wc,Rd}$ (N)	h (mm)
		2792,00	340929,95	210,80
2	Basınçta Kolon gövdesi			
		$b_{eff,wc,c}$ (mm)	ρc	d_c (mm)
		211,27	0,77	152
3	Basınçta kiriş flanşı			
		$M_{c,Rd}$ (Nmm)	$F_{Rd,3}$ (N)	K (mm)
		62369000,00	295868,12	∞
4	Çekmede bulonlar			
		$F_{t,Rd}$ (N)	$B_{t,Rd}$ (N)	L_b (mm)
		90432,00	90432,00	43,5
5	Çekmede kolon gövdesi			
		m (mm)	e (mm)	$b_{eff,wc,c}$ (mm)
		25,85	65,00	274,65
6	Çekmede kolon flanşı			
		n (mm)	d_w (mm)	e_w (mm)
		25,00	23,16	5,79
7	Çekmede alın levhası			
		m_p (mm)	e_p (mm)	n_p (mm)
		34,34	35,00	35
8	Sonuç			
		F_{Rd} (N)	M_{Rd} (Nmm)	M_e (Nmm)
		235953,10	49738912,86	33159275,24
9	Guseli birleşim			
		K (Nmm)	$K/2$ (Nmm)	M_{Rd}^* (Nmm)
		23621455173,58	11810727586,79	63707336,21

$F_{Rd,1}$ (N)	K (mm)				
340929,95	5,10				
$\bar{\lambda}_{wc}$	$F_{Rd,2}$ (N)	K (mm)			
0,59	364787,02	9,24			
$F_{Rd,4}$ (N)	K (mm)				
361728	11,55				
ρ_t	$F_{Rd,5}$ (N)	K (mm)			
0,68	419603,80	12,02			
$m_{pl.fc}$ (Nmm/mm)	$I_{eff,wc,t}$ (mm)	$F_{fc,Rd,t1}$ (N)	$F_{fc,Rd,t1}$ (N)	$F_{Rd,6}$ (N)	K (mm)
15040,00	274,65	779811,69	340308,2006	340308,20	55,36
$m_{pl,p}$ (Nmm/mm)	$I_{eff,p,t}$ (Nmm/mm)	$F_{ep,Rd,1}$ (N)	$F_{ep,Rd,2}$ (N)	$F_{Rd,7}$ (N)	K (mm)
13218,75	140,00	248059,41	235953,0971	235953,10	9,92
K (Nmm)	K/2 (Nmm)				
15735795153,74	7867897576,87				

Tablo F.6 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı

Kiriş Adı	Yükleme	Kesit Türü	V_{sd} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{sd}/$ $V_{pl,Rd}$	M_{sd} (kNm)	$M_{c,Rd}$ (kNm)	$M_{sd}/$ $M_{c,Rd}$
K101	1.7(G+Q)	IPE240	73,06	259,80	0,28	73,35	86,15	0,85
K201	1.7(G+Q)	IPE240	71,94	259,80	0,28	72,58	86,15	0,84
K301	1.7(G+Q)	IPE240	74,83	259,80	0,29	75,58	86,15	0,88
K102	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	65,46	86,15	0,76
K202	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	65,23	86,15	0,76
K302	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	65,85	86,15	0,76
K103	1.7(G+Q)	IPE240	73,35	259,80	0,28	73,06	86,15	0,85
K203	1.7(G+Q)	IPE240	72,58	259,80	0,28	71,94	86,15	0,84
K303	1.7(G+Q)	IPE240	74,83	259,80	0,29	75,58	86,15	0,88
K104	1.7(G+Q)	IPE220	57,62	215,47	0,27	54,20	62,37	0,87
K204	1.7(G+Q)	IPE220	57,97	215,47	0,27	55,68	62,37	0,89
K304	1.7(G+Q)	IPE220	57,55	215,47	0,27	53,42	62,37	0,86
K105	1.7(G+Q)	IPE220	57,49	215,47	0,27	53,93	62,37	0,86
K205	1.7(G+Q)	IPE220	57,49	215,47	0,27	53,89	62,37	0,86
K305	1.7(G+Q)	IPE220	57,49	215,47	0,27	53,92	62,37	0,86
K106	1.7(G+Q)	IPE220	57,62	215,47	0,27	54,20	62,37	0,87
K206	1.7(G+Q)	IPE220	57,97	215,47	0,27	55,68	62,37	0,89
K306	1.7(G+Q)	IPE220	57,55	215,47	0,27	53,42	62,37	0,86
K107	1.7(G+Q)	IPE220	57,62	215,47	0,27	54,20	62,37	0,87
K207	1.7(G+Q)	IPE220	57,97	215,47	0,27	55,68	62,37	0,89
K307	1.7(G+Q)	IPE220	57,55	215,47	0,27	53,42	62,37	0,86
K108	1.7(G+Q)	IPE220	57,49	215,47	0,27	53,93	62,37	0,86
K208	1.7(G+Q)	IPE220	57,49	215,47	0,27	53,89	62,37	0,86
K308	1.7(G+Q)	IPE220	57,49	215,47	0,27	53,92	62,37	0,86
K109	1.7(G+Q)	IPE220	57,62	215,47	0,27	54,20	62,37	0,87
K209	1.7(G+Q)	IPE220	57,97	215,47	0,27	55,68	62,37	0,89
K309	1.7(G+Q)	IPE220	57,55	215,47	0,27	53,42	62,37	0,86
K110	1.7(G+Q)	IPE240	73,06	259,80	0,28	73,35	86,15	0,85
K210	1.7(G+Q)	IPE240	71,94	259,80	0,28	72,58	86,15	0,84
K310	1.7(G+Q)	IPE240	74,83	259,80	0,29	75,58	86,15	0,88
K111	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	65,46	86,15	0,76
K211	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	65,23	86,15	0,76
K311	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	65,85	86,15	0,76
K112	1.7(G+Q)	IPE240	73,35	259,80	0,28	73,06	86,15	0,85
K212	1.7(G+Q)	IPE240	72,58	259,80	0,28	71,94	86,15	0,84
K312	1.7(G+Q)	IPE240	74,83	259,80	0,29	75,58	86,15	0,88

