

DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇELİK YAPILARIN TASARIM
METODLARI VE BUNLARIN
KARŞILAŞTIRILMASI**

Erol AR

Temmuz, 2009

İZMİR

ÇELİK YAPILARIN TASARIM METODLARI VE BUNLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

**Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Anabilim Dalı**

Erol AR

Temmuz, 2009

İZMİR

YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

EROL AR, tarafından **DOÇ.DR. MEHMET EMİN KURAL** yönetiminde hazırlanan “**ÇELİK YAPILARIN TASARIM METODLARI VE BUNLARIN KARŞILAŞTIRILMASI**” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

.....
Doç. Dr. Mehmet Emin KURAL

Yönetici

.....
Prof. Dr. Hikmet H.ÇATAL

Jüri Üyesi

.....
Yrd. Doç. Dr. Bengi ARISOY

Jüri Üyesi

.....
Prof. Dr. Cahit HELVACI

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

TEŞEKKÜR

Gerek lisans bitirme projemde gerek ise yüksek lisans tez çalışmamda birlikte çalıştığım, önerileri ve yönlendirmeleriyle “yapı mühendisliği vizyonumun” gelişmesine yardımcı olan, en önemlisi ise “araştırmacı mühendis kişiliğimi” ön plana çıkarmamı sağlayan çok değerli hocam Sayın Doç.Dr.Mehmet Emin Kural’a teşekkürü bir borç bilirim. Tez çalışmam sırasında öneri ve teşviklerini esirgemeyen değerli meslektaşım Araş.Gör. Onur MERTER’e, İstanbul Teknik Üniversitesi kütüphanesini benim yerime araştıran ihtiyaç duyduğum yayınları bana büyük bir özveri ile ulaştıran Metalurji Yüksek Mühendisi Fikret Aynibal’a da teşekkür ederim. Ayrıca yetişmemde emeği geçen tüm DEÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü öğretim üyelerine de teşekkürü bir borç bilirim.

Beni bugünlere getiren, büyük bir özveri ile maddi manevi her türlü desteği bana sağlayan aileme de çok minnettarım.

Erol AR

ÇELİK YAPILARIN TASARIM METODLARI VE BUNLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZ

Günümüz modern yapı mühendisliğinde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan yönetmeliklere temel teşkil eden iki farklı tasarım ilkesi vardır. Bunlardan ilki emniyet faktörü ilkesidir ve son yüzyıl içerisinde belli başlı boyutlandırma ilkesi olarak kullanılmıştır. Son yirmi yıl içerisinde ise yavaş yavaş daha rasyonel ve olasılık teorisine dayalı bir ilke olan taşıma gücü ilkesi de kullanılmaya başlanmıştır. Ülkemizde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan TS 648 yönetmeliği hesap esasları açısından emniyet gerilmesi yöntemini kullanırken, Avrupa Birliği'nde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan Eurocode 3 yönetmeliği ise taşıma gücü yöntemini kullanmaktadır.

Tez çalışması kapsamında boyutlandırmanın temel ilkeleri, yapı güvenliği, kavramları açıklanmış, emniyet gerilmesi yöntemi ve taşıma gücü yöntemi hakkında bilgiler verilmiştir. Ülkemizde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan TS 648 yönetmeliği ile Avrupa Birliği'nde kullanılan Eurocode 3 yönetmelikleri genel tasarım esasları ve boyutlandırma kuralları açısından incelenmiş, kesit özellikleri, kesit sınıfları, aksenal çekme, basınç, kesme kuvveti, burkulma ve diğer mukavemet halleri ile ilgili boyutlandırma kuralları detaylı olarak açıklanmıştır. Çelik çaprazlı perdelerin hesap esasları hakkında bilgiler verilmiş, örnek proje uygulamaları yapılarak yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşan 5 katlı bir yapı ile yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan 7 katlı bir yapının Eurocode 3 ve TS 648'e göre ayrı ayrı boyutlandırması yapılarak, birbirlerine göre üstünlükleri, pratiklikleri ve farklılıkları açıklanmış, taşıyıcı elemanlarda bulunan profillerin metrajları yapılarak birbirlerine göre ekonomiklikleri karşılaştırılmıştır.

Çalışma kapsamında Eurocode 3 için verilen tüm boyutlandırma kuralları sayısal uygulamalarda detaylı olarak örneklenmiştir. Eurocode 3 yönetmeliğinin tarihsel gelişimi, ulusal standartlara uygulanması ve alt bölümleri hakkında bilgiler verilmiştir.

Yapı deprem hesabı Deprem Yönetmeliği Mart 2007’de verilen Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine göre hesaplanmış, bulunan iç kuvvetler dikkate alınarak yapısal elemanlar boyutlandırılmıştır. Yine görelî kat ötelemeleri, yerel zemin sınıfı ve diğêr sismik faktörler için Deprem Yönetmeliği Mart 2007’de verilen kurallar kullanılmıştır.

Anahtar Sözcükler: Eurocode 3, TS 648, çelik yapıların tasarım yöntemleri, emniyet gerilmesi yöntemi, taşıma gücü yöntemi

DESIGN METHODS OF STEEL STRUCTURES AND THESE COMPARES

ABSTRACT

Currently in modern structural engineering, there are two different design principle for the basis of structural steel design codes. First one is allowable stress method which was used as fundamental design principle in last century. Also during the last twenty years a new principle, limit state design method has been started to use by stages which is more rationalistic and based on probability theory. In our country Turkish steel code TS 648, which is used for design of the steel structure is based on allowable stress method. In addition, European Union Steel Design Code Eurocode 3 is used limit state design method.

In this thesis, principles of the structural design and structural safety concept are explained. Also information about allowable stress method and limit state design was given. Turkish steel design code TS 648 and European Steel Design code Eurocode 3 were compared by their principle design concept and design rules. Section properties, section classification, tension, compression, shear force, buckling and others strength conditions which are defined in Eurocode 3 and TS 648, were detailed explained. Information about the braced steel frame was given. Two example project, 5 story office building and 7 story office building was analysed and designed both TS 648 and Eurocode 3 codes. Their differences, practicality, advantages to each other was investigated. As a result of the structural design, the weight of the structural steel elements was calculated for both codes and their economic effectiveness was compared. All rules, which were given by this study, were detailed exemplified in the example office building. Also information about historical development, application of national codes and sub-parts of the Eurocode 3 was given.

Earthquake Forces was calculated by according to Equivalent Seismic Load Method given in Turkish Earthquake Restraint Code March 2007. Structural elements were designed by calculated internal forces obtained by structural analysis. For local site class, maximum effective story drift and the other seismic factors the rules defined in Turkish Earthquake Restraint Code March 2007 were used.

Keywords: Eurocode 3, TS 648, Design Method Of Steel Structure, allowable stress method, limit states design

İÇİNDEKİLER

Sayfa

YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU.....	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
ÖZ.....	iv
ABSTRACT	vi
BÖLÜM BİR – GİRİŞ.....	1
1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı.....	1
1.2 Çalışmanın Yöntemi.....	2
1.3 Literatürde Konu İle İlgili Yapılmış Çalışmalar.....	3
BÖLÜM İKİ – BOYUTLANDIRMANIN TEMEL İLKELERİ.....	5
2.1 Giriş.....	5
2.2 Yapı Güvenliği Kavramı.....	6
2.3 Emniyet Faktörü İlkesi.....	8
2.4 Taşıma Gücü İlkesi.....	10
BÖLÜM ÜÇ – EUROCODE GENEL TANITIM.....	15
3.1 Giriş.....	15
3.2 Eurocode’ların Statüsü ve Uygulama Alanları.....	16
3.3 Eurocode’ların Ulusal Standartlara Uygulanması.....	17

BÖLÜM DÖRT – EUROCODE 3'E GÖRE YAPILARIN

BOYUTLANDIRMA KURALLARI.....20

4.1 Eurocode 3'e Göre Tasarımın Esasları.....	20
4.2 Eurocode 3'e Göre Tasarım Durumları.....	20
4.2.1 Yük Tanımları ve Sınıflandırılmaları.....	21
4.2.2 Değişken Yüklerin Temsili Değerleri.....	21
4.3 Eurocode 3 Yük Kombinasyonları.....	24
4.3.1 Taşıma Gücü Sınır Durumunda Yük Kombinasyonları.....	24
4.3.2 Kullanılabilirlik Sınır Durumunda Yük Kombinasyonları.....	31
4.4 Malzeme Özellikleri.....	33
4.5 Kesit Özellikleri.....	34
4.6 Kullanılabilirlik Sınır Durumu.....	35
4.6.1 Yapılar İçin Sehim Değerleri.....	35
4.7 Taşıma Gücü Sınır Durumu.....	37
4.7.1 Taşıma Gücü Sınır Durumunda Malzeme Katsayıları.....	37
4.7.2 Çerçeve Tasarımı.....	38
4.8 Yorulma.....	39
4.9 İç kuvvetler ve Momentlerin Hesabı.....	39
4.9.1 Elastik Global Analiz.....	41
4.10 Eurocode'a Göre Kesitlerin Sınıflandırılması.....	41
4.10.1 Kesit Sınıfları.....	42
4.10.2 Kesit Oluşturan Parçaların Ayrı Ayrı Değerlendirilmesi.....	43
4.10.3 EC3'e Göre Kesitin Sınıflandırılma Yöntemleri.....	47
4.10.4 Sınıf 4 Türü Kesitlerin Sınıflandırılması.....	48
4.10.5 Eksenel Kuvvet ve Eğilme Momentinin Birlikte Etkimesi Durumunda Kesit Sınıflandırılması.....	51
4.10.6 Kesit Özellikleri.....	52
4.11 Kesit Dayanımları.....	54
4.11.1 Çekme Durumu.....	55
4.11.2 Basınç Durumu.....	57
4.11.3 Eğilme Momenti Durumu.....	58

4.11.4 Kesme Kuvveti Durumu.....	60
4.11.5 Kesmeli Eğilme Durumu.....	63
4.11.6 Eğilme Momenti ve Eksenel Kuvvetin Birlikte Etkimesi Durumu.....	64
4.11.6.1 Simetrik Kesitli I ve H Kesitler.....	65
4.11.6.2 Uniform Kalınlıktaki Boşluklu Kaynaklı Kutu Kesitler.....	67
4.11.6.3 Sınıf 1 ve Sınıf 2 Türü Kesitler İçin Eksenel Kuvvet Olması Veya Olmaması Durumunda İki Yönde Eğilme Tahkiki.....	70
4.11.6.4 Sınıf 3 Türü Kesitler.....	71
4.11.6.5 Sınıf 4 Türü Kesitler.....	71
4.12 Burkulma Dayanım.....	72
4.12.1 Uniform Basınç Elemanları.....	72
4.12.2 Farklı Burkulma Şekilleri İçin Boyutsuz Narinlik.....	76
4.12.3 Kritik Burkulma Boyunun Hesabı.....	78
4.12.4 Eğilme Altındaki Uniform Elemanları.....	82
4.12.5 Yanal Tutulma.....	82
4.12.6 Yanal Burulma Burkulması Dayanımı.....	83
4.12.7 Yanal Burulma Burkulması Eğrileri.....	84
4.12.8 Yanal Burulma Burkulması İçin Elastik Kritik Moment M_{cr}	85
4.12.9 Eğilme ve Eksenel Basıncın Ortak Etkisi Altındaki Uniform Elemanlar.....	88

BÖLÜM BEŞ – TS 648’E GÖRE ÇELİK YAPILARIN

BOYUTLANDIRMA KURALLARI.....92

5.1 Tasarım Esasları.....	92
5.2 Yük Kabulleri.....	92
5.3 Yükleme Durumları.....	92
5.4 TS 648 Yük Kombinasyonları.....	93
5.5 Malzeme Özellikleri.....	94
5.6 Yapılar İçin Sehım Değerleri.....	95
5.7 Emniyet Gerilmesi Yöntemi.....	95

5.7.1 Tahkikler.....	96
5.7.2 Boyutlandırmaya Esas Olan En Kesitler.....	96
5.7.2.1 Kayıplı Kesitler.....	97
5.7.2.2 Deformasyon Hesabında En Kesitler.....	97
5.7.2.3 Faydalı En Kesit Alanı.....	97
5.7.2.4 Delik Büyüklükleri.....	98
5.7.2.5 Korniyerler ve U Profillerde Faydalı Genişlik.....	98
5.7.3 Deprem Yönetmeliği 2007 En Kesit Koşulları.....	99
5.8 Kesit Dayanımları.....	100
5.8.1 Çekme Durumu.....	100
5.8.2 Merkezi Basınca Çalışan Çubuklar.....	100
5.8.2.1 Burkulma Sayıları Metodu İle Basınç Gerilmesi Tahkiki.....	104
5.8.2.2 Narinlik Etkisi Göz Önüne Alınarak Burkulma Gerilmesi Tahkiki.....	105
5.8.3 Eğilmeye ve Merkezi Basınç Çalışan Çubuklar.....	108
5.8.4 Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye Göre İç Kuvvet Kapasiteleri ve Gerilme Sınır Değerleri.....	111
5.9 Stabilitate Tahkikleri.....	113
5.9.1 Yanal Burkulma.....	113
5.9.2 Yanal Burkulma Emniyet Gerilmesi.....	114
5.10 Gövdeli Kirişlerde Başlıklar.....	116
5.10.1 Berkitmesiz Başlıklar.....	116
5.10.2 Berkitmeli Başlıklar.....	118
5.10.3 Yatay Ve Düşey Berkitmeler.....	118
5.10.3.1 Gövdedeki En Büyük Ortalama Kayma Gerilmesi.....	119

BÖLÜM ALTI – ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELERİN

HESAP ESASLARI121

6.1 Giriş.....	121
6.2 Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler.....	121
6.3 Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler.....	123
6.4 Çelik Çaprazlı Perdeler İçin Eurocode 8’de verilen kurallar.....	131
6.4.1 Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler İçin Verilen Kurallar.....	132
6.4.1.1 Tasarım Kriterleri.....	132
6.4.1.2 Merkezi Çelik Çaprazlı Perdelerin Analiz Yöntemleri.....	133
6.4.1.3 MÇÇP’lerdeki Çapraz Elemanları İçin Verilen Kurallar.....	134
6.4.1.4 MÇÇP’lerdeki Kolon Ve Kiriş Elemanları İçin Verilen Kurallar....	134
6.4.2 Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler İçin Verilen Kuralları.....	136
6.4.2.1 Tasarım Kriterleri.....	136
6.4.2.2 Bağ Kirişleri İçin Verilen Kurallar.....	137
6.4.2.3 Çelik Çaprazlı Perdelerin Diğer Elemanları İçin Verilen Kurallar....	142
6.5 Çelik Çaprazlı Perdeler İle İlgili Olarak	
Deprem Yönetmeliği Mart 2007’de Verilen Kurallar.....	143
6.5.1 Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler.....	144
6.5.2 Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler.....	145
6.5.3 Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler.....	146

BÖLÜM YEDİ - SAYISAL UYGULAMALAR.....153

7.1 Sayısal Uygulama 1.....	153
7.1.1 TS 648’e Göre Analiz Sonuçları.....	156
7.1.2 Eurocode 3’e Göre Analiz Sonuçları.....	159
7.2 Sayısal Uygulama 2.....	161
7.2.1 TS 648’e Göre Analiz Sonuçları.....	165
7.2.2 Eurocode 3’e Göre Analiz Sonuçları.....	169
7.3 Sayısal Uygulama 3.....	170
7.3.1 TS 648’e Göre Analiz Sonuçları.....	171

BÖLÜM SEKİZ - SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	172
8.1 Eurocode 3 ve TS 648 Yönetmelikleri Arasındaki Temel Farklılıklar.....	172
8.2 Sayısal Uygulamaların Değerlendirilmesi.....	174
8.3 Konu Hakkında İleride Yapılacak Çalışmalar İçin Öneriler.....	177
KAYNAKÇA.....	178
EKLER.....	180

BÖLÜM BİR

GİRİŞ

Günümüz modern yapı mühendisliğinde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan yönetmeliklere temel oluşturan iki farklı tasarım ilkesi vardır. Bunlardan ilki emniyet faktörü ilkesidir ve son yüzyıl içerisinde belli başlı boyutlandırma ilkesi olarak kullanılmıştır. Son yirmi yıl içerisinde ise boyutlandırmada yavaş yavaş daha rasyonel ve olasılık teorisine dayalı bir ilke olan taşıma gücü ilkesi de kullanılmaya başlamıştır. Ülkemizde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan TS 648 yönetmeliği hesap esasları açısından emniyet gerilmesi yöntemini kullanırken, Avrupa Birliği'nde çelik yapıların tasarımında kullanılan Eurocode 3 yönetmeliği ise taşıma gücü yöntemini kullanmaktadır.

1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Tez çalışmasının amacı, ülkemizde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan TS 648 yönetmeliği ile yine Avrupa Birliği'nde kullanılan Eurocode 3 yönetmeliklerini genel tasarım esasları ve boyutlandırma kuralları açısından incelemek, örnek proje uygulamalarında TS 648 ve Eurocode 3 yönetmeliklerine göre ayrı ayrı boyutlandırma yaparak, TS 648 ile Eurocode 3 yönetmeliklerinin birbirlerine göre üstünlüklerini, farklılıklarını ve pratikliklerini karşılaştırmaktır. Örnek proje uygulamalarında deprem yükü, görelî kat ötelemeleri, yerel zemin sınıfı ve diğer sismik faktörlerle ilgili olarak Deprem Yönetmeliği Mart 2007'de verilen kurallar geçerli olacaktır.

1.2 Çalışmanın Yöntemi

Çalışma kapsamında ülkemizde kullanılan TS 648 çelik yapı standardı ile Avrupa Birliğinde kullanılan Eurocode 3 çelik yapı standardının genel tasarım esasları açısından incelenmiş, yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşan 5 katlı bir yapı ile yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan bir yapının, Eurocode 3 ve TS 648'e göre ayrı ayrı boyutlandırılması yapılarak birbirlerine göre üstünlükleri, pratiklikleri ve farklılıkları açıklanmış, taşıyıcı elemanlarda bulunan profillerin metrajları yapılarak ekonomiklikleri karşılaştırılmıştır. Yapı deprem hesabı Deprem Yönetmeliği Mart 2007'de verilen Eşdeğer Deprem Yüğü yöntemine göre yapılmış, sistem analizlerinde ETABS yazılımı kullanılmıştır. Bulunan iç kuvvetler dikkate alınarak TS 648 ve Eurocode 3'e göre yapısal elemanlar ayrı ayrı boyutlandırılmıştır.

Tez çalışmasının ikinci bölümünde boyutlandırılmanın temel ilkeleri, yapı güvenliği kavramları açıklanmış, emniyet gerilmesi yöntemi ve taşıma gücü yöntemi hesap esasları sunulmuştur.

Üçüncü bölümde Eurocode yönetmeliğinin genel tanıtımı yapılmış, ulusal yönetmeliklere nasıl adapte edildiği, tarihsel gelişimi ve alt bölümleri hakkında bilgiler verilmiştir.

Dördüncü bölümde ise Eurocode 3 yönetmeliğine göre yapıların boyutlandırma kuralları genel esasları ile açıklanmış, en kesit özellikleri, kesit sınıflandırılmaları, eksenel çekme, basınç, eğilme momenti, burkulma, yanal burulma burkulması kuralları irdelenmiş yük kombinasyonlarının oluşturulmasında kullanılan birleştirme yöntemleri hakkında bilgiler verilmiştir.

Beşinci bölümde TS 648 yönetmeliğine göre yapıların boyutlandırmasında kullanılan genel hesap yöntemleri açıklanmış, enkesit özellikleri, eksenel çekme, basınç, eğilme momenti, burkulma ve diğer birleşik mukavemet hallerine ait tasarım kuralları irdelenmiştir.

Altıncı bölümde çelik çaprazlı perdelerin hesap yöntemleri hakkında bilgiler verilmiş, Deprem Yönetmeliği Mart 2007 ve Eurocode 8 yönetmeliklerinde çelik çaprazlı perdeler ile ilgili olarak verilen kurallar açıklanmıştır.

Yedinci bölümde yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşan 5 katlı bir yapı ile yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan 7 katlı bir yapı, Deprem Yönetmeliği Mart 2007’de verilen kurallara göre tasarlanmış, hesaplanan iç kuvvetler dikkate alınarak Eurocode 3 ve TS 648’e göre ayrı ayrı boyutlandırma yapılmıştır. Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin boyutlandırılmasında alternatif olarak Eurocode 8’de verilen kurallarda uygulanmıştır. Hesaplar detaylı olarak eklerde sunulmuştur.

Sekizinci bölümde Eurocode 3 ve TS 648 yönetmelikleri için açıklanan boyutlandırma kuralları irdelenmiş birbirilerine göre üstünlükleri ve pratiklikleri açıklanmıştır. Yedinci bölümde çözülen sayısal örneklerin sonuçları yorumlanmıştır.

1.3 Literatürde Konu İle İlgili Yapılmış Çalışmalar

Eurocode 3’ün anlaşılabilmesi, yorumlanabilmesi için Avrupa Standardizasyon Komitesi (CEN), üniversiteler ve mühendisler tarafından çeşitli yayınlar yapılmıştır. Ülkemizde de konu ile ilgili olarak yapılmış yüksek lisans tez çalışmaları mevcuttur.

Gardner ve Nethercot (2007) yaptıkları “Designers’ Guide to EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures general rules for buildings” adını taşıyan çalışmada Eurocode 3’ün anlaşılabilmesi ve yorumlanabilmesi için genel hesap esaslarını ve kurallarını açıklamış ve bu kurallar ile ilgili olarak sayısal örneklere yer vermişlerdir (Gardner ve Nethercot, 2007).

Gardner, Nethercot, Bradford ve Trahair (2008) yaptıkları “The Behaviour and design of steel structures to EC3” adını taşıyan çalışmada çelik yapıların genel tasarım ilkerini Eurocode 3 açısından yorumlayarak açıklamışlardır (Gardner, Nethercot, Bradford ve Trahair 2008).

ECCS (Avrupa Yapısal Çelik Konvansiyonu) “Examples to Eurocode 3” (1993) yaptıkları çalışmada Eurocode 3 ile ilgili olarak farklı tasarım durumları için örnek çözümler ve açıklamaları için bir kılavuz hazırlamışlardır (ECCS 1993).

Gürel (2000) yaptığı “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik ile Eurocode 8’in Çelik Yapılar İçin Proje Uygulamalı Karşılaştırılması” adlı yüksek lisans tez çalışmasında Eurocode 8 ve Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik’in benzeşen yönleri ve farklılıklarını irdeleyip, örnek bir yapı üzerinde sayısal değerlendirme yapmıştır (Gürel 2000).

Güçlü (2003) yaptığı “Çok Katlı Bir Çelik Toplu Konut Binasının Karşılaştırmalı Tasarımı” adlı yüksek lisans tez çalışmasında 20 katlı bir çelik toplu konut binasının Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmeliğe göre deprem hesabını yapmış, Eurocode 3 ve TSE 648’e göre boyutlandırma yaparak değerlendirmiştir (Güçlü 2003).

Özgül (2005) yaptığı “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-Eurocode 8 ve TSE648-Eurocode 3’ün Genel İlkeler ve Hesap Metotları Açısından Karşılaştırılması” adlı yüksek lisans çalışmasında en genel hatları ile Eurocode 8, Eurocode 3, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik ve TSE 648’i karşılaştırmıştır. Örnek bir yapının Eurocode 8’e göre deprem hesabını yapmış ve Eurocode 3’e göre boyutlandırmış, aynı yapının deprem hesabını Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik’e göre tekrar yapıp TSE 648’e göre boyutlandırmış ve taşıyıcı eleman profillerinin metrajını yaparak yönetmelikleri karşılaştırmıştır Özgül (2005).

BÖLÜM İKİ

BOYUTLANDIRMANIN TEMEL İLKELERİ

2.1 Giriş

Halihazırda yapıların boyutlandırılmasında kullanılan iki temel ilke vardır. Bunlardan ilki emniyet faktörü ilkesi, ikincisi ise taşıma gücü ilkesidir (Deren, Uzgider, 2002). Bunlardan ilki, yani emniyet faktörü ilkesi son yüzyıl süresince belli başlı boyutlandırma ilkesi olarak kullanılmıştır. Son yirmi yıl içinde ise boyutlandırmada yavaş yavaş daha rasyonel ve olasılık teorisine dayalı bir ilke olan taşıma gücü yöntemi de kullanılmaya başlanmıştır.

Yapıların ve onların yük taşıyıcı elemanlarının hizmet süresi içinde kendilerinden beklenen fonksiyonu gösterebilmeleri için yeterli mukavemet ve rijitliğe sahip olmaları gerekir. Boyutlandırma sırasında yapılara servis yüklerini taşıyabilmeleri için gerekenin üstünde bir miktar rezerv mukavemet sağlanmalıdır. Yani yapı ve elemanları aşırı yüklemelere karşı yeterli dayanıma sahip olmalıdır (Deren ve diğer., 2002).

Bir yapıda aranan en önemli özellik, yapının öngörülen yüklerin olası en elverişsiz etkime durumunda göçmeden ayakta kalabilmesi ve kullanım (servis) yükleri altında yapı elemanlarında aşırı deformasyon, çatlama ve titreşim oluşmamasıdır (Ersoy, 2001).

Aşırı yükleme hali, bir yapının boyutlandırıldığı amaç dışında kullanılmasından, örneğin mesken olarak boyutlandırılmış bir yapının ofis olarak kullanılmasından, yapının dış yükler altındaki analizinde yapılan aşırı basitleştirilmelerden veya inşaa yöntemlerinde boyutlandırma sırasında göz önüne alınanlardan farklılıklar göstermesi sonucu oluşabilir. Bütün bunlara ilaveten, inşa edilen yapının boyutlandırmada öngörülen seviyeden daha düşük seviyede mukavemete sahip olma ihtimalide mevcuttur (Deren ve diğer., 2002).

Yapısal elemanların boyutlarında ve malzeme kalitelerinde oluşabilecek sapmalar, eleman mukavemetlerinin hesaplanandan daha düşük olmasına sebep olabilir. Yapım sırasında oluşabilecek boyut sapmaları imalat toleransları içinde kalması koşulunda bile yapı mukavemetini düşürebilir.

2.2 Yapı Güvenliği Kavramı

Yapı güvenliğinin temel amacı, dayanımın en az yük etkisine eşit veya ondan daha büyük olmasını sağlamaktır. Burada “dayanım” ve “yük etkisi” terimleri en genel anlamda kullanılmıştır. Dayanım, bir elemanın moment, kesme ve burulma kapasitesi olabileceği gibi, yer değiştirmeler sınırlamasını belirleyen bir değer de olabilir. Yük etkisi terimi de, elemana etkileyen moment, kesme kuvveti, burulma momenti gibi zorlamalar olabileceği gibi, bu zorlamalar altında oluşan deformasyon da olabilir (Ersoy 2001).

En genel haliyle dayanım R ve yük etkisi de F ile gösterilirse, yapı güvenliği aşağıdaki denklemdeki gibi ifade edilebilir;

$$R \geq F \quad (2.1)$$

Denklem (1.1)'de dayanım (R) ve yük etkisi (F) deterministik değişkenler olsaydı, bu denklemle yapı güvenliği kolay ve doğru bir şekilde belirlenebilirdi. Son 40 yılda dayanım ve yük etkileri üzerine yapılan yoğun araştırmalar, her iki etkinin de “rastgele” olaylar olduğunu ve büyük değişim gösterdiklerini kanıtlamıştır.

Yapıya etkileyen yük etkilerinin sabit olmayıp zaman içinde büyük değişim gösterdiği, 20.yüzyılın başından beri biliniyordu (Ersoy, 2001). Ancak , yük türlerinin çok büyük bir çoğunluğu için yeterli istatistiksel veri olmadığından, yük yönetmeliklerinde geçmiş deneyim ve sınırlı gözlemlere dayanan, genellikle fazla güvenli yönde değerler verilmiştir. Son 40 yılda yüklerin daha gerçekçi olarak saptanmasına yönelik araştırmalar sonunda yapılara etkileyen yükler için yeterli istatistiksel veri toplanmasını sağlamıştır. Bu araştırmalar sonunda yapılara etkileyen

yükler için tek bir değer önermenin olanaksız olduğu, bunların dağılımlarından edilen ortalama değerlerin, genellikle bugün yönetmeliklerde elde edilen değerlerden daha düşük olduğu gözlenmiştir. Ancak, uzun bir gözlem süresi sonunda elde edilen değerlerden bazılarının da , öngörülen yönetmelik değerlerini aştığı görülmüştür.

Bugün bir çok yük türleri için elimizde istatistiksel değerlendirmeler için yeterli sayılacak veriler olmasına karşın, bazı yük türleri için yeterli veri yoktur ve yakın bir gelecekte de olması beklenmemektedir. Yeterli veri olmayan yükler için, deprem etkisi örnek olarak gösterilebilir. Yeterli ver birikimi deprem sayısına bağlı olduğundan, istenilen düzeye ulaşmak yıllar alacaktır (Ersoy, 2001).

Yapının gerçek dayanımının saptanabilmesi için yoğun çalışmalar yapılmış olup, bu konuda oldukça yeterli bilgi, veri toplanabilmiştir. Bu verilerin değerlendirilmesi sonucu yapı ve yapı elemanlarındaki gerçek dayanımın, tasarımda öngörülenden çok farklı olabileceği ve dayanımın yapıdan yapıya elemandan elemana değişebileceği görülmüştür. Gerçek dayanımın ve yük etkilerinin hesaplananlardan değişik olmasına sebep olan bazı etkenler aşağıdaki gibi sayılabilir:

- Yapı malzeme dayanımları hesaplarda öngörülenlerden düşük olabilir. Örneğin çelik akma dayanımları yönetmeliklerde öngörülenlerden % 5-10 oranında değişik olabilir.
- Eleman boyutlarında üretim ve montaj sırasında boyutlarda, dayanım hesabına esas kesite göre farklılıklar olabilir.
- Yapı malzemeleri dayanımları zamanla değişebilmektedir. Örneğin durabilite koşullarının sağlanamaması ve yorulmayla birlikte malzeme dayanımları düşmektedir.
- Yapılar için mesnet koşullarını doğru olarak belirlemek olanaksızdır.
- Günümüzde yapı dayanımını etkileyen bütün faktörler bilinmemektedir. Bilinmeyen faktörlerin varlığı, hesaplanan dayanımın yaklaşık olmasına sebep olmaktadır.

2.3 Emniyet Faktörü İlkesi

Emniyet gerilmeleri yapısal güvenlik koşulu ifadesi en basit güvenlik koşulu ifadesini sağlayacak şekilde aşağıdaki gibi yazılabilir,

$$\frac{Rn}{\gamma/\phi} \geq \sum Fi \quad (2.2)$$

(2.2) denkleminde γ/ϕ emniyet faktörüdür. Bu emniyet faktörü ilkesi bir kiriş için ele alınırsa, sol tarafta emniyet faktörü ile bölünmüş nominal kiriş eğilme momenti kapasitesi, sağ tarafta ise elemana etkiyen dış yüklerden dolayı eğilme momenti yer alacaktır. Burada Rn : nominal kiriş eğilme momenti kapasitesi, Fi : dış yüklerden dolayı etkiyen eğilme momenti etkisidir.

$$\frac{M_n}{\text{EmniyetFaktörü}} \geq M \quad (2.3)$$

(2.3) denklemini düzenlenip, denklemin her iki yanını kesitin W mukavemet momentine bölünür ise ve M_n momenti yerine kesitin mukavemet momenti ile akma gerilmesi çarpımı ($W \times \sigma_F$) konursa denklem (2.3) aşağıdaki şekli alır;

$$\frac{W \times \sigma_F}{W \times \nu_F} \geq \left[\sigma = \frac{M}{W} \right] \quad (2.4)$$

(2.4) ifadesinde, ifadenin sol tarafı emniyet gerilmesi σ_{em} olarak, ifadenin sağ tarafı ise σ kiriş üzerinde çalışan gerilme olarak değerlendirilerek, bu hal için yapısal güvenlik koşulu aşağıdaki gibi yazılabilir;

$$\sigma_{em} \geq \sigma \quad (2.5)$$

Emniyet Faktörü ilkesinde, yapısal güvenlik koşullarında kullanılan Emniyet Faktörü, olasılık teorisine dayalı yöntemlerle bulunmamıştır. AISC (American Institute of Steel Construction), DIN (Deutsches Institut Für Norme) standartları veya benzer yaygın standartlarca yıllardır benimsenmiş olan emniyet faktörü değerleri, mühendislik deneyimleri ile saptanmıştır. Emniyet Faktörü değeri şu şekilde elde edilebilir;

Gerçek yükün boyutlandırmada göz önüne alınmış olan dış yükü ΔQ kadar aştığını, boyutlandırmada hesaba katılan yapı mukavemetinin, gerçekte gerçekleştirilmiş olan yapı mukavemetinden ΔR_n kadar küçük olduğunu kabul edelim. Bu durumda yapı güvenliğine alt sınır durum aşağıdaki gibi ifade edilir;

$$R_n - \Delta R_n = Q + \Delta Q \quad (2.6)$$

(2.6) denklemi düzenlenir, denklemin sol tarafı R_n , denklemin sağ tarafı ise Q parantezine alınır ise;

$$R_n (1 - \Delta R_n / R_n) = Q (1 + \Delta Q / Q) \quad (2.7)$$

(2.7) nolu denklem elde edilmiş olur. (2.7) nolu denklem düzenlenir ise;

$$\frac{R_n}{Q} = \frac{1 + \Delta Q / Q}{1 - \Delta R_n / R_n} \quad (2.8)$$

(2.8) nolu denklem elde edilir. (2.8) nolu denklemde yapı dayanımının R_n dış yüke oranı Q emniyet faktörü, v_F olarak ifade edilir. (2.8) nolu denklemde $\frac{R_n}{Q} = v_F$ yazılır ise, emniyet faktörü değeri v_F aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$v_F = \frac{1 + \Delta Q / Q}{1 - \Delta R_n / R_n} \quad (2.9)$$

Bu ifade incelenirse, emniyet faktörüne aşırı yükleme ve mukavemet değerindeki azalmanın etkisi değerlendirilebilir. Eğer aşırı yükleme nominal dış yük değerini %40 fazlası olarak yani $\Delta Q/Q=0.40$, mukavemet değerindeki azalma nominal değerinin %18'i olarak kabul edilirse, emniyet faktörü değeri (2.9) nolu denklem kullanılarak;

$$v_F = \frac{1+0.4}{1-0.18} = 1.71 \text{ olarak elde edilir. Bu değer, Alman (DIN) şartnamelerinde}$$

1.Yükleme Hali için kullanılan emniyet faktörü değeridir. Ancak görüldüğü gibi, göçmeye karşı gerçek güvenliği göstermemektedir.

2.4 Taşıma Gücü İlkesi

Son 20 yıl içinde kullanılmaya başlanan daha rasyonel ve olasılık teorisine dayalı bir yöntem olan taşıma gücü ilkesinde yapı güvenliği tam olarak sağlanmaktadır. Avrupa çelik dizayn yönetmeliği Eurocode 3'te ve Amerikan yönetmeliği Yük ve Mukavemet Faktörü Dizayn'ı yönteminde (LFRD'de) taşıma gücü ilkeleri kullanılmaktadır.

Farklı yük tiplerinin, farklı oluşma olasılıkları ve farklı derecede değişkenlikleri vardır. Yüklerin beklenen şiddetin üstünde oluşma şekillerinin ve olasılıklarının da farklı olduğu düşünülmelidir. Bu sebepten ötürü farklı yükler için farklı yük kombinasyonları kullanılmalıdır (Trahair, Bradford, Nethercot ve Gardner 2006).

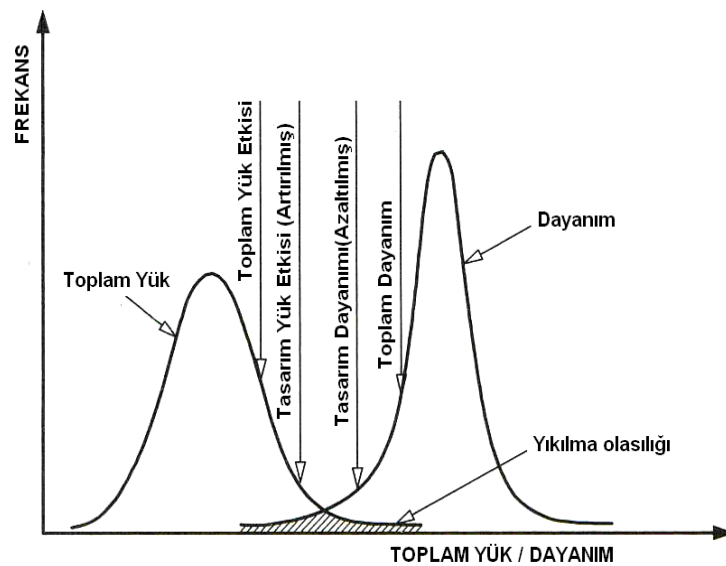
Taşıma gücü ilkesine göre tasarımda, yapıya uygulanan yükün yapının dayanımını aşmaması sağlanmalıdır. Tasarım yükü bir moment, burulma momenti, eksenel kuvvet veya kesme kuvveti değerleri, karakteristik yük değerlerinin F_k aynı tip yüklerin toplam etkisi şeklinde, kısmi yük katsayıları $\gamma_{G,Q}$ ile artırılarak yüklerin değişkenlikleri ve yapısal davranış hesaba katılarak hesaplanabilir.

Tasarıma esas dayanım R_k / γ_M değeri ise karakteristik dayanım R_k 'nın kısmi katsayı γ_M değerine bölünmesi ile dayanımdaki değişkenlik hesaba katılarak hesaplanabilir. Öyleyse temel yapı güvenliği ifadesi en basit şekliyle denklem (2.10) ile ifade edilebilir;

$$\sum \gamma_{G,Q} \times (\text{etkiyen karakteristik yükler} \leq (\text{karakteristik dayanım} / \gamma_M) \quad (2.10)$$

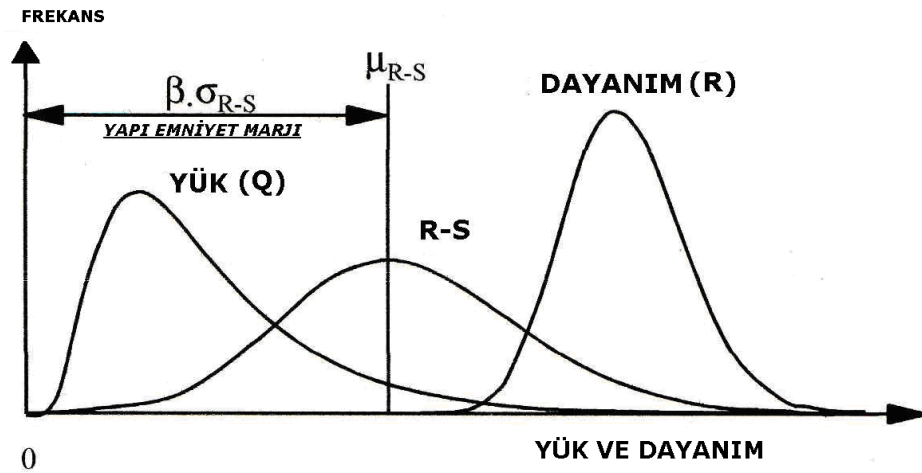
(2.10) nolu denklem incelendiğinde , denklem belirli bir ifade olsa da yük ve malzeme katsayıları genellikle olasılık modellerden yararlanılarak, yüklerin ve malzeme karakteristikliklerinin istatistik değerleri göz önüne alınarak belirlenir (Trahair ve diğer., 2006).

Günümüzde, dayanımla ve yüklerin belirlenmesiyle ilgili yeterince deneysel ve teorik çalışma yapılmıştır. Yapılan çalışmalar sonucu yeterince veri bilgisine ulaşılmıştır. Bu verilerin değerlendirilmesi sonucunda dayanımda ve bazı yük çeşitlerinin şiddetlerinde gözlenen değişimlerin, yaklaşık olarak normal dağılımla ifade edilebileceği anlaşılmıştır. Bu arada bazı yüklerin ise dağılım eğrilerinin normal dağılıma uymadığı gözlenmiştir.”Yük” ve “Dayanım” parametreleri keyfi değişkenler olarak kabul edilip Şekil 2.1’ deki gibi normal dağılım idealizasyonu yapılabilir.



Şekil 2.1 Dayanım ve yük etkileri için normal dağılım idealizasyonu

Şekil 2.1 incelendiğinde R yapı direnci, S dış yükünden büyük olursa bir emniyet marjından söz edilebilecektir. R yapının direnci, S dış yükünü büyük oranda aşmadıkça, R'nin S'dan küçük olma ihtimali her zaman vardır. Taralı bölüm yıkılma olasılığını göstermekte olup, R fonksiyonun S fonksiyonundan küçük olduğu durumları göstermektedir. Normal dağılım idealizasyonları R/S veya R-S fonksiyonları şeklinde incelenebilir, böylece yıkılma olasılıkları ve yapı güvenlik marjları izlenebilir. Şekil 2.2 R-S fonksiyonlarının güvenlik marjlarını izlemek için kullanabilir.



Şekil 2.2 Yük ve Dayanım Farkı Dağılımı Grafiği

Şekil 2.2 incelendiğinde düşey frekans çizgisi ve R-S fonksiyonunun ortalama değeri arasında kalan mesafe, R-S fonksiyonunun standart sapması σ_{R-S} ile β 'nin çarpımı olarak ifade edilir. Burada β güvenlik indisi olarak isimlendirilir. Güvenlik indisi β büyüdükçe yapının güvenlik marjında artar.

EN1990'da güvenlik indisi için aşağıdaki tanımlamalar yapılmaktadır:

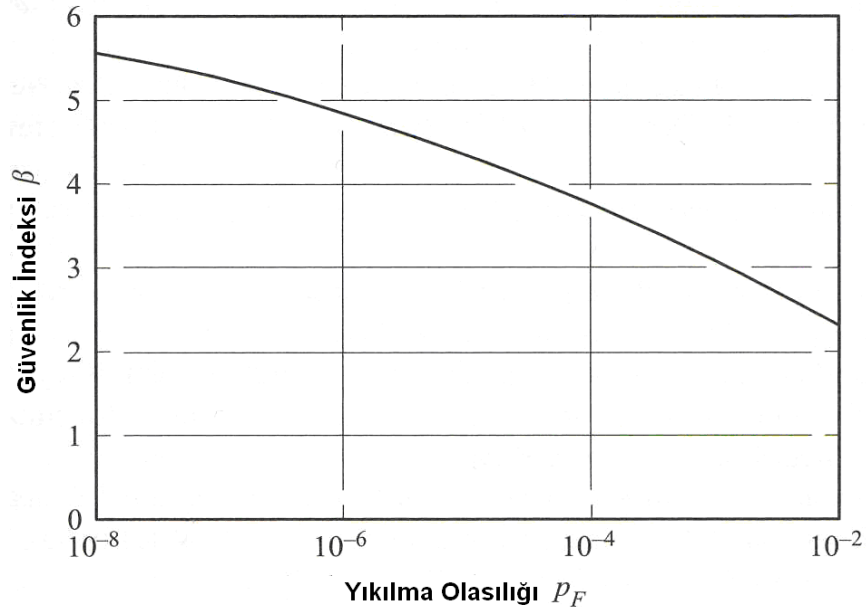
P_f yapının göçme olasılığını, ϕ standart normal dağılıma ait kümülatif frekans dağılımı fonksiyonu göstermek üzere, EN1990 C1 nolu denklemde aşağıdaki gibi ifade edilir;

$$P_f = \phi(-\beta) \quad (2.11)$$

Güvenlik indeksi ile yıkılma olasılığı arasında ilişki EN1990'da aşağıdaki gibi verilmiştir.

Tablo 2.1 Güvenlik İndeksi β ile Yıkılma Olasılığı P_f Oranları

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20



Şekil 2.3 Yıkılma olasılığı güvenlik indeksi ilişkisi

Yıkılma olasılığı P_f bir g performans fonksiyonu cinsinden ifade edilebilir, $g > 0$ için yapının ayakta performansının sağlandığı, $g < 0$ durumunda ise yapının performans kriterlerini sağlamadığı ve yıkıldığı kabul edilir.

Eğer yapı direnci R , yük etkileri S ile rastgele değişkenler olarak gösterilirse, performans fonksiyonu g aşağıda gösterilen denklem (2.12) ile ifade edilebilir.

$$g = R - S \quad (2.12)$$

eğer g normal dağılım gösteriyor ise, güvenlik indisi β ,

μ_g : g , performans fonksiyonunun ortalama değerini,

σ_g : g , performans fonksiyonunun standart sapmasını göstermek üzere aşağıda gösterilen (2.13) eşitliği ile gösterilebilir.

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (2.13)$$

(2.13) eşitliği aşağıdaki gibi düzenlenir ise;

$$\mu_g - \beta\sigma_g = 0 \quad (2.14)$$

(2.14) nolu denklem elde edilmiş olur. Öyleyse yıkılma olasılığı fonksiyonu performans fonksiyonu, $g < 0$ değeri için aşağıdaki gibi düzenlenebilir;

$$P_f = \text{Pr ob}(g \leq 0) = \text{Pr ob}(g \leq \mu_g - \beta\sigma_g) \quad (2.15)$$

Denklem (2.15) göçme olasılığı için sınır durumu göstermekte olup, yapı performans hedeflerini sağlamak için, performans fonksiyonu g 'nin mutlak suretle $g \geq 0$ 'nin sağlanması gerekmektedir.

BÖLÜM ÜÇ

EUROCODE GENEL TANITIM

3.1 Giriş

Yapısal Eurocode'larla ilgili çalışmalar 1975 yılında başlamıştır. Avrupa birliği 1978 yılında İnşaat Mühendisliğinde kullanılacak yönetmeliklerin hazırlanması için milletler arası bir komisyon görevlendirmiştir (Celep ve diğer., 2004).

Londra Imperial Kolej'den Profesör Patrick Dowlig başkanlığında sorumlu komite yardımıyla, 1978 yılında ilk Avrupa Birliği Yapısal Çelik Tasarım Önerileri, European Convention For Constructional Steelwork tarafından hazırlanmış ve basılmıştır. Önerilerin hazırlanmasının, uzmanları bir araya getirmenin açık yararı yanında, bu dökümanın hazırlanması, daha önce hazırlanan bazı yöntemlerin genel kabulü anlamına gelmekteydi (Daha önce hazırlanan kolon abakları gibi). Hazırlanan dökümandan sonra süreç daha yavaş ilerleyerek 1980'lerin ortalarına, ENV olarak isimlendirilen taslakların ortaya çıkmasına kadar sürdü (Gardner, Nethercot 2005).

Yapısal Eurocode'lar 10 ana grup ihtiva etmektedir. Yapısal Eurocode'lar Tablo 3.1'de bulunabilir. EN1990 yapısal tasarımın temel felsefesini kapsarken, EN1991 ise yapıya etkiyen yüklerle ilgili bilgileri kapsamaktadır, kalan diğer 8 ana grup ise, yapılarda kullanılan diğer ana malzemelere göre tasarım kurallarını içermektedir.

