

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YARI-RİJİT ÇELİK KİRİŞ-KOLON
BİRLEŞİMLERİNİN YAPI DAVRANIŞINA OLAN
ETKİLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Tunç Tibet AKBAŞ

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Yapı Mühendisliği

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI

MAYIS 2005

**YARI-RİJİT ÇELİK KİRİŞ-KOLON
BİRLEŞİMLERİNİN YAPI DAVRANIŞINA OLAN
ETKİLERİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Tunç Tibet AKBAŞ
501031038**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 9 Mayıs 2005
Tezin Savunulduğu Tarih : 30 Mayıs 2005**

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

MAYIS 2005

ÖNSÖZ

Yapılan deneysel çalışmalar geleneksel kiriş-kolon birleşimi hesaplarında rijit ve mafsallı olarak kabul edilen birleşimlerin aslında yarı-rijit diye adlandırılan bir davranış gösterdiğini kanıtlamıştır. Birleşimlerin yıllardan beri bilinen, ama yapısal hesaplarda göz ardı edilen asıl davranış biçimi olan yarı-rijit durum, günümüzde gelişen teknoloji, kolaylaşan sayısal analiz yöntemleri ve bilgisayar programlarıyla daha kolay hesaplanır hale gelmiştir. Birleşimlerin ve dolayısıyla yapının gerçek davranışına daha yakın bir tasarım yapılmasına olanak sağladığı için yarı-rijit birleşimlerin düzenlenen yeni ve modern yönetmeliklerle yakın bir zaman içerisinde daha iyi anlaşılıp, hesaplarda yaygınlaşacağı kanaatindeyim.

Çalışmalarım sırasında yardımlarını esirgemeyen danışman hocam sayın Prof. Dr. Nesrin YARDIMCI'ya, kaynak bulmam konusunda ve araştırmalarımnda yardımcı olan İnş.Yük.Müh. Kerem PEKER'e ve her zaman yanımda olan aileme çok teşekkür ederim.

Mayıs 2005

Tunç Tıbet AKBAŞ

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vi
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	x
ÖZET	xiii
SUMMARY	xiv
1. GİRİŞ	1
2. KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN DAVRANIŞ ÖZELLİKLERİ	4
2.1 Birleşimin Çizgisel Kiriş Denklemi ile Modellenmesi	7
2.2 Birleşimin Yay Olarak Modellenmesi	9
3. KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN EC3'E GÖRE SINIFLANDIRILMASI	15
3.1 Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Eurocode3'e Göre Sınıflandırılması	16
3.1.1 Birleşimlerin rijitliklerine göre sınıflandırılması	16
3.1.2 Birleşimlerin taşıma güçlerine göre sınıflandırılması	20
4. DÜĞÜM NOKTASI DAVRANIŞININ MODELLENMESİ	23
4.1 Moment-Dönme Eğrisinin Analitik Modeli	23
4.1.1 Rijitlik, dayanım ve şekil faktörüne bağlı formülasyonlar	25
4.2 Mekanik Modeller	31
4.3 Sonlu Eleman Analizleri	32
5. YARI-RİJİT BİRLEŞİMLERİN EC3'E GÖRE HESAP ESASLARI	35
5.1 İncelenen Birleşim Türleri	35
5.2 Birleşimin Moment Taşıma Gücü	37
5.3 Düğüm Noktası Deformasyonunun Modellenmesi	39
6. SAYISAL ÖRNEKLER	41
6.1 Yapı Bilgileri	42
6.2 Yük Analizi	44
6.3 Rüzgar Yükleme	44
6.4 Deprem Yükleme	45
6.5 Yapı Taşıma Gücü Yük Kombinasyonları ve Güvenlik Katsayıları	46
6.6 EC'a Göre İzin Verilen Yapı Deplasman Sınırları	47
6.7 Oniki Katlı Yapının Değerlendirilmesi	48
6.8 Sekiz Katlı Yapının Değerlendirilmesi	51
6.9 Dört Katlı Yapının Değerlendirilmesi	53

7. SONUÇLAR	56
7.1 Sayısal Hesapların Değerlendirilmesi	56
KAYNAKLAR	59
EKLER	
A. SAYISAL UYGULAMADA KULLANILAN YARI-RİJİT BULONLU KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN HESABI	61
A.1 Moment Taşıma Gücü Hesabı	61
A.1.1 Çekme bölgesindeki kolon başlığında potansiyel taşıma gücü hesabı	61
A.1.2 Çekme bölgesine giriş ucundaki alın levhasının potansiyel taşıma gücü hesabı	64
A.1.2.1 Alın levhasının giriş başlığı üzerinde devam eden kısmının taşıma gücü	65
A.1.2.2 Alın levhasının giriş başlıkları arasında kalan kısmının taşıma gücü	67
A.1.3 Çekme bölgesindeki bulonların efektif dayanımları	69
A.1.4 Çekme bölgesindeki kolon gövdesinin taşıma gücü	70
A.1.5 Basınç bölgesindeki kolon gövdesinin taşıma gücü	71
A.1.6 Kayma bölgesinde nervürsüz kolon gövdesinin taşıma gücü	72
A.1.7 En zayıf bölgenin taşıma gücü	72
A.1.8 Tasarım moment taşıma gücü	73
A.2 Birleşimin Dönme Rijitliği	73
A.2.1 Örnekteki birleşimin dönme rijitliği	76
B. SAYISAL UYGULAMADA KULLANILAN KAYNAKLI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMİNİN HESABI	80
B.1. Moment Taşıma Gücü Hesabı	81
B.1.1. Çekme bölgesi taşıma gücü hesabı	81
B.1.2. Basınç bölgesi taşıma gücü hesabı	81
B.1.3. Birleşimin taşıma gücü	82
B.1.4. Nervürsüz kolon kayma bölgesi taşıma gücü	82
B.2. Birleşimin Dönme Rijitliği	82
C. EUROCODE 8'E GÖRE YAPI DEPREM HESABININ DÜZENLENMESİ	85
C.1. Yapı Spektrumları	85
C.2. Zemin Tasarım İvmesi Değerinin Belirlenmesi	87
C.2.1. Yapı önem katsayısı	88
C.2.2. Sağlam zemin tasarım ivmesi değeri	88
C.3. Özel Bölgesel Durumların Hesabı İçin İyileştirme Faktörü k	88
C.4. Yapı Sönüm Oranı	89
C.5. Tasarım Spektrumu	89
C.5.1. Spektrum alt sınır katsayısı	90
C.5.2. Yapı davranış katsayısı	90
C.6. Eurocode 8'e Göre Yanal Kuvvet Metodu	93
C.6.1. Yapı kütlelerinin hesaplanması	93
C.6.2. Düzeltme faktörü	94

C.6.3. Yatay sismik yükün dağılımı	94
C.6.4. Yapı burulma etkileri	95
D. YARI-RİJİT BİRLEŞİM HESABINDA KULLANILAN SAP2000’NİN KONTROLÜ	96
D.1. Asimetrik Yüklü Yarı-Rijit Birleşim Hesabı	97
D.1.1. Moment taşıma gücü hesabı	97
D.1.1.1. Çekme bölgesindeki kolon başlığında potansiyel taşıma gücü	97
D.1.1.2. Çekme bölgesinde kiriş ucundaki alın levhasının potansiyel taşıma gücü hesabı	99
D.1.1.2.1. Alın levhasının kiriş başlığı üzerinde devam eden kısmının taşıma gücü	99
D.1.1.2.2. Alın levhasının kiriş başlıkları arasında kalan kısmının taşıma gücü	100
D.1.1.3. Çekme bölgesindeki bulonların efektif dayanımları	101
D.1.1.4. Çekme bölgesindeki kolon gövdesinin taşıma gücü	101
D.1.1.5. Basınç bölgesindeki kolon gövdesinin taşıma gücü	102
D.1.1.6. Kayma bölgesinde nervürsüz kolon gövdesinin taşıma gücü	102
D.1.1.7. En zayıf bölgenin taşıma gücü	102
D.1.1.8. Tasarım moment taşıma gücü	103
D.1.2. Birleşimin dönme rijitliği	103
D.2. Birleşimin Yay Olarak Modellenmesi	104
ÖZGEÇMİŞ	106

KISALTMALAR

ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
CEN	: European Committee for Standardisation
EC3	: Eurocode 3
EC8	: Eurocode 8
ECCS	: Commission of the European Communities
TS	: Türk Standartları

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 3.1. Kiriş-kolon birleşimleri	22
Tablo 3.2. Birleşimlerin tasarımlarında yapılan kabuller	22
Tablo 4.1. Rijitlik iyileştirme faktörü η_r	28
Tablo 6.1. Taşıma gücü yük kombinasyonları	46
Tablo 6.2. Taşıma gücü sınır durumu için güvenlik katsayıları	46
Tablo 6.3. Düşey yer değiştirmeler için tavsiye edilen limit değerler	47
Tablo 6.4. Kolon üst uç noktalarında yatay deplasmanlar için tavsiye edilen limit değerler.....	48
Tablo 6.5. Oniki katlı yapı örneğinde elde edilen periyot değerleri	48
Tablo 6.6. Oniki katlı yapı örneğinde elde edilen deplasman değerleri	48
Tablo 6.7. Deplasman kriterinin hesaba katılıp-katılmadığı durumlar için düzenlenmiş olan çelik profil ağırlıkları	50
Tablo 6.8. Sınırlamalara bakılmaksızın yapılarda oluşan deplasman değerleri	50
Tablo 6.9. Sekiz katlı yapı örneğinde elde edilen periyot değerleri	51
Tablo 6.10. Sekiz katlı yapı örneğinde elde edilen deplasman değerleri	51
Tablo 6.11. Deplasman kriterinin hesaba katılıp-katılmadığı durumlar için düzenlenmiş olan çelik profil ağırlıkları	52
Tablo 6.12. Sınırlamalara bakılmaksızın yapılarda oluşan deplasman değerleri	53
Tablo 6.13. Dört katlı yapı örneğinde elde edilen periyot değerleri	53
Tablo 6.14. Dört katlı yapı örneğinde elde edilen deplasman değerleri	53
Tablo 6.15. Deplasman kriterinin hesaba katılıp-katılmadığı durumlar için düzenlenmiş olan çelik profil ağırlıkları	55
Tablo 6.16. Sınırlamalara bakılmaksızın yapılarda oluşan deplasman değerleri	55
Tablo 7.1. Sayısal uygulamalarda elde edilen yapı periyotları	56
Tablo 7.2. Birleşim tipine bağlı olarak değişen taşıyıcı sistem ağırlıkları	57
Tablo 7.3. Deplasman sınırlaması yapılmadan birleşim tipine bağlı olarak değişen taşıyıcı sistem ağırlıkları	58
Tablo A.1. Nervürle rijitlenmiş kolon başlıklarında α değerleri	68
Tablo C.1. Tip1 elastik spektrumunun parametrelerini tanımlayan değerler ...	86
Tablo C.2. Tip2 elastik spektrumunun parametrelerini tanımlayan değerler ...	87
Tablo C.3. Yapı önem kategorileri	88
Tablo C.4. ABYYHY98'e göre etkin yer ivmesi katsayıları	88
Tablo C.5. Yapı davranış katsayıları	90
Tablo C.6. Yapı tipi ve sünekliliğe bağlı davranış katsayıları	91
Tablo C.7. ψ_{Ei} 'i hesaplamak için kullanılan ϕ katsayıları	94
Tablo C.8. Yapısal ψ_2 faktörü değerleri	94

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Eurocode3'e göre birleşim tipleri	2
Şekil 1.2 : Deneysel M - ϕ eğrisi	3
Şekil 2.1 : Kiriş-kolon birleşimi deformasyonu	5
Şekil 2.2 : Farklı uç şartlarındaki kiriş durumları	5
Şekil 2.3 : Bağlantı rijitliğiyle değişen kiriş momenti çeşitliliği	6
Şekil 2.4 : Bağlantı rijitliğine göre değişen açıklık ortası çökme çeşitliliği .	6
Şekil 2.5 : Çubuğa etkiyen uç kuvvetleri	8
Şekil 2.6 : Çizgisel kiriş diyagramları	8
Şekil 2.7 : Kiriş ve birleşim modeli	9
Şekil 2.8 : Kirişte yükleme grupları	10
Şekil 2.9 : Düzgün yayılı yüklü basit kirişte kesit tesirleri	10
Şekil 2.10 : Basit kiriş mesnet noktalarında yay momentleri ve fiktif yüklerden ileri gelen eğilme momenti diyagramları	12
Şekil 2.11 : Kirişte eğilme momenti diyagramı	14
Şekil 2.12 : Eğilme momenti katsayıları ve rijitlik oranı	14
Şekil 3.1 : Kiriş-kolon birleşimleri	16
Şekil 3.2 : M - ϕ eğrileriyle birleşimlerin sınıflandırılması	17
Şekil 3.3 : Kuşaklı çerçevelerde tavsiye edilen sınıflandırma koşulları	18
Şekil 3.4 : Kuşaksız çerçevelerde tavsiye edilen sınıflandırma koşulları	19
Şekil 3.5 : Kiriş-kolon birleşimlerinde moment-dönme karakteristiği esas alınarak yapılmış sınıflandırma örnekleri	21
Şekil 3.6 : Kiriş-kolon birleşimlerinin EC3'e göre standart sınıflandırılması	22
Şekil 4.1 : M - ϕ eğrisinin farklı matematiksel ifadeleri	24
Şekil 4.2 : Moncarz ve Gerstle'in üç lineer modeli	25
Şekil 4.3 : M - ϕ eğrisinin Eurocode3'e göre üç lineer yaklaşımlı gösterimi	27
Şekil 4.4 : Elastik plastik analizler için Eurocode3'teki basitleştirilmiş M - ϕ eğrisi ifadesi	28
Şekil 4.5 : M - ϕ eğrisinin Ramberg- Osgood sunumu	29
Şekil 4.6 : M - ϕ eğrilerinin katlı ifadesi	31
Şekil 4.7 : M - ϕ eğrilerinin dirsek bölgesi katlı ifadesi	31
Şekil 4.8a : Tamamen kaynaklı düğüm noktasının mekanik modeli	32
Şekil 4.8b : Bulonlu düğüm noktasının mekanik modeli	32
Şekil 4.9 : Sonlu eleman analizi ve testle elde edilen yük-deformasyon eğrilerinin karşılaştırılması	33
Şekil 4.10 : Bulonlu kaynaklı tek korniyerli birleşimin sonlu eleman analizi	34
Şekil 5.1 : Kiriş-kolon birleşimlerinin tipleri	35
Şekil 5.2 : Kiriş-kolon birleşimleri	36
Şekil 5.3 : Diyagonal nervürlü kolon gövde panelleri	37
Şekil 5.4 : Kiriş-kolon birleşimlerinde kritik bölgeler	38
Şekil 5.5 : Birleşimin şekil değiştirme bileşenleri	40

Şekil 6.1	: Kat kalıp planı kolon yerleşim şekli	42
Şekil 6.2	: Hesabı yapılan sekiz katlı yapının üç boyutlu genel görünüşü	43
Şekil 6.3	: Kompozit döşeme kesiti	44
Şekil 6.4	: Göz önüne alınan düşey deplasmanlar	47
Şekil 6.5	: Oniki katlı yapının farklı birleşim tipleri için X yönü deplasman değerleri	49
Şekil 6.6	: Oniki katlı yapının farklı birleşim tipleri için Y yönü deplasman değerleri	49
Şekil 6.7	: Sekiz katlı yapının farklı birleşim tipleri için X yönü deplasman değerleri	51
Şekil 6.8	: Sekiz katlı yapının farklı birleşim tipleri için Y yönü deplasman değerleri	52
Şekil 6.9	: Dört katlı yapının farklı birleşim tipleri için X yönü deplasman değerleri	54
Şekil 6.10	: Dört katlı yapının farklı birleşim tipleri için Y yönü deplasman değerleri	54
Şekil A.1	: Nervürsüz, bulonlu kiriş-kolon birleşimi	61
Şekil A.2	: Nervürsüz kolon başlığında çekme bölgesi	63
Şekil A.3	: Alın levhasının kiriş başlığı üzerinde devam eden kısmını sembolize eden eşdeğer T-uç bölgesi	65
Şekil A.4	: Alın levhasının kiriş başlıkları arasında kalan kısmının eşdeğer T-uç bölgesi	67
Şekil A.5	: Bulon sıralarının taşıma gücü	70
Şekil A.6	: Basınç bölgesindeki kolon başlığı	71
Şekil A.7	: Birleşim kuvvetleri	73
Şekil A.8	: Alın levhasında eşdeğer T-uç bölgelerinin efektif uzunlukları	76
Şekil B.1	: Nervürlü, kaynaklı kiriş-kolon birleşimi	80
Şekil C.1	: Elastik tasarım spektrumu Tip1	86
Şekil C.2	: Elastik tasarım spektrumu Tip2	87
Şekil D.1	: Kontrol edilecek kolon-kiriş birleşimi	96
Şekil D.2	: Nervürsüz, bulonlu kiriş-kolon birleşimi	97
Şekil D.3	: Birleşim kuvvetleri	103
Şekil D.4	: Kiriş ve birleşim modeli	104
Şekil D.5	: Her iki ucuna birleşimin yay katsayıları girilmiş kirişe etkiyen düşey yük	105
Şekil D.6	: Kirişte düşey yük altında oluşan programın hesapladığı moment değerleri	105

SEMBOL LİSTESİ

a	: Binanın plandaki x doğrultusundaki boyutu
a_g	: Zemin tasarım ivmesi değeri
a_{gR}	: Etkin yer ivmesi katsayısı
b	: Binanın plandaki y doğrultusundaki boyutu
B_{t,Rd}	: Bulon eksenel çekme dayanımı
c	: Rüzgar yük katsayısı
E	: Çelik elastisite modülü
EXP	: Yapı X doğrultusunda etkiyen deprem yükü
EXN	: Yapı X doğrultusuna ters etkiyen deprem yükü
EYP	: Yapı Y doğrultusunda etkiyen deprem yükü
EYN	: Yapı Y doğrultusuna ters etkiyen deprem yükü
F_i	: i'nci elemanda M momentinden dolayı oluşan kuvvet
F_{i,Rd}	: i'nci elemanın tasarım dayanım kuvveti
g	: Yer çekimi ivmesi
G_{kj}	: Yapının belirli bir katındaki toplam sabit yük değeri
I	: Atalet momenti
H	: Yüksek sünek yapı
h	: Kat yüksekliği
h₁	: Kirişin çekme başlığı altındaki birinci bulon sırası ile basınç bölgesinin dayanım merkezi arasındaki mesafe
h_o	: Tüm yapı yüksekliği
L	: Kirişin boyu; Rüzgar yük alma aralığı; Süneklik düzeyi düşük yapı
k	: Bölgesel durum iyileştirme faktörü
K_b	: Gözönüne alınan kattaki tüm kirişlerin I_b / L_b değeri
K_c	: Gözönüne alınan kattaki tüm kolonların I_c / L_c değeri
k_i	: i'nci elemandaki rijitlik faktörü
K_φ	: Düğüm noktasının açısal rijitliği
K_{φ,y}	: Birleşimin geç akma açısal rijitliği
K_{φp}	: Birleşimin plastik açısal rijitliği
K_{φsec}	: Birleşimin secant rijitliği
I_b	: Birleşimi oluşturan kirişin atalet momenti; Bulon genişleme boyu
L_b	: Birleşimi oluşturan kirişin boyu
I_c	: Kolonun atalet momenti
L_c	: Gözönüne alınan katta kolon yüksekliği
L_e	: Yapının en uzak dış yüzeylerindeki yatay yük dayanımı olan elemanlar arasındaki mesafe
l_{eff,b}	: Eşdeğer T-uç bölgesi etkili uzunluğu
M	: Moment; Orta seviyede sünek yapı
m	: Hesaplanan yapı toplam kütlesi

M_{ij}	: Kirişin j ucundaki birim momentten dolayı i ucunda oluşan moment
M_{ji}	: Kirişin i ucundaki birim momentten dolayı j ucunda oluşan moment
$M_{j,y}$	: Birleşimin ilk akma momenti
M_{jp}	: Birleşimin plastik moment taşıma kapasitesi
M_o	: Düğüm noktasının plastik moment dayanımı yöneten bir parametre
$M_{pl.Rd}$	: Kesit moment taşıma gücü
n	: Birleşimin yay katsayısı; Moment-dönme eğrisinin kırılma M noktasındaki şekil faktörü
q	: Yayılı yük; Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
Q	: Rüzgar yükü; Yapı hareketli yükü
Q_{ki}	: Yapının belirli bir katındaki toplam hareketli yük değeri
r_k	: Başlık, gövde arasındaki eğri kısmın yarıçapı
RXP	: Yapı X doğrultusunda etkiyen rüzgar yükü
RXN	: Yapı X doğrultusuna ters etkiyen rüzgar yükü
RYP	: Yapı Y doğrultusunda etkiyen rüzgar yükü
RYN	: Yapı Y doğrultusuna ters etkiyen rüzgar yükü
S	: Zemin parametresi değeri
S_j	: Birleşimin rijitliği
$S_d(T)$	: Yapı tasarım spektrumunun ordinat değeri
$S_e(T)$	: Elastik yapı spektrumunun ordinat değeri
T	: Yapı serbest titreşim periyodu
T_B, T_C	: Spektral ivmenin limit değer aralığını belirleyen zemine bağlı periyot değerleri
T_D	: Spektrumun başlangıç değerini tanımlayan zemine bağlı periyot değeri
t_f	: Profil başlık kalınlığı
t_w	: Profil gövde kalınlığı
u	: Birleşim davranışında kiriş rijitliğiyle yay katsayısı arasındaki oran
$V_{pl.Rd}$	: Kesit kayma taşıma gücü
φ	: Dönme
φ_o	: Birleşimin plastik dönmesi
$\overline{\varphi}$	: Birleşimin dönme miktarı
ϕ	: Düğüm noktası deformasyonu
ϕ_c	: Birleşimin deformasyonu
μ_1	: Birleşim dönme rijitliği hesabı modifikasyon faktörü
μ_{ij}	: Ankastrelik uç sabiti
$\overline{M}$	: Birleşim moment taşıma kapasitesinin kirişin moment taşıma kapasitesine oranı
ξ	: Birleşim tipine bağlı bir katsayı; Yüzde olarak alınan yapı sönüm oranı
η	: Yapı sönüm oranı
η_r	: Birleşim rijitlik iyileştirme katsayısı
ψ_{Ei}	: Hareketli yük katılım katsayısı

β	: Spektrum alt sınır katsayısı
γ	: Kolon gövde panelinin deformasyonu
γ_1	: Yapı önem katsayısı
γ_{m0}	: 1, 2 ve 3 nolu sınıf enkesitleri güvenlik katsayıları
γ_{m1}	: 4 nolu sınıf enkesitleri ve burkulmaya haizelemanlarda güvenlik katsayıları
γ_{m2}	: Bulon delikleri mevcut net kesitlerde güvenlik katsayıları
δ_{max}	: Kirişlerde oluşabilecek maksimum düşey sehim değeri
δ_o	: Yüklenmemiş kirişin mevcut sehim değeri
δ_1	: Kirişlerde oluşabilecek ani sehim değeri
δ_2	: Kirişlerde oluşabilecek sürekli sehim değeri
$\sigma_{n.Ed}$	: Kolonda mevcut eksenel kuvvet ve eğilme momentinden dolayı, kolon başlığında oluşan gerilme
α_1	: Yatay sismik yük etkisi altında yapıda ilk plastik mafsallın oluşmasına sebep olacak yük çarpanı
α_u	: Yatay sismik yük etkisi altında oluşan plastik mafsallarla yapının stabilitesinin kaybolmasına yol açacak yük çarpanı
λ	: Deprem yükü düzeltme faktörü
χ	: Yapının plandaki merkeziyle kabul edilen eleman arasındaki mesafe

YARI-RİJİT ÇELİK KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN YAPI DAVRANIŞINA OLAN ETKİLERİ

ÖZET

Depreme dayanıklı çelik yapı tasarımında yapının malzeme, geometri gibi temel özelliklerinin yanında kolon-kiriş birleşim davranışının da dikkate alınması gereklidir. Geleneksel çelik yapı hesaplarında kolon-kiriş birleşimleri rijit veya mafsallı olarak kabul edilmekte ve bu iki sınır durum arasındaki birleşim davranışı göz önüne alınmamaktadır. 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, rijitlikleriyle orantılı olarak paylaşılır. Mafsallı olarak tasarlanan bir düğüm noktasında ise kolona bağlanan kiriş moment aktarmamakta ve uçlarından dönebilmektedir. Yapılar projelendirilirken düğüm noktalarını mafsallı veya rijit olarak tasarlamak mutlak ki bir çok hesap kolaylığını beraberinde getirmektedir. Ancak son yıllarda yapılan deneysel çalışmalar, kolon-kiriş birleşim noktalarının yarı-rijit olarak ele alınmasının daha gerçekçi sonuçlar verdiğini ortaya koymuştur.

Yapı elemanlarının davranışları; moment ve ona bağlı olan dönme miktarının karşılıklı etkileşimi gösteren $M - \phi$ eğrileriyle iyi bir şekilde ifade edilebilmektedir. Deneysel sonuçlardan yola çıkan çeşitli araştırmacılar; yarı-rijit birleşimlerin modellenebilmesi için $M - \phi$ eğrileri oluşturan çeşitli matematiksel modeller önermişlerdir. Bu modellerde yarı-rijit birleşimlerin moment-eğrilik ilişkileri birleşim tipine göre tanımlanmıştır.

Bu çalışmanın amacı; yıllardan beri kavramsal olarak bilinmesine rağmen, deneysel sonuçların yetersizliği ve uzun hesap işlemlerinden dolayı ihmal edilen yarı-rijit birleşimlerin, geleneksel yöntem olan rijit ve mafsallı birleşimlerle karşılaştırılması ve sonuçların irdelenmesidir.

Çalışmada, birleşimlerin sistem üzerindeki etkisini inceleyebilmek amacıyla farklı birleşim tipleri kullanılarak, kat adetleri değişen üç farklı sistemin analizleri yapılmış ve bunların davranışlarındaki değişimler incelenmiştir. 1. bölümde yarı-rijit birleşimler hakkında bilgi verilmiştir, bölüm 2’de kiriş-kolon birleşimlerinin davranış özellikleri anlatılmıştır. 3. bölümde birleşimlerin EC3’e göre sınıflandırılması ve bölüm 4’te moment-dönme eğrilerinin elde edilmesi anlatılmıştır. Bölüm 5’te yarı-rijit birleşimlerin EC3’e göre hesap esasları, bölüm 6’da sayısal sistem çözüm örnekleri anlatılmıştır. Bölüm 7’de sayısal örneklerin sonuçları irdelenmiştir.

THE EFFECTS OF THE SEMI-RIGID BEAM TO COLUMN CONNECTIONS OVER THE FRAME BEHAVIOUR IN STEEL STRUCTURES

SUMMARY

In earthquake resistant design; except the general properties such as material and geometry, beam to column connections should also be taken into consideration. In traditional steel structure analyses, beam to column connections accepting in two categories; rigid and pinned, and the behavior between these situations are not considering. In beam to column connections which is designed as rigid, it is assumed that there is not any relative rotation between the axis of the elements forming the connections, thus the bending moment 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 it's ends. While designing the constructions, assuming that the joints as rigid or pinned, will certainly make the calculations easier. However experimental results show that in analyses by taking beam to column connections into consideration as semi-rigid gives more reliable results.

The behavior of the structural elements can express with the $M - \phi$ (Moment-Rotation) diagrams, where the vertical direction represents the moment and the horizontal direction represents rotation in the diagram. After various experimental researches, different mathematical expressions have been made for forming these semi-rigid connections $M - \phi$ diagrams.

The objective of this thesis is to compare the traditional rigid and pinned connections with the semi-rigid connections, which have been known and neglecting by many years because of the inadequacy of the experimental results and their complex calculation methods.

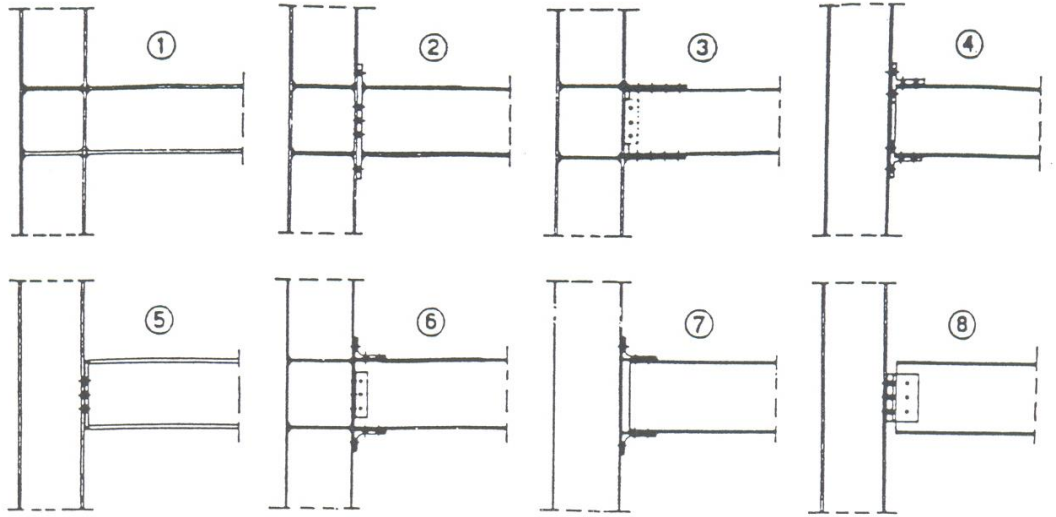
In this study, for evaluating the effects of the connections over the behavior of structure are different types of connections used in three structural systems, which have different story numbers. In section 1, general information is given about semi-rigid connections whereas in section 2, behavioral properties of beam to column connections are explained. Classifications of the connections are examined by using EC3 in section 3, and in section 4 examined the Moment-Rotation relationship. In section 5 fundamental principles of using the component method are examined. In section 6, several type of numeric examples are given and the results of this numeric examples are examined in section 7.

1. GİRİŞ

Çelik yapıların birleşimlerinde hesap kolaylığı sağlaması açısından mafsallı ve rijit kabulleri yapılmaktadır. Ancak son yıllarda yapılan deneysel ve teorik araştırmalarda, uygulamada çelik yapılarda kullanılan kiriş-kolon birleşimlerinin tam rijit veya mafsallı tanımına uymadığı gözlenmiştir. Bu konudaki bilgi eksikliği birçok ülkede yapı mühendislerini yeni araştırmalara yöneltmiştir. Özellikle, kiriş-kolon birleşimlerinin gerçek davranışının incelenmesi için yapılan deneysel araştırmaların sonuçları yarı-rijit kavramını ortaya çıkarmış ve yeni standartlar, bu birleşimlerin hesap ve değerlendirilmesine ilişkin esasları önerileri arasına almaya başlamıştır (Yorgun, Yardımcı ve Arda, 1995).

Yapı elemanlarının davranışlarını, düşey ekseninde moment ve yatay ekseninde dönme olmak üzere; bu iki etkinin birbirleriyle olan etkileşimini gösteren $M - \phi$ diyagramları en iyi şekilde açıklar. Bu birleşimlerin moment-dönme eğrileri, doğrusal olmayan bir davranış gösterirler. Yani birleşen elemanlar arasında, eğilme momenti ile orantılı olan, rölatif bir dönme farkı vardır. Özellikle çelik yapılar, birleşimlerin yarı-rijit davranışından etkilenirler. Dolayısıyla, bu tür birleşimlerin moment-dönme özelliklerinin iyi bilinmesi gerekir.

Tasarlanan birleşimler, içerdikleri bileşenlere ve bunların yerleştiriliş şekline göre değişik moment-dönme eğrilikleri oluştururlar. Bulon, kaynak, berkitme ve alın plakası gibi değişik elemanlarla farklı dayanımlarda birleşimler oluşturulabilir. Çelik yapılarda kullanılabilecek başlıca bağlantı tipleri (Şekil 1.1);



Şekil 1.1 Eurocode3'e göre birleşim tipleri (Manual on Design of Seismic Structures)

1-Tamamen kaynaklı

2-Uzatılmış uç plakalı

3-Üst ve alt başlık plaka parçalı

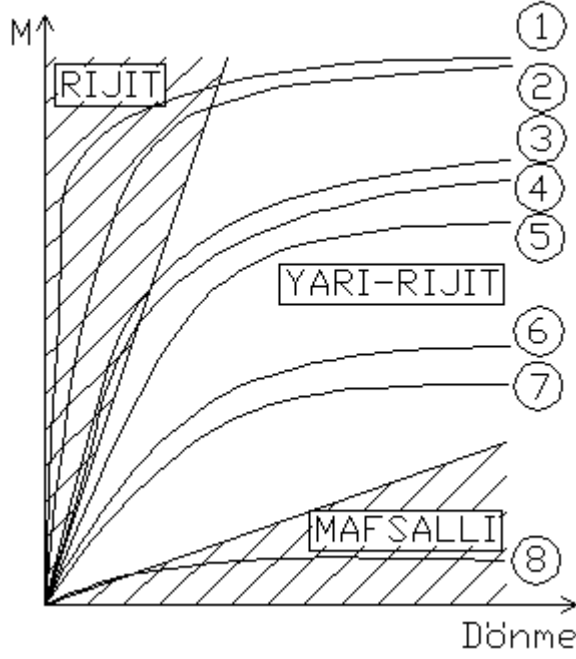
4-T-parçalı

5-Kısa uç plakalı

6-Başlıklar ve gövde korniyerli

7-Sadece başlıklar korniyerli

8-Çift gövde korniyerli olmak üzere sekiz çeşittir ve bunların moment-dönme eğrilerine göre bir karşılaştırması Şekil 1.2'deki gibi verilebilir.



Şekil 1.2 DeneySEL $M - \phi$ eğrisi (Manual on Design of Seismic Structures)

Eğrilerden görüldüğü üzere kullanılan birleşim çeşitlerinin bir kısmı yarı-rijit olarak adlandırılan duruma karşı gelmektedir ki, yapılarda yarı-rijit birleşimlerin kullanılmasıyla gerçekteki yapı davranışına daha yakın sonuçlar elde edilmektedir.

Bu tezin amacı, çelik yapılarda yeni bir kavram olarak kullanılmaya başlanan yarı-rijit birleşimlerin incelenmesi, geleneksel yöntem olan rijit ve mafsallı birleşimlerle karşılaştırılıp, sonuçlarının irdelenmesidir. Çalışmada, birleşimlerin yapı davranışına olan etkisini göstermek amacıyla farklı birleşim tipleri kullanılarak, kat adetleri değişen üç farklı sistem üzerinde analiz yapılmış ve bunların yapı sistemleri üzerinde meydana getirdiği davranış değişimleri incelenmiştir.