Tablo G.1 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı

Kiriş Adı	Yükleme	Kesit Türü	V_{sd} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{sd}/$ $V_{pl,Rd}$	M_{sd} (kNm)	$M_{c,Rd}$ (kNm)	$M_{sd}/$ $M_{c,Rd}$
K101	1.7(G+Q)	IPE240	68,80	259,80	0,26	83,48	86,15	0,97
K201	1.7(G+Q)	IPE240	67,88	259,80	0,26	82,95	86,15	0,96
K301	1.7(G+Q)	IPE240	76,30	259,80	0,29	84,31	86,15	0,98
K102	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,87	86,15	0,95
K202	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,88	86,15	0,95
K302	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,85	86,15	0,95
K103	1.7(G+Q)	IPE240	68,80	259,80	0,26	83,48	86,15	0,97
K203	1.7(G+Q)	IPE240	67,88	259,80	0,26	82,95	86,15	0,96
K303	1.7(G+Q)	IPE240	76,30	259,80	0,29	84,31	86,15	0,98
K104	1.7(G+Q)	IPE240	53,25	259,80	0,20	68,74	86,15	0,80
K204	1.7(G+Q)	IPE240	58,22	259,80	0,22	68,65	86,15	0,80
K304	1.7(G+Q)	IPE240	58,01	259,80	0,22	68,91	86,15	0,80
K105	1.7(G+Q)	IPE240	53,07	259,80	0,20	68,73	86,15	0,80
K205	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	68,73	86,15	0,80
K305	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	68,74	86,15	0,80
K106	1.7(G+Q)	IPE240	53,25	259,80	0,20	68,74	86,15	0,80
K206	1.7(G+Q)	IPE240	58,22	259,80	0,22	68,65	86,15	0,80
K306	1.7(G+Q)	IPE240	58,01	259,80	0,22	68,91	86,15	0,80
K107	1.7(G+Q)	IPE240	53,37	259,80	0,21	68,74	86,15	0,80
K207	1.7(G+Q)	IPE240	53,43	259,80	0,21	68,65	86,15	0,80
K307	1.7(G+Q)	IPE240	58,01	259,80	0,22	68,91	86,15	0,80
K108	1.7(G+Q)	IPE240	53,14	259,80	0,20	68,73	86,15	0,80
K208	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	68,73	86,15	0,80
K308	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	68,74	86,15	0,80
K109	1.7(G+Q)	IPE240	53,37	259,80	0,21	68,74	86,15	0,80
K209	1.7(G+Q)	IPE240	53,43	259,80	0,21	68,65	86,15	0,80
K309	1.7(G+Q)	IPE240	58,01	259,80	0,22	68,91	86,15	0,80
K110	1.7(G+Q)	IPE240	69,11	259,80	0,27	83,48	86,15	0,97
K210	1.7(G+Q)	IPE240	68,19	259,80	0,26	82,95	86,15	0,96
K310	1.7(G+Q)	IPE240	76,30	259,80	0,29	84,31	86,15	0,98
K111	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,87	86,15	0,95
K211	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,88	86,15	0,95
K311	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,85	86,15	0,95
K112	1.7(G+Q)	IPE240	69,11	259,80	0,27	83,48	86,15	0,97
K212	1.7(G+Q)	IPE240	68,19	259,80	0,26	82,95	86,15	0,96
K312	1.7(G+Q)	IPE240	76,30	259,80	0,29	84,31	86,15	0,98