Tablo 3.1 Yapısal Eurocode Yönetmelikleri

EN1990	Eurocode; Yapısal Tasarımın Temelleri
EN1991	Eurocode 1 Yük Şartnamesi
EN1992	Eurocode 2 Betonarme Yapılar İçin Tasarım Kuralları
EN1993	Eurocode 3 Çelik Yapılar İçin Tasarım Kuralları
EN1994	Eurocode 4 Kompozit Çelik Ve Betonarme Binalar İçin Tasarım Kuralları
EN1995	Eurocode 5 Ahşap Yapılar İçin Tasarım Kuralları
EN1996	Eurocode 6 Yığma Yapılar İçin Tasarım Kuralları
EN1997	Eurocode 7 Geoteknik Tasarım Kuralları
EN1998	Eurocode 8 Deprem Etkisine Göre Tasarım Kuralları
EN1999	Eurocode 9 Alüminyum Yapıların Tasarım Kuralları

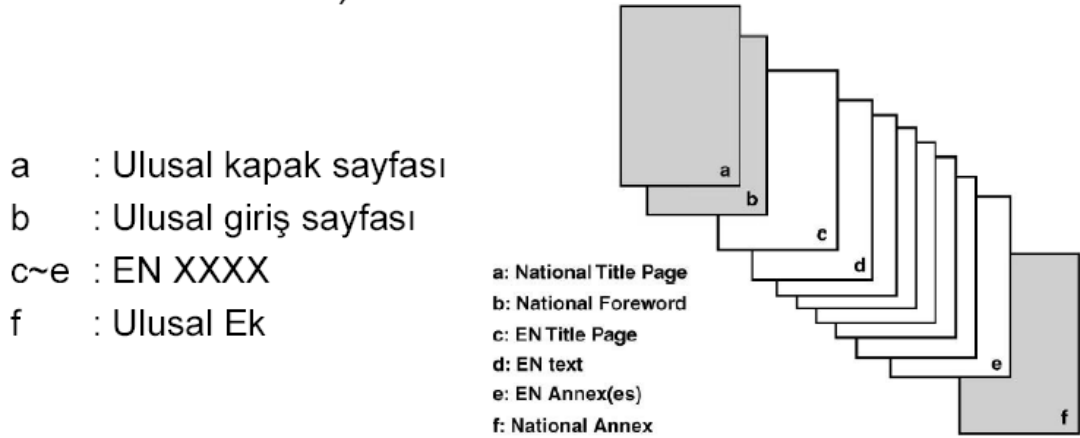
3.2 Eurocode'ların Statüsü Ve Uygulama Alanları

Genel olarak Eurocode'lar, tüm yapıya ve yapısal elemana ve diğer birleşenlere ait tasarım kurallarını sağlamaktadır. Kurallar genel yapı için yapısal tasarım kurallarını içermektedir, eğer özel bir yapı tasarlanıyorsa uzman görüşüne başvurulmalıdır. Daha spesifik olarak Eurocode'lar aşağıdaki amaçlarla Avrupa Birliği üyelerinde benimsenmiş ve referans dökümanı olarak kullanılmaktadır (Gardner ve diğer., 2005).

- Avrupa Birliği Yapısal Güvenlik Konseyi 89/106/EEC konsey kararındaki temel gereksinimlere uyulmasını sağlamak.
- İnşaat işlerine veya ilgili işlere ait sözleşmelere temel oluşturmak.
- Yapısal ürünlerin teknik şartnamelerinin geliştirilmesi için yol gösterici olmak.

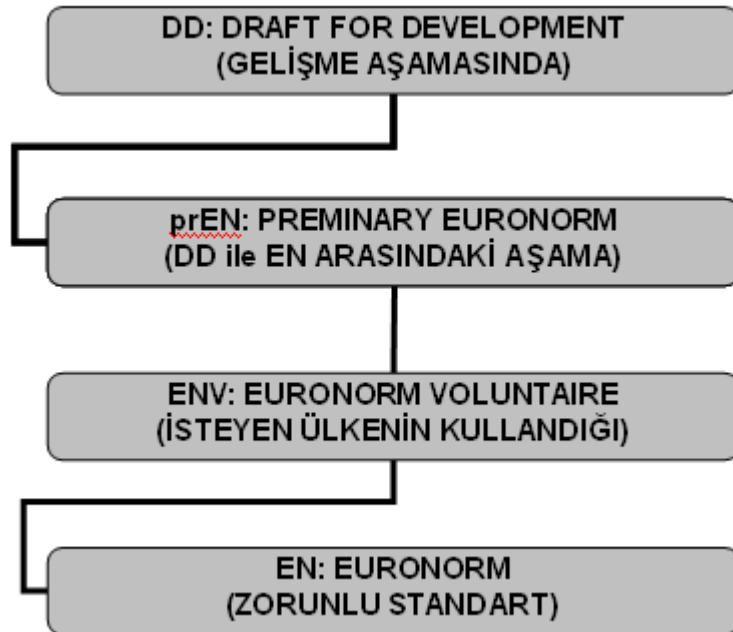
3.3 Eurocode'ların Ulusal Standartlara Uygulanması

Ulusal standartların Eurocode'lara uygulanmasında, ilgili Eurocode'un tamamı içeriği değiştirilmeden, bütün eklerini içerecek şekilde, ulusal kapak sayfası , ulusal giriş sayfası, ve önemli ulusal ekler eklenerek kullanılabilir.



Şekil 3.1 Eurocode'ların Ulusal Standartlara Uyarlanması

TSE tarafından 27.12.2005 tarihinde kabul edilen, Eurocode 1993-1-1 yönetmeliği ülkemizde TS EN 1993-1-1 olarak isimlendirilmektedir.



Şekil 3.2 Eurocode'ların Gelişim Aşamaları

Eurocode'lar şuan final aşamasını tamamlamış olup, EN: Euronorm zorunlu standart olarak üye ülkelerce kullanılmaktadır. Ülkemizde ilgili Eurocode'lar TSE tarafından İngilizce, Almanca ve Fransızca olarak satılmaktadır. Eurocode'ların dilimize tercüme çalışmaları devam etmektedir fakat henüz herhangi bir ulusal ek hazırlanmamıştır.

Eurocode'ların ENV aşamadan (İsteyen ülkenin kullandığı) EN(Zorunlu standart) aşamasına geçişte final döküman bazı alt bölümlere ayrılmıştır. Bazı alt bölümler ilerde yine alt bölümlere muhtemelen ayrılacaktır. EN 1993 altı ana bölümden oluşmaktadır. Eurocode 3'ün bölümleri Tablo 3.2'de görülmektedir.

Tablo 3.2 Eurocode 3 Bölümleri

EN1993-1	Genel Kurallar ve Bina Kuralları
EN1993-2	Çelik Köprüler
EN1993-3	Kuleler , Direkler ve Bacalar
EN1993-4	Silolar, Tanklar ve Boru Hatları
EN1993-5	Kazıklar
EN1993-6	Kreyin Taşıyan Yapılar

Eurocode 3-1 Kendi içinde 12 alt bölüme ayrılmaktadır (Tablo 3.3).

Tablo 3.3 Eurocode 3-1 Bölümleri

EN1993-1-1	Genel Kurallar ve Bina Kuralları
EN1993-1-2	Yangına Karşı Dayanım Kuralları
EN1993-1-3	Soğukta Biçimlendirilmiş İnce Örgülü Elemanlar ve Saç Kaplama İçin Kurallar
EN1993-1-4	Paslanmaz Çelik İçin Kurallar
EN1993-1-5	Düzlem Plakaları Yapılar İçin Kurallar
EN1993-1-6	Kabuk Yapılar İçin Kurallar
EN1993-1-7	Düzlem Dışı Yüklenmiş Düzlem Plakalı Yapılar İçin Kurallar
EN1993-1-8	Birleşim Yerlerinin Tasarımı
EN1993-1-9	Yorulma Dayanımı Kuralları
EN1993-1-10	Çeliğin Kırılma Tokluğu ve Kalınlık Özellikleri
EN1993-1-11	Öngermeli Birleşim Bulunan Yapıların Tasarımı
EN1993-1-12	EN 1993 'ün S700 Çelik Sınıfına Genişletilmesi

BÖLÜM DÖRT

EUROCODE 3'E GÖRE YAPILARIN BOYUTLANDIRMA KURALLARI

4.1 Eurocode 3'e Göre Tasarımın Esasları

Eurocode 3 tasarım yöntemi olarak limit durumlarına göre tasarımı esas almaktadır. Limit durumları ise aşılması durumunda yapının tasarım gereksinimlerini karşılayamadığı durum olarak tanımlanmıştır. Limit durumları iki alt duruma ayrılmıştır. (EC3, 1993-1-1)

- Taşıma gücü sınır durumu (ultimate limit state)
- Kullanılabilirlik sınır durumu (serviceability limit state)

Taşıma gücü sınır durumu; denge, akma, kopma, büyük şekil değiştirmeler, mekanizma oluşumu (plastik mafsal), burkulma, yerel burkulma, çarpılma, yorulma, devrilme, maksimum sünek dayanım yani plastik dayanım ve kaymadır. Kısaca taşıma gücü sınır durumu yapının göçmesi veya yapının insanların güvenliğini tehlikeye atabilecek diğer şekillerde yıkılması ile ilgilidir.

Kullanılabilirlik sınır durumu ise, aşılması durumunda yapının kullanım şartlarını sağlayamadığı durumdur (EC3, 1993-1-1). Kullanılabilirlik sınır durumu sehim, titreşim, kalıcı şekil değiştirmeler, çatlaklar gibi yerleşim ile ilgili durumları içermektedir.

4.2 Eurocode 3'e Göre Tasarım Durumları

Eurocode 3' Bölüm 2'de tasarım durumları aşağıdaki gibi sınıflandırılmıştır.

- Olağan tasarım durumları: Yapının normal kullanımından kullanılan tasarım durumlarıdır.
- Geçici tasarım durumları: Yapının inşası ve onarımı sırasındaki durumlardır.
- Olağan dışı tasarım durumlarıdır. (Sismik etki ve kaza eseri oluşan)

4.2.1 Yük Tanımları ve Sınıflandırılmaları

Eurocode 3' te yk tanımları ile ilgili bilgiler verilmiştir.

a) Yük genel tanım olarak;

- Yapıya direkt olarak etkir,
- Veya maruz kalınan deformasyondan dolayı dolaylı olarak etkir.
(Sıcaklık veya zemin oturması etkisi)

b) Zamana bağlı değişimine göre;

- Sabit yükler (G); yapının kendi ağırlığı, sabit ekipmanlar, teğhizatlar
- Değişken yükler (Q); hareketli yükler, rüzgar yükleri ve kar yükleri
- Kaza sonucu oluşan yükler (A); patlamalar veya araç arpmalar
- Sismik yükler (A_{Ed}); deprem

c) Sebeplerine göre;

- Sabit yükler, zati yükler
- Serbest yükler, katar yükler, rüzgar, kar yükleri ve deprem yükleridir.

TSE 648'in aksine Eurocode 3 'te sabit yüklerin karakteristik değerleri için iki alternatif tanım yapılmıştır. Sabit yükün yapı ömrü boyunca değişken olduğu durumda, iki ayrı karakteristik yük değeri ayırt edilmelidir, üst değer ($G_{k,sup}$) alt değer ($G_{k,inf}$). Diğer durumlarda tek bir karakteristik değer G_k yeterlidir.

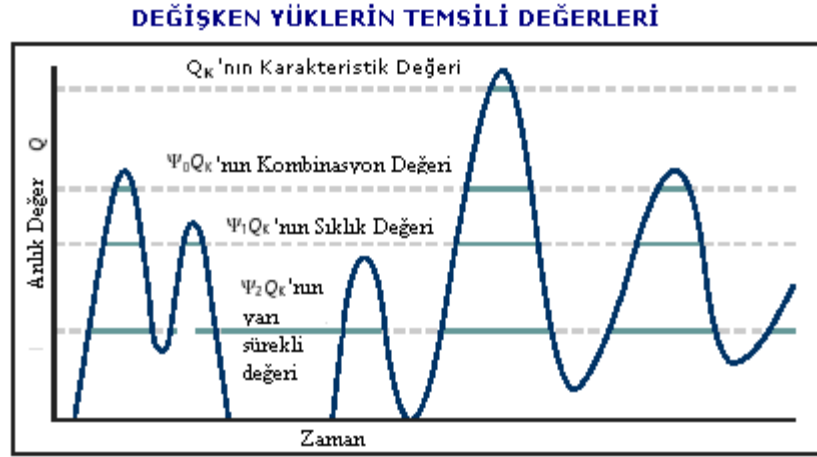
4.2.2 Değişken Yüklerin Temsili Değerleri

Yapısal Eurocode'larda yk kombinasyonlarının oluşturulmasında, birden fazla değişken yük bulunması durumlarında yüklerin karakteristik değerleri yk birleştirme katsayıları ile çarpılarak, birden fazla değişken yükün aynı anda oluşma ihtimali olasılığını makul değerlere çekmek için yüklerin temsili değerleri kavramını önermiştir. EC3'te, yüklerin temsili değerleri ile ilgili aşağıdaki tanımlamalar yapılmıştır;

- a) Temsili yüklerin ana değeri, karakteristik değer Q_k 'dir.
- b) Diğer temsili değerler ana karakteristik yük değerlerinin ψ_i yük birleştirme katsayısı ile çarpılması ile elde edilir. Yapılar için önerilen ψ_i yük birleştirme katsayıları Tablo 4.1'de bulunabilir.

Bu değerler aşağıdaki gibi tanımlanabilir;

Kombinasyon değeri	$\psi_0 Q_k$
Sıklık Değeri	$\psi_1 Q_k$
Yarı Sürekli Değer	$\psi_2 Q_k$



Şekil 4.1 Yüklerin Temsili Değerlerinin Grafik Gösterimi.

Birden fazla hareketli yükün bulunduğu kombinasyonlarda $\psi_0 Q_k$ 'nin kombinasyon değeri, iki veya daha fazla değişken yükün aynı zamanda oluşma olasılığının düşüklüğünü göz önünde tutmak için kullanılmaktadır. Kombinasyonun etkisinin oluşma olasılığı yaklaşık olarak tek bir yükün karakteristik değerinin oluşma olasılığını aşmayacak şekildedir.

Sıklık değeri $\psi_1 Q_k$ 'ise zamanın çok küçük bir periyodunda aştığı ve asıl olarak servis sınır durumunun kontrolü (SLS) ve kaza eseri oluşan tasarım durumunda taşıma gücü kontrolü (ULS)'de kullanılmaktadır.

Yarı sürekli değeri $\psi_2 Q_k$ 'ise zaman içinde ortalama bir değer olarak düşünülebilir. Servis sınır durumunun(SLS) uzun zaman etkisi ve taşıma gücü sınır durumunun (ULS) sismik etki ve kaza sonucu oluşan etki durumlarında kullanılmaktadır.

Tablo 4.1 Yapılar için Önerilen ψ (birleştirme katsayıları)(EN1990 Tablo A1.1)

Yükler	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hareketli Yükler , Sınıflara göre (EN 1991-1)			
A Sınıfı: konutlar	0.7	0.5	0.3
B Sınıfı: ofis	0.7	0.5	0.3
C Sınıfı: toplantı/kongre	0.7	0.7	0.6
D Sınıfı: alışveriş merkezleri	0.7	0.7	0.6
E Sınıfı: depolama Alanları	1.0	0.9	0.8
F Sınıfı: garajlar, araç ağırlığı ≤ 30 kN	0.7	0.7	0.6
G Sınıfı: garajlar, 30 kN<araç ağırlığı<160 kN	0.7	0.5	0.3
H Sınıfı: Çatılar	0	0	0
Kar yükleri (EN 1991-1-3)*			
Finlandiya , Norveç, İsveç , İzlanda	0.7	0.5	0.2
Diğer CEN üyelerinde;			
Deniz seviyesinden itibaren h>1000 m'de	0.7	0.5	0.2
Deniz seviyesinden itibaren h<1000 m'de	0.5	0.2	0
Rüzgar Yükleri (EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Sıcaklık Etkisi (Yangın Dışı) (EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0
ψ birleştirme katsayıları değerleri ulusal yönetmeliklerce de belirlenebilir.			
(*) Yukarıda bahsedilmeyen ülkeler için yerel durumlar incelenmelidir.			

4.3 Eurocode 3 Yük Kombinasyonları

Eurocode 3 çelik yapıların tasarlanması için tek başına yeterli bir doküman değildir, fakat çelik yapı tasarlanması için oldukça fazla kural içermektedir. Eurocode 3 ile birlikte, EN1990 (Eurocode-Basis of Structural design) ve EN1998 (Design of Structures Of Earthquake Design)'da kullanılmaktadır.

EN1990'nın temel şartları olarak, yapının yeterli taşıma gücünde (ultimate limit state), kullanım(servis) şartlarını sağlayan (serviceability limit state), durabilite şartlarını sağlayan ve yangına dayanıklı (fire resistance) sağlanmalıdır.

4.3.1 Taşıma Gücü Sınır Durumunda Yük Kombinasyonları

EN1990'da taşıma gücü şartlarının aşağıdaki koşullarda kontrol edilmesi gerektiğini belirtilmiştir.

- EQU-Yapının statik denge durumunun kontrolü.
- STR- Yapısal elemanların tasarımı.
- GEO-Geoteknik boyutlandırma.
- FAT-Yapının veya yapıyı oluşturan yapısal elemanlardan birisinin yorulmadan yıkılması.

EN1990'da taşıma gücü sınır durumunda yüklerin temel kombinasyonları için iki farklı seçenek sunmaktadır. Temel kombinasyonlar olağan ve geçici tasarım durumlarını ifade etmektedir. İlk seçenek EN1990 denklem (6.10)'da verilen statik denge kontrolü ile ilgili denklemdir;

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

Veya alternatif olarak GEO (zeminin göçmesi veya deformasyon yapması durumu-geoteknik tasarım) ve STR (yapının veya bir kısmının aşırı deformasyon yapması veya oluşan bir mekanizma sonucu yıkılması) durumları için verilen EN1990 (6.10a) ve (6.10b) denklemleridir.

$$\sum_{J \geq 1} \gamma_{G,J} G_{K,J} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

$$\sum_{J \geq 1} \xi_j \gamma_{G,J} G_{K,J} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Denklem (4.2) (EN1990-6.10a) ile denklem (4.3) (EN1990-6.10b) birbirinin alternatifi olup kritik olan kullanılmalıdır.

Beklenmedik olağan dışı tasarım durumlarında ise (çarpma, yangın, kaza durumu gibi) (EN1990-6.11b) denkleminde verilen beklenmedik yük durumlarını da içeren ifade kullanılmalıdır.

$$\sum_{J \geq 1} G_{K,J} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ veya } \psi_{2,2}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.4)$$

Sismik etkileri de içeren tasarım durumlarında ise EN1990'da (6.12b) denkleminde verilen sismik etkileri de içeren yük kombinasyonu kullanılmalıdır.

$$\sum_{J \geq 1} G_{K,J} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.5)$$

Denklem (4.5)'te görülen A_{Ed} deprem kuvvetini göstermektedir. Aşağıdaki sırasıyla Tablo 4.2, Tablo 4.3, Tablo 4.4 ve Tablo 4.5'te yük kombinasyonları denklemleri ve kısmi faktörler verilmiştir.

Denklem (4.1)~(4.5)'te

$\gamma_{G,j}$: Sabit yükler için yük katsayısı

$G_{k,j}$: Sabit yükün karakteristik değeri

γ_p : Öngerme etkisi için yük katsayısı

P : Öngerme etkisinin ilgili temsili değeri

$\gamma_{Q,1}$ Etkin değişken yük için yük katsayısı

$Q_{k,1}$: Etkin değişken yük karakteristik değeri

$\gamma_{Q,i}$: Diğer değişken yük (etkin olmayan) yük katsayısı

$\psi_{0,i}$: Değişken yük kombinasyon değeri birleştirme katsayısı

$Q_{k,i}$: Diğer değişken yük (etkin olmayan) karakteristik değeri

ξ_j : Sabit yük $G_{k,j}$ 'nin azaltma etkisini düşüren bir katsayı

$\psi_{2,i}$: Değişken yükün yarı sık değeri birleştirme katsayısı

A_d : Kaza sonucu oluşan yükün tasarım değeri

A_{Ed} : Sismik etki sonucu oluşan yükün tasarım değeridir.

Tablo 4.2 Yüklere Tasarım Değerleri , Statik dengenin kontrolü [EN 1990-Tablo A1.2(A)]

Kalıcı veya Geçici Tasarım Durumları	Sabit Yüklere		Etkin Değişken Yük(*)	Diğer Değişken Yüklere	
	Artırıcı Etki	Azaltıcı Etki		İkincil	Diğer
(6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Değişken yükler yukarıdaki tabloda gösterilmiştir.

NOT 1: γ değerleri ulusal eklerle belirlenebilir. Önerilen γ değerleri;

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 0,9$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ artırıcı etki durumunda (eğer azaltıcı etki ise 0)}$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ artırıcı etki durumunda (eğer azaltıcı etki ise 0)}$$

NOT 2: Eğer statik denge kontrolü, aynı zamanda eleman dayanımlarının kontrolünü içeriyorsa, Ulusal ekte izin verilmesi durumunda Tablo 4.2 ve Tablo 4.3'e göre iki ayrı kontrol yapmak yerine, Tablo 4.2'ye göre tek bir kontrol yapılabilir ve önerilen değerler ulusal ekte değiştirilebilir.

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,15$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ artırıcı etki durumunda (eğer azaltıcı etki ise 0)}$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ artırıcı etki durumunda (eğer azaltıcı etki ise 0)}$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,0 \text{ değeri , sabit yüklerin etkiyi azaltıcı ve artırıcı her iki durumda da sabit}$$

yüklerin daha artırıcı bir sonuç vermemesi için kullanılabilir.

Tablo 4.3 Yüklerin Tasarım Değerleri, Yapısal Elemanların Kontrolü [EN 1990-Tablo A1.2(B)]

Kalıcı veya Geçici Tasarım Durumları	Sabit Yükler		Etkin Değişken Yük(*)	Diğer Değişken Yükler	
	Artırıcı Etki	Azaltıcı Etki		İkincil	Diğer
(6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Değişken yükler yukarıdaki tabloda gösterilmiştir.

NOT 1: 6.10 , 6.10a veya 6.10b denklemlerinden hangisinin seçileceği ulusal ekte bulunabilir. 6.10a ve 6.10b denklemleri durumunda, 6.10a denkleminde ulusal ek sadece sabit yükleri içerecek şekilde bir ek bir düzeltme yapılabilir.

NOT 2: γ ve ξ katsayıları ulusal eklerce belirlenebilir. Altta ki değerler 6.10 , 6.10a veya 6.10b denklemleri kullanıldığında önerilen değerlerdir.

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ artırıcı etki durumunda (eğer azaltıcı etki ise 0)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ artırıcı etki durumunda (eğer azaltıcı etki ise 0)}$$

$\gamma_{Gj,inf} = 1,0$ değeri , sabit yüklerin etkiyi azaltıcı ve artırıcı her iki durumda da sabit yüklerin daha artırıcı bir sonuç vermemesi için kullanılabilir.

$$\xi = 0,85 \text{ (bu durumda } \xi \gamma_{Gj,sup} = 0,85 \times 1,35 \cong 1,15 \text{ olarak bulunur)}$$

NOT 3: Sabit yüklerin karakteristik değerleri aynı kaynaktan kaynaklanıyorsa, ve toplam yük etkisi artırıcı ise tamamı $\gamma_{Gj,sup}$ katsayısı ile çarpılır. Eğer toplam etki azaltıcı ise

$\gamma_{Gj,inf}$ ile çarpılır. Örneğin, yapının zati ağırlıklarından kaynaklanan tüm yüklerinin bir

kaynaktan geldiği kabul edilebilir, bu değişik malzemeler içinde uygulanabilir.

NOT 4: Bazı kontrollerde, γ_G ve γ_Q değerleri γ_g ve γ_q katsayılarına ve model

belirsizlik katsayısı γ_{sd} 'ye bölünebilir. γ_{sd} 1,05 ile 1,15 arasında bir katsayıdır ve pek çok durumda kullanılabilir ve ulusal eklerce değiştirilebilir.

Tablo 4.4 Tasarım Değerleri, Yapısal Eleman Tasarımı [EN 1990-Tablo A1.2(C)]

Kalıcı veya Geçici Tasarım Durumları	Sabit Yükler		Etkin Değişken Yük(*)	Diğer Değişken Yükler	
	Artırıcı Etki	Azaltıcı Etki		İkincil	Diğer
(6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>(*) Değişken yükler yukarıdaki tabloda gösterilmiştir.</p> <p>NOT: γ değerleri ulusal eklerle belirlenebilir. Önerilen γ değerleri;</p> <p>$\gamma_{Gj,sup} = 1,00$</p> <p>$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$</p> <p>$\gamma_{Q,1} = 1,30$ artırıcı etki durumunda (eğer artırıcı etki ise 0)</p> <p>$\gamma_{Q,i} = 1,30$ artırıcı etki durumunda (eğer artırıcı etki ise 0)</p>					

Tablo 4.5 Tasarım Değerleri, Sismik ve Olağan Dışı Tasarım Durumu [EN 1990-Tablo A1.3]

Kalıcı veya Geçici Tasarım Durumları	Sabit Yükler		Etkin Değişken Yük(*)	Diğer Değişken Yükler	
	Artırıcı Etki	Azaltıcı Etki		İkincil	Diğer
Olan Dışı (6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	Ad	$\psi_{1,1}$ veya $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Sismik (6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\gamma_I A_{Ek}$ veya A_{Ed}		$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
<p>Sismik tasarım durumu ve kaza eseri oluşan yük durumunda taşıma gücü kontrolünde tüm kısmi katsayılar 1,0 alınmalıdır.</p> <p>(*) Kaza eseri oluşan yük durumunda, etkin değişken yük sık ve yarı sürekli değer olarak düşünülebilir, sismik kombinasyon durumunda ise yarı sürekli değer olarak alınabilir. Seçim ulusal ekte, düşünülen kaza durumuna bağlı olarak bulunabilir.</p>					

Alternatif olarak yük kombinasyonlarının oluşturulmasında basitleştirilmiş birleştirme yöntemi de kullanılabilir. Basitleştirilmiş birleştirmede değişken tek bir yük bulunması durumunda ;

$$\sum(\gamma_G, G_K) + 1.5Q_{k,1} \quad (4.6)$$

Birden fazla değişken yükün bulunması durumunda ise;

$$\sum(\gamma_G, G_K) + \sum_{i>1} 1.35Q_{k,1} \quad (4.7)$$

Denklemlerinden elde edilen sonuçlardan elverişsiz olanı kullanılacaktır. Basitleştirilmiş yükleme durumunda, hangi yüklerin beraber ve hangi yüklerin birbirlerinden bağımsız oluşacağını belirlemek önemlidir. Eğer iki yükleme durumu beraber ortaya çıkıyorsa, her ikisi de toplanıp 1,5 katsayısı ile artırılmalıdır. Eğer birbirinden bağımsız ortaya çıkan türden ise, 1,5 katsayısı ile ayrı ayrı artırılıp birbirinden bağımsız düşünülmesi gerekir veya ikisi toplanarak 1,35 katsayısı ile artırılır. Basitleştirilmiş birleştirme durumunda ise birisi tam değeri ile göz önüne alınırken, diğeri azaltılarak hesaba katılmaktadır.

EC3'e göre yapısal elemanların tasarımı durumunda kullanılması gereken yük kombinasyonları özet olarak;

Ölü Yük Durumu:	: 1.35G
Ölü Yük ve Hareketli Yük Durumu	: 1.35G+1.5Q
Ölü Yük ve Rüzgar Yüğü Durumu	: 1.35G ± 1.5W
Ölü Yük ve Rüzgar Yüğü Durumu	: 1.00G ± 1.5W
Ölü Yük, Rüzgar Yüğü ve Hareketli Yük	: 1.35G+1.35Q ± 1.35W
Deprem Yüğü Durumunda	: 1.0G ± 1.0A _{Ed}
Ölü Yük, Deprem Yüğü ve Hareketli Yük:	: 1.0G ± 1.0A _{Ed} ± 1.0 × 0.3Q

4.3.2 Kullanılabilirlik Sınır Durumunda Yük Kombinasyonları

Yapının kullanılabilirlik sınır durumunda da zamanla güvenliğini zedeleyecek bir durumun ortaya çıkmaması gerekir. Özellikle elemanlarda meydana gelen çatlaklar malzeme dayanımını olumsuz yönde etkilenmesine ve güvenliğin zedelenmesine neden olur. Bunun gibi, büyük şekil değiştirmeler yapının kullanımını olumsuz yönde sınırlayabilir. Ayrıca, hem çatlaklar ve hem de büyük yer değiştirmeler yapıya karşı bir güvensizlik hissinin doğmasına sebep olur. Bu amaçla kullanma sınır durumunda gerilme ve şekil değiştirmelerin sınırlandırılması söz konusudur. Kullanılabilirlik sınır durumunda üç yük birleştirmesi söz konusudur;

Seyrek oluşabilecek yük birleştirme durumu (kombinasyon değeri);

$$\sum_J G_{K,J} ' +' Q_{k,1} ' +' \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.8)$$

Sık oluşabilecek yük birleştirme durumu (sıklık değeri);

$$\sum_J G_{K,J} ' +' \psi_{1,1} Q_{k,1} ' +' \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.9)$$

Sürekli oluşabilecek yük birleştirme durumu (yarı sürekli değeri);

$$\sum_J G_{K,J} ' +' \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.10)$$

Seyrek ve sık oluşabilecek yük birleştirme durumu çok katlı yapılarda, elverişsiz olanı esas olmak üzere, aşağıdaki gibi basitleştirilebilir:

Tek bir değişken yük var ise yalnızca en elverişsiz değişken yük ele alınarak;

$$\sum_J G_{K,J} + Q_{k,1} \quad (4.11)$$

fazla değişken yük var ise tüm elverişsiz yükler göz önüne alınarak;

$$\sum_J G_{K,J} + 0.9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (4.12)$$

Denklemleri ile hesaplanabilir. Kullanılabilirlik sınır durumunda tüm kısmi yük katsayıları aksi belirtilmedikçe 1.0 alınır.

Tablo 4.6 Kullanılabilirlik Sınır Durumunda Yük Kombinasyonları [EN 1990-Tablo A1.4)]

Kombinasyon	Sabit Yükler G_d		Değişken Yükler Q_d	
	Artırıcı Etki	Azaltıcı Etki	İkincil	Diğer
Kombinasyon Değeri	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{Q,i} Q_{k,i}$
Sıklık Değeri	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Yarı Sürekli Değer	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

4.4 Malzeme Özellikleri

Eurocode 3'e göre uygulamada kullanılacak yapı çelikleri için sınır değerleri Tablo 4.7'de gösterilmiştir. Tablo 4.7'den de anlaşılacağı üzere kullanılan yapı çeliğinin nominal sınır değerleri başlık ve gövde kalınlıklarına göre farklılık göstermektedir.

Tablo 4.7 EC3'e Göre Malzeme Sınıf ve Dayanımları

Çelik Sınıfı	Kalınlık t mm			
	t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 100 mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	490

Yapı çeliği mekanik özellikleri için ise aşağıdaki bilgiler verilmiştir;

Elastisite Modülü $E=210.000 \text{ N/mm}^2$

Kayma Modülü $G=E/2(1+\nu)$

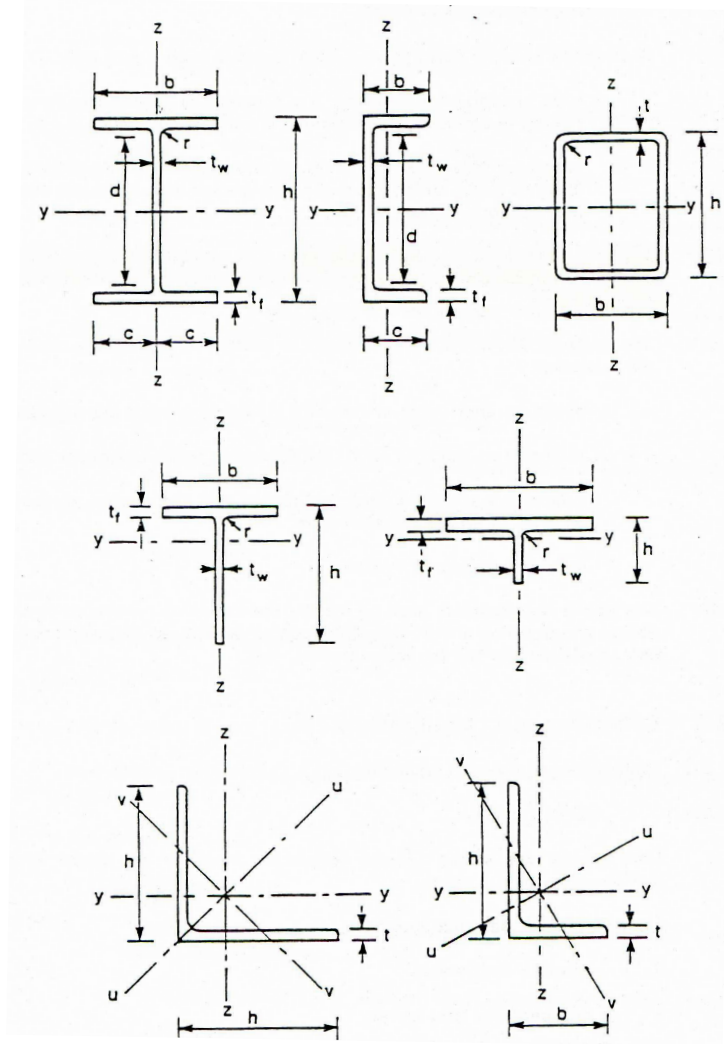
Poisson Oranı $\nu=0,3$

Sıcaklık Katsayısı $\alpha=12 \cdot 10^{-6} /C^\circ$

Birim Ağırlık $\rho=7850 \text{ kg/m}^3$

4.5 Kesit Özellikleri

Eurocode 3'te diğer yapısal çelik yönetmeliklerinin genel kabulünün aksine, eleman eksenleri farklı olarak adlandırılmıştır. Eleman boyuna eksenini x-x ile gösterilirken, y-y eleman en kesitinde güçlü eksen, z-z ise eleman en kesitinde zayıf eksen göstermektedir. EC3'e göre eleman eksenleri Şekil 4.2'de görülebilir.

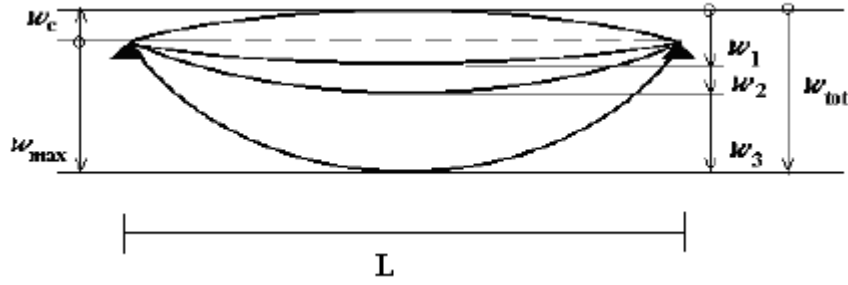


Şekil 4.2 EC3'e göre eleman eksenleri

4.6 Kullanılabilirlik Sınır Durumu

Deformasyonlar ve sehimler yapının görünüşünü ve efektif kullanımını olumsuz etkileyebilir (makinelere ve servislerin doğru çalışması dahil). Yapının titreşim, salınım veya ötelenme hareketi yapması bina sakinlerinin konforlarının bozulmasına ve içindeki eşyaların veya ekipmanların hasar görmesine sebep olabilir. Deformasyonlar, sehimler, titreşim, salınım veya ötelenme hareketi sıvaların boyaların veya yapısal olmayan elemanların hasar görmesine sebep olabilir. Bu limitlerin aşılması için, deformasyon, deplasman ve titreşimlere belirli limitler ile sınırlandırılmak gereklidir.

4.6.1 Yapılar İçin Sehim Değerleri



Şekil 4.3 EC3'e göre sehim parametreleri

Şekil 4.3 incelendiğinde;

w_c : yapısal elemanın yüklü olmadığı durumdaki ters sehim

w_1 : sabit yüklerden kaynaklanan ilk sehim

w_2 : sabit yüklerden kaynaklanan zamana bağlı sehim

w_3 : hareketli yüklerden kaynaklanan sehim

w_{tot} : toplam sehim ($w_1 + w_2 + w_3$)

w_{max} : toplam sehimden çıkarıldıktan sonraki net sehim ($w_{max} - w_{tot}$)

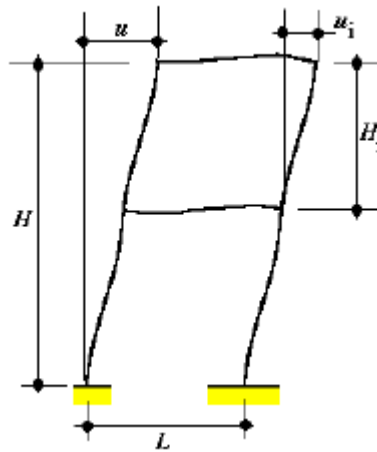
Tablo 4.8 Önerilen Düşey Deplasman Limit Değerleri (EC3-Tablo 4.1)

Durum	Limit Değerleri	
	w_{max}	w_2+w_3
Çatılar	L/200	L/250
Sık Kullanılan Çatılar	L/250	L/300
Döşemeler	L/250	L/300
Gevrek bir malzeme ile kaplanmış döşemeler ve çatılar	L/250	L/350
Kolon mesnetli döşemeler	L/400	L/500
Yapının görünümünü bozacak sehim değeri	L/250	

- Kreyn krişleri için, yatay ve düşey deplasmanlar kullanılan ekipman sınıfına göre sınıflandırılmaktadır.

Tek katlı yapılar için kolon üst uçları için önerilen yatay deplasman değerleri;

- Kreynsiz portal çerçeveler için $\frac{h}{150}$ h : kat yüksekliği
- Tek katlı yapılar için $\frac{h}{300}$



Şekil 4.4 Yatay deplasman diyagramı

Çok katlı yapılar için kolon üst uçları için önerilen yatay deplasman değerleri;

- Her kat için rölatif kat yer değıştirme sınırı $\frac{H_i}{300}$
- Tüm yapı için $\frac{H}{500}$

Şekil 4.4'te;

H_i : Kat yüksekliği

H : Yapı yüksekliği

u : çatı katı toplam yer değıştirmesi

u_i : görelî kat ötelemesini göstermektedir.

4.7 Taşıma Gücü Sınır Durumu

Eurocode 3'te tasarım esasları olarak taşıma gücü yöntemini kullanmaktadır. Taşıma gücüne göre hesapta malzeme katsayıları uygun kısmî katsayılar ile azaltılıp, yük katsayıları yine uygun yük katsayıları ile artırılmaktadır.

4.7.1. Taşıma Gücü Sınır Durumunda Malzeme Katsayıları

Yapısal Eurocode'larda, kısmî malzeme katsayıları farklı tasarım durumlarındaki birleşenlere uygulanarak karakteristik dayanımlarını dizayn dayanımlarına düşürmek için kullanılır (veya pratikte ihtiyaç duyulan güvenlik seviyesi sağlanmış olur). Taşıma gücü sınır durumunda yapısal çelik elemanların tasarımında kısmî güvenlik faktörleri γ_M 'ler ile çelik akma gerilmeleri azaltılarak hesaba katılır;

- 1,2,3 nolu sınıflara giren kesitlerin dayanımı $\gamma_{M0} : 1,1$
- 4 nolu sınıfa giren kesitlerin dayanımı $\gamma_{M1} : 1,1$
- Kesitlerin burkulma dayanımı için $\gamma_{M1} : 1,1$
- Boşluk içeren kesitlerin net alanlarının dayanımı $\gamma_{M2} : 1,25$

4.7.2 Çerçeve Tasarımı

Eurocode'a göre çerçeveler tasarlanırken aşağıdaki kontroller yapılmalıdır;

- Kesit dayanımına göre (EC. 5.4)
- Eleman dayanımına göre (EC. 5.5)
- Birleşim dayanımına göre (EC. 6.0)
- Çerçeve stabilitesine göre (EC. 5.2.6)
- Statik dengeye göre (EC 2.3.2.4)

Çerçevenin bir elemanı veya en kesitin dayanımı kontrol edilirken, her bir eleman çerçeveden bağımsız düşünülerek, çerçeve çözümünden elde edilen iç kuvvetler uygulanmalıdır. Her uçtaki mesnetlenme şekli çerçevenin bir parçasıymış gibi düşünülerek belirlenmeli ve analiz tipine ve yıkılma biçimine göre tutarlı olmalıdır (EC3, 1993-1-1).

Eurocode'a göre çekme elemanları hesaplanırken aşağıdaki tahkikler yapılmalıdır;

- Kesit dayanımlarına göre (EC 2.3.2.4)

Eurocode'a göre basınç elemanları hesaplanırken aşağıdaki tahkikler yapılmalıdır;

- Kesit dayanımlarına göre (EC 5.4.4.)
- Burkulma dayanımlarına göre (EC 5.5.1)

Eurocode'a göre eğilme momenti etkisi altındaki elemanlar hesaplanırken aşağıdaki tahkikler yapılmalıdır;

- Kesit dayanımı kontrolü (EC 5.4)
- Yanal burulma burkulması (EC 5.5.2)
- Kayma burkulması (EC 5.6)
- Başlıkların kontrolü (EC 5.7.7)
- Gövde buruşması (EC 5.7.1)

Eksenel kuvvet ve eğilme momentinin birlikte etkidiği elemanların hesapları yapılırken aşağıdaki tahkikler yapılmalıdır;

- Kesit dayanımlarının eksenel kuvvet ve eğilme momentinin birlikte etkimesi durumu için kontrolü (EC 5.4.8)
- Elemanın dayanımının kombine durumda kontrolü (EC 5.5.3 ve EC 5.5.4)
- Kirişlere uygulanan kriterler (EC 5.1.5)
- Çekme elemanlarına yapılan kontroller (EC 5.1.3)
- Basınç elemanlarına yapılan kontroller (EC 5.1.4)

4.8 Yorulma

Eurocode 3'e göre tasarımda aşağıdaki durumlardaki yapılarda yorulma tahkiki yapılmalıdır.(EC3 9.1)

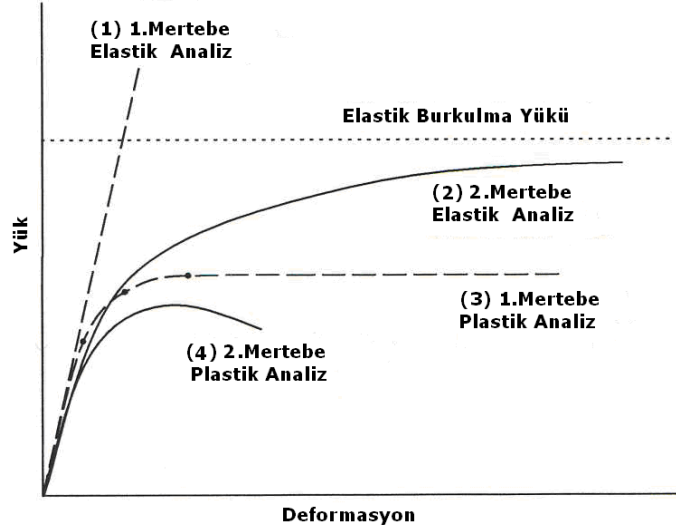
- Kaldırma araçlarına mesnetlik eden yapılarda.
- Titreşimli makinelere mesnetlik yapan elemanlarda.
- Rüzgar etkisinde salınım yapan elemanlarda.
- Kalabalık insanların bulunduğu ve titreşim etkisi oluşturduğu yapılardaki elemanlarda.

4.9 İç Kuvvetler ve Momentlerin Hesabı

Eurocode 3'te elemanların iç kuvvelerinin belirlenmesi için 4 farklı global analiz yöntemi önerilmektedir. Bu yöntemlerin yük deformasyon grafiği Şekil 4.5'te görülebilir;

- 1.mertebe elastik analiz- şekil değiştirmeler (2.mertebe etkileri) ihmal edilerek, lineer elastik malzeme davranışı göz önüne alınır.
- 2.mertebe elastik analiz-şekil değiştirmeler ve lineer elastik malzeme davranışı dikkate alınır.

- 1.mertebe plastik analiz- şekil değiştirmeler ihmal edilerek, doğrusal olmayan malzeme davranışı dikkate alınır.
- 2.mertebe plastik analiz- şekil değiştirmeler ve doğrusal olmayan malzeme davranışı dikkate alınır.



Şekil 4.5 Yük deformasyon grafiği

İzostatik sistemlerde iç kuvvetler statik yöntemler ile hesaplanabilir. Hiperstatik sistemlerde ise genel olarak elastik global analiz ve plastik global analiz yöntemlerinden biri kullanılmalıdır. Elastik global analiz her durumda kullanılabilir (EC 5.2.1.1).

Global analiz sırasında deformasyon etkisi 1.mertebe teorisi kullanılarak yapıdaki şekil değiştirmeler dikkate alınmadan veya 2.mertebe teorisi kullanılarak yapıdaki deformasyon etkisi dikkate alınarak hesaplanabilir (EC 5.2.1.2)

Global analizde birinci mertebe teorisi çaprazlarla güçlendirilmiş çerçeveler yatay hareketi engellenmiş çerçeveler veya ikinci mertebe etkilerine izin veren tasarım yöntemlerinde kullanılabilir. İkinci mertebe teorisi global analizde tüm durumlarda kullanılabilir (EC 5.2.1.2).

4.9.1 Elastik Global Analiz

Elastik global analizde gerilme seviyesi ne olursa olsun, malzemenin lineer elastik davrandığı kabul edilmelidir. Bu kabul 1. ve 2. mertebe elastik analizde de kullanılabilir. Birinci mertebe elastik analizden sonra, hesaplanan eğilme momentleri herhangi bir elemandaki en büyük eğilme momenti değeri %15 artırılıp yeniden dağılım aşağıdaki koşullar sağlanarak yapılabilir;

a)Çerçeveye etkileyen yüklerle iç kuvvet ve momentler dengede kalır.

b)Momenti azaltılan tüm elemanlar 1. Sınıf ve 2.Sınıf en kesitlere sahip olmalıdır (EC 5.2.1.2).

4.10 Eurocode'a Göre Kesitlerin Sınıflandırılması

Yapısal çelik birleşeninin dayanımının belirlenmesinde tasarımcı önce kesit davranışını daha sonra ise tüm eleman davranışını düşünmelidir. Elastik ve elastik olmayan malzeme aralığında, kesit dayanımı ve dönme kapasitesi yerel burkulma etkisi ile sınırlandırılmıştır. Eurocode 3'te, kesitler malzeme akma dayanımı ve basınç parçalarının genişlik kalınlık oranlarına göre (gövde/başlık) dört davranışsal gruba ayrılmıştır.

Elastik global analiz kullanıldığında, herhangi bir sınıf kesit elemanlarda kullanılabilir, yerel burkulmadan dolayı elemanların tasarımında bazı limitler göz önüne alınabilir (EC3 5.3.1).

Plastik global analiz kullanıldığında ise, elemanlar plastik mafsalların oluşabileceği şekilde dönme kapasitesine sahip olmalıdırlar ki eğilme momentinin ihtiyaç duyduğu yeniden dağılımı sağlayabilsinler (EC3 5.3.1).

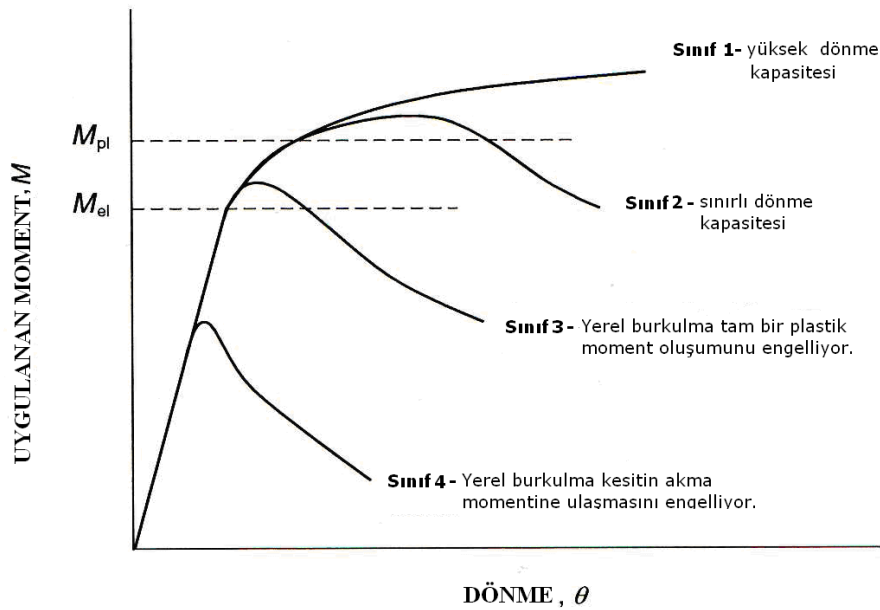
4.10.1 Kesit Sınıfları

-Sınıf 1 Türü Kesitler: Plastik analiz için gerekli olan plastik mafsal oluşumu için gerekli dönme kapasitesine dayanımda hiçbir azalma olmaksızın sahiptirler.