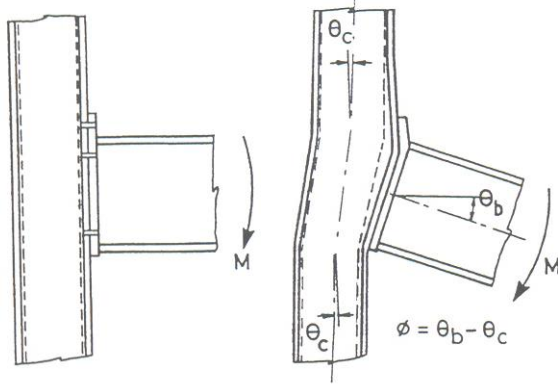
2. KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN DAVRANIŞ ÖZELLİKLERİ

Çelik yapılarda kiriş-kolon birleşimleri geleneksel olarak rijit ve mafsallı olmak üzere iki gruba ayrılarak sınıflandırılır. İdealleştirilmiş varsayımlara dayalı bu sınıflandırmada, rijit bir düğüm noktasında kesişen elemanların eksenleri arasında yerel bir dönme olmadığı düşünülmektedir. Buna bağlı olarak da, dıştan etkiyen eğilme momenti elemanlara rijitlikleriyle orantılı olarak dağılmaktadır. Mafsallı bir düğüm noktasında ise; kolona bağlanan kiriş, moment aktarmamakta ve uçlarından dönebilmektedir (Yorgun, Yardımcı ve Arda, 1995). Başka bir deyişle; tasarlanan düğüm noktasının her tarafı yeterli rijitliğe sahip (ideal olarak sonsuz rijit) ve o düğüm noktasına bağlanan tüm yapısal elemanların belirli bir yükleme altında dönmeleri eşit oluyorsa, bu birleşim rijit birleşim olarak adlandırılır (Commission of The European Communities, 1997). Rijit bir birleşimde moment mevcut, dönme ise yoktur. Momentin değeri ise birleşimin kapasitesine bağlıdır.

Tasarlanan düğüm noktasının yeterli rijitliğe sahip olmadığı ve yükleme altında kirişin basit kiriş gibi davrandığı birleşimlere mafsallı birleşim denir (Commission of The European Communities, 1997). Mafsallı bir birleşimde moment olmamakla birlikte dönme meydana gelmektedir.

Düğüm noktalarını mafsallı veya rijit olarak tasarlamak, yapıların projelendirmesi sırasında büyük kolaylık sağlamaktadır. Ancak araştırmalar göstermiştir ki; düğüm noktalarının gerçek davranışı mafsallı ve rijit kabullerinin arasında kalmaktadır. Bu davranış yarı-rijit olarak adlandırılır. Yani; yarı-rijit davranışta, kirişten kolona moment aktarılırken yerel dönmeler de oluşmaktadır.

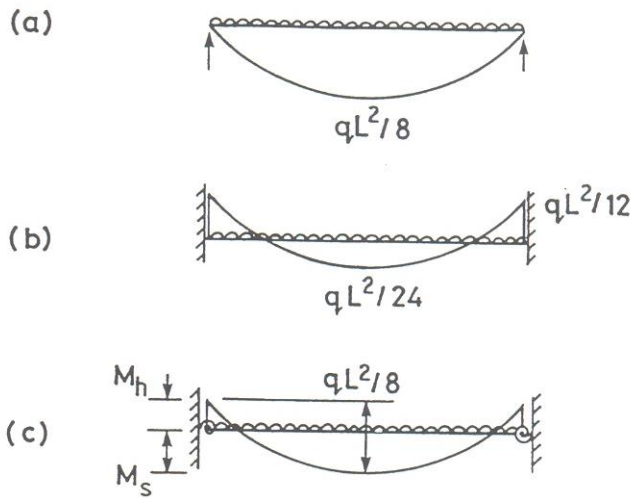
Kısaca tasarlanan düğüm noktası ne tam rijit ne de tam mafsallı olarak davranabiliyorsa, düğüm noktasında meydana gelen dönme mutlak dönmeden ϕ açısı kadar fark eder (Şekil 2.1) (Commission of The European Communities, 1997). Bu şekil birleşimlere yarı-rijit birleşimler denir.



Şekil 2.1 Kiriş-kolon birleşimi deformasyonu (Commission of The European Communities, 1997)

Dış yükler yarı-rijit birleşimlerde, o düğüm noktasına bağlı elemanlarda hem eğilme momenti hem de dönme oluştururlar. Meydana gelen moment ve rölatif dönmeler düğüm noktası özelliklerine bağlıdır.

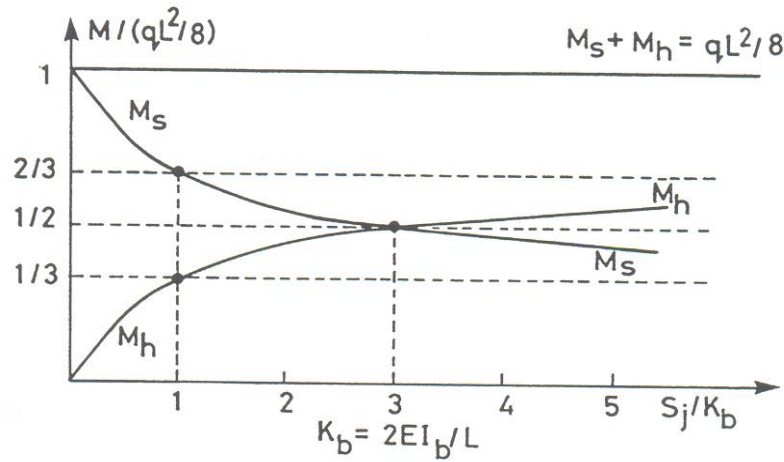
Kiriş tasarımında yarı-rijit birleşimlerin etkisi; tek açıklıklı bir elemanın davranışını inceleyerek gözlemlenebilir. Basit mesnetli ve düzgün yayılı yük etkisindeki bir kirişte, maksimum eğilme momenti orta açıklıkta oluşur (şekil 2.2a). İki ucu ankastre mesnetli bir kirişte ise, maksimum elastik eğilme momenti mesnetlerde oluşur (şekil 2.2b) ve değer basit mesnetli kirişte açıklıkta elde edilenin $2/3$ 'ü kadardır. (Commission of The European Communities, 1997)



Şekil 2.2 Farklı uç şartlarındaki kiriş durumları (Commission of The European Communities, 1997)

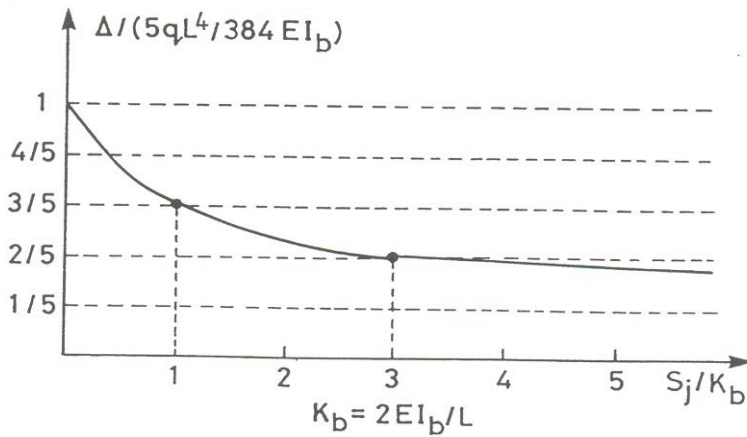
Şekil 2.2c'de ise yarı-rijit uç bağlantılarından oluşan bir kiriş gösterilmektedir.

Bağlantının rijitliğine bağlı olarak, maksimum elastik moment, mesnetlerde yada orta açıklıkta meydana gelir ve bu orta açıklıktaki değer daima sabit mesnetli durumdakinden azdır. Şekil 2.3'den birleşimin rijitliği olan S_j 'ye bağlı olarak; kirişin mesnedinde oluşan momentin, orta açıklıktaki moment değerine eşitlenebileceği görülebilmektedir. Buradan birleşimin şekliyle kiriş tasarım momentinin, dolayısıyla kiriş boyutunun istenildiği gibi değiştirilebileceği görülmektedir.



Şekil 2.3 Bağlantı rijitliğiyle değişen kiriş momenti çeşitliliği (Commission of The European Communities, 1997)

Birleşimin rijitliğine bağlı olarak; kiriş üzerinde yeri değişebilen maksimum elastik momentten dolayı, kirişteki deformasyonların yeri ve miktarı da değişmektedir (şekil 2.4).



Şekil 2.4 Bağlantı rijitliğine göre değişen açıklık ortası çökme çeşitliliği (Commission of The European Communities, 1997)

2.1 Birleşimin Çizgisel Kiriş Denklemi ile Modellenmesi

Yarı-rijit çelik kiriş-kolon birleşimlerinin modellenmesi amacıyla çizgisel kiriş denklemi kullanılabilir.

Çubuğun i, j uçlarındaki ϕ_i , ϕ_j dönmeleri ile yüklerden meydana gelen M_{ij} , M_{ji} uç momentleri birim yer değiştirme sabitleri de kullanılarak süper pozisyon ile elde edilen;

$$M_{ij} = m_{i\phi} \phi_i + m_{i\phi} \phi_j + \mu_{ij} \quad (2.1)$$

$$M_{ji} = m_{j\phi} \phi_i + m_{j\phi} \phi_j + \mu_{ji} \quad (2.2)$$

formülleri ile bulunur (Çakıroğlu ve Çetmeli, 1991). Bu denklemleri Şekil 2.5'de görülen çubuk için düzenlersek;

$$M_{ij} = \mu_{ij} + \frac{4EI}{L} \phi_i + \frac{2EI}{L} \phi_j \quad (2.3)$$

$$M_{ji} = \mu_{ji} + \frac{2EI}{L} \phi_i + \frac{4EI}{L} \phi_j \quad (2.4)$$

olur. Bu denklemlerde gerekli düzenlemeleri yaparsak;

$$\frac{6EI}{L} \phi_i = 2(M_{ij} - \mu_{ij}) - (M_{ji} - \mu_{ji}) \quad (2.5)$$

$$\frac{6EI}{L} \phi_j = -(M_{ij} - \mu_{ij}) + 2(M_{ji} - \mu_{ji}) \quad (2.6)$$

olacaktır. (2.5) ve (2.6) denklemlerini taraf tarafa çıkarırsak;

$$\frac{6EI}{L} (\phi_i - \phi_j) = 3(M_{ij} - M_{ji}) - 3(\mu_{ij} - \mu_{ji}) \quad (2.7)$$

çıkar. Aşağıdaki eşitlikler geçerli olduğuna göre;

$$M_{ij} = -M_{ji} \quad (2.8)$$

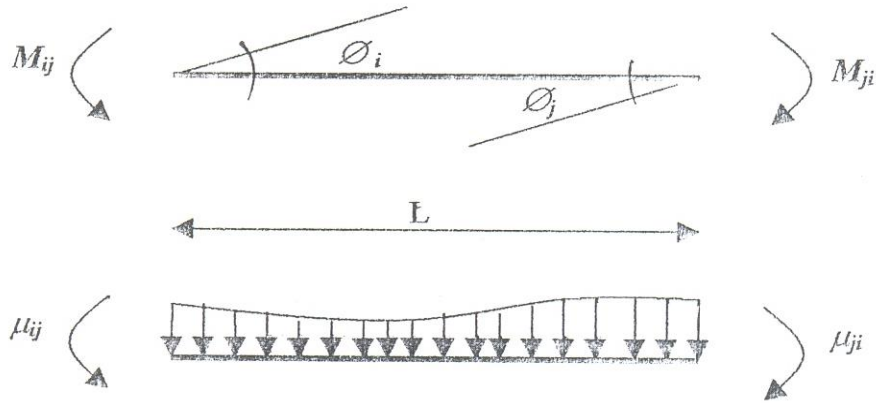
$$\mu_{ij} = -\mu_{ji} \quad (2.9)$$

$$\phi_i = -\phi_j \quad (2.10)$$

(2.7) denklemini yeniden düzenlersek;

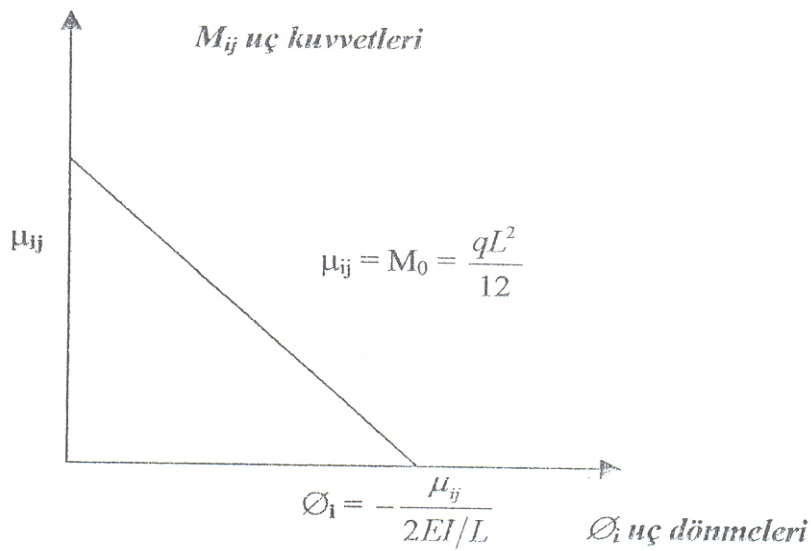
$$\frac{2EI}{L} \phi_i = M_{ij} - \mu_{ij} \quad (2.11)$$

elde edilir.



Şekil 2.5 Çubuğa etkiyen uç kuvvetleri (Çakıroğlu, Çetmeli, 1991)

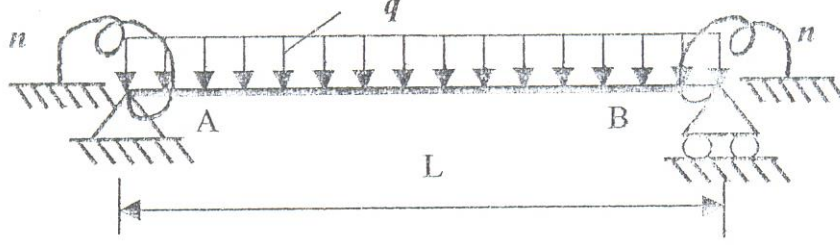
(2.11) eşitliğinden anlaşılabacağı üzere $\phi_i = 0$ olması tam ankastrelik şartıdır ve bu durumda $M_{ij} = \mu_{ij}$ olur. $M_{ij} = 0$ olması tam mafsallık şartıdır ve bu durumda $\phi_i = -\mu_{ij} / (2EI / L)$ olur (Şekil 2.6).



Şekil 2.6 Çizgisel kiriş diyagramı (Geschwinder, 1991)

2.2 Birleşimin Yay Olarak Modellenmesi

Kiriş-kolon birleşimlerinin davranış özelliklerini irdelemek amacıyla, düzgün yayılı yüklü basit bir kirişi ele alalım. Bu kirişin her iki mesnedine birer adet döner yayın tespit edildiğini farz edelim (Şekil 2.7). Böylece mesnet noktalarında birleşimin tam mafsalsal, tam rijit ve yarı-rijit davranışlarını matematiksel olarak modelleyelim (Göğüs, 1978).

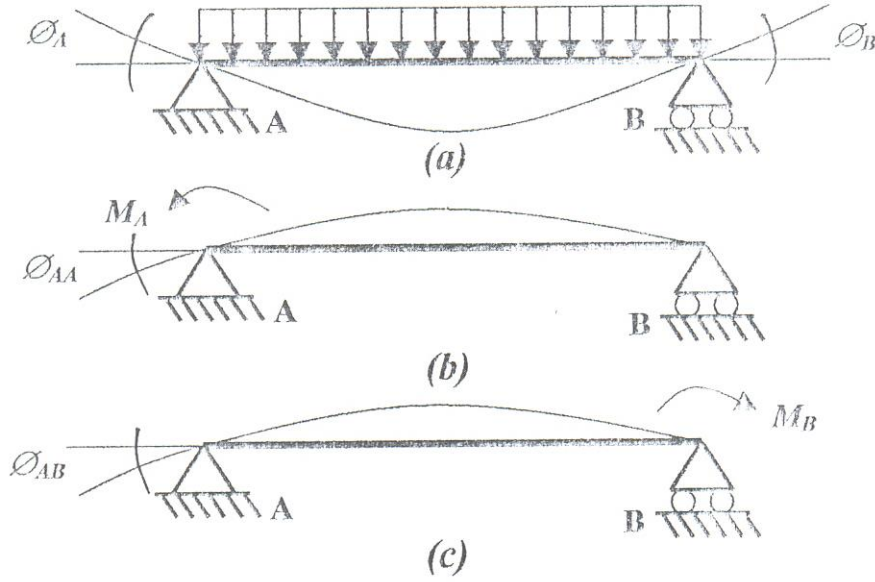


Şekil 2.7 Kiriş ve birleşim modeli (Geschwinder, 1991)

Birleşimdeki dönmeye ϕ_{bir} , yay katsayısına n denirse birleşimdeki moment M_{bir} şöyle olacaktır;

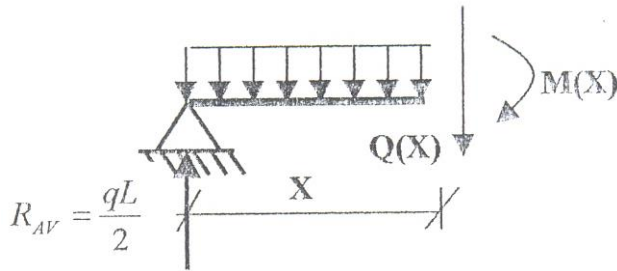
$$M_{bir} = n\phi_{bir} \quad (2.12)$$

Süperpozisyon kuralı gereği, yüklerin sisteme ayrı ayrı tesir etmesiyle meydana gelen gerilme veya şekil değiştirmelerin toplamı, yüklerin aynı anda tesir etmesiyle meydana gelen gerilme ve şekil değiştirmelerin toplamına eşittir (Göğüs, 1978). Dolayısıyla A noktasındaki dönme üç ayrı yükleme grubunun süper pozisyonu olarak hesaplanabilir (Şekil 2.8).



Şekil 2.8 Kirişte yükleme grupları (Geschwinder 1991)

A noktasındaki dönmeyi her bir yükleme grubu için ayrı ayrı hesaplayalım. Düzgün yayılı yüklü basit kirişte (Şekil 2.8a) A noktasının dönmesini integrasyon metodu ile aşağıdaki gibi hesaplarsak (Kadıoğlu, Engin ve Bakıoğlu, 1992).



Şekil 2.9 Düzgün yayılı yüklü basit kirişte kesit tesirleri

Kirisin eğilme momenti şöyle olacaktır:

$$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} \quad (2.13)$$

Kirisin elastik eğrisinin ikinci dereceden türevi, moment denkleminin eğilme rijitliğine bölümü ve ters işaretlisi olduğundan;

$$v''(x) = \frac{q}{2EI}(x^2 - xL) \quad (2.14)$$

olur. Sistemin dönme denklemi, kirişin elastik eğrisinin birinci dereceden türevi olduğundan;

$$v'(x) = \int v''(x)dx = \frac{q}{2EI} \left(\frac{x^3}{3} - \frac{x^2}{2} L \right) + C_1 \quad (2.15)$$

dir. Sistemin elastik eğri denklemi şöyle olacaktır;

$$v(x) = \int v'(x)dx = \frac{q}{2EI} \left(\frac{x^4}{12} - \frac{x^3}{6} L \right) + C_1 x + C_2 \quad (2.16)$$

Sınır koşulları dikkate alınırsa integral sabitleri şöyle hesaplanabilir;

$X = 0$ için $v(x) = 0$ olur. Bu durumda $C_2 = 0$ olacaktır.

$X = L$ için $v(x) = 0$ olur. Bu durumda $C_1 = \frac{qL^3}{24EI}$ olacaktır.

İntegral sabitleri bulunduktan sonra sistemin dönme denklemi aşağıdaki tarzda olur:

$$v'(x) = \frac{qx^3}{6EI} - \frac{qx^2L}{4EI} + \frac{qL^3}{24EI} \quad (2.17)$$

dır. A noktasındaki dönme aşağıda hesaplanmıştır:

$$\phi_A = v'(A) = v'(x=0) = \frac{qL^3}{24EI} \quad (2.18)$$

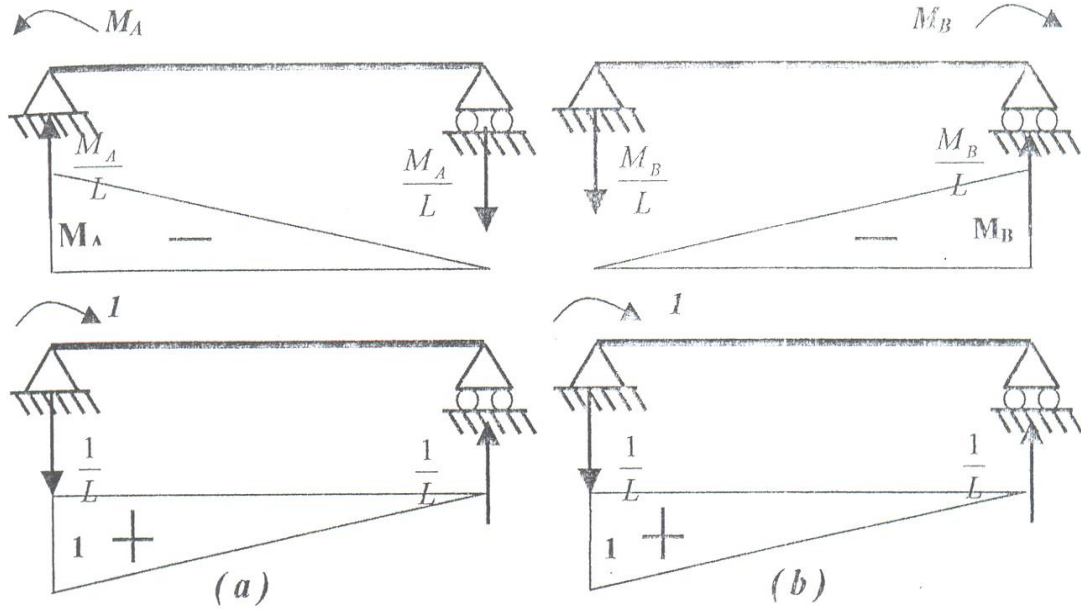
A noktasındaki yayın uygulayacağı momentin sebep olacağı dönme, ϕ_{AA} , virtüel iş teoreminden hesaplanabilir (Şekil 2.8b). Virtüel kuvvetlerle hakiki yer değiştirmelerin yapacağı iş virtüel dış iş olarak adlandırılır ve pasif iş gibi hesaplanır (Göğüş, 1978). ϕ_{AA} , A noktasındaki momentin ve fiktif yükün moment diyagramlarının integral çarpımıyla bulunur (Şekil 2.10a). Bu durumda M_i fiktif yükten ileri gelen moment olarak alınır;

$$\phi_{AA} = \int \frac{MM_i}{EI} dx = -\frac{M_A L}{3EI} \quad (2.19)$$

olacaktır. B noktasındaki yayın uygulayacağı momentin sebep olacağı dönme,

ϕ_{AB} , benzer şekilde virtüel iş teoreminden hesaplanabilir (Şekil 2.8c). ϕ_{AB} , B noktasındaki momentin ve A noktasındaki fiktif yükün moment diyagramlarının integral çarpımıyla bulunur (Şekil 2.10b).

$$\phi_{AB} = \int \frac{MM_i}{EI} dx = -\frac{M_B L}{6EI} \quad (2.20)$$



Şekil 2.10 Basit Kiriş Mesnet Noktalarında Yay Momentleri ve fiktif yüklerden ileri gelen eğilme momenti diyagramları (Geschwinder, 1991)

Tüm yüklemeleri göz önünde bulunduracak olursak, A noktasındaki sonuç dönme miktarı şöyle olacaktır:

$$\phi_{sonuç} = \phi_A + \phi_{AA} + \phi_{AB} \quad (2.21)$$

A noktasındaki dönme, aynı zamanda birleşimin dönmesine eşit olduğuna göre, gerekli düzenlemeler yapılırsa;

$$\phi_{bir} = \frac{M_{bir}}{n} = \frac{qL^3}{24EI} - \frac{M_A L}{3EI} - \frac{M_B L}{6EI} \quad (2.22)$$

olur. Sistemin ve yüklemenin simetrik olduğunu, yay momentinin de kiriş uç momentine eşit olduğunu dikkate alacak olursak; $M_{bir} = M_A = M_B$ olacaktır. (2.22) eşitliğinde gerekli sadeleştirmeler yapılırsa, birleşim momenti şöyle olur:

$$M_{bir} = \frac{qL^3 / 24EI}{\frac{1}{n} + \frac{L}{2EI}} \quad (2.23)$$

Birleşim davranışını daha iyi biçimde ifade edebilmek için kiriş rijitliği ile yay katsayısı arasındaki orana u denilirse;

$$u = \frac{(EI/L)}{n} \quad (2.24)$$

olur. Burada, (2.12) eşitliğinde gerekli sadeleştirmeler yapılırsa;

$$M_{bir} = \frac{qL^2 / 12}{2u + 1} \quad (2.25)$$

çıkar. Kiriş eğilme momenti diyagramında (Şekil 2.11) oluşacak maksimum pozitif moment aşağıda verilmiştir:

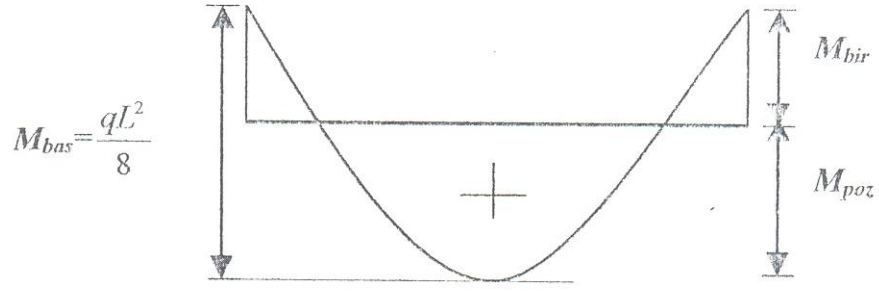
$$M_{poz} = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^2 / 12}{2u + 1} \quad (2.26)$$

Bu denklemde gerekli sadeleştirmeler yapılırsa, aşağıdaki ifade elde edilir:

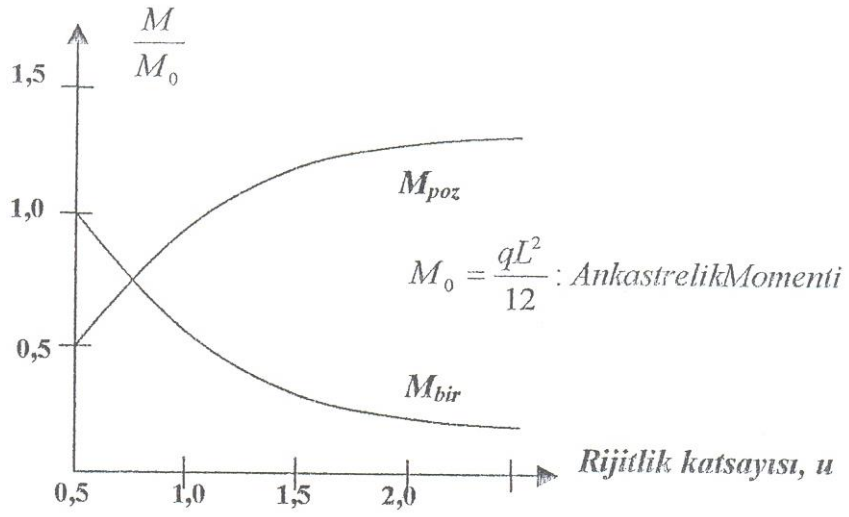
$$M_{poz} = \frac{6u + 1}{4u + 2} \frac{qL^2}{12} \quad (2.27)$$

(2.25) ve (2.27) denklemleri ile hem birleşim momenti, hem de kirişte oluşan maksimum pozitif moment, ankastrelik momentinin $(qL^2 / 12)$ belli bir katsayı ile çarpımı tarzında ifade edilmiştir. Eğer bu katsayılar, yay katsayısının bir fonksiyonu olarak nitelenirse kirişin davranışı belirlenebilir (Şekil 2.12) (Geschwinder, 1991).

Kiriş rijitliğinin artışıyla birleşimin mafsala yaklaşacağı, azalışıyla ise ters orantılı olarak birleşimin daha rijit davranacağı görülmektedir.



Şekil 2.11 Kirişte eğilme momenti diyagramı (Geschwinder, 1991)



Şekil 2.12 Eğilme momenti katsayıları ve rijitlik oranı (Geschwinder, 1991)

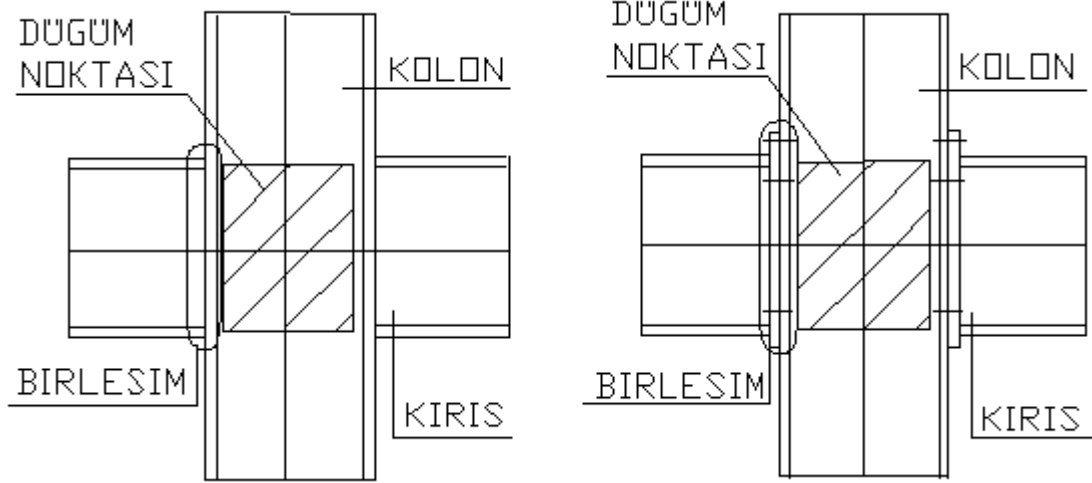
3. KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMLERİNİN EC3'E GÖRE SINIFLANDIRILMASI

Kiriş-kolon birleşimlerinin gerçek davranışlarını incelemek için yaklaşık elli yıldır 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.

Kiriş-kolon birleşimlerini sınıflandırmadan önce düğüm noktası ve birleşim arasındaki farkın açıklanması yararlı olacaktır. Düğüm noktası ve birleşim terimleri kullanılanın aksine aralarında önemli fark olan ifadelerdir.

En çok kabul edilen tanımlamaya göre;

- Birleşim giriş ve kolon arasında mekanik bir bağlantı sağlayan fiziksel bileşenlerdir ve bütün etkiler bağlantının bulunduğu yerde meydana gelmektedir.
- Düğüm noktası ise birleşimle beraber bağlanan elemanlar arasındaki kolon gövdesi gibi iç etkileşim bölgelerini de kapsar.



a)Kaynaklı birleşim

Bileşenleri: - Kaynak

b)Bulonlu birleşim

Bileşenleri: - Kaynak

- Uç plakası

- Bulonlar

- Kolon başlığı

Şekil 3.1 Kiriş-kolon birleşimleri (Manual on Design of Seismic Structures)

Böylece düğüm noktasının deformasyonu normal olarak birleşim deformasyonunu da içermektedir ve bu yapısal sistemin elastik ötesi cevabına önemli katkılar yapmaktadır (Manual on Design of Seismic Structures).

3.1 Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Eurocode 3'e Göre Sınıflandırılması

Birleşimlerin sınıflandırmasında moment-dönme eğriliklerinden yararlanılır.

Eurocode 3 birleşimleri rijitliklerine ve taşıma güçlerine göre iki ayrı grupta sınıflandırır.

3.1.1 Birleşimlerin rijitliklerine göre sınıflandırılması

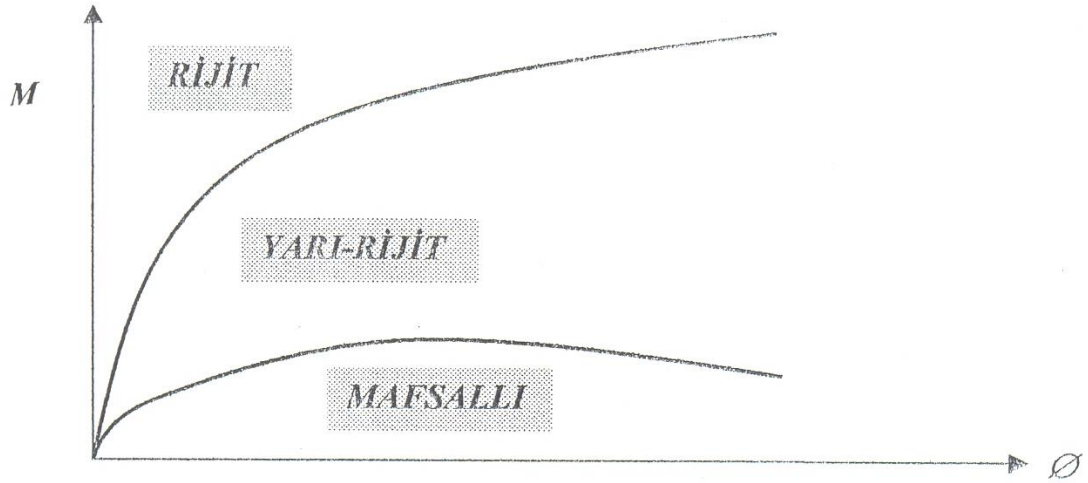
Elastik analizde birleşimler rijitliklerine göre şu tarzda sınıflandırılırlar:

a) Mafsallı birleşimler : Bu tür bağlantılarda birleşen elemanlar arasında moment aktarımı olmadığı kabul edilir.

b) Rijit birleşimler: Birleşen elemanlar arasında moment, rijitlikleriyle orantılı olarak dağıtılır.

c) Yarı-rijit birleşimler: İlk iki sınıfa da girmeyen uygulamadaki gerçek birleşim davranışına uygun birleşimlerdir (Eurocode 3, 1993).

Bu sınıflandırmalar arasında moment-dönme eğrileriyle yapılan bir sınıflandırma şekil 3.2’de görülmektedir.