	Enkesit Alanı (cm ²)	Wpl (cm ³)	h	b	tw	tf	r
IPE200	28,48	220,60	200	100	5,6	8,5	12
IPE220	33,37	265,40	220	110	5,9	9,2	12
IPE240	39,12	366,60	240	120	6,2	9,8	15
IPE270	45,95	484,00	270	135	6,6	10,2	15
IPE300	53,81	628,40	300	150	7,1	10,7	15
IPE330	62,61	804,30	330	160	7,5	11,5	18
IPE360	72,73	1019,00	360	170	8	12,7	18
IPE400	84,46	1307,00	400	180	8,6	13,5	21
IPE450	98,82	1702,00	450	190	9,4	14,6	21
IPE500	115,5	2194,00	500	200	10,2	16	21

Tablo G.2 HEB160-IPE240 Birleşimi

1	Kesmede Kolon gövdesi	A_{vc} (mm ²)	$V_{wc,Rd}$ (N)	h (mm)
		1759,00	214790,75	292,00
2	Basınçta Kolon gövdesi	$b_{eff,wc,c}$ (mm)	ρ_c	d_c (mm)
		175,62	0,74	104,00
3	Basınçta kiriş flanşı	$M_{c,Rd}$ (Nmm)	$F_{Rd,3}$ (N)	K (mm)
		86151000,00	374244,14	∞
4	Çekmede bulonlar	$F_{t,Rd}$ (N)	$B_{t,Rd}$ (N)	L_b (mm)
		90432,00	90432,00	42,50
5	Çekmede kolon gövdesi	m (mm)	e (mm)	$b_{eff,wc,t}$ (mm)
		29,00	35,00	159,75
6	Çekmede kolon flanşı	n (mm)	d_w (mm)	e_w (mm)
		35,00	23,16	5,79
7	Çekmede flanş kolu	$l_{eff,a,t}$ (mm)	e_a (mm)	n_a (mm)
		80,00	35,00	35,00
8	Eğilmede flanş kolu	e_{b1} (mm)	p_b (mm)	d_o (mm)
		45,00	55,00	22,00
9	Kesmede Bulonlar (Kiriş Flanşında)	$F_{Rd,9}$ (N)	K (mm)	
		241152,00	0,98	
10	Eğilmede kiriş flanşı	e_{b2} (mm)	p_b (mm)	α_{fb}
		50,00	55,00	0,58
11	Sonuç	F_{Rd} (N)	M_{Rd} (Nmm)	M_e (Nmm)
		110519,46	32271682,39	21514454,93

$F_{Rd,1}$ (N)	K (mm)				
214790,75	2,32				
$\bar{\lambda}_{wc}$	$F_{Rd,2}$ (N)	K (mm)			
0,53	244104,94	9,46			
$F_{Rd,4}$ (N)	K (mm)				
180864,00	5,91				
ρ_t	$F_{Rd,5}$ (N)	K (mm)			
0,77	231280,79	8,60			
$m_{pl.fc}$ (Nmm/mm)	$l_{eff.wc,t}$ (mm)	$F_{fc.Rd,t1}$ (N)	$F_{fc.Rd,t2}$ (N)	$F_{Rd,6}$ (N)	K (mm)
9928,75	159,75	256559,89	148476,18	148476,18	12,23
$m_{pl.a}$ (Nmm/mm)	m_a (mm)	$F_{a.Rd,1}$ (N)	$F_{a.Rd,2}$ (N)	$F_{Rd,7}$ (N)	K (mm)
11515,00	38,00	110519,46	111953,97	110519,46	3,40
d (mm)	α_a	$F_{Rd,8}$ (N)	K_{ba}	K_{ta}	K (mm)
16,00	0,58	376320,00	1,20	1,31	1,04
$F_{Rd,10}$ (N)	K_{bfb}	K_{tfb}	K (mm)		
263424,00	1,23	0,92	0,75		
K (Nmm)	K/2 (Nmm)				
3956930041,44	1978465020,72				