-Sınıf 2 Türü Kesitler: Plastik moment oluşturabilen fakat yerel burkulmadan dolayı sınırlı dönme kapasitesine sahip kesitlerdir.

-Sınıf 3 Türü Kesitler: Elastik olarak hesaplanmış en dış basınç lifindeki, çelik elemanın elastik gerilme dağılımının akma dayanımına ulaşmasına rağmen, yerel burkulma kesitin plastik moment dayanımına ulaşmasını engellediği kesitlerdir.

-Sınıf 4 Türü Kesitler: Kesitin bir veya daha fazla basınç elemanında akma dayanımına ulaşılmadan yerel burkulma olduğu kesitlerdir.



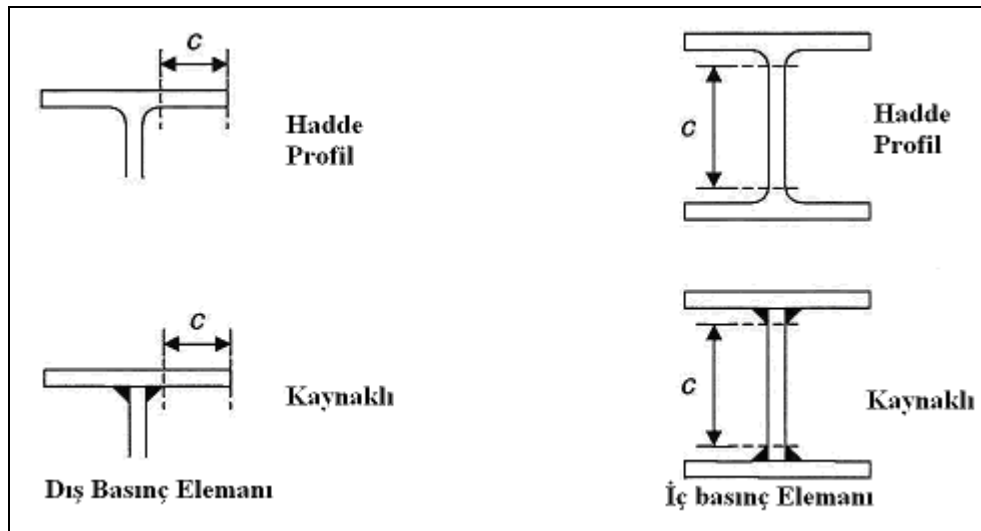
Şekil 4.6 Kesit sınıflarına göre moment dönme ilişkisi

Şekil 4.6'daki dört sınıfa ait moment dönme kapasitesi incelendiğinde. Sınıf 1 türü kesitlerin saf basınç altında tamamen efektif olarak davrandığı ve eğilme momenti altında plastik moment kapasitesine erişebildiği görülür. Sınıf 2 türü kesitler ise daha düşük deformasyon kapasitesindedir, fakat aynı zamanda saf basınç

altında tamamen efektiftir ve eğilme momenti altında plastik moment kapasitesine sahip olduğu görülebilir. Sınıf 3 türü kesitler saf basınç altında tamamen efektiftir, fakat yerel burkulma eğilme altında tamamen plastik moment oluşmasını engeller, eğilme momenti dayanımı elastik akma gerilmesi ile sınırlıdır. Sınıf 4 türü kesitler için yerel burkulma elastik aralıkta oluşmaktadır. Efektif bir kesit tanımlanması kesiti oluşturan parçaların kalınlık genişlik oranlarına bağlıdır ve bu kesit dayanımlarının belirlenmesinde kullanılır. Sıcakta çekilmiş (hadde profiller) standart kesitlerin pek çoğu sınıf 1, 2 ve 3'e girmektedir.

4.10.2 Kesiti Oluşturan Parçaların Ayrı Ayrı Değerlendirilmesi

EC3'te her basınç (basınç veya kısmen basınç) elemanı Sınıf 1,2,3'e göre genişlik kalınlık oranları ayrı ayrı değerlendirilmelidir. Sınıf 3 kesit özelliklerini sağlamayan eleman sınıf 4 seçilmelidir. EC3 Kesitlerin değerlendirilmesi ile olarak ilk aşamada oluşturan parçaları Şekil 4.7'deki gibi iç basınç parçası ve dış basınç flanşı olarak sınıflandırmaktadır. İkinci aşamada ise iç basınç parçaları için Tablo 4.9'daki koşullara göre iç basınç parçası sınıfı belirlenmektedir. Dış basınç flanşları ise benzer şekilde Tablo 4.10'daki sınırlandırmalara göre sınıflandırılmaktadır.



Şekil 4.7 İç Basın Parçaları ve Dış Basınç Flanşları

Limit gövde/kalınlık oranı malzeme akma dayanımına bağlı bir katsayı ε 'ye göre düzenlenmiştir (Daire kesitler için ε^2 ye göre).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.13)$$

Denklem (4.13)'de formülde f_y minimum çelik akma dayanımıdır. Nominal malzeme dayanımının artması daha katı sınıflandırma limitlerine yol açmaktadır. EC3'de ε 'nin tanımında temel değer olarak 235 N/mm²'den faydalanılmaktadır. Sebebi ise S235 çeliğinin Avrupa'da yaygın olarak kullanılan en düşük yapısal çelik sınıfı olmasıdır.

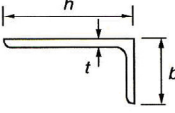
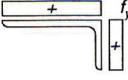
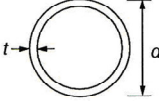
Tablo 4.9 İç basınç parçaları için genişlik/kalınlık sınırları (EC3-Tablo 5.3.1)

İÇ BASINÇ PARÇALARI						
						Eğilme Eksen
						Eğilme Eksen
Kesit Sınıfı	Eğilmeye Maruz Parça	Basınca Maruz Parça	Eğilme ve Basıncın Ortak Etkisindeki Parça			
Parçalardaki gerilme dağılımı (basınç gerilmesi pozitif)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	eğer $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ eğer $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	eğer $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ eğer $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Parçalardaki gerilme dağılımı (basınç gerilmesi pozitif)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	eğer $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ eğer $\psi \leq -1^*)$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
*) $\psi \leq -1$ basınç gerilmesi $\sigma < f_y$ veya çekme şekil değiştirmesi $\varepsilon_y > f_y/E$						

Tablo 4.10 Dış basınç flanşları için genişlik kalınlık oranları (EC3 Tablo 5.3.1-3)

DIŞ BASINÇ FLANŞLARI (BAŞLIKLAR)						
		Hadde Profiller		Kaynaklı Profiller		
Kesit Sınıfı	Eğilmeye Maruz Parça	Eğilme ve Basınç Etkisindeki Parça				
		Basınç Etkisindeki		Çekme Etkisindeki		
Parçalardaki gerilme dağılımı (basınç gerilmesi pozitif)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Parçalardaki Gerilme Dağılımı (Basınç Pozitif)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tablo 4.11 Korniyerler için genişlik/kalınlık oranları (EC3 Tablo 5.3.1-4)

KORNİYERLER						
<p><i>Dış Basınç Elemanları içinde Referanstır.</i></p> 						
<i>Kesit Sınıfı</i>	<i>Basınç Etkisi Altındaki Kesit</i>					
<i>Kesit Boyunca Gerilme Dağılımı (Basınç Pozitif)</i>						
3	$h/t \leq 15\epsilon; \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Daire Kesitler						
						
<i>Kesit Sınıfı</i>	<i>Eğilme ve/veya Basınç Etkisi Altındaki Kesit</i>					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
	$d/t > 90\epsilon^2$ EN 1993-1-6					
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4.10.3 EC3'e Göre Kesitin Sınıflandırılma Yöntemleri

Kesiti oluşturan elemanların her bir parçasına göre sınıflandırma yapılır. Tüm kesitin sınıflandırılması için EC3'te iki yol önermektedir;

Tüm kesit sınıflandırılması için, kesiti oluşturan parçalardan en büyüğü alınarak aşağıdaki durumlar hariç sınıflandırma yapılabilir;

i) Sınıf 3 türü gövdeye sahip kesitler ve Sınıf 1 ve 2 türü başlıklara sahip kesitler efektif gövdeli Sınıf 2 türü kesitler olarak sınıflandırılabilir.

ii)Gövdenin sadece kesme kuvveti taşıdığı kabul edilen durumlarda (eğilme momenti ve aksenal kuvvet dayanımına katkısı olmayan durum) kesit sınıflandırılması sadece başlıklara göre yapılabilir.

Tüm kesit sınıflandırılması gövde ve başlıkları içine alarak tanımlanır.

4.10.4 Sınıf 4 Türü Kesitlerin Sınıflandırılması

Sınıf 4 türü kesitler narin kesitleri içermektedir ve elastik malzeme aralığında kolayca burkulabilirler. Sınıf 4 türü kesitlerde yerel burkulmadan kaynaklanan dayanım azaltmasına izin vermek için efektif alanlar kullanılır. Efektif alanlar hesaplanırken eleman brüt en kesit alanı bir ρ azaltma katsayısı ile çarparak efektif alanlar hesap edilir. Şekil 4.8'de azaltma faktörü'nün farklı genişlik/kalınlık oranlarına göre değişimi gösterilmektedir.

$$A_{c,eff} = \rho A_c \quad (4.14)$$

Azaltma katsayısı iç basınç parçaları için;

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (4.15)$$

Dış basınç flanşları için ise;

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (4.16)$$

eşitlikleri ile elde edilebilir.

Narinlik faktörü ise;

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (4.17)$$

eşitliği ile elde edilebilir.(4.17) eşitliğinde ;

ψ : basınç elemanına etkiyen gerilme oranı

\bar{b} , değişik tipte kesitler için uygun genişlikler

$\bar{b} = d$, gövdeler için (kaynaklar arasındaki temiz mesafe)

$\bar{b} = b - 3t$, dikdörtgen boşluklu profillerin başlıkları için,

$\bar{b} = c$, dış başlıklar için

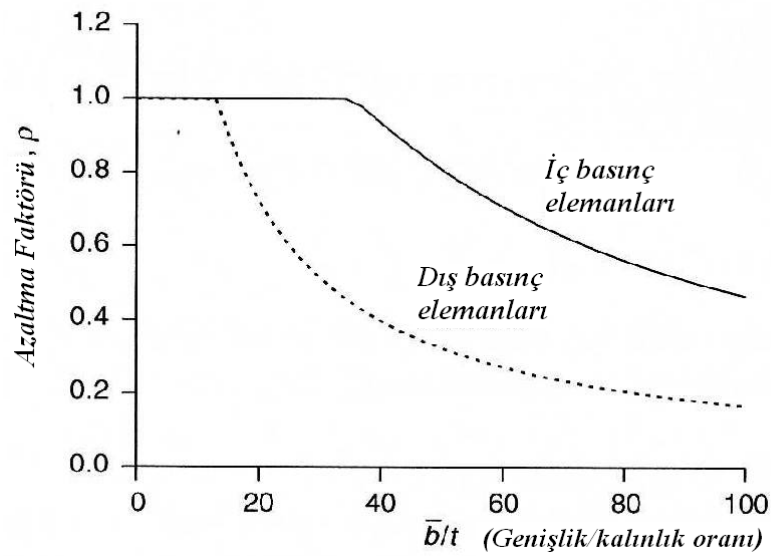
$\bar{b} = (b + h)/2$, eşit kollu korniyerler için

k_σ =sınır durumuna ve basınç elemanlarındaki gerilme dağılımına bağlı burkulma faktörü

t= kalınlık

σ_{cr} = elastik kritik burkulma gerilmesi

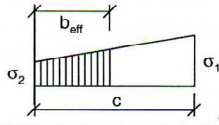
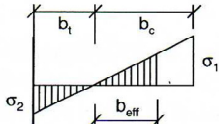
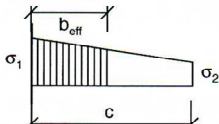
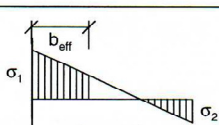
$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.18)$$



Şekil 4.8 Sınıf 4 türü kesitler için azaltma faktörü genişlik/kalınlık oranı grafiği

Narinliğin genel tanımı $\bar{\lambda}_p$ genel olarak elemanın değişik sınır durumu ve değişik basınç gerilme dağılımlarına göre belirlenen k_σ burkulma faktörünü içerir. İlk adım olarak mevcut durumdaki sınır durumları için iç basınç parçası veya dış basınç flanşı olmasına göre Tablo 4.12 veya Tablo 4.13 kullanılarak k_σ burkulma katsayısı belirlenir.

Tablo 4.12 İç Basınç Parçaları İçin Burkulma Faktörü Değerleri (EC3 Tablo 5.3.2)

Gerilme Dağılımı (Basınç Pozitif)		efektifP genişlik b_{eff}			
		$I > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	I	0	-I	$I > \psi > -3$	
burkulma katsayısı k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$I > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	I	$I > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-I
burkulma katsayısı k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Tablo 4.13 Dış Basınç Parçaları İçin Burkulma Faktörü Değerleri (EC3 Tablo 5.3.3)

Gerilme Dağılımı (Basınç Pozitif)		Etkatif ^P genişlik b_{eff}				
		$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5b_{eff}$				
		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$				
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6b_{eff}$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
burkulma katsayısı k_{σ}	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

İkinci adım olarak ise elemanlardaki gerilme dağılımları düşünülmelidir. σ_2 / σ_1 uç dağılımlar belirlenmelidir. Pek çok durumda saf basınç altında $\sigma_2 / \sigma_1 = 1$ dolayısıyla $\psi = 1.0$ ve saf eğilmeye de eşit ve ters işaretlidir $\sigma_2 / \sigma_1 = -1$ dolayısıyla $\psi = -1.0$ 'dir. Genellikle efektif kesit alanlarının ağırlık merkezi ile, kesitin ağırlık merkezi arasında e_N kadar uzaktadır. Efektif kesitin özellikleri hesaplanırken bu e_N mesafesinin de hesaba katılması gerekmektedir. Eğer kesit üzerinde bir eksenel kuvvet mevcut ise ilave bir ΔM momenti ortaya çıkacaktır.

4.10.5 Eksenel Kuvvet ve Eğilme Momentinin Birlikte Etkimesi Durumunda Kesit Sınıflandırması

Eksenel basınç ve eğilme momentinin ortak etkisindeki elemanlar sınıflandırılırken, ortak etki altındaki gerçek gerilme dağılımlarına göre sınıflandırılmalıdır. Basitleştirmek için, en kritik eksenel basınç yüklemesi altında bir ilk gerilme kontrolü yapılabilir, eğer sonuç sınıf 1 veya sınıf 2 ise gerçek gerilme dağılımına belirlemek için farklı hesaplar yapmaya gerek yoktur. Bunun yanında sonuç kesit sınıfı; sınıf 3 ve sınıf 4 ise, daha ekonomik bir kesit için, basınç ve momentin ortak etkisi altında daha kesin bir hesap, sınıflandırma için yapılmalıdır.

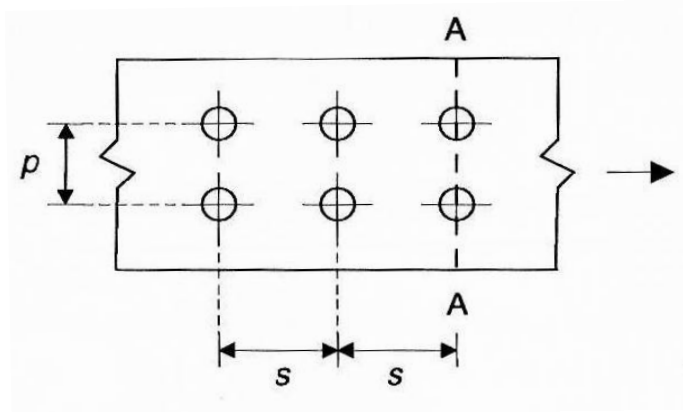
Sınıf 1 ve sınıf 2 kesitlerin narinlik limitleri için, bir plastik gerilme dağılımı kabulü yapılabilir, bunun yanı sıra sınıf 3 kesitler için elastik dağılım kabulü yapılabilir. Sınıflandırma limitleri uygulamadan önce basınç ve eğilme etkisindeki elemanlar için önce sınıf 1 ve sınıf 2 kesitleri için α hesabı, sınıf 3 türü kesitler için ise ψ hesabı yapılmalıdır. α kesitin basınç genişliğinin tüm kesite oranı ψ ise dış gerilme dağılımı oranıdır. Genel olarak I ve H türü profil kesitleri basınç etkisinde ve güçlü eksenleri boyunca eğilme etkisindedir, tarafsız eksen gövde içindedir, α elemanın basınç genişliğinin toplam genişliğe oranıdır ve aşağıdaki eşitlikle hesaplanabilir;

$$\alpha = \frac{1}{c} \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{2} \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f + r) \right) \leq 1 \quad (4.19)$$

Denklem (4.19)'da C : basınç genişliği, N_{Ed} :Eksenel basınç kuvvetidir.

4.10.6 Kesit Özellikleri

Eurocode 3'te brüt kesit alanı için genel olarak nominal boyutlardan faydalanılarak hesaplanması tanımı yapılmıştır. Brüt kesit alanı hesabında bulonlar, perçinler, civatalar için açılan boşluklar brüt kesit alanı hesabında düşülmez, fakat büyük servis açıklıkları için kullanılan boşluklar düşülmelidir. Kesitlerin net alanları hesaplanırken ise bulonlar, perçinler ve pimler için açılan boşlukların brüt kesit alanından düşülmesi ile hesaplanır.

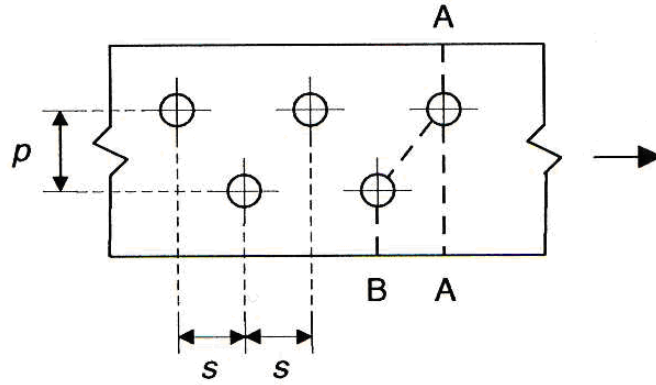


Şekil 4.10 Kesit boşluk mesafeleri (düz yerleşim)

Boşlukların çakışan şekilde düzenlendiği Şekil 4.10'daki gibi (şaşırtmalı yapılmadığı kesitlerde), net kesit alanı hesaplanırken muhtemel yırtılma çizgisi üzerinde boşlukların alanlarının, yırtılma çizgisi en kesit alanından düşülür. Örneğin yukarıdaki şekil incelendiğinde muhtemel yırtılma çizgisi A-A üzerindeki delik alanlarının A-A yırtılma çizgisi üzerindeki kesit alanından düşülmesi ile şu şekilde elde edilebilir.

$$A_{net} = A - \sum d_0 t \quad (4.20)$$

(4.20) eşitliğinde A brüt kesit alanını d_0 ise bırakılan boşluğun çapı, t ise kesit et kalınlığını göstermektedir.



Şekil 4.11 Kesit boşluk mesafeleri (şaşırtmalı durum)

Boşlukları çakışmayan şekilde, şaşırtmalı düzenlenmiş kesitlerde (Şekil 4.11), net alan hesaplanırken, brüt kesit alanından muhtemel yırtılma çizgisi üzerindeki boşluklar düşülür. Boşlukları çakışan şekilde düzenlenmiş kesitlerden farklı olarak, yırtılma çizgisi bir zig-zag kesit üzerinde bulunmaktadır. Şekil 4.11 incelendiğinde muhtemel yırtılma çizgisi B-A arasındaki zig-zag çizgidir. Net kesit alanı ise zig-zag yırtılma çizgisi kesit alanından üzerindeki boşlukların düşülmesi ile elde edilir.

$$A_{net} = A - t \left(n d_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right) \quad (4.21)$$

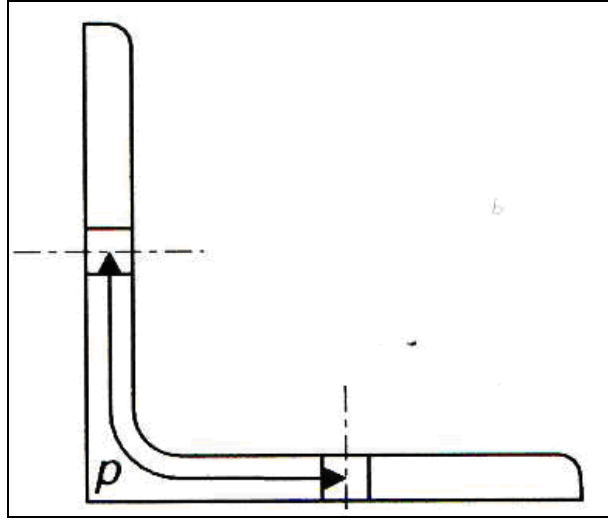
Denklem (4.21)'de

S: ardışık sıralanmış, şaşırtmalı dizilmiş iki boşluk arası mesafe

p: iki boşluk merkezleri arası mesafe

n: zig-zag çizgisi (muhtemel yırtılma çizgisi) üzerindeki boşluk sayısı

d_0 : delik çapı'nı göstermektedir.



Şekil 4.12 Korniyer elemanı boşlukları

EC3'e göre bir düzleminde birden fazla delik taşıyan korniyer ve diğer elemanlar, için p açıklığı malzeme kalınlığının ortasından ölçülmelidir. Şekil 4.12 incelendiğinde p açıklığı iki düz parça ve bir eğri kısmın yarıçapı ve malzeme kalınlığının yarısının toplamı olarak hesaplanabilir.

4.11 Kesit Dayanımları

EC3'te kesit dayanımı hesapları, farklı mukavemet halleri için (çekme durumu, basınç durumu, eğilme momenti durumu, kesme kuvveti durumu vb.) ayrı bölümler halinde verilmektedir.

4.11.1 Çekme Durumu

EC3'te aksel yükü çekme elemanlarının tasarımında iki farklı sınır durumu kontrolü yapmayı önermektedir. İlk sınır durumu elemanın fazla deformasyon yapmasını önlemek amacıyla, tasarım çekme kuvveti brüt kesitin akmasıyla sınırlandırılmıştır. İkinci sınır durumunda ise brüt kesit alanından civata, perçin, bulon delikleri düşüldükten sonra elde edilecek net kesit alanının kopma dayanımı ile sınırlandırılmıştır. Genel olarak çekme durumu ifadesi;

$$N_{Ed} \leq N_t, R_d \quad (4.22)$$

Yukarıdaki ifadede N_{Ed} statik analiz sonucu elde edilen eleman iç kuvvetini göstermektedir.(eksel çekme). N_t, R_d ise aşağıdaki sınır durumlarından küçüğü alınmak kaydı ile kesitin çekme dayanımını göstermektedir.

Brüt kesitin akma sınır durumu (plastik dayanımı);

$$N_{pl}, R_d = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.23)$$

Denklem (4.23)'te

N_{pl}, R_d : kesit plastik dayanımı

A : brüt kesit alanı

f_y : malzeme akma dayanımı

γ_{M0} : kısmi malzeme katsayısını göstermektedir.

Net kesitin kopma sınır durumu

$$N_u, R_d = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.24)$$

N_u, R_d : Net kesitin kopma dayanımı

A_{net} : Net kesit alanı

f_u : Malzeme kopma dayanımı

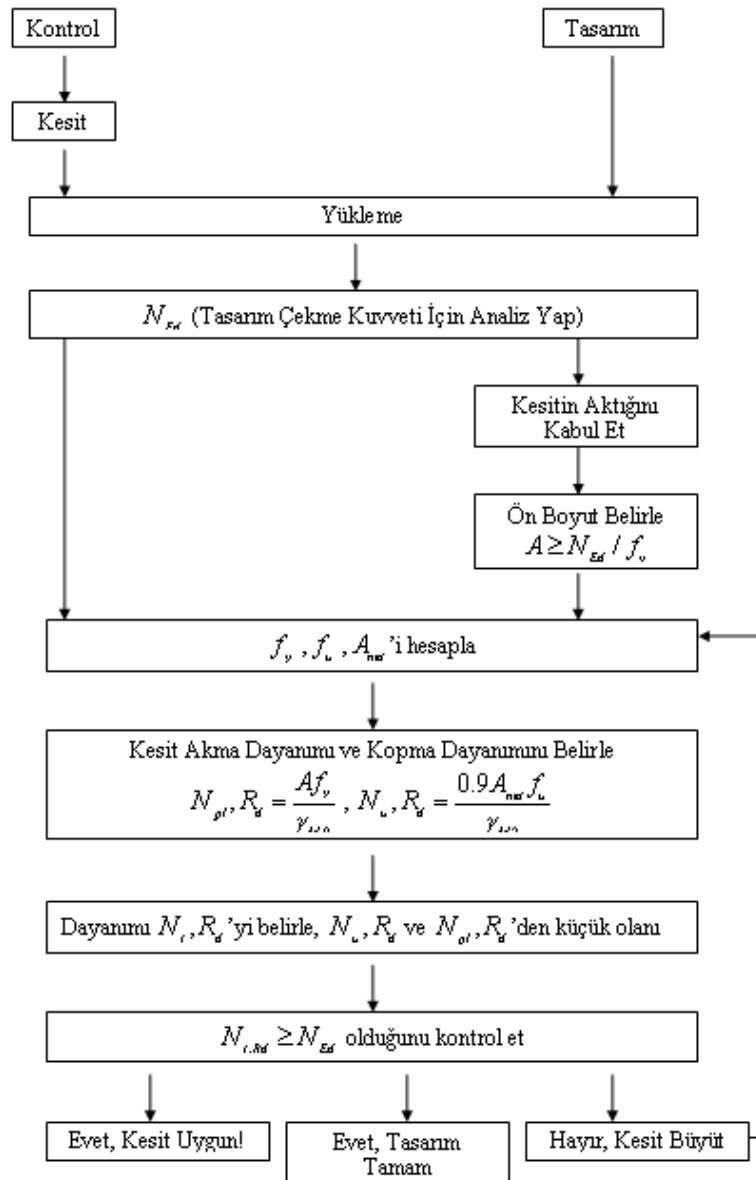
γ_{M2} : Kısmi malzeme katsayısı

Denklem (4.24) incelendiğinde 0.9 efektif kısmi katsayısı $\left(\frac{\gamma_{M2}}{0.9}\right) = 1.22$ kopma sınır durumu N_u, R_d için açıkça, kopma dayanımındaki büyük değişkenlik etkisini ve civata, perçin delikleri sebebiyle düşürülmüş eleman sünekliğini dikkate alarak akma sınır durumundan N_{pl}, R_d daha uygun büyük bir değer olmasını sağlar. Efektif kısmi katsayı 0,9 yapılan sayısız kopma dayanımı testinin istatistiksel değerlendirilmesi sonucu elde edilmiştir.

EC3'te sünek davranışın istendiği durumlarda net kesitin plastik dayanımı, kopma dayanımından küçük olmalıdır.

$$N_u, R_d \geq N_{pl}, R_d \quad (4.25)$$

$$0.9 \left(\frac{A_{net}}{A} \right) \geq \left(\frac{f_y}{f_u} \right) \left(\frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{MO}} \right) \quad (4.26)$$



Şekil 4.13 Çekme durumu hesap akış şeması.

4.11.2 Basınç Durumu

EC3'te basınç dayanımı ve burkulma dayanımı iki ayrı başlık altında incelenmiştir. Basınç dayanımı kontrolü yalnızca narinliği düşük elemanlar için kullanılabilir ($\bar{\lambda} \leq 0.2$) diğer tüm durumlarda burkulma kontrolü yapılmalıdır. Eksenel basınç kuvveti etkisindeki tüm elemanlar için, eksenel basınç kuvvetinin tasarım değeri N_{Ed} , ilgili tüm kesitlerde aşağıdaki ifadeyi sağlamalıdır;

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad (4.27)$$

Denklem (4.27) de $N_{c,Rd}$: uniform basınç altındaki kesitin dayanımını göstermektedir.

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{MO}} \quad \text{Sınıf 1,2 veya 3 türü kesitler için} \quad (4.28)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{MO}} \quad \text{Sınıf 4 türü kesitler için} \quad (4.29)$$

Sınıf 1,2,3 türü kesitler için, tasarım basınç dayanımı brüt kesit alanının nominal malzeme akma dayanımı ile çarpımının kısmi malzeme katsayısı γ_{MO} bölümüyle elde edilir. Sınıf 4 türü kesitlerde ise brüt kesit yerine efektif alanlar kullanılmaktadır. Kesit alanları hesabında çok büyük boşluklar ve slot şeklindeki delikler hariç herhangi bir pim, bulon boşluğu düşülmesi gerekli değildir.

Sınıf 4 türü kesitlerin aksel basınç altında, brüt kesit ağırlık merkezi ile efektif kesit ağırlık merkezi çakışmayabilir. Oluşan ek dış merkezlik yüzünden eğilme momenti oluşabilir. Oluşan eğilme momenti kesitin tasarımında aksel kuvvet ve momentin etkidiği durum kontrolü yapılarak dikkate alınmalıdır.

4.11.3 Eğilme Momenti Durumu

EC3'te saf eğilme etkisindeki elemanların, kesme kuvvetinin olmadığı veya aşağıdaki koşulların sağlandığı durumlarda, yanal burulma burkulması kontrolü yapılmadan saf eğilme kontrolü yapılabileceğini önermektedir.

- Kirişin basınç başlığının yeteri sayıda yanal mesnetler ile tutulduğu durumlarda,
- Eğilme eleman zayıf ekseninde etkiliyor ise,

- Kesitler yanal rijitliği ve burulma rijitliği yüksek kare ve boşluklu dairesel formda kesitler ise,
- Boyutsuz yanal burulma narinliği $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.2$ ise yanal burulma burkulması kontrolü yapılmadan saf eğilme kontrolü yapılabilir.

Saf eğilme momenti kontrolü yapılırken eğilme momenti tasarım değeri M_{Ed} ilgili tüm kesitlerde aşağıdaki ifadeyi sağlamalıdır;

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (4.30)$$

$M_{c,Rd}$ kesitin tasarım moment dayanımı olup, herhangi bir civata bulon boşluğu düşülmeden aşağıdaki gibi hesaplanabilir;

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{MO}} \quad [\text{Sınıf 1 ve 2 türü kesitler}] \quad (4.31)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot \min \cdot f_y}{\gamma_{MO}} \quad [\text{Sınıf 3 türü kesitler}] \quad (4.32)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot \min \cdot f_y}{\gamma_{MO}} \quad [\text{Sınıf 4 türü kesitler için}] \quad (4.33)$$

Kesit dayanımları hesaplanırken plastik, elastik, ve efektif mukavemet momentleri kullanılır. Kısmi faktör γ_{MO} tüm kesit eğilme momentlerine uygulanır. Sınıf 1 ve 2 türü kesitlerin dayanımı tam plastik mukavemetine bağlı iken, sınıf 3 türü kesitlerde elastik mukavemet momentine, sınıf 4 türü kesitlerde ise efektif mukavemet momentine bağlıdır.

4.11.4 Kesme Kuvveti Durumu

EC3'e göre kesme kuvveti tasarım değeri V_{Ed} ile gösterilmektedir ve ilgili tüm kesitlerde aşağıdaki eşitliği sağlamalıdır.

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (4.34)$$

$V_{pl,Rd}$ kesitin plastik kesme kuvveti dayanımıdır ve (4.35) eşitliği ile hesaplanabilir;

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{MO}} \quad (4.35)$$

(4.35) nolu denklemde;

A_v : kesme alanını

$\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)$ ise çelik malzeme kesme kuvveti dayanımını,

γ_{MO} : ise malzeme katsayısını göstermektedir.

EC3'te sıkça kullanılan kesitlerin A_v kayma alanları aşağıdaki gibi hesaplanması önerilmiştir.

- Hadde I ve H profiller, yükleme gövdeye paralel ise;

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{ve} \quad A_v \geq \eta h_w t_w \quad (4.36)$$

- Hadde U kesitler, yükleme gövdeye paralel ise;

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f \quad (4.37)$$

- Yapma I, H ve kutu kesitlerde, yükleme gövdeye paralel ise;

$$A_v = \eta \sum h_w t_w \quad (4.38)$$

- Yapma I, H ve kutu kesitlerde, yükleme başlıklara paralel ise;

$$A_v = A - \sum h_w t_w \quad (4.39)$$

- Uniform kalınlıklı çekme kutu profiller, yükleme yüksekliğe paralel ise;

$$A_v = Ah/(b + h) \quad (4.40)$$

- Uniform kalınlıklı çekme kutu profiller, yükleme genişliğe paralel ise;

$$A_v = Ab/(b + h) \quad (4.41)$$

- Uniform kalınlıklı boşluklu ve tüp kesitler;

$$A_v = 2A/\pi \quad (4.42)$$

Denklem (4.36)~(4.42) arasında;

A : en kesit alanı

b : kesit genişliği

h : kesit yüksekliği

h_w : gövde yüksekliği (başlıklar arası mesafe)

r : eğrilik yarıçapı

t_f : başlık kalınlığı

t_w : gövde kalınlığı (değişken kesitlerde, en küçük kalınlık)

η : kesme alanı katsayısını göstermektedir

Gövdenin kayma burkulması kontrolü ayrıca yapılmalıdır. Kayma burkulmasının aşağıdaki koşulları sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmelidir;

Gövdeye berkitme elemanı konulmamış ise;

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (4.43)$$

Gövdeye berkitme elemanı konulmuş ise;

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} \quad (4.44)$$

Denklem (4.44)'te k_τ : kayma burkulması katsayısını göstermek üzere.

Kesme kontrolü yapılırken aşağıdaki koşulun sağlandığı durumlarda cıvata, bulon boşlukları düşülmeyebilir;

$$A_{v,net} \geq (f_y / f_u) A_v \quad (4.45)$$

Eğer $A_{v,net}$ yukarıdaki eşitliği sağlamıyor ise efektif alan hesaplanarak kullanılmalıdır;

$$A_{v,eff} \geq (f_y / f_u) A_{v,net} \quad (4.46)$$

4.11.5 Kesmeli Eğilme Durumu

Kesme kuvveti bulunması kesme burkulması sebebiyle kesitin teorik plastik moment taşıma kapasitesini azaltır. Kesme kuvvetinin düşük değerleri için bu azaltma çok düşüktür ve pekleşme ile karşılanıp ihmal edilebilir. Bunun yanında, eğer kesme kuvveti kesitin plastik kesme kuvveti taşıma kapasitesinin yarısını aşıyor ise, plastik moment taşıma kapasitesine yaptığı azaltma etkisi göz önüne alınmalıdır.

V_{Ed} tasarım kesme kuvvetini, $V_{pl,Rd}$ kesitin plastik kesme kuvveti taşıma kapasitesini göstermek üzere, V_{Ed} tasarım kesme kuvveti, $V_{pl,Rd}$ kesit plastik kesme kuvveti taşıma kapasitesinin %50'ini aşmadığı sürece, kesit plastik moment taşıma kapasitesinde herhangi bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

V_{Ed} tasarım kesme kuvveti, $V_{pl,Rd}$ kesit plastik kesme kuvveti taşıma kapasitesinin %50'sini aştığı durumlarda ise, kesit plastik moment taşıma kapasitesi üzerindeki azaltma etkisi aşağıdaki gibi yapılmalıdır;

a) Eşit başlıklı kuvvetli eksen üzerinde eğilme etkisindeki kesitler;

$$M_{v,Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{MO}} \quad (4.47)$$

$$M_{v,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (4.48)$$

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right]^2 \quad (4.49)$$

b) Diğer durumlarda, $M_{v,Rd}$ kesitin plastik moment taşıma kapasitesi, azaltılmış dayanım $f_{yr} = (1 - \rho) f_y$ kullanılarak kesme alanı için hesaplanmalıdır.

4.11.6 Eğilme Momenti ve Eksenel Kuvvetin Birlikte Etkimesi Durumu

Yalnızca eksenel kuvvet ve eğilme momentinin birlikte etkidiği durumda EC3' e göre kesit kontrolleri yapılırken, sınıf 1, sınıf 2, sınıf 3 ve sınıf 4 türü kesitler için farklı yöntemler kullanılmaktadır.

Yönteme kısaca bakılacak olur ise sınıf 1 ve sınıf 2 türü kesitler için temel kural tasarım momentinin, eksenel kuvvet düşünülerek hesaplanan azaltılmış plastik moment kapasitesinden düşük olmalıdır. Sınıf 3 ve sınıf 4 türü kesitler için ise, birleşik etki altındaki en büyük gerilme değeri akma dayanımından küçük olmalıdır. Sınıf 3 türü kesitlerde normal kesit özellikleri kullanılır iken, sınıf 4 türü kesitlerde ise efektif kesit özellikleri kullanılmalıdır.

Sınıf 1 ve Sınıf 2 türü kesitler;

Genel olarak sınıf 1 ve sınıf 2 türü kesitlerde (eksenel kuvvet ve eğilme momentinin birleşik etkisi altında, EC3 azaltılmış plastik moment taşıma kapasitesi dayanımı $M_{N,Rd}$ 'nin mevcut eksenel kuvvet etkisi N_{Ed} dikkate alınarak hesaplanmasını önermektedir. Daha sonra ise eğilme momenti M_{Ed} 'nin azaltılmış moment dayanımı $M_{N,Rd}$ 'den düşük olduğu kontrol edilmelidir.

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (4.50)$$

EC3 küçük eksenel kuvvet değerleri için, teorik plastik moment taşıma kapasitesinin malzeme pekleşmesi ile karşılanabileceğini belirtip ihmal edilebileceğini önermiştir.

Simetrik kesitli I ve H profil kesitleri ve diğer güçlü eksen y-y doğrultusunda aksenal kuvvet taşıyan başlıklı kesitlerde, (4.51) ve (4.52) denklemlerinin sağlanması durumunda plastik moment taşıma kapasitesinde bir azaltma yapılmaz.

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd} \quad (4.51)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.52)$$

Benzer şekilde, simetrik kesitli I ve H profiller, boşluklu dikdörtgen kesitlerin ve kaynaklı kutu kesitlerin zayıf eksen z-z doğrultusunda aşağıdaki koşulun sağlanması durumunda, plastik moment taşıma kapasitesinde bir azaltma yapılmaz.

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.53)$$

Yukarıdaki eşitliklerin sağlanmaması durumunda, azaltılmış plastik moment dayanımı aşağıdaki ifadeler ile hesaplanmalıdır;

4.11.6.1 Simetrik kesitli I ve H kesitler (hadde profil ve kaynaklı profil)

Güçlü eksen y-y doğrultusunda;

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0.5a} \right) \quad (4.54)$$

$$M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.55)$$

Zayıf eksen z-z doğrultusunda;

$n \leq a$ için;

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (4.56)$$

$n \geq a$ için;

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (4.57)$$

n : tasarım aksenal kuvveti, kesit plastik aksenal kuvvet taşıma kapasitesini göstermek üzere (4.58) eşitliği ile hesaplanabilir;

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.58)$$

a : gövde alanının toplam kesit alanına oranını göstermek üzere (4.59) eşitliği ile hesaplanabilir;

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad (4.59)$$

$$a \leq 0.5$$

Yukarıdaki yaklaşım I ve H kesitler için aşağıdaki gibi daha da basitleştirilebilir,
Güçlü eksen y-y doğrultusu için;

$$M_{N,y,Rd} = 1.1 M_{pl,y,Rd} (1 - n) \quad (4.60)$$

$$M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.61)$$

Zayıf eksen z-z doğrultusu için;

$n \leq 0.2$ ise

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (4.62)$$

$n \geq 0.2$ ise

$$M_{N,z,Rd} = 1.56M_{pl,z,Rd} (1-n)(n+0.6) \quad (4.63)$$

4.11.6.2 Uniform kalınlıktaki boşluklu kesitler ve kaynaklı kutu kesitler (eşit başlık ve gövde kalınlıklı)

Güçlü Eksen y-y doğrultusu için;

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0.5a_w} \right) \quad (4.64)$$

$$M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.65)$$

Boşluklu kesitler için;

$$a_w = \frac{A - 2b_t}{A} \quad (4.66)$$

$$a_w \leq 0.5$$

Kaynaklı boşluklu kesitler için,

$$a_w = \frac{A - 2bt_f}{A} \quad (4.67)$$

$$a_w \leq 0.5$$

Zayıf eksen z-z doğrultusu için;

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left(\frac{1-n}{1-0.5a_f} \right) \quad (4.68)$$

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (4.69)$$

Boşluklu kesitler için;

$$a_f = \frac{A - 2h_t}{A} \quad (4.70)$$

$$a_f \leq 0.5$$

Kaynaklı boşluklu kesitler için;

$$a_f = \frac{A - 2bt_w}{A} \quad (4.71)$$

$$a_f \leq 0.5$$

Yukarıdaki yaklaşım standart boşluklu uniform kalınlıklı dikdörtgen kesitler için daha da basitleştirilebilir.

Kare kesitler için;

$$M_{N,Rd} = 1.26M_{pl,Rd} (1 - n) \quad (4.72)$$

$$M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd} \quad (4.73)$$

Dikdörtgen kesitler için;

$$M_{N,y,Rd} = 1.33M_{pl,y,Rd} (1 - n) \quad (4.74)$$

$$M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.75)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left(\frac{1 - n}{0.5 + h_t / A} \right) \quad (4.76)$$

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (4.77)$$

Dairesel kesitli üniform kalınlıklı tüp kesitler

$$M_{N,Rd} = 1.04M_{pl,Rd} (1 - n^{1.7}) \quad (4.78)$$

$$M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd} \quad (4.79)$$

4.11.6.3 Sınıf 1 ve Sınıf 2 türü kesitler için aksenal kuvvet olması veya olmaması durumunda iki yönde eğilme tahkiki

İki yönde eğilme için denklem (4.80) kullanılabilir;

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad (4.80)$$

Denklem (4.80)'deki α ve β değerleri güvenli tarafta kalınarak 1 alınabilir. Diğer durumları için α ve β değerleri Tablo 4.14'te verilmiştir;

Tablo 4.14 Kesit türlerine göre α ve β değerleri

Kesit Türü	α	β	Koşul
I ve H Türü Kesitler	2	5n	$\alpha \geq 1$
Dairesel Tüp Kesitler	2	2	$\alpha = \beta = 2$
Dikdörtgen Boşluklu Kesitler	$\frac{1,66}{1 - 1,13n^2}$	$\frac{1,66}{1 - 1,13n^2}$	$\alpha = \beta \leq 6$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.81)$$

Daha güvenli bir kabul ile, aşağıdaki kriterde kullanılabilir;

$$\left[\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right] \leq 1 \quad (4.82)$$

4.11.6.4 Sınıf 3 türü kesitler;

Sınıf 3 türü kesitlerde, eleman eksen boyunca en büyük gerilme değeri $\sigma_{x,Ed}$ aşağıdaki kriter ile sınıflandırılmıştır;

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.83)$$

$$\frac{N_{Ed}}{A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (4.84)$$

Denklem (4.83) ve (4.84)'de

A : Kesitin basınç altındaki en kesit alanı

W_{el} : Kesitin elastik mukavemet momentini göstermektedir.

4.11.6.5 Sınıf 4 türü kesitler;

Akma dayanımının bir kısmı katsayıya bölünmesi ile sınırlandırılmıştır. Fakat gerilmeler sınıf 3 türü kesitlerin aksine efektif kesit özellikleri kullanılarak hesaplanmaktadır. Ayrıca brüt kesit ile efektif kesit arasındaki tarafsız eksen kayması sonucu oluşan eğilme momenti değeri de göz önüne alınmalıdır;

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (4.85)$$

Denklem (4.85)'de

A_{eff} : Kesitin basınç altındaki efektif en kesit alanı

$W_{eff,min}$: Kesitin ilgili aksı etrafındaki mukavemet momenti

e_N : Tarafsız eksenin kayma miktarıdır.

4.12 Burkulma Dayanımı

EC3' eksenel basınç kuvveti altındaki elemanların tasarımında eğilme, burulma ve eğilmeli burulma burkulması kontrolleri yapılması gerekir. Genel olarak hadde çelik elemanların burkulma şekli eğilme burkulmasıdır. Bazı durumlarda burulma veya eğilmeli burulma burkulması da düşünülmelidir.

4.12.1 Uniform Basınç Elemanları

Eksenel kuvvetin eleman boyunca sabit olduğu, sabit en kesitli elemanlar uniform elemanlar olarak adlandırılır. Tasarım basınç kuvveti N_{Ed} , basınç elemanının burkulma dayanımı $N_{b,Rd}$ 'den küçük veya eşit olduğu gösterilmelidir. Simetrik olmayan sınıf 4 türü kesitler eksenel kuvvet ve eğilme etkisinin ortak etkisi altında hesaplanmalıdır, çünkü brüt kesit ile efektif kesit arasına tarafsız eksen kayması yönünden ek bir moment oluşur.

Sınıf 1, sınıf 2 ve sınıf 3 türü kesit özelliklerine sahip basınç elemanları ve sınıf 4 türü simetrik kesite sahip basınç elemanlarının burkulma dayanımı aşağıdaki hesaplanmalıdır;

Sınıf 1, sınıf 2 ve sınıf 3 türü kesitler ;

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.86)$$

Sınıf 4 türü simetrik kesitler;

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.87)$$

Denklem (4.86) ve (4.87)'de

χ : ilgili burkulma şekli için dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad , \quad \chi \leq 1.0 \quad (4.88)$$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.89)$$

Denklem (4.89)'da α = yetersizlik katsayıdır.

Sınıf 1, sınıf 2 ve sınıf 3 türü kesitler için boyutsuz narinlik oranı $\bar{\lambda}$ denklem (4.89)'da,

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad (4.90)$$

Sınıf 4 türü kesitler için boyutsuz narinlik oranı ise denklem (4.91)'e göre hesaplanmalıdır.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad (4.91)$$

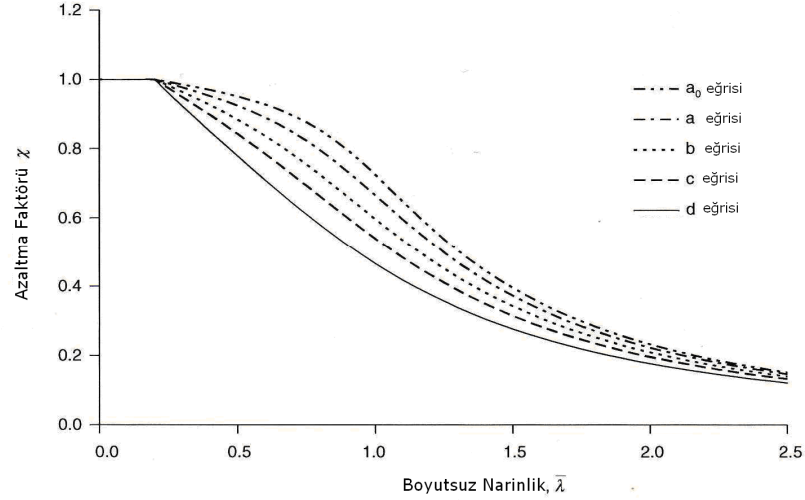
N_{cr} = ilgili burkulma şekline göre brüt kesit özellikleri kullanılarak elde edilen kritik elastik burkulma yükü.