Şekil 3.2 $M - \varphi$ eğrileriyle birleşimlerin sınıflandırılması

Kuşaklı çerçevede (Eurocode 3, 1993)

$$1) S_j \geq 8EI_b / L_b \text{ (Rijit)} \quad (3.1a)$$

$$2) 8EI_b / L_b > S_j > 0,5EI_b / L_b \text{ (Yarı-rijit)} \quad (3.1b)$$

$$3) S_j \leq 0,5EI_b / L_b \text{ (Mafsallı)} \quad (3.1c)$$

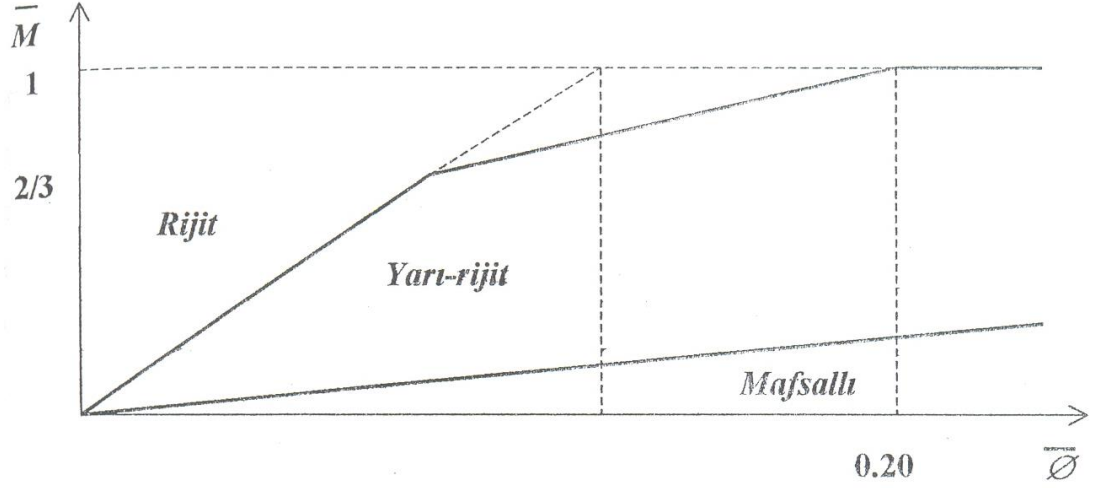
Kuşaksız çerçevede (Eurocode 3, 1993)

$$1) S_j \geq 25EI_b / L_b \text{ (Rijit)} \quad (3.2a)$$

$$2) 25EI_b / L_b > S_j > 0,5EI_b / L_b \text{ (Yarı-rijit)} \quad (3.2b)$$

$$3) S_j \leq 0,5EI_b / L_b \text{ (Mafsallı)}$$

$$(3.2c)$$



Şekil 3.3 Kuşaklı çerçevelerde tavsiye edilen sınıflandırma koşulları (Eurocode3, 1993)

Şekil 3.3 için aşağıdaki eşitlikler geçerlidir:

$$\text{eğer } \bar{M} \leq 2/3 \text{ ise } \bar{M} = 8\bar{\phi}$$

$$\text{eğer } 2/3 < \bar{M} \leq 1,0 \text{ ise } \bar{M} = (20\bar{\phi} + 3)/7$$

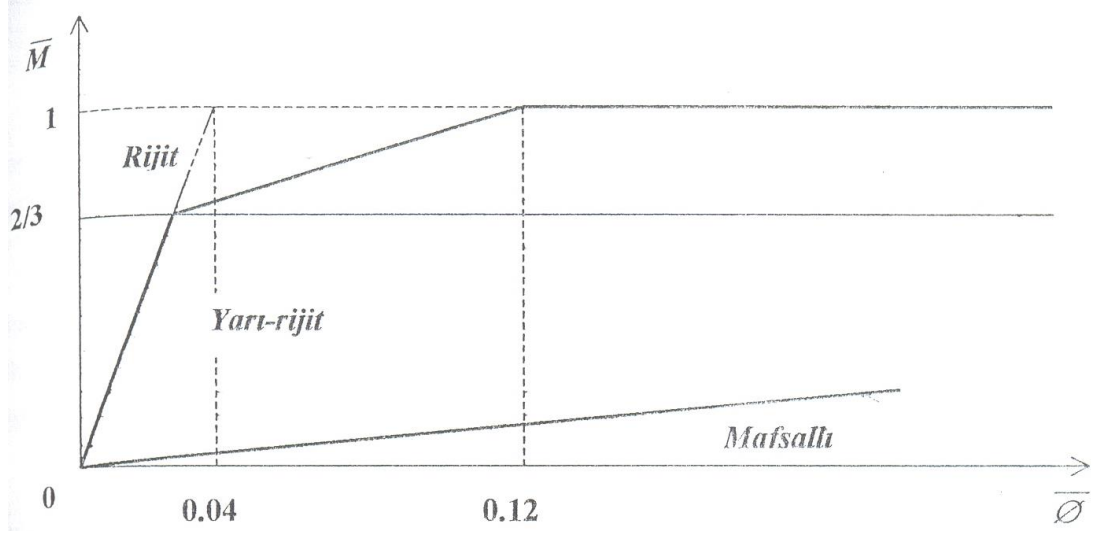
Diyagram koordinatları aşağıdaki gibidir:

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

Şekil 3.4 için aşağıdaki eşitlikler geçerlidir:

$$\text{eğer } \bar{M} \leq 2/3 \text{ ise } \bar{M} = 25\bar{\phi}$$

$$\text{eğer } 2/3 < \bar{M} \leq 1,0 \text{ ise } \bar{M} = (25\bar{\phi} + 4)/7$$



Şekil 3.4 Kuşaksız çerçevede tavsiye edilen sınıflandırma koşulları (Eurocode3, 1993)

Yukarıda sunulan diyagram ve eşitlikler $K_b / K_c \geq 1$ değerini sağlayan kuşaksız çerçeveler için geçerlidir.

K_b : Dikkate alınan katın üstündeki tüm kirişlerin ortalama I_b / L_b değeridir.

K_c : Dikkate alınan kattaki tüm kolonların ortalama I_c / L_c değeridir.

I_b ve I_c sırasıyla kiriş ve kolon atalet moment değerleridir.

L_b ve L_c sırasıyla kiriş açıklığı ve kolon kat yüksekliğidir.

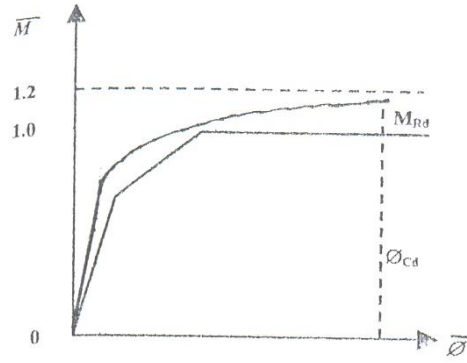
Eurocode3 kirişin uzunluğunun birleşime olan etkisini (3.1) ve (3.2) denklemlerindeki katsayıları kullanarak ifade etmektedir. Görüldüğü üzere şartname, birleşimi münferit olarak ele almayıp, çerçeveselendirme tarzının da birleşim davranışı üzerindeki etkisini hesaplara ilave etmektedir.

3.1.2 Birleşimlerin taşıma güçlerine göre sınıflandırılması

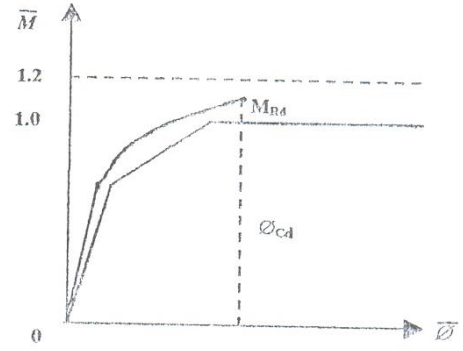
Plastik analizde birleşimler taşıma güçlerine göre şu tarzda sınıflandırılırlar:

- a) Mafsallı birleşimler: Birleşimin moment taşıma gücü, kirişin taşıyabileceği plastik moment kapasitesinin 0,25 katından büyük değilse ve birleşim yeterli rijitliğe sahip ise, birleşim mafsallı olarak tanımlanmaktadır.
- b) Tam dayanımlı birleşimler: Birleşimin taşıma gücünün kirişin plastik moment kapasitesine eşit ve yeterli rijitliğe sahip olduğu birleşimlerdir. Bu birleşimlerde, birleşimin taşıma gücü kirişin plastik moment kapasitesinin en azından 1,2 katı ise rijitliği kontrol edilmemektedir.
- c) Kısmi dayanımlı birleşimler: Birleşimin taşıma gücü kirişin plastik moment kapasitesinden az ise, kısmi dayanımlı olarak tanımlanmakta ve rijitliğin kontrolüne gerek duyulmamaktadır (Yorgun, Yardımcı ve Arda, 1995).

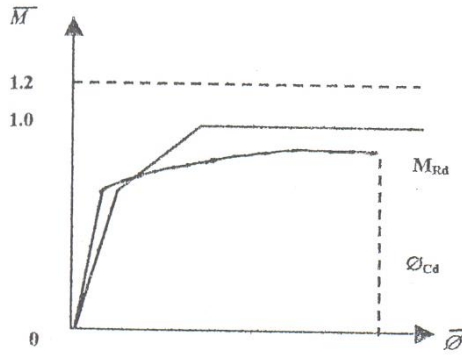
Eurocode 3 birleşimleri, hem dönme rijitliği, hem de moment taşıma gücünü dikkate alarak Şekil 3.5'de görüldüğü tarzda sınıflandırır. Ayrıca Şekil 3.6'da genelleştirilmiş haliyle birleşim davranışları görülmektedir. Şartname, kullanılan global analiz metoduna bağlı olarak farklı türlerde çerçeveler için uygulanabilir birleşim tiplerini de kullanıcıların faydalanabilmesi amacıyla Tablo 3.1'de özetlemiştir.



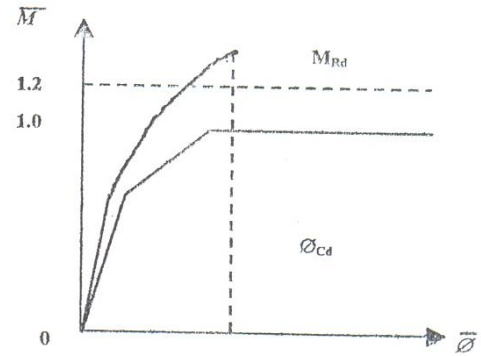
a) RİJİT-TAM DAYANIMLI
 $M_{Rd} < 1.2M_{pl,Rd}$ olduğundan dönme
 kapasitesi θ_{Cd} 'nin yeterliliği
 kontrol edilmelidir



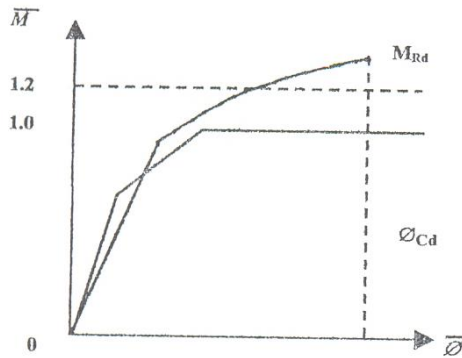
b) RİJİT-TAM DAYANIMLI
 $M_{Rd} < 1.2M_{pl,Rd}$ olduğundan dönme
 kapasitesi θ_{Cd} 'nin yeterliliği
 kontrol edilmelidir



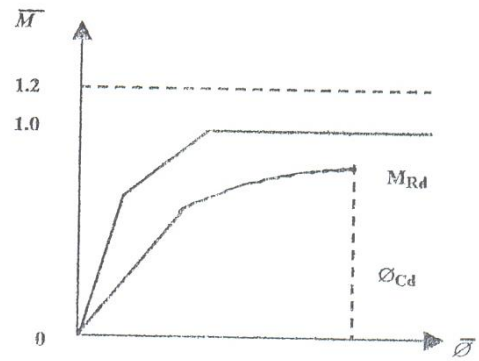
c) RİJİT-KİSMİ DAYANIMLI
 $M_{Rd} < M_{pl,Rd}$



d) RİJİT-TAM DAYANIMLI
 $M_{Rd} > 1.2M_{pl,Rd}$



e) YARI RİJİT-TAM DAYANIMLI
 $M_{Rd} > 1.2M_{pl,Rd}$



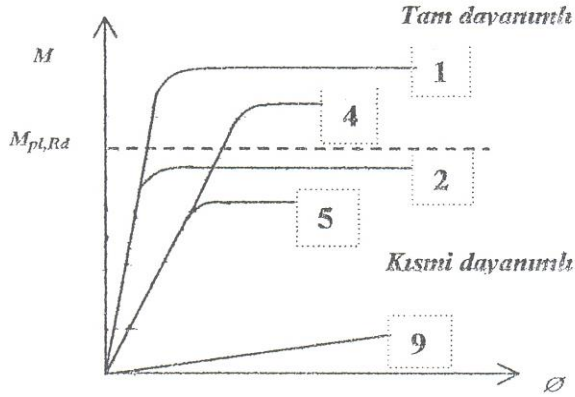
f) YARI RİJİT-KİSMİ DAYANIMLI
 $M_{Rd} < M_{pl,Rd}$

Şekil 3.5 Kiriş-kolon birleşimlerinde moment-dönme karakteristiği esas alınarak yapılmış sınıflandırma örnekleri (Eurocode3, 1993)

Tablo 3.1 Kiriş-kolon birleşimleri

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

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

**Şekil 3.6** Kiriş-kolon birleşimlerinin EC3'e göre standart sınıflandırılması (Eurocode3, 1993)**Tablo 3.2** Birleşimlerin tasarımda yapılan kabuller (Eurocode3, 1993)

Çerçeveselendirme Tarzı	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

4. DÜĞÜM NOKTASI DAVRANIŞININ MODELLENMESİ:

Yapı analizinde, birleşimin nonlinear davranışı hesaba katılmak istenildiğinde, öncelikle kullanılacak olan kiriş-kolon birleşiminin davranışının modeli, yapı analizinde istenilen hassasiyete göre; lineer, curvilineer yada nonlinear gibi moment-dönme eğrilerine bağlı olarak belirlenmelidir.

Moment-dönme eğrisinin oluşturulmasında 3 farklı yöntem kullanılmaktadır.

- Analitik modeller
- Mekanik modeller
- Sonlu eleman modeli

Bu bölümde öncelikle moment-dönme eğrisinin belirlenmesinde en çok kullanılan yöntem olan analitik modeller anlatılmaya çalışılacak ve diğer yaklaşımlara da kısaca değinilecektir.

4.1. Moment-Dönme Eğrisinin Analitik Modeli:

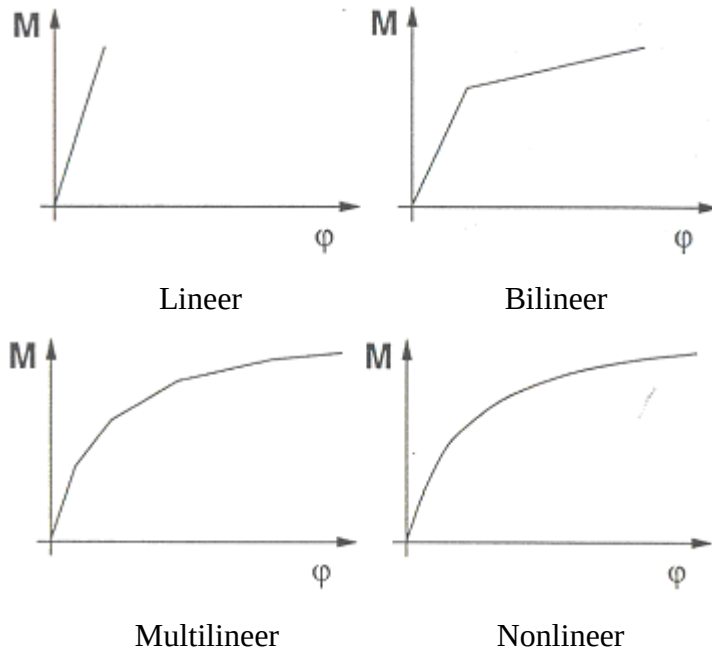
Moment-dönme eğrisinin matematik modeli kurulurken amaç yalnızca doğru yaklaşımlarla $M - \phi$ eğrisini elde etmek değildir. Ayrıca elde edilen bu eğrinin ortalama çerçeve davranışının oluşturulmasında etkisinin de belirlenmesidir. Moment-dönme eğrisinin hassasiyeti yarı-rijit çerçevelerin analizini yapacak olan bilgisayarların hesap kapasitesine göre seçilmelidir.

Moment-dönme eğrisini ifade etmek için kullanılan; en basit, ama böylece en az hesap gerektiren ifade birleşimin rijitliğiyle oluşturulan lineer (Şekil 4.1) modeldir. Bu ifade bir tek birleşim rijitliği değişkenine bağlı olarak oluşturulabilmektedir (C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano, 2000).

Kiriş-kolon birleşiminin $M - \phi$ eğrisinde rijitliğin değiştiği dirsek bölgesini hesaplarda kullanmamasına rağmen, bilineer (Şekil 4.1) model de sıklıkla tercih edilir. Bu bilineer kabul yarı-rijit çerçevelerin moment-dönme eğrisinin hesabı için çok sayıda bilgisayar programında kullanılmıştır. Öte yandan belirtmek gerekir ki;

birleşim davranışının lineer veya bilineer elemanlarla modellenmesiyle basitleştirilmiş yapı analiz metotlarında sınırlı bir yerlere ulaşılabilir.

Bundan dolayı; bu sınırlamanın daha da üzerinde hassasiyet gerektiren birleşimler olursa trilineer ve multilineer (Şekil 4.1) modellerde bulunmaktadır. Çelik kiriş-kolon birleşimlerinin düşük yük seviyelerinde bile moment-dönme davranışının nonlinear olduğu unutulmamalıdır (Şekil 4.1). Bundan dolayı çok hassas bir hesap yapılmak istenirse nonlinear kabul kullanılabilir.



Şekil 4.1 $M - \phi$ eğrisinin farklı matematiksel ifadeleri (C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano, 2000)

Bu eğrileri birbirleri arasında değerlendirmek istersek; lineer ve bilineer fonksiyonlar nonlinear moment-dönme eğrilerine oranla hassaslığı daha az olan yaklaşımlar oluşturmaktadır. Çok eğrilikli fonksiyonlar daha yaklaşık sonuçlar vermekle birlikte daha karmaşık işlemler gerektirmektedirler (Jones 1980).

Kiriş-kolon birleşiminin moment-dönme eğrisinin matematiksel ifadesi formüllere dayanan bir yada çok sayıda kesin fiziksel anlamlar ve şekil faktörleriyle oluşturulur. Yani bu yöntem rijitlik, dayanım ve şekil faktörü kriterlerini kullanarak formül oluşturmaya dayanır (C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano, 2000).

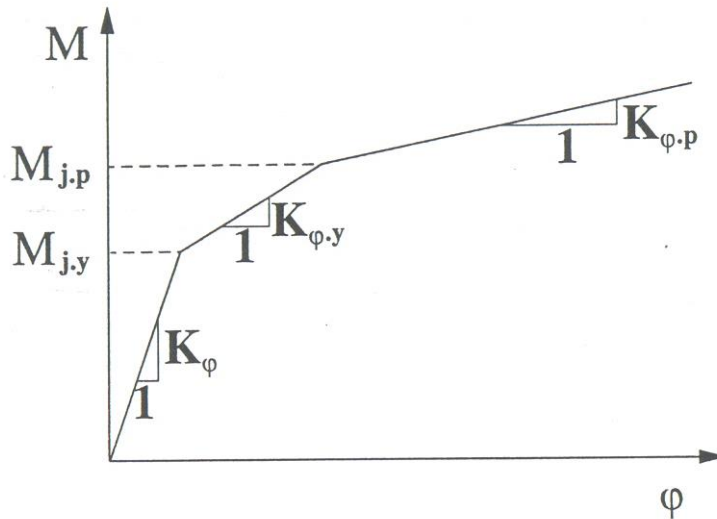
4.1.1 Rijitlik, Dayanım ve Şekil Faktörüne Bağlı Formülasyonlar:

Moment-dönme eğrisinin lineer kabulde oluşturulması sadece düğüm noktasının açısai rijitliği K_{φ} gibi açık bir fiziksel anlamı olan tekil bir parametreye gereksinim duyar.

Bilineer kabulde açısai rijitlik K_{φ} , plastik moment M_{jp} ve plastik açısai rijitlik $K_{\varphi p}$, olmak üzere 3 parametre gerektirir.

Trilineer kabul moment-dönme eğrisi için 5 parametre gerektirir (Moncarz ve Gerstle,1981). Sayıca yüksek parametreler gerektirmesine rağmen, bunların çok açık fiziksel anlamları vardır (Şekil 4.2).

Bu beş gerekli parametre:



Şekil 4.2 Moncarz ve Gerstle'in üç lineer modeli

- Açısai rijitlik (K_{φ})
- İlk akma momenti ($M_{j,y}$)
- Geç akma açısai rijitliği ($K_{\varphi,y}$)
- Plastik moment (M_{jp})
- Plastik açısai rijitlik ($K_{\varphi p}$)

Eurocode3'ün J kısmında ifade edilen moment-dönme eğrisi, $K_{\varphi p}$ 'nin sıfıra eşit olmasıyla trilineer kabule çok benzer bir hal alır. Şekil 4.2'de ifade edilen bu eğri,

aslında trilineer kabulü göstermektedir. Bu eğride verilen ifadeleri ayrı ayrı ele alırsak (C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano, 2000);

Birinci oran lineer davranışa karşı gelen kısımdır;

$$M = K_{\varphi} \varphi \quad (4.1)$$

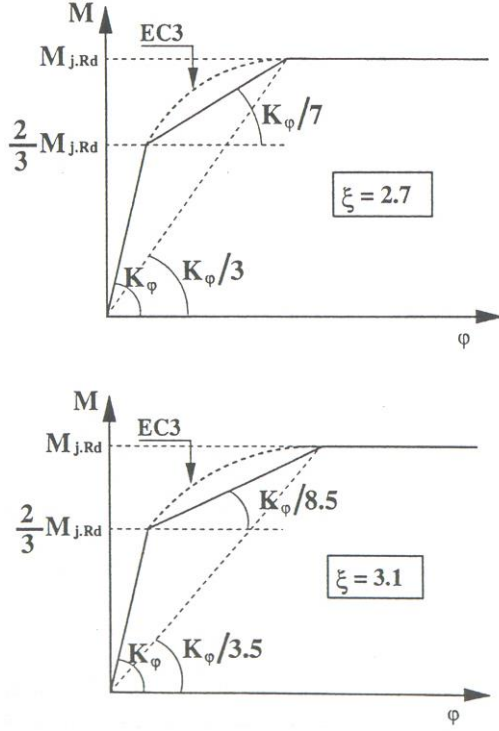
olarak alınır. Bu kısım; $M_{j,Rd}$, düğüm noktası plastik momenti M_{jp} 'nin tasarım değeri olmak üzere, eğilme momenti M , $2M_{j,Rd}/3$ 'ten küçük olmalıdır şartının sağlandığı durumda geçerlidir. İkinci bir oran da aşağıdaki ilişkiler doğrultusunda hesaplanabilen nonlinear kabuldür.

$$\frac{2}{3} M_{j,Rd} < M \leq M_{j,Rd} \quad \text{için} \quad M = \frac{K_{\varphi}}{\left(1,5 \frac{M}{M_{j,Rd}}\right)^{\xi}} \varphi \quad (4.2)$$

ξ katsayısı birleşimin tipine bağlıdır. $\xi = 2,7$ değeri kaynaklı birleşimler ve uç plakalı birleşimlerde kullanılmalıdır, üst ve alt başlık korniyerli birleşimlerde $\xi = 3,1$ alınmalıdır.

Üst-alt başlıktan korniyerli ve gövdeden de korniyerli olan birleşimler Eurocode3'te değerlendirilmemiştir, fakat $\xi = 2,7$ değerinin bu çeşit birleşimler için de kullanılabileceği ifade edilmiştir. Son olarak eğrideki üçüncü davranışsal oran mükemmel plastik kabuldür. Yani $M = M_{j,Rd}$ (Faella, 1996)

Moment-dönme eğrisinin nonlinear bir oranı Eurocode3'te verilmiştir, bunun sonuçlarının ortalama çerçeve davranışına trilineer kabulden çok farklı etkiler getirmediği karşılaştırılan sonuçlarla ortaya konulmuştur (Şekil 4.3).



Şekil 4.3 $M - \varphi$ eğrisinin Eurocode3'e göre üç lineer yaklaşımlı gösterimi

Moment-dönme eğrisinin Eurocode3'e göre trilineer yaklaşımı geç akma açısai rijitliği K_{φ} ile karakterize edilmiştir;

$$K_{\varphi} = \frac{K_{\varphi}}{3 \left[1,5^{\xi} - \frac{2}{3} \right]} \quad (4.3)$$

buradan görülebilir ki;

$$\xi = 2,7 \text{ için } K_{\varphi} \approx K\varphi/7,$$

$$\xi = 3,1 \text{ için } K_{\varphi} \approx K\varphi/8,5$$

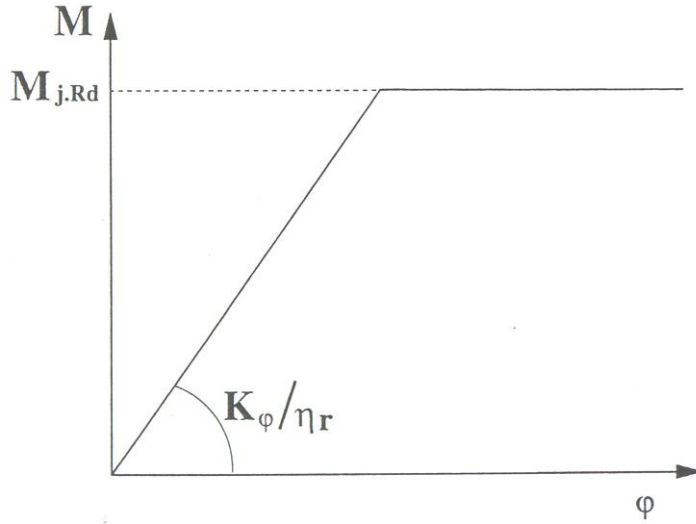
Sonuçta; secant açısai rijitliği $K_{\varphi \text{ sec}}$ 'in $M_{j,Rd}$ 'ye karşılık geldiği görülmektedir;

$$\xi = 2,7 \text{ için } K_{\varphi \text{ sec}} \approx K\varphi/3,$$

$$\xi = 3,1 \text{ için } K_{\varphi \text{ sec}} \approx K\varphi/3,5$$

Önceden de bahsedildiği gibi yarı-rijit çerçeve analizi yapan çoğu bilgisayar programı kiriş-kolon bağlantısındaki moment-dönme eğrisini belirlemek için bilineer kabul yapar. Bu nedenden dolayı, elastik-plastik yapı analizinde, alternatif bir $M - \varphi$

eğrisinin çıkarılışı Şekil 4.3’de gösterilmiştir, Eurocode3 (CEN, 1997) $M - \varphi$ eğrisinin basitleştirilmiş bir biçimini Şekil 4.4’e göre elastik-mükemmel plastik bağıntının bilineer formunda kullanılmasına izin vermiştir. Buradaki rijitlik iyileştirme katsayısı (η_r) Tablo 4.1’e göre hesaplanmalıdır (Briquet, 1994; Jaspart ve Briquet, 1995).



Şekil 4.4 Elastik-plastik analizler için Eurocode3’teki basitleştirilmiş $M - \varphi$ eğrisi sunumu

Tablo4.1 Rijitlik iyileştirme faktörü η_r (CEN, 1997)

Bağlantının Tipi	Kiriş-Kolon Düğüm Noktası	Diğer Düğüm Noktası Tipleri
Kaynaklı	2	3
Bulonlu Uç Plakalı	2	3
Bulonlu Başlık Plakalı	2	3.5

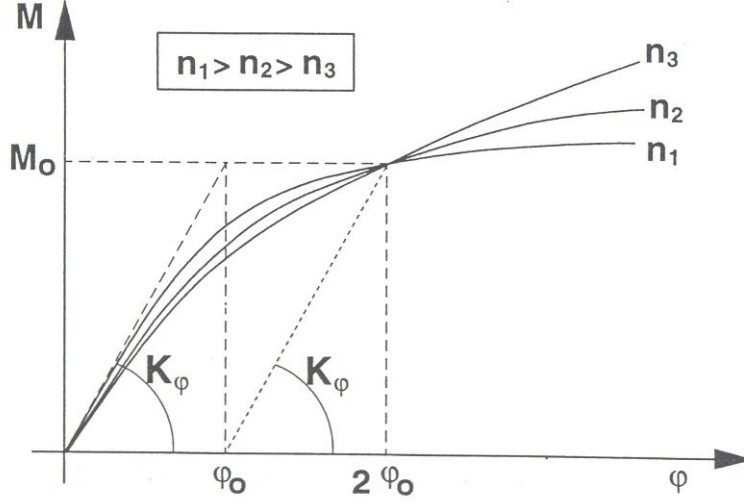
Kiriş-kolon birleşiminin moment-dönme davranışının düşük yükleme seviyelerinde bile nonlinear olduğu belirtilmiştir. Bundan dolayı, çok gerçekçi bir moment-dönme eğrisi elde edilmek istendiğinde nonlinear bağıntılar kullanılmalıdır.

Moment-dönme eğrisinin nonlinear olacak çok basit bir ifadesi Ramberg-Osgood bağıntısıdır (Ramberg ve Osgood, 1943).

$$\varphi = \frac{M}{K_{\varphi}} + \left(\frac{M}{K} \right)^n \quad (4.4)$$

K_{φ} , K ve n olmak üzere 3 parametreye bağlıdır.

K_φ parametresi düğüm noktasının ilk baştaki açısal rijitliğini ifade ederken n 'de moment-dönme eğrisinin kırılma noktasındaki şekil faktörünü belirler. K parametresi, eğilme momenti M_o değerinde bir artış sağlanıp, yükleme kaldırıldıktan sonra, sistemde sürekli kalan bir φ_o dönmesiyle ifade edilmiştir (Şekil 4.5).



Şekil 4.5 $M - \varphi$ eğrisinin Ramberg-Osgood Sunumu

Böylece bu ifade, şu şekilde tanımlanabilir;

$$\varphi_o K^n = M_o^n \quad (4.5)$$

$M_o = K_\varphi \varphi_o$ olduğu kısımda, (4.4) eşitliği boyutsuz formda yazılabilir.

$$\frac{\varphi}{\varphi_o} = \frac{M}{M_o} \left[1 + \left(\frac{M}{M_o} \right)^{n-1} \right] \quad (4.6)$$

Şekil 4.5 moment-dönme eğrisinin kırılma noktasındaki keskinliğin, n şekil faktörünün artışıyla, artmasını göstermektedir. Bilineer elastik-mükemmel plastik davranış; $n \rightarrow \infty$ giderken sağlanır. Bu durumda eğilme momenti M_o 'ın değeri, birleşimin plastik moment dayanımı gibi yorumlanabilir.

Moment-dönme eğrisinin dört parametrelili nonlinear sunumu aşağıdaki bağıntıyla çıkartılmıştır; (Goldberg ve Richard, 1963; Abbott ve Richard, 1975).

$$M = \frac{(K_{\varphi} - K_{\varphi p})\varphi}{\left[1 + \left|\frac{(K_{\varphi} - K_{\varphi p})\varphi}{M_o}\right|^n\right]^{1/n}} + K_{\varphi p}\varphi \quad (4.7)$$

Burada; M_o referans eğilme momenti, açısal rijitliğin iki değeri (ilk baştaki K_{φ} ve plastik $K_{\varphi p}$) ve bir şekil faktörü n 'nin tanımlandığı biçimde ifade edilmiştir.

Attigbe ve Morris (1991), moment-dönme eğrisinin en iyi ifade kriterini, yukarıdaki 4 parametrelilikle değerlendirmişlerdir. Bu eşitlik;

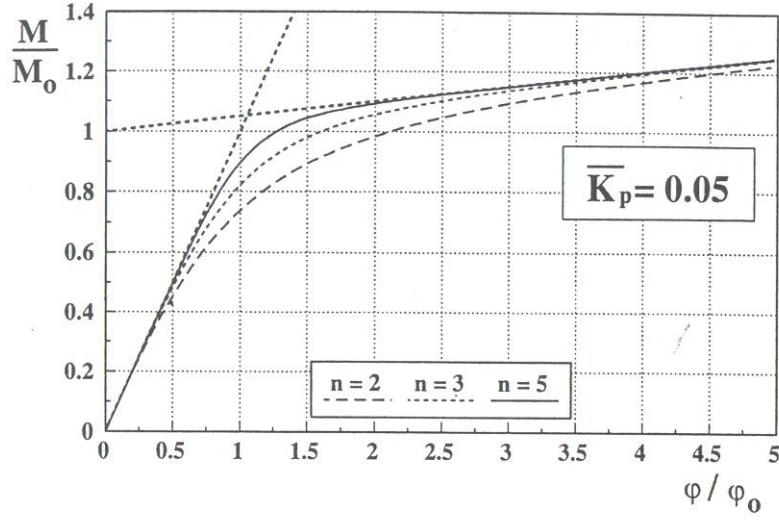
$$\bar{K}_p = \frac{K_{\varphi p}}{K_{\varphi}} \quad (4.8) \text{ alındığı durumda boyutsuz formda şu şekilde yazılabilir;}$$

$$\frac{M}{M_o} = \frac{(1 - \bar{K}_p)\frac{\varphi}{\varphi_o}}{\left[1 + \left|(1 - \bar{K}_p)\frac{\varphi}{\varphi_o}\right|^n\right]^{1/n}} + \bar{K}_p \frac{\varphi}{\varphi_o} \quad (4.9)$$

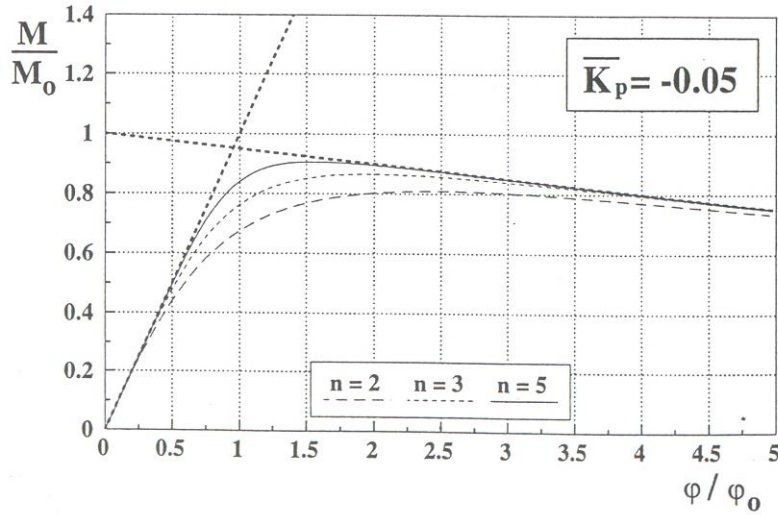
Burada $K_{\varphi p}$, K_{φ} 'nın parçası gibi ifade edilmiştir.

(4.9) eşitliği, moment-dönme eğrisinin kırılma keskinliğinin artımının n şekil faktörünün artımına bağlı olduğunu gösterecek biçimde Şekil 4.6'da şekillendirilmiştir.

(4.7) eşitliğinin Ramberg-Osgood bağıntısına göre bir avantajı, $K_{\varphi p}$ 'nin pozitif, sıfır ve eksi değerleri için elverişli olmasıdır. Bundan dolayı, (4.7) eşitliği moment-dönme eğrisinin dirsek bölgesi Şekil 4.7 ile ifade edebilir.