Tablo G.3 HEB260-IPE240 Birleşimi

1	Kesmede Kolon gövdesi	A_{vc} (mm ²)	$V_{wc,Rd}$ (N)
		3755,00	458521,48
2	Basınçta Kolon gövdesi	$b_{eff.wc,c}$ (mm)	ρ_c
		239,12	0,81
3	Basınçta kiriş flanşı	$M_{c,Rd}$ (Nmm)	$F_{Rd,3}$ (N)
		86151000,00	374244,14
4	Çekmede bulonlar	$F_{t,Rd}$ (N)	$B_{t,Rd}$ (N)
		90432,00	90432,00
5	Çekmede kolon gövdesi	m (mm)	e (mm)
		25,80	80,00
6	Çekmede kolon flanşı	n (mm)	d_w (mm)
		32,25	23,16
7	Çekmede flanş kolu	$l_{eff.a,t}$ (mm)	e_a (mm)
		130,00	25,00
8	Eğilmede flanş kolu	e_{b1} (mm)	p_b (mm)
		40,00	40,00
9	Kesmede Bulonlar (Kiriş Flanşında)	$F_{Rd,9}$ (N)	K (mm)
		241152,00	0,98
10	Eğilmede kiriş flanşı	e_{b2} (mm)	p_b (mm)
		42,00	40,00
11	Sonuç	F_{Rd} (N)	M_{Rd} (Nmm)
		113918,64	32580732,20

h (mm)	$F_{Rd,1}$ (N)	K (mm)				
286,00	458521,48	5,05				
d_c (mm)	$\bar{\lambda}_{wc}$	$F_{Rd,2}$ (N)	K (mm)			
177,00	0,64	454709,05	9,46			
K (mm)						
∞						
L_b (mm)	$F_{Rd,4}$ (N)	K (mm)				
45,00	180864,00	5,58				
$b_{eff.wc,t}$ (mm)	ρt	$F_{Rd,5}$ (N)	K (mm)			
162,02	0,90	341648,80	6,41			
e_w (mm)	$m_{pl.fc}$ (Nmm/mm)	$l_{eff.wc,t}$ (mm)	$F_{fc.Rd,t1}$ (N)	$F_{fc.Rd,t2}$ (N)	$F_{Rd,6}$ (N)	K (mm)
5,79	17992,19	162,02	540934,03	200916,39	200916,39	42,98
n_a (mm)	$m_{pl.a}$ (Nmm/mm)	m_a (mm)	$F_{a.Rd,1}$ (N)	$F_{a.Rd,2}$ (N)	$F_{Rd,7}$ (N)	K (mm)
25,00	8460,00	34,00	152551,41	113918,64	113918,64	4,86
d_o (mm)	d (mm)	α_a	$F_{Rd,8}$ (N)	K_{ba}	K_{ta}	K (mm)
22,00	16,00	0,36	196887,27	1,00	1,13	0,74
α_{fb}	$F_{Rd,10}$ (N)	K_{bfb}	K_{tfb}	K (mm)		
0,36	160791,27	1,00	0,92	0,60		
M_e (Nmm)	K (Nmm)	K/2 (Nmm)				
21720488,14	3507671565,31	1753835782,65				

Tablo G.4 HEB220-IPE240 Birleşimi

1	Kesmede Kolon gövdesi	A_{vc} (mm ²)	$V_{wc,Rd}$ (N)	h (mm)
		2792,00	340929,95	286,00
2	Basınçta Kolon gövdesi			
		$b_{eff,wc,c}$ (mm)	ρ_c	d_c (mm)
		201,62	0,79	152,00
3	Basınçta kiriş flanşı			
		$M_{c,Rd}$ (Nmm)	$F_{Rd,3}$ (N)	K (mm)
		86151000,00	374244,14	∞
4	Çekmede bulonlar			
		$F_{t,Rd}$ (N)	$B_{t,Rd}$ (N)	L_b (mm)
		90432,00	90432,00	43,50
5	Çekmede kolon gövdesi			
		m (mm)	e (mm)	$b_{eff,wc,t}$ (mm)
		25,85	65,00	162,34
6	Çekmede kolon flanşı			
		n (mm)	d_w (mm)	e_w (mm)
		32,31	23,16	5,79
7	Çekmede flanş kolu			
		$l_{eff,a,t}$ (mm)	e_a (mm)	n_a (mm)
		110,00	25,00	25,00
8	Eğilmede flanş kolu			
		e_{b1} (mm)	p_b (mm)	d_o (mm)
		40,00	40,00	22,00
9	Kesmede Bulonlar (Kiriş Flanşında)			
		$F_{Rd,9}$ (N)	K (mm)	
		241152,00	0,98	
10	Eğilmede kiriş flanşı			
		e_{b2} (mm)	p_b (mm)	α_{fb}
		42,00	40,00	0,36
11	Sonuç			
		F_{Rd} (N)	M_{Rd} (Nmm)	M_e (Nmm)
		108183,05	30940352,54	20626901,69