$\bar{\lambda}$ = boyutsuz narinlik oranı

Elastik kritik burkulma yükü denklem (4.92) ile elde edilebilir.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr}^2} \quad (4.92)$$

Boyutsuz narinlik oranı $\bar{\lambda}$ yukarıda tanımlandığı gibi, elastik kritik burkulma yükünün hesaplanmasını gerektiren genelleştirilmiş bir formattır. İlgili burkulma yükü için farklı burkulma modları için farklı kritik burkulma yüklerinin hesabını gerektirebilir.



Şekil 4.14 Azaltma faktörünün boyutsuz narinlik oranına göre değişimi

Şekil 4.14 incelendiğinde EC3'te a_0 , a , b , c ve d olmak üzere 5 farklı burkulma eğrisinin tanımlandığı görülebilir. Burkulma eğrilerinin şekilleri α yetersizlik katsayısına bağlı olarak belirlenmiştir. Alternatif olarak Şekil 3.14 yerine burkulma formüllerini kullanarak da azaltma katsayıları bulunabilir (Tablo 4.15).

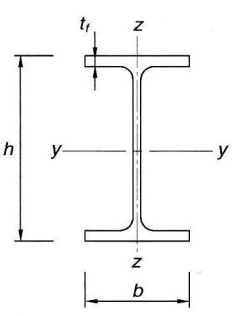
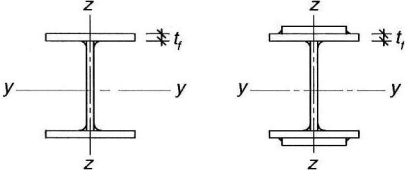
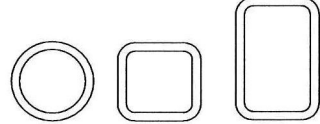
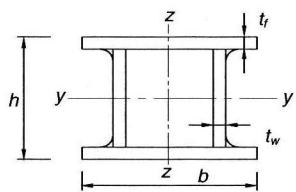
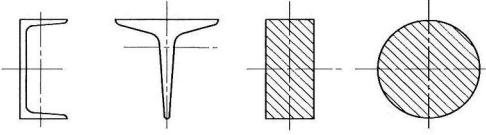
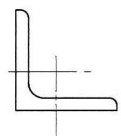
Tablo 4.15 Yetersizlik Katsayıları (EC3 tablo 5.5.1)

Burkulma Eğrisi	a_0	a	b	c	d
Yetersizlik Katsayısı α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Şekil 4.14 incelendiğinde, tüm eğrilerde boyutsuz narinliğin $\bar{\lambda} \leq 0.2$ olduğu durumlarda burkulma dayanım azaltma katsayısı 1 olmaktadır. Narinliğin çok yüksek olması burkulma elemanın boyunun küçük olduğu göstermektedir. Bu durumlarda burkulma etkisinden dolayı temel kesit dayanımında bir azaltma yapmaya gerek yoktur.

Hangi burkulma eğrisinin kullanılacağı kesit geometrisi, kesit malzeme özellikleri ile burkulmanın neden olduğu eksene bağlıdır. Uygun burkulma eğrisinin seçimi için aşağıdaki Tablo 4.16 kullanılabilir.

Tablo 4.16 Kesit türlerine göre kullanılacak burkulma eğrileri (EC3-Tablo 6.4)

En Kesit		LİMİTLER	Burkulma Aksı	Burkulma Eğrisi	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Çekme Profilleri		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a_0 a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Kaynaklı Yapma Profilleri		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	
Boşluklu Kesitler		Sıcakta Çekilmiş	Tüm Akslar	a	a_0
		Soğukta Şekil Verilmiş	Tüm Akslar	c	c
Kaynaklı Kutu Kesitler		Genel (Aşağıdakiler hariç)	Tüm Akslar	b	b
		kaynak kalınlığı : $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Tüm Akslar	c	c
U, T ve Dolu Kesitler			Tüm Akslar	c	c
L Kesitler			Tüm Akslar	b	b

Standart hadde ve yapma kaynaklı yapısal kesitler için, eğilme burkulması hakim burkulma türüdür, bu sebeple pek çok tasarım durumunda karşılaşılmaktadır. Soğukta şekil verilmiş elemanlarda burulma birleşeni ile burkulma şekillerinde ince malzeme içerdiklerinden ötürü burulma rijitlikleri az olduğu için sınırlandırmalar getirilmiştir.

4.12.2 Farklı Burkulma Şekilleri İçin Boyutsuz Narinlik

EC3-1-1 eğilme, burulma ve eğilme ile burulmanın ortak etkisi altındaki burkulma türleri için klavuzluk sağlar. Standart hadde ve yapma kaynaklı kesitler için, eğilme burkulması hakim burkulma türüdür, bu sebeple pek çok tasarım durumunda karşılaşılmaktadır.

Soğukta şekil verilmiş elemanlar ince malzeme içerdikleri ve burulma rijitliklerinin düşük olmasından ötürü, burulma etkisi içeren burkulma şekillerinde bazı sınırlandırmalar getirilmiştir.

Bir basınç elemanının eğilme burkulması elemanın zayıf eksen düzleminde büyük deplasmanlar yapması olarak tanımlanır. Kolonun narinliği artar ise, göçme yükü azalır. EC3'te boyutsuz narinlik için ek olarak aşağıdaki eşitlikler tanımlanmıştır;

$\bar{\lambda}$ = boyutsuz narinlik olmak üzere;

Sınıf 1 , sınıf 2 ve sınıf 3 türü kesitler için;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.93)$$

Sınıf 4 türü kesitler için ise;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.94)$$

denklem (4.93)'te

L_{cr} = basınç elemanının hesap yapılan düzlemdeki burkulma boyu

i = hesap yapılan aksdaki atalet yarıçapıdır (brüt kesit özellikleri kullanılarak belirlenir) göstermektedir.

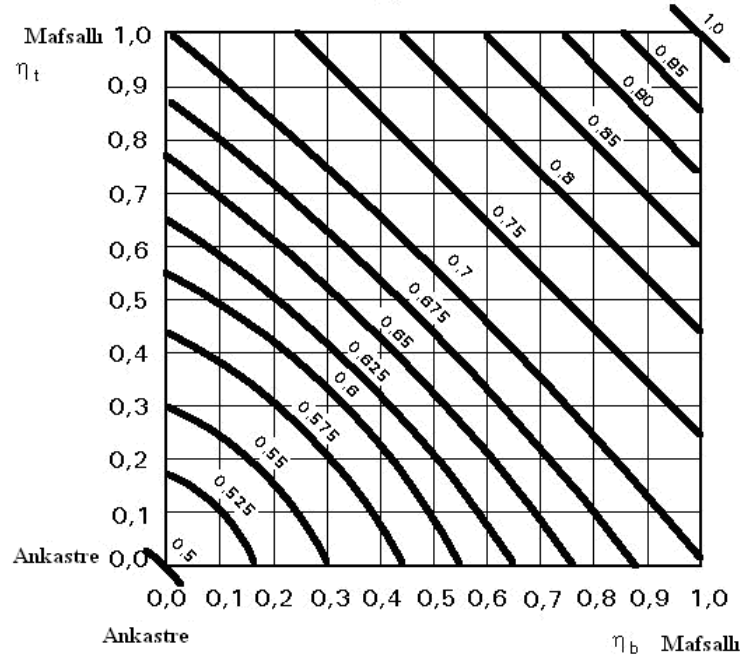
$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad (4.95)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.96)$$

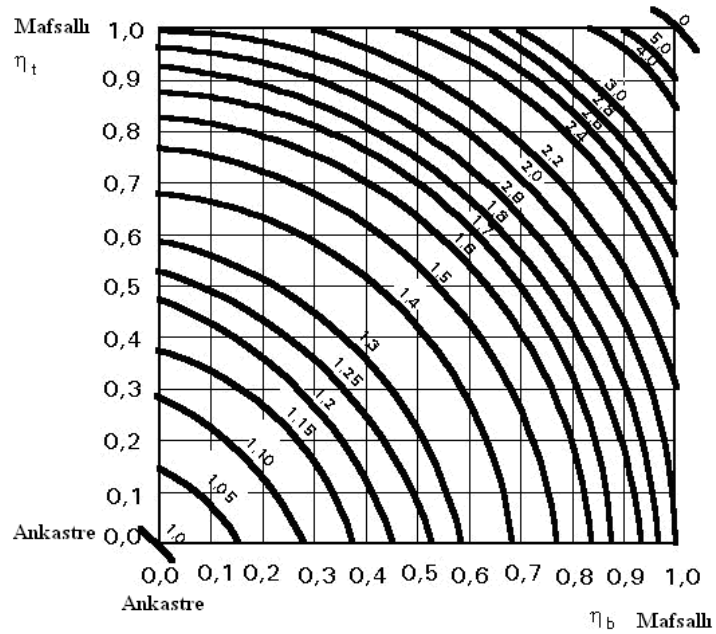
Boyutsuz narinliğin bulunuşu incelendiğinde emniyet gerilmesi yönteminde kullanılan narinlik oranında malzeme özelliklerinin dikkate alınmadığı hemen gözlenebilir. EC3'te ise λ_1 katsayısı kullanılarak narinlik oranının belirlenmesinde basınç elemanın malzeme özelliklerini içermesi sağlanmaktadır ve tüm değişkenler ideal euler kolonu teorik burkulma yükünü göstermektedir. Bu eğilme burkulmasında farklı malzeme sınıflarındaki kolonlarda hassas bir karşılaştırma yapmaya izin verir. Kolon narinliği $\bar{\lambda}$ 'nın 1 olduğu zaman burkulma yükü teorik euler kritik burkulma yüküne eşit olmaktadır.

4.12.3 Kritik Burkulma Boyunun Hesabı

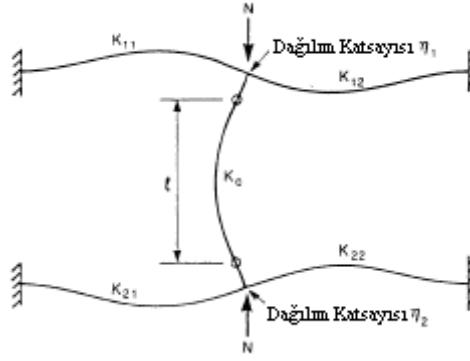
EC3 Ek-E 'de bir basınç elemanının burkulma boyu için hesap yöntemi aşağıdaki gibi açıklanmıştır. Yatay ötelenmesi önlenmiş bir kolonda burkulma boyu Şekil 4.15 yardımıyla, yatay ötelenmesi önlenmemiş bir kolonun burkulma boyu ise Şekil 4.16 yardımıyla bulunabilir.



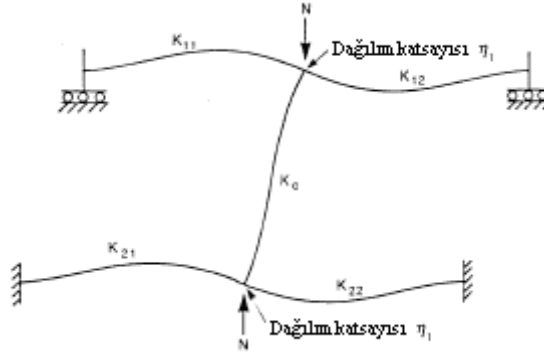
Şekil 4.15 Yatay ötelenmesi önlenmiş kolonda burkulma boyu oranı (EC3 E.2.1)



Şekil 4.16 Yatay ötelenmesi önlenmemiş kolonda burkulma boyu oranı (EC3 E.2.1)



Şekil 4.17 Yatay ötelenmesi önlenmiş kolonda dağılım katsayısı



Şekil 4.18 Yatay ötelenmesi önlenmemiş kolonda dağılım katsayısı

Şekil 4.17 ve Şekil 4.18' deki teorik modeldeki dağılım katsayıları denklem (4.96) ve denklem (4.97)'daki gibi elde edilebilir,

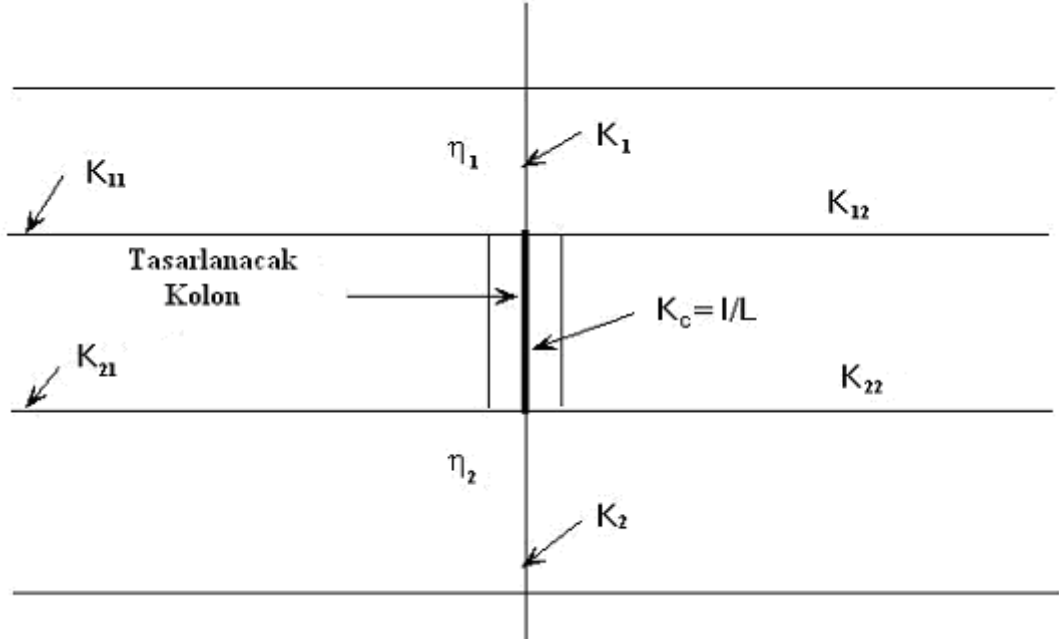
$$\eta_1 = \frac{K_c}{(K_c + K_{11} + K_{12})} \quad (4.97)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c}{(K_c + K_{21} + K_{22})} \quad (4.98)$$

K_c : kolon rijitlik katsayısı I/L

K_{ij} : efektif rijitlik katsayısını göstermek üzere

Şekil 4.17 ve şekil 4.18'deki modeller sürekli kolonlara da her kolon parçasının aynı aksenal yük/ kritik burkulma yükü oranına (N/N_{cr}) sahip olduğu kabulü ile uygulanabilir.



Şekil 4.19 Sürekli kolonlarda dağılım katsayıları

Yapılan kabul Şekil 4.19 üzerinde uygulanarak dağılım katsayısı η_1 ve η_2 aşağıdaki gibi elde edilebilir;

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (4.99)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (4.100)$$

Denklem (4.99) ve denklem (4.100)'deki K_1 ve K_2 komşu kolonların rijitlik katsayılarıdır.

Eksenel kuvvet etkisinde olmayan kirişlerde efektif rijitlik katsayıları, tasarım momentleri altında elastik kaldığı kabulü ile Tablo 4.18'e göre tanımlanabilir.

Beton döşemeli yapı çerçevelerinde çerçeve düzenli yerleşmiş ve uniform yüklü ise kirişlerin efektif rijitlik katsayıları genel olarak Tablo 4.17'deki gibi kabul edilebilir.

Tablo 4.17 Çerçevelerdeki betonarme döşemeli kirişler için efektif rijitlik katsayıları (EC3 Tablo E.2)

Kiriş Yükleme Durumu	Yatay Ötelenme Önlenmiş	Yatay ötelenme Önlenmemiş
Kirişler direkt olarak beton döşemelere mesnet ise	1,0 I/L	1,0 I/L
Diğer kirişlerden direkt yüklü ise	0,75 I/L	1,0 I/L
Sadece uç momentleri var ise	0,5 I/L	1,5 I/L

Daha konservatif bir yaklaşım olarak denklem (4.101) ve denklem (4.103) Şekil 4.15 ve Şekil 4.16'daki abaklar yerine kullanılabilir,

a) yatay ötelenme engellenmiş ise (Şekil 4.15 yerine)

$$l/L = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) + 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2 \quad (4.101)$$

veya alternatif olarak

$$l/L = \left[\frac{1 + 0,145(\eta_1 + \eta_2) - 0,265\eta_1\eta_2}{2 - 0,364(\eta_1 + \eta_2) - 0,247\eta_1\eta_2} \right] \quad (4.102)$$

b) yatay ötelenme engellenmemiş ise (Şekil 4.16 yerine)

$$l/L = \left[\frac{1 - 0,2(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\eta_1\eta_2}{1 - 0,8(\eta_1 + \eta_2) - 0,6\eta_1\eta_2} \right]^{0,5} \quad (4.103)$$

4.12.4 Eğilme Altındaki Uniform Elemanlar

Yatay olarak tutulmamış güçlü eksenini boyunca eğilme etkisinde olan kirişlerde yatay burulma burkulması kontrolü yapılmalıdır. Aşağıdaki bahsedilen pek çok durumda yatay burulma burkulması kontrolü yapmaya gerek yoktur;

- Kirişin basınç başlığına yeteri sayıda yanal mesnetler ile tutulduğu durumlarda
- Eğilme elemanı zayıf ekseninde etkiliyor ise
- Kesitler yanal rijitliği ve burulma rijitliği yüksek kare ve boşluklu dairesel formda kesitler ise
- Boyutsuz yanal burulma narinliği $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.2$ ise yanal burulma burkulması kontrolü yapılmadan saf eğilme kontrolü yapılabilir.

4.12.5 Yanal Tutulma

Basınç başlığında yeteri kadar yanal olarak tutulmuş kirişler yanal burulma burkulmasına karşı yeterli burkulma rijitliğine sahiplerdir. Bunun sağlanabilmesi için basınç başlığında yanal mesnetlerin yatay deplasmanı engelliyecek yeterli rijitlik ve dayanıma sahip olmaları gereklidir. Ara yanal mesnetlerin, basınç başlığındaki tasarım aksenal kuvvetinin %2.5'dan az olmamak üzere ilgili açıklıkta taşıma kapasitesine sahip olması gerekir. Ara yanal mesnetlerde açıklıkları oranında bölünmelidir.

4.12.6 Yanal Burulma Burkulması Dayanımı

Tasarım eğilme momenti M_{Ed} (Eğilme tasarım momenti etkisi) ile gösterilir ve yanal burulma burkulması dayanımı $M_{b,Rd}$ (burkulma dayanımı moment değeri) ile gösterilir. Açıkça M_{Ed} 'nin $M_{b,Rd}$ 'den küçük olduğu gösterilmelidir ve kirişin yanal olarak tutulmayan tüm kısımlarında kontroller yapılmalıdır. Yatay olarak tutulmamış bir kirişin (veya bir kiriş parçasının) yatay burkulma dayanımı aşağıdaki gibi hesaplanmalıdır.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.104)$$

Denklem (4.104)'te

W_y aşağıda verilen şekilde kesit sınıflarına göre mukavemet momentidir. W_y belirlenirken cıvata ve perçin delikleri düşülmemelidir.

$$W_y = W_{pl,y} \quad \text{Sınıf 1 ve Sınıf 2}$$

$$W_y = W_{el,y} \quad \text{Sınıf 3 türü kesitler}$$

$$W_y = W_{eff,y} \quad \text{Sınıf 4 türü kesitler için}$$

χ_{LT} : yanal buruma burkulması için azaltma faktörünü göstermektedir.

Denklem (4.104)'den, kolayca eğilme burkulması ile yanal burulma burkulması arasındaki ilişki gözlemlenebilir. İki durumda da burkulma dayanımı bir kısmi

katsayı χ basınç veya χ_{LT} eğilme durumu için kesit dayanımı basınç için $\frac{Af_y}{\gamma_{M1}}$ ile

Eğilme durumunda ise $W_y \frac{fy}{\gamma_{M1}}$ ile çarpılarak hesaplanır.

4.12.7 Yanal Burulma Burkulması Eğrileri

EC3'te yükseklik genişlik oranı ve kesitin kaynaklı veya çekme profil olmasına bağlı olarak dört farklı yanal burulma burkulması eğrisi tanımlanmaktadır. Yanal burulma burkulması eğrileri genel durum için aşağıdaki denklemden gibi özetlenmiştir.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (4.105)$$

$$\chi_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (4.106)$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (4.107)$$

denklem (4.106)'da

α_{LT} = yetersizlik katsayısı

M_{cr} = kritik elastik yanal burulma burkulması momentini göstermektedir..

EC3'te Yetersizlik katsayısı α_{LT} dört farklı burkulma eğrisi için Tablo 4.20'de verilmiştir.

Tablo 4.18 Yanal Burulma Burkulması Yetersizlik katsayıları (EC3 Tablo 6.3)

Burkulma Eğrisi	a	b	c	d
Yetersizlik Katsayısı	0,21	0,34	0,49	0,76

Kullanılan kesite göre uygun yan al burulma burkulması eğrisi aşağıda tabloya göre seçilebilir,

Tablo 4.19 En kesit koşullarına göre Kullanılacak burkulma eğrileri (EC3 Tablo 6.4)

Kesit	Koşul	Kullanılacak Eğri
Çekme I	$\frac{h}{b} \leq 2$	a
	$\frac{h}{b} > 2$	b
Yapma I	$\frac{h}{b} \leq 2$	c
	$\frac{h}{b} > 2$	d
Diğer		d

4.12.8 Yanal Burulma İçin Elastik Kritik Moment M_{cr}

Önceki bölümlerde gösterildiği gibi, boyutsuz yan al burulma burkulması nariniliği λ_{LT} 'nin belirlenebilmesi için önce elastik kritik yan al burulma burkulması değerinin belirlenmesi gerekmektedir. M_{cr} brüt kesit değerleri kullanılarak hesaplanır ve yan al mesnetlenme dikkate alınır.

Simetrik kesitli eşit başlıklı bir kirişin yanal burulma burkulması için moment değeri, standart uç mesnetlenme koşulları ile ve kesme merkezinden yüklü uniform moment etkisindeki kesitler için aşağıdaki gibi elde edilebilir

$$M_{cr,0} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right)^{0.5} \quad (4.108)$$

denklem (4.108)'de

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

I_T : burulma sabiti

I_w : çarpılma sabiti

I_z : zayıf eksen yönünde atalet momenti

L_{cr} : yanal mesnetler arası kiriş uzunluğunu göstermek üzere.











Kirişin her iki ucunun standart mesnetlenme durumu yatay harekete karşı tutulmuş, uzun eksen boyunca dönmesi engellenmiş, planda ise dönebilen kesit olarak tanımlanmıştır.

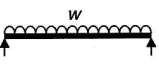
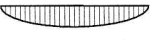


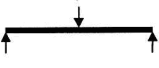

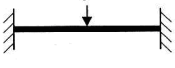

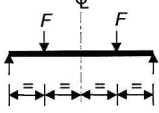

Pek çok yükleme durumu için nümerik çözümler elde edilmiştir. Uniform simetrik kesitler için, kesme merkezinden yüklü, standart olarak mesnetlenmiş kirişlerde M_{cr} aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right)^{0.5} \quad (4.109)$$

C_1 Tablo 4.22'dan alınabilir. C_1 katsayısı $M_{cr,0}$ ile çarpılarak eğilme momenti diyagram şeklini dikkate almak için kullanılmaktadır.

Tablo 4.20 Kritik Burkulma Yüğü İçin Moment Düzeltme Katsayısı

YÜKLEME DURUMLARI MESNETLENME KOŞULLARI	EĞİLME MOMENTİ DİYAGRAM ŞEKLİ	C KATSAYILARI
	$\psi = +1$ 	1.000
	$\psi = +0.75$ 	1.141
	$\psi = +0.5$ 	1.323
	$\psi = +0.25$ 	1.563
	$\psi = 0$ 	1.879
	$\psi = -0.25$ 	2.281
	$\psi = -0.5$ 	2.704
	$\psi = -0.75$ 	2.927
	$\psi = -1$ 	2.752

YÜKLENE DURUMU MESNETLENME KOŞULLARI	EĞİLME MOMENTİ DİYAGRAM ŞEKLİ	C KATSAYILARI
		1.132
		1.285
		1.365
		1.565
		1.046

4.12.9 Eğilme ve Eksenel Basıncın Ortak Etkisi Altındaki Uniform Elemanlar

İki yönde eğilme ve eksenel basınca maruz kesitler karışık bir yapısal davranış sergilemektedirler. Güçlü ve zayıf eksen doğrultusundaki birinci mertebe eğilme momentleri $(M_{y,Ed}, M_{z,Ed})$ yatay yükleme veya uç momentler sonucu ortaya çıkarlar. İlave eksenel yük N_{Ed} elemana etkiyen eksenel yükler sonucu oluşur, fakat güçlü ve zayıf eksen yönündeki moment değerlerini de artırır (2.Mertebe eğilme momentleri). Genel olarak, iki ana eksen yönündeki eğilme momenti uniform olmayan şekilde dağılır.

İki ana eksen yönündeki eleman tepkilerinde bir bağlantı olmasına rağmen genel olarak tasarım esnasında güvenli tarafta kalınarak ihmal edilirler. Bir çift etkileşim denklemi yerine, ana eksenlerdeki temel eleman dayanım kontrolleri gerçekleştirilir. Denklem (4.110) ve (4.111) bir çift etkileşim denklemi eleman mesnetleri arasındaki kendi uzunlukları kullanılarak, hesaplanmış moment ve eksenel kuvvetler ile hesaplanması sağlanmıştır. İki denklemde sağlanmalıdır. İkinci mertebe etkileri (P- Δ) uç momentlerinin uygun bir şekilde artırılması ile veya uygun burkulma boyları seçilerek dikkate alınmalıdır. Ayrıca elemanların uçlarında kesit kontrolleri yapılmalıdır.

Genel olarak iki problem türü ile karşılaşabilir

- Burulma deformasyonu rijitliği az olanlar
- Burulma deformasyonuna uğramayanlar (yeterli dayanıma sahip olanlar)

İkinci durumda yanal burulma burkulması mümkün değildir. Kare ve boşluklu dairesel kesitler kullanılabilir. Bina çerçevelerindeki pek çok I ve H kesit kesitler ikinci duruma girmektedir.

İlk bakışta denklem (4.110) ve denklem (4.111) benzer görülebilir. Sınıf 4 türü kesitlerde tarafsız eksen kayması dikkate alınmaz ise formül aşağıdaki gibi kullanılabilir,

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_Y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.110)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_Z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.111)$$

Denklem (4.110) ve (4.111)'de

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$; sırası ile basınç kuvveti ve y-y ve z-z eksenlerindeki en büyük eğilme momenti değerleridir.

N_{Rk} , $M_{y,Rk}$, $M_{z,Rk}$ sırası ile kesitin karakteristik basınç dayanımı ve y-y ve z-z eksenlerindeki eğilme momenti taşıma kapasiteleridir.

χ_Y , χ_Z eğilme burkulması durumu için azaltma katsayılarıdır.

χ_{LT} yanal burulma burkulması durumu için azaltma faktörüdür, burulma deformasyonuna uğramayacak rijitlikteki elemanlarda 1 alınmalıdır.

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} etkileşim katsayılarıdır. Tablo 4.23 ve Tablo 4.24'ten alınabilir.

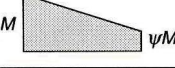
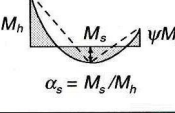
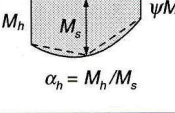
Tablo 4.21 Burulma Deformasyonlarına Uğramayan Elemanlarda İterasyon Katsayıları (EC3Tablo B1)

İTERASYON KASTASYILARI	KESİT TÜRÜ	TASARIM KABULLERİ	
		Elastik Kesit Özellikleri Sınıf 3 ve Sınıf 4 Türü Kesitler	Plastik Kesit Özellikleri Sınıf 1 ve Sınıf 2 Türü Kesitler
k_{yy}	I KESİTLER BDK KESİTLER	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right)$
k_{yz}	I KESİTLER BDK KESİTLER	k_{zz}	$0,6k_{zz}$
k_{zy}	I KESİTLER BDK KESİTLER	$0,8k_{yy}$	$0,6k_{yy}$
k_{zz}	I KESİTLER	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right)$
	BDK KESİTLER		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right)$
I ve H kesitler ve dikdörtgen boşluklu kesitlerde aksenal basınç ve aksenal olmayan eğilme durumunda M_y, E_d etkileşim katsayısı $k_{zy}=0$ alınabilir			

Tablo 4.22 Burulma Deformasyonlarına Maruz Elemanlarda İterasyon Katsayıları (EC3 Tablo B2)

İTERASYON KASTASYILARI	TASARIM KABULLERİ	
	Elastik Kesit Özellikleri Sınıf 3 ve Sınıf 4 Türü Kesitler	Plastik Kesit Özellikleri Sınıf 1 ve Sınıf 2 Türü Kesitler
k_{yy}	k_{yy} (Tablo B1'den)	k_{yy} (Tablo B1'den)
k_{yz}	k_{yz} (Tablo B1'den)	k_{yz} (Tablo B1'den)
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \right]$ for $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{MI}}$
k_{zz}	k_{zz} (Tablo B1'den)	k_{zz} (Tablo B1'den)

Tablo 4.23 Eşdeğer Uniform Moment Katsayıları (EC3 Tablo B3)

MOMENT DİYAGRAMI	DEĞER ARALIĞI		C_{my} C_{mz} C_{mLT}	
			yayılı yüklü	tekil yüklü
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1 + 2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1 + 2\psi)$
Ötelenmeli burkulma şeklinde uniform eşdeğer moment katsayıları $C_{my}=0.9$ ve $C_{mz}=0.9$ olarak kullanılabilir.				
C_{my} , C_{mz} ve C_{mLT} katsayıları ilgili burkulma noktaları arasında eğilme momenti diyagramlarına göre aşağıdaki eksenlere göre hesaplanabilir.				
Moment Katsayısı	Eğilme Eksen	Yatay Olarak Mesnetlenme Eksen		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

BÖLÜM BEŞ

TS 648'E GÖRE ÇELİK YAPILARIN BOYUTLANDIRMA KURALLARI

5.1 Tasarım Esasları

TS 648 tasarım yöntemi olarak emniyet gerilmelerine göre tasarımı esas almaktadır. EC3'ün limit durumlarına göre tasarım yönteminin aksine TS 648'in emniyet gerilmelerine göre hesap yöntemi olasılık teorisine dayanmayıp, mühendislik deneyimlerine dayalı bir yöntemdir.

Kısaca dış yük güvenlik katsayıları ile artırılmayıp, malzeme dayanımı dış yük artışı ve malzeme dayanımındaki düşüşünün ortak etkisi oranında azaltılmaktadır. Yapıya etkileyen yükler herhangi bir katsayı ile artırılmamaktadır.

5.2 Yük Kabülleri

TS 648 genel olarak yapıya etkileyen yükleri esas yükler ve tali yükler olarak iki gruba ayırmaktadır.

Esas yükler: Öz yükleri, munzam ve hareketli yükleri, kar (rüzgarsız olarak) makinelerin kütle kuvvetlerini kapsar.

İlave yükler: Rüzgar etkisini, deprem etkisi, krenlerde fren kuvvetlerini, yanıl çarpma kuvvetlerini kapsar.

5.3 Yükleme Durumları

TS 648 hesaplar ve dayanım tahkikleri için aşağıdaki yükleme durumlarını dikkate alınmasını önermektedir

Esas Yükleme (EY): Esas yüklerin toplamı

Esas ve İlave Yükleme (EIY): Esas ve ilave yüklerin toplamı. Eğer bir yapıya öz yükünden başka yalnız tali yükler tesir ediyorsa tali yüklerden en büyüğü esas yük yerine geçer.

5.4 TS 648 Yük Kombinasyonları

TS 648'e göre emniyet gerilmesi yöntemi ile yapılan EY ve EIY yükleme halleri için tahkiklerde yükler herhangi bir katsayı ile artırılmayıp, sadece hareketli yükler için titreşim etkisini göz önünde tutmak için, titreşim katsayısı ile yükler artırılmaktadır.

- Düşey Yük Durumu; $1.0G+1.0Q$
- Deprem Yüğü Durumu; $1.0G+1.0Q+1.0E$
- Deprem Yüğü Durumu; $0.9G+1.0E$
- Rüzgar Yüğü Durumu; $1.0G+1.0W+1.0Q$
- Rüzgar Yüğü Durumu; $0.9G+1.0W$

Deprem yönetmeliğı Mart2007 ile birlikte ise çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının tasarımında deprem yükleri Ω_0 büyütme katsayısı ile artırılmaktadır. Ω_0 büyütme katsayıları taşıyıcı sistem türüne göre Deprem Yönetmeliğı Mart 2007'de aşağıdaki gibi verilmiştir;

- Deprem Yüğü Durumu $1.0G+1.0Q \pm \Omega_0 E$

Veya daha elverişsiz sonuç vermesi halinde;

- Deprem Yüğü Durumu $0.9G \pm \Omega_0 E$

Tablo 5.1 Büyütme Katsayıları (Deprem Yönetmeliği Mart-2008 Tablo 4.2)

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

5.5 Malzeme Özellikleri

TS 648'e göre uygulamada kullanılacak sınır değerleri aşağıdaki Tablo 5.2'de gösterilmiştir. Tablo 5.2'de de görülebileceği üzere kullanılan yapı çeliğinin nominal sınır değerleri başlık ve gövde kalınlıklarına göre farklılık göstermektedir.

Tablo 5.2 TS 648'e Göre Yapı Çelikleri Mekanik Özellikleri

Çelik Sınıfı	Kalınlık (t) mm					
	$t \leq 16$ mm		$16 \leq t \leq 40$ mm		$40 \leq t \leq 100$ mm	
	σ_a N/mm ²	σ_d N/mm ²	σ_a N/mm ²	σ_d N/mm ²	σ_a N/mm ²	σ_d N/mm ²
Fe37	370	235	360	225	350	215
Fe42	412	255	402	245	392	235
Fe52	510	353	500	343	490	333

Tablo 5.2'de σ_a yapı çeliği akma dayanımını, σ_d ise yapı çeliği kopma dayanımını göstermektedir.

Yapı çeliği mekanik özellikleri için ise aşağıdaki bilgiler verilmiştir;

Elastisite Modülü $E=210.000$ N/mm²

Kayma Modülü $G=E/2(1+\nu)$

Poisson Oranı $\nu=0,3$

Sıcaklık Katsayısı $\alpha=12 \cdot 10^{-6}/C^{\circ}$

Birim Ağırlık $\rho=7850$ kg/m³

5.6 Yapılar İçin Sehim Değerleri

TS 648'de yapılması gereken tahkiklerden biride yapıdaki deformasyon tahkikidir. TS 648 Madde 2.4.2.4'te açıkça kullanım amacı ve konstruktif bakımdan gereken hallerde deformasyonlar tahkik edilmesini gerekli kılmış ve sınırlandırmıştır. Öz yüklerden kaynaklanan deformasyonların ters sehim verilerek giderebileceğini önermektedir. Bunun yanı sıra açıklığı 5.0 m'den fazla olan kiriş aşıklarının sehimleri açıklığın 1/300'den, döşeme kirişlerinin sehim değerleri 1/500'den, konsol kirişlerin sehim uzunluğu konsol kirişin 1/250'sinden fazla olmamalıdır. Temel ve mesnetlerde, ızgara dağıtma kirişlerin sehim konsol uzunluğunun en çok 1/1000'i kadar olabilir (TS 648-1980).

5.7 Emniyet Gerilmesi Yöntemi

TS 648'in emniyet gerilmesine göre hesap yönteminde herhangi bir kısmi katsayı ile dış yükler atırılmamaktadır, yükleme durumlarında kullanılacak emniyet gerilmeleri ise EI, ve EIY ye yükleme durumlarında farklı katsayılar ile belirlenmektedir. Yaygın olarak kullanılan iki yapısal çelik sınıfı için emniyet gerilmeleri aşağıdaki tablodaki gibi verilmiştir;

Tablo 5.3 TS 648'e Göre Yapı Çelikleri İçin Emniyet Gerilmeleri

Yapı Çeliği	Çekme Emniyet Gerilmesi $\sigma_{\text{çem}}$ N/mm ²		Kayma Emniyet Gerilmesi τ_{em} N/mm ²	
	EY	EIY	EY	EIY
Fe37	141	164	82	105
Fe52	212	240	122	155

5.7.1 Tahkikler

Genel olarak gerilmeler ve mesnet reaksiyonları, her yükleme için ayrı ayrı tespit edilmelidir. Böylece elde edilen değerlerin mümkün olabilen en elverişsiz birleşik etkili enkesitlerde gerilmelerin en büyük değerleri hesaplanır ve emniyet gerilmesiyle karşılaştırılır. Bu tahkikler EY ve EİY yükleme halleri için ayrı ayrı yapılmalıdır. TS 648’de yapılması gereken tahkikler aşağıdaki gibidir;

- **Gerilme tahkikleri:** Gerilme tahkikleri EY ve EİY yükleme halleri için ayrı ayrı yapılır. Hareketli yükler için varsa titreşim katsayısı da göz önünde tutulmalıdır
- **Stabilite tahkikleri:** Stabilite tahkiki burkulma, buruşma ve yanal burkulma tahkiklerini kapsar.
- **Devrilme tahkikleri:** Devrilme tahkikinde, her bir yapı kısmının devrilme emniyet katsayısı en az 2 olmalıdır. Bazı özel hallerde bu katsayı 1,5 olabilir. Mesnetlerde kalkmaya karşı emniyet katsayısı sürekli kirişlerde en az 1,3 yapının tümünde ise en az 1,5 olmalıdır.
- **Deformasyon Tahkikleri**

5.7.2 Boyutlandırmaya Esas Olan En Kesitler

Tablo 5.4 Boyutlandırmaya Esas Olan En Kesitler

Zorlama Çeşidi	Gerilme	En Kesit Değeri
Normal Kuvvet	Basınç	F
	Çekme	$F_n = F - \Delta F$
Kesme Kuvveti	Kayma ¹	$F_{gövde}$
Eğilme Momenti	Çekme ve Basınç	$W_n = \frac{I_n}{e} = \frac{I - \Delta I}{e}$
1) Gövdede ortalama kayma gerilmesi $\tau = \frac{Q}{F_{gövde}}$		

F_{gövde}: Gövdenin en kesit alanı, gövdeye birleştirilmiş korniyer kolları gözönünde tutulmaz ve gövde üzerinde bulunan en elverişsiz yırtılma çizgisi üzerinde düşen enkesit alanları çıkarılır.

F_n: Faydalı en kesit alanı

I: Dolu en kesitin atalet momenti

ΔI: Çekme başlıklarında en elverişsiz yırtılma çizgisi üzerine düşen deliklerin dolu kiriş kesitinin tarafsız eksenine göre atalet momenti

e: Dolu kesitin tarafsız eksenine başlık kenarının mesafesi

W_n: En kesit mukavemet momenti

I_n: En kesitin faydalı atalet momenti

Q: Kesite gelen kesme kuvveti

τ: Kesite gelen ortalama kayma gerilmesi

5.7.2.1 Kayıplı Kesitler

Enkesitlerinde bulon veya perçin delikleri veya kesim kayıplarının sözkonusu olduğu çubuklarda daima kayıpsız (net) en kesitin ağırlık eksenini gözönünde alınmalıdır.

5.7.2.2 Deformasyon Hesabında Enkesitler

Deformasyon hesabında enkesit değerleri, delik veya kesim kaybı gözönünde tutulmaksızın hesaba sokulmalıdır.

5.7.2.3 Faydalı Enkesit Alanı (F_n)

Faydalı (net, kayıplı) en kesit alanı F_n, dolu (brüt, kayıpsız) enkesit alanından en elverişsiz “ faydalı genişlik (yırtılma çizgisi)” üzerinde yer alan delik alanlarının veya kesim nedeniyle oluşan kayıp alanlarının çıkarılmasıyla elde edilir.

Eğer bulon veya perçin delikleri bir diyagonal üzerinde veya şaşırtlamalı olarak yerleştirilmişlerse bu durumda faydalı genişlik, toplam genişlikten öngörülen yırtılma çizgisi üzerinde yer alan bütün delik çaplarının toplamı çıkarılmak veya bunun yanı sıra her diyagonal aralık için aşağıdaki miktar eklenerek saptanır:

$$\Delta s = \frac{s^2}{4g} \quad (5.1)$$

Denklem (5.1)'de

Δs : ilave edilecek genişlik (cm)

s : birbirini izleyen iki delik arasındaki kuvvet doğrultusundaki uzaklık (cm)

g : birbirini izleyen iki delik arasındaki kuvvete dik doğrultudaki uzaklık (cm)

Faydalı (net, kayıplı) en kesit alanı F_n , elde edilen “*faydalı genişlik (yırtılma çizgisi)*” ile ortalama et kalınlığı çarpılarak hesaplanır. Bulon ve perçin delikleri göz önüne alınarak hesaplanan faydalı genişlik, hiçbir durumda toplam genişliğin %85’inden fazla olamaz (TS648-1980).

5.7.2.4 Delik Büyüklükleri

Faydalı alan ve genişlik hesaplarında perçin veya cıvata delikleri çapları, deliklerin anma çapları 1 mm artırılarak bulunmalıdır (TS648-1980).

5.7.2.5 Korniyerlerde (Köşebentlerde) ve U Profillerde Faydalı Genişlik

Köşebentlerde (korniyerlerde) brüt genişlik, kol uzunluklarının toplamından korniyerlerde et kalınlığı ve U profillerde ise, başlık et kalınlıkları çıkarılarak elde edilir. Korniyerlerin karşılıklı kollarındaki delikler arasında korniyerin iç yüzeylerinden ölçülen enlemesine mesafe, dış yüzeyden ölçülen aynı mesafeden korniyer et kalınlığı çıkarılarak hesaplanır (TS648-1980).

5.7.3 Deprem Yönetmeliği 2007 Enkesit Koşulları

Deprem Yönetmeliği 2007'ye göre deprem bölgelerinde yapılacak yapılarda, süneklik düzeyi yüksek ve süneklik düzeyi normal çerçevelerde başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarına ilişkin koşullar Tablo 5.5'te verilmiştir.

Tablo 5.5 Enkesit Koşulları (Deprem Yönetmeliği 2007 Tablo 4.3)

Eleman Tanımı	Narinlik Oranları	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
Eğilme ve Eksenel basınç etkisindeki I Kesitlerinde U Kesitlerinde	$b/2t$ b/t	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$3.2\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$5.0\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Basınç etkisindeki T Kesitleri L Kesitleri	h/t_w	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$ N_d/\sigma_s A \leq 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_s A \leq 0.10$ için $5.0\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$
		$ N_d/\sigma_s A > 0.10$ için $1.33\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_s A > 0.10$ için $2.08\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler (borular)	D/t	$0.05 \frac{E_s}{\sigma_s}$	$0.08 \frac{E_s}{\sigma_s}$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t veya h/t_w	$0.7\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$1.2\sqrt{E_s/\sigma_s}$
<p>Tanımlar</p> <p>b : I, U kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık genişliği</p> <p>h : I, U, T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde yüksekliği L kesitlerinde büyük kenar uzunluğu</p> <p>D : dairesel halka kesitlerde (borularda) dış çap</p> <p>t : I, U, T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık kalınlığı halka kesitlerde (borularda) kalınlık</p> <p>t_w : I, U, T, L kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde kalınlığı</p>			

5.8 Kesit Dayanımları

TS 648'de kesit dayanımları ile ilgili olarak (çekme durumu, basınç durumu, eğilme durumu vb.) ayrı bölümler halinde sunulmuştur.

5.8.1 Çekme Durumu

Çekme emniyet gerilmesi ($\sigma_{\text{çem}}$) faydalı kesitte (5.2) denklemi ile sınırlandırılmıştır;

$$\sigma_{\text{çem}} \leq 0,6\sigma_a \quad (5.2)$$

Ayrıca, etkili faydalı enkesit alanında çekme emniyet gerilmesi, çekme mukavemetinin yarısını aşmamalıdır,

$$\sigma_{\text{çem}} \leq 0,5\sigma_d \quad (5.3)$$

Yük durumuna göre bazen çekmeye ve bazen basınca çalışan çubukları, basınca göre de boyutlandırmak gerekir. Bu gibi çubuklarda narinlik (5.4) eşitliğini sağlamalıdır;

$$\lambda \leq 250 \quad (5.4)$$

5.8.2 Merkezi Basınca Çalışan Çubuklar

Bu kısımda merkezi basınca çalışan iki ucu mafsallı düz çubukların burkulmalarına ait hesap esasları verilmiştir. Burada incelenen hallerin dışında kalan basınca maruz çubuklar, o halin gerektirdiği kurallara göre boyutlandırılır. Basınca çalışan çubukların narinliği (5.4)'te verilen sınır değeri aşmamalıdır;

$$\lambda \leq 250 \quad (5.4)$$

Şekil 5.1 Basınç çubuklarında önerilen burkulma boyları (TS 648- Çizelge 3)

Kesikli çizgilerle basınç çubuğunun burkulma şekli gösterilmiştir.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Teorik burkulma boyu	0,5 s	0,7 s	1,0 s	1,0 s	2,0 s	2,0 s
Tavsiye edilen burkulma boyu S_k	0,65 s	0,8 s	1,2 s	1,0 s	2,10 s	2,0 s
Bilgi		Dörme ve öteleme önlenmiş Dörme serbest, öteleme önlenmiş Dörme önlenmiş, öteleme serbest Dörme ve öteleme serbest				

Basınca çalışan çubukların kafes kiriş düzlemi içindeki burkulma boyları S_k , çubukların (s) sistem uzunluğuna eşit alınır. Kafes kiriş düzlemi dışındaki burkulma boyununda çubuk uzunluğuna eşit olabilmesi için, basınç başlığı düğüm noktalarının kiriş düzleminde doğru hareketleri önlenmiş olmalıdır.

Basınca çalışan çubukların mesnet şartlarına göre değişen burkulma boyları en genel durumlar için TS 648'de 5.1'deki gibi verilmiştir. Bu çizelgede mesnetlerde istenilen durumu tamamiyle gerçekleştiremeyeceğinden, tavsiye edilen değerler eşdeğer teorik değerden daha fazla tutulmuştur.

Çerçevelerdeki basınç çubuklarının burkulma boyu katsayısı K , çerçevenin yanal hareketinin önlenip önlenmemesine göre Şekil 5.1 veya Şekil 5.2'deki nomogramlardan elde edilebilir. Çerçeve basınç çubuğunun A ve B uçlarında ayrı ayrı hesaplanan G katsayısı denklem (5.5) ile elde edilebilir

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} \quad (5.5)$$

Denklem (5.5)'te;

G :Burkulma boyu hesabında kullanılan katsayı

I_c :göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış ve burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemdeki kolonların atalet momenti (cm^4)

I_g :göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış ve burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemdeki kirişlerin atalet momenti (cm^4)

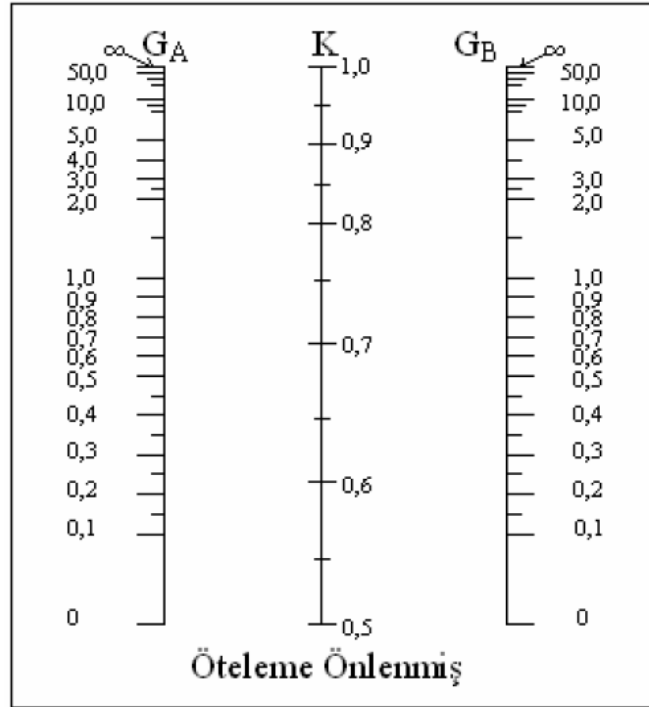
s_c :göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış kolonların boyu (cm)

s_g :göz önüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış kirişlerin boyu (cm)'dir.