Şekil 4.6 $M - \varphi$ eğrilerinin katlı ifadesi(C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano, 2000)



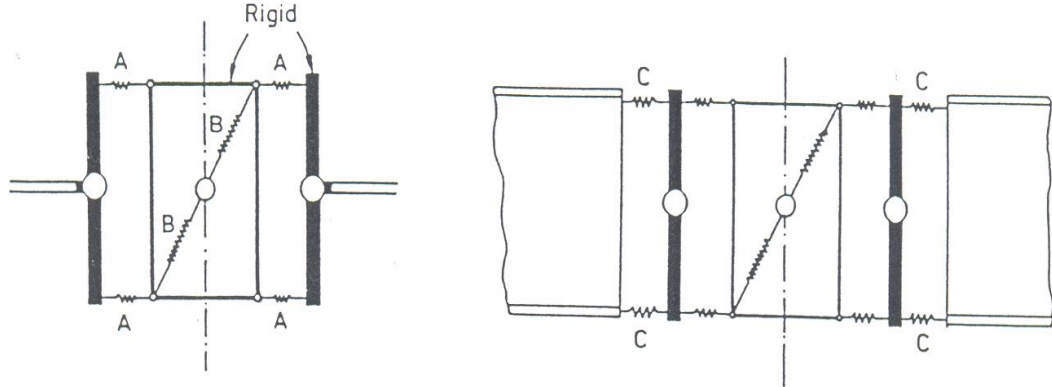
Şekil 4.7 $M - \varphi$ eğrilerinin dirsek bölgesi katlı ifadesi (C. Faella, V. Piluso, G. Rizzano, 2000)

4.2. Mekanik Modeller:

Mekanik modeller araştırmacılar tarafından düğüm noktasını oluşturan bütün elemanlara bakılarak geliştirilmektedir.

Bu bağlamda düğüm noktası rijit ve elastik bileşenlerden oluşan bir bütün olarak tasarlanır. Birleşim davranışının nonlineerliği deforme olabilen elemanlar için test dataları ve analitik modellerden gelen elastik olmayan tutucu kurallar benimsenerek sağlanmaktadır. Bu yaklaşıma bir örnek Şekil 4.8’de verilmiştir. Birinci şekil kiriş-kolon bağlantısının moment aktaran kaynaklı olduğu durumu gösteriyor. Buradaki

yayların karakteristiğinin tanımlanması oluşturulan numunelerde yapılan testlerle sağlanmıştır.



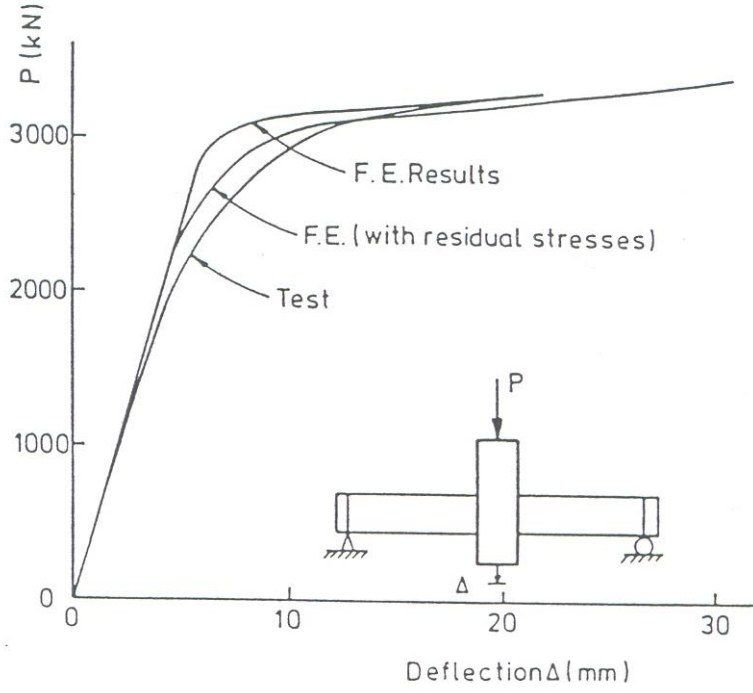
Şekil 4.8 a) Tamamen kaynaklı düğüm noktasının mekanik modeli, (ECCS Manual on Design of Steel Structures, 1994) b) Bulonlu düğüm noktasının mekanik modeli

4.3. Sonlu Eleman Analizleri:

Sonlu eleman teknikleri genelde düğüm noktası cevabının belirlenmesinde en kullanışlı araç olarak görülmektedir. Yine de, devam eden çalışmalara rağmen doğru bir simülasyon yapılabilmesi için bugün hala çözilememiş gereklilikler bulunmaktadır. (ECCS Manual on Design of Steel Structures, 1994)

Çelik düğüm noktalarının modellenmesinde gerekenler:

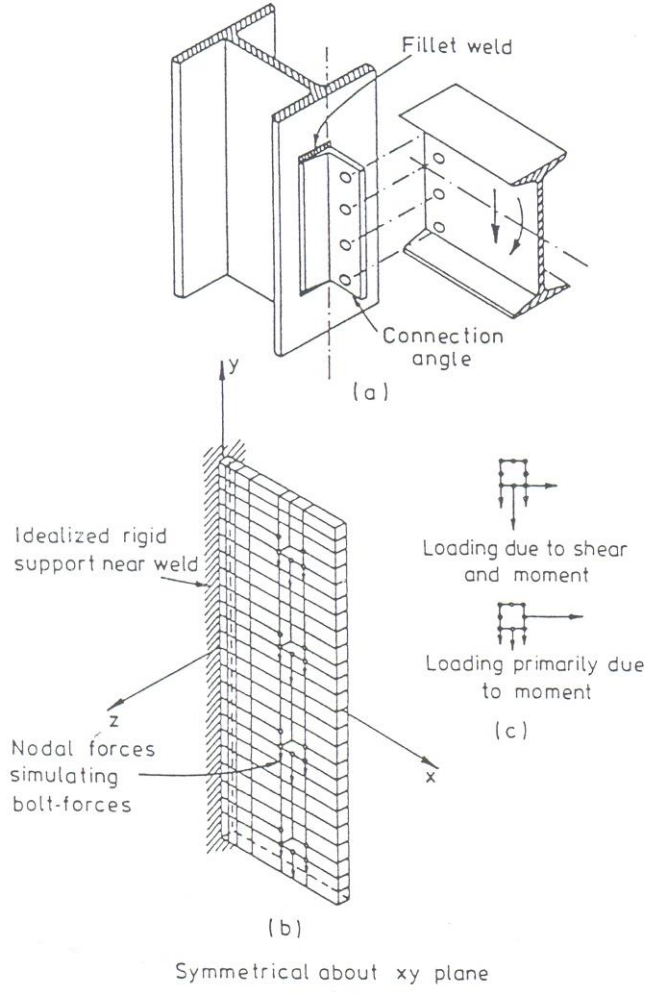
- a) Birleşen elemanların geometrik ve materyal olarak nonlineerlikleri
- b) Bulon öngermesi ve bunun genel gerilme dağılışına etkisi
- c) Bulon ve plaka bileşenlerinin etkileşimi
- d) Basınç iç gerilmeleri ve sürtünme dayanımı
- e) Bulon-delik boşluğundan dolayı oluşan kayma
- f) Etkileşim bölgelerinin değişkenliği
- g) Kaynakla birleşen parçalar
- h) Bozukluklar



Şekil 4.9 Sonlu eleman analizi ve testle elde edilen yük-deformasyon eğrilerinin karşılaştırması (ECCS Manual on Design of Steel Structures, 1994)

Bu iç etkilerin temel mekanizma davranışı üzerindeki etkisinin tam olarak bilinmesi gerekmektedir. İç etkilere rağmen, yine de birleşimin yük ve deformasyon eğrisini elde etmede izole edilmiş olan plakların analizinde kayda değer hassasiyetlere ulaşılmıştır. Pakel ve Chen tarafından tamamen kaynaklı numuneler için sonlu eleman analiziyle hazırlanan numunenin test şekli 4.9’da görülmektedir.

Bulonlu birleşimler nümerik analizi daha karmaşık bir konudur ve farklı yaklaşımlar bulon etkisini tanımlamaya çalışırken sınıflandırılmıştır. Şekil 4.10’da da bulonlu bir bağlantı için yapılan modelleme görülmektedir (ECCS Manual on Design of Steel Structures, 1994).

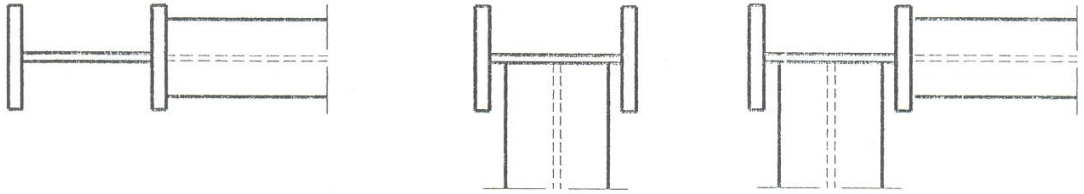


Şekil 4.10 Bulonlu kaynaklı tek korniyerli birleşimin sonlu eleman analizi (ECCS Manual on Design of Steel Structures, 1994)

5. YARI-RİJİT BİRLEŞİMLERİN EC3'E GÖRE HESAP ESASLARI

5.1 İncelenen Birleşim Türleri

Uygulamada üç tip kiriş-kolon birleşimi vardır (Şekil 5.1). Bunlardan kuvvetli eksen birleşimlerinde, kiriş kolon başlığına bağlıdır ve kolonun kuvvetli ekseninde eğilme oluşturur (Şekil 5.1a); zayıf eksen birleşimlerinde ise kolon gövdesine bağlıdır ve zayıf ekseninde eğilme oluşturur (Şekil 5.1b). 3D birleşimlerinde, kirişlerden bir tanesi kolonun gövdesine, diğeri başlığına bağlanır (Şekil 5.1c) (Yardımcı, Yorgun ve Arda, 1995).



(a) Kuvvetli eksen birleşimi (b) Zayıf eksen birleşimi (c) 3-D birleşimi

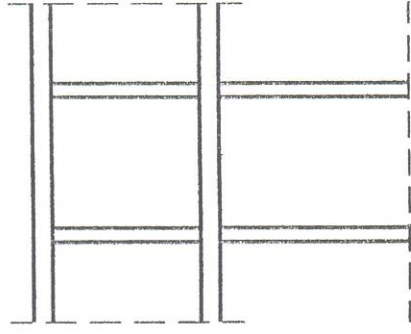
Şekil 5.1 Kiriş-kolon birleşimlerinin tipleri (Yardımcı, Yorgun ve Arda, 1995)

Bu çalışma; Eurocode3'te belirtilen bileşen metoduna göre hazırlandığından yalnızca kuvvetli eksen birleşim hesapları anlatılmaya çalışılacaktır.

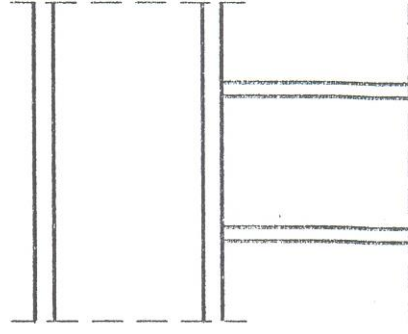
Bileşen metoduna göre hesap yaparken kullanılacak olan kolon ve kiriş profilleri I yada H kesitli olmalıdır.

Bileşen metoduyla hesaplanabilen birleşim tipleri şunlardır (Şekil 5.2);

- Kaynaklı birleşimler
- Bulonlu, alın levhalı birleşimler
- Bulonlu, kısa alın levhalı birleşimler

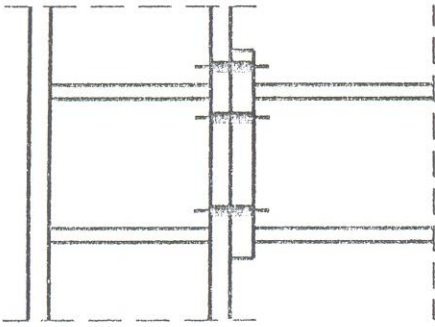


Nervürlü

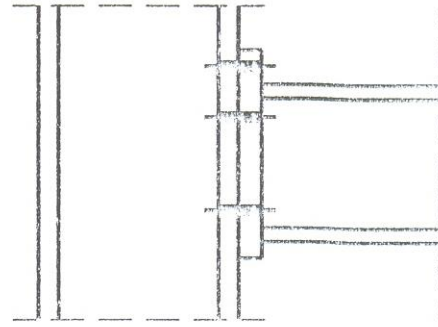


Nervürsüz

(a) Kaynaklı Birleşimler

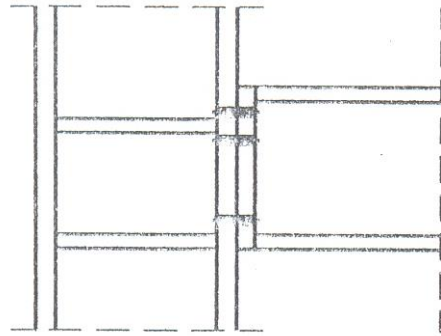


Nervürlü

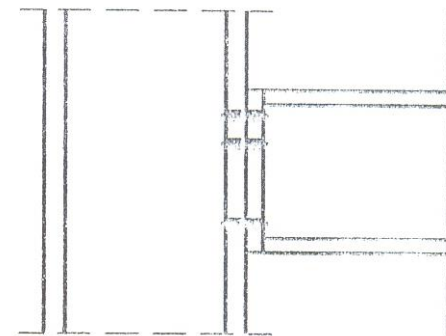


Nervürsüz

(b) Alın Levhalı Bulonlu Birleşimler



Nervürlü

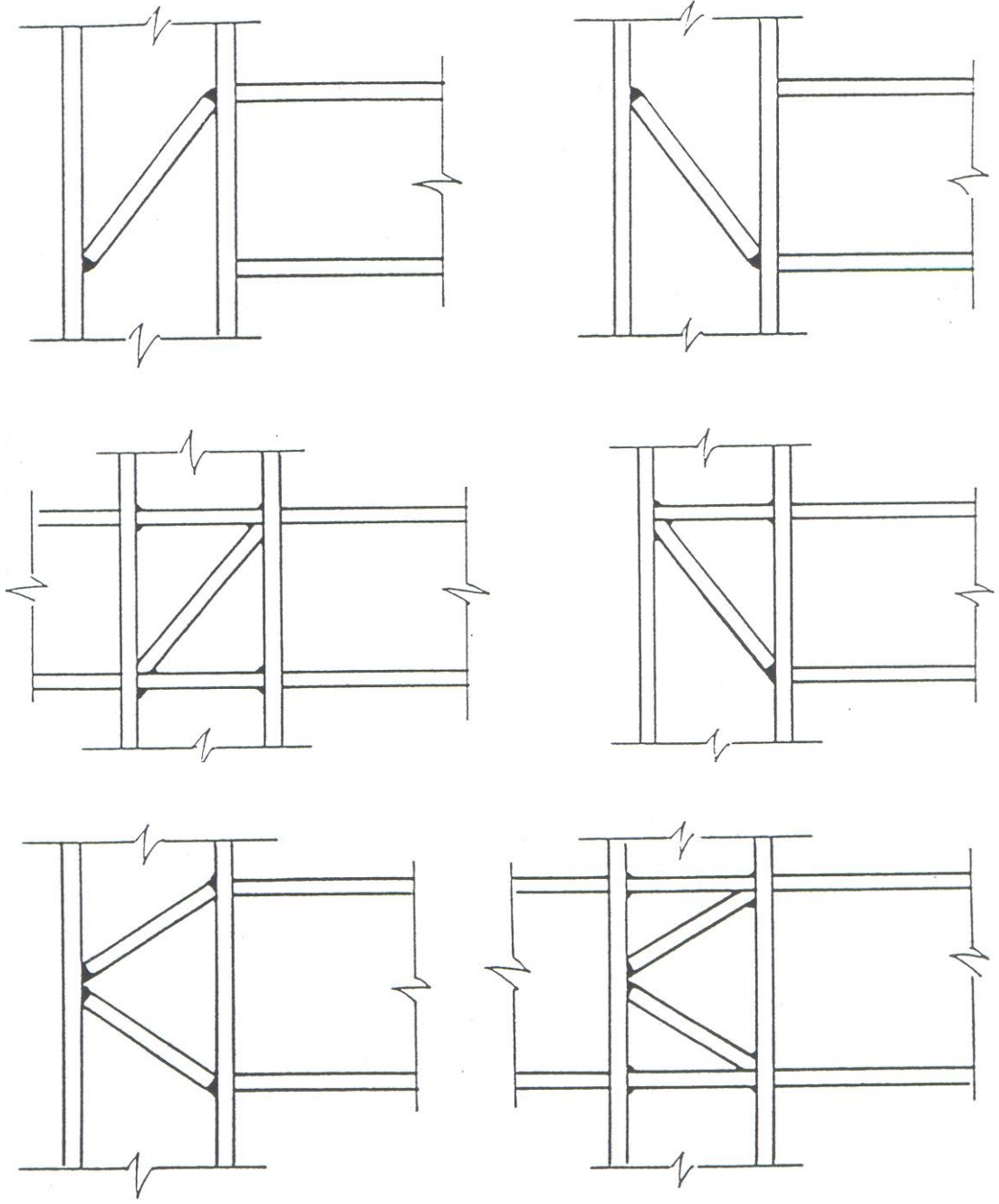


Nervürsüz

(c) Kısa Alın Levhalı Birleşimler

Şekil 5.2 Kiriş-kolon birleşimleri (Annex J Eurocode3, 1993-1-1:1992)

Bu birleşimlerin istenildiğinde başlık hizalarından nervürlü, kolon gövdesinde diyagonal nervürlü yada ilave bütünleyici levhalı hesapları da yapılabilir (Şekil 5.3).



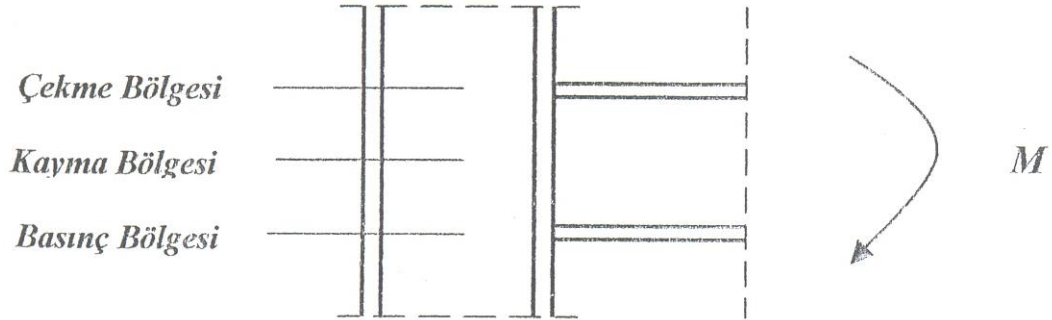
Şekil 5.3 Diyagonal nervürlü kolon gövde panelleri(Annex J Eurocode3, 1993-1-1:1992)

5. 2 Birleşimin Moment Taşıma Gücü

Bir kiriş-kolon birleşiminin moment taşıma gücü, Şekil 5.4'de gösterilen üç kritik bölgenin taşıma gücüne bağlıdır;

- Çekme Bölgesi

- Basınç Bölgesi
- Kayma Bölgesi



Şekil 5.4 Kiriş-kolon birleşimlerinde kritik bölgeler (Annex J of Eurocode3, 1993-1-1:1992)

Birleşimin moment taşıma gücü aşağıdaki kriterler dikkate alınarak tanımlanır,

(a) Çekme Bölgesi

- Kolon gövdesinin akması
- Kiriş gövdesinin akması
- Kolon başlığının akması
- Birleştirme elemanlarının akması
- Kaynağın kırılması
- Bulonun kopması

(b) Basınç Bölgesi

- Kolon gövdesinin buruşması
- Kolon gövdesinin burkulması

(c) Kayma Bölgesi

Çerçeve davranışına bağlı olarak kolonda oluşan normal gerilmelerin neden olduğu yerel ikinci derece etkiler basınç bölgesinin tasarım dayanımı üzerinde

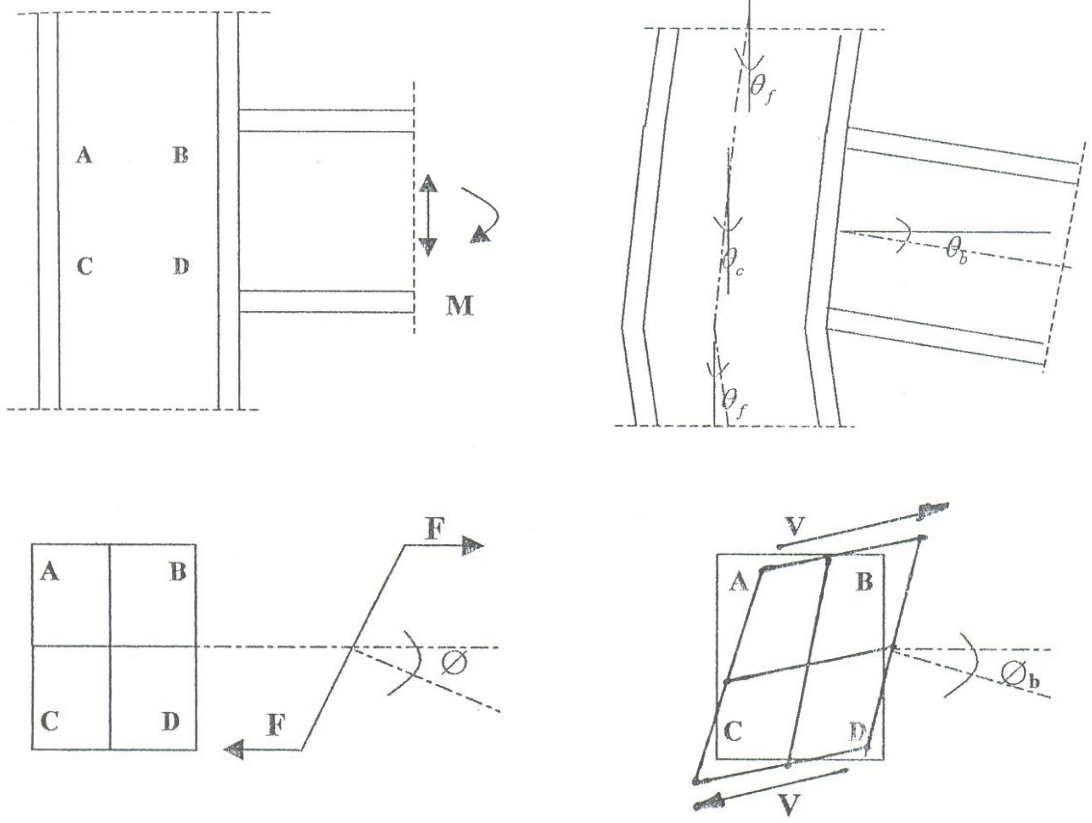
etkilidir. Bu durumun dışında, birleşimin kritik bölgelerinin dayanımı, çerçeve davranışının neden olduğu gerilmelerden etkilenmiyor kabul edilir.

Çekme, basınç ve kayma bölgelerinin tasarım dayanımı hesaplandıktan sonra, çekme ve basınç bölgesi dayanımlarından küçük olanı, bu bölge merkezleri arasındaki mesafe ile çarpılır. Böylece birleşimin moment kapasitesi elde edilir.

Eğer kayma bölgesi tasarım dayanımı, çekme ve basınç bölgesi tasarım dayanımlarından küçük olanına eşitse veya daha büyükse, kolon gövde panelinde kayma dayanımı için tahkike lüzum yoktur (Annex J of Eurocode3, 1993-1-1:1992).

5.3 Düğüm Noktası Deformasyonunun Modellenmesi

Birleşimlerin moment-dönme özellikleri daha önceki bölümlerde de değinildiği gibi çok kolay tanımlanabilir nitelikte değildir, bu açıdan modellemeyi basitleştirmek amacıyla, düğüm noktasındaki şekil değiştirmeler, kolon gövde paneli ve birleşim bölgesindeki şekil değiştirmelerin toplamı olarak alınır. Dolayısıyla kolon gövde panelindeki kayma kuvvetinden kaynaklanan deformasyonlar ve birleşim bölgesinde eğilme momentinin sebep olduğu deformasyonlar iki ana şekil değiştirme bileşeni olarak kabul edilir (Şekil 5.5).



Şekil 5.5 Birleşimin şekil değiştirme bileşenleri (Yorgun, Yardımcı ve Arda 1995)

6. Sayısal Örnekler:

Bu bölümde, her iki doğrultusunda da 6'şar metre aralıklı 4'er açıklığı bulunan, planda 24x24m.'lik bir alan teşkil eden 4, 8 ve 12 katlı konut yapıları ele alınarak; bu yapılarda tercih edilen kiriş kolon birleşimlerinin yapının dinamik davranışı; yani yapının serbest titreşim periyoduyla buna bağlı olarak yapıda oluşan deprem kuvvetlerinde, yapı elemanlarının taşıma gücü kapasitelerinde ve yapı deplasmanları üzerindeki etkileri incelenmiştir. Yapılar yüksek katlı olduğundan, yatay yükler altında ikinci derece etkilere maruz kalmalarını engellemek amacıyla yapıların her iki yöndeki kenar açıklıklarında dış merkez çaprazlar teşkil edilmiştir. Her iki yapısal doğrultuda da yakın davranışlar elde edilmek istendiğinden, x ve y yönü kat rijitliklerini birbirine yaklaştırmak için kolonlar şekil 6.1'de görüldüğü gibi yerleştirilmiştir. Yapıların boyutlandırılmasında kolonlarda HEB, kirişlerde IPE ve çaprazlarda boru kesitli profiller tercih edilmiştir.

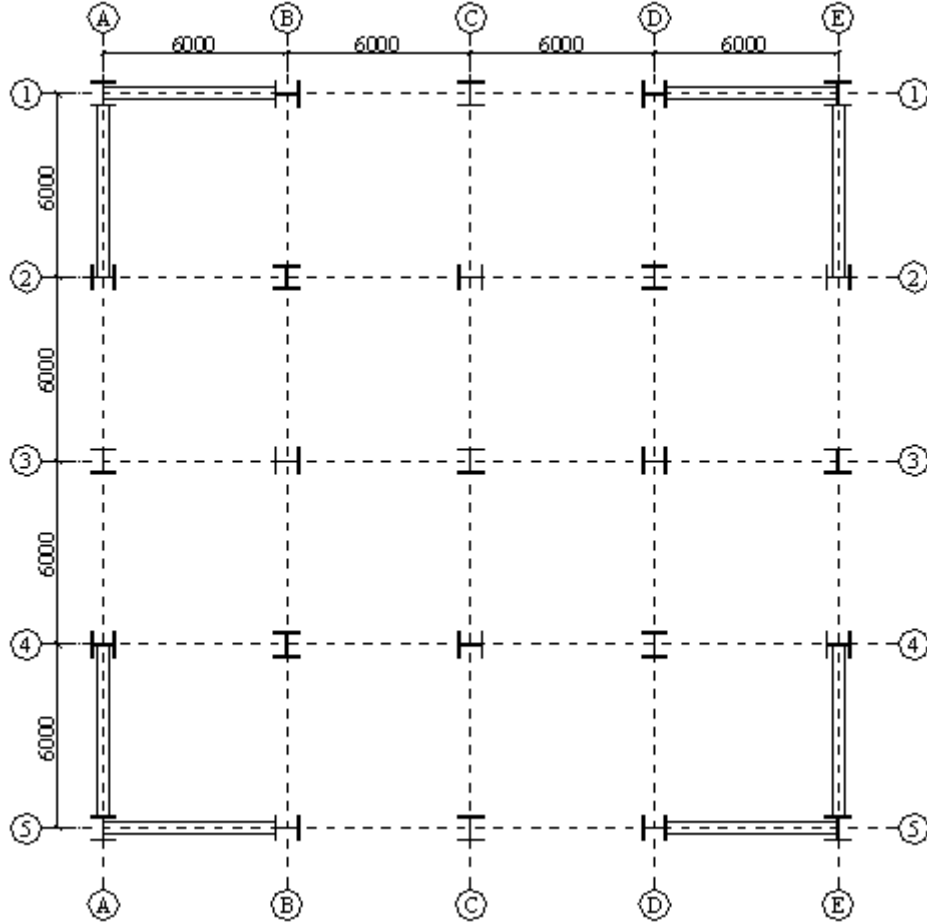
Yapılan sayısal incelemelerde yapılar öncelikle HEB profilinden oluşturulan kolonların hem güçlü hem de zayıf eksenlerinden mevcut kirişlere rijit bağlandıkları kabul edilerek boyutlandırılmışlardır. Daha sonrada rijit duruma göre boyutlandırılmış sistemin kiriş kolon birleşimlerinin tamamının mafsallı olduğu kabul edilerek hesap yapılmıştır. Ardından bileşen metoduna göre Şekil A.1'deki gibi düzenlenmiş olan alın levhalı bulonlu birleşimle, yine Şekil B.1'deki gibi oluşturulup hesaplanmış olan kaynaklı birleşimlerin, kolonların güçlü eksenlerinde teşkil edildiği, kolonların zayıf eksenlerinin ise kirişlere mafsallı olarak bağlandığı durumdaki iki ayrı kabule göre hesap yapıp, elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Çelik çaprazlar uçlarından mafsallı olarak modellenmiştir. Ayrıca hesaplarda yapının zemine ankastre oturduğu kabul edilmektedir.

Sistemlerin analizinde, yapı sabit ve hareketli yük değerleriyle, rüzgar yükleri TS498 yük şartnamesinden alınmış; deprem hesabı Eurocode8'e göre düzenlenmiştir. Kesitler ve kullanılan birleşimler Eurocode3'e göre hesaplanmıştır.

Döşemeler kompozit döşeme olarak ele alınmış, ayrıca döşeme hesabı yapılmamıştır. Döşemeler sisteme yük aktarırken yapı elemanlarının her iki doğrultuda da yakın davranışlar göstermeleri için yüklerin betonarme plak döşemelerde olduğu gibi kırılma teorisiyle yayıldığı düşünülmüştür.

Yapılan analizlerde SAP2000 paket programı kullanılmıştır.



Şekil 6.1 Kat kalıp planı ve kolon yerleşim şekli

6.1 Yapı Bilgileri:

Yapı türü: A kategorisi

Kat yüksekliği: 3m.

Malzeme: S235 çeliği

Deprem bölgesi: I. derece

Etkin yer ivmesi $a_{gR} : 0.40g$

Yapı önem katsayısı : $\gamma_1 = 1.0$

Süneklik düzeyi: Yüksek (H)

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı: $q = 6$

Hareketli yük katılım katsayısı: $\psi_{Ei} = \phi\psi_{2i} = 0,5 \times 0,3 = 0,15$

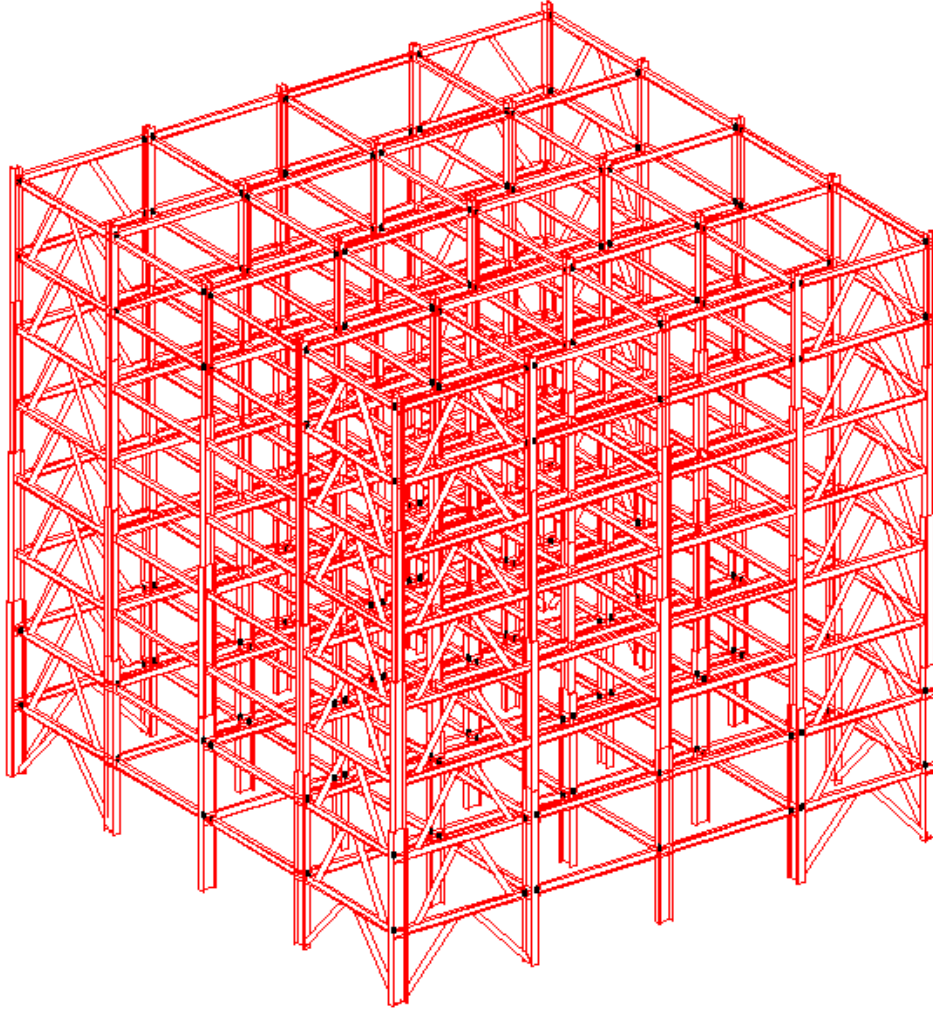
Yerel zemin sınıfı: C sınıfı

Bölgesel durum iyileştirme faktörü : $k = 1.0$

Yapı spektrum tipi : Tip1

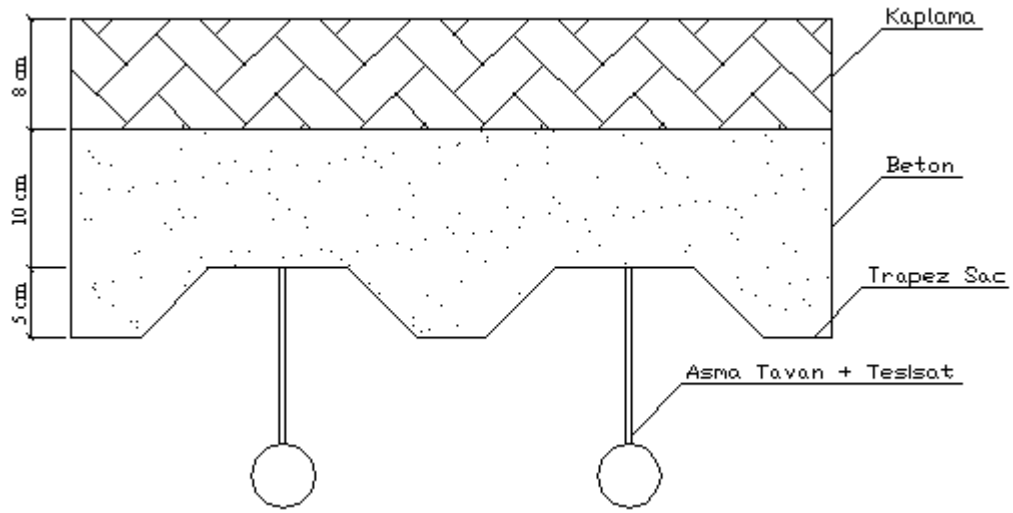
Spektrum alt sınır katsayısı : $\beta = 0.2$

Yapı sönüm oranı : $\eta = \%5$



Şekil 6.2 Hesabı yapılan 8 katlı yapının üç boyutlu genel görünüşü

6.2 Yük Analizi:



Şekil 6.3 Kompozit döşeme kesiti

Şekil 6.3'te görüldüğü gibi, döşeme olarak çelik kirişlerin üzerine oturan 5cm yüksekliğinde çelik sac, üzerine 10 cm'lik beton ve onunda üzerinde kaplamanın yer aldığı bir sistem seçilmiştir.