$F_{Rd,1}$ (N)	K (mm)				
340929,95	3,76				
$\bar{\lambda}_{wc}$	$F_{Rd,2}$ (N)	K (mm)			
0,57	354535,56	8,82			
$F_{Rd,4}$ (N)	K (mm)				
180864,00	5,77				
ρ_t	$F_{Rd,5}$ (N)	K (mm)			
0,85	306668,32	7,10			
$m_{pl.fc}$ (Nmm/mm)	$l_{eff.wc,t}$ (mm)	$F_{fc.Rd,t1}$ (N)	$F_{fc.Rd,t2}$ (N)	$F_{Rd,6}$ (N)	K (mm)
15040,00	162,34	451996,52	184436,62	184436,62	32,72
$m_{pl.a}$ (Nmm/mm)	m_a (mm)	$F_{a.Rd,1}$ (N)	$F_{a.Rd,2}$ (N)	$F_{Rd,7}$ (N)	K (mm)
8460,00	34,00	129081,97	108183,05	108183,05	4,11
d (mm)	α_a	$F_{Rd,8}$ (N)	K_{ba}	K_{ta}	K (mm)
16,00	0,36	196887,27	1,00	1,13	0,74
$F_{Rd,10}$ (N)	K_{bfb}	K_{tfb}	K (mm)		
160791,27	1,00	0,92	0,60		
K (Nmm)	K/2 (Nmm)				
3437926970,30	1718963485,15				

Tablo G.5 X yönü kirişlerin eğilme dayanımı

Kiriş Adı	Yükleme	Kesit Türü	V_{sd} (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$V_{sd}/$ $V_{pl,Rd}$	M_{sd} (kNm)	$M_{c,Rd}$ (kNm)	$M_{sd}/$ $M_{c,Rd}$
K101	1.7(G+Q)	IPE240	69,20	259,80	0,27	82,05	86,15	0,95
K201	1.7(G+Q)	IPE240	69,24	259,80	0,27	81,41	86,15	0,94
K301	1.7(G+Q)	IPE240	69,67	259,80	0,27	83,10	86,15	0,96
K102	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,88	86,15	0,95
K202	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,88	86,15	0,95
K302	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,86	86,15	0,95
K103	1.7(G+Q)	IPE240	69,20	259,80	0,27	82,05	86,15	0,95
K203	1.7(G+Q)	IPE240	69,24	259,80	0,27	81,41	86,15	0,94
K303	1.7(G+Q)	IPE240	69,67	259,80	0,27	83,10	86,15	0,96
K104	1.7(G+Q)	IPE240	57,81	259,80	0,22	68,74	86,15	0,80
K204	1.7(G+Q)	IPE240	57,91	259,80	0,22	68,65	86,15	0,80
K304	1.7(G+Q)	IPE240	57,82	259,80	0,22	68,91	86,15	0,80
K105	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	68,73	86,15	0,80
K205	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	68,73	86,15	0,80
K305	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	68,74	86,15	0,80
K106	1.7(G+Q)	IPE240	57,81	259,80	0,22	68,74	86,15	0,80
K206	1.7(G+Q)	IPE240	57,91	259,80	0,22	68,65	86,15	0,80
K306	1.7(G+Q)	IPE240	57,82	259,80	0,22	68,91	86,15	0,80
K107	1.7(G+Q)	IPE240	57,81	259,80	0,22	68,74	86,15	0,80
K207	1.7(G+Q)	IPE240	57,91	259,80	0,22	68,65	86,15	0,80
K307	1.7(G+Q)	IPE240	57,82	259,80	0,22	68,91	86,15	0,80
K108	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	68,73	86,15	0,80
K208	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	68,73	86,15	0,80
K308	1.7(G+Q)	IPE240	57,74	259,80	0,22	68,74	86,15	0,80
K109	1.7(G+Q)	IPE240	57,81	259,80	0,22	68,74	86,15	0,80
K209	1.7(G+Q)	IPE240	57,91	259,80	0,22	68,65	86,15	0,80
K309	1.7(G+Q)	IPE240	57,82	259,80	0,22	68,91	86,15	0,80
K110	1.7(G+Q)	IPE240	69,20	259,80	0,27	82,05	86,15	0,95
K210	1.7(G+Q)	IPE240	69,24	259,80	0,27	81,41	86,15	0,94
K310	1.7(G+Q)	IPE240	69,67	259,80	0,27	83,10	86,15	0,96
K111	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,88	86,15	0,95
K211	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,88	86,15	0,95
K311	1.7(G+Q)	IPE240	69,10	259,80	0,27	81,86	86,15	0,95
K112	1.7(G+Q)	IPE240	69,20	259,80	0,27	82,05	86,15	0,95
K212	1.7(G+Q)	IPE240	69,24	259,80	0,27	81,41	86,15	0,94
K312	1.7(G+Q)	IPE240	69,67	259,80	0,27	83,10	86,15	0,96