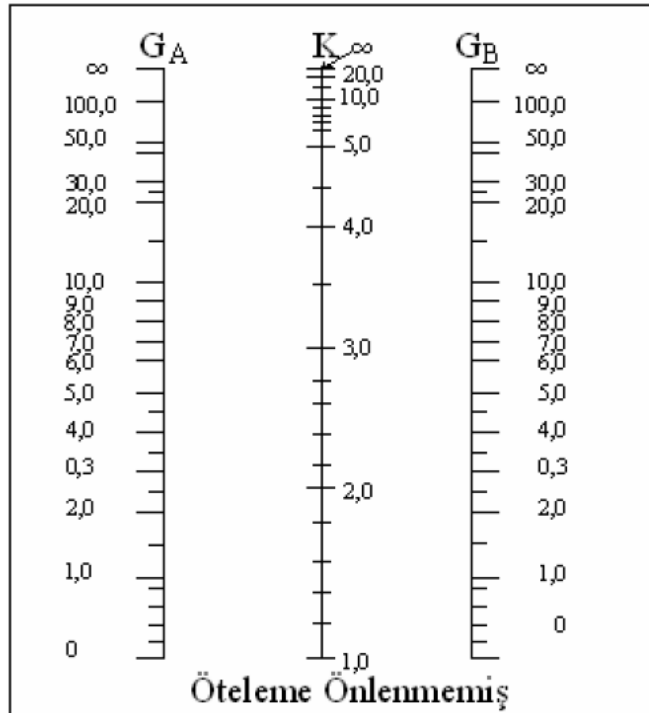
Kolon temele rijit olarak bağlıysa o noktada hesaplamadan $G : 1.0$ alınmalıdır. Kolon temele sürtünmesiz, tamamıyla dönebilir bir mafsalla bağlı ise, $G : 10.0$ alınmalıdır. Kolonun iki ucundaki G_A ve G_B değerleri elde edildikten sonra, yatay ötelenme koşuluna bağlı olarak K burkulma boyu katsayısı elde edilir. Bu durumda burkulma boyu denklem (5.6) ile hesaplanabilir;

$$S_k = K \times s \quad (5.6)$$

Şekil 5.2 Yatay ötelenmesi önlenmiş kolonlarda kolon burkulma boyu katsayısı momogramı (TS648 Çizelde 4)



Şekil 5.3 Yatay ötelenmesi önlenmemiş kolonlarda kolon burkulma boyu katsayısı momogramı (TS648 Çizelde 5)



5.8.2.1 Burkulma Sayıları Metodu İle Basınç Gerilmesi Tahkiki

Burkulma boyu katsayısı metodu ile sabit tek parçalı basınç çubuklarının gerilme tahkikinde (5.7) ile verilen eşitliğin sağlanması gerekir

$$\sigma_b = \omega \frac{P}{F} \leq \sigma_{\zeta em} \quad (5.7)$$

Denklem (5.7)'de

P : Çubuğa etkileyen en büyük basınç kuvveti (t ve kN)

F : Çubuk kesit alanı (cm²)

$\sigma_{\zeta em}$: İncelenen yükleme ve malzemeye göre çekme emniyet gerilmesi

ω : Çubuğun narinliği (λ) ile bağıntılı ve St37 çeliği için Tablo 5.6 ve St52 çeliği için Tablo 5.7'den alınacak burkulma katsayısı

$$\omega = \frac{\sigma_{\zeta em}}{\sigma_{bem}} \quad (5.8)$$

σ_{bem} : İncelenen yükleme ve malzeme göre basınç emniyet gerilmesi (kN/cm²)

λ : λ_x ve λ_y narinlik değerlerinden büyük olanı

λ_x, λ_y çubuğun sıra ile x-x ve y-y eksenlerine göre narinliği (narinlik oranı)

$$\lambda_x = \frac{S_{kx}}{i_x} \quad (5.9)$$

$$\lambda_y = \frac{S_{ky}}{i_y} \quad (5.10)$$

s_{kx}, s_{ky} : çubuğun x-x ve y-y asal eksenlerine dik düzlemlerdeki burkulma boyları(cm)

i_x, i_y : çubuğun sırasıyla x-x ve y-y eksenlerine ait atalet yarıçapları (cm)

$\lambda < 20$ olan çubuklar için burkulma hesabı yapılmaz

5.8.2.2 Narinlik Etkisi Göz Önüne Alınarak Burkulma Gerilmesi Tahkiki

Eksenel basınca çalışan çalışan çubuğun narinliği λ_p 'den küçük ise ($\lambda \leq \lambda_p$) basınç emniyet gerilmesi;

$$\sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) \right] \sigma_a}{n} \quad (5.11)$$

Eksenel basınca çalışan çalışan çubuğun narinliği λ_p 'den büyük ise ($\lambda \geq \lambda_p$) basınç emniyet gerilmesi;

t/cm² cinsinden;

$$\sigma_{bem} = \frac{1}{n} \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{1}{2,5} \frac{\pi 22,1 \times 10^6}{\lambda^2} \cong \frac{8290}{\lambda^2} \quad (5.12)$$

kN/cm² cinsinden

$$\sigma_{bem} = \frac{1}{n} \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{1}{2,5} \frac{\pi 22,1 \times 10^6}{\lambda^2} \cong \frac{81302}{\lambda^2} \quad (5.13)$$

Denklem (5.11), (5.12) ve (5.13)'te

$$\lambda < 20 \quad \text{ise} \quad n = 1,67$$

$$20 < \lambda < \lambda_p \quad \text{ise} \quad n = 1,5 + 1,2\left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right) - 0,2\left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^3$$

$$\lambda \geq \lambda_p \quad \text{ise} \quad n = 2,5$$

λ_p =Plastik kritik narinlik sınırı olmak üzere denklem (5.14) ile hesaplanır;

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_a}} \quad (5.14)$$

Denklem (5.14)'te

E = Elastisite modülü (t/cm^2 veya kN/cm^2)

σ_a = Çeliğin akma sınırı (t/cm^2 veya kN/cm^2)

5.8.3 Eksenel Basınç ve Eğilmeye Çalışan Çubuklar

Eksantirik bir basınç kuvveti veya merkezi basınç kuvveti ile beraber M_x ve/veya M_y eğilme momentleri etkileyen çubuklarda öncelikle burkulma göz önünde tutulmadan basınç ve eğilmeye karşı tahkiki yapılır. Daha sonra burkulma tahkiki yapılır. Çubuklarda burkulma tahkiki ve burkulmasız gerilme tahkiki denklem (5.15) ve (5.16)'daki gibidir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx}\sigma_{bx}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex'}}\right)\sigma_{Bx}} + \frac{C_{my}\sigma_{by}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey'}}\right)\sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (5.15)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6\sigma_{ba}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (5.16)$$

Eğer $\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0,15$ ise (5.15) ve (5.16) formülleri yerine denklem (5.17)

kullanılabilir.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ba}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (5.17)$$

Denklem (5.15), denklem (5.16) ve denklem (5.17)'de

x ve y indisleri etrafında eğilmenin meydana geldiği asal eksenleri

σ_{bem} = Sadece basınç kuvveti etkimesi durumunda burkulma emniyet gerilmesi

σ_B = Yalnız eğilme momenti etkimesi durumunda burkulma emniyet gerilmesi

$$\sigma_e' = \frac{1}{2,5} \frac{\pi^2 E}{(Ks_b / i_b)^2}$$

s_b = elemanın eğilme düzleminde serbest boyu

i_b = Eğilmenin meydana geldiği düzleme dik eksene göre atalet momenti

K = Eğilme düzleminde etkin burkulma boyu katsayısı

σ_{eb} = Sadece aksenal basınç kuvvetine göre hesaplanan gerilme değeri

σ_b = Sadece eğilme momentine göre hesaplanan basınç gerilmesi

C_m = Uç momentlerini, y açıklık momentlerini ve yanal desteklemeyi göz önüne alan bir katsayı olup;

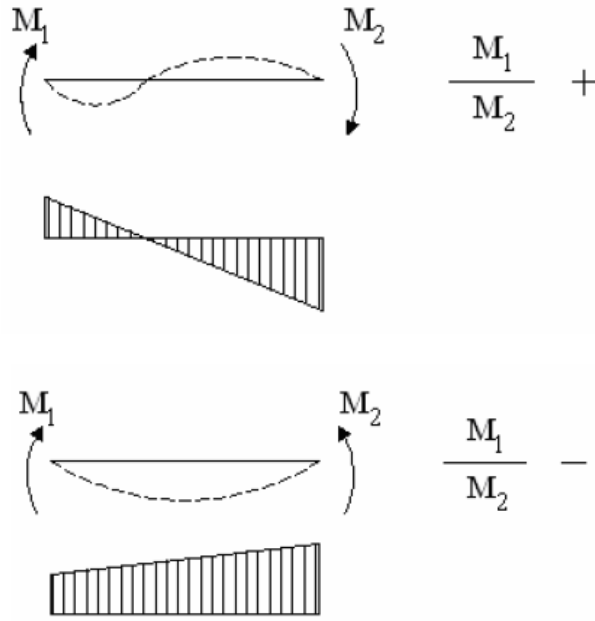
- Yanal deplasmanın mümkün olduğu çerçevelerde;

$$C_m = 0,85$$

- Yanal harekete karşı tutulmuş çerçevelerin uçları bağlı ve eğilme düzleminde yanal yükü olmayan kolonlarda;

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

Formülleri ile hesaplanır. Bu formüllerde $\frac{M_1}{M_2}$ göz önünde tutulan eğilme düzleminde elemanların eğilme momentlerinden küçüğünün büyüğüne oranı olup, iki yönlü eğilmede pozitif tek yönlü eğilmede ise negatif alınır.



Şekil 5.4 M1/M2 Oranı Grafiği

Yanal harekete karşı tutturulmuş çerçevelerde, üzerinde yanal yük bulunan basınç çubuklarında Şekil 5.5'te verilen durumlar için denklem (5.18) ve (5.19) kullanılabilir.

$$C_m = 1 + \psi \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e} \quad (5.18)$$

$$\psi = \frac{\pi^2 \delta_0 EI}{M_0 S^2} \quad (5.19)$$

Denklem (5.18) ve (5.19)'da

δ_0 = Eğilme yükünden meydana gelecek en büyük deplasman

M_0 = Enine yükten dolayı oluşan en büyük açıklık momenti

s = Elemanın boyu

Şekil 5.5 ψ Değerleri (TS648-1980 Tablo 10)

Durum	ψ	C_m
	0	1,0
	-0,3	$1-0,3 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e}$
	-0,4	$1-0,4 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e}$
	-0,2	$1-0,2 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e}$
	-0,4	$1-0,4 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e}$
	-0,6	$1-0,6 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e}$

5.8.4 Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye Göre iç Kuvvet Kapasiteleri ve Gerilme Sınır Değerleri

Gerekli durumlarda kullanılmak üzere, yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri ve birleşim elemanlarının gerilme sınır değerleri denklem (5.20), (5.21), (5.22) ve (5.23)'te tanımlanmıştır (Deprem Yönetmeliği Mart 2007).

Eğilme momenti kapasitesi;

$$M_p = W_p \sigma_a \quad (5.20)$$

Denklem (5.20)'de

M_p : Eğilme momenti kapasitesi

W_p : Plastik mukavemet momenti

σ_a : Yapı çeliği akma gerilmesini göstermektedir.

Kesme kuvveti kapasitesi;

$$V_p = 0.6 \sigma_a A_k \quad (5.21)$$

Denklem (5.21)'de

V_p : Kesme kuvveti kapasitesi

A_k : Kesme alanı

σ_a : Yapı çeliği akma gerilmesini göstermektedir.

Eksenel basınç kapasitesi;

$$N_{bp} = 1.7 \sigma_{bem} A \quad (5.22)$$

Denklem (5.22)'de

N_{bp} : Eksenel çekme kapasitesi

σ_{bem} : Eleman narinliğine bağlı olarak, TS-648'e göre hesaplanan basınç gerilmesi

A : En kesit alanıdır.

Eksenel çekme kapasitesi;

$$N_{\zeta p} = \sigma_a A_n \quad (5.23)$$

Denklem (5.23)'te

$N_{\zeta p}$: Eksenel çekme kapasitesi

σ_a : Yapı çeliği akma gerilmesi

A_n : Net enkesit alanıdır.

5.9 Stabilite Tahkikleri

Güçlü eksenleri doğrultusunda eğilme etkisi altındaki kirişlerin yanal burkulma emniyetlerinin yeterliliği artırılmalıdır.

5.9.1 Yanal Burkulma

Yanal burkulmada kiriş yanlamasına eğilir aynı zamanda burulur. Yanal burkulma emniyeti kirişin burulmasına ve yanlamasına eğilmesine mani olacak bütün önlemlerle artırılır. Kiriş gövdelerinin enleme ve yanlama bağlantılarıyla yanal burkulma emniyeti artırılır. Kiriş enkesitinin kendi düzlemi içindeki burulmasına mani olan enleme bağlantıları kiriş mesnetlerinden başka imkan nispetinde kirişin diğer enkesitlerine de teşkil edilmelidir. Kirişin yana doğru kaçması boylama bağlantılarıyla önlenmelidir (TS 648-1980).

5.9.2 Yanal Burkulma Emniyet Gerilmesi

Eksenel simetrisi olan ve gövde yönünde yüklenen kirişlerde ve büyük asal eksenine göre yüklenen U kirişlerde basınç emniyet gerilmesi daha kesin hesap yöntemleri ile belirlenmediği sürece aşağıdaki formüllerden elde edilen gerilmelerden büyüğü emniyet gerilmesi olarak alınır. Ancak bu değer $0.6\sigma_a$ değerini aşamaz (TS 648-1980).

$$\frac{s}{i_y} \leq \sqrt{\frac{30000000C_0}{\sigma_a}} \quad (5.24)$$

(5.24) denkleminin sağlanması durumunda, yanal burkulma emniyet gerilmesi denklem (5.25) ile hesaplanmalıdır;

$$\sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a (s/i_y)^2}{90000000C_0} \right] \sigma_a \leq 0,6\sigma_a \quad (5.25)$$

$$\frac{s}{i_y} \geq \sqrt{\frac{30000000C_0}{\sigma_a}} \quad (5.26)$$

(5.26) denkleminin sağlanması durumunda, yanal burkulma emniyet gerilmesi denklem (5.27) ile hesaplanmalıdır;

$$\sigma_B = \frac{10000000C_0}{(s/i_y)^2} \quad (5.27)$$

Eğer basınç başlığı dolu, yaklaşık olarak dikdörtgen enkesite sahip ve enkesitin çekme enkesitinden daha küçük değil ise,

$$\sigma_B = \frac{840000C_0}{s.d / F_y} \quad (5.28)$$

ile hesaplanır. Denklem (5.24)~(5.28) arasındaki denklemlerde;

s : Kirişin basınç başlığında dönmeye ve yanal deplasmana karşı mesnetleri arasındaki mesafe (cm)

i_y : Basınç başlığı ve gövdenin basınç bölgesinin 1/3'ünün gövde eksenine göre atalet yarıçapı

F_y : Basınç başlığının atalet yarıçapı

d : Başlıklar arası dıştan dışa mesafe (cm)

σ_B : Yanal burkulmada göz önüne alınan basınç emniyet gerilmesi

σ_a : Basınç başlığında akma gerilmesi

C_0 : Burkulma katsayısı (5.25) eşitliğindeki gibi hesaplanır.

$$C_0 : 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 2,3 \quad (5.29)$$

M_1 : Kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin en küçüğü

M_2 : Kirişin yanal desteklerinin olduğu noktalardaki uç momentlerinin en büyüğü

Momentlerin oranı M_1 / M_2 , eğer M_1 ve M_2 aynı işarete sahipse pozitif ayrı işarete sahipse negatiftir. Yanal mesnetler arasında herhangi bir noktada uç momentlerinden fazlaysa $C_0 = 1,0$ olarak alınmalıdır.

5.10 Dolu Gövdeli Kirişlerde Başlıklar

Başlığın kalınlığı, başlığın boyunca berkitmeli olup olmamasına göre iki durumda incelenmelidir. Başlıkların genişliği yüke paralel serbest yüzden, başlığı gövdeye bağlayan ilk perçin veya civata sırasına veya kaynağa olan uzaklıktır. Bu genişlik sıcak haddelenmiş T ve I profillerinde adı geçen profil başlığının yanı sıra yine sıcak haddelenmiş U ve köşebentlerde, Z profil başlıklarında, başlık genişliğinin tamamı olarak alınır. Başlık yüzleri birbirine paralel değil ise, başlık kalınlığı olarak başlık genişliğinin orta noktasındaki kalınlık alınır (TS648-1980).

5.10.1 Berkitmesiz Başlıklar

Başlığın tamamının meydana gelen gerilmelerin aktarılmasında göz önüne alınabilmesi için başlık genişliğinin (b), başlık kalınlığına (t_b) oranının (5.30) eşitliğini sağlaması gerekmektedir.

$$\frac{b}{t_b} \leq \frac{25}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (5.31)$$

Bu oran aşıldığı takdirde basınç başlığında müsaade edilen gerilme değeri $0,6\sigma_a Q_s$ değerini veya yanal burkulma emniyet gerilmesi değerini aşmamalıdır.

Denklem (5.31)'de

b : basınç başlığı genişliği (cm)

t_b : basınç başlığının kalınlığı (cm)

σ_a : basınç başlığının akma sınırı (t/cm^2)

Q_s : basınç başlığı emniyet gerilmesinin elde edilmesinde kullanılan katsayıdır.

$$\frac{b}{t_b} \leq \frac{25}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (5.32)$$

(5.32) eşitliğinin sağlanması durumunda $Q_s = 1,0$

$$\frac{46}{\sqrt{\sigma_a}} \leq \frac{b}{t_b} \leq \frac{25}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (5.33)$$

(5.33) eşitliğinin sağlanması durumunda ise Q_s (5.34) eşitliği ile,

$$Q_s = 1,415 - 0,0166 \frac{b}{t_b \sqrt{\sigma_a}} \quad (5.34)$$

$$\frac{b}{t_b} \geq \frac{46}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (5.35)$$

(5.35) eşitliğinin sağlanması durumunda ise Q_s (5.36) eşitliği ile hesaplanır.

$$Q_s = \frac{1400}{\sigma_a \left(\frac{b}{t_b} \right)^2} \quad (5.36)$$

5.10.2 Berkitmeli Başlıklar

Berkitmeli başlığın (burkulmama elemanlı) tamamının meydana gelen gerilmelerin aktarılmasında göz önüne alınabilmesi için genişliğin kalınlığına oranı;

$$\frac{b}{t_b} \leq \frac{63}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (5.37)$$

Değerini aşmamalıdır. Bu değer aşıldığı takdirde eğilme özelliklerinin hesabında azaltılmış etkin genişlik b_e kullanılmalıdır.

$$b_e = \frac{63t_b}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (5.38)$$

olarak hesaplanır. Bu formülde

b_e = etkin efektif genişlik (cm)

t_b = Basınç başlığının kalınlığı (cm)

σ_a = Basınç başlığının akma sınırı (t/cm^2)

5.10.3 Yatay ve Düşey Berkitmeler

Yük taşıma burkulmama elemanları (berkitmeleri) gövdenin takviyesiz uçlarında yani mesnetlerin bulunduğu uçlarda ve münferit yüklerin tatbik edileceği noktalarda sağlanır. Bu burkulmama çubukları (berkitmeler) yükün aktarıldığı başlık veya başlıklara yakın temasta olmalı ve yaklaşık olarak başlık serbest ucuna kadar uzatılmalıdır. Bu berkitmelerin boyutlandırılması aksenal basınç çubuğu olarak yapılır (TS648-1980).

5.10.3.1 Gövdedeki En Büyük Ortalama Kayma Gerilmesi

Gövdedeki kayma gerilmesi τ_v herhangi bir yükleme durumu için (5.39) eşitliğini sağlamalıdır.

$$\tau_{em} = \frac{\sigma_a}{2,89} C_v \leq 0,4\sigma_a \quad (5.39)$$

Burada C_v kayma gerilmesi hesabında kullanılan bir katsayı olmak üzere iki farklı sınır durumu için aşağıdaki gibi hesaplanır;

Eğer $C_v \leq 0,8$ ise C_v (5.40) denklemiyle,

$$C_v = \frac{3160}{\sigma_a (h/t)^2} \quad (5.40)$$

Eğer $C_v \geq 0,8$ ise; (5.41) denklemiyle hesaplanır.

$$C_v = \frac{50}{(h/t)} \sqrt{\frac{k}{\sigma_a}} \quad (5.41)$$

Denklem (5.40) ve (5.41)'de

k : Kritik kayma gerilmesinin hesabında kullanılan bir katsayı olmak üzere iki farklı sınır durumu için aşağıdaki gibi hesaplanabilir;

Eğer $\frac{a}{h} \leq 1$ ise denklem (5.42) ile,

$$k = 4,00 + \frac{5,34}{(a/h)^2} \quad (5.42)$$

Eğer $\frac{a}{h} > 1$ ise denklem (5.43) ile hesaplanmalıdır.

$$k = 5,34 + \frac{4,00}{(a/h)^2} \quad (5.43)$$

denklem (5.42) ve denklem (5.43)'de

a = Düşey burkulmama elemanları (berkitmeler) arası net uzaklık (cm)

t = Gövde kalınlığı (cm)

h = Başlıklar arası net uzaklık (cm)

σ_a = Gövdenin akma sınırını göstermektedir.

Eğer düşey berkitmeler sağlanıp uygun olarak yerleştirildiyse ve $C_v \leq 1$ ise denklem (5.42) yerine denklem (5.43) kullanılabilir.

$$\sigma_{em} = \frac{\sigma_a}{2,89} \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1,15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \leq 0,4 \alpha_a \quad (5.44)$$

BÖLÜM ALTI

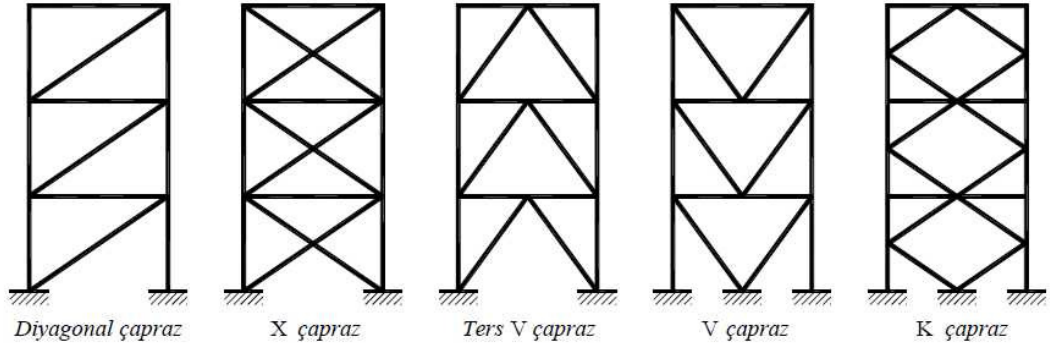
ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELERİN HESAP ESASLARI

6.1 Giriş

Çelik çaprazlı perdeler iki tipte incelenmektedir. Bunlar sırasıyla, *Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler (MÇÇP)* ve *Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler (DÇÇP)* şeklinde adlandırılır.

6.2 Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler (MÇÇP)

Bu tip sistemlerin, çelik çaprazlı olmayan çerçeve sistemlerine göre oldukça büyük elastik yatay rijitliği vardır. Çapraz elemanlar ve bunların birleşimleri, MÇÇP sistemlerinin ana unsurlarını oluştururlar. Sıkça kullanılan MÇÇP sistemleri Şekil 6.1’de verilmiştir.



Şekil 6.1 Sıkça kullanılan MÇÇP tipleri

Merkezi çelik çaprazlı perdeli sistemlerinin çoğu rüzgar yüklerini lineer elastik bölgede kalarak taşıyabilmesi amacıyla geliştirilmiştir. Çapraz elemanları daima çekme kuvveti altında çalışacak şekilde tasarımı yapılan merkezi çelik çaprazlı perdeli sistemleri, genellikle yapılarda rüzgar yüklerinin taşınması amacıyla kullanılır. Bu tip merkezi çelik çaprazlı perdeli sistemlerde çapraz elemanlar X çapraz formunda yerleşmiş olup, her bir çapraz elemanın narinliği oldukça yüksektir.

Bu özellikteki çapraz elemanlar genellikle korniyer, yuvarlak çelik çubuk veya çelik lama elemanlarıdır. Her ne kadar bu tür MÇÇP sistemleri deprem yüklerine karşı koymak üzere kullanılmış olsalar da, bu perdelerin inelastik çevrimsel cevaplar yeterli değildir (Deren, Uzgider ve Piroğlu, 2007).

MÇÇP kullanılan sistemlerde malzeme tasarrufu sağlanırken, çerçevede kat ötelemeleri etkin bir şekilde sınırlandırılabilir. Bu çerçevelerin özel düzenlenmiş çaprazları yön değiştiren büyük yatay etkilerde basınç altında burkulup akmaya erişerek ve çekme altında akarak enerjinin tüketilmesini sağlar. Boyutlamada, kolon, kirişler ve birleşim bölgelerinde hasara müsaade edilmez ve düşey yükler için gerekli olan taşıma kapasitesinde bir azalma olmadan, çaprazlarda plastik şekil değiştirmelerin meydana gelmesi sağlanır. Ancak, geçmişte meydana gelen depremlerin bu isteğin çaprazlı çerçevenin ve birleşim bölgelerinin özenle düzenlenmemesi durumunda ortaya çıkmadığını göstermiştir. Bazı durumlarda kontrolsüz elastik olmayan davranış sonucu bu tür çerçevelerde toptan göçmeye kadar varan hasarlar görülmüştür (Celep, Kumbasar 2004).

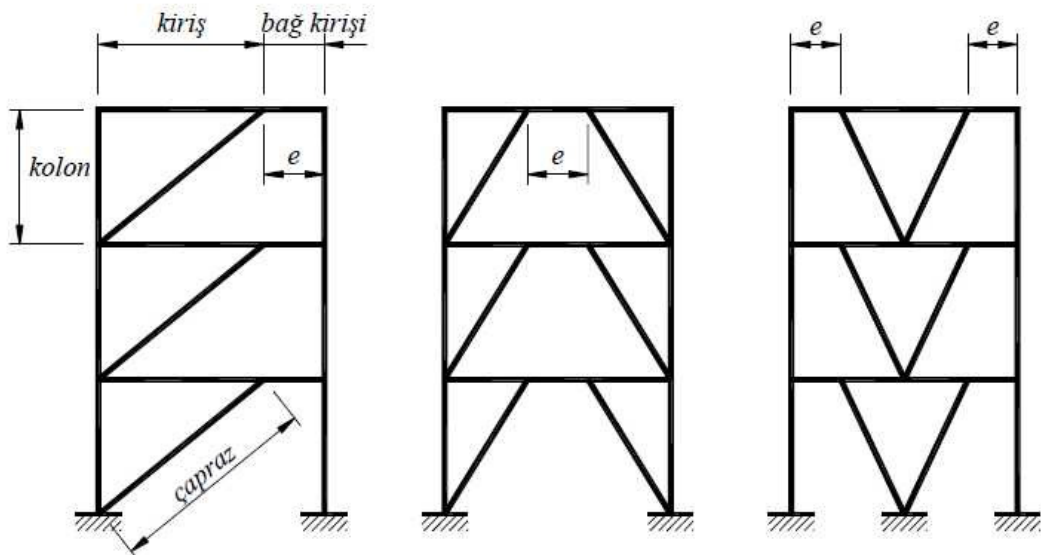
Tek çaprazlı çerçeve sistemlerde çapraz elemanı hem basınç hemde çekme yüklerini taşıyabilecek şekilde tasarlanmalıdır. X şeklinde çaprazlı çerçevelerde çaprazlardan biri çekmeye diğeri basınca maruzdur. İsabet eden deprem enerjisi esas olarak çekme çaprazıyla karşılanır. V ve Ters V şeklindeki çaprazlı çerçeve her zaman çekme basınç etkisi vardır. Bu tip çaprazlı sistemle X şeklindeki çaprazlı çerçeveler arasındaki ana fark, çekme çaprazıyla basınç çaprazının davranışlarının farklı olmasından dolayı bağlı buldukları yatay elemanda oluşan düşey etkidir. K şeklinde çaprazlı çerçeveler de V şeklindeki çaprazlı çevrelere benzer davranış gösterirler ama burada tehlike daha fazladır. Kolonun ortasındaki yatay deplasman kolonun yanal burkulmasına sebebiyet verebilmektedir (Deren, Uzgider ve Piroğlu, 2007).

6.3 Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler (DÇÇP)

Moment aktaran çelik çerçeveler iyi boyutlandırıldığı ve uygulandığı zaman sünek bir davranış gösterir. Çoğu zaman katlar arası yer değiştirmenin sınırlandırılması boyutlandırmada kritik şart olarak ortaya çıkar. Merkezi çelik çaprazlı ise, yüksek yanal rijitliğe sahip olmakla beraber, enerji tüketimi çaprazların burkulmasından etkilenir. Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler her iki sakıncayı gidermek için oluşturulmuştur (Celep, Kumbasar 2004).

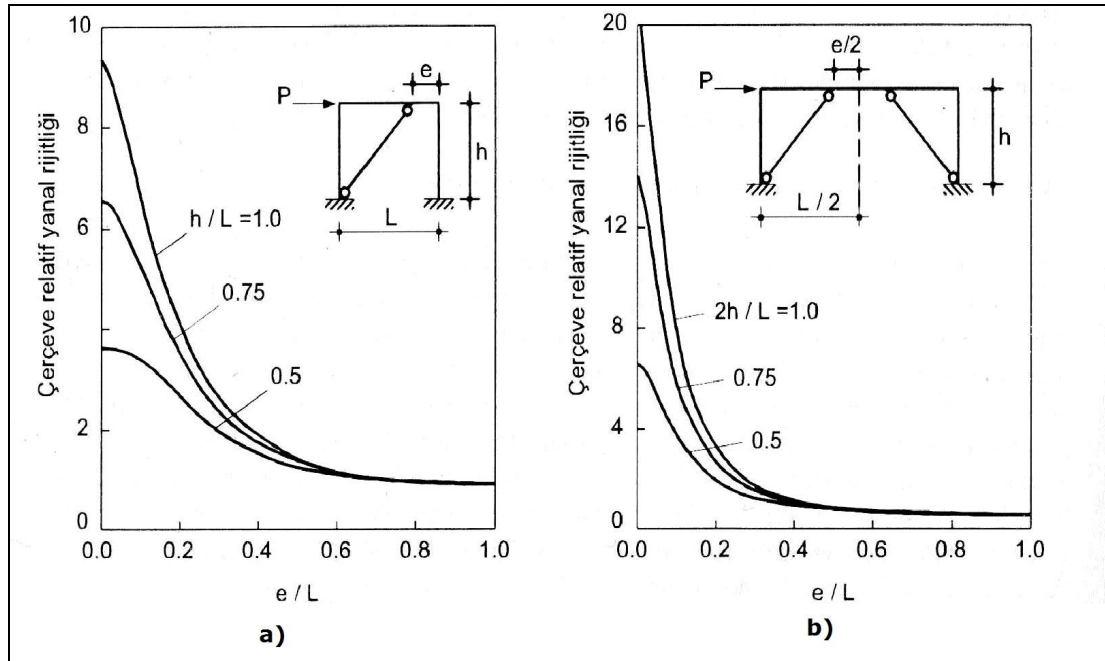
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler (DÇÇP), yüksek elastik rijitliğe, çevrimsel yatay yükler altında stabil bir inelastik davranışa, mükemmel bir süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahiptir. Bu nedenle, yüksek sismik aktivitesi olan bölgeler için oldukça uygun taşıyıcı sistemlerdir. MÇÇP sistemlerinin yüksek yanal rijitlik kapasitesi ile, çelik çaprazlı perdenin stabil enerji yutma kapasitesi ve sünekliği, DÇÇP sistemlerinin karakteristikleridir. DÇÇP sistemlerin en belirgin ve ayırıcı özelliği, çelik çapraz elemanın en az bir ucunun, kirişte “bağlantı (bağ) kirişi” adını verilen bir parçaya bağlanmasıdır (Deren, Uzgider ve Piroğlu 2007).

Sıkça kullanılan dışmerkez çelik çaprazlı perdeler Şekil 6.2’de verilmiştir.



Şekil 6.2 Sıkça kullanılan DÇÇP tipleri

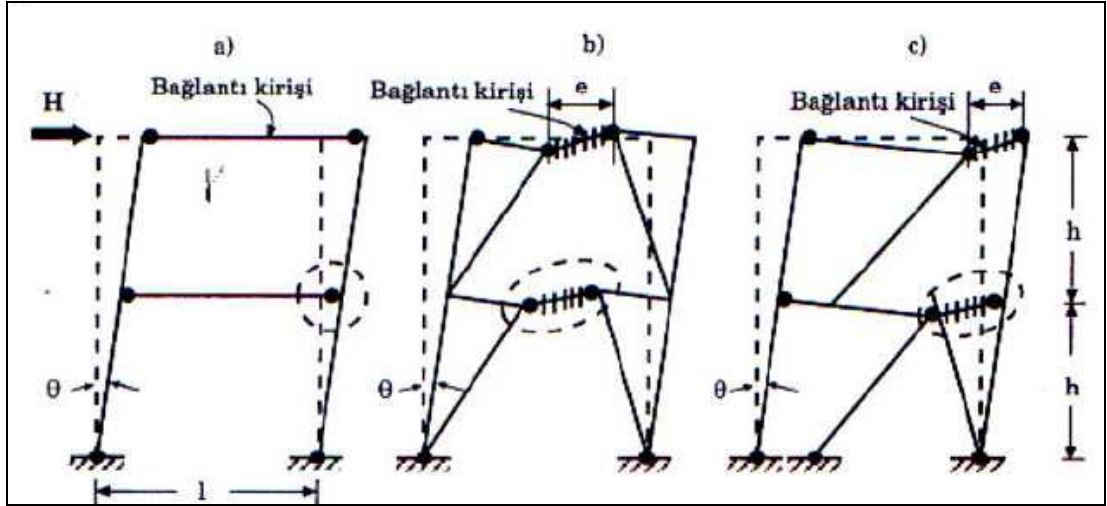
Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin çaprazlanmamış rijit çerçeve sistemlerine göre yanal rijitlik açısından üstünlüğü Şekil 6.3'te görülmektedir. Şekil 6.3'te yatay eksen bağlantı kirişinin çerçeve genişliğine oranını, düşey eksen ise relatif yanal rijitliği göstermektedir. Şekil 6.3a ve 6.3b incelendiğinde $e/L=0$ durumu merkezi çelik çaprazlı perdeye, $e/L=1$ durumu ise moment aktaran çerçeveye karşılık gelmektedir (Celep, Kumbasar 2004 Sf 682). Bağ kirişinin çerçeve açıklığına oranının 1 olduğu durumda, diğer bir deyişle moment aktaran çerçeve durumunda relatif yanal rijitlik MÇÇP ve DÇÇP'de durumlarına göre minimum seviyeye düşmektedir.



Şekil 6.3 Çerçeve yanal rijitliğinin bağ kirişi boyu ile değişimi (Celep, Kumbasar 2004)

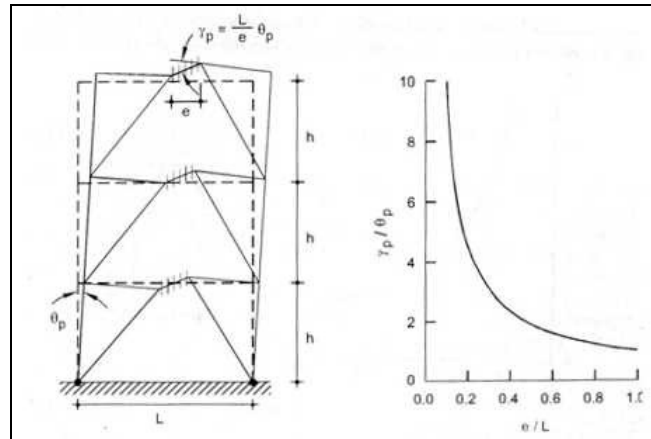
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler (DÇÇP), çeşitli geometrik formlarda oluşturulabilir. Oluşturulan çelik çaprazlı perdelerin süneklik düzeyi yüksek çelik çaprazlı perdeler olarak değerlendirilebilmeleri için, birleşim noktası ile bu bağlantı arasındaki kiriş parçasının (bağ kirişinin) büyük deformasyonlar yapabilmeleri gerekir. Böylece; kolon-kiriş birleşim noktası ile güçlendirme elemanı arasında kalan kiriş parçasının, plastik kayma deformasyonu yapmasına imkan verilerek enerji yutması sağlanır (Deren, Uzgider ve Piroğlu 2007).

Bağlantı kirişinin plastik deformasyon yapmasını sağlayacak teorik yükü hesaplamak mümkündür. Bu şekilde, çapraz elemana etkiyecek aksenal yük değerini bulmakta da mümkündür (Deren, Uzgider ve Piroğlu 2007).



Şekil 6.4 Mekanizma Durumunun Grafikselsel Gösterimi (Deren, Uzgider ve Piroğlu 2007)

Şekil 6.4a'da moment aktaran çerçevenin, Şekil 6.4b ve Şekil 6.4c'de ise dışmerkez çelik çaprazlı perdelerle güçlendirilmiş çerçevelerin, elastik olmayan davranışları gözlemlenebilir. Her iki sistemde Şekil 6.4a ile 6.4b veya 6.4c'de aynı θ yanal açısal sapması için farklı sünek davranış göstermektedir. Şekil 6.4a'da güçlendirilmemiş rijit çerçeve sisteminde plastik mafsallar θ kadar dönme yapmış olmaları nedeniyle sünek davranış diğerlerine göre en azdır. Buna karşılık dışmerkez çelik çaprazlı perdelerde, kısa bağ kirişi önemli oranda plastik mafsal dönmelerine sebep olmuştur.



Şekil 6.5 Bağ kirişi Açısının e/L oranı ile değişimi (Celep, Kumbasar 2004)

Şekil 6.5’de ters V türünden dışmerkez bir çerçevede plastik şekil değiştirmeler gösterilmiştir. Burada bağ kirişi boyu küçük olduğu için, plastikleşmenin kesme kuvveti etkisinden oluştuğu kabul edilebilir. Elastik şekil değiştirmelerin plastikler yanında küçük olduğu kabul edilerek ve geometrik bağıntılar kullanılarak denklem (6.1) elde edilebilir,

$$\frac{\gamma_p}{\theta_p} = \frac{L}{e} \quad (6.1)$$

Denklem 6.1’de γ_p bağ kirişindeki plastik açı değişimi ve θ_p ise çerçevede plastik kat ötelenme açısıdır. Bu bağıntının değişimi’de Şekil 6.5’de görülebilir. Görüldüğü gibi bağ elemanlarında oluşan plastik şekil değiştirmeler eleman boyu ile ters orantılıdır. Elastik yerdeğiştirmelerin küçük olduğu kabul edilirse, toplam rölatif kat ötelemesinden plastik kat açısı denklem (6.2)’deki gibi hesaplanabilir.

$$\theta_p \approx \frac{\Delta_s}{h} = \frac{C_d \Delta_e}{h} \quad (6.2)$$

Denklem 6.2’de Δ_e öngörülen deprem etkisinden oluşan kat rölatif ötelenmesi ve C_d plastik durum için kullanılan büyütme katsayısıdır. Bağ kirişinin şekil değiştirme kapasitesinin aşılmaması için, bağ kirişi boyunun çok küçük olmaması gerekir.

Bağ kirişinin kesme kuvveti kapasitesine erişerek plastikleştiği ve elastik şekil değiştirmelerin çok küçük olduğu kabul edilirse, bir katlı bir çerçeve için dış ve iç şekil değiştirme işlerinin eşitliği denklem (6.3)’teki gibi gösterilebilir;

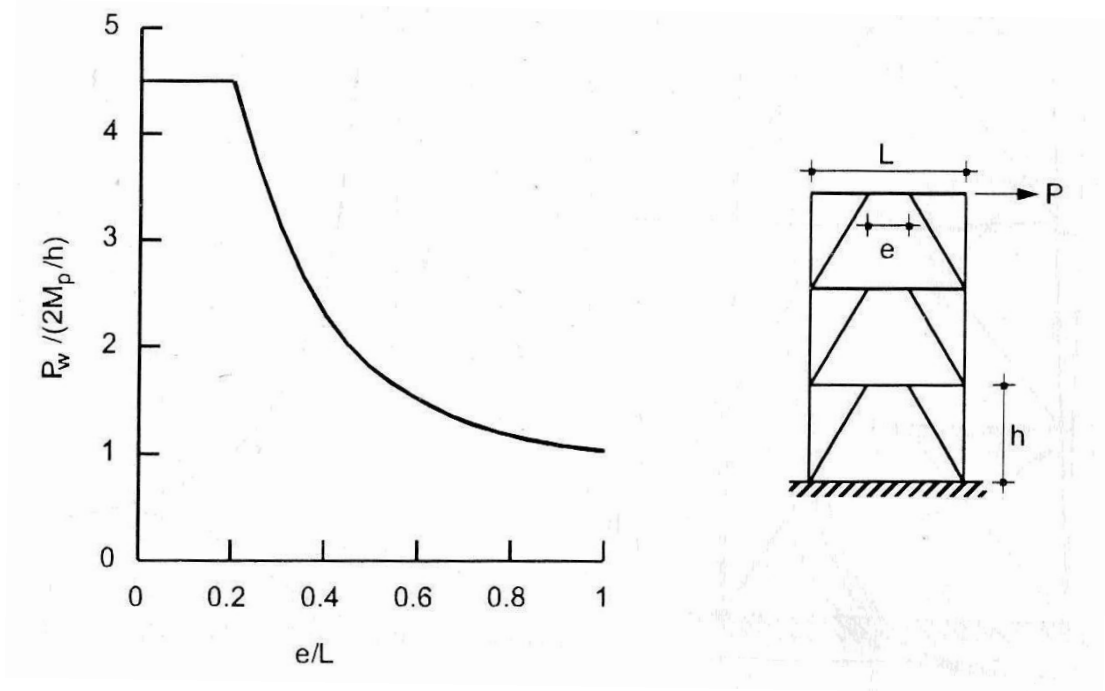
$$P_u h \theta_p = e V_p \gamma_p \quad (6.3)$$

Denklem (6.3)’te P_u : yatay kuvveti V_p bağ kirişinin kesme kuvveti kapasitesini göstermektedir.

Denklem (6.2) ve denklem (6.3) birleştirilerek, denklem (6.4) elde edilebilir;

$$P_u = \frac{V_p L}{h} \quad (6.4)$$

Denklem (6.4) incelendiğinde, bağ kirişinin kesme kuvvetinden plastikleştiği kabülü altında, yatay kuvvet kapasitesinin eleman boyundan bağımsız olduğu anlaşılır. Bu sonuç Şekil 6.6'da e/L 'nin küçük değerleri için görülebilir. Fakat, bağ kirişinin boyunun büyümesi ile , eğilme momenti elemanın davranışında etkili olmaya başlar. Bağ kirişin e boyunun artması ile eğilme momenti de arttığı için, çerçevenin yatay yük kapasitesi azalır.

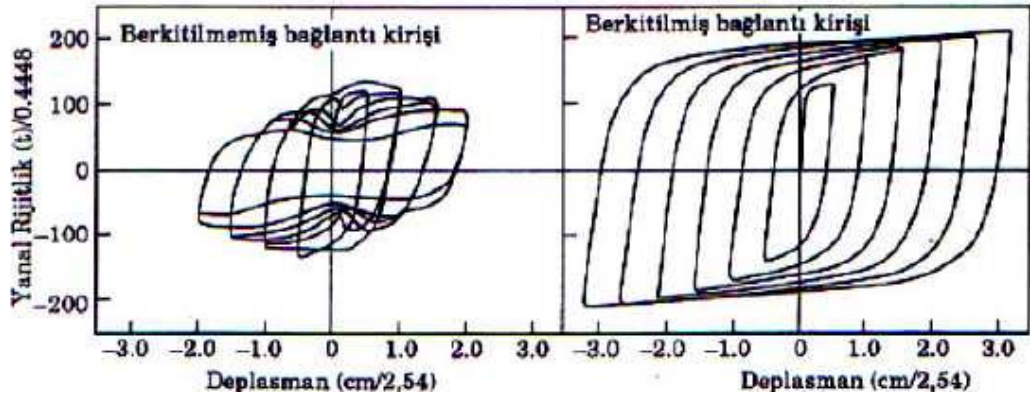


Şekil 6.6 DÇÇP 'nin yatay yük kapasitesinin bağ kirişi boyu ile değişimi (Celep, Kumbasar 2004)

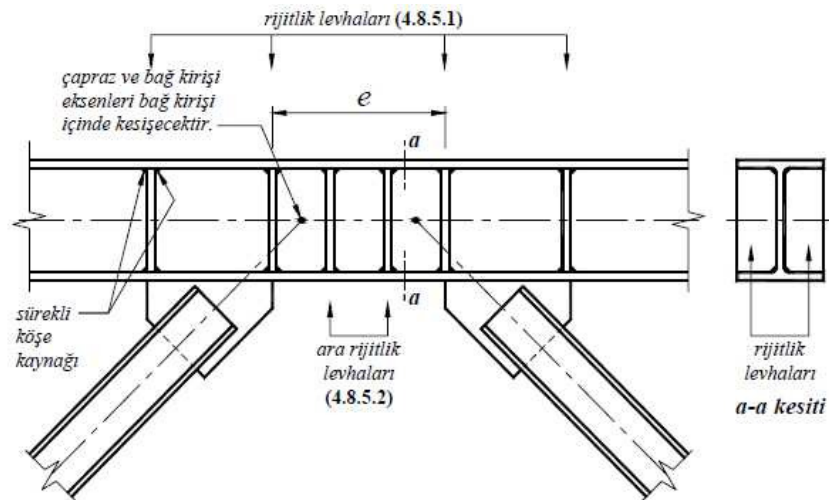
DÇÇP sistemlerin tasarımında izlenen yol şöyledir;

- 1)İnelastik davranışı bağ kirişi üzerinde sınırlandırmak
- 2)Bağlantı kirişi etrafındaki çerçeve sistemini, bağ kirişinden gelecek enbüyük kuvvetlere göre boyutlandırmak

Bu stratejiyi kullanarak yapılan boyutlandırma, bağ kirişinin sünek “sismik sigorta” olarak davranmasını sağlar ve bağlantı kirişi etrafındaki çerçeve sisteminin bütünlüğünü korur. DÇÇP sistemlerde çapraz elemanda oluşacak aksenal yük, kirişe aksenal gerilme yaratan yatay birleşeni ve kiriş gövdesinde kayma gerilmeleri oluşturan düşey birleşeni ile aktarılır. University Of California at Berkeley (UCB)’de yapılan deneysel çalışmalar göstermiştir ki, bağlantı kirişleri, gövde takviye levhaları olmaksızın tekrarlı yüklere karşı koyacak kapasiteye sahip değildir. Şekil 6.7’de bağ kirişi rijitliğinin yanal rijitliğe etkisi görülebilir. Bağ kirişlerinin yük taşıma kapasitesi gövde buruşması nedeniyle önemli oranda azalır. Bunun için, gövde burkulmasını önleyecek şekilde bağlantı kirişine rijitlik artırıcı berkitme levhaları yerleştirilmelidir (Deren, Uzgider ve Piroğlu 2007). Berkitme levhaları ile ilgili olarak Deprem Yönetmeliği Mart 2007’de verilen örnek detay Şekil 6.8’de gösterilmiştir.