Kaplama $25 \times 0,08 = 2kN/m^2$

Beton $25(0,1 + 0,05/2) = 3,125kN/m^2$

Çelik sac $0,15kN/m^2$

Döşeme kirişi $0,2kN/m^2$

Asma tavan + tesisat $0,35kN/m^2$

Toplam G: $5,825kN/m^2$

Toplam Q: $2kN/m^2$

6.3 Rüzgar Yüklemesi:

TS498 yk şartnamesine göre yapının yüksekliği boyunca;

$0 < h < 8m$ 'lik kısmına $0,5kN/m^2$

$8 < h < 20m$ 'lik kısmına $0,8kN/m^2$

$h > 20\text{m}$ 'lık kısmına $1,1\text{kN}/\text{m}^2$ 'lik rüzgar yükü geldiği düşünülerek boyutlandırma yapılmıştır.

Rüzgar yükleri, yapının yüzeyinde cephe elemanlarına etkimekte ve bu elemanlardan taşıyıcı sisteme iletilmektedir. Yapılan analizlerde m^2 'ye yayılı olan rüzgar yükleri etkidiği cephe genişlikleriyle çarpılarak, yapının dış yüzeyindeki kolonlara düzgün yayılı yük olarak verilmiştir.

Rüzgar estiği doğrultuda çarptığı yüzeyde basınç ve yine yapının rüzgarın esiş yönüne göre terste kalan yüzeyinde emme kuvveti oluşturur. TS498 yük şartnamesi rüzgar yükünün hesabını şu şekilde vermektedir;

$$W = c \times Q \times L$$

Q : Rüzgar yükü (t/m^2)
 L : Yük alma aralına
 c : Katsayı

(6.1)

c katsayısı rüzgarın basınç etkisi oluşturduğu yüzeylerde 0.8 ve emme oluşturduğu yüzeylerde 0.4 alınmaktadır.

6.4 Deprem Yükleme:

Deprem hesapları düzenlenirken Eurocode8'le ABYYHY98'ten yararlanılmış ve Eurocode8 belirtilen yatay kuvvet metodu kullanılmıştır. Yatay kuvvet metodu uygulanırken döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı düşünülerek, her katta iki yatay yerdeğiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme bağımsız statik yerdeğiştirme bileşenleri olarak göz önüne alınmıştır.

Yapı ağırlığının katlarda toplanmasından dolayı, hesaplarda kat ağırlığının yer çekimi ivmesine bölümüyle elde edilen kat kütlesi katın ağırlık merkezine etkitilmiştir. Kat kütlesi aşağıdaki gibi hesaplanmıştır;

$$\sum K\ddot{u}t\ddot{u}l\ddot{e} = (G + \psi_{Ei} Q) / 9.81$$
(6.2)

Katın kütlesini için kullanılan polar atalet momenti

$$M = K\ddot{u}t\ddot{u}l\ddot{e} \left(\frac{a^2 + b^2}{12} \right) \text{ 'dir.}$$
(6.3)

a; Binanın plandaki x doğrultusundaki boyutu

b; Binanın plandaki y doğrultusundaki boyutu

6.5 Yapı Taşıma Gücü Yük Kombinasyonları Ve Güvenlik Katsayıları:

Tablo 6.1 Taşıma gücü yük kombinasyonları

DSTL1	1,35G	DSTL16	G+0,45Q-EXP
DSTL2	1,35G+1,5Q	DSTL17	G+0,45Q+EYP
DSTL3	1,35G+1,35Q+1,35RXP	DSTL18	G+0,45Q-EYP
DSTL4	1,35G+1,35Q+1,35RXN	DSTL19	G+0,45Q+EXN
DSTL5	1,35G+1,35Q+1,35RYP	DSTL20	G+0,45Q-EXN
DSTL6	1,35G+1,35Q+1,35RYN	DSTL21	G+0,45Q+EYN
DSTL7	1,35G+1,5RXP	DSTL22	G+0,45Q-EYN
DSTL8	1,35G+1,5RXN	DSTL23	G+EXP
DSTL9	1,35G+1,5RYP	DSTL24	G-EXP
DSTL10	1,35G+1,5RYN	DSTL25	G+EYP
DSTL11	G+1,5RXP	DSTL26	G-EYP
DSTL12	G+1,5RXN	DSTL27	G+EXN
DSTL13	G+1,5RYP	DSTL28	G-EXN
DSTL14	G+1,5RYN	DSTL29	G+EYN
DSTL15	G+0,45Q+EXP	DSTL30	G-EYN

Tablo 6.2 Taşıma gücü sınır durumu için güvenlik katsayıları

Eleman	Güvenlik Katsayısı
1, 2 ve 3 nolu sınıf enkesitleri	$\gamma_{mo} = 1,1$
4 nolu sınıf enkesitleri	$\gamma_{m1} = 1,1$
Burkulmaya haiz elemanlar	$\gamma_{m1} = 1,1$
Bulon delikleri mevcut net kesitlerde	$\gamma_{m2} = 1,25$

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 kriterleri sağlamak amacıyla EC3'te enkesitler 1,2,3 ve 4 olarak sınıflandırılmaktadır.

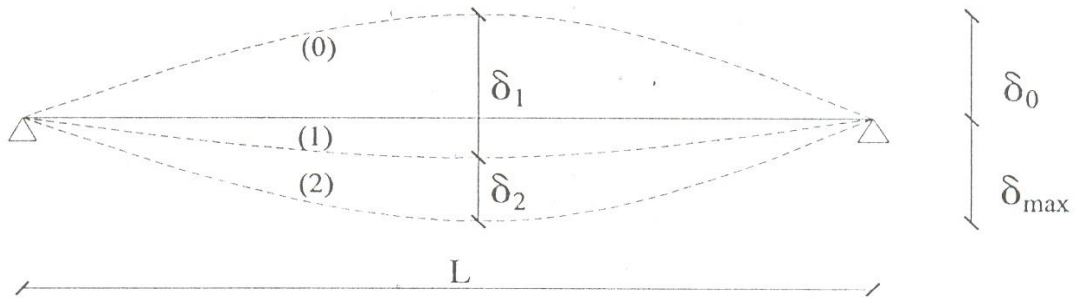
6.6 EC'a Göre İzin Verilen Yapı Deplasmanı Sınırları:

Yapının kullanımında ve görünümünde rahatsızlık veren deformasyon ve yer değiştirmelerin kısıtlanması gerekmektedir. Bunun için EC3 çeşitli durumlara göre sınırlandırmalar getirmiştir (Tablo 6.3).

Tablo 6.3 Düşey yer değiştirmeler 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 6.4 Göz önüne 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 8.4'deki gibi sınırlandırmıştır.

Tablo 6.4 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	$h_0/500$

6.7 Oniki Katlı Yapının Değerlendirilmesi

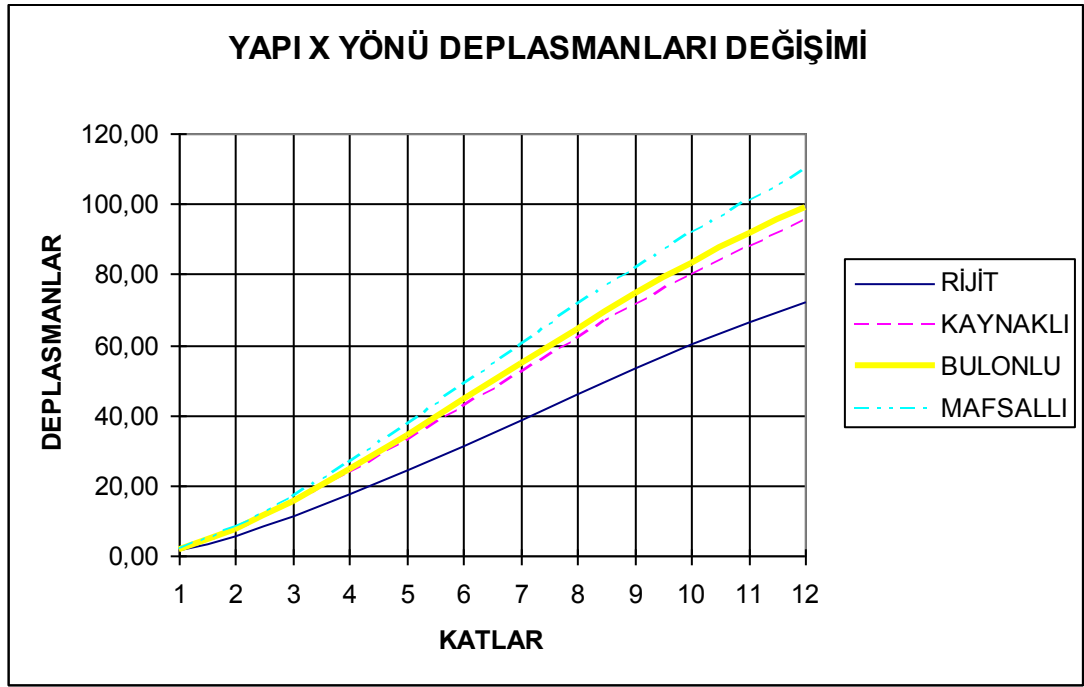
Yapıdaki birleşimlerin etkisini göstermek amacıyla mafsallı, rijit ve yarı-rijit olarak yapılan çözümlerde elde edilen periyot ve deplasman değerleri Tablo 6.5 ve Tablo 6.6'daki gibidir.

Tablo 6.5 Oniki katlı yapı örneğinde elde edilen periyot değerleri

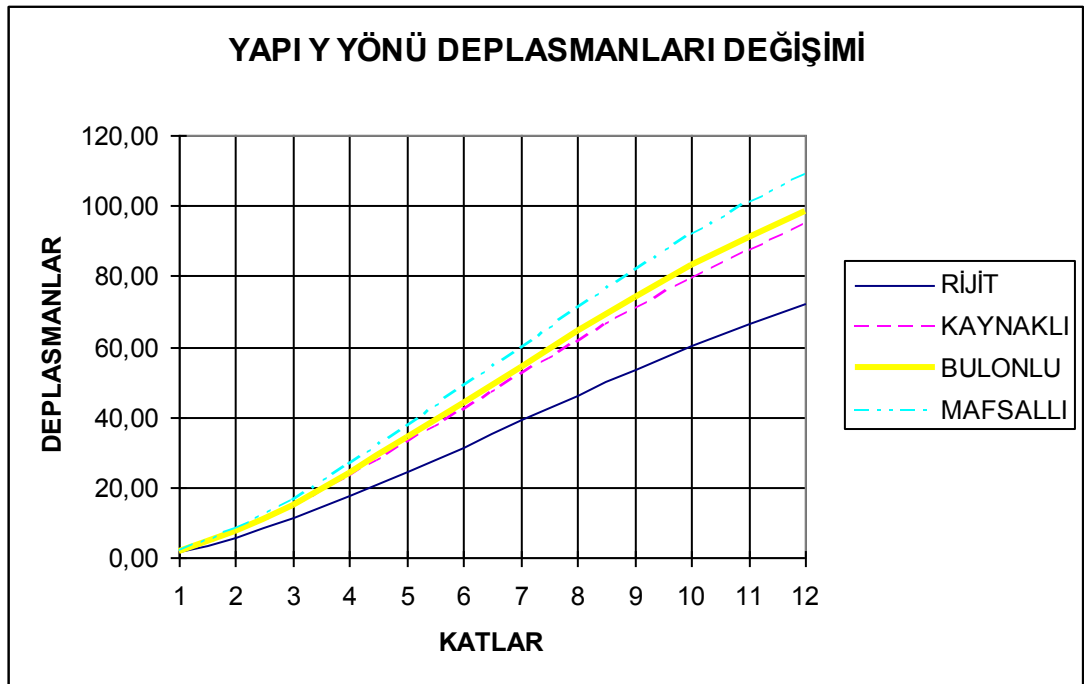
RIJİT	1,27 sn.
YARI-RIJİT KAYNAKLI	1,45 sn.
YARI-RIJİT BULONLU	1,49 sn.
MAFSALLI	1,56 sn.

Tablo 6.6 Oniki katlı yapı örneğinde elde edilen deplasman değerleri

	RIJİT		YARI-RIJİT KAYNAKLI		YARI-RIJİT BULONLU		MAFSALLI	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
12. Kat	72,02	72,25	94,70	94,21	98,74	98,32	108,93	108,54
11. Kat	66,53	66,78	87,70	87,23	91,57	91,16	100,81	100,43
10. Kat	60,04	60,29	79,62	79,17	83,27	82,87	91,66	91,30
9. Kat	53,33	53,56	70,88	70,45	74,22	73,84	81,58	81,22
8. Kat	46,06	46,27	61,50	61,10	64,50	64,14	70,86	70,51
7. Kat	38,79	38,96	51,89	51,52	54,48	54,14	59,71	59,38
6. Kat	31,38	31,50	42,08	41,75	44,24	43,92	48,43	48,11
5. Kat	24,38	24,44	32,50	32,20	34,15	33,85	37,21	36,91
4. Kat	17,55	17,56	23,17	22,92	24,32	24,07	26,37	26,11
3. Kat	11,31	11,28	14,57	14,39	15,23	15,05	16,37	16,18
2. Kat	5,77	5,75	7,09	7,00	7,35	7,26	7,79	7,71
1. Kat	1,57	1,56	1,71	1,70	1,73	1,73	1,78	1,78



Şekil 6.5 Oniki katlı yapının farklı birleşim tipleri için X yönü deplasman değerleri



Şekil 6.6 Oniki katlı yapının farklı birleşim tipleri için Y yönü deplasman değerleri

Yapıda birleşimlerin değişimiyle yukarıda gösterildiği biçimde, yapı periyot ve deplasman değerlerinde değişimler meydana gelmektedir. Ancak birleşimlerin değişimiyle yapıda elemanlar arası yük aktarımında farklılıklar meydana geldiğinden, bazı kesitler yetersiz duruma gelmektedir. Bu kesitlerin yeniden düzenlenmesi ve yapının yönetmelikte belirtilen deplasman sınırlarına getirilmesiyle; yapılarda aşağıda gösterildiği biçimde taban kesme kuvveti ve taşıyıcı sistem için gerekli olan çelik profil ağırlıklarında değişimler meydana gelmektedir. Ayrıca deplasman kriterine bakılmaksızın, yapıdaki elemanların taşıma güçlerine göre düzenlenmesiyle elde edilen çelik taşıyıcı sistem ağırlıkları da Tablo 6.7’de gösterilmektedir.

Tablo 6.7 Deplasman kriterinin hesaba katılıp-katılmadığı durumlar için düzenlenmiş olan çelik profil ağırlıkları

	Rijit	Yarı-Rijit Kaynaklı	Yarı-Rijit Bulonlu	Mafsallı
Deplasman kriterine bakılmadığı durumdaki gerekli çelik profil ağırlığı	388,21 ton	375,17 ton	381,72 ton	394,71 ton
kg/m ² olarak	56,17 kg	54,28 kg	55,23 kg	57,11 kg
Deplasman kriterine uyulduğu durumdaki gerekli çelik profil ağırlığı	487,10 ton	531,72 ton	646,56 ton	652,15 ton
kg/m ² olarak	70,47 kg	76,84 kg	93,54 kg	94,35 kg

Tablo 6.8 Sınırlamalara bakılmaksızın yapılarda oluşan deplasman değerleri

	RİJİT		YARI-RİJİT KAYNAKLI		YARI-RİJİT BULONLU		MAFSALLI	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
12. Kat	95,46	96,69	122,00	121,19	124,22	123,56	138,98	138,35
11. Kat	90,28	90,56	113,49	112,71	115,85	115,21	129,23	128,62
10. Kat	82,39	82,69	103,42	102,66	105,88	105,25	117,97	117,36
9. Kat	74,15	74,45	92,38	91,67	94,89	94,30	105,39	104,79
8. Kat	64,81	65,07	80,40	79,74	82,88	82,31	91,93	91,35
7. Kat	55,65	55,84	68,04	67,45	70,52	69,97	77,82	77,26
6. Kat	45,87	45,99	55,35	54,82	57,66	57,14	63,48	62,93
5. Kat	36,35	36,37	42,95	42,47	44,82	44,32	49,07	48,53
4. Kat	26,92	26,87	30,76	30,34	32,21	31,78	35,12	34,63
3. Kat	17,95	17,86	19,65	19,32	20,65	20,32	22,32	21,96
2. Kat	9,72	9,63	10,00	9,81	10,57	10,37	11,29	11,09
1. Kat	3,08	3,03	2,88	2,83	2,99	2,94	3,12	3,07

6.8. Sekiz Katlı Yapının Değerlendirilmesi

Periyot değerleri;

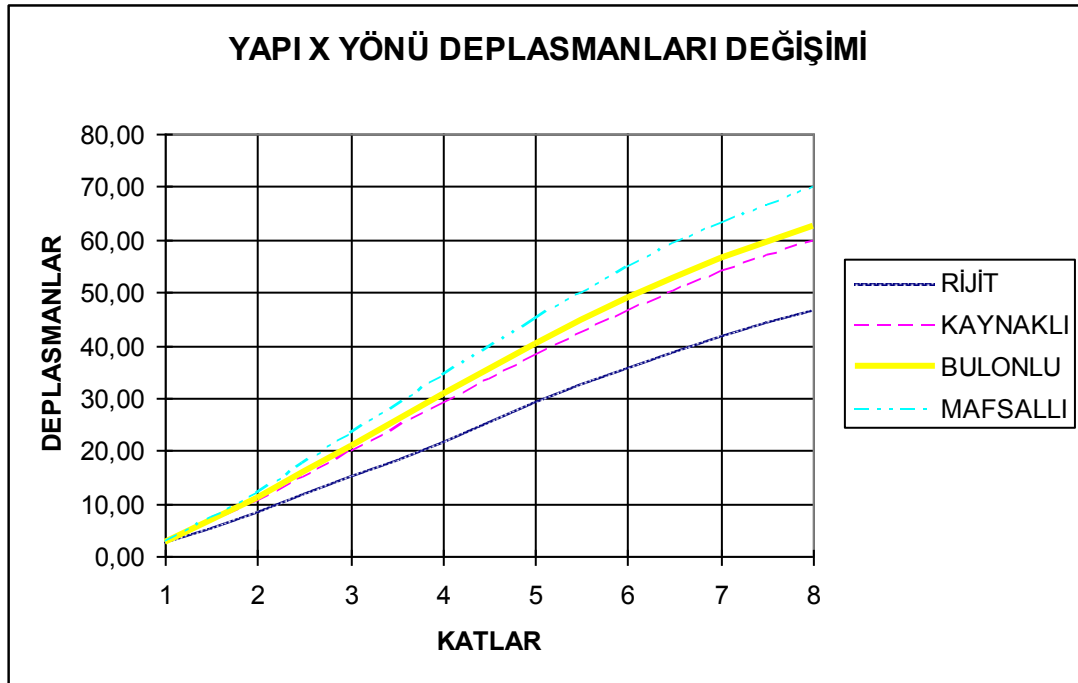
Tablo 6.9 Sekiz katlı yapı örneğinde elde edilen periyot değerleri

RİJİT	0,99 sn.
YARI-RİJİT KAYNAKLI	1,12 sn.
YARI-RİJİT BULONLU	1,15 sn.
MAFSALLI	1,22 sn.

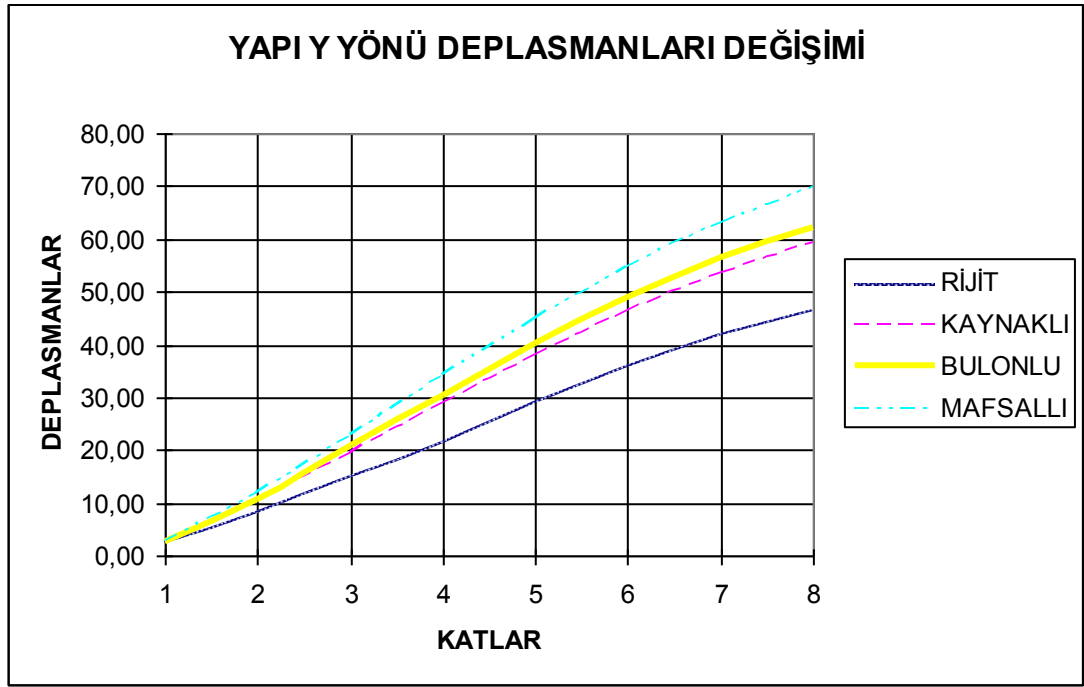
Üç farklı çözüm durumunda yapıda değişen deplasman değerleri;

Tablo 6.10 Sekiz katlı yapı örneğinde elde edilen deplasman değerleri

	RİJİT		YARI-RİJİT KAYNAKLI		YARI-RİJİT BULONLU		MAFSALLI	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
8. Kat	46,55	46,63	59,51	59,15	62,47	62,27	69,83	69,76
7. Kat	41,85	41,94	53,78	53,44	56,57	56,37	63,10	63,03
6. Kat	35,77	35,86	46,44	46,14	48,97	48,79	54,68	54,61
5. Kat	29,04	29,13	38,03	37,80	40,22	40,07	44,85	44,78
4. Kat	21,72	21,80	28,85	28,67	30,61	30,49	34,17	34,10
3. Kat	15,03	15,08	19,62	19,49	20,77	20,68	22,96	22,89
2. Kat	8,22	8,23	10,29	10,22	10,82	10,77	11,79	11,74
1. Kat	2,49	2,49	2,58	2,58	2,58	2,59	2,61	2,62



Şekil 6.7 Sekiz katlı yapının farklı birleşim tipleri için X yönü deplasman değerleri



Şekil 6.8 Sekiz katlı yapının farklı birleşim tipleri için Y yönü deplasman değerleri

Değişen kesitlerin yeniden düzenlenmesi ve yapının yönetmelikte belirtilen deplasman sınırlarına getirilmesiyle; yapılarda aşağıda gösterildiği biçimde taban kesme kuvveti ve taşıyıcı sistem için gerekli olan çelik profil ağırlıklarında değişimler meydana gelmektedir.

Tablo 6.11 Deplasman kriterinin hesaba katılıp-katılmadığı durumlar için düzenlenmiş olan çelik profil ağırlıkları

	Rijit	Yarı-Rijit Kaynaklı	Yarı-Rijit Bulonlu	Mafsallı
Deplasman kriterine bakılmadığı durumdaki gerekli çelik profil ağırlığı	208,29 ton	205,89 ton	206,77 ton	217,44 ton
kg/m ² olarak	45,21 kg	44,68 kg	44,87 kg	47,19 kg
Deplasman kriterine uyulduğu durumdaki gerekli çelik profil ağırlığı	211,19 ton	229,89 ton	240,98 ton	270,00 ton
kg/m ² olarak	45,83 kg	49,89 kg	52,30 kg	58,59 kg

Tablo 6.12 Sınırlamalara bakılmaksızın yapılarda oluşan deplasman değerleri

	RİJİT		YARI-RİJİT KAYNAKLI		YARI-RİJİT BULONLU		MAFSALLI	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
8. Kat	47,76	47,85	61,54	61,16	63,99	63,76	71,95	71,88
7. Kat	43,02	43,11	55,63	55,27	57,99	57,77	65,15	65,07
6. Kat	36,84	36,93	48,02	47,71	50,21	50,02	56,54	56,46
5. Kat	29,98	30,07	39,31	39,07	41,34	41,18	46,43	46,36
4. Kat	22,48	22,57	29,92	29,74	31,54	31,41	35,47	35,39
3. Kat	15,62	15,67	20,42	20,30	21,50	21,40	23,92	23,85
2. Kat	8,60	8,62	10,80	10,73	11,31	11,25	12,40	12,34
1. Kat	2,68	2,68	2,80	2,80	2,82	2,82	2,86	2,87

6.9 Dört Katlı Yapının Değerlendirilmesi

Periyot değerleri;

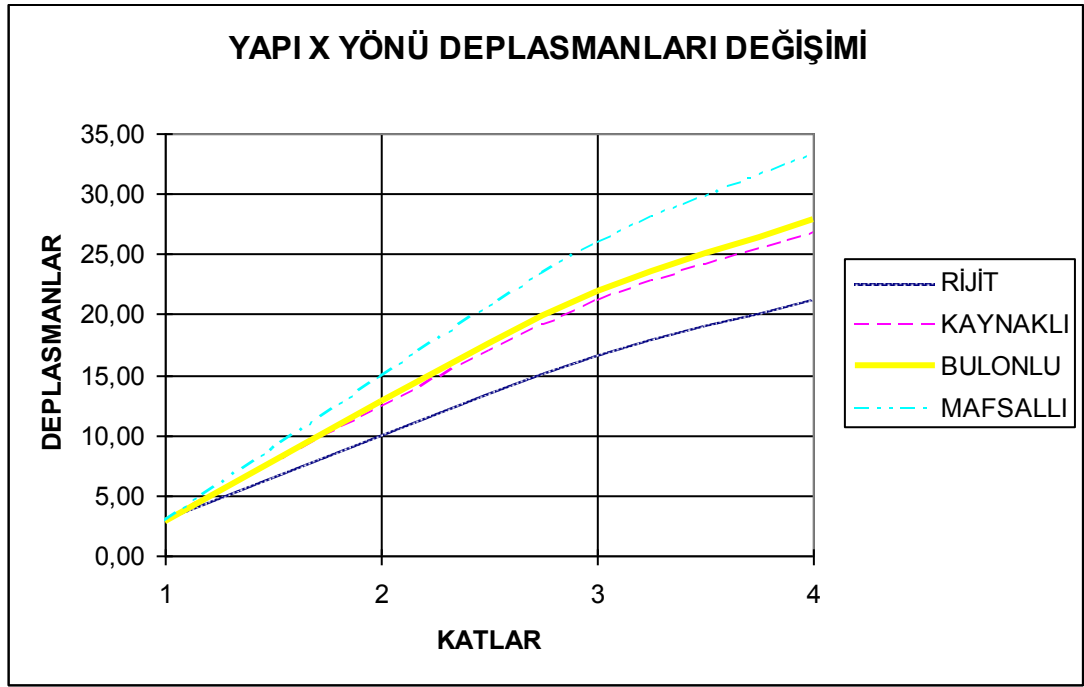
Tablo 6.13 Dört katlı yapı örneğinde elde edilen periyot değerleri

RİJİT	0,56 sn.
YARI-RİJİT KAYNAKLI	0,62 sn.
YARI-RİJİT BULONLU	0,64 sn.
MAFSALLI	0,70 sn.

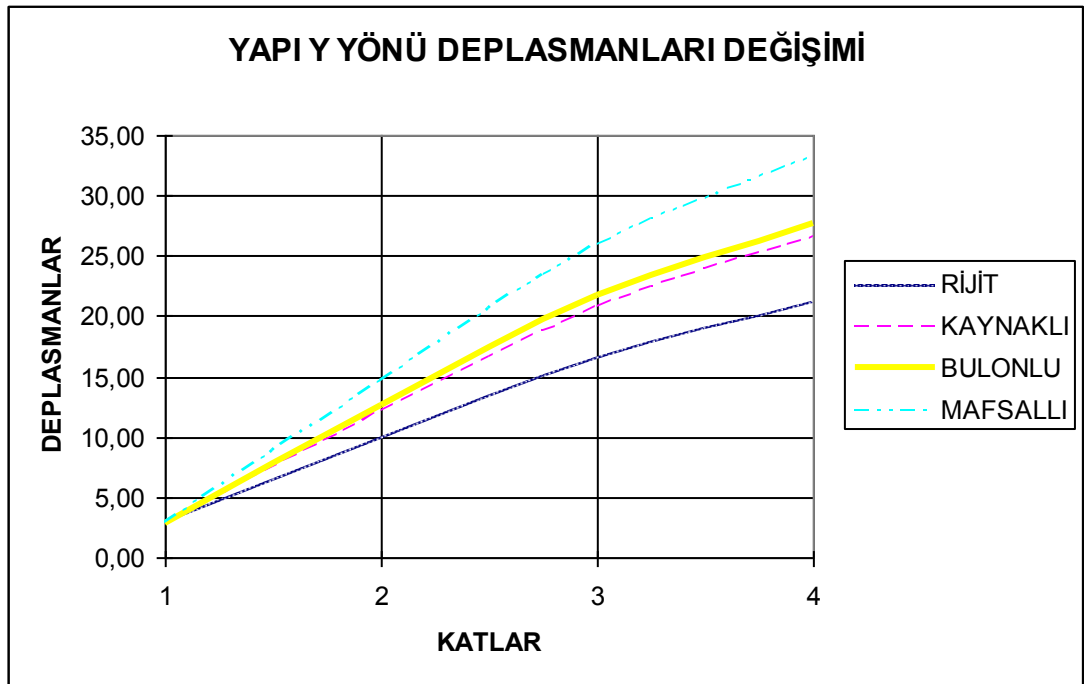
Üç farklı çözüm durumunda yapıda değişen deplasman değerleri;

Tablo 6.14 Dört katlı yapı örneğinde elde edilen deplasman değerleri

	RİJİT		YARI-RİJİT KAYNAKLI		YARI-RİJİT BULONLU		MAFSALLI	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
4. Kat	21,19	21,17	26,75	26,56	27,87	27,72	33,18	33,15
3. Kat	16,63	16,61	21,00	20,81	21,91	21,76	25,90	25,85
2. Kat	9,88	9,89	12,26	12,15	12,73	12,65	14,72	14,68
1. Kat	2,93	2,94	2,88	2,89	2,86	2,86	2,74	2,75



Şekil 6.9 Dört katlı yapının farklı birleşim tipleri için X yönü deplasman değerleri



Şekil 6.10 Dört katlı yapının farklı birleşim tipleri için Y yönü deplasman değerleri

Değişen kesitlerin yeniden düzenlenmesi ve yapının yönetmelikte belirtilen deplasman sınırlarına getirilmesiyle; yapılarda aşağıda gösterildiği biçimde taban kesme kuvveti ve taşıyıcı sistem için gerekli olan çelik profil ağırlıklarında değişimler meydana gelmektedir.

Tablo 6.15 Deplasman kriterinin hesaba katılıp-katılmadığı durumlar için düzenlenmiş olan çelik profil ağırlıkları

	Rijit	Yarı-Rijit Kaynaklı	Yarı-Rijit Bulonlu	Mafsallı
Deplasman kriterine bakılmadığı durumdaki gerekli çelik profil ağırlığı	82,21 ton	84,13 ton	84,89 ton	88,34 ton
kg/m ² olarak	35,68 kg	36,52 kg	36,85 kg	38,34 kg
Deplasman kriterine uyulduğu durumdaki gerekli çelik profil ağırlığı	85,32 ton	87,13 ton	89,20 ton	104,36 ton
kg/m ² olarak	37,03 kg	37,82 kg	38,72 kg	45,30 kg

Tablo 6.16 Sınırlamalara bakılmaksızın yapılarda oluşan deplasman değerleri

	RİJİT		YARI-RİJİT KAYNAKLI		YARI-RİJİT BULONLU		MAFSALLI	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
4. Kat	24,32	24,32	26,45	26,27	27,26	27,12	29,67	29,66
3. Kat	19,32	19,32	20,66	20,48	21,24	21,09	22,44	22,42
2. Kat	11,76	11,77	11,71	11,61	12,16	12,09	12,53	12,51
1. Kat	3,91	3,92	2,74	2,74	2,74	2,74	2,61	2,61

7. SONUÇLAR

Çelik yapılarda; birleşimlerin yarı-rijit olarak modellenmesiyle geleneksel rijit ve mafsallı birleşim kabullerine nazaran gerçeğe daha yakın yapı davranış modelleri elde etmek mümkündür. Ancak mühendisleri ve kullanıcıları yarı-rijit tasarımdan ziyade geleneksel metodları kullanmaya iten; hesaplara getirdiği çeşitli karmaşıklıklar ve zorluklar bulunmaktadır. Yarı-rijit birleşimlerin hesaplara getirdiği bu karmaşıklık ve zorlukları azaltacak pratik hesap metodları üretmek gerekmektedir. Konu hakkındaki teorik ve deneysel çalışmaların devam ediyor olması, yarı-rijit birleşimlerin uygulama açısından, cazipliğini yitirmesine neden olmaktadır. Yarı-rijit birleşimler hakkında, ülkemizde henüz bir yönetmelik olmaması da, bu tip bir hesabın ülkemizde yaygınlaşmasının daha uzun yıllar gerektirdiğini göstermektedir.

7.1 Sayısal Hesapların Değerlendirilmesi

Her üç örnekte de değerlendirilen yapılar, tasarlanan birleşimin yapı davranışında ne ölçüde belirleyici olduğunu göstermek için öncelikle rijit düğüm noktalarıyla tasarlanmış ve belirtilen yüklerle yönetmelikler doğrultusunda gerek deplasman sınırları, gerekse eleman taşıma gücü oranlarını sağlayacak şekilde boyutlandırılmıştır. Yapıların daha sonra düğüm noktalarının mafsallı ve yarı-rijit olduğu durumlara göre yapılan analizlerinde ise yapıların doğal titreşim periyotlarında önemli farklılıklar olduğu gözlenmiştir. Yapıların titreşim periyotları, kullanılan birleşimin rijitliği azaldıkça yani birleşim mafsallı duruma yaklaştıkça artmaktadır. Bu da bizim yapı hesabında mevcut yapı titreşim periyoduna bağlı olarak belirlediğimiz deprem kuvvetlerinin değişmesine yol açmaktadır.