	Enkesit Alanı (cm ²)	Wpl (cm ³)	h	b	tw	tf	r
IPE200	28,48	220,60	200	100	5,6	8,5	12
IPE220	33,37	265,40	220	110	5,9	9,2	12
IPE240	39,12	366,60	240	120	6,2	9,8	15
IPE270	45,95	484,00	270	135	6,6	10,2	15
IPE300	53,81	628,40	300	150	7,1	10,7	15
IPE330	62,61	804,30	330	160	7,5	11,5	18
IPE360	72,73	1019,00	360	170	8	12,7	18
IPE400	84,46	1307,00	400	180	8,6	13,5	21
IPE450	98,82	1702,00	450	190	9,4	14,6	21
IPE500	115,5	2194,00	500	200	10,2	16	21

Tablo 3.1 Beş Tip birleşimde

Birleşim Tipi (1)	Deneyisel data ^a (2)	Tahmin
		Richard-Abbott Fonksiyonu (3)
Tek Gövde Köşebentli	1	3,63
	2	13,60
	3	16,90
Çift Gövde Köşebentli	1	0,00
	2	13,40
	3	2,82
Başlık Levhalı	1	0,61
	2	34,90
	3	0,94
Uç Levhalı	1	20,80
	2	6,38
	3	1610,00
Üst ve Alt Köşebentli	1	10,80
	2	175,00
	3	202,00

^a Her birleşim tipinin ilk rijitlik değerini simgeleyen sayılar: 1

^b Bağlı Hata = Richard-Abbott fonksiyonundaki hata miktarı /

3. Hata tahmini ve fonksiyon parametreleri (Attigobe ve Morris, 1991)

Hatası*10 ⁶	Bağıl Hata ^b (5)	Parametreler				
Ramberg-Osgood Fonksiyonu (4)		Richad-Abott				Ra
		Ø ₀ (6)	M ₀ (7)	n (8)	S _p (9)	Ø ₀ (10)
4,61	0,79	12,01	2,17	3,45	0,03	16,45
3160,00	0,00	2,13	13,72	2,69	0,45	3,25
20,50	0,82	3,63	34,47	2,86	0,24	3,90
16,80	0,00	4,88	8,50	2,48	0,16	6,53
5,07	2,64	3,38	12,83	1,69	0,14	3,92
853,00	0,00	1,86	19,54	1,23	0,20	2,32
195,00	0,00	3,21	29,61	2,54	0,62	4,19
5,95	5,87	6,17	66,78	1,99	0,48	6,34
3,14	0,30	4,81	79,37	1,62	0,66	4,62
13,60	1,53	5,80	46,23	1,61	0,11	5,68
93,70	0,07	6,89	116,53	3,60	0,10	7,08
70,10	22,97	4,09	172,79	1,73	0,43	4,28
11,90	0,91	3,95	15,44	1,81	0,26	3,98
101,00	1,73	3,23	30,81	1,45	0,23	3,18
406,00	0,50	2,45	47,65	1,31	0,34	2,75

=düşük, 2=orta, 3=yüksek

^aRamberg-Osgood fonksiyonundaki hata miktarı

mberg-Osgood	
M _o (10)	n (12)
3,01	5,07
16,69	5,06
34,42	10,25
10,38	4,16
12,28	5,53
16,11	4,93
33,76	4,54
65,10	5,28
70,20	4,81
38,87	6,67
114,08	14,60
150,50	8,70
15,10	4,34
25,61	5,50
39,39	6,17