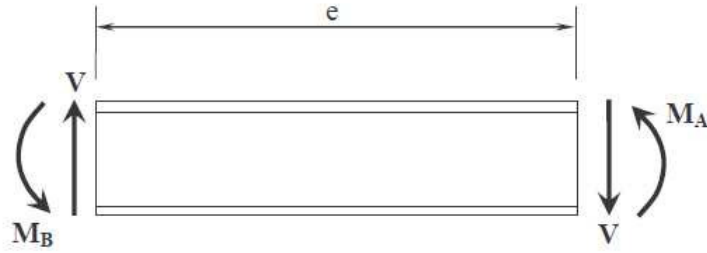


Şekil 6.7 Bağ Kirişi Rijitliğine Göre Yanal Rijitliğin Değişimi (Deren, Uzgider ve Piroğlu 2007)



Şekil 6.8 Bağ Kirişi Berkitme Detayı (Deprem Yönetmeliği Mart 2007)

Şekil 6.9’da bağ kirişinin serbest çizim diyagramı görülmektedir. Eksenel yük etkisi ve eğilme momenti ile kesme kuvvetinin karşılıklı plastik etkileşimini ihmal edersek, M_A ve M_B momentlerinin her ikisi de M_P plastik momentine ulaşınca, bağ kirişinin her iki ucunda plastik mafsallar oluşur. V kesme kuvveti, V_p Plastik kesme kuvveti taşıma kapasitesine ulaşınca da, kesme mafsalının oluştuğu söylenebilir. Plastik moment taşıma kapasitesi denklem (6.5) ile, kesme kuvveti taşıma kapasitesi denklem (6.6) ile hesaplanabilir (Deren, Uzgider ve Piroğlu 2007).



Şekil 6.9 Bağ Kirişi Serbest Cisim Diyagramı

$$M_p = W_{px} \sigma_y \quad (6.5)$$

Denklem (6.5)’te

W_{px} kiriş kesitinin plastik mukavemet momenti,

σ_y çelik malzemesi akma sınır gerilmesidir.

$$V_p = 0.6 \sigma_y (d - 2t_f) t_w \quad (6.6)$$

Denklem (6.6)’da

d : kiriş yüksekliği

t_f : kiriş başlık kalınlığı

t_w : kiriş gövde kalınlığıdır.

Plastik mafsal ve kesme mafsalının aynı anda oluşması halinde bağlantı kirişi uzunluğu denklem (6.7) ile hesaplanabilir,

$$e_0 = \frac{2M_p}{V_p} \quad (6.7)$$

Denklem (6.7)'de Plastik mafsal oluşumuna karşı gelen kesme kuvveti ise denklem (6.8) ile hesaplanabilir;

$$V_p = \frac{2M_p}{e_0} \quad (6.8)$$

Plastik teori uyarınca $e_0 = \frac{2M_p}{V_p}$ ifadesi, M ile V arasındaki karşılıklı etkileşimi içerecek şekilde değiştirilebilir. Ancak test sonuçları, bu karşılıklı etkileşimin zayıf olduğunu göstermektedir ve bu yüzden ihmal edilir. Ayrıca test sonuçlarına göre, yeterli seviyede rijitleştirilmiş kısa bağlantı kirişleri, gerilme pekleşme bölgesine girerek ($1.5 \times V_p$) değerine eşit kesme kuvveti değeri taşıyabilirler. Kesme akmasına maruz kalmış olan bağ kirişinin uç momentleri, gerilme pekleşmesi nedeniyle artmaya devam edebilir ve böylece bağlantı kirişi uçlarında plastik mafsallar oluşur. Yüksek aksenal deformasyon nedeniyle, bağlantı kirişi başlıklarındaki düşük tekrarlı yorulma sonucu yırtılma oluşmaması için, bu uç momentlerindeki gerilme pekleşmesinden dolayı artış ($1.2 \times M_p$) değeri ile sınırlandırılır. Kesme akmasına maruz kalmış bir bağlantı kirişinin maksimum uzunluğu denklem (6.9)'daki değiştirilir;

$$e_0 = \frac{2 \times (1.2M_p)}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (6.9)$$

Şekil 6.3, Şekil 6.5 ve Şekil 6.6’da da gösterildiği gibi yapılan deneysel çalışmalar sonucunda, dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin plastik deformasyon kapasitesi, uzun bağlantı kirişi $e \geq e_0$ ile önemli oranda düştüğü $\frac{1.6M_p}{V_p} < e < \frac{2.6M_p}{V_p}$ halinde ise, bağ kirişinin aynı anda eğilme ve kesme akmasına maruz kaldığı belirlenmiştir (Deren, Uzgider ve Piroğlu 2007).

Bağ kirişlerinde kesme kuvveti ve eğilme momenti yanında ayrıca normal kuvvetin etkisi altında olması durumunda, iç kuvvetlerin karşılıklı etkileşimi sonucu eğilme momenti ve kesme kuvveti plastik değerlerini azaltır. Güç tükenmesi durumunda kesite etkiyen P_u değerindeki normal kuvvetin, kesme kuvveti kapasitesini azaltır. P_u aksenal yükü akmaya karşılık gelen aksenal yük değerini %15 aşması halinde ve azaltılmış kesme kuvveti kapasitesi denklem (6.10) ile hesaplanır. Benzer şekilde azaltılmış eğilme momenti kapasitesi ise denklem (6.11) ile hesaplanır.

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u / P_y)^2} \quad (6.10)$$

$$M_{pa} = 1.18M_p \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right) \quad (6.11)$$

6.4 Çelik Çaprazlı Perdeler İçin Eurocode 8’te Verilen Kurallar

Eurocode 8’de Çelik Çaprazlı Perdeler Deprem Yönetmeliği Mart 2007’deki gibi Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler ve Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler olmak üzere iki alt bölüme ayrılmıştır.

6.4.1 Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler İçin Verilen Kurallar

Eurocode 8’de merkezi çelik çaprazlı perdeli yapılarda çekme kuvveti etkisindeki çapraz elemanların, bağlantıların göçmesinden ve kirişler ile kolonların akmasından veya burkulmasından önce akacak şekilde tasarlanması amaçlanmıştır. Çünkü basınç etkisindeki çaprazlar basınç burkulması sebebiyle, rijitlik ve dayanıma önemli bir katkı yapamamaktadır. Birinci aşamada aşamada çaprazlardaki basınç etkisi artıp burkulma dayanımına ulaşabilir, fakat diğer çevrimde yani yükün yön değiştirmesi durumunda, burkulmadan kaynaklanan kalıcı deformasyondan dolayı basınç kuvveti taşıma kapasitesi azalmaktadır ve sonraki çevrimlerde hiçbir zamana plastik basınç kuvveti taşıma kapasitesi $N_{pl,Rd}$ ’ye ulaşmaz. Dayanımdaki düşüş hızlıdır ve tekrarlı yüklemeler altında tahmin edilmesi kolay değildir. Sorun güvenli tarafta kalacak şekilde bir yapısal davranış tahmin edilmesidir. Bu gerçeklik EC8’de basınç çaprazları ile ilgili maddelerin tasarım felsefesini oluşturur (Fardis, Carvalho, ve diğerleri 2005).

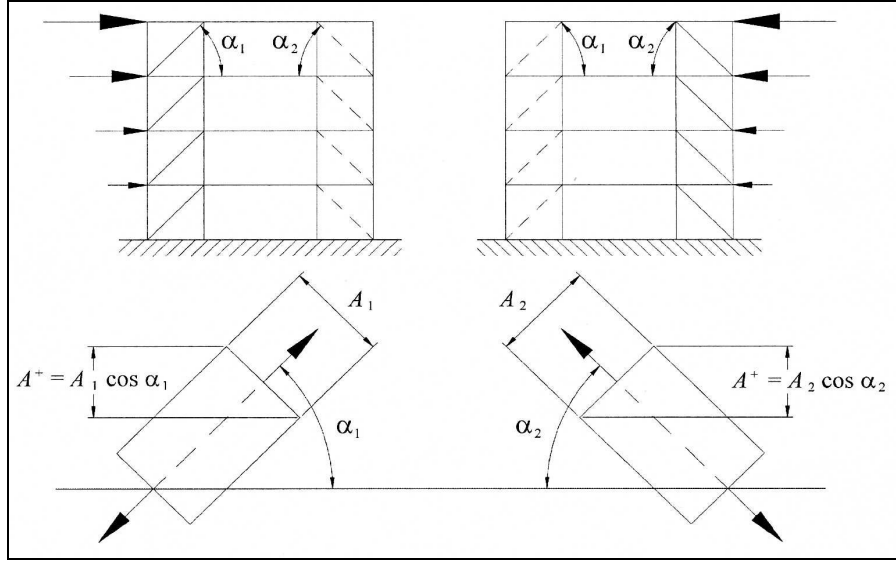
6.4.1.1 Tasarım Kriterleri

- a) Perdelerin çapraz elemanları yüklemenin yön değiştirmesi durumunda her katta aynı deformasyonu gösterecek şekilde tasarlanmalıdır.
- b) Her katta denklem (6.12) sağlanmalıdır

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05 \quad (6.12)$$

Denklem (6.12)’de ;

A^+ ve A^- : Sırasıyla çekme çaprazlarının yatay deprem yükünün pozitif veya negatif yönde olması durumunda kesit alanlarının yatay izdüşümleridir. Şekil 6.10’daki şekil üzerinde açıkça görülebilir.



6.10 Çapraz İzdüşüm Alanlarının Gösterimi (EC8 Şekil 6.12)

6.4.1.2 Merkezi Çelik Çaprazlı Perdelerin Analiz Yöntemleri (EC8 6.7)

a) Düşey ağırlık yükleri altında sadece kirişler ve kolonların yükleri taşıdığı düşünülmesi, çelik çaprazlar dikkate alınmamalıdır.

b) Sismik yük için, elastik analizde çaprazlar aşağıdaki gibi kabul edilmelidir;

- Çelik çaprazlı perdeli çerçevelerde sadece çekme çubukları dikkate alınmalıdır. Yapı analizini her bir merkezi çelik çaprazlı perde için sadece bir çapraz varmış gibi gerçekleştirilir, diğer çapraz ise daha önce burkulduğu ve dayanıma katkı sağlamalığı düşünülür. Bu başlangıçta yapısal sisteme rijitlik ve dayanım katkısını ihmal etmeye karşılık gelip, burkulması sonrası durum için güvenli yönde kalmayı sağlar.
- V çaprazlı perdelerde hem çekme çaprazı hem de basınç çaprazı dikkate alınmalıdır.

c) Aşağıdaki koşulların sağlanması durumunda merkezi çelik çaprazlı perdeli çerçevelerde hem basınç hem de çekme çaprazı analizde dikkate alınabilir;

- Doğrusal olmayan statik analiz (pushover) veya doğrusal olmayan zaman tanım aralığında bir analiz yöntemi kullanıldığında,
- Çaprazların modellenmesinde burkulma öncesi durum ve burkulma sonrası davranışları göz önünde tutulduğunda hem basınç çaprazı hem de çekme çaprazı analizde modelinde kullanılabilir.

6.4.1.3 MÇÇP'lerdeki Çapraz Elemanları İçin Verilen Kurallar

a) X çaprazlı perdelerde boyutsuz narinlik oranı $1.3 < \bar{\lambda} \leq 2$ ile sınırlandırılmıştır. Böylece narin diyagonellerin aksenal yükün yön değiştirmesi durumunda şok etkisine uğraması engellenmiştir.

b) Çaprazlı perde şekli X türü değilse boyutsuz narinlik oranı $\bar{\lambda} \leq 2$ ile sınırlandırılmıştır.

c) V çaprazlı perdelerde boyutsuz narinlik $\bar{\lambda} \leq 2$ ile sınırlandırılmıştır.

d) İki kata kadarki yapıların çaprazlarında herhangi bir boyutsuz narinlik sınırı yoktur. Dolayısıyla az katlı yapılarda çubuklar ve kablolar çapraz elemanlar olarak kullanılabilir.

6.4.1.4 MÇÇP'lerdeki Kolon ve Kiriş Elemanları İçin Verilen Kurallar

a) Eksenel yüklü kiriş ve kolonlarda en küçük dayanım değeri denklem (6.13)'te verilen eşitliği sağlamalıdır

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}\Omega N_{Ed,E} \quad (6.13)$$

Denklem (6.13)'te

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$: Kiriş veya kolonun eğilme momenti ve eksenel kuvvetin ortak etkisi altında EN1993'e göre burkulma dayanımı,

$N_{Ed,G}$: Kiriş veya kolonun deprem etkisi dışında oluşan eksenel yükü

$N_{Ed,E}$: Kiriş veya kolonun deprem etkisi sebebiyle oluşan eksenel yükü

γ_{OV} : Dayanım artırma faktörü

Ω : çelik çaprazlı perdeli sistemdeki en düşük $\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$ değeri,

$N_{pl,Rd,i}$: i'ninci çapraz elemanının dayanımı

$N_{Ed,i}$: i'ninci çaprazın sismik yük durumundaki eksenel kuvvetidir.

b) V çaprazlı perdelerle sahip çerçevelerde, kirişler aşağıdaki kurallara göre boyutlandırılmalıdır;

- Sismik olmayan tüm yükler çaprazlar dikkate alınmadan taşındığı düşünülecektir.
- Düşey yük etkisi kirişlere çaprazların burkulmasından sonra etkitilecektir. Bu etki çekme çaprazları için $N_{pl,Rd}$ ile, basınç çaprazları için ise $\gamma_{pb}N_{pl,Rd}$ ile hesaplanacaktır. γ_{pb} : burkulma sonrası durumda çaprazın basınç kuvveti taşıma kapasitesidir. Ulusal eklerde önerilen γ_{pb} değeri 0.3'tür.

c) Çelik çaprazlı perdeli çerçevelerde basınç ile çekme çaprazları kesişmiyor ise, çapraza komşu kolonda oluşan çekme ve basınç kuvvetleri dikkate alınarak basınç çaprazlarındaki basınç kuvvetleri basınç dayanımlarına eşit hesaplanmalıdır.

6.4.2 Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler İçin Verilen Kurallar (EC8 6.8)

Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler ile merkezi çelik çaprazlı perdeler geometri bakımından birbirlerine yakındır. Fakat eksantirik yerleştirilmiş bağ kirişi adı verilen çelik kirişler ile aksenal kuvvet ve eğilme momenti taşır. Yapıya etkileyen kuvvetleri esas olarak bu bağ kirişi adı verilen yatay elemanlar taşır. Yatay elemanlar ilk önce kesme kuvveti veya eğilme momenti etkisinde plastik mafsallar oluşacak şekilde tasarlanır. Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerde, çaprazlar sismik yük durumunda burkulacak şekilde tasarlanmazlar. Çelik çaprazlar enerji sönümleyici bölgelerin parçalarıdır, bağlantı elemanlarının dayanım kapasitesinde tasarlanırlar ve burkulma önlenip elastik kalmaları sağlanır (Fardis, Carvalho, ve diğerleri 2005).

Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin seçilmesinin pek sebebi vardır, bu sebeplerden bazıları aşağıdaki gibi sayılabilir;

- Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin enerji sönümleme kapasiteleri büyüktür.
- Merkezi çelik çaprazlı perdeler nazaran 4 çubuk yerine 3 çubuk içerdikleri için bağlantı detayları ve montaj detayları daha basittir.
- Çelik çaprazlar düşey yükleri de taşır, bu yüklere karşı yeterli dayanıma sahiptirler.

6.4.2.1 Tasarım Kriterleri

- a) Dışmerkez çelik çaprazlı perdeli çerçeveler bağ kirişi adı verilen eğilme momenti veya kesme kuvveti etkisinde plastik mafsallı oluşturulan bağ kirişi adı verilen özel elemanlarla tasarlanmalıdır.
- b) Yapısal sistem tüm bağ kirişleri düşünülerek homojen bir enerji sönmeme davranışı oluşacak şekilde tasarlanmalıdır.
- c) Bağ kirişleri yatay veya düşen birleşen şekilde olabilir.

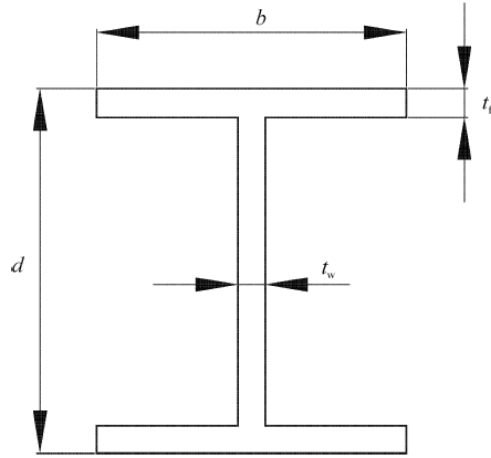
6.4.2.2 Bağ Kirişleri İçin Verilen Kurallar

- a) Bağ kirişi gövdesi tek parça olmalı, ek gövde levhası ile güçlendirilmemeli ve herhangi bir boşluk veya penetrasyon olmamalıdır.
- b) Bağ kirişleri plastik mekanizma oluşum şekillerine göre 3 tipe ayrılır
- Kısa Bağ Kirişi, plastik mafsallı mekanizması kesme kuvveti etkisi ile oluşur.
 - Uzun Bağ Kirişi: plastik mafsallı mekanizması eğilme momenti etkisi ile oluşur.
 - Orta Boy Bağ Kirişi: Plastik mafsallı mekanizması eğilme momenti ve kesme kuvvetinin ortak etkisi ile oluşur.
- c) I kesitler için plastik kesme kuvveti dayanımı denklem (6.14) ile eğilme momenti dayanımları ise denklem (6.15) ile hesaplanabilir.

$$V_{p,link} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times t_w \times (d - t_f) \quad (6.14)$$

$$M_{p,link} = f_y \times b \times t_f (d - t_f) \quad (6.15)$$

Denklem (6.14) ve denklem (6.15)'teki parametreler Şekil 6.11'de görülebilir.



Şekil 6.11 Bağ Kirişi Parametreleri

d) $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15$ ise, bağ kirişi her iki ucunda da denklem (6.16) ve (6.17)

sağlanmalıdır.

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (6.16)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (6.17)$$

Denklem (6.16) ve denklem (6.17)'de

V_{Ed} : Bağ kirişi uçlarındaki tasarım kesme kuvveti yükü değeri

M_{Ed} : Bağ kirişi uçlarındaki tasarım eğilme momenti yükü değeridir.

e) $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \geq 0.15$ ise, bağ kirişi her iki ucunda da denklem (6.14) ve (6.15) ile

hesaplanan kesme kuvveti taşıma kapasitesi ile eğilme momenti taşıma kapasiteleri denklem (6.18) ve denklem (6.19)'deki gibi azaltılarak hesaplanmalıdır.

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]^{0.5} \quad (6.18)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right] \quad (6.19)$$

f) $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \geq 0.15$ ise, bağ kirişi boyu e denklem (6.20) ve (6.21)'deki koşulları sağlamalıdır;

$R < 0.3$ ise;

$$e \leq 1.6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad (6.20)$$

$R \geq 0.3$ ise;

$$e \leq (1.15 - 0.5R) \times 1.6 \times \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad (6.21)$$

R değeri ise denklem (6.22) ile hesaplanabilir;

$$R = \frac{N_{Ed} \times t_w \times (d - 2t_f)}{V_{Ed} \times A} \quad (6.22)$$

Denklem (6.22)'de A : Brüt kesit alanıdır.

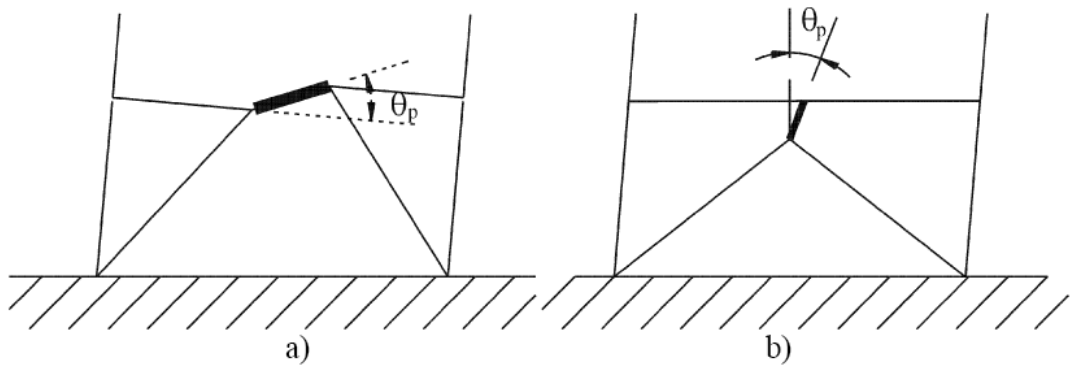
g) Tasarım sırasında iki uçtaki eğilme momenti ektisinde olan bağ kirişleri uzunluklarına göre 3 tipe ayrılır, I kesitler için,

- Kısa Bağ Kirişi, $e < e_s = 1.6 \times \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$
- Uzun Bağ Kirişi, $e > e_L = 3.0 \times \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$
- Orta Boy Bağ Kirişi, $e_s < e < e_L$

h) Tasarımda çelik çaprazlarla güçlendirme tipine göre bağ kirişinin sadece tek bir ucunda plastik mafsal oluşabilir (Bakınız Şekil 6.12). Bu durumda bağ kirişi boyuna göre sınıflandırma değişir, I Kesitler için;

- Kısa Bağ Kirişi, $e < e_s = 0.8 \times (1 + \alpha) \times \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$.
- Uzun Bağ Kirişi, $e > e_L = 1.5 \times (1 + \alpha) \times \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$
- Orta Boy Bağ Kirişi, $e_s < e < e_L$

α : bağ kirişinin uçlarında oluşan eğilme momentinin küçük olanının büyük olana oranı olup, mutlak değerce bakılır.



Şekil 6.12 Bağ kirişi uç momentlerinin eşit veya farklı olması durumu (EC8 Şekil 6.14)

g) Bağ kirişleri ile bağ kirişi diğer elemanlar arasındaki bağ kirişi dđnme ağıları, yapı deplasmanları ile uyumlu olmalıdır. Bağ kirişleri dđnme ağıları aşağıdaki değerleri aşmamalıdır;

- Kısa Bağ Kirişi, $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0.08$ radyan
- Uzun Bağ Kirişi, $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0.02$ radyan
- Orta Boy Bağ Kirişi, $\theta_p \leq \theta_{pR} =$ ara değerler kısa bağ kirişi ve uzun bağ kirişi için verilen değerlerin doğrusal enterpolasyonu ile bulunabilir.

h) Bağ kirişi uçlarında eleman gđvdesinde tam boy berkitmeler konulmalıdır. Bu berkitmeler genişliği $(b - 2t_w)$ ve kalınlığı $0.75t_w$ veya 10 mm den kđçük olmamalıdır.

k) Bağ kirişlerinde ara berkitme elemanları kullanılmalıdır.

- Kısa bağ kirişlerinde ara berkitme aralıkları $(30t_w - \frac{d}{5})$ 'i geğmeyecek şekilde $\theta = 0.08$ radyanlık bağ kirişi dđnmesi için, $(52t_w - \frac{d}{5})$ $\theta = 0.02$ radyan veya daha kđçük bağ kirişi dđnmesi için kullanılabilir. Ara değerler için doğrusal enterpolasyon yapılabilir.
- Uzun bağ kirişlerinde ara berkitmeler plastik mafsal oluşan uzunluklardan 1.5 başlık genişliği uzaklığa yerleştirilmelidir.
- Orta boy bağ kirişlerinde kısa bağ kirişleri ve uzun bağ kirişlerinde verilen kurallar gerđekeřtirilmelidir.
- Ara berkitmeler bağ kirişi boyu e 'nin $e > \frac{5M_p}{V_p}$ koşuluna sağladığı zaman gerekli değerdir.

- Ara berkitmeler tüm kesit yüksekliğinde olmalıdır. Bağ kirişi kesit yüksekliği 600 mm'den küçük kesitlerde sadece kirişin tek tarafına berkitme elemanı konulabilir. Tek tarafa konulan bağ kirişlerinde berkitme levhası kalınlığı t_w veya 10 mm'den küçük olmamalıdır. Berkitme elemanı genişliği ise $(\frac{b}{2} - t_w)$ 'den küçük olmamalıdır. Bağ kirişi kesit yüksekliği 600 mm'den büyük ise berkitme elemanları iki yüzeye konulmalıdır.
- Berkitme elemanları bağ kirişi gövdesine köşe kaynak ile bağlanmış ise, köşe kaynaklar $\gamma_{ov} \times f_y \times A_{st}$ kadar kuvvet taşıyabilmelidir. A_{st} : berkitme elemanının alanıdır. Flanşlara köşe kaynak ile bağlı ise kaynaklar $\frac{\gamma_{ov} \times f_y \times A_{st}}{4}$ kadar kuvvet taşıyabilmelidir.
- Bağ kirişinin alt ve üst başlıklarında bağ kirişi uçlarında yanal mesnetler sağlanmalıdır. Uç yanal mesnetler başlıklara gelmesi muhtemel $f_y \times b \times t_f$ ile hesaplanan aksenal kuvvetin %6'sı kadar kuvveti taşıyabilmelidir.

6.4.2.3 Çelik Çaprazlı Perdelerin Diğer Elemanları İçin Verilen Kurallar

- Çelik Çaprazlı Perdelerin bağ kirişleri dışında kalan kolon ve çapraz gibi elemanlarında, eğer bağ kirişi yatay olarak bağlanmış ise veya dikey bağ kirişi kullanılmış ise, basınç aksenal kuvvet ile eğilme kuvveti en elverişsiz yükleme kombinasyonuna göre yapılmalıdır.

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (6.23)$$

Denklem (6.23)'de

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$: Kolonda veya çapraz elemanda, eğilme momenti ve kesme kuvvetinin ortak etkisi dikkate alınarak hesaplanan aksenal yük taşıma kapasitesidir.

$N_{Ed,G}$: Kolonda veya çapraz elemanda sismik yük etkisi dışında oluşan aksenal kuvvet

$N_{Ed,E}$: Kolonda veya çapraz elemanda sismik yük etkisi ile oluşan aksenal kuvvettir.

γ_{ov} : Dayanım artırma katsayısıdır.

Ω : tüm kısa bağ kirişleri dikkate alınarak hesaplanan $\Omega_i = \frac{1.5V_{p,link,i}}{V_{Ed,i}}$ veya

tüm uzun bağ kirişleri dikkate alınarak hesaplanan $\Omega_i = \frac{1.5M_{p,link,i}}{M_{Ed,i}}$

değerlerinden en küçüğüdür.

$V_{Ed,i}$, $M_{Ed,i}$: sismik yük durumunda ilgili bağ kirişinde oluşan kesme kuvveti ve eğilme momentinin tasarım değerleri

$V_{p,link,i}$, $M_{p,link,i}$: ilgili bağ kirişinde denklem (6.14) ile hesaplanan plastik kesme kuvveti dayanımı ve denklem (6.15) ile hesaplanan eğilme momenti dayanımlarıdır.

6.5 Çelik Çaprazlı Perdeler İlgili Olarak Deprem Yönetmeliği Mart 2007'de Verilen Kurallar

Deprem Yönetmeliği Mart 2007'de Madde 4.5'te Merkezi ve Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler ile ilgili aşağıdaki kurallar verilmiştir,

Çelik çaprazlı perdeler, mafsallı birleşimli, veya moment aktaran çerçeveler ile bunlara merkezi veya dışmerkez olarak bağlanan çaprazlardan oluşan yatay yük taşıyıcı sistemlerdir. Bu tür sistemlerin yatay yük taşıma kapasiteleri, eğilme dayanımlarının yanı sıra, daha çok veya tümüyle elemanların aksenal kuvvet dayanımları ile sağlanmaktadır. Çelik çaprazlı perdeler, çaprazların düzenine bağlı olarak ikiye ayrılmaktadır.

- Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler
- Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler

Çaprazların çerçeve düğüm noktalarına merkezi olarak bağlandığı *Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler* süneklik düzeyi yüksek ve süneklik düzeyi normal sistem olarak boyutlandırılabilirler. Buna karşılık, çaprazların çerçeve düğüm noktalarına dışmerkez olarak bağlandığı *Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler* süneklik düzeyi yüksek sistem olarak boyutlandırılır (DBYYHY Mart 2007).

6.5.1 Süneklik Düzeyi Yüksek Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler

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

Enkesit Koşulları;

- Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerin kiriş, kolon ve çaprazlarında, başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarına ilgili Tablo 4.3'teki kurallara uyulmalıdır.
- Çatı ve düşey düzlem çaprazlarının narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.0\sqrt{E_s / \sigma_a}$ sınır değerini aşmayacaktır.
- Çok parçalı çaprazlarda bağ levhalarının aralıkları, ardışık iki bağ levhası arasındaki tek elemanın narinlik oranı tüm çubuğun narinlik oranının 0.40 katını aşmayacak şekilde belirlenecektir. Çok parçalı çaprazın burkulmasının bağ levhasında kesme etkisi oluşturmadığının gösterilmesi halinde, bağ levhalarının aralıkları, iki bağ levhası arasındaki tek çubuğun narinlik oranı çok parçalı çubuğun narinlik oranının 0.75 katını aşmayacak şekilde belirlenebilir.

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

Yatay Yüklerin Dağılımı;

- Binanın bir aksı üzerindeki düşey merkezi çapraz elemanları, o aks doğrultusundaki depremde ve her bir deprem yönünde etkiyen yatay kuvvetlerin en az %30'u ve en çok %70'i basınca çalışan çaprazlar tarafından karşılanacak şekilde düzenlenecektir.

V veya ters V Şeklindeki Çapraz Düzenleri İçin Ek Koşullar;

- Çaprazların bağlandığı kirişler sürekli olacaktır.
- Çaprazlar düşey yüklerin ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında boyutlandırılacaktır. Ancak çaprazların bağlandığı kirişler ve uç bağlantıları, çaprazların yok sayılması durumunda, kendi düzlemlerindeki düşey yükleri güvenle taşıyacak şekilde boyutlandırılacaktır.
- Süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı çerçevelerin kirişleri için verilen koşullar çaprazların bağlandığı kirişler içinde aynen geçerlidir.

K Şeklinde Çapraz Düzenleri İçin Ek Koşullar;

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

6.5.2 Süneklik Düzeyi Normal Merkezi Çelik Çaprazlı Perdeler

Enkesit Koşulları;

- Süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı perdelerin kiriş, kolon ve çaprazlarında, başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarına ilişkin koşullar için Tablo 4.3'teki kurallara uyulmalıdır.
- Basınca çalışan çatı ve düşey düzlem çaprazlarının narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.00\sqrt{E_s/\sigma_a}$ sınır değerini aşmamalıdır.
- Çok parçalı çaprazlarda, TS 648'in bağ levhalarına ilişkin kuralları geçerlidir. Her çubukta en az iki bağ levhası kullanılacaktır.
- Sadece çekme kuvveti taşıyacak şekilde hesaplanan çaprazlarda narinlik oranı 250'i aşmayacaktır. Ancak, en çok iki katlı binalardaki çapraz elemanların, hesaplanan çekme kuvvetinin Tablo 4.1'deki Ω_0 katsayısı ile çarpımını taşıyacak şekilde boyutlandırılmaları halinde bu kural uygulanmayabilir.

V veya ters V Şeklindeki Çapraz Düzenleri İçin Ek Koşullar;

- Çaprazların bağlandığı kirişler sürekli olacaktır.
- Çaprazlar düşey yüklerin ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında boyutlandırılacaktır. Ancak çaprazların bağlandığı kirişler ve uç bağlantıları, çaprazların yok sayılması durumunda, kendi düzlemlerindeki düşey yükleri güvenle taşıyacak şekilde boyutlandırılacaktır.
- Süneklik düzeyi normal merkezi çelik çaprazlı çerçevelerin kirişleri için verilen koşullar çaprazların bağlandığı kirişler içinde aynen geçerlidir.

6.5.3 Süneklik Düzeyi Yüksek Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdeler

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler, deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli ölçüde doğrusal olmayan şekil değiştirmeler yapabilme özelliğine sahip olduğu yatay yük taşıyıcı sistemlerdir. Bu sistemler, bağ kirişlerinin plastik şekildeğiştirmesi sırasında kolonların, çaprazların ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin elastik bölgede kalması sağlanacak şekilde boyutlandırılırlar (DBYYHY Mart 2007).

Enkesit Koşulları

- Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin bağ kirişleri, diğer kirişleri, kolon ve çaprazlarında başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranlarında Tablo 4.3'teki kurallara uygulanacaktır.
- Çaprazların narinlik oranı (çubuk burkulma boyu/atalet yarıçapı) $4.00\sqrt{Es/\sigma_a}$ sınır değerini aşmamalıdır.
- Çok parçalı çaprazlarda bağ levhalarının aralıkları, ardışık iki bağ levhası arasındaki tek elemanın narinlik oranı tüm çubuğun narinlik oranının 0.40 katını aşmayacak şekilde belirlenecektir. Çok parçalı çaprazın burkulmasının bağ levhasında kesme etkisi oluşturmadığının gösterilmesi halinde, bağ levhalarının aralıkları, iki bağ levhası arasındaki tek çubuğun narinlik oranı çok parçalı çubuğun narinlik oranının 0.75 katını aşmayacak şekilde belirlenebilir. Bağ levhalarının toplam kesme kuvveti kapasitesi, her bir çubuk elemanının aksenal çekme kapasitesinden daha az olmayacaktır. Her çubukta en az iki bağ levhası kullanılacak ve bağ levhaları eşit aralıklı olarak yerleştirilecektir. Bulonlu bağ levhalarının, çubuğun temiz açıklığının orta dörtte birine yerleştirilmesine izin verilmez.

Bağ Kirişleri

- Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerde, her çapraz elemanın en az bir ucunda bağ kirişi bulunacaktır.
- Bağ kirişi boyu denklem (6.24) ile belirlenebilir,

$$1.0M_p / V_p \leq e \leq 5.0M_p / V_p \quad (6.24)$$

Denklem 6.24'te M_p ve V_p denklem (6.25) ve (6.26)'teki gibi hesaplanacaktır.

$$M_p = W_p \sigma_a \quad (6.25)$$

$$V_p = 0.6\sigma_a A_k \quad (6.26)$$

- Bağ kirişleri, düşey yükler ve deprem etkilerinden oluşan tasarım iç kuvvetleri (kesme kuvveti, eğilme momenti ve aksenal kuvvet) altında boyutlandırılacaktır.
- Bağ kirişinin V_d tasarım kesme kuvveti denklem (6.27) ve (6.28)'deki koşulları sağlayacaktır.

$$V_d \leq V_p \quad (6.27)$$

$$V_d \leq 2M_p / e \quad (6.28)$$

- Bağ kirişinin N_d tasarım aksenal kuvvetinin $\frac{N_d}{\sigma_a A} \geq 0.15$ olması halinde, denklem (6.27) ve (6.28) denklemlerinde V_d ile M_p yerine sırası ile (6.29) ve (6.30) nolu denklemler kullanılacaktır.

$$V_{pn} = V_p \sqrt{1 - (N_d / \sigma_a A)^2} \quad (6.29)$$

$$M_{pn} = 1.18M_p \left[1 - \frac{Nd}{\sigma_a A} \right] \quad (6.30)$$

- Bağ kirişinin gövde levhası tek parçalı olacak, gövde düzlemi içinde takviye levhaları bulundurulmayacaktır. Gövde levhasında boşluk açılmayacaktır.

Bağ Kirişinin Yanal Doğrultuda Mesnetlenmesi

- Bağ kirişinin üst ve alt başlıkları kirişin iki ucunda, kolon kenarında düzenlenen bağ kirişlerinde ise kirişin bir ucunda, yanal doğrultuda mesnetlenecektir. Yanal doğrultudaki mesnetlerin gerekli dayanımı, kiriş başlığının aksenal çekme kapasitesinin %6'sından az olmayacaktır.
- Ayrıca, bağ kirişi dışında kalan bölümü de, $0.45b_{bf} \sqrt{Es / \sigma_a}$ aralıklarla yanal doğrultuda mesnetlenecektir. Bu mesnetlerin gerekli dayanımı, kiriş başlığının aksenal çekme kapasitesinin %1'inden daha az olmayacaktır.

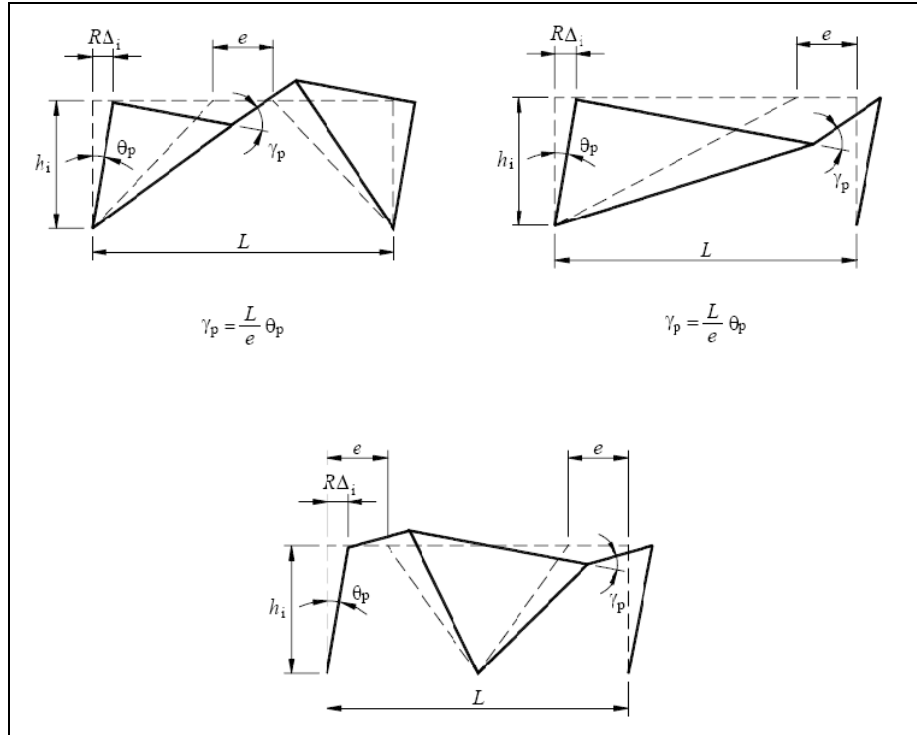
Bağ Kirişinin Dönme Açısı

- Bağ kirişinin bulunduğu i'inci katın Δ_i görelî kat ötelemesine bağı olarak denklem (6.27)' ile görelî kat ötelemesi açısı bulunabilir,

$$\theta_p = R \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (6.31)$$

denklem (6.27) ile bulunan görelî kat ötelemesi açısından dolayı, bağ kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında meydana gelen θ_p bağ kirişi açısı dönme açısı aşağıda verilen sınır değerleri aşmayacaktır;

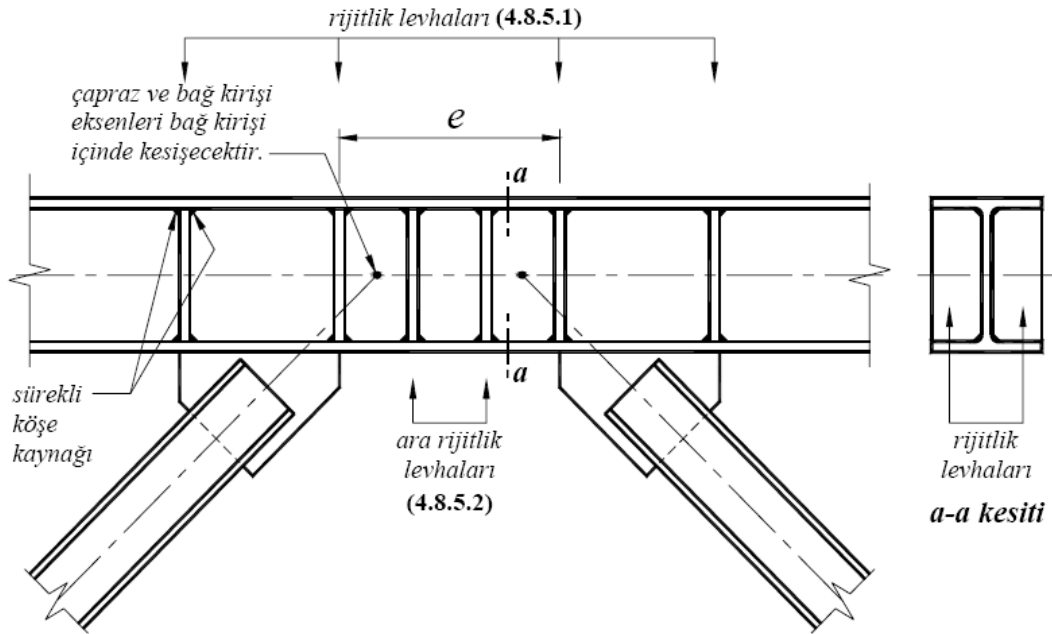
- Bağ kirişi uzunluğunun $1.6 \frac{M_p}{V_p}$ 'ye eşit veya daha küçük olması halinde 0.10 radyan
- Bağ kirişi uzunluğunun $1.6 \frac{M_p}{V_p}$ 'ye eşit veya daha büyük olması halinde 0.03 radyan.
- Bağ kirişi uzunluğunun bu iki sınır değer arasında olması halinde doğrusal enterpolasyon yapılacaktır.



Şekil 6.13 Bağ Kirişi Dönme Açısı (DBYYHY 2007 Şekil 4.6)

Rijitlik (Berkitme) Levhaları

- Çapraz elemanların bağ kirişine ve uzantılarına doğrudan yük aktardığı uçlarında rijitlik levhaları düzenlenecektir. Rijitlik levhaları, aksi belirtilmedikçe, bağ kirişi gövde levhasının her iki tarafına da konulacak, gövde levhası yüksekliğinde ve $(b_{bf} - t_w)/2$ genişliğinde olacaktır. Rijitlik levhalarının kalınlığı, gövde levhasının kalınlığının 0.75'inden ve 10 mm den az olmayacaktır. Rijitlik levhalarını bağ kirişinin gövdesine bağlayan sürekli köşe kaynakları, rijitlik levhasının enkesit alanı ile malzeme akma gerilmesinin çarpımından oluşan kuvvetleri aktaracak kapasitede olacaktır.



Şekil 6.14 Dışmerkez Çelik Çaprazlı Perdede Ara Rijitlik Levhaları (DBYYHY 2007 Şekil 4.7)

- Boyu $1.6 \frac{M_p}{V_p}$ 'den daha kısa olan bağ kirişlerinde ara rijitlik levhalarının ara uzaklıkları, bağ kirişi dönme açısının 0.10 radyan olması halinde $(30t_w - d_b / 5)$ 'ten bağ kirişi dönme açısının 0.03 radyandan daha küçük olması halinde ise $(50t_w - d_b / 5)$ 'den daha fazla olmayacaktır. Dönme açısının ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılacaktır.

- Boyu $2.6 \frac{M_p}{V_p}$ 'den büyük ve $5 \frac{M_p}{V_p}$ 'den küçük olan bağ kirişlerinde, bağ kirişi uçlarında $1.5b_{bf}$ uzaklıkta birer rijitlik levhaları konulacaktır.
- Boyu $1.6 \frac{M_p}{V_p}$ ve $2.6 \frac{M_p}{V_p}$ arasında olan bağ kirişlerinde yukarıda tanımlı ara rijitlik levhaları birlikte kullanılacaktır.

Çaprazlar, Kat Kirişleri ve Kolonları

- Bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetlerin, bağ kirişinde kesit seçimi sonucunda hesaplanan $\frac{M_p}{M_d}$ ve $\frac{V_p}{V_d}$ Tasarım Büyütme katsayılarının küçüğü ile uyumlu olacak şekilde artırılması suretiyle belirlenecektir.
- Çaprazlar, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.
- Kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümü, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.1D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılacaktır.

BÖLÜM YEDİ

SAYISAL UYGULAMALAR

7.1 Sayısal Uygulama 1

Üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 7.1’de, normal kat sistem planı Şekil 7.2’de, tipik sistem en kesiti Şekil 7.3’te verilen 5 katlı çelik binanın Deprem Yönetmeliği 2007’de verilen kurallara göre tasarımı yapılmış, TS 648 ve Eurocode 3’e göre tipik elemanlarının boyutlandırma kuralları açıklanmıştır. Tüm hesaplar detaylı olarak EK1’de sunulmuştur.

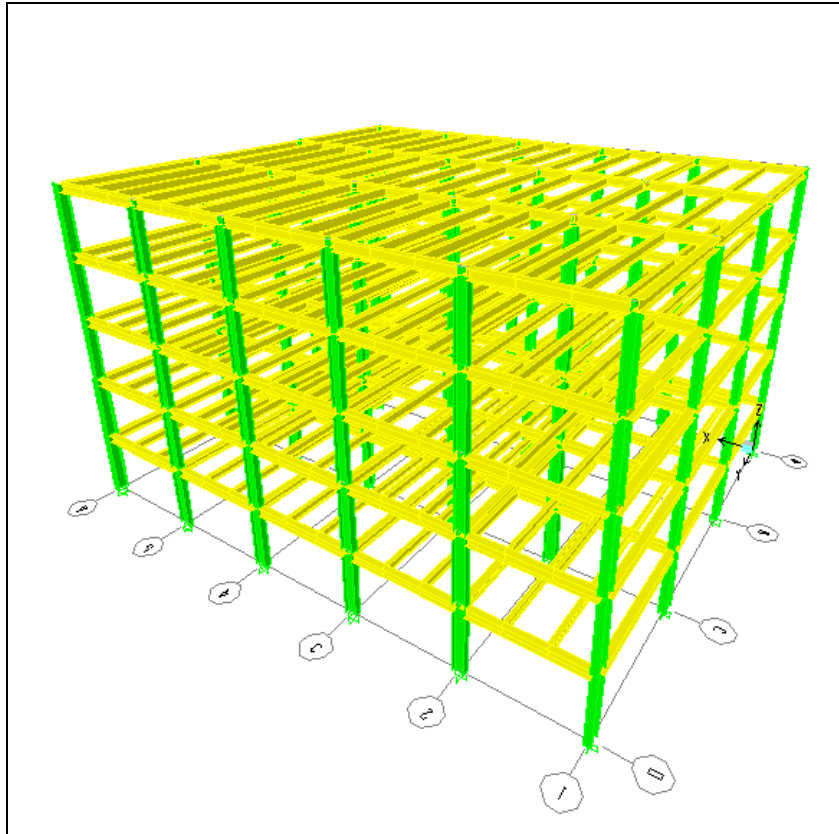
Yapı 21.00x25.00 m boyutlarında 525 m² oturma alanına sahip bir iş merkezidir. İş merkezinin tipik kat yüksekliği 3’er metredir. Şekil 7.2’de tipik planı verilen yapı x yönünde 5, y yönünde ise 3 açıklıktan oluşmaktadır. Yapı 1. derece deprem bölgesinde bulunmakta olup yapının bulunduğu bölgede yerel zemin sınıfı Z2’dir.

Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, Deprem Yönetmeliği 2007’de verilen, sünekli düzeyi normal moment aktaran çerçevelerden oluşmaktadır. Dolayısıyla deprem etkileri süneklik düzeyi normal moment aktaran çerçeveler tarafından karşılanmaktadır. Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Kompozit döşemede oluşacak kayma etkilerini almak için her kirişte trapez kesit aralarında stud çivileri çakılacaktır.