Tablo 7.1 Sayısal uygulamalarda elde edilen yapı periyotları

	4 Katlı Yapı	8 Katlı Yapı	12 Katlı Yapı
RIJİT	0,56 sn.	0,99 sn.	1,27 sn.
KAYNAKLI	0,62 sn.	1,12 sn.	1,45 sn.
BULONLU	0,64 sn.	1,15 sn.	1,49 sn.
MAFSALLI	0,70 sn.	1,22 sn.	1,56 sn.

Değişen deprem yükleri altında kullandığımız yapısal elemanların kesitlerinde değişimler meydana gelebilmektedir. Bütün kiriş-kolon birleşim tiplerinin gerçekte; içerdiği bileşenlerin özellikleri ve bu bileşenlerin birleşimdeki yerleştiriliş şekillerine göre rijitle, mafsallı arasında yarı-rijit diye tabir edilen durumda olduğunu belirtmiştik. Bu durum göz önüne alındığında birleşimin sayısal uygulamalarda gösterildiği şekilde yapının periyodunun belirlenmesinde ne kadar etkili olduğunu düşünürsek yapının hesabında birleşimleri daha gerçekçi olan yarı-rijit şekilde modellemek o kadar önem kazanmaktadır.

Ayrıca örneklerde de görüldüğü üzere birleşim rijitliğine bağlı olarak yapıların deplasman değerleri yine birleşim rijitliğinin azalmasıyla artmaktadır. Bu da yapılarımızın mevcut yönetmelik kriterlerine uyumunu değiştirmekte ve yapılarda ikinci derece etkilerin artmasına sebep olmaktadır. Artan deplasmanlar sınırlandırılmak istendiğinde yapıda çapraz teşkil edilmesi gerekmekte yada çerçeve olarak çalışan kolon-kiriş kesitlerini büyütmek gerekmektedir.

Yapılan örneklerde rijit olarak tasarlanan sistemlerde kullanılan tüm elemanlar taşıma gücü kapasitesi olarak yeterli durumda iken, düğüm noktaları mafsallı hale getirildiğinde kat kirişlerinin tamamı taşıma gücü kapasitesini aşmakta, kolonlar ise düğüm noktalarında kirişlerden aktarılan momentler sıfırlandığından, rijit duruma göre daha az zorlanmaktadır ve yapı yönetmeliklerinde belirtilen deplasman sınırlarını sağlayamamaktadırlar. Düğüm noktalarının yarı-rijit olduğu durumda ise çerçeve olarak çalışan kat kirişleri taşıma gücü sınırını aşmamakta, fakat dış merkezli kenar çaprazların üzerinde plastik mafsall oluşması beklenen kesitler taşıma gücünü aşmaktadır. Kolonlar ise yine mafsallı sistemlerde olduğu gibi düğüm noktalarından aktarılan momentin rijit duruma göre nispeten azalmasıyla, daha az zorlanmaktadır ve yapı yine deplasman sınırı kriterlerini aşmaktadır.

Yapılarda birleşimlerin değişimiyle elemanlar arasındaki yük dağılımında ortaya çıkan yetersiz kesitler yeniden düzenlendikten ve aşılacak yapı deplasman sınırı değerleri yönetmelikteki şartları sağlayacak duruma getirildikten sonra, değişen taşıyıcı sistem ağırlıkları m^2 olarak tablo 7.2’de gösterilmiştir.

Tablo 7.2 Birleşim tipine bağlı olarak değişen taşıyıcı sistem ağırlıkları

	Rijit (kg/m^2)	Kaynaklı (kg/m^2)	Bulonlu (kg/m^2)	Mafsallı (kg/m^2)
12 Katlı	70,47 kg	76,84 kg	93,54 kg	94,35 kg
8 Katlı	45,83 kg	49,89 kg	52,30 kg	58,59 kg
4 Katlı	37,03 kg	37,82 kg	38,72 kg	45,30 kg

Tablo 7.2'deki değerler incelendiğinde sekiz katlı yapıda bulonlu yarı-rijit birleşimin kullanılması durumunda gerekli olan çelik taşıyıcı eleman ağırlığı yaklaşık olarak rijit ve mafsallı birleşimler kullanılması durumunda gerekecek miktarların tam arasında bir değerde kalmaktadır. Dört katlı yapıda gerekli olan taşıyıcı sistem çelik ağırlığının rijit birleşimlerle elde edilen duruma, oniki katlı yapıda gerekli olan taşıyıcı sistem çelik miktarının da mafsallı birleşimlerle elde edilen duruma yakın değerlere sahip olduğu görülmektedir.

Yapının yönetmelikte belirtilen deplasman koşullarını sağlayacağı şekilde düzenlendiği bu duruma göre, rijit birleşimler kullanılarak yapılan hesaplar, yarı-rijit birleşim kullanılarak düzenlenen hesaplara oranla daha ekonomik sonuçlar vermektedir.

Ancak yapı deplasman sınırları göz önüne alınmayıp, sadece eleman taşıma güçlerine göre hesap yapıldığında Tablo 7.3'de gösterildiği biçimde, yarı-rijit birleşimler kullanılarak yapılan hesapların rijit duruma daha ekonomik sonuçlar verdiği görülmektedir.

Tablo 7.3 Deplasman sınırlaması yapılmadan birleşim tipine bağlı olarak değişen taşıyıcı sistem ağırlıkları

	Rijit (kg/m ²)	Kaynaklı (kg/m ²)	Bulonlu (kg/m ²)	Mafsallı (kg/m ²)
12 Katlı	56,17 kg	54,28 kg	55,23 kg	57,11 kg
8 Katlı	45,21 kg	44,68 kg	44,87 kg	47,19 kg
4 Katlı	35,68 kg	36,52 kg	36,85 kg	38,34 kg

Yapıda yine maliyet açısından bakıldığında; kullanılan birleşimin yarı-rijit olması durumunda birleşimde kullanılan berkitmeler ve ilave rijitleştirici bileşenlere gerek kalmayacağından işçilik giderleri de azalacaktır. Yapılan araştırmalar yarı-rijit birleşimlerin; malzeme, işçilik ve montaj bakımından tüm yapının maliyetinde %25'e varan tasarruflar sağladığını göstermektedir (ECCS-Technical Committee 10,1997).

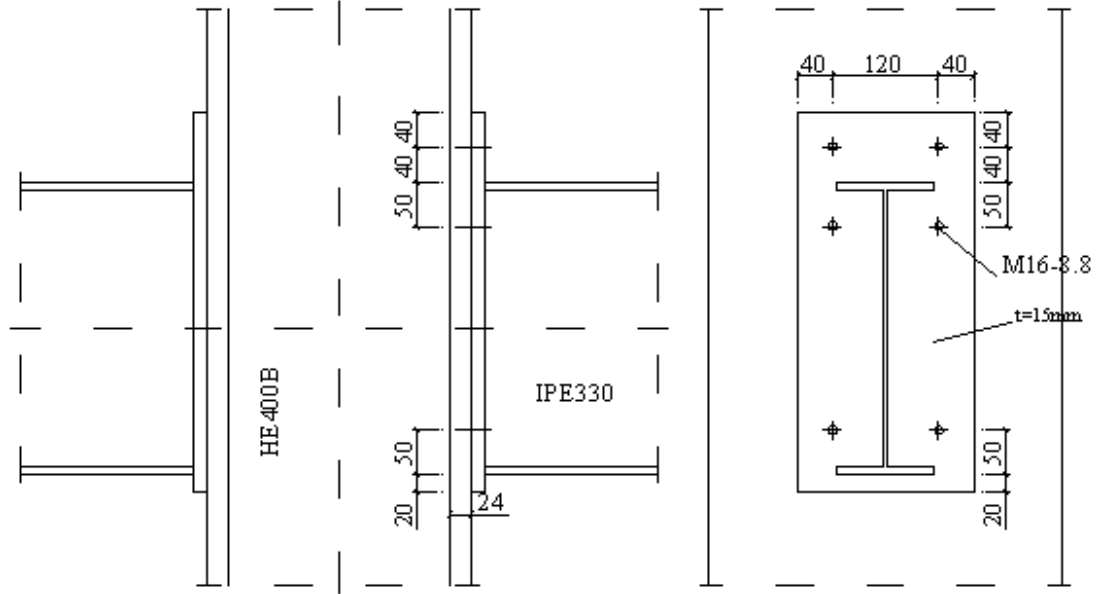
Yapılan hesaplarda, deplasman sınırlamaları da göz önüne alındığında en ekonomik yapı, kat adedi en az olan dört katlı yapıdır. Ayrıca, yine deplasmanların sınırlandığı durumda sekiz katın üzerindeki yapılarda yarı-rijit birleşimlerin hesaplarda her hangi bir ekonomiklik sağlamadığı görülmektedir. Rijit birleşimlerle teşkil edilen yapılar deplasman sınırlamasından daha az etkilenmektedir, buda rijit birleşim kullanılan sekiz katın üzerindeki yapıların daha ekonomik olmasına yol açmaktadır.

KAYNAKLAR

- Attiogbe, G. And Morris, G.** 1991. Moment-Rotation Functions for Steel Connections, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. **117**, June, pp. 1703-1718.
- Colson, A.** 1991. Theoretical Modeling of Semirigid Connections Behaviour, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. **19**, pp. 213-224.
- Çakıroğlu, A. Ve Çetmeli, E.,** 1991. Yapı Statiği, Beta Basım Yayın Dağıtım AŞ, İstanbul
- Eurocode 3**, ENV 1993-1-1, Design of Steel Structures
- ECCS, Technical Committee 8** 1992. Structural Stability Technical Working Group 8.1 / 8.2 Skeletal Structures, *Analysis and Design of Steel Frames with Semi-Rigid Joints*, Publication No: **67**, Brussels.
- Eurocode 8**, Design of Structures for earthquake resistance, part1, general rules, seismic actions and rules for buildings.
- ECCS, Technical Committee 10** 1997. Strcutural Connections Technical Working Group 10.2-Semi-rigid Connections, Connections and Frame Design For Economy
- Faella, C., Piluso, V. And Rizzano, G.** 1996. Some Proposals to Improve EC3-Annex J Approach for Predicting the Moment-Rotation Curve of Extended End-Plate Connections, *Costruzioni Metalliche*, No. **4**, pp. 15-31.
- Faella, C., Piluso, V. And Rizzano, G.** 2000. Structural Steel Semirigid Connections, Theory, Design and Software
- Geschwinder, L.F.,** 1991. A Simplified Look at Partially Restrained Beams, *Engineering Journal / American Institute of Steel Construction*, Second Quarter 73-77.
- Goldberg, J.E. and Richard, R.M.** 1963. Analysis of Non-linear Structures, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. **89**, August.
- Göğüş, İ.,** 1978. Yapı Statiği, Matbaa Teknisyenleri Koll. Şti., İstanbul.
- Jaspart, J.P. and Briquet, C.** 1995. Sensitivity of Steel Building Frames to Joint Properties, *International Colloquium on Stability of Steel Structures*, Budapest, Hungary, Vol. **I**, pp. 349-356.

- Jones, S.W., Kirby, P.A. and Nethercot, D.A.** 1981. Modeling of Semirigid Conneciton Behaviour and its Influence on Steel Column Behaviour, in Joints in Structural Steelwork, *ed. J.H. Howlett et al., Pentech Press, London*, pp. 573-587.
- Kadioğlu, N., Engin, H. ve Bakioğlu, M.,** 1992. Mukavemet Problemleri II, Beta Basım Yayım Dağıtım AŞ, İstanbul.
- Moncarz, P.D. and Gestle, K.H.** 1981. Steel Frames with Nonlinear Connections, *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. **107**, pp. 1427-41.
- Ramberg, W. And Osgood, W.R.** 1943. Description of Stress-Strain Curves by three-Parameters, *Technical Report 902*, National Advisory Committee for Aeronautics.
- Yee, K.L. and Melchers, R.E.** 1986. Moment-Rotation Curves for Bolted Connections, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. **112**, pp. 615-635.
- Yorgun, C., Yardımcı, N. Ve Arda, T.S.,** 1995. Kaynaklı Yarı-Rijit Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Eurocode3'e Göre Hesabı, *İTÜ Dergisi*.
- Yorgun, C., Yardımcı, N. Ve Arda, T.S.,** 1995. Bulonlu Yarı-Rijit Kiriş-Kolon Birleşimlerinin Eurocode3'e Göre Hesabı, *İTÜ Dergisi*.

A. SAYISAL UYGULAMADA KULLANILAN YARI-RİJİT BULONLU KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMİNİN HESABI



Şekil A.1 Nervürsüz, bulonlu kiriş-kolon birleşimi

HE400B 'de $t_w = 13,5\text{mm}$, $t_f = 24\text{mm}$, $r_k = 27\text{ mm}$ 'dir.

IPE330'de $t_w = 7,5\text{mm}$, $t_f = 11,5\text{mm}$, $r_k = 18\text{ mm}$ 'dir.

Hesapta Eurocode3'te anlatılan plastik bulon kuvvetleri yöntemi kullanılmıştır.

A.1 Moment Taşıma Gücü Hesabı

A.1.1 Çekme Bölgesindeki Kolon Başlığında Potansiyel Taşıma Gücü Hesabı

$$l_{eff,b} = 0,5p + 2m + 0,625e$$

$$l_{eff,b} = 4m + 1,25e$$

$$l_{eff,b} = 2\pi m$$

Bu eşitliklerdeki m ve e değerleri ise Şekil A.1 ve Şekil A.2'den;

$$p = 90 \text{ mm}$$

$$m = \frac{120}{2} - \frac{13,5}{2} - \frac{4}{5} \times 27 = 31,65 \text{ mm}$$

$$e = 40 \text{ mm}$$

Gerekli olan n değeri e'nin minimum değerine eşit olacaktır, ancak 1,25m'den büyük olamaz. O halde $e = 40 \text{ mm}$ ve $1,25m = 1,25 \times 31,65 = 40 \text{ mm}$ olduğuna göre $n = 40 \text{ mm}$ alınacaktır.

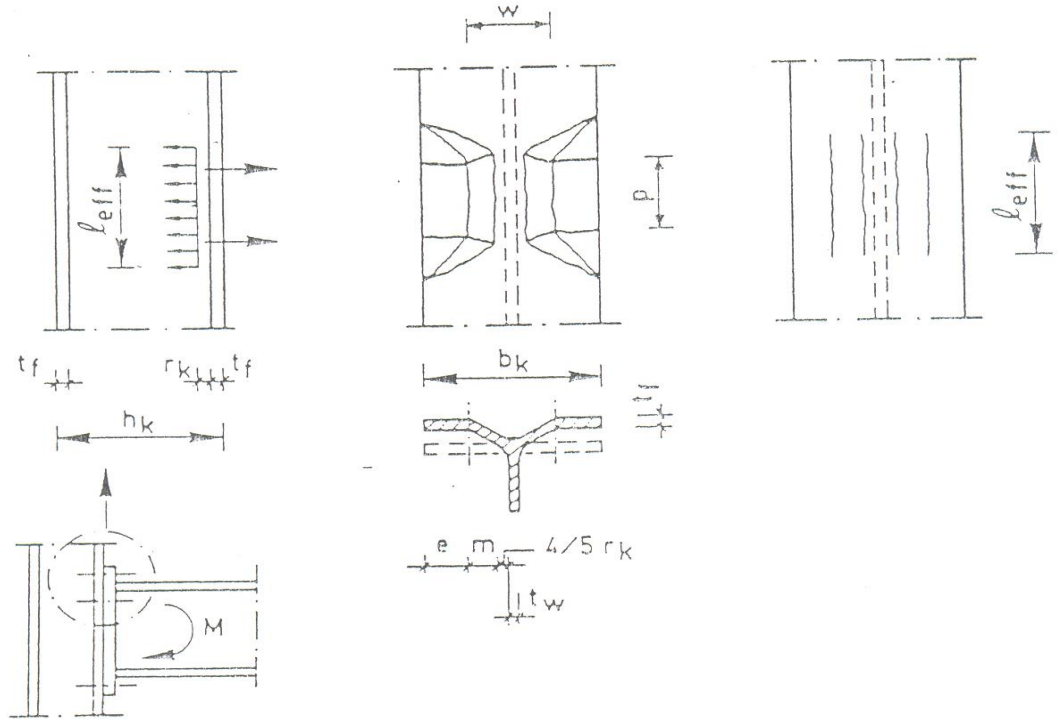
$$l_{eff,b} = 0,5 \times 90 + 2 \times 31,65 + 0,625 \times 40 = 133,3 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b} = 4 \times 31,65 + 1,25 \times 40 = 176,6 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b} = 2\pi \times 31,65 = 198,9 \text{ mm}$$

Hesapladığımız l_{eff} değerleri bir bulon sırası içindir, oysa çekme bölgesinde iki bulon sırası var; o halde toplam efektif uzunluğu bulabilmek için yukarıda hesapladığımız minimum efektif uzunluğu iki ile çarpmalıyız:

$$l_{eff,b} = 2 \times 133,3 = 266,6 \text{ mm}$$



Şekil A.2 Nervürsüz kolon başlığında çekme bölgesi (ECCS-Technical Committee8, 1992)

Kolon başlığında olası üç göçme modu vardır.

Mod1: Başlığın tamamen akması,

Mod2: Bulonlar ve başlığın birlikte akması,

Mod3: Bulonların akması.

Kolon başlığının kapasitesi ise, olası üç göçme modu esas alınarak hesaplanan dayanım değerlerinden en küçüğü olacaktır.

$$F_{t,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} \quad (\text{Göçme modu 1})$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n} \quad (\text{Göçme modu 2})$$

$$F_{t,Rd} = \sum B_{t,Rd} \quad (\text{Göçme modu 3})$$

$B_{t,Rd}$ 'nin hesabında, M16-8.8 için $A_s = 157 \text{ mm}^2$ ve $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ olduğuna göre;

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 157 \times 800}{1,25} = 90432 \text{ N. olacaktır.}$$

Kolon başlığının plastik moment kapasitesi ise aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{0,25 \times 266,6 \times 24^2 \times 235}{1,1} = 8202 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

Kolonda mevcut eksenel kuvvet ve eğilme momentinden dolayı kolon başlığında oluşan normal gerilme $\sigma_{n,Ed}$ 180 N/mm^2 'yi aşmadığından, kolon başlığı moment taşıma gücünü çarpmak suretiyle küçülteceğimiz azaltma katsayısı $k_r = 1$ alınabilir.

Her bir göçme modu için kolon başlığının çekme dayanımı ayrı ayrı hesaplırsak:

$$\text{Göçme modu1: } F_{t,Rd} = \frac{4 \times 8202 \times 10^3}{31,65} = 1037 \times 10^3 \text{ N} = 1037 \text{ kN}$$

$$\text{Göçme modu2: } F_{t,Rd} = \frac{2 \times 8202 \times 10^3 + 4 \times 90432 \times 40}{31,65 + 40} = 431 \times 10^3 \text{ N} = 431 \text{ kN}$$

$$\text{Göçme modu3: } F_{t,Rd} = 4 \times 90432 = 362 \times 10^3 \text{ N} = 362 \text{ kN}$$

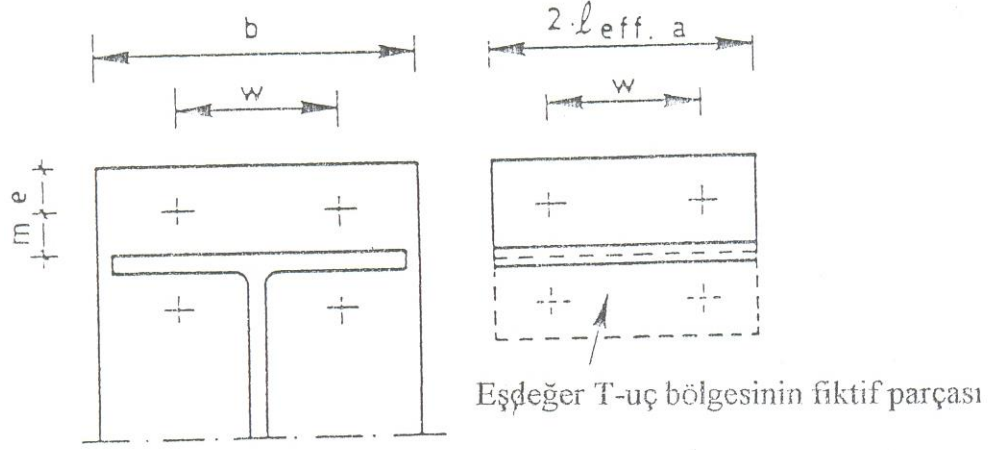
Elde ettiğimiz bu üç değerden en küçüğü, çekme bölgesindeki kolon başlığının potansiyel çekme dayanımı olacaktır:

$$F_{t,Rd} = 362 \text{ kN}$$

A.1.2 Çekme Bölgesinde Kiriş Ucundaki Alın Levhasının Potansiyel Tasıma Gücü Hesabı

Çekme bölgesindeki alın levhasının bir seri eşdeğer T-uç bölgelerinden oluştuğu düşünülür. Alın levhası yüksekliğinin, kiriş yüksekliğinden fazla olduğu birleşimlerde, kirişin çekme başlığının altındaki ve üstündeki bulon sıralarının ayrı ayrı T-uç bölgeleri oluşturduğu düşünülür.

A.1.2.1 Alın Levhasının Kiriş Başlığı Üzerinde Devam Eden Kısımının Taşıma Gücü



Şekil A.3 Alın levhasının kiriş başlığı üzerinde devam eden kısmını sembolize eden eşdeğer T-uç bölgesi (ECCS-Technical Committee3, 1992)

Bir bulon sırasının efektif uzunluğunu hatırlayacak olursak, aşağıda verilen denklemlerden elde edilen değerlerden en küçüğü olmalıdır:

$$l_{eff,a} = 0,5b_p$$

$$l_{eff,a} = 0,5w + 2m + 0,625e$$

$$l_{eff,a} = 4m + 1,25e$$

$$l_{eff,a} = 2\pi m$$

Birleşim geometrisinden; $w = 120$ mm olacaktır. Burada m mesafesi belirlenirken, kiriş başlığını alın levhasına bağlayan köşe kaynak dikişlerinin kalınlığı (5 mm) dikkate alınmalıdır:

$$m = \frac{80}{2} - 0,8 \times 5 \sqrt{2} = 34,3 \text{ mm}$$

T-uç bölgesi biri fiktif olmak üzere iki bulon sırası içermektedir. Bu bulon sıralarından birisi için efektif uzunluk aşağıdakilerden en küçüğü olacaktır;

$$l_{eff,a} = 0,5 \times 200 = 100 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 0,5 \times 120 + 2 \times 34,3 + 0,625 \times 40 = 153,6 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 4 \times 34,3 + 1,25 \times 40 = 187,2 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 2\pi \times 34,3 = 215,5 \text{ mm}$$

T-uç bölgesindeki efektif uzunluk;

$$l_{eff} = 2 \times 100 = 200 \text{ mm olacaktır.}$$

Efektif uzunluk belirlendikten sonra, olası göçme modlarını dikkate alarak, taşıma gücü hesabına geçebiliriz. Gerekli olan n değeri e 'nin minimum değerine eşit olacaktır, ancak 1,25m'den büyük olamaz. O halde $e = 40 \text{ mm}$ ve $1,25m = 1,25 \times 34,3 = 38,6 \text{ mm}$ olduğuna göre $n = 38,6 \text{ mm}$ alınacaktır.

Alın levhasının plastik moment kapasitesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 200 \times 15^2 \times 235}{1,1} = 2403 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

Göçme modlarına göre taşıma gücü hesabı yapılırken, T-uç bölgesinin yarısı fiktif olduğundan ve gerçekte mevcut olan kısımla hesap yapmak zorunluluğu olduğundan, aşağıdaki eşitlikler 1/2 ile çarpılmıştır.

$$\text{Göçme modu 1: } F_{t,Rd} = \frac{4 \times 2403 \times 10^3}{34,3} \times \frac{1}{2} = 140 \times 10^3 \text{ N} = 140 \text{ kN}$$

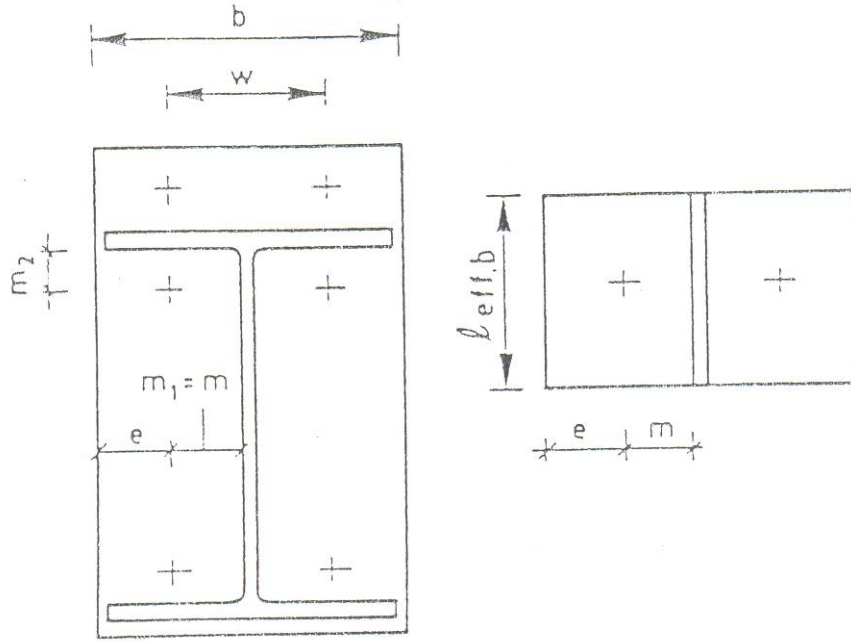
$$\text{Göçme modu 2: } F_{t,Rd} = \frac{2 \times 2403 \times 10^3 + 4 \times 90432 \times 38,6}{34,3 + 38,6} \times \frac{1}{2} = 129 \times 10^3 \text{ N} = 129 \text{ kN}$$

$$\text{Göçme modu 3: } F_{t,Rd} = 4 \times 90432 \times \frac{1}{2} = 181 \times 10^3 \text{ N} = 181 \text{ kN}$$

Bu durumda alın levhasının kiriş başlığı üzerinde devam eden kısmının taşıma gücü şöyledir:

$$F_{t,Rd} = 129 \text{ kN}$$

A.1.2.2 Alın Levhasının Kiriş Başlıkları Arasında Kalan Kısımının Taşıma Gücü



Şekil A.4 Alın levhasının kiriş başlıkları arasında kalan kısmının eşdeğer T-uç bölgesi (ECCS-Technical Committee8, 1992)

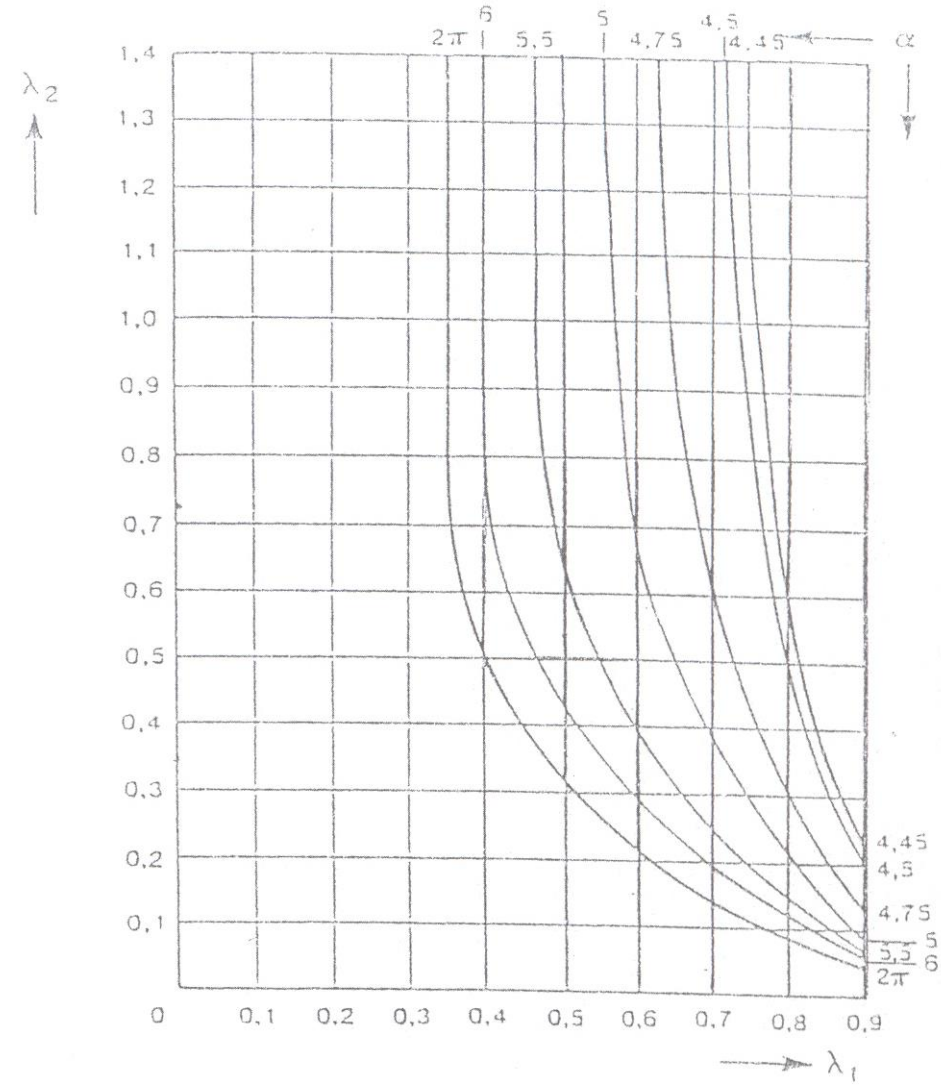
Kiriş başlığının hemen altındaki bulon sırası için efektif uzunluk aşağıdakilerden en küçüğü olacaktır;

$$l_{eff,b} = \alpha m_e$$

$$l_{eff,b} = 2\pi m_e$$

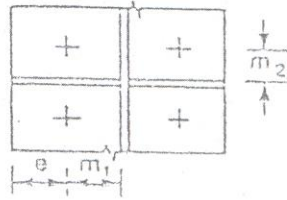
Birleşimde kiriş başlığı ve alın levhası arasındaki köşe kaynak dikişlerinin kalınlığı, $a_{wf} = 5mm$, kiriş gövdesi ve alın levhası arasındaki köşe kaynak dikişlerinin kalınlığı, $a_{wl} = 5mm'$ dir.

Tablo A.1 Nervürle rijitlenmiş kolon başlıklarında a değerleri (Annex J of Eurocode3, 1993-1-1:1992)



$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e}$$



$$m_1 = m_e = \frac{120}{2} - 0,8 \times 5\sqrt{2} - \frac{7,5}{2} = 50,6 \text{ mm}$$

$$e_e = (200 - 120) \times \frac{1}{2} = 40 \text{ mm}$$

$$m_2 = 90 - \frac{80}{2} = 50mm$$

$$\lambda_1 = \frac{50,6}{50,6 + 40} = 0,56 \quad \lambda_2 = \frac{50}{50,6 + 40} = 0,55$$

Tablo A.1'den, $\alpha = 5,35$.

Buradan $l_{eff} = \alpha m_1 = 5,35 \times 50,6 = 271mm$ olacaktır.

n , e_e değerine eşit olacaktır ve $1,25m_e$ 'den büyük olamaz; dolayısıyla $n = 40$ mm olacaktır. Bu bölge için alın levhasının plastik moment kapasitesi yeniden hesaplanırsa:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 271 \times 15^2 \times 235}{1,1} = 3257 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

Göçme modları dikkate alınarak taşıma gücü hesabı aşağıdaki gibi yapılır:

$$\text{Göçme modu 1: } F_{t,Rd} = \frac{4 \times 3257 \times 10^3}{50,6} = 258 \times 10^3 \text{ N} = 258kN$$

$$\text{Göçme modu 2: } F_{t,Rd} = \frac{2 \times 3257 \times 10^3 + 2 \times 90432 \times 40}{50,6 + 40} = 152 \times 10^3 \text{ N} = 152kN$$

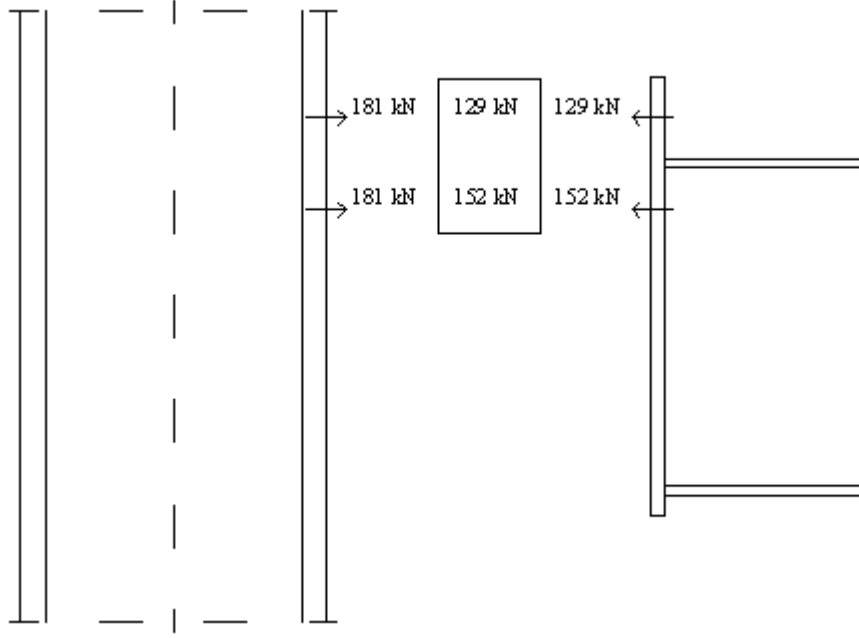
$$\text{Göçme modu 3: } F_{t,Rd} = 2 \times 90432 = 181 \times 10^3 \text{ N} = 181kN$$

Bu durumda alın levhasının kiriş başlıkları arasında kalan kısmının taşıma gücü şöyledir:

$$F_{t,Rd} = 152kN$$

A.1.3 Çekme Bölgesindeki Bulonların Efektif Dayanımları

Genellikle çekme bölgesinde kolon başlığının taşıma gücü, alın levhasının taşıma gücüne eşit değildir. Bu sebeple çekme bölgesinde bulonların dayanımı hesaplanırken, bulon sıralarında, kolon başlığı ve alın levhasına gelen yükler arasında dengenin oluşturduğu bir kuvvet dağılımını bulmak gerekir (Yorgun, Yardımcı ve Arda, 1995).



Şekil A.5 Bulon sıralarının taşıma gücü

Tam dayanımlı birleşim haricinde, eğer herhangi bir bulon sırasının efektif dayanımı $1,8B_{t,Rd}$ 'yi aşarsa, bağlantının değiştirilerek, söz konusu bulon kuvvetlerinin $1,8B_{t,Rd}$ değerinin altına düşürülmesi gerekmektedir.

$$1,8B_{t,Rd} = 1,8 \times 90438 = 163 \times 10^3 \text{ N} = 163 \text{ kN}$$

Görüldüğü gibi bulon sırası kuvvetleri, bu değerin altında kalmaktadır. O halde çekme bölgesindeki tüm bulon sıralarının toplam efektif dayanımı şöyle olacaktır:

$$F_{t,Rd} = 129 + 152 = 281 \text{ kN}$$

A.1.4 Çekme Bölgesindeki Kolon Gövdesinin Taşıma Gücü

Nervürlü kolon gövdesinin taşıma gücünü veren eşitlik şöyledir:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{MO}}$$

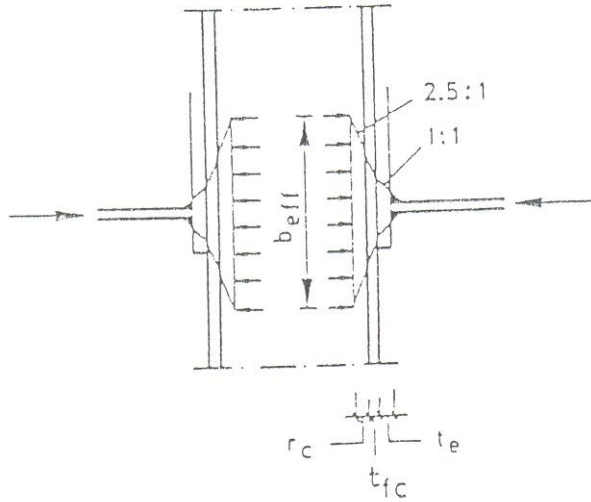
Kolon gövdesinin efektif uzunluğu olan b_{eff} , çekme bölgesindeki kolon başlığının eşdeğer T-uç bölgesinin uzunluğu olarak alınabilir.

$$b_{eff} = l_{eff} = 266,6mm$$

Çekme bölgesinin kolon gövdesindeki taşıma gücü şöyle olacaktır:

$$F_{t,Rd} = \frac{235 \times 13,5 \times 266,6}{1,1} = 769 \times 10^3 N = 769 kN$$

A.1.5 Basınç Bölgesindeki Kolon Gövdesinin Taşıma Gücü



Şekil A.6 Basınç bölgesindeki kolon başlığı (ECCS-Technical Committee8, 1992)

Basınç bölgesindeki, nervürlü kolon gövdesinin taşıma gücü;

$$F_{c,Rd} = \frac{f_{yc} x t_{wc} x \left(1,25 - 0,5 \frac{\sigma_{n,Ed}}{f_{yc}} \right) x b_{eff}}{\gamma_{MO}}$$

$$F_{c,Rd} \leq \frac{f_{yc} x t_{wc} x b_{eff}}{\gamma_{MO}}$$

Buradaki $\sigma_{n,Ed}$ eksenel kuvvet ve eğilme etkisiyle kolon gövdesinde oluşan maksimum basınç normal gerilmesidir. $\sigma_{n,Ed}$ 'nin sıfır olduğunu varsayarsak;

Hadde ürünü I yada H kesitli kolonda b_{eff} şöyle hesaplanabilir;

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

Basınç bölgesindeki kolon gövdesinin taşıma gücü şöyledir:

$$F_{c,Rd} = \frac{235 \times 13,5 \left[11,5 + 2 \times 5\sqrt{2} + 2 \times 15 + 5(24 + 27) \right]}{1,1} = 584 \times 10^3 N = 584 kN$$

A.1.6 Kayma Bölgesinde Nervürsüz Kolon Gövdesinin Taşıma Gücü

Taşıma gücü hesabı şu formülle yapılır:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{MO}}$$

Bu örnek için kayma alanını, $A_v = h_c x t_{wc}$ alırsak; taşıma gücü şöyle olacaktır:

$$V_{pl,Rd} = \frac{235 \times 400 \times 13,5 / \sqrt{3}}{1,1} = 666 \times 10^3 N = 666 kN$$

A.1.7 En Zayıf Bölgenin Taşıma Gücü

Çekme bölgesindeki bulon sıralarının toplam efektif dayanımı, en zayıf bölgenin dayanımından daha büyükse; bulon sıralarının taşıma gücü, basınç merkezine en yakın bulon sırasından başlanarak, azaltılmalıdır.

Eğer birleşim simetrik yüklenirse, en zayıf bölgenin taşıma gücü, bulonların toplam efektif dayanımına eşit olacaktır:

$$F_{t,Rd} = 281 kN$$

Eğer birleşim asimetrik yüklenirse, en zayıf bölgenin taşıma gücü yine bulonların toplam efektif dayanımından eşit olacaktır;

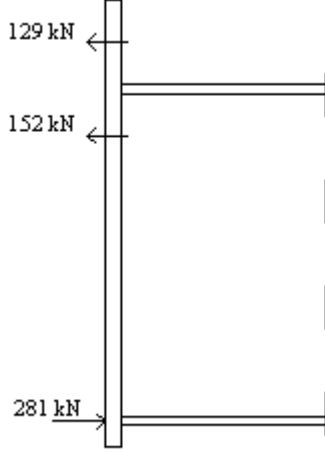
$$F_{t,Rd} = 281 kN$$

Bundan dolayı birleşimin hesaplanan moment taşıma ve dönme kapasiteleri simetrik durum ve asimetrik durum içinde aynı olacaktır.

A.1.8 Tasarım Moment Taşıma Gücü

Tasarım moment taşıma gücünü veren eşitlik şöyledir:

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^n (F_{ti,Rd} \times h_i)$$



Şekil A.7 Birleşim kuvvetleri

Moment taşıma gücü şöyledir:

$$M_{Rd} = 152 \times (330 - 11,5 - 40) + 129 \times (330 - 11,5 + 40) = 88579 \text{ kNmm} = 88,6 \text{ kNm}$$

A.2. Birleşimin Dönme Rijitliği

Dönme rijitliğini veren formül şöyledir:

$$S_j = \frac{E x h_i^2 \times t_w \times c}{\sum \frac{\mu_i}{k_i} \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right)^2}$$

S_j : Birleşimde mevcut M momentine bağlı olan sekant rijitliği ($M \leq M_{Rd}$)

M_{Rd} : Birleşimin tasarım moment dayanımı

h_1 : Kirişin çekme başlığı altındaki birinci bulon sırası ile basınç bölgesinin dayanım merkezi arasındaki mesafe

μ_1 : Modifikasyon faktörü

k_i : i elemanındaki rijitlik faktörü

F_i : i elemanında M momentinden dolayı oluşan kuvvet

$F_{i,Rd}$: i elemanındaki tasarım dayanımı

Nervürlü bir birleşimde rijitlik faktörü k_i , aşağıdaki şekilde alınmalıdır:

Kolon gövdesi, kayma bölgesi $k_1 = 0,24$

Kolon gövdesi, çekme bölgesi $k_2 = 0,8$

Kolon gövdesi, basınç bölgesi $k_3 = 0,8$

Kolon başlığı, çekme bölgesi $k_4 = \frac{t_{fc}^3}{4m^2t_{wc}}$

Bulonlar, çekme bölgesi $k_5 = \frac{2A_s}{l_bt_{wc}}$

Alın levhası, çekme bölgesi $k_6 = \frac{t_s^3}{12\lambda_2m^2t_{wc}}$

Fakat $k_6 \geq \frac{t_s}{4m^2t_{wc}}$

l_b : bulonun genleşme boyu, toplam kenetlenme boyu olarak da alınabilir, bu boyda bulon başlık yüksekliğinin yarısı ve somun yüksekliği de dahildir.

λ_2 Tablo A.1'de verilmiştir.

Kolon çekme bölgesi rijitlenmişse:

$k_4 = \frac{t_f^3}{12\lambda_2m^2t_{tw}}$ fakat $k_4 \geq \frac{t_{fc}^3}{4m^2t_{wc}}$

Başka rijitlenmiş elemanlarda, bağıl rijitlik faktörü sonsuz alınabilir, $i = 1, 2$ veya 3 için modifikasyon faktörü μ_i , 1 alınır, $i = 4, 5$ veya 6 için modifikasyon

faktörü μ_i ; şöyle bulunur;

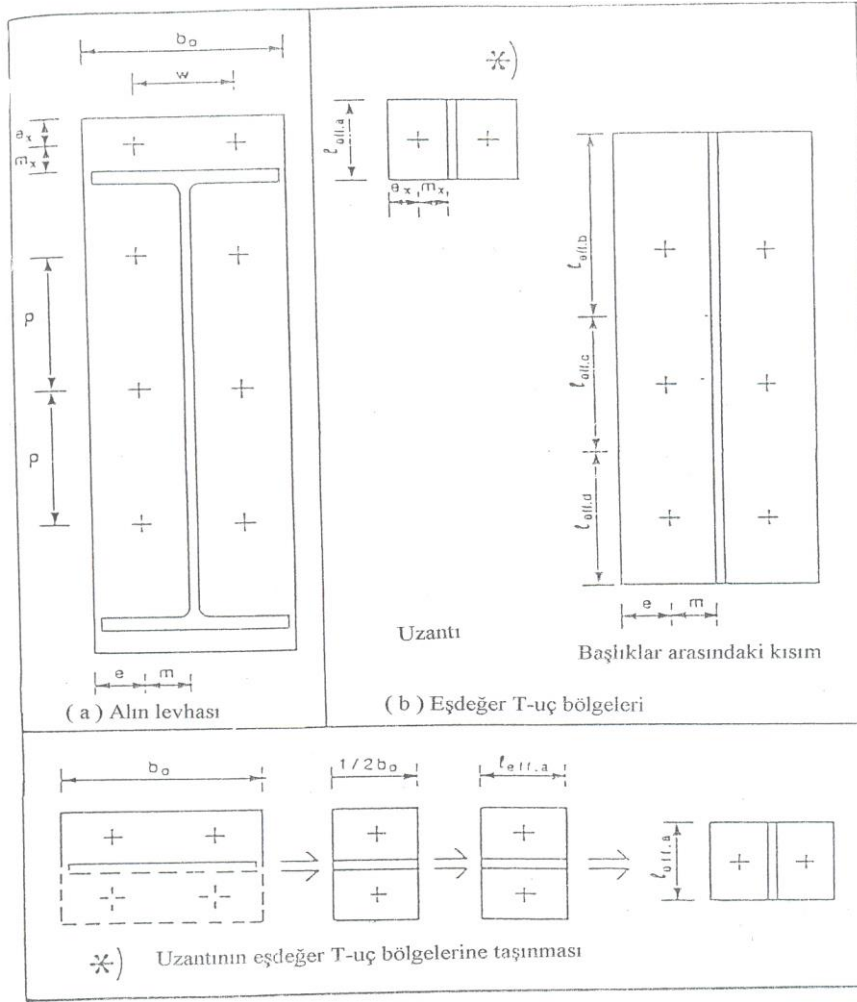
$$\mu_i = \frac{h_1 F_{1,Rd}}{M_{Rd}}$$

burada $F_{1,Rd}$, kirişin çekme başlığı altındaki ilk bulon sırasındaki kuvvettir ve M_{Rd} dikkate alınarak belirlenir. Alın levhalı birleşimde, kiriş başlıkları dışındaki levha uzantıları dikkate alınarak belirlenen dönme rijitliği S_{je} hesaplanmalıdır. S_j ve S_{je} 'den büyük olanı birleşimin dönme rijitliği olarak alınmalıdır. S_{je} hesaplanırken h_1 mesafesi, alın levhası uzantılarındaki bulon sırası ile basınç bölgesi dayanım merkezi arasındaki mesafedir. $F_{1,Rd}$ de M_{Rd} dikkate alınarak belirlenen bulon sırasının taşıdığı kuvvettir. Rijitlik faktörü k_6 şöyle alınmalıdır;

$$k_6 = \frac{t_e^3}{4m_x^2 t_{wc}}$$

buradaki m_x Şekil A.8'de verilmiştir.

Bulonlu alın levhalı bir birleşim; kolonda hem çekme, hem basınç bölgesinde gövde nervürleri mevcutsa rijit kabul edilebilir.



Şekil A.8 Alın levhasında eşdeğer T-uç bölgelerinin efektif uzunlukları (Annex J of Eurocode3, 1993-1-1:1992)

A.2.1. Örnekteki Birleşim Dönme Rijitliği;

$$M_{Rd} = 88,6kN$$

Kayma bölgesi aktif değil.

- Çekme bölgesinde kolon gövdesi

$$k_2 = 0,8 \quad \mu_2 = 1$$

$$\left(\frac{F_2}{F_{2,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{769} \right)^2 = 0,134 (M = M_{Rd})$$

fakat 0,444 alınmalıdır, çünkü $F_i, F_{i,Rd} / 1,5$ 'dan daha küçük olamaz

$$\left(\frac{F_2}{F_{2,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{1,2 \times 769} \right)^2 = 0,093 (M = M_{Rd} / 1,2)$$

fakat 0,444 alınmalıdır.

$$\left(\frac{F_2}{F_{2,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{1,5 \times 769} \right)^2 = 0,059 (M = M_{Rd} / 1,5)$$

fakat 0,444 alınmalıdır.

- Basınç bölgesinde kolon gövdesi

$$k_3 = 0,8 \quad \mu_3 = 1$$

$$\left(\frac{F_3}{F_{3,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{584} \right)^2 = 0,232 (M = M_{Rd})$$

$$\left(\frac{F_3}{F_{3,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{1,2 \times 584} \right)^2 = 0,161 (M = M_{Rd} / 1,2)$$

$$\left(\frac{F_3}{F_{3,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{1,5 \times 584} \right)^2 = 0,103 (M = M_{Rd} / 1,5)$$

- Çekme bölgesinde kolon başlığı

$$k_4 = \frac{t_{fc}^3}{4 \times m^2 \times t_{wc}} = \frac{24^3}{4 \times 31,65^2 \times 13,5} = 0,256$$

$$\mu_4 = \frac{h \times F_{t1,Rd}}{M_{Rd}} = \frac{(330 - 50) \times 152 \times 10^3}{88,6 \times 10^6} = 0,480$$

$$\left(\frac{F_4}{F_{4,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{362} \right)^2 = 0,603 (M = M_{Rd})$$

$$\left(\frac{F_4}{F_{4,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{1,2 \times 362} \right)^2 = 0,419 (M = M_{Rd} / 1,2)$$

$$\left(\frac{F_4}{F_{4,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{1,5 \times 362} \right)^2 = 0,268 (M = M_{Rd} / 1,5)$$

- Çekme bölgesinde bulonlar

$$k_5 = \frac{2 \times A_s}{l_b \times t_{wc}} = \frac{2 \times 157}{(2 \times 12 + 10) \times 13,5} = 1,32$$

$$\mu_5 = 0,480$$

$$\left(\frac{F_5}{F_{5,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{152}{2 \times 90,4} \right)^2 = 0,707 (M = M_{Rd})$$

$$\left(\frac{F_5}{F_{5,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{152}{1,2 \times 2 \times 90,4} \right)^2 = 0,491 (M = M_{Rd} / 1,2)$$

$$\left(\frac{F_5}{F_{5,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{152}{1,5 \times 2 \times 90,4} \right)^2 = 0,314 (M = M_{Rd} / 1,5)$$

- Çekme bölgesinde alın levhası

$$k_6 = \frac{t_e^3}{12 \times \lambda_2 \times m^2 \times t_{wc}} = \frac{15^3}{12 \times 0,55 \times 50,6^2 \times 13,5} = 0,0148$$

$$\text{fakat } k_6 > \frac{t_e^3}{4 \times m^2 \times t_{wc}} = \frac{15^3}{4 \times 50,6^2 \times 13,5} = 0,0244$$

$k_6 = 0,0244$ alınmalıdır.

$$\mu_6 = 0,480$$

$$\left(\frac{F_6}{F_{6,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{281} \right)^2 = 1 \quad (M = M_{Rd})$$

$$\left(\frac{F_6}{F_{6,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{281}{1,2 \times 281} \right)^2 = 0,694 (M = M_{Rd} / 1,2)$$

$$\left(\frac{F_6}{F_{6,Rd}}\right)^2 = \left(\frac{281}{1,5 \times 281}\right)^2 = 0,444 (M = M_{Rd} / 1,5)$$

$$Exh_1^2 x t_{wc} = 2,1 \times 10^5 \times (330 - 50)^2 \times 13,5 = 22,23 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$M = M_{Rd}$ için:

$$\sum \frac{\mu_i}{k_i} \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}}\right)^2 = \frac{0,444}{0,8} + \frac{0,232}{0,8} + \frac{0,480 \times 0,603}{0,256} + \frac{0,480 \times 0,707}{1,32} + \frac{0,480 \times 1,0}{0,0244} = 21,91$$

$M = M_{Rd} / 1,2$ için:

$$\sum \frac{\mu_i}{k_i} \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}}\right)^2 = \frac{0,444}{0,8} + \frac{0,161}{0,8} + \frac{0,480 \times 0,419}{0,256} + \frac{0,480 \times 0,491}{1,32} + \frac{0,480 \times 0,694}{0,0244} = 15,37$$

$M = M_{Rd} / 1,5$ için:

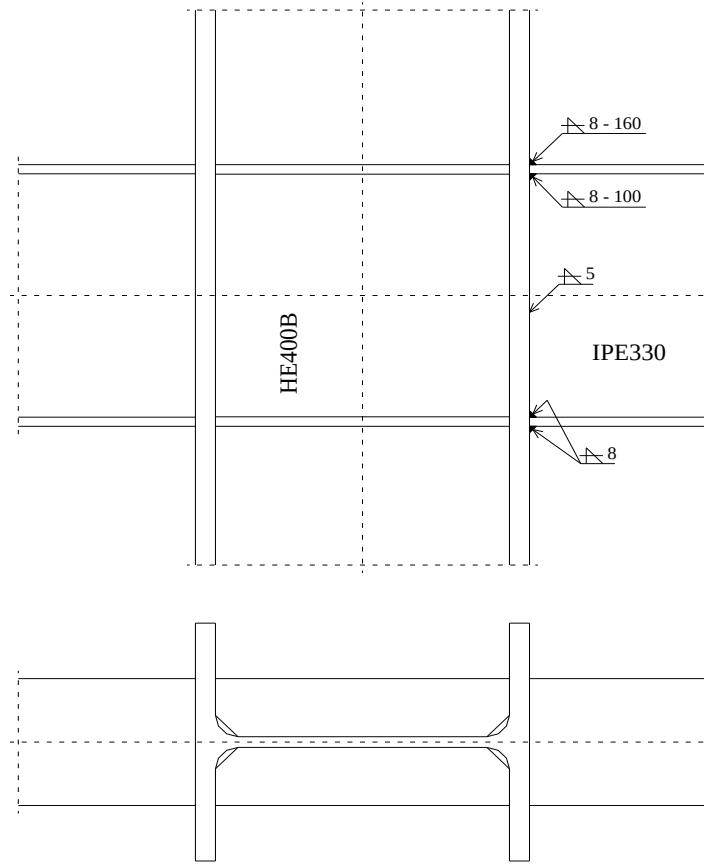
$$\sum \frac{\mu_i}{k_i} \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}}\right)^2 = \frac{0,444}{0,8} + \frac{0,103}{0,8} + \frac{0,480 \times 0,268}{0,256} + \frac{0,480 \times 0,314}{1,32} + \frac{0,480 \times 0,444}{0,0244} = 10,04$$

$$S_{je} = \frac{22,23 \times 10^{10}}{21,91} = 10,15 \times 10^9 \text{ Nmm/rad} (M = M_{Rd})$$

$$S_{je} = \frac{22,23 \times 10^{10}}{15,37} = 14,46 \times 10^9 \text{ Nmm/rad} (M = M_{Rd} / 1,2)$$

$$S_{je} = \frac{22,23 \times 10^{10}}{10,04} = 22,04 \times 10^9 \text{ Nmm/rad} (M = M_{Rd} / 1,5)$$

B. SAYISAL UYGULAMADA KULLANILAN KAYNAKLI KİRİŞ-KOLON BİRLEŞİMİNİN HESABI



Şekil B.1 Nervürlü, kaynaklı kiriş-kolon birleşimi

HE400B 'de $t_w = 13,5\text{mm}$, $t_f = 24\text{mm}$, $r_k = 27\text{ mm}$ 'dir.

IPE330'de $t_w = 7,5\text{mm}$, $t_f = 11,5\text{mm}$, $r_k = 18\text{ mm}$ 'dir.

B.1. Moment Taşıma Gücü Hesabı

B.1.1. Çekme Bölgesi Taşıma Gücü Hesabı

Çekme bölgesinde kolon berkitilmiş ve kullanılan berkitmenin kalınlığı $t = 12mm > t_{fb} = 11,5mm$ olduğundan, çekme bölgesinin taşıma gücü minimum giriş başlığının taşıma gücüne eşittir. Buna göre;

$$F_{t,Rd} = f_{yb} t_{fb} b_{fb} / \gamma_{MO}$$

$$F_{t,Rd} = 235 \times 11,5 \times 160 / 1,1 = 393 \text{ kN}$$

-Kaynak kontrolü yapılırsa;

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw} F_{t,Rd}}{a f_u}$$

$$l \geq \frac{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25 \times 393000}{8 \times 360} = 23,6 \text{ cm} < 26 \text{ cm}$$

B.1.2. Basınç Bölgesi Taşıma Gücü Hesabı

Kolon gövdesi etkili genişliği;

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + r_{kc}) = 11,5 + (2\sqrt{2} \times 8) + 5(24 + 27) = 289 \text{ mm}$$

- Kolon gövdesi ezilme dayanımı;

$$F_{c,Rd} = f_{yc} t_{wc} [1,25 - 0,5\gamma_{MO}\sigma_{n,Ed} / f_{yc}] b_{eff} / \gamma_{MO} \leq f_{yc} t_{wc} b_{eff} / \gamma_{MO}$$

Kolonda mevcut eksenel kuvvet ve eğilme momentinden dolayı kolon başlığında oluşan normal gerilme için,

$$\sigma_{n,Ed} = \frac{N_{c,sd}}{A_c} \quad 1,25 - 0,5\gamma_{MO}\sigma_{n,Ed} / f_{yc} \cong 0 \text{ kabul edilirse;}$$

$$F_{c,Rd} = 235 \times 13,5 \times 289 / 1,1 = 833 \text{ kN}$$

- Kolon gövdesi burkulması;

$$b_{eff} = h_c = 40 \text{ cm}$$

$$A = b_{eff} t_{wc} = 40 \times 1,35 = 54 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b_{eff}^3 t_{wc}}{12} = \frac{40^3 \times 1,35}{12} = 8,20 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{8,20}{54}} = 0,39 \text{ cm}$$

EC3'teki bölüm 5.5'ten, $\bar{\lambda} = 1,09 \rightarrow \chi = 0,49$

$$R_{b,Rd} = \chi t_{wc} b_{eff} f_y / \gamma_{M1} = 0,49 \times 1,35 \times 40 \times 23,5 / 1,1 = 565 kN$$

Basınç bölgesi taşıma gücü; $F_{c,Rd} = 565 kN$

B.1.3. Birleşimin Taşıma Gücü

$$F_{min} = \min(F_{c,Rd}, F_{t,Rd})$$

$$M_{Rd} = F_{min} (h_b - t_{fb}) = 393 \times (33 - 1,15) \times 10^{-2} = 125 kNm$$

B.1.4. Nervürsüz Kolon Kayma Bölgesi Taşıma Gücü

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w = 1,04 \times 40 \times 1,35 = 56,16 cm^2$$

$$V_{Rd} = \frac{[f_{yc} (A_v / \sqrt{3})]}{\gamma_{MO}} = \frac{[23,5 (56,16 / \sqrt{3})]}{1,1} = 693 kN$$

B.2. Birleşimin Dönme Rijitliği

Kaynaklı bir birleşimin dönme rijitliği şöyle hesaplanabilir:

$$S_j = \frac{E(h_b - t_{fb})^2 t_{wc}}{\sum \frac{1}{k_i} \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right)^2}$$

S_j , birleşimde mevcut belirli bir M momentini dikkate alan sekant rijitliğidir ($M \leq M_{Rd}$); k_i , i birleşeninin rijitlik faktörüdür; F_i , i birleşeninde M momentinden kaynaklanan kuvvet $\left(\frac{F_{i,Rd}}{1,5} \right)$ 'den küçük olamaz; $F_{i,Rd}$, i birleşeninin tasarım dayanımıdır.

Kaynaklı bir birleşimde, rijitlik faktörü ki aşağıdaki şekilde alınmalıdır:

Kolon gövdesi, kayma bölgesi: $k_1 = 0,24$

Kolon gövdesi, çekme bölgesi: $k_2 = 0,80$

Kolon gövdesi, basınç bölgesi: $k_3 = 0,80$

- Kayma bölgesinde,

$$k_1 = 0,24$$

$$\left(\frac{F_1}{F_{1,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{393}{693} \right)^2 = 0,32 (M = M_{Rd})$$

fakat 0,44 alınmalıdır, çünkü $F_i, F_{i,Rd} / 1,5$ 'dan daha küçük olamaz.

$$\left(\frac{F_1}{F_{1,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{393}{1,2 \times 693} \right)^2 = 0,22 (M = M_{Rd} / 1,2)$$

fakat 0,44 alınmalıdır.

$$\left(\frac{F_1}{F_{1,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{393}{1,5 \times 693} \right)^2 = 0,14 (M = M_{Rd} / 1,5)$$

fakat 0,44 alınmalıdır.

- Çekme bölgesinde,

$$k_2 = 0,80$$

$$\left(\frac{F_2}{F_{2,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{393}{393} \right)^2 = 1 (M = M_{Rd})$$

$$\left(\frac{F_2}{F_{2,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{393}{1,2 \times 393} \right)^2 = 0,69 (M = M_{Rd} / 1,2)$$

$$\left(\frac{F_2}{F_{2,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{393}{1,5 \times 393} \right)^2 = 0,44 (M = M_{Rd} / 1,5)$$

- Basınç bölgesinde,

$$k_3 = 0,80$$

$$\left(\frac{F_3}{F_{3,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{393}{565} \right)^2 = 0,48 (M = M_{Rd})$$

$$\left(\frac{F_3}{F_{3,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{393}{1,2 \times 565} \right)^2 = 0,34 (M = M_{Rd} / 1,2)$$

fakat 0,44 alınmalıdır, çünkü $F_i, F_{i,Rd} / 1,5$ 'dan daha küçük olamaz

$$\left(\frac{F_3}{F_{3,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{393}{1,5 \times 565} \right)^2 = 0,22 (M = M_{Rd} / 1,5)$$

fakat 0,44 alınmalıdır.

$$E \times (h_b - t_{fb})^2 \times t_{wc} = 2,1 \times 10^5 \times (330 - 11,5)^2 \times 13,5 = 2,88 \times 10^5 \text{ kNm}$$

$M = M_{Rd}$ için:

$$\sum \frac{\mu_i \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right)^2}{k_i} = \frac{0,44}{0,24} + \frac{1,0}{0,8} + \frac{0,48}{0,8} = 3,68$$

$M = M_{Rd} / 1,2$ için:

$$\sum \frac{\mu_i \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right)^2}{k_i} = \frac{0,44}{0,24} + \frac{0,69}{0,8} + \frac{0,44}{0,8} = 3,25$$

$M = M_{Rd} / 1,5$ için:

$$\sum \frac{\mu_i \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right)^2}{k_i} = \frac{0,44}{0,24} + \frac{0,44}{0,8} + \frac{0,44}{0,8} = 2,93$$

$$S_{je} = \frac{2,88 \times 10^5}{3,68} = 78,26 \times 10^3 \text{ kNm/rad} (M = M_{Rd})$$

$$S_{je} = \frac{2,88 \times 10^5}{3,25} = 88,62 \times 10^3 \text{ kNm/rad} (M = M_{Rd} / 1,2)$$

$$S_{je} = \frac{2,88 \times 10^5}{2,93} = 98,29 \times 10^3 \text{ kNm/rad} (M = M_{Rd} / 1,5)$$

C. Eurocode8'e Göre Yapı Deprem Hesabının Düzenlenmesi:

C.1. Yapı Spektrumları:

Sismik etkilerin yapılarda oluşturduğu yatay kuvvetleri ifade etmek için oluşturulan yapı spektrumu $S_e(T)$ aşağıdaki ifadelerle çıkartılmaktadır;

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g k S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right] \quad (C.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = 2,5 a_g k S \eta \quad (C.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = 2,5 a_g k S \eta \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (C.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ sn.} : S_e(T) = 2,5 a_g k S \eta \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (C.4)$$

$S_e(T)$: Elastik yapı spektrumunun ordinat değeri

T : Yapı serbest titreşim periyodu

a_g : Zemin tasarım ivmesi değeri

k : Özel bölgesel durumların hesabı için iyileştirme faktörü

T_B, T_C : Spektral ivmenin limit değer aralığını belirleyen zemine bağlı periyot değerleri

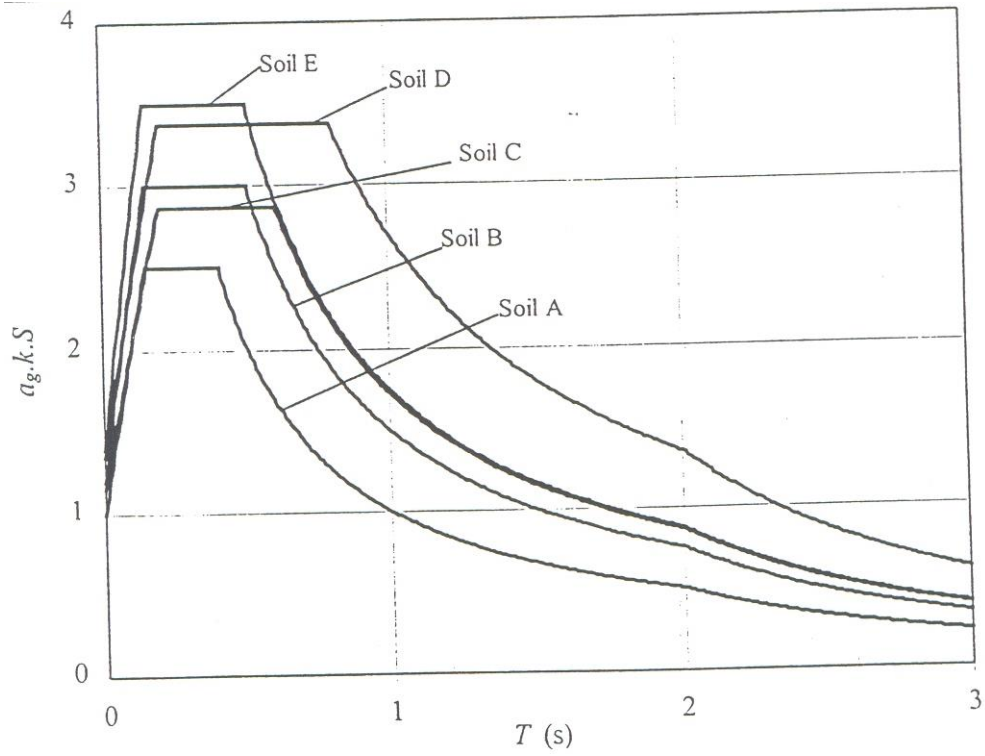
T_D : Spektrumun başlangıç değerini tanımlayan zemine bağlı periyot değeri

S : Zemin parametresi değeri

η : Yapı sönüm oranı

Eurocode yapıların deprem hesabında kullanılan yapı spektrumlarını iki farklı gruba ayırmaktadır. Bu ayrımı yaparken yapının ömrü boyunca karşılaşılabileceği tasarım depreminin büyüklüğünü kıstas olarak almıştır. Tip1 (Şekil C.1) ve Tip2 (Şekil C.2)

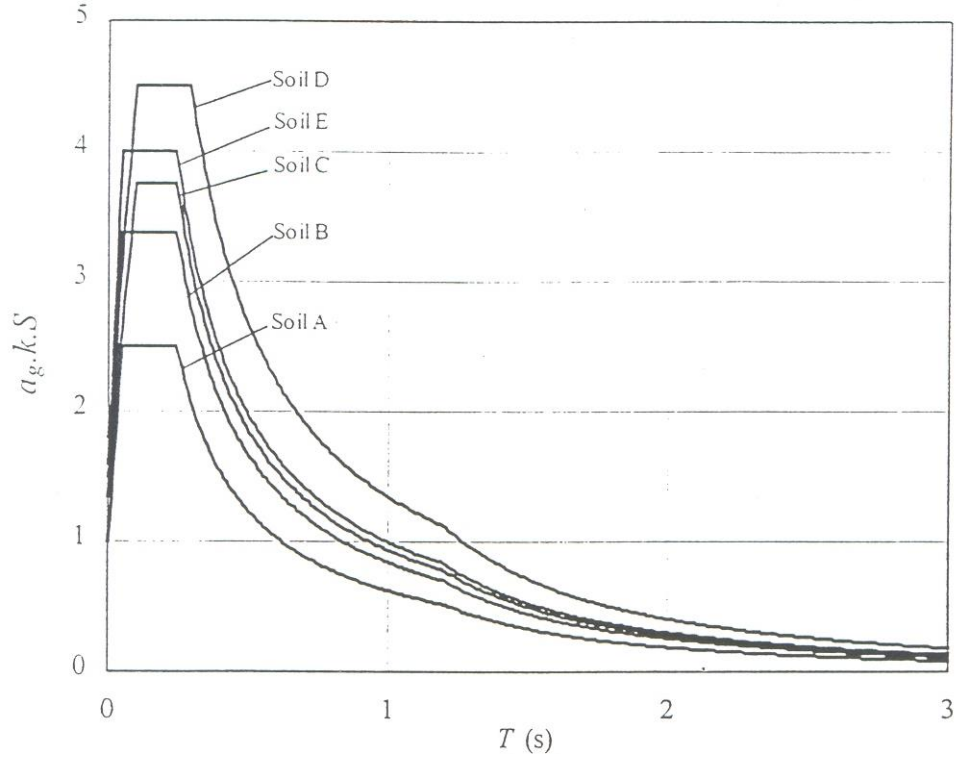
olarak adlandırılmış olan yapı spektrumları için, beklenen tasarım depreminin büyüklüğü 5,5'dan az ise Tip2, fazla ise Tip1'in tercih edilmesi önerilmektedir.



Şekil C.1 Elastik tasarım spektrumu Tip1 (Eurocode8, Part1)

Tablo C.1 Tip1 elastik spektrumunun parametrelerini tanımlayan değerler

Zemin Sınıfları	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0



Şekil C.2 Elastik tasarım spektrumu Tip2 (Eurocode8, Part1)

Tablo C.2 Tip2 elastik spektrumunun parametrelerini tanımlayan değerler

Zemin Sınıfları	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Tasarım depreminin büyüklüğüne bağlı olarak alınan tasarım spektruma göre yapının yer alacağı zemin sınıfı kriterleri yukarıdaki tablolardan seçilebilmektedir.

C.2. a_g Zemin Tasarım İvmesi Değerinin Belirlenmesi:

a_g zemin tasarım ivmesi değeri; kaya yada başka deyişle sağlam zeminlerde ölçülen en yüksek zemin tasarım ivmesi değeri olan a_{gR} ve yapı önem katsayısı olan γ_1 'in çarpımından elde edilmektedir.