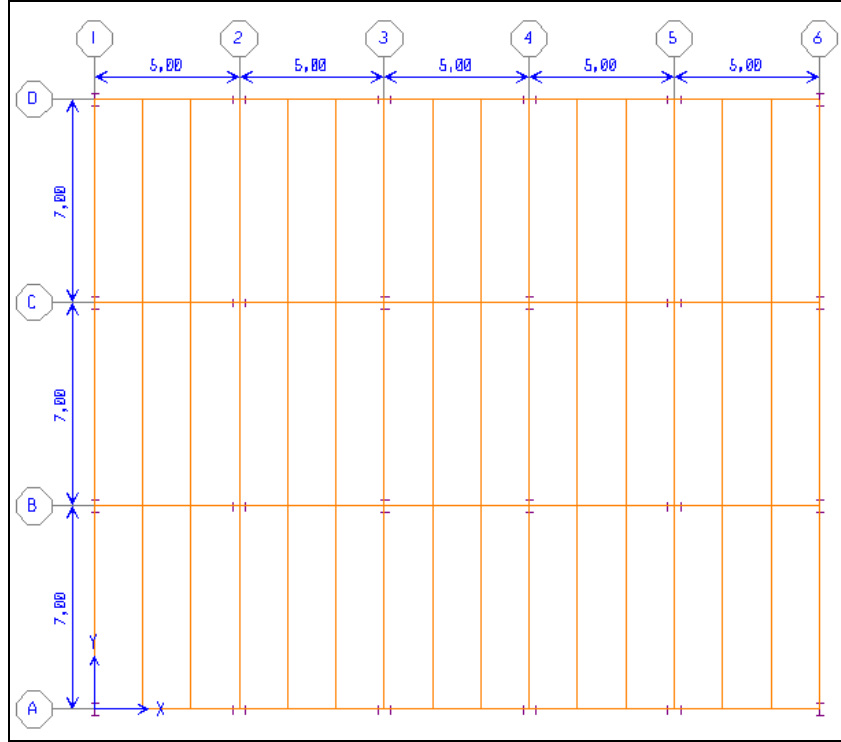
1.66 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişleri ana kirişlere mafsalı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı ise, kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsalı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijit olacaktır. Kolonların ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlendiği gözönünde tutulacaktır.

Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE ve HEA profilleri, kolonlar için HEA ve HEB profilleri) kullanılarak boyutlandırılmıştır.

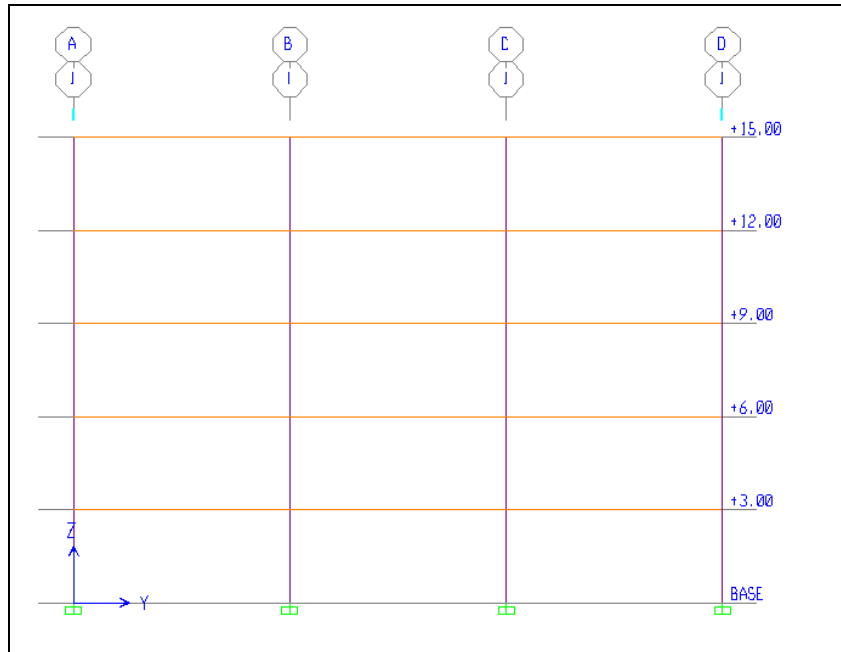
Sistemin tasarımında Fe37 (St37) yapı çeliği kullanılması öngörülmektedir. TS 648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kurallarına göre, Fe37 yapı çeliğinin akma gerilmesi $\sigma_a : 235 \text{ N/mm}^2$, elastisite modülü $E : 210.000 \text{ N/mm}^2$ ve emniyet gerilmeleri, normal gerilme için $\sigma_{em} : 141 \text{ N/mm}^2$, kayma gerilmesi için $\tau_{em} : 82 \text{ N/mm}^2$ dir.



Şekil 7.1 Örnek yapının 3 boyutlu Hesap Modeli



Şekil 7.2 Örnek yapının Tipik Kat Planı



Şekil 7.3 Örnek yapının Tipik Kesiti

7.1.1 TS 648'e Göre Yapısal Analiz Sonuçları

Yapıda kat planlarında çıkıntılarının olmaması, döşeme sürekliliklerinin ve döşemelerde büyük boşlukların bulunmaması, yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle planda düzensizlik durumları mevcut değildir. Benzer şekilde, taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizliklerin ve ani rijitlik değişimlerinin olmaması ve kat kütlelerinin yapı yüksekliği boyunca değişiklik göstermemesi nedeniyle düşey doğrultuda düzensizlik durumları mevcut değildir.

Yapının her iki doğrultusundaki doğal titreşim periyotları ETABS yazılımı yardımıyla hesaplanmış yapının (x) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu $T_{1x} = 0.9062$ s, (y) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu ise $T_{1y} = 1.0036$ s olarak hesaplanmıştır. Yapıda Deprem Yönetmeliği Mart 2007'de verilen eşdeğer deprem yükü yöntemine göre deprem hesabı yapılmıştır. Deprem hesabında kullanılan ilgili yönetmelik parametreleri Tablo 7.1'de görülebilir.

Tablo 7.1 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik İlgili Maddeleri

Açıklama	Parametre	TDY 2007
Etkin yer ivmesi katsayısı (birinci derece deprem bölgesi)	$A_0=0.40$	Madde.2.4.1
Bina önem katsayısı (konutlar ve işyerleri)	$I=1.00$	Madde.2.4.2
Spektrum karakteristik periyotları (Z2 Zemin Sınıfı)	$T_A=0.15$ s $T_B=0.40$ s	Tablo 2.4
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (deprem yüklerinin tamamının sünelik düzeyi normal çerçevelerle taşındığı çelik binalar)	$R=5$	Tablo 2.5
Hareketli yük katılım katsayısı (konutlar ve işyerleri)	$n=0.30$	Tablo 2.7

Deprem Yönetmeliği Madde 2.7'ye göre kat ağırlığı ve deprem yükleri hesaplanmış Tablo 7.2 ve Tablo 7.3'te sunulmuştur. Yapı ağırlığı 16203 kN, (x) yönünde etkiyen eşdeğer deprem yükü 1685 kN, (y) yönünde etkiyen eşdeğer deprem yükü ise 1552 kN olarak hesaplanmıştır.

Tablo 7.2 Kat Ağırlıkları ve Kütleleri

Kat	w_i (kN)	m_i (kN.sn ² /m)
Çatı	3099	309.9
4	3276	372.6
3	3276	372.6
2	3276	372.6
1	3276	372.6
Σ	16203	1620.3

Tablo 7.3 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat	w_i (kN)	H_i (m)	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\sum w_i H_i}$	Fx (kN)	Fy (kN)
Çatı	3099	15.0	46485	0.321	586	538
4	3276	12.0	39312	0.272	440	405
3	3276	9.0	29484	0.204	330	304
2	3276	6.0	19656	0.136	220	203
1	3276	3.0	9828	0.068	110	101
Σ	16203	0	144765	1.00	1685	1552

Tablo 7.4 (x) ve (y) Yapıya Etkiyen Rüzgar Kuvvetleri

Kat	X-Yönü kN	Y-Yönü kN
Çatı	30.44	36.00
4	60.48	72.00
3	60.48	72.00
2	60.48	72.00
1	30.44	36.00
Σ	242.32	288.00

Tablo 7.4 de görülebileceği gibi binaya etkiyen rüzgar yükleri (x) yönü için 242.32 kN (y) yönü için ise 288 kN olarak hesaplanmıştır. Tablo 7.3 ve Tablo 7.4'ten açıkça görülebileceği gibi deprem yükü rüzgar yüküne göre daha kritik olmaktadır. Göreli kat ötelemeleri deprem yönetmeliği Madde 2.10.1'e göre kontrol edilmiş ve Tablo 7.5 ve 7.6'da sunulmuştur.

Tablo 7.5 (x) Doğrultusunda Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$	δ_{ix} / h_i
Çatı	300	3.64	0.49	2.45	0.008
4	300	3.15	0.77	3.85	0.013
3	300	2.38	0.98	4.90	0.016
2	300	1.40	0.90	4.50	0.015
1	300	0.50	0.50	2.50	0.008

Tablo 7.6 (y) Doğrultusunda Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$	δ_{iy} / h_i
Çatı	300	4.37	0.64	3.20	0.011
4	300	3.73	0.96	4.80	0.016
3	300	2.77	1.16	5.80	0.019
2	300	1.61	1.05	5.25	0.018
1	300	0.56	0.56	2.80	0.009

Tablo 7.5 ve Tablo 7.6'den görüldüğü gibi, δ_i / h_i oranlarının en büyük değerleri, (x) ve (y) doğrultularında $(\delta_{ix} / h_i)_{\text{maks}}: 0.016$ $(\delta_{iy} / h_i)_{\text{maks}}: 0.019$ olmakta ve Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 2.10.1.3'te öngörülen $(\delta_i / h_i)_{\text{maks}}: 0.019 < 0.02$ koşulunu sağlamaktadır.

Yapılan ardışık çözümler sonrasında en uygun profil boyutları belirlenmiş ve Tablo 7.7’de sunulmuştur.

Tablo 7.7 TS 648’e Göre Boyutlandırma Sonucu Elde Edilen Kesitler

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE330
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	HE360A
+6.00/+15.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE500A
+0.00/+6.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE550 A

7.1.2 Eurocode 3’e Göre Yapısal Analiz Sonuçları

Deprem Yönetmeliği Mart 2007’de verilen eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analiz sonuçlarında elde edilen iç kuvvetlere göre Eurocode 3’te verilen boyutlandırma kurallarına göre taşıyıcı sistem elemanları boyutlandırılmıştır. Boyutlandırma sırasında Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Tablo 4.3’te verilen enkesit koşulları ile ilgili kurallara uyulmuştur. Hesaplar detaylı olarak EK1’de sunulmuştur.

Eurocode 3’e göre boyutlandırma sırasında kolon profilleri bir numara daha küçük olarak hesaplanmış, hesaplanan yeni profillere göre yapı ağırlığı, yapı periyodu ve eşdeğer deprem yükü yeniden hesaplanarak görelî kat ötelemeleri kontrol edilmiştir. Görelî kat ötelemeleri Tablo 7.8 ve 7.9’da, Eurocode 3’e göre boyutlandırma sonucu elde edilen uygun profil boyutları Tablo 7.10’da sunulmuştur.

Tablo 7.8 (x) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$	δ_{ix} / h_i
Çatı	300	3.87	0.5	2.25	0.008
4	300	3.42	0.8	4.10	0.014
3	300	2.60	1.0	5.00	0.017
2	300	1.60	1.0	5.00	0.017
1	300	0.60	0.6	3.00	0.010

Tablo 7.9 (y) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$	δ_{iy} / h_i
Çatı	300	4.51	0.62	3.10	0.010
4	300	3.89	0.95	4.75	0.016
3	300	2.94	1.17	5.85	0.020
2	300	1.77	1.13	5.65	0.019
1	300	0.64	0.64	3.20	0.010

Tablo 7.8 ve Tablo 7.9'den görüldüğü gibi, δ_i / h_i oranlarının en büyük değerleri, (x) ve (y) doğrultularında $(\delta_{ix} / h_i)_{\text{maks}}: 0.017$ $(\delta_{iy} / h_i)_{\text{maks}}: 0.020$ olmakta ve Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 2.10.1.3'te öngörülen $(\delta_i / h_i)_{\text{maks}}: 0.02 \leq 0.02$ koşulunu sağlamaktadır.

Tablo 7.10 Eurocode 3'e Göre Boyutlandırılma Sonucu Elde Edilen Kesitler

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE330
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	HE360A
+6.00/+15.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE450A
+0.00/+6.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE500 A

7.2 Sayısal Uygulama 2

Üç boyutlu genel sistem görünüşü ve hesap modeli Şekil 7.4'te, normal kat sistem planı Şekil 7.5'te, tipik sistem enkesitleri Şekil 7.6, Şekil 7.7, Şekil 7.8, Şekil 7.9'da verilen 7 katlı çelik binanın Deprem Yönetmeliği 2007'de verilen kurallara göre tasarımı yapılmış, TS 648 ve Eurocode 3'e göre tipik elemanlarının boyutlandırma kuralları açıklanmıştır. Hesaplar detaylı olarak EK2'de sunulmuştur.

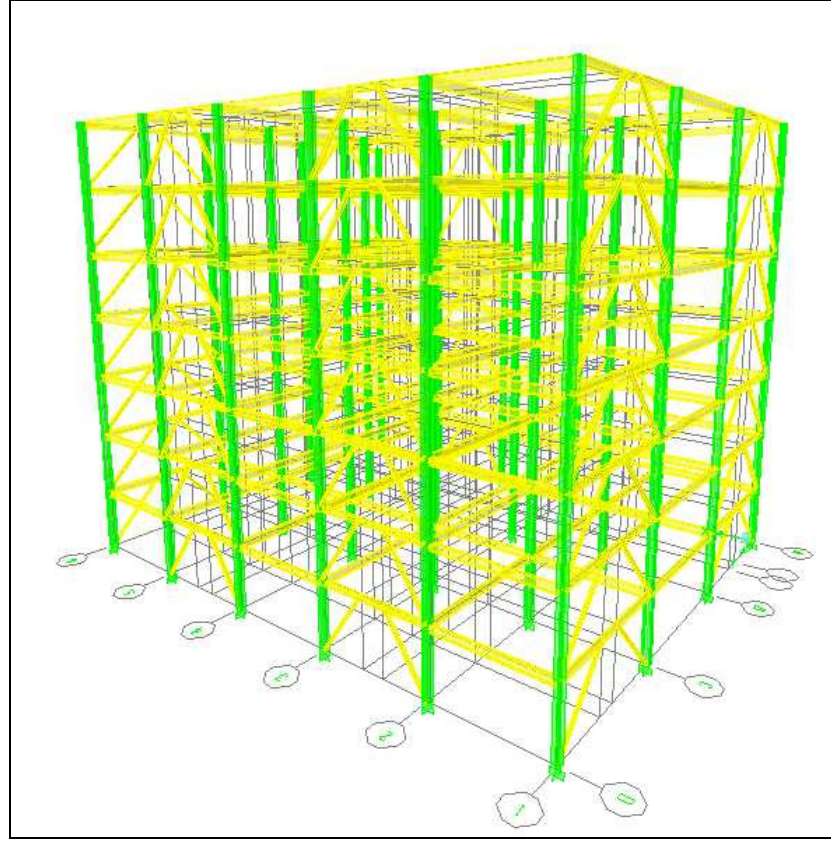
Yapı 30.00x24.00 m boyutlarında 720 m² oturma alanına sahip bir iş merkezidir. İş merkezinin tipik kat yüksekliği 3,5'ar metredir. Şekil 7.5'te tipik planı verilen yapı x yönünde 5, y yönünde ise 3 açıklıktan oluşmaktadır. Yapı 1. derece deprem bölgesinde bulunmakta olup yapının bulunduğu bölgede yerel zemin sınıfı Z2'dir.

Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, Deprem Yönetmeliği 2007'de verilen, sünekli düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşmaktadır. Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Kompozit döşemede oluşacak kayma etkilerini almak için her kirişte trapez kesit aralarında stud çivileri çakılacaktır.

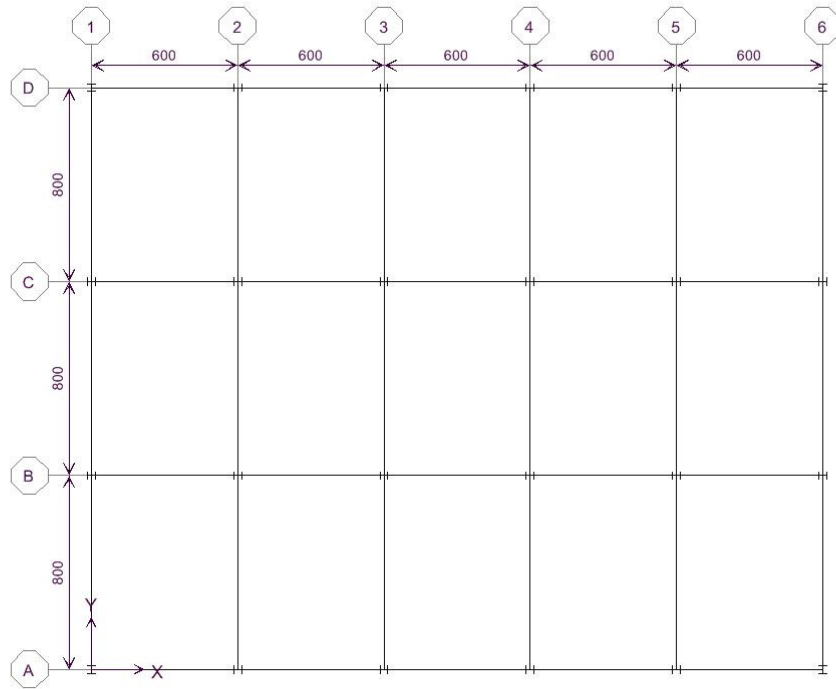
2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişleri ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı ise rijit olacaktır. Kolonların ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlendiği gözönünde tutulacaktır.

Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE ve HEB profilleri, kolonlar için ise HEB profilleri) kullanılarak boyutlandırılacaktır.

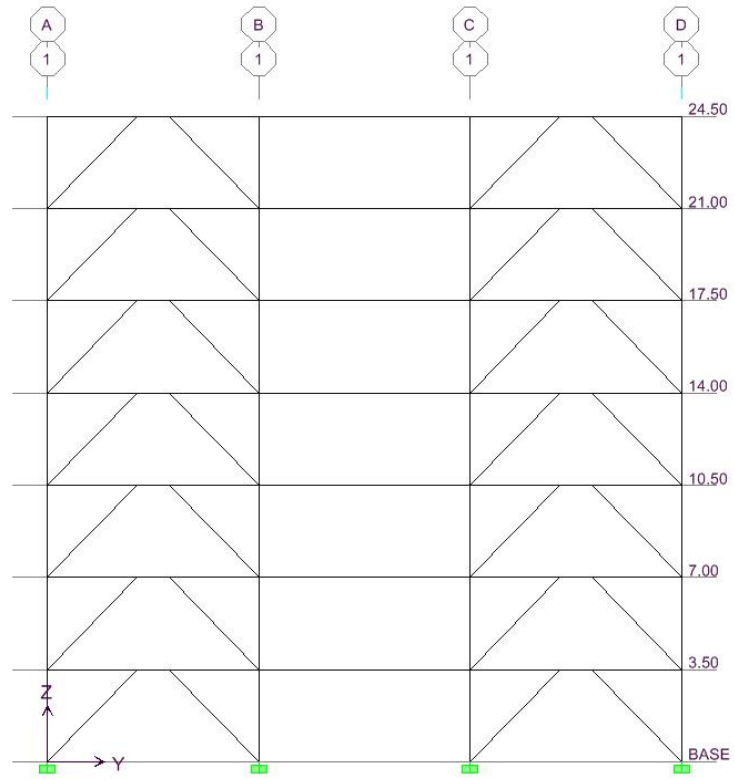
Sistemin tasarımında Fe52 (St52) yapı çeliği kullanılması öngörülmektedir. TS 648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kurallarına göre, Fe37 yapı çeliğinin akma gerilmesi $\sigma_a : 355 \text{ N/mm}^2$, elastisite modülü $E : 210.000 \text{ N/mm}^2$ ve emniyet gerilmeleri, normal gerilme için $\sigma_{em} : 212 \text{ N/mm}^2$, kayma gerilmesi için $\tau_{em} : 122 \text{ N/mm}^2$ dir.



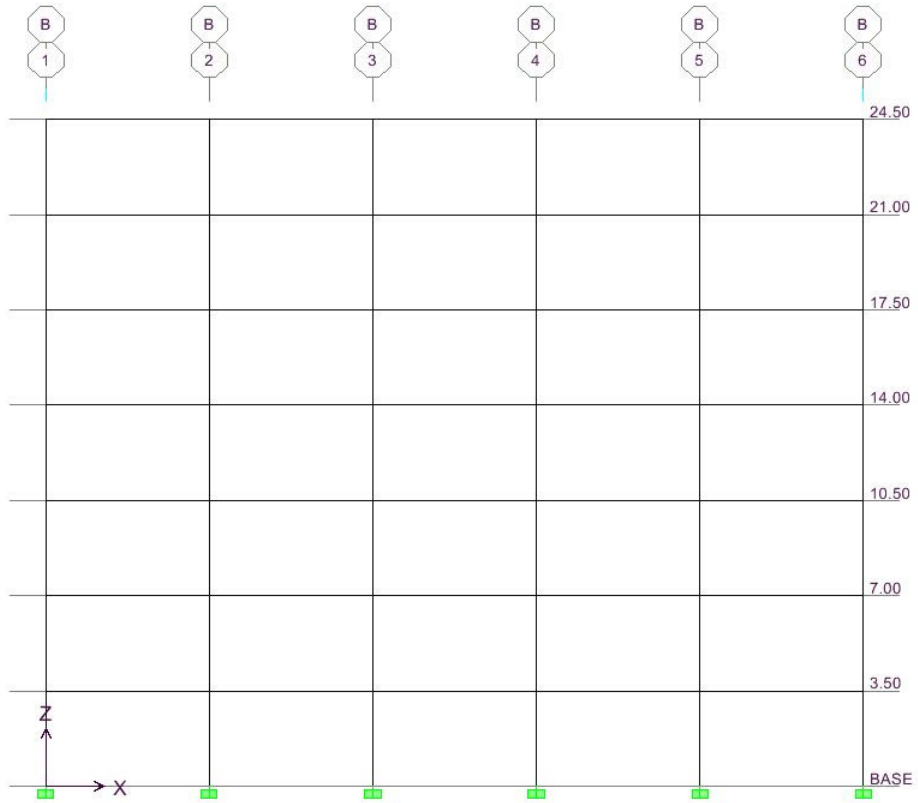
Şekil 7.4 Örnek yapının 3 boyutlu Hesap Modeli



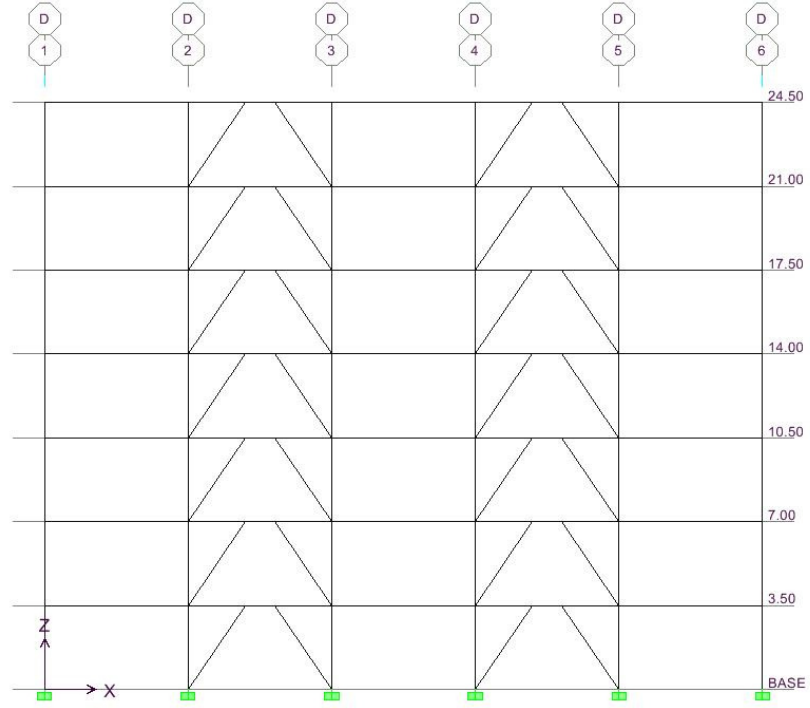
Şekil 7.5 Örnek yapının Tipik Kat Planı



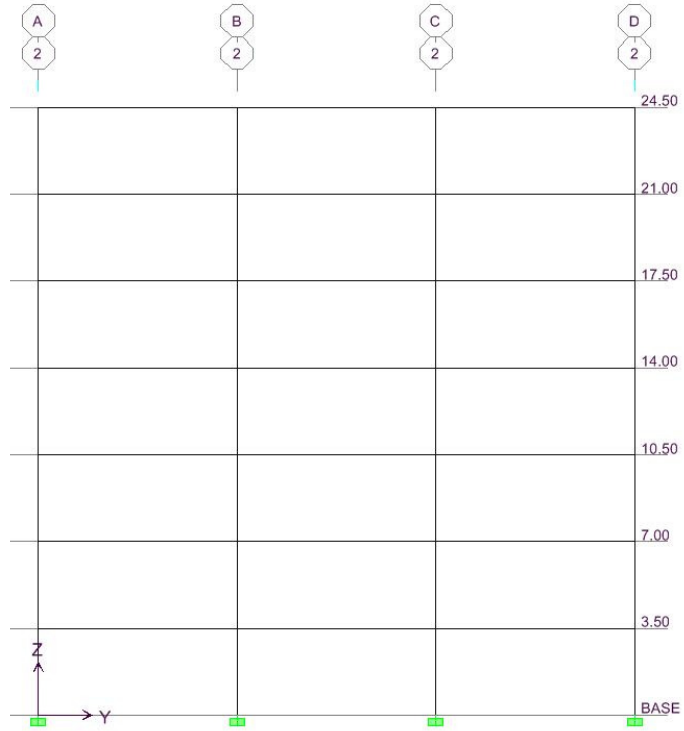
Şekil 7.6 1-6 Aksı Görünüşleri



Şekil 7.7 B-C Aksı Görünüşleri



Şekil 7.8 A-D Aksı Görünüşleri



Şekil 7.9 2-3-4-5 Aksı Görünüşleri

7.2.1 TS 648'e Göre Yapısal Analiz Sonuçları

Yapıda kat planlarında çıkıntılarının olmaması, döşeme sürekliliklerinin ve döşemelerde büyük boşlukların bulunmaması, yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle planda düzensizlik durumları mevcut değildir. Benzer şekilde, taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizliklerin ve ani rijitlik değişimlerinin olmaması ve kat kütlelerinin yapı yüksekliği boyunca değişiklik göstermemesi nedeniyle düşey doğrultuda düzensizlik durumları mevcut değildir.

Yapının her iki doğrultusundaki doğal titreşim periyotları ETABS yazılımı yardımıyla hesaplanmış yapının (x) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu $T_{1x} = 1.1531$ s, (y) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu ise $T_{1y} = 1.078$ s olarak hesaplanmıştır. Yapıda Deprem Yönetmeliği Mart 2007'de verilen eşdeğer deprem yükü yöntemine göre deprem hesabı yapılmıştır. Deprem hesabında kullanılan ilgili yönetmelik parametreleri Tablo 7.11'de görülebilir.

Tablo 7.11 Deprem Bölgerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik İlgili Maddeleri

Açıklama	Parametre	TDY 2007
Etkin yer ivmesi katsayısı (birinci derece deprem bölgesi)	$A_0=0.40$	Madde.2.4.1
Bina önem katsayısı (konutlar ve işyerleri)	$I=1.00$	Madde.2.4.2
Spektrum karakteristik periyotları (Z2 Zemin Sınıfı)	$T_A=0.15$ s $T_B=0.40$ s	Tablo 2.4
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (deprem yüklerinin tamamının sünelik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler ile taşındığı binalar)	$R=7$	Tablo 2.5
Hareketli yük katılım katsayısı (konutlar ve işyerleri)	$n=0.30$	Tablo 2.7

Yapının yatay yük taşıyıcı sistemi sünelik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşturulduğu için kolonlara çok küçük deprem kuvvetleri etkisindedir. Kolonların küçük eğilme momentleri tesiri altında olmasından ötürü kolon boyutları seçiminde iç kuvvetler değil Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 4.6.1.1'de verilen en kesit koşulları belirleyici olmuştur. Detaylı çözüm EK2'de sunulmuştur.

Deprem Yönetmeliği Madde 2.7'ye göre kat ağırlığı ve deprem yükleri hesaplanmış Tablo 7.12 ve Tablo 7.13'te sunulmuştur. Yapı ağırlığı 28004 kN, (x) yönünde etkiyen eşdeğer deprem yükü 1720 kN, (y) yönünde etkiyen eşdeğer deprem yükü ise 1809 kN olarak hesaplanmıştır.

Tablo 7.12 Kat Ağırlıkları ve Kütleleri

Kat	w_i (kN)	m_i (kN.sn ² /m)
Çatı	3806	380.6
6	4033	403.3
5	4033	403.3
4	4033	403.3
3	4033	403.3
2	4033	403.3
1	4033	403.3
Σ	28004	2800.4

Tablo 7.13 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat	w_i (kN)	H_i (m)	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\Sigma w_i H_i}$	Fx (kN)	Fy (kN)
Çatı	3806	24.5	93247	0.239	461	505
6	4033	21.0	84693	0.217	354	373
5	4033	17.5	70577	0.181	295	310
4	4033	14.0	56462	0.145	236	248
3	4033	10.5	42346	0.109	177	186
2	4033	7.00	28231	0.072	118	124
1	4033	3.50	14115	0.036	59	62
Σ	28004		389672	1.000	1720	1809

Tablo 7.14 (x) ve (y) yönleri için katlara etkiyen rüzgar kuvvetleri

Kat	X-Yönü kN	Y-Yönü kN
Çatı	46.20	57.75
6	105.15	108.75
5	67.20	84.00
4	67.20	84.00
3	67.20	84.00
2	47.40	59.25
1	42.00	52.50
Σ	442.35	530.25

Tablo 7.14'te görülebileceği gibi binaya etkiyen rüzgar yükleri (x) yönü için 442.35 kN (y) yönü için ise 530.25 kN olarak hesaplanmıştır. Tablo 7.13 ve Tablo 7.14'ten açıkça görülebileceği gibi deprem yükü rüzgar yüküne göre daha kritik olmaktadır. Göreli kat ötelemeleri deprem yönetmeliği Madde 2.10.1'e göre kontrol edilmiş ve Tablo 7.15 ve 7.16' da sunulmuştur.

Tablo 7.15 (x) Doğrultusunda Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$	δ_{ix} / h_i
Çatı	350	3.42	0.24	1.680	0.005
6	350	3.18	0.37	2.590	0.007
5	350	2.81	0.53	3.710	0.011
4	350	2.28	0.59	4.130	0.012
3	350	1.69	0.61	4.270	0.012
2	350	1.08	0.62	4.340	0.012
1	350	0.46	0.46	3.220	0.009

Tablo 7.16 (y) Doğrultusunda Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$	δ_{iy} / h_i
Çatı	350	3.26	0.25	1.75	0.005
6	350	3.01	0.38	2.66	0.008
5	350	2.63	0.49	3.43	0.010
4	350	2.14	0.54	3.78	0.011
3	350	1.60	0.57	3.99	0.011
2	350	1.03	0.58	4.06	0.012
1	350	0.45	0.45	3.15	0.009

Tablo 7.15 ve Tablo 7.16'den görüldüğü gibi, δ_i/h_i oranlarının en büyük değerleri, (x) ve (y) doğrultularında $(\delta_{ix}/h_i)_{\text{maks}}: 0.012$ $(\delta_{iy}/h_i)_{\text{maks}}: 0.012$ olmakta ve Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 2.10.1.3'te öngörülen $(\delta_i/h_i)_{\text{maks}}:0.012<0.02$ koşulunu sağlamaktadır.

Bağ kirişindeki kiriş dönme açısı $\rightarrow \theta_p = 0.06$ radyan olarak hesaplanmıştır. Bu değer Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 4.8.4'te verilen sınır 0.10 radyan değerinden küçük olduğu için bağ kirişi boyutları yeterlidir.

Yapılan ardışık çözümler sonrasında en uygun profil boyutları belirlenmiş ve Tablo 7.17'de sunulmuştur.

Tablo 7.17 TS 648'e Göre Boyutlandırma Sonucu Elde Edilen Kesitler

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE270
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	IPE360
Bağ Kirişleri (tüm katlarda)	HE240 B
+0.00/+24.50 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE340 B
Çapraz sistemi elemanları (tüm katlarda)	Kutu Kesit 160x160x10

7.2.2 Eurocode 3'e Göre Yapısal Analiz Sonuçları

Deprem Yönetmeliği Mart 2007'de verilen eşdeğer deprem yüküne göre yapılan analiz sonuçlarında elde edilen iç kuvvetlere göre Eurocode 3'te verilen boyutlandırma kurallarına göre taşıyıcı sistem elemanları boyutlandırılmıştır. Boyutlandırma sırasında Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Tablo 4.3'te verilen en kesit koşulları ile ilgili kurallara uyulmuştur. Hesaplar detaylı olarak EK2'de sunulmuştur.

Yapının yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşturulduğu için kolonlara çok küçük deprem kuvvetleri etkisindedir. Kolonların küçük eğilme momentleri tesiri altında olmasından ötürü kolon boyutları seçiminde iç kuvvetler değil Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 4.6.1.1'de verilen en kesit koşulları belirleyici olmuştur. Bundan dolayı Eurocode 3 için tekrar yapısal analiz yapılmamıştır. Detaylı çözüm EK2'de sunulmuştur.

Eurocode 3'e göre hesap sonucu elde edilen profiller tablo 7.18'de sunulmuştur.

Tablo 7.18 Eurocode 3'e Göre Boyutlandırma Sonucu Elde Edilen Kesitler

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE270
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	IPE360
Bağ Kirişleri (tüm katlarda)	HE240 B
+0.00/+24.50 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE340 B
Çapraz sistemi elemanları (tüm katlarda)	Kutu Kesit 160x160x10

7.3 Sayısal Uygulama 3

Sayısal Uygulama 2’de çözümü yapılan yapı örneğinde dış merkez bağ kirişleri hesabı için Deprem Yönetmeliği Mart 2007’de verilen kurallar yerine, Eurocode 8 dışmerkez bağ kirişleri için verilen boyutlandırma kuralları uygulanarak yapısal analiz tekrarlanmış, hesap detaylı olarak EK3’te sunulmuştur.

7.3.1 Eurocode 3’e Göre Yapısal Analiz Sonuçları

Sayısal Uygulama 2’de yapılan yapısal analizler sonucu elde edilen iç kuvvetler kullanılarak dışmerkez bağ kirişleri Eurocode 8’de verilen kurallara göre boyutlandırılmıştır. Deprem Yönetmeliği Mart 2007’de verilen en kesit koşullarına uyulmuştur.

Dışmerkez bağ kirişinin boyutlandırılmasında Eurocode 8’de verilen boyutlandırma kuralları uygulanması sonucu dışmerkez bağ kirişi, bağ kirişi boyu sınıflandırılmasında orta boy bağ kirişi olarak hesaplanmıştır. Bağ kirişi profil numarası Eurocode 8’de verilen kurallara göre bir numara daha küçük olarak hesaplanmıştır. Değişen kesitlere göre yapısal analiz tekrarlanmış görelî kat ötelemeleri kontrol edilerek (x) doğrultusu için Tablo 7.19 ve (y) doğrultusu için ise Tablo 7.20’de sunulmuştur.

Tablo 7.19 (x) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$	δ_{ix} / h_i
Çatı	350	3.35	0.27	1.890	0.005
6	350	3.08	0.35	2.450	0.007
5	350	2.73	0.50	3.500	0.010
4	350	2.23	0.56	3.920	0.011
3	350	1.67	0.61	4.270	0.012
2	350	1.06	0.59	4.130	0.012
1	350	0.47	0.47	3.290	0.009

Tablo 7.20 (y) Doğrultusunda Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$	δ_{iy} / h_i
Çatı	350	3.35	0.27	1.89	0.005
6	350	3.08	0.35	2.45	0.007
5	350	2.73	0.50	3.50	0.010
4	350	2.23	0.56	3.92	0.011
3	350	1.67	0.61	4.27	0.012
2	350	1.06	0.59	4.13	0.012
1	350	0.47	0.47	3.29	0.009

Tablo 7.19 ve Tablo 7.20 incelendiğinde Deprem yükleri altında yapıda meydana gelen en büyük göreli kat ötelemesi $\theta_p = 0.012$ olarak hesaplanmıştır. Göreli kat ötelemesi nedeniyle bağ kirişinde oluşan bağ kirişi dönme açısı ;

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{6.00}{1.20} \times 0.012 = 0.06 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bağ kirişi dönme açısı bağ kirişinin boyunun $e_s < e < e_L$ olması durumunda (orta boy bağ kirişi) EC8 6.8.2.10'a göre kısa bağ kirişi için verilen $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0.08$ radyan ve uzun bağ kirişi için verilen $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0.02$ radyan değerlerinin doğrusal enterpolasyonu şeklinde hesaplanır. Oluşan en büyük bağ kirişi açısı ise 0.06 radyandır ve kısa bağ kirişi sınır dönme açısını sağlamaktadır.

Tablo 7.21 Eurocode 3'e Göre Boyutlandırma Sonucu Elde Edilen Kesitler

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE270
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	IPE360
Bağ Kirişleri (tüm katlarda)	HE220 B
+0.00/+24.50 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE340 B
Çapraz sistemi elemanları (tüm katlarda)	Kutu Kesit 160x160x10

BÖLÜM SEKİZ

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Tez çalışması kapsamında ülkemizde kullanılan çelik yapılar yönetmeliği TS 648 ile Avrupa'da kullanılan Eurocode 3 yönetmeliklerinin hesap esasları ve genel boyutlandırma kuralları hakkında bilgiler verilerek yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşan 5 katlı bir iş merkezi yapısı ile yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek dışmerkez perdelerden oluşan 7 katlı iş merkezi yapısı Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye göre dizayn edilmiş, Eurocode 3 ve TS 648'e göre ayrı ayrı karşılaştırmalı olarak boyutlandırılmıştır. Dışmerkez bağ kirişi boyutlandırılmasında alternatif olarak Eurocode 8'de verilen kurallara göre de boyutlandırma yapılmıştır. Sonuçlar iki başlık halinde bölüm 8.1 ve bölüm 8.2'de sunulmuştur.

8.1 Eurocode 3 ve TS 648 Yönetmelikleri Arasındaki Temel Farklılıklar

Eurocode 3 yönetmeliği ile TS 648 yönetmeliği arasındaki en büyük fark Eurocode 3 yönetmeliğinin taşıma gücü yöntemine göre, TS 648'in ise emniyet gerilmesi yöntemine göre hesap esaslarını kullanmasıdır.

Eurocode 3 yönetmeliği TS 648 yönetmeliğine göre kapsamlıdır, dolayısı ile farklı tasarım durumlarına ait daha çok açıklama ve bilgi içermektedir. Eurocode 3'teki tabloların çokluğu ve aynı tasarım kuralı için alternatif denklemlerin verilmiş olması tasarımcının ilk başta biraz karmaşık görünmesine rağmen, TS 648'e göre çok daha ileri analiz olanakları sağlamaktadır. Bu sebeplerden ötürü TS 648'in Eurocode 3'e göre konservatif kaldığı görülmektedir. Tasarım yapan mühendis Eurocode 3 yönetmeliğinde daha az inisiyatif alabilmektedir. Bu ise mühendislik bilgilerinde bazı eksiklikler olan mühendislerin dizayn sırasında yapabilecekleri muhtemel hataları en aza indirmektedir.

Eurocode 3 yönetmeliği limit durumlarına göre tasarımda taşıma gücü ve kullanılabilirlik sınır durumları için ayrı yük kombinasyonları hesaplama şekilleri önermektedir. Stabilité sınır durumu için ayrı, yapısal elemanların tasarımı için ayrı, kullanılabilirlik sınır durumu için ayrı yük birleştirme kuralları önermektedir.

Yük birleştirme kurallarının TS 648'e göre daha karmaşık olmasına rağmen farklı yük tiplerinin, farklı oluşma olasılıkları ve farklı derecede değişkenlikleri olduğundan dolayı Eurocode 3 yük birleştirme kuralları daha gerçekçidir.

Eurocode 3 yönetmeliğinde kesit sünekliğinin sağlanabilmesi için tasarım aşamasının başında kesitler sınıflandırılmakta ve kesit sınıflarına göre kesit dayanım hesaplarında farklı parametreler kullanılmaktadır. Böylece farklı kesit sınıflarının farklı parametreler ile dayanım değerlerinin hesaplanması sağlanmaktadır. Kesitlere süneklik sınıflarına göre farklı dayanım kriterleri uygulanmaktadır. Sünekliği yüksek kesitlerde plastik kesit özellikleri kullanılırken, daha düşük sünekliğe sahip kesitlerde elastik ve efektif kesit özellikleri kullanılmaktadır. Bu ise kesitlerin daha verimli kullanılmasını sağlamaktadır. Benzer şekilde kesit burkulma dayanımının belirlenmesinde de aynı yöntem izlenmektedir. Burkulma eğrilerinin seçiminde enkesit şekline göre ve kesit boyut özelliklerine göre kullanılacak burkulma eğrisi seçilmekte, burkulma katsayısı kesit özelliklerine ve malzeme karakteristiklerine göre değerlendirilmektedir. Böylece, farklı kesit özelliklerine göre farklı burkulma dayanım parametrelerinin kullanılması sağlanmaktadır. TS 648 standardında kesitler özelliklerine göre sınıflandırılmamakta, tüm kesitler için kesit sünekliğine bağlı olmaksızın aynı parametreler ile kesit dayanımları hesaplanmaktadır. Deprem Yönetmeliği Mart 2007 ile birlikte kesit özelliklerine bazı sınır değerler getirilmesine rağmen, bu sınır değerler TS 648'deki tasarım parametrelerini etkilememektedir. Benzer şekilde burkulma dayanımında da kesit süneklik değerlerini ve kesit özelliklerini de dikkate almaksızın aynı yol izlenmektedir.

8.2 Sayısal Uygulamaların Değerlendirilmesi

Yedinci bölümde incelenen Sayısal Uygulama 1’de tanımlanan, süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşan, Deprem Yönetmeliği Mart 2007’ye göre dizayn edilen 5 katlı iş yeri yapısının TS 648 ‘e ve Eurocode 3’e göre boyutlandırılması sonucu elde edilen taşıyıcı eleman profil numaraları ve metrajları Tablo 8.1 ve Tablo 8.2 ‘de verilmiştir.

Tablo 8.1 Uygulama-1 TS 648’e Göre Boyutlandırma Sonucu Elde Edilen Kesitler

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE330
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	HE360A
+6.00/+15.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE500A
+0.00/+6.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE550 A
Toplam Ağırlık:	2442 kN

Tablo 8.2 Uygulama-1 Eurocode 3’e Göre Boyutlandırılma Sonucu Elde Edilen Kesitler

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE330
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	HE360A
+6.00/+15.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE450A
+0.00/+6.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE500 A
Toplam Ağırlık:	2310 kN

Tablo 8.1 ve Tablo 8.2 incelendiğinde Eurocode 3 yönetmeliğine göre çözümde daha küçük kolon profilleri kullanıldığı görülebilir. TS 648’e göre boyutlandırmada toplam taşıyıcı sistem profil metrajı 2442 kN olurken, Eurocode 3’e göre boyutlandırmada taşıyıcı sistem metrajı 2310 kN olarak hesaplanmıştır. Eurocode 3 yönetmeliği taşıyıcı sistem elemanları metrajlarında yaklaşık %6’lık bir tasarruf sağlamıştır. Sayısal Uygulama 1’de açıklanan çerçeve türü yapılar için Eurocode 3 yönetmeliği daha ekonomik sonuçlar vermektedir.

Yedinci bölümde incelenen Sayısal Uygulama 2’de tanımlanan, yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan, Deprem Yönetmeliği Mart 2007’ye göre dizayn edilen 7 katlı iş yeri yapısının TS 648 ‘e ve Eurocode 3’e göre boyutlandırılması sonucu elde edilen taşıyıcı eleman profil numaraları ve metrajları Tablo 8.3 ve Tablo 8.4 ‘de verilmiştir. Tablo 8.3 ve Tablo 8.4 incelendiğinde profil numaralarının her iki çözüm içinde aynı olduğu, profil metrajları arasında fark olmadığı gözlenebilir. Bu ise kolon profil numaralarının seçiminde kolon iç kuvvetlerinin yerine, Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 4.6.1.1’de verilen enkesit koşullarının belirleyici olmasından kaynaklanmaktadır. Çaprazların boyutlandırılmasında ise çapraz iç kuvvetleri yerine Deprem Mühendisliği 2007 Madde 4.8.1.2’de verilen narinlik koşulları belirleyici olmuştur.

Tablo 8.3 Uygulama-2 TS 648’e Göre Boyutlandırma Sonucu Elde Edilen Kesitler

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE270
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	IPE360
Bağ Kirişleri (tüm katlarda)	HE240 B
+0.00/+24.50 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE340 B
Çapraz sistemi elemanları (tüm katlarda)	Kutu Kesit 160x160x10
Toplam Ağırlık	2810 kN

Tablo 8.4 Uygulama-2 Eurocode 3’e Göre Boyutlandırma Sonucu Elde Edilen Kesitler

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE270
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	IPE360
Bağ Kirişleri (tüm katlarda)	HE240 B
+0.00/+24.50 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE340 B
Çapraz sistemi elemanları (tüm katlarda)	Kutu Kesit 160x160x10
Toplam Ağırlık	2810 kN

Yedinci bölümde incelenen Sayısal Uygulama 3'te tanımlanan, yatay yük taşıyıcı sistemi dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşturulan 7 katlı iş yapısında, dışmerkez bağ kirişleri için Eurocode 8'de verilen boyutlandırma kurallarının uygulanması durumunda elde edilen profil boyutları Tablo 8.5'te sunulmuştur. Tablo 8.5'te görülebileceği gibi bağ kirişleri için Eurocode 8'de verilen kuralların uygulanması durumunda, bağ kirişleri profil numaraları bir numara daha küçük olarak hesaplanabilmiştir.

Tablo 8.5 Uygulama-3 Eurocode 3'e Göre Boyutlandırma Sonucu Elde Edilen Kesitler

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE270
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	IPE360
Bağ Kirişleri (tüm katlarda)	HE220 B
+0.00/+24.50 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE340 B
Çapraz sistemi elemanları (tüm katlarda)	Kutu Kesit 160x160x10
Toplam Ağırlık	2765 kN

Sayısal uygulamalar ve bu uygulamalar sonucu elde edilen taşıyıcı eleman metrajları incelendiğinde Eurocode 3 yönetmeliğinin TS 648 yönetmeliğine göre daha küçük profil boyutları seçimine izin verdiği açıkça görülebilir. Yatay yük taşıyıcı sistemi çelik çaprazlı perdelerden oluşan uygulama 2'deki gibi az katlı yapılarda ise, kolon profil numaraları seçiminde iç kuvvetler yerine Deprem Yönetmeliği Mart 2007 madde 4.3.1'de verilen enkesit koşulları belirleyici olduğu için bu tip yapılarda profil numaraları TS 648 ile Eurocode 3 için aynı olacaktır. Yatay yük taşıyıcı sistemi bir yönde çelik çaprazlı perdelerden, diğer yönde ise çerçevelerden oluşan yapılarda ve çok katlı, yatay yük taşıyıcı sistemi çelik çaprazlı perdelerden oluşan yapılarda ise, benzer şekilde Eurocode 3 yönetmeliğine göre boyutlandırmada daha küçük profil boyutları seçilebilecektir.

8.3 Konu Hakkında İleride Yapılacak Çalışmalar İçin Öneriler

Çalışma kapsamında Eurocode 3 ve TS 648 yönetmelikleri genel tasarım esasları ve boyutlandırma kuralları açısından incelenmiş ve karşılaştırılmıştır. İleride konu hakkında yapılacak çalışmaların daha da geliştirilmesi için yapılması gereken bazı öneriler aşağıdaki gibi özetlenmiştir;

1. Eurocode 3'te kapsamlı olarak açıklanan, kaynaklı ve bulonlu birleşim detaylarının hesap ve uygulama esaslarının incelenmesi ve TS 648 yönetmeliğinde verilen kurallar ile karşılaştırılması
2. Deprem Yönetmeliği Mart 2007'de verilen kolon kiriş birleşim detay hesaplarının ve Eurocode 8'de verilen kolon kiriş birleşim detay hesaplarının karşılaştırılmasıdır.

KAYNAKÇA

- Bayındırlık ve İskan Bakanlığı. (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*. 26454 Sayılı Resmi Gazete, Ankara.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N. (2004). *Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı* (Üçüncü Baskı). İstanbul: Beta Dağıtım.
- Deren, H., Uzgider E., Piroğlu F. (2003). *Çelik Yapılar*. (Birinci Baskı). İstanbul: Çağlayan Kitabevi.
- European Committee for Standardization. (1992). *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1.1 General rules and rules for buildings*. Brussel.
- European Convention For Constructional Steelwork. (1993). *Examples to EC3*. (First Edition). Brussel.
- Ersoy, U., ve Özcebe, G. (2001). *Betonarme* (Genişletilmiş Yeni Baskı). Ankara: Bizim Büro Basımevi
- Fardis, M., Carvalho, E., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P.ve Plumier., A. (2005). *Designers' Guide To EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design Of Structures For Earthquake Resistance* London: Thomas Telford Ltd.
- Güçlü, G. (2003). *Çok Katlı Bir Çelik Toplukonut Binasının Karşılaştırmalı Tasarımı*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.
- Gürel, S. (2000). *Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik İle Eurocode 8'in Çelik Yapılar İçin Proje Uygulamalı Karşılaştırılması*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.

Nethercot D., ve Gardner L. (2007). *Designers' Guide to EN 1993-1-1* (ikinci Baskı). London: Thomas Telford Ltd.

Trahair N., Bradford M., Nethercot D., ve Gardner L. (2008). *The Behaviour and Design Of Steel Structures To EC3*. (Birinci Baskı). Londra : Taylor & Francis.

Türk Standartları Enstitüsü. (1980). *Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları*. (Birinci Baskı). Ankara.

Uzgider E., Piroğlu F., Çağlayan Ö. (2007). *Sünek Taşıyıcı Sistemlerin Tasarımı* Seminer Notları İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi.

Özmen G., Orakdöğen E., Darılmaz K. (2005). *Örneklerle Etabs*. (Birinci Baskı). İstanbul: Beta Dağıtım.

Özer, E., Aydınoğlu N., Sucuoğlu H., (2007). *Deprem Yönetmeliği ve Uygulamalı Çözümler* Ankara: Retma Basım

Özgül G., (2005). *Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-Eurocode 8 ve TSE 648-Eurocode 3'ün Genel İlkeler ve Hesap Methodları Açısından Karşılaştırılması*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi.

EKLER

EK 1 SAYISAL UYGULAMA 1

1.1 Örnek Yapının Tanımlanması

Üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 1.1’de, normal kat sistem planı Şekil 1.2’de, tipik sistem enkesiti Şekil 1.3’te verilen 5 katlı çelik binanın Deprem Yönetmeliği 2007’de verilen kurallara göre tasarımı yapıp, TS 648 ve Eurocode 3’e göre tipik elemanlarının boyutlandırma kuralları açıklanacaktır.

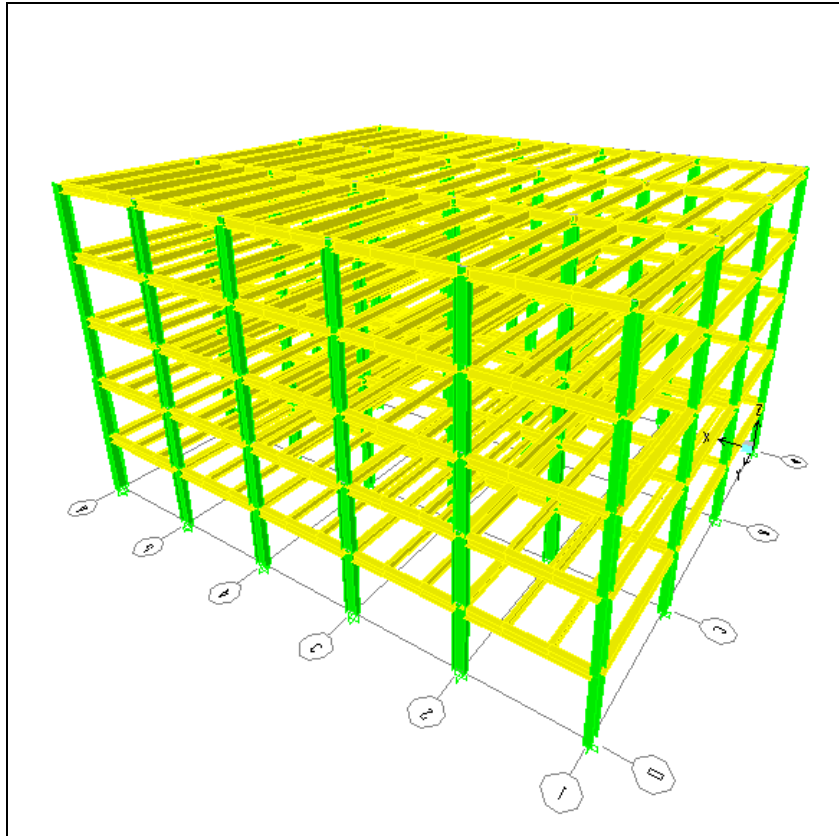
Yapı 21.00x25.00 m boyutlarında 525 m² oturma alanına sahip bir iş merkezidir. İş merkezinin tipik kat yüksekliği 3’er metredir. Şekil 6.2’de tipik planı verilen yapı x yönünde 5, y yönünde ise 3 açıklıktan oluşmaktadır. Yapı 1. derece deprem bölgesinde bulunmakta olup yapının bulunduğu bölgede yerel zemin sınıfı Z2’dir.

Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, Deprem Yönetmeliği 2007’de verilen, sünekli düzeyi normal moment aktaran çerçevelerden oluşmaktadır. Dolayısıyla deprem etkileri süneklik düzeyi normal moment aktaran çerçeveler tarafından karşılanmaktadır. Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Kompozit döşemede oluşacak kayma etkilerini almak için her kirişte trapez kesit aralarında stud çivileri çakılacaktır.

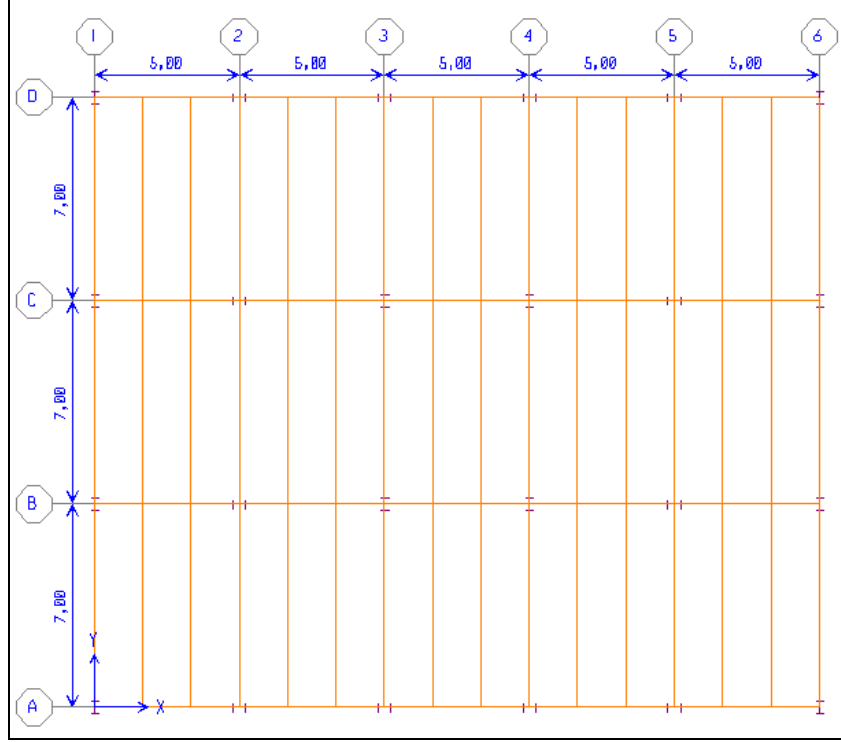
1.66 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişleri ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı ise, kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijit olacaktır. Kolonların ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlendiği gözönünde tutulacaktır.

Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE ve HEA profilleri, kolonlar için HEA ve HEB profilleri) kullanılarak boyutlandırılacaktır.

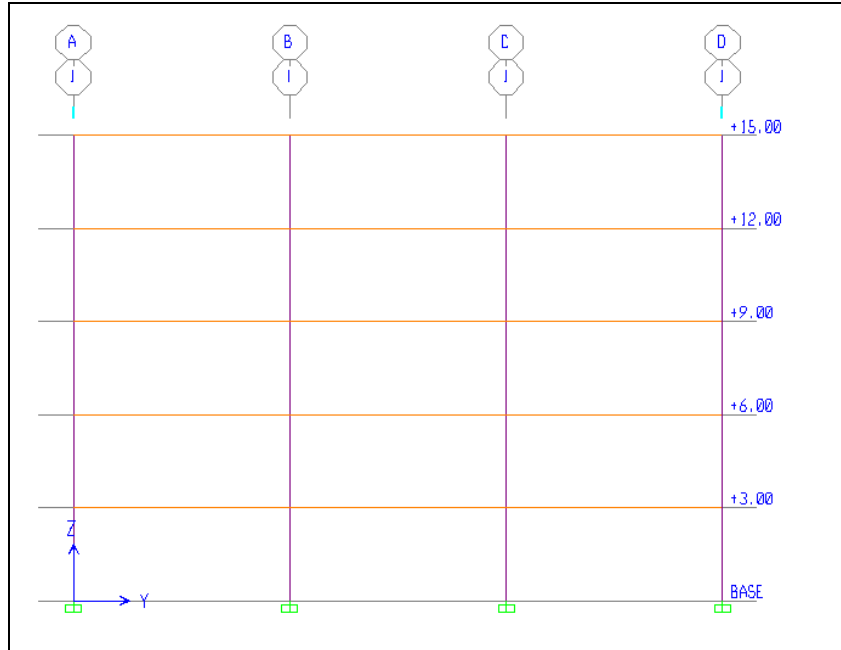
Sistemin tasarımında Fe37 (St37) yapı çeliği kullanılması öngörülmektedir. TS 648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kurallarına göre, Fe37 yapı çeliğinin akma gerilmesi $\sigma_a : 235 \text{ N/mm}^2$, elastisite modülü $E : 210.000 \text{ N/mm}^2$ ve emniyet gerilmeleri, normal gerilme için $\sigma_{em} : 141 \text{ N/mm}^2$, kayma gerilmesi için $\tau_{em} : 82 \text{ N/mm}^2$ dir.



Şekil 1.1 Örnek yapının 3 boyutlu Hesap Modeli



Şekil 1.2 Örnek yapının Tipik Kat Planı



Şekil 1.3 Örnek yapının Tipik Kesiti

1.2 Örnek Yapının TS 648'e Göre Boyutlandırılması

Örnek yapıda ilk olarak kolon boyutları Tablo 6.1'deki gibi ön boyutlar seçilmiş, daha sonra Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye göre tasarım yapılabulunan iç kuvveler ile TS 648'e göre boyutlandırma kontrolü yapılmıştır.

Tablo 1.1 Taşıyıcı Sistem Elemanları Enkesit Profilleri

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE330
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	HE360A
+6.00/+15.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE500A
+0.00/+6.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE550 A

1.2.1 Düşey Yükler

a)Çatı döşemesi :	çatı kaplaması	1.0 kN/m ²
	izolasyon	0.2 kN/m ²
	trapez saç+betonarme döşeme	2.1 kN/m ²
	asma tavan+tesisat	0.5 kN/m ²
	Σ Toplam	g=3.8 kN/m ²
	hareketli yük	q=1.0 kN/m ²

b)Normal kat döşemesi	kaplama	0.5 kN/m ²
	trapez saç+betonarme döşeme	2.1 kN/m ²
	asma tavan+tesisat	0.5 kN/m ²
	bölme duvarları	1.0 kN/m ²
	Σ Toplam	g=4.1 kN/m ²
	hareketli yük	q=2.0 kN/m ²

c)Dış duvar yükü		3.0 kN/m
------------------	--	----------

1.2.2 Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan beş katlı çelik bina 1. derece deprem bölgesinde, Z2 yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edilecektir ve işyeri olarak kullanılacaktır. Yapı taşıyıcı sistemi her iki doğrultuda da süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşturulacaktır. Bu parametreler esas alınarak belirlenen deprem karakteristikleri ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007 maddeleri Tablo 1.2’de verilmiştir.

Tablo 1.2 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik İlgili Maddeleri

Açıklama	Parametre	TDY 2007
Etkin yer ivmesi katsayısı (birinci derece deprem bölgesi)	$A_0=0.40$	Madde.2.4.1
Bina önem katsayısı (konutlar ve işyerleri)	$I=1.00$	Madde.2.4.2
Spektrum karakteristik periyotları (Z2 Zemin Sınıfı)	$T_A=0.15$ s $T_B=0.40$ s	Tablo 2.4
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (deprem yüklerinin tamamının sünelik düzeyi normal çerçevelerle taşındığı çelik binalar)	$R=5$	Tablo 2.5
Hareketli yük katılım katsayısı (konutlar ve işyerleri)	$n=0.30$	Tablo 2.7

1.2.3 Düzensizliklerin Kontrolü

Bina kat planlarında çıkıntıların olmaması, döşeme süreksizliklerinin ve döşemelerde büyük boşlukların bulunamaması, yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle planda düzensizlik durumları mevcut değildir.

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

1.2.4 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Yapının her iki deprem doğrultusundaki doğal titreşim periyotları ETABS yazılımı yardımıyla aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

(x) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu $T_{1x}=0.9062$ s olarak hesaplanmıştır. Benzer şekilde (y) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu ise $T_{1y}=1.0036$ s olarak hesaplanmıştır.

1.2.5 Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye Göre Deprem Hesabı

Deprem etkileri altında uygulanacak hesap yönteminin seçimine ilişkin olarak, Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye Madde 2.6.2'ye uygun olarak bina yüksekliğinin

$$H_N = 15.0 \text{ m} < 20.0 \text{ m}$$

olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle *eşdeğer deprem yükü yöntemi* uygulanacaktır.

Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.1'e göre, göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkileyen *toplam eşdeğer deprem yükü* (taban kesme kuvveti), V_t denklem (1.1) ile belirlenecektir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (1.1)$$

Binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti

$$T_{1x} = 0.9062 \text{ s} > 0.40 \text{ s}$$

için Deprem Yönetmeliği Madde 2.4.3'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda spektrum katsayısı denklem (1.2) ile belirlenir,

$$S(T_{1x}) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T_{1x}} \right)^{0.8} \quad (1.2)$$

$$S(T_{1x}) = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{0.9062} \right)^{0.8} = 1.3$$

spektrum katsayısına bağlı olarak belirlenen $Ra(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı ise Deprem yönetmeliği Madde 2.5'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda denklem (1.3) ile belirlenir,

$$Ra(T) = R \quad (1.3)$$

$$Rax(T_{1x}) = R_x = 5$$

olarak hesaplanır. Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas spektral ivme katsayısı ise Deprem Yönetmeliği Madde 2.4'e göre denklem (1.4) ile belirlenir,

$$A(T) = A_0 IS(T) \quad (1.4)$$

$$A(T_x) = 0.4 \times 1 \times 1.3 = 0.520$$

olarak hesaplanır. Hesaplanan spektrum katsayısı, spektral ivme katsayısı, deprem yükü azaltma katsayısı ve yapı ağırlığı denklem (1.1)'de yerine konularak binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti,

$$V_{1x} = \frac{16203 \times 0.520}{5} = 1685 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

Binanın (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti;

$$T_{1y}=1.003 \text{ s} > 0.40 \text{ s}$$

için Deprem Yönetmeliği Madde 2.4.3'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda spektrum katsayısı denklem (1.2) ile belirlenir,

$$S(T_{1y}) = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{1.003} \right)^{0.8} = 1.198$$

spektrum katsayına bağlı olarak belirlenen $Ra(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı ise Deprem yönetmeliği Madde 2.5'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda denklem (1.3) ile belirlenir,

$$Ray(T_{1y}) = R_y = 5$$

olarak hesaplanır. Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas spektral ivme katsayısı ise Deprem Yönetmeliği Madde 2.4'e göre denklem (1.4) ile belirlenir,

$$A(T_y) = 0.4 \times 1 \times 1.198 = 0.479$$

olarak hesaplanır. Hesaplanan spektrum katsayısı, spektral ivme katsayısı, deprem yükü azaltma katsayısı ve yapı ağırlığı denklem (1.1)'de yerine konularak binanın (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti,

$$V_{ty} = \frac{16203 \times 0.479}{5} = 1552 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

1.2.6 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Deprem Yönetmeliği 2007 Madde 2.7.2'ye göre toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir. Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen *ek eşdeğer deprem yükü*, ΔF_N , (x) ve (y) doğrultuları için Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.2.2'ye göre denklem (1.5) ile hesaplanır,

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (1.5)$$

(x) doğrultusunda etkiyen toplam eşdeğer deprem yükünün tepe kuvveti ΔF_{NX}

$$\Delta F_{NX} = 0.0075 N V_{tx} = 0.0075 \times 5 \times 1685 \cong 63 \text{ kN}$$

(y) doğrultusunda etkiyen toplam eşdeğer deprem yükünün tepe kuvveti ΔF_{NY}

$$\Delta F_{NY} = 0.0075 N V_{ty} = 0.0075 \times 5 \times 1552 \cong 59 \text{ kN}$$

Şeklinde hesaplanır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dahil olmak üzere, binanın katlarına Deprem Yönetmeliği 2007 Madde 2.7.2.3'e göre denklem (1.6) ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (1.6)$$

Tablo 1.3 Kat Ağırlıkları ve Kütleleri

Kat	w_i (kN)	m_i (kN.sn2/m)
Çatı	3099	309.9
4	3276	372.6
3	3276	372.6
2	3276	372.6
1	3276	372.6
Σ	16203	1620.3

(x) ve (y) doğrultuları için eşdeğer deprem yükleri denklem (1.6) yardımıyla hesaplanır,

$$F_{ix} = (1685.0 - 66.00) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad F_{iy} = (1552.0 - 59.00) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$

Tablo 1.4 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat	w_i (kN)	H_i (m)	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\sum w_i H_i}$	Fx (kN)	Fy (kN)
Çatı	3099	15.0	46485	0.321	586	538
4	3276	12.0	39312	0.272	440	405
3	3276	9.0	29484	0.204	330	304
2	3276	6.0	19656	0.136	220	203
1	3276	3.0	9828	0.068	110	101
Σ	16203	0	144765	1.00	1685	1552

1.2.7 Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

Deprem Yönetmeliği 2007 Madde 2.7.3.1'e göre, burulma düzensizliğinin bulunmadığı binalarda katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin, ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5 ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanması öngörülmektedir.

$$e_x = \pm 0.05 \times 21.00 = \pm 1.05m \quad \text{ve} \quad e_y = \pm 0.05 \times 25.00 = \pm 1.25m \quad \text{değerlerini alırlar.}$$

1.2.8 Rüzgar Yükleri

Rüzgar yükleri TS 498 Yük Standardı'na göre belirlenecektir. Rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı olarak etkiyen rüzgar yükleri, kat döşemelerine etkiyen statikçe eşdeğer tekil kuvvetlere dönüştürülerek hesap yapılacaktır.

Bir kat döşemesine etkiyen W_i eşdeğer rüzgar kuvveti TS 498'e göre denklem (1.7) ile hesaplanabilir;

$$W_i = C_f q A_i \quad (1.7)$$

Denklem (1.7)'de;

C_f : aerodinamik yük katsayısıdır.

q : nominal yük basıncıdır. Bina yüksekliğine bağlı olarak

$$\begin{aligned} 0 < H \leq 8.0 \text{ m için} & \quad q = 0.5 \text{ kN/m}^2 \\ 8.0 < H \leq 20.0 \text{ m için} & \quad q = 0.8 \text{ kN/m}^2 \text{ dir.} \end{aligned}$$

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

Denklem (1.7) kullanılarak binaya etkiyen rüzgar kuvvetleri (x) ve (y) yönleri için Tablo 1.5'teki gibi hesaplanmıştır.

Tablo 1.5 (x) ve (y) yönleri için katlara etkiyen rüzgar kuvvetleri

Kat	X-Yönü kN	Y-Yönü kN
Çatı	30.44	36.00
4	60.48	72.00
3	60.48	72.00
2	60.48	72.00
1	30.44	36.00
Σ	242.32	288.00

Tablo 1.5'te görülebileceği gibi binaya etkiyen rüzgar yükleri x yönü için 242.32 kN y yönü için ise 288 kN olarak hesaplanmıştır. Binaya etkiyen deprem yükünden daha az olup kritik yük olmamaktadır. (Deprem Yükleri İçin Bakınız Tablo 1.4)

1.2.9 Yük Birleşimleri

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, TS 648 ve Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye bağlı Tablo 1.6'daki gibi birleştirileceklerdir.

Tablo 1.6 Yük kombinasyonları

Kombinasyon	Açılım
Comb1	G+Q
Comb2	G+Q+DEPX1+0.3DEPY1
Comb3	G+Q+DEPX2+0.3DEPY1
Comb4	G+Q-DEPX1+0.3DEPY2
Comb5	G+Q-DEPX2+0.3DEPY2
Comb6	G+Q+DEPY1+0.3DEPX1
Comb7	G+Q+DEPY2+0.3DEPX1
Comb8	G+Q-DEPY1+0.3DEPX1

Tablo 1.6 Yük kombinasyonları (Devam)

Comb9	$G+Q-DEPY2+0.3DEPX1$
Comb10	$G+Q+DEPX1+0.3DEPY1$
Comb11	$0,9G+DEPX1+0,3DEPY1$
Comb12	$0,9G+DEPX2+0,3DEPY1$
Comb13	$0,9G-DEPX1+0,3DEPY1$
Comb14	$0,9G-DEPX2+0,3DEPY1$
Comb15	$0,9G+DEPY1+0,3DEPX1$
Comb16	$0,9G+DEPY2+0,3DEPX1$
Comb17	$0,9G-DEPY1+0,3DEPX1$
Comb18	$0,9G-DEPY2+0,3DEPX1$
Comb19	$G+Q+Wx$
Comb20	$G+Q-Wx$
Comb21	$G+Q+Wy$
Comb22	$G+Q-Wy$
Comb23	$0.9G+Q+Wx$
Comb24	$0.9G+Q-Wx$
Comb25	$0.9G+Q+Wy$
Comb26	$0.9G+Q-Wy$

Tablo 1.6'da;

G: sabit yüklerden oluşan iç kuvvetler

Q: hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler

DEPX1, DEPX2: (x) doğrultusunda, kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan devrem yüklerinden oluşan iç kuvvetler,

DEPY1, DEPY2: (y) doğrultusunda, kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki kat boyutunun +%5'i ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan devrem yüklerinden oluşan iç kuvvetler,

Wx , Wy: sırasıyla (x) ve (y) doğrultusundaki rüzgar yüklerinden oluşan iç kuvvetlerdir.

TS 648 Çelik Yapılar Standardına ve Deprem Yönetmeliği Mart 2007'e uygun olarak, emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılan kesit hesaplarında emniyet gerilmeleri düşey yük + rüzgar yüklemeleri için %15, düşey yük + deprem yüklemeleri için %33 artırılabacaktır.

1.2.10 Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Görelî kat ötelemelerinin kontrolü, Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 2.10.1'e göre yapılacaktır. Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi, Δ_i

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (1.8)$$

Denklem (1.8) ile hesaplanır. Bu denklemde d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın ardışık iki katında, herhangi bir kolonun uçlarında, azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelen en büyük yerdeğiştirmeleri göstermektedir. Bu örnekte, her bir deprem doğrultusu için d_i kat yerdeğiştirmelerinin en büyük değerleri, Tablo 1.4'te verilen ve %5 dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelmektedir.

Her bir deprem doğrultusunda, binanın i 'inci katındaki kolonlar için etkin göreli kat ötelemesi, δ_i

$$\delta_i = R\Delta_i \quad (1.9)$$

Denklem (1.9) ile hesaplanır. (x) ve (y) doğrultularında %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış DEPX1 ve DEPY1 deprem yükleri altında, yapı sisteminin ETABS yazılımı ile elde edilen d_{ix} ve d_{iy} yatay yer değiştirmelerinin her katta aldığı değerler Tablo 1.7 ve Tablo 1.8'in üçüncü kolonunda, ardışık katlar arasındaki azaltılmış göreli kat ötelemeleri ise dördüncü kolonunda verilmiştir.

Tablo 1.7 (x) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$	δ_{ix} / h_i
Çatı	300	3.64	0.49	2.45	0.008
4	300	3.15	0.77	3.85	0.013
3	300	2.38	0.98	4.90	0.016
2	300	1.40	0.90	4.50	0.015
1	300	0.50	0.50	2.50	0.008

Tablo 1.8 (y) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$	δ_{iy} / h_i
Çatı	300	4.37	0.64	3.20	0.011
4	300	3.73	0.96	4.80	0.016
3	300	2.77	1.16	5.80	0.019
2	300	1.61	1.05	5.25	0.018
1	300	0.56	0.56	2.80	0.009

Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış görelî kat ötelemeleri söz konusu deprem doğrultusundaki deprem yükü azaltma katsayısı, R ile çarpılarak δ_i etkin görelî kat ötelemeleri hesaplanmış ve Tablo 1.7 ve Tablo 1.8'de altıncı kolona yazılmıştır. Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranları ise Tablo 1.7 ve Tablo 1.8'de son kolonunda yer almaktadır.

Tablo 1.7 ve Tablo 1.8'den görüldüğü gibi, δ_i / h_i oranlarının en büyük değerleri, (x) ve (y) doğrultularında

$$(\delta_{ix} / h_i)_{\text{maks}}: 0.016 \quad (\delta_{iy} / h_i)_{\text{maks}}: 0.019$$

olmakta ve Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 2.10.1.3'te öngörülen

$$(\delta_i / h_i)_{\text{maks}}: 0.017 < 0.02 \text{ koşulunu sağlamaktadır.}$$

1.2.11 TS 648'e Göre Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

Bu bölümde yapılan sistem analizleri sonucu bulunan iç kuvvetlere göre yapı elemanlarının ön tasarım sonucu belirlenen kesitlerin uygunluğu tahkik edilecektir.

1.2.11.1 İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen ve deprem yükleri etkisi altında olmayan normal kat ikincil döşeme kirişlerinin düşey yükler (Comb1 G+Q) yüklemesi altında gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Sabit ve hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler (kesit zorları)

$$M_{maks} : 66.65 \text{ kN.m}$$

$$T_{maks} : 37.52 \text{ kN değerleri almaktadır.}$$

Seçilen IPE330 kirişi en kesit karakteristikleri;

$$W_x : 713 \text{ cm}^3 \quad I_x : 11770 \text{ cm}^4 \quad S_x : 402 \text{ cm}^3 \quad t_w : 7.5 \text{ mm}$$

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{66.65 \times 10^6}{713 \times 10^3} = 93.48 \leq 141 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{em}$$

$$\text{Kayma gerilmesi tahkiki: } \tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{37.52 \times 402 \times 10^6}{11770 \times 7.5 \times 10^4} = 17.08 \leq 82 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em}$$

Sehim Tahkiki: Yapılan analizler sonucunda en büyük düşey yerdeğiştirme

$$f_{maks} : 1.34 \text{ cm olarak hesaplanmıştır. Eleman boyu ise } L = 700 \text{ cm'dir.}$$

$$\frac{f_{maks}}{L} = \frac{1.34}{700} = \frac{1}{522} \leq \frac{1}{300} \text{ olduğundan dolayı kesit yeterlidir.}$$

1.2.11.2 Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

2.Kat 6 Aksı çerçevesi, A-B aksları arası ana çerçeve kirişinin en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi (Comb8 G+Q-DEPY1+0.3DEPX1) yüklemesi kesit zorları için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Comb8 için kesit zorları

$$M_{mak} : 227.616 \text{ kN.m}$$

$$T_{maks} : 85.78 \text{ kN değerlerini almaktadır.}$$

Seçilen kiriş kesiti HE360 A için en kesit karakteristikleri;

$A : 142.80 \text{ cm}^2$	$I_x : 33090 \text{ cm}^4$	$I_y : 8564 \text{ cm}^4$
$h : 350 \text{ mm}$	$W_x : 1891 \text{ cm}^3$	$W_y : 570.9 \text{ cm}^3$
$b : 300 \text{ mm}$	$i_x : 15.22 \text{ cm}$	$i_y : 7.34 \text{ cm}$
$t_w : 10 \text{ mm}$	$t_f : 17.50 \text{ mm}$	$S_x : 1044 \text{ cm}^3$

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kirişleri için Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir. Kiriş enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşulları Tablo 4.3'te denklem (1.10)'da ve denklem(1.11)'daki koşulları sağlaması gerekmektedir.

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (1.10)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 5.0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (1.11)$$

$$\text{St37 yapı çeliği için; } \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{200000}{235}} = 29.17$$

Değeri denklem (1.9) ve (1.10)'da yerine konularak;

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = \frac{300}{2 \times 17.50} \leq 0.5 \times 29.17 = 8.57 \leq 14.585$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 5.0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = \frac{315}{10} \leq 5 \times 29.17 = 31.50 \leq 145.85 \quad \text{elde edilir ve enkesit koşullarının açıkça sağlandığı görülebilir.}$$

TS 648 Madde 3.3.4.2'ye göre, basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve enkesit alanının çekme başlığı enkesit alanından daha küçük olmaması halinde, basınç emniyet gerilmesi denklem (1.12) ile hesaplanmaktadır.

$$\sigma_B = \frac{840000C_0}{s.d / F_y} \quad (1.12)$$

$s : 167 \text{ cm}$

$$C_0 : 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$

Emniyetli yönde kalmak kaydı ile $M_1/M_2 = -1$ alınarak hesaplanan $C_0 = 1$ denklem (5.28)'de yerine konularak;

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1}{167 \times 39/57} = 7351 \text{ kgf/cm}^2 = 735 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_B = 141 \text{ N/mm}^2$ elde edilir.

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{227.616 \times 10^6}{1891 \times 10^3} = 120.37 \leq 141 \times 1.33 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Kayma gerilmesi tahkiki: } \tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{85.78 \times 1044 \times 10^6}{33090 \times 10 \times 10^4} = 27.06 \leq 82 \times 1.33^2$$

1.2.11.3 Zemin Kat Kolonlarının Boyutlandırılması

1.Kat, C/5 kolonun en elverişsiz düşey yükler + deprem yüklemesi (Comb2= G+Q+DEPX1+0.3DEPY1) için gerilme kontrolleri yapılacaktır. Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerden dolayı kolonun alt ucunda oluşan iç kuvvetler (kesit zorları)

N: 1405 kN

Mx: 368.38 kN.m

My: 15.038 kN.m

Tx: 118.263 kN

Ty: 4.06 kN

Seçilen HE 550 A kesiti karakteristiklikleri

A : 211.80 cm ²	I _x : 111900 cm ⁴	I _y : 10820 cm ⁴
h : 540 mm	W _x : 4146 cm ³	W _y : 721.3 cm ³
b : 300 mm	i _x : 22.99 cm	i _y : 7.15 cm
t _w : 12.5 mm	t _f : 24 mm	r : 27 mm

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kolonları için Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının Tablo 4.3'te verilen koşulları sağlaması gerekmektedir. Kolon enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşulları Tablo 4.3'te denklem (1.11)'da ve denklem (1.12)'daki koşulları sağlaması gerekmektedir.

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (1.11)$$

Boyutsuz normal kuvvet oranı $\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| > 0.10$ için;

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.08 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \left| \frac{Nd}{\sigma_a \times A} \right| \right) \quad (1.12)$$

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = \frac{300}{2 \times 24} \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 6.25 \leq 0.5 \times 19.17$$

$$\text{Boyutsuz normal kuvvet oranı; } \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = \frac{1405 \times 10^3}{235 \times 211.8 \times 10^2} = 0.282 \geq 1$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.08 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \left| \frac{Nd}{\sigma_a \times A} \right| \right) = \frac{540}{12.5} \leq 2.08 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} \times (2.1 - 0.282) \rightarrow$$

$$43.20 \leq 2.08 \times 29.62 \times (2.1 - 0.282)$$

43.20 ≤ 112 elde edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

Birleşik eğilme (eksenel basınç ve iki eksenli eğilme) etkisinde bu kolonda normal gerilme tahkiki (1.15) nolu denklem ile yapılacaktır;

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}} \right) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}} \right) \sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (1.15)$$

Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme;

$$\sigma_{cb} = \frac{1405 \times 10^3}{211.80 \times 10^2} = 66.34 \text{ kN/mm}^2$$

Çerçeve düzleminde kolon burkulma boyu, x-x yönü

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{(2 \times 111900) / (300 \times 2)}{(2 \times 33090) / (2 \times 500)} = \frac{373}{66.18} = 5.64$$

$G_B = 1.0$ (Ankastre temel).

$G_A = 5.64$ ve $G_B = 1.0$ değerleri TS 648 çizelge 5'teki momogramda okunur ise x yönü burkulma boyu katsayısı $k_x = 1.70$ olarak elde edilir.

Kolon burkulma boyu ise $lk_x = 1.70 \times 300 = 510 \text{ cm}$

x yönü narinlik oranı $\lambda_x = \frac{lk_x}{i_x} = \frac{510}{22.99} = 22.18$ olarak hesaplanır.

Çerçeve düzlemine dik yönde kolon burkulma boyu, y-y yönü

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{(2 \times 10820) / (2 \times 300)}{(2 \times 33090) / (2 \times 700)} = \frac{36.06}{47.27} = 0.763$$

$G_B = 1.0$ (Ankastre temel).

$G_A = 0.763$ ve $G_B = 1.0$ değerleri Şekil 5.3'teki momogramda okunur ise y yönü burkulma boyu katsayısı $k_y = 1.22$ olarak elde edilir.

Kolon burkulma boyu ise $lk_y = 2.20 \times 300 = 660$ cm

y yönü narinlik oranı $\lambda_y = \frac{lk_y}{i_y} = \frac{660}{7.15} = 92.30$ olarak hesaplanır.

Kolon için bulunan en büyük narinlik oranı $\lambda = maks(\lambda_x, \lambda_y) = 92.30$ için TS 648

Çizelge 8'de bulunan basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem} = 80$ N/mm²'dir.

Yalnız eğilme momentleri altında

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{386.38 \times 10^6}{4146 \times 10^3} = 88.04 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{15.038 \times 10^6}{1107 \times 10^3} = 13.58 \text{ N/mm}^2$$

$$Cmx = Cmy \cong 0.85 \quad (\text{Yatay ötelenme önlenmemiş sistem})$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{8290000}{21.18^2} = 16851 \text{ kgf/cm}^2 \cong 1685 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{8290000}{53.70^2} = 2874 \text{ kgf/cm}^2 \cong 287.4 \text{ N/mm}^2$$

Kolon alt ve üst uç momentleri;

$$\left(\frac{M_1}{M_2} \right) = \frac{-72.98}{386.38} = -0.189$$

Burkulma katsayısı

$$C_0 = 1.75 + 1.05 \times (-0.189) + (0.3) \times (-0.189)^2$$

$$C_0 = 1.56$$

$$\sigma_{BX} = \frac{840000 \times 1.56}{300 \times 54 / 72} = 5824 \text{ kgf/cm}^2 = 582 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{66.34}{111} + \frac{0.85 \times 93.19}{\left(1.0 - \frac{66.34}{1685}\right) \times 141} + \frac{0.85 \times 13.58}{\left(1.0 - \frac{66.34}{287.4}\right) \times 141} = 0.598 + 0.585 + 0.106 = 1.289 < 1.33$$

Kolon boyutu uygun.

1.2.11.4 Arakat Kolonlarının Boyutlandırılması

3.Kat, C/2 kolonun en elverişsiz düşey yükler + deprem yüklemesi (Comb4 G+Q-DEPX1+0.3DEPY2) için gerilme kontrolleri yapılacaktır. Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerden dolayı kolonun alt ucunda oluşan iç kuvvetler (kesit zorları)

N: 837 kN

Mx: 126 kN.m

My: 2 kN.m

Tx: 92 kN

Ty: 0.5 kN

Seçilen HE 500 A kesiti karakteristikleri

$A : 197.50 \text{ cm}^2$	$I_x : 86970 \text{ cm}^4$	$I_y : 10370 \text{ cm}^4$
$h : 490 \text{ mm}$	$W_x : 3350 \text{ cm}^3$	$W_y : 691.1 \text{ cm}^3$
$b : 300 \text{ mm}$	$i_x : 20.98 \text{ cm}$	$i_y : 7.24 \text{ cm}$
$t_w : 12 \text{ mm}$	$t_f : 23 \text{ mm}$	$r : 27 \text{ mm}$

En kesit koşulları

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = \frac{300}{2 \times 23} \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 6.52 \leq 0.5 \times 29.17$$

Boyutsuz normal kuvvet oranı; $\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = \frac{837 \times 10^3}{235 \times 197.5 \times 10^2} = 0.180 \geq 0.1$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.08 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| \right) = \frac{490}{12} \leq 2.08 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} \times (2.1 - 0.180) \rightarrow$$

$$40.83 \leq 2.08 \times 29.17 \times (2.1 - 0.180)$$

40.20 ≤ 116.5 elde edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme;

$$\sigma_{cb} = \frac{837 \times 10^3}{197.50 \times 10^2} = 42.38 \text{ kN/mm}^2$$

Çerçeve düzleminde kolon burkulma boyu, x-x yönü

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{(2 \times 86970) / (2 \times 300)}{(2 \times 33090) / (2 \times 500)} = \frac{289.9}{66.18} = 4.38$$

$$G_B = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{(86970 + 111900) / (2 \times 300)}{(2 \times 33090) / (2 \times 500)} = \frac{331.45}{66.18} = 5.00$$

$G_A = 4.38$ ve $G_B = 5.0$ değerleri Şekil 5.3'teki momogramda okunur ise x yönü burkulma boyu katsayısı $k_x = 2.05$ olarak elde edilir.

Kolon burkulma boyu ise $lk_x = 2.05 \times 300 = 610$ cm

x yönü narinlik oranı $\lambda_x = \frac{lk_x}{i_x} = \frac{610}{20.98} = 29.07$ olarak hesaplanır.

Çerçeve düzlemine dik yönde kolon burkulma boyu, y-y yönü

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{(2 \times 10370) / (2 \times 300)}{(2 \times 33090) / (2 \times 700)} = \frac{34.57}{47.27} = 0.731$$

$$G_B = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{(10370 + 11820) / (2 \times 300)}{(2 \times 33090) / (2 \times 700)} = \frac{35.32}{47.27} = 0.747$$

$G_A = 6.13$ ve $G_B = 7.01$ değerleri Şekil 5.3'teki momogramda okunur ise y yönü

burkulma boyu katsayısı $k_y = 1.25$ olarak elde edilir.

Kolon burkulma boyu ise $lk_y = 1.25 \times 300 = 375$ cm

y yönü narinlik oranı $\lambda_y = \frac{lk_y}{i_y} = \frac{375}{7.24} \cong 52$ olarak hesaplanır.

Kolon için bulunan en büyük narinlik oranı $\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 52$ için TS 648

Çizelge 8'de bulunan basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem} = 112$ N/mm²'dir.

Yalnız eğilme momentleri altında

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{126 \times 10^6}{3350 \times 10^3} = 35.49 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{2 \times 10^6}{1059 \times 10^3} = 1.89 \text{ N/mm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} \cong 0.85 \quad (\text{Yatay ötelenme önlenmemiş sistem})$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{8290000}{29.07^2} = 9809 \text{ kgf/cm}^2 \cong 980.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{8290000}{103.50^2} = 773.8 \text{ kgf/cm}^2 \cong 77.39 \text{ N/mm}^2$$

Kolon alt ve üst uç momentleri;

$$\left(\frac{M_1}{M_2} \right) = \frac{-115}{126} = -0.913$$

Burkulma katsayısı

$$C_0 = 1.75 + 1.05 \times (-0.913) + (0.3) \times (-0.913)^2$$

$$C_0 = 1.04$$

$$\sigma_{BX} = \frac{840000 \times 1.04}{300 \times 49/69} = 4100 \text{ kgf/cm}^2 = 410 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{42.38}{112} + \frac{0.85 \times 35.49}{\left(1.0 - \frac{42.38}{980.9}\right) \times 141} + \frac{0.85 \times 1.89}{\left(1.0 - \frac{42.38}{77.39}\right) \times 141} = 0.378 + 0.224 + 0.025 = 0.627 < 1.33$$

Kolon boyutu uygun.

1.3 Örnek Yapının EC3'e Göre Boyutlandırılması

Örnek yapıda ilk olarak kolon boyutları Tablo 1.9'daki gibi ön boyutlar yapılmış, daha sonra Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye göre tasarım yapıp bulunan iç kuvvetler ile EC3'e göre boyutlandırma kontrolü yapılmıştır.

Tablo 1.9 Taşıyıcı Sistem Elemanları Enkesit Profilleri

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE330
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	HE360A
+6.00/+15.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE450A
+0.00/+6.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE500 A

1.3.1 Düşey Yükler

Düşey yükler için Bölüm 1.2.1'de TS 648 için yapılan yük analizi aynen kullanılacaktır. Çelik profillerin zati ağırlıkları ETABS yazılımı tarafından otomatik olarak eklenecektir.

1.3.2 Deprem Karakteristikleri

Deprem karakteristikleri için Bölüm 1.2.2'de TS 648'e göre çözüm için açıklanan parametreler kullanılacaktır.

1.3.3 Düzensizliklerin Kontrolü

Bölüm 1.2.3'te TS 648'e göre çözümde açıklanan bilgiler geçerlidir.

1.3.4 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Yapının her iki deprem doğrultusundaki doğal titreşim periyotları ETABS yazılımı yardımıyla aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

(x) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu $T_{1x}=0.9638$ sn olarak hesaplanmıştır. Benzer şekilde (y) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu ise $T_{1y}=1.0717$ s olarak hesaplanmıştır.

1.3.5 Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye Göre Deprem Hesabı

Deprem etkileri altında uygulanacak hesap yönteminin seçimine ilişkin olarak, Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye Madde 2.6.2'ye uygun olarak bina yüksekliğinin

$$H_N = 15.0 \text{ m} < 20.0 \text{ m}$$

olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanacaktır.

Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.1'e göre, göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti), V_t denklem (1.1) ile belirlenecektir.

Binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti

$$T_{1x} = 1.0745 \text{ s} > 0.40 \text{ s}$$

için Deprem Yönetmeliği Madde 2.4.3'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda spektrum katsayısı denklem (1.2) ile belirlenir,

$$S(T_{1x}) = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{0.9638} \right)^{0.8} = 1.1237$$

spektrum katsayısına bağlı olarak belirlenen $Ra(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı ise Deprem yönetmeliği Madde 2.5'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda denklem (1.3) ile belirlenir,

$$Rax(T_{1x}) = R_x = 5$$

olarak hesaplanır. Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas spektral ivme katsayısı ise Deprem Yönetmeliği Madde 2.4'e göre denklem (1.4) ile belirlenir,

$$A(T_x) = 0.4 \times 1 \times 1.237 = 0.494$$

olarak hesaplanır. Hesaplanan spektrum katsayısı, spektral ivme katsayısı, deprem yükü azaltma katsayısı ve yapı ağırlığı denklem (1.4)'de yerine konularak binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti,

$$V_{tx} = \frac{16100 \times 0.494}{5} = 1590 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

Binanın (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti;

$$T_{1y} = 1.0717 \text{ s} > 0.40 \text{ s}$$

için Deprem Yönetmeliği Madde 2.4.3'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda spektrum katsayısı denklem (1.2) ile belirlenir,

$$S(T_{1y}) = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{1.0717} \right)^{0.8} = 1.136$$

spektrum katsayısına bağı olarak belirlenen $Ra(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı ise Deprem yönetmeliği Madde 2.5'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda denklem (1.3) ile belirlenir,

$$Ray(T_{1y}) = R_y = 5$$

olarak hesaplanır. Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas spektral ivme katsayısı ise Deprem Yönetmeliği Madde 2.4'e göre denklem (1.4) ile belirlenir,

$$A(T_x) = 0.4 \times 1 \times 1.235 = 0.454$$

olarak hesaplanır. Hesaplanan spektrum katsayısı, spektral ivme katsayısı, deprem yükü azaltma katsayısı ve yapı ağırlığı denklem (6.1)'de yerine konularak binanın (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti,

$$V_{ty} = \frac{16100 \times 0.454}{5} = 1462 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

1.3.6 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Deprem Yönetmeliği 2007 Madde 2.7.2'ye göre toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir. Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen *ek eşdeğer deprem yükü*, ΔF_N , (x) ve (y) doğrultuları için Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.2.2'ye göre denklem (1.5) ile hesaplanır,

(x) doğrultusunda etkiyen toplam eşdeğer deprem yükünün tepe kuvveti ΔF_{NX}

$$\Delta F_{NX} = 0.0075 N V_{tx} = 0.0075 \times 5 \times 1590 \cong 60 \text{ kN}$$

(y) doğrultusunda etkiyen toplam eşdeğer deprem yükünün tepe kuvveti ΔF_{NY}

$$\Delta F_{NY} = 0.0075 N V_{ty} = 0.0075 \times 5 \times 1462 \cong 55 \text{ kN}$$
 Şeklinde hesaplanır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı, N 'inci kat dahil olmak üzere, binanın katlarına Deprem Yönetmeliği 2007 Madde 2.7.2.3'e göre denklem (1.6) ile dağıtılacaktır.

Tablo 1.10 Kat Ağırlıkları ve Kütleleri

Kat	w_i (kN)	m_i (kN.sn ² /m)
Çatı	3080	308.0
4	3255	325.5
3	3255	325.5
2	3255	325.5
1	3255	325.5
Σ	16100	1610.0

(x) ve (y) doğrultuları için eşdeğer deprem yükleri denklem (1.6) yardımıyla hesaplanır,

$$F_{ix} = (1590.0 - 60.00) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad F_{iy} = (1462.0 - 55.00) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$

Tablo 1.11 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat	w_i (kN)	H_i (m)	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\sum w_i H_i}$	Fx (kN)	Fy (kN)
Çatı	3080	15.0	46200	0.321	551.00	507.00
4	3255	12.0	39060	0.272	415.00	382.00
3	3255	9.0	29295	0.204	312.00	287.00
2	3255	6.0	19530	0.136	208.00	191.00
1	3255	3.0	9765	0.068	104.00	96.00
Σ	16100	0	143850	1.00	1590.00	1462.00

1.3.7 Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

Deprem yüklerinin etkime noktaları için TS 648'e göre örnek çözümde açıklanan bilgiler aynen geçerlidir.

1.3.8 Rüzgar Yükleri

Rüzgar yükleri için bölüm 1.2.8'de TS 648'e göre örnek çözüm için hesaplanan rüzgar yükleri kullanılacaktır.

1.3.9 Yük