C.2.1. Yapı Önem Katsayısı:

Eurocode8, yapıları; yapının büyüklüğüne, halk güvenliği açısından önemine ve göçme anında elde edilebilecek yaralı durumuna göre dört farklı önem kategorisine ayırmıştır.

Tablo C.3 Yapı önem kategorileri

I-) Depremden sonra kullanılacak olan önemli yapılar; hastane, itfaiye, güç santrali gibi yapılar
II-) Depremde az hasar görmesi istenen okul, yurt, kültür merkezi gibi yapılar
III-) Diğer kategorilere girmeyen düzenli yapılar
IV-) Halk güvenliği için önemi az olan tarımsal yapılar gibi yerler

Eurocode; III. grup yapılar için γ_1 'in 1 alınmasını önermektedir. Diğer gruplara giren yapılar içinse ülke yönetmeliklerinin belirleyeceği katsayıların alınmasını önermekle birlikte; I. , II. Ve IV. grup yapılar için sırasıyla γ_1 'in 1,4~1,2~0,8 alınabileceğini belirtmektedir.

C.2.2. Sağlam Zemin Tasarım İvmesi Değeri a_{gR} :

Eurocode a_{gR} değerinin ülke yönetmelikleri tarafından belirlenmesi gerektiğini belirtmektedir. Buna göre a_{gR} katsayısı Türkiye için; Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik gereği belirlenecektir.

Tablo C.4 ABYYHY98 Etkin Yer İvmesi Katsayıları

Deprem Bölgesi	Etkin Yer İvmesi Katsayısı
I. derece deprem bölgesinde	0,4g
II. derece deprem bölgesinde	0,3g
III. derece deprem bölgesinde	0,2g
IV. derece deprem bölgesinde	0,1g

C.3. Özel Bölgesel Durumların Hesabı İçin İyileştirme Faktörü k:

Eurocode k'nın genel olarak 1 alınmasını önermekle birlikte, 1'den farklı değerlerin belirlenmesini ülke yönetmeliklerine bırakmıştır. Bu durumda ABYYHY98'e bakacak olursak; 6.4.4 maddesinde özel tasarım spektrumları olarak bölgesel durumların göz önüne alınabileceği belirtilmektedir. Ancak burada tek bir iyileştirme katsayısı yerine özel bölgeler için yönetmelikte belirtilen tasarım spektrumundan farklı bir spektrum oluşturulmasını önermekte ve bu oluşturulan spektrumun

ordinatlarına karşı gelen spektral ivme katsayılarının belirtilen mevcut tasarım spektrumu katsayılarından küçük olmaması gerektiğini belirtmektedir.

C.4. Yapı Sönüm Oranı η :

Eurocode'a göre η 'nın 1'e eşit olduğu değer %5 sönüme karşı gelen referans değerdir. İstenildiği takdirde η değeri aşağıdaki formülle de hesaplanabilmektedir;

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (C.5)$$

ξ : Yüzde olarak alınan yapı sönüm oranı

C.5. Tasarım Spektrumu:

Eurocode'a göre %5 sönüm oranında yapıların tasarım spektrumu aşağıdaki ifadelerle oluşturulmaktadır;

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g k S \left[1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) \right] \quad (C.6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g k S \frac{2,5}{q} \quad (C.7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g k S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g k \end{cases} \quad (C.8)$$

$$T_D \leq T \leq 4 sn. : S_d(T) = \begin{cases} a_g k S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g k \end{cases} \quad (C.9)$$

$S_d(T)$: Yapı tasarım spektrumunun ordinat değeri

β : Spektrum alt sınır katsayısı

q : Yapı davranış katsayısı

C.5.1. Spektrum Alt Sınır Katsayısı β :

Yapı periyodunun yüksek değerlerinde, spektruma bağlı olarak azalan ivme katsayısı değerine bir alt sınır belirlemek için konulmuş katsayıdır. Eurocode, bu katsayısı için 0,2 alınmasını önermekle birlikte, ülke yönetmeliklerinin asıl değeri belirlemesi gerektiğini söylemektedir.

Spektrum katsayısının alt sınırı için ABYYHY98’de; bununla ilgili herhangi bir madde bulunmamaktadır.

C.5.2 Yapı Davranış Katsayısı:

Eurocode’a göre yapılar kullanılan malzemelerin non-lineer özelliklerinin hesapta kullanılıp kullanılmamasına göre sünek yapılar ve az sünek yapılar olarak iki gruba ayrılır. Az sünek olan yapılar sismik aktivitesi az olan bölgelerde kullanılabilir ve bu tip yapılar için yapı davranış katsayısı q hesapta 1,5’tan büyük alınamaz.

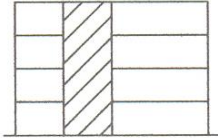
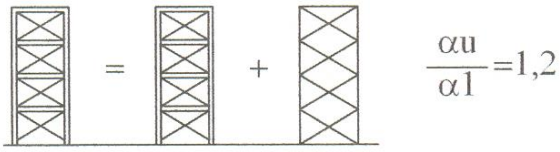
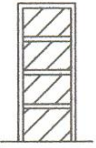
Tablo C.5 Yapı davranış katsayıları

Yapı Davranış Katsayıları Ve Süneklik Sınıfları		
Tasarım Çeşidi	Davranış Katsayısı q	Gerekli Süneklik Sınıfları
Düşük Sünek Yapı	$1 < q < 1,5$	Düşük için L
Sünek Yapı	$1,5 < q < 4$	Orta için M
Sünek Yapı	$q > 4$	Yüksek için H

Sünek yapılarda ise, taşıyıcı sistem tipiyle birlikte yapı davranış katsayısının belirlenmesinde kullanılan süneklik H ve M olmak üzere ikiye ayrılmıştır. Bu ayrım yapıların plastik mafsalları oluşturarak histerik enerji yutabilme kapasitelerine göre belirlenmektedir. Yapılar arasındaki süneklik farkı taşıyıcı sistemin tipi, kullanılan çelik kesitlerin sınıfları ve birleşimlerin dönme kapasiteleri gibi birkaç farklı kriterle göre belirlenmektedir.

Tablo C.6 Yapı tipi ve sünekliğe bağlı davranış katsayıları

Yapı tipi	Süneklik Sınıfı	
	H	M
a) Moment çerçevesi $\frac{\alpha u}{\alpha l} = 1,1$ $\frac{\alpha u}{\alpha l} = 1,2$ $\frac{\alpha u}{\alpha l} = 1,3$ • Kirişlerde ve kolon altlarında oluşan plastik mafsallık bölgeleri	$5 \frac{\alpha u}{\alpha l}$	4
b) Merkezi çaprazlı çerçeveler Diyagonal çaprazlı Plastik mafsallar sadece çekme diyagonellerinde V çaprazlarında Plastik mafsallar çekme ve basınç diyagonellerinde	4	4
c) Dışmerkez çaprazlı çerçeveler $\frac{\alpha u}{\alpha l} = 1,2$ Plastik mafsallar eğilme ve kesme bağlantılarında	$5 \frac{\alpha u}{\alpha l}$	4
d) Ters sarkaç $\frac{\alpha u}{\alpha l} = 1$ $\frac{\alpha u}{\alpha l} = 1,1$ Plastik mafsallar kolon yüzünde Plastik mafsallar kolon uçlarında $N_{sd} / N_{Pl.Rd} > 0,3$	$2 \frac{\alpha u}{\alpha l}$	2

Yapı tipi	Süneklik Sınıfı	
	H	M
e) Kesitleri beton dolu yada beton duvarlı yapılar 	EC8 Bölüm 5'te açıklanmaktadır.	
f) Merkezi çaprazlı moment çerçeveleri Diyagonal çaprazlı  $\frac{\alpha_u}{\alpha_l} = 1,2$ Plastik mafsallar moment çerçevesinde ve çekme diyagonellerinde	$4 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	4
c) Dışmerkez çaprazlı çerçeveler 		
Çerçeveyle etkileşimde olan bağlanmamış beton yada tuğla dolgular.	2	2
Çerçeveye bağlı betonarme dolgular.	EC8 Bölüm 7'de açıklanmaktadır.	
Moment çerçevesinden izole edilmiş dolgular.	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_l}$	4

α_l : Yatay sismik yük etkisi altında yapıda ilk plastik mafsallın oluşmasına sebep olacak yük çarpanı

α_u : Yatay sismik yük etkisi altında oluşan plastik mafsallarla yapının stabilitesinin kaybolmasına yol açacak yük çarpanı

Eurocode'un yapıların deprem hesabında kullanılmasını önerdiği α_l ve α_u katsayıları pushover analizle elde edilebileceğinden, Eurocode yapı hesabının

kolaylaştırılması açısından, çerçeve tipine bağlı olarak Tablo C.6’da verilen α_u/α_1 katsayılarının kullanılabileceğini belirtmektedir. Ancak daha kesin bir çözüm yapmak ve tabloda belirtilen değerlerden daha büyükleri kullanılmak istenirse, pushover analiz yaparak; α_1 ve α_u değerlerinin hesaplanması gerekmektedir.

C.6. Eurocode8’e Göre Yanal Kuvvet Metodu:

Yapının her iki doğrultusundaki taban kesme kuvvetleri F_b ile ifade edilmektedir;

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (C.10)$$

$S_d(T_1)$: T_1 periyoduna karşı gelen tasarım spektrumu değeri

T_1 : Kabul edilen doğrultuda yapının yanal serbest titreşim periyodu

m : Hesaplanan yapı toplam kütlesi

λ : Düzeltme faktörü

C.6.1. Yapı kütlesinin hesaplanması:

Eurocode sismik yüklerin yapıya değeri aşağıdaki kombinasyonla hesaplanan kütle merkezinden etkidiği kabulünü yapmaktadır;

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{Ei} Q_{ki} \quad (C.11)$$

G_{kj} : Yapının belirli bir katındaki toplam sabit yük değeri

Q_{ki} : Yapının belirli bir katındaki toplam hareketli yük değeri

ψ_{Ei} : Hareketli yük azaltma katsayısıdır, aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır;

$$\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i} \quad (C.12)$$

φ ; Tablo C.7’ye göre hesaplanmaktadır;

Tablo C.7 ψ_{Ei} 'i hesaplamak için kullanılan φ katsayıları

Hareketli etkinin tipi	Katların kullanım durumu	Kat	φ
A - C Kategorileri	Farklı amaçlar için kullanılan katlar	çatı diğer katlar	1,0 0,5
A - C Kategorileri	Bazı katların aynı amaç için kullanılması	çatı aynı amaçla kullanılan katlar diğer katlar	1,0 0,8 0,5
D - F Kategorileri ve Arşivler			1,0

ψ_{2i} ; Tablo C.8'e göre hesaplanmaktadır;

Tablo C.8 Yapısal ψ_2 faktörü değerleri

Etki		ψ_2
Yapıdaki hareketli yük kategorileri		
Kategori A	Konut alanları	0,3
Kategori B	Ofis alanları	0,3
Kategori C	Toplantı alanları	0,6
Kategori D	Alış-veriş alanları	0,6
Kategori E	Depolama alanları	0,8
Kategori F	Trafik alanları, araç ağırlığı < 30kN	0,6
Kategori G	Trafik alanları, 30kN < araç ağırlığı < 160kN	0,3
Kategori H	Çatılar	0

C.6.2. Düzeltme Faktörü λ

Düzeltme faktörü; $T_1 \leq 2T_c$ ise $\lambda = 0,85$

$T_1 > 2T_c$ ise $\lambda = 1,0$ olarak alınmalıdır.

C.6.3. Yatay Sismik Yükün Dağılımı:

Yapı periyodu bulunduğundan sonra deprem yükleri; katlara, kütleleri ve yükseklikleri yada kütleleri ve kütle merkezlerinin yaptığı deplasman miktarlarına göre dağıtılır;

Kat kütleleri ve kütle merkezinin yaptığı deplasmanlara göre;

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (C.13)$$

F_i : i.'nci kata etkiyen yatay kuvvet

F_b : Yapı taban kesme kuvveti

s_i, s_j : Yapı mod şekline göre kat kütlelerinin yaptığı yer değiştirmeler

Kat kütleleri ve kat yüksekliklerine göre;

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (C.14)$$

z_i, z_j : Katların zeminden yükseklikleri

C.6.4. Yapı Burulma Etkileri:

Eurocode'a göre yapılardaki tesadüfi burulma etkilerini hesapta göze alabilmek için; yapıya etkiyen kat kesme kuvvetinin, depremin etkidiği doğrultuya dik olan yapı cephesinin uzunluğunun %5'i kadar bir dışmerkezlikten kütle merkezine etkidiği kabulü kullanılmaktadır.

Ancak hesabı yapılan yapı rijitlik ve kütle dağılımı açısından düzgün bir yapıysa daha kesin bir metotla da hesap yapılabilir;

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{\chi}{L_e} \quad (C.15)$$

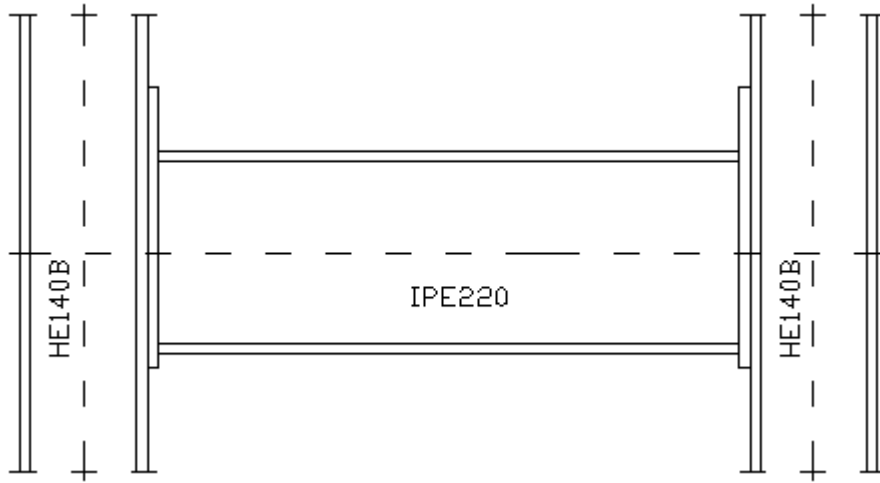
χ : Yapının plandaki merkeziyle kabul edilen eleman arasındaki mesafe

L_e : Yapının en uzak dış yüzlerindeki yatay yük dayanımı olan elemanlar arasındaki mesafe

D. Yarı-Rijit Birleşim Hesabında Kullanılan SAP2000'in Kontrolü:

Yarı-rijit birleşimin statik sistem üzerindeki etkisi incelenirken, SAP2000 programından yararlanılmıştır, programda yarı-rijit birleşimleri ifade etmek için SAP2000'in 8.0 versiyonunda eklenmiş olan çubuk elemanların uçlarına yay tanımlamayı sağlayan yarı-dayanımlı özelliğinden yararlanılmıştır.

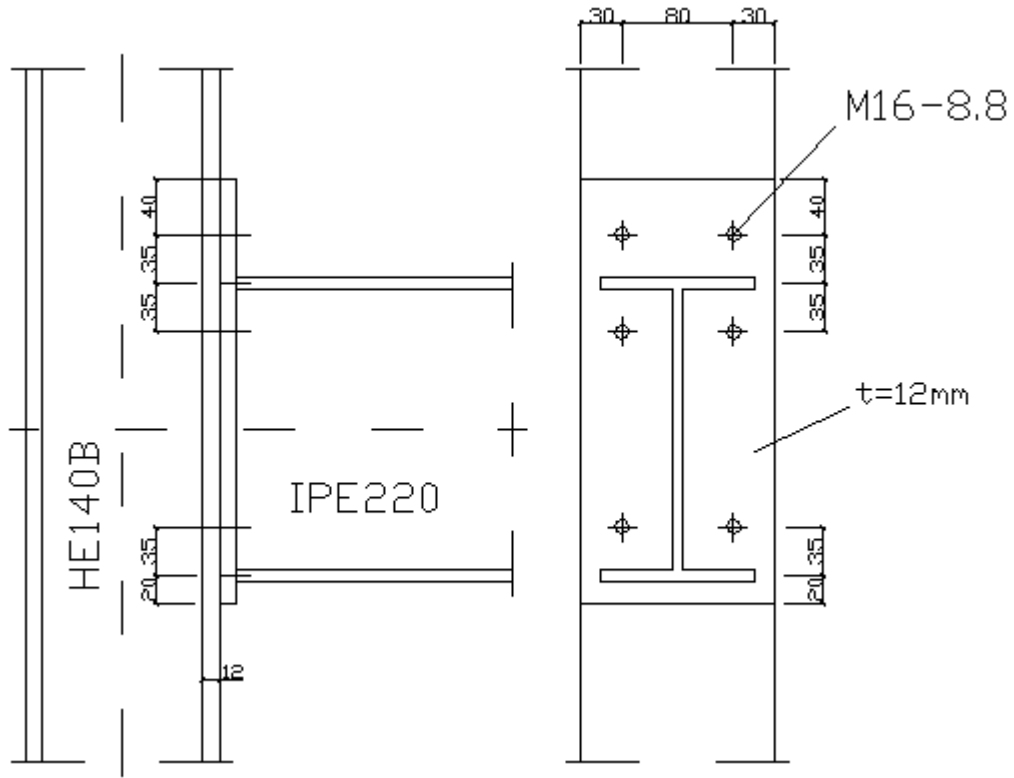
Bu özelliğe göre hesabını yapmış olduğumuz yarı-rijit birleşimi yay katsayısı olarak ilgili yerlerde kuvvet/deplasman yada moment/dönme olarak programa tanıtabilmekteyiz. Bu kısım programın bunu doğru hesapladığını göstermek için eklenmiştir. Buna göre Şekil D.1'deki gibi bir kolon kiriş sistemi kabul edilmiştir.



Şekil D.1 Kontrol edilecek kolon-kiriş birleşimi

Bu kabulü yapılan sistem için ŞekilD.2'deki gibi yarı-rijit bir birleşim oluşturulmuş ve bu birleşim bileşen metoduna hesaplanmıştır.

D.1. Asimetrik Yüklü Yarı-Rijit Birleşim Hesabı



Şekil D.2 Nervürsüz, bulonlu kiriş-kolon birleşimi

HE140B 'de $t_w = 7\text{mm}$, $t_f = 12\text{mm}$, $r_k = 12\text{ mm}$ 'dir.

IPE220'de $t_w = 5,9\text{mm}$, $t_f = 9,2\text{mm}$, $r_k = 12\text{ mm}$ 'dir.

D.1.1. Moment Taşıma Gücü Hesabı

D.1.1.1. Çekme Bölgesindeki Kolon Başlığında Potansiyel Taşıma Gücü

$P = 70\text{ mm}$

$$m = \frac{80}{2} - \frac{7}{2} - \frac{4}{5} \times 12 = 26,9\text{mm}$$

$e = 30\text{mm}$

$$l_{eff,b} = 0,5 \times 70 + 2 \times 26,9 + 0,625 \times 30 = 107,6\text{mm}$$

$$l_{eff,b} = 4 \times 26,9 + 1,25 \times 30 = 145,1\text{mm}$$

$$l_{eff,b} = 2\pi \times 26,9 = 169mm$$

İki sıra bulon bulunduğundan;

$$l_{eff,b} = 2 \times 107,6 = 215,2mm$$

$B_{t,Rd}$, M16-8.8 için; $A_s = 157 \text{ mm}^2$ ve $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ olduğundan;

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 157 \times 800}{1,25} = 90432N. \text{ olur.}$$

Kolon başlığının plastik moment kapasitesi;

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{0,25 \times 215,2 \times 12^2 \times 235}{1,1} = 1655 \times 10^3 Nmm$$

Kolonda mevcut aksenal kuvvet ve eğilme momentinden dolayı, başlığında oluşan normal gerilme $\sigma_{n,Ed}$ 180 N/mm^2 'yi aşmadığından, kolon başlığı moment taşıma gücünü çarpmak suretiyle küçülteceğimiz azaltma katsayısı $k_r = 1$ alınabilir.

Göçme modları için kolon başlığı çekme dayanımı;

$$\text{Göçme modu1: } F_{t,Rd} = \frac{4 \times 1655 \times 10^3}{26,9} = 246 \times 10^3 N = 246kN$$

$$\text{Göçme modu2: } F_{t,Rd} = \frac{2 \times 1655 \times 10^3 + 4 \times 90432 \times 30}{26,9 + 30} = 249 \times 10^3 N = 249kN$$

$$\text{Göçme modu3: } F_{t,Rd} = 4 \times 90432 = 362 \times 10^3 N = 362kN$$

Çekme bölgesindeki kolon başlığının potansiyel çekme dayanımı bu değerlerin en küçüğü olacaktır;

$$F_{t,Rd} = 246kN$$

D.1.1.2. Çekme Bölgesinde Kiriş Ucundaki Alın Levhasının Potansiyel Taşıma Gücü Hesabı

D.1.1.2.1. Alın Levhasının Kiriş Başlığı Üzerinde Devam Eden Kısımın Taşıma Gücü

$$w = 80 \text{ mm}$$

m mesafesi belirlenirken, kiriş başlığını alın levhasına bağlayan köşe kaynak dikişlerinin kalınlığı (5 mm) dikkate alınmalıdır:

$$m = \frac{70}{2} - 0,8 \times 5 \sqrt{2} - \frac{9,2}{2} = 24,7 \text{ mm}$$

T-uç bölgesi biri fiktif olmak üzere iki bulon sırası içermektedir. Bu bulon sıralarından birisi için efektif uzunluk aşağıdakilerden en küçüğü olacaktır;

$$l_{eff,a} = 0,5 \times 140 = 70 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 0,5 \times 80 + 2 \times 24,7 + 0,625 \times 40 = 114,4 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 4 \times 24,7 + 1,25 \times 40 = 148,8 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 2\pi \times 24,7 = 155,2 \text{ mm}$$

T-uç bölgesindeki efektif uzunluk;

$$l_{eff} = 2 \times 70 = 140 \text{ mm olur.}$$

n değeri e'nin minimum değerine eşit olacaktır, ancak 1,25m'den büyük olamaz. O halde $e = 40 \text{ mm}$ ve $1,25m = 1,25 \times 24,7 = 30,9 \text{ mm}$ olduğundan; $n = 30,9 \text{ mm}$ alınacaktır.

Alın levhasının plastik moment kapasitesi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 140 \times 12^2 \times 235}{1,1} = 1074 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

Göçme modlarına göre taşıma gücü hesabı yapılırken, T-uç bölgesinin yarısı fiktif olduğundan ve gerçekte mevcut olan kısım ile hesap yapmak zorunluluğu olduğundan, aşağıdaki eşitlikler 1/2 ile çarpılmıştır.

$$\text{Göçme modu 1: } F_{t,Rd} = \frac{4 \times 1074 \times 10^3}{24,7} \times \frac{1}{2} = 87 \times 10^3 \text{ N} = 87 \text{ kN}$$

$$\text{Göçme modu 2: } F_{t,Rd} = \frac{2 \times 1074 \times 10^3 + 4 \times 90432 \times 30,9}{24,7 + 30,9} \times \frac{1}{2} = 120 \times 10^3 \text{ N} = 120 \text{ kN}$$

$$\text{Göçme modu 3: } F_{t,Rd} = 4 \times 90432 \times \frac{1}{2} = 181 \times 10^3 \text{ N} = 181 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 87 \text{ kN}$$

D.1.1.2.2. Alın Levhasının Kiriş Başlıkları Arasında Kalan Kısımın Taşıma Gücü

Birleşimde kiriş başlığı ve alın levhası arasındaki köşe kaynak dikişlerinin kalınlığı, $a_{wf} = 5 \text{ mm}$, kiriş gövdesi ve alın levhası arasındaki köşe kaynak dikişlerinin kalınlığı, $a_{wl} = 3 \text{ mm}$ dir.

$$m_1 = m_e = \frac{80}{2} - 0,8 \times 3\sqrt{2} - \frac{5,9}{2} = 33,7 \text{ mm}$$

$$e_e = (140 - 80) \times \frac{1}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$m_2 = \frac{70}{2} - 0,5 \times 9,2 - 0,8 \times 5\sqrt{2} = 24,7 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{33,7}{33,7 + 30} = 0,53 \quad \lambda_2 = \frac{24,7}{33,7 + 30} = 0,39$$

Tablo A.1'den, $\alpha = 5,75$

$$l_{eff} = \alpha m_1 = 5,75 \times 3,7 = 194 \text{ mm olacaktır.}$$

n , e_e değerine eşit olacaktır ve $1,25m_e$ 'den büyük olamaz; dolayısıyla $n = 30 \text{ mm}$ olacaktır. Bu bölge için alın levhasının plastik moment kapasitesi yeniden hesaplanırsa:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 194 \times 12^2 \times 235}{1,1} = 1491 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$\text{Göçme modu 1: } F_{t,Rd} = \frac{4 \times 1491 \times 10^3}{33,7} = 177 \times 10^3 \text{ N} = 177 \text{ kN}$$

$$\text{Göçme modu 2: } F_{t,Rd} = \frac{2 \times 1491 \times 10^3 + 2 \times 90432 \times 30}{33,7 + 30} = 132 \times 10^3 \text{ N} = 132 \text{ kN}$$

$$\text{Göçme modu 3: } F_{t,Rd} = 2 \times 90432 = 181 \times 10^3 \text{ N} = 181 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 132 \text{ kN olur.}$$

D.1.1.3. Çekme Bölgesindeki Bulonların Efektif Dayanımları

$$1,8B_{t,Rd} = 1,8 \times 90438 = 163 \times 10^3 \text{ N} = 163 \text{ kN}$$

Bulon sırası kuvvetleri, bu değerin altında kaldığından; çekme bölgesindeki tüm bulon sıralarının toplam efektif dayanımı şu şekilde olur;

$$F_{t,Rd} = 87 + 132 = 219 \text{ kN}$$

D.1.1.4. Çekme Bölgesindeki Kolon Gövdesinin Taşıma Gücü

Nervürlü kolon gövdesinin taşıma gücünü veren eşitlik şöyledir:

Kolon gövdesinin efektif uzunluğu olan b_{eff} , çekme bölgesindeki kolon başlığının eşdeğer T-uç bölgesinin uzunluğu olarak alınır;

$$b_{eff} = l_{eff} = 215,2 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{235 \times 7 \times 215,2}{1,1} = 321 \times 10^3 \text{ N} = 321 \text{ kN}$$

D.1.1.5. Basınç Bölgesindeki Kolon Gövdesinin Taşıma Gücü

$$F_{c,Rd} = \frac{f_{yc} x t_{wc} x \left(1,25 - 0,5 \frac{\sigma_{n,Ed}}{f_{yc}} \right) x b_{eff}}{\gamma_{MO}} \quad (D.1)$$

$$F_{c,Rd} \leq \frac{f_{yc} x t_{wc} x b_{eff}}{\gamma_{MO}} \quad (D.2)$$

Buradaki $\sigma_{n,Ed}$ eksenel kuvvet ve eğilme etkisiyle kolon gövdesinde oluşan maksimum basınç normal gerilmesidir. $\sigma_{n,Ed}$ 'nin sıfır olduğunu varsayılırsa;

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) \quad (D.3)$$

Buna göre, basınç bölgesindeki kolon gövdesinin taşıma gücü;

$$F_{c,Rd} = \frac{235x7 \left[9,2 + 2x5\sqrt{2} + 2x12 + 5(12 + 12) \right]}{1,1} = 250x10^3 N = 250kN$$

D.1.1.6. Kayma Bölgesinde Nervürsüz Kolon Gövdesinin Taşıma Gücü

Kayma alanını, $A_v = h_c x t_{wc}$ olarak alınırsa; taşıma gücü şöyle olacaktır:

$$V_{pl,Rd} = \frac{253x140x7 / \sqrt{3}}{1,1} = 121x10^3 N = 121kN$$

D.1.1.7. En Zayıf Bölgenin Taşıma Gücü

Bulonların toplam efektif dayanımı kadar olacaktır;

$$F_{t,Rd} = 219kN$$

En zayıf bölgenin taşıma gücü, nervürsüz kolon gövdesinin kayma taşıma gücüne eşit olacaktır;

$$V_{pl,Rd} = 121kN$$

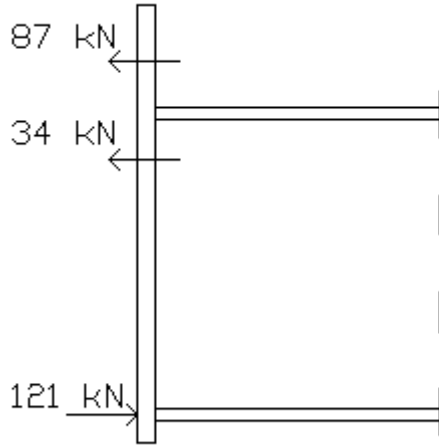
Kayma bölgesi en zayıf bölgedir ve bulon sıralarının toplam efektif dayanımı azaltılmalıdır.

$$F_{t,Rd} = 121 - 87 = 34kN \text{ (en düşük bulon sırası)}$$

D.1.1.8. Tasarım Moment Taşıma Gücü

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^n (F_{ti,Rd} \times h_i) \quad (D.4)$$

$$M_{Rd} = 34 \times (220 - 9,2 - 35) + 87 \times (220 - 9,2 + 35) = 27400kNmm = 27,4kNm$$



Şekil D.3 Birleşim kuvvetleri

D.1.2. Birleşimin Dönme Rijitliği

$$S_j = \frac{E x h_i^2 \times t_w \times C}{\sum \frac{\mu_i}{k_i} \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right)^2} \quad (D.5)$$

$$M_{Rd} = 27,4kN$$

Kayma bölgesinde kolon gövdesi

$$k_1 = 0,24 \quad \mu_1 = 1$$

$$\left(\frac{F_1}{F_{1,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{121}{121} \right)^2 = 1,00 \quad (M = M_{Rd})$$

$$\mu_2 = \mu_3 = 1,0$$

i = 2, 3, 4, 5 ve 6 için ve M'nin tüm katları için;

$$\left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right)^2 = 0,444 \text{ alınmalıdır.}$$

Alın levhasının kiriş başlığı altında kalan kısmı:

$$\mu_4 = \mu_5 = \mu_6 = \frac{h_e \times F_{te,Rd}}{M_{Rd}} = \frac{(220 - 9,5 + 35)87 \times 10^3}{27,4 \times 10^6} = 0,787$$

$$Exh_e^2 \times t_{wc} = 2,1 \times 10^5 \times 246^2 \times 7 = 8,88 \times 10^{10} \text{ N / mm}$$

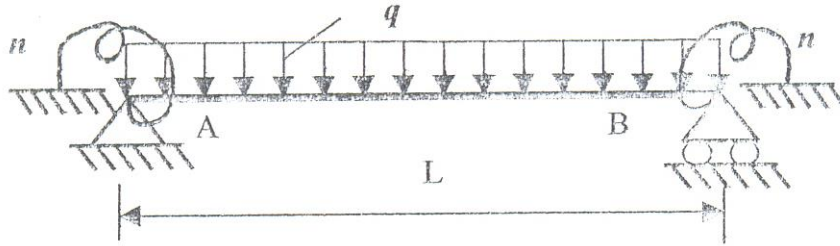
$M = M_{Rd}$ için:

$$\sum \frac{\mu_i}{k_i} \left(\frac{F_i}{F_{i,Rd}} \right)^2 = \frac{1,000}{0,24} + \frac{0,444}{0,8} + \frac{0,444}{0,8} + \frac{0,781 \times 0,444}{0,085} + \frac{0,781 \times 0,444}{1,32} + \frac{0,781 \times 0,444}{0,086} = 13,6$$

$$S = \frac{8,88 \times 10^{10}}{13,6} = 6,51 \times 10^9 \text{ Nmm / rad} (M = M_{Rd})$$

D.2. Birleşimin Yay Olarak Modellenmesi:

Kullanılacak birleşimin dönme rijitliği hesaplandıktan sonra, ikinci bölümde anlatıldığı gibi kolon-kiriş birleşimleri yay olarak modellenen kirişin moment taşıma kapasitesi ifadesinden yararlanıldı;



Şekil D.4 Kiriş ve birleşim modeli (Geschwinder, 1991)

$$M_{bir} = \frac{qL^3 / 24EI}{\frac{1}{n} + \frac{L}{2EI}} \quad (D.6)$$

n: Kullanılan birleşimin yay katsayısı, yani hesapladığımız birleşimin dönme rijitliği değeri

E: Kiriş elastisite modülü

I: Kiriş atalet momenti

L: Kirişin uzunluğu

q: Kiriş üzerindeki yayılı yük değeri

Kirişimizin boyunun 4,5m olduğunu ve üzerinde 100kN/m yayılı yük olduğunu farz edersek;

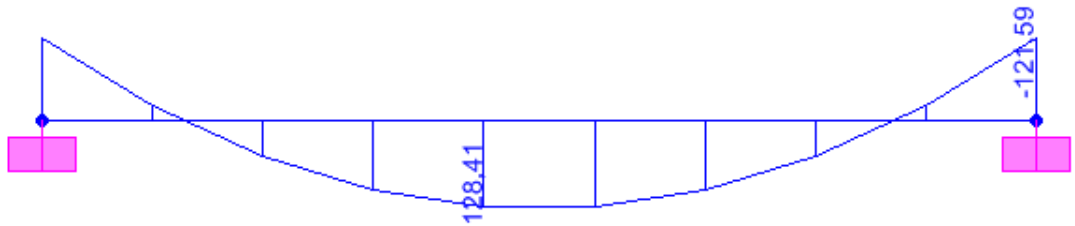
$$M_{bir} = \frac{qL^3}{\frac{1}{n} + \frac{L}{2EI}} = \frac{100 \times 4,5^3}{\frac{1}{6510} + \frac{4,5}{2 \times 21 \times 10^7 \times 2,77 \times 10^{-5}}} = 120,78 \text{ kNm} \text{ olacaktır.}$$

Aynı yükleme değerleriyle, geometrisi aynı olan bir sistem SAP2000’de oluşturulmuş ve çubuk elemanların uçlarına hesaplanan birleşimin yay katsayısı değerleri girilmiştir.



Şekil D.5 Her iki ucuna birleşimin yay katsayıları girilmiş kirişe etkiyen düşey yük

Sonuçta programdan yukarıda hesap edilen moment değerine yakın bir değerin elde edilmesi gerekmektedir. Buna göre;



Şekil D.6 Kirişte düşey yük altında oluşan programın hesapladığı moment değerleri

Programdan hesap sonucunda okunan değer 121,59kNm’dir.

Hata oranına bakacak olursak; $\frac{121,59 - 120,78}{120,78} \times 100 = \%0,67$ çıkmaktadır, bu da

istenilen sonuca yeterince yakındır.

ÖZGEÇMİŞ

Tunç Tibet AKBAŞ, 1980 yılında İstanbul’da doğdu. Orta öğrenimini de yapmış olduğu Bahçelievler Anadolu Lisesinden 1998 yılında mezun oldu. Aynı yıl Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girdi. 2003 yılında İnşaat Mühendisi olarak mezun oldu. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Anabilim dalına bağlı olan Yapı Mühendisliği programındaki öğrenimine 2003 yılında başladı. İyi derecede ingilizce ve almanca bilmektedir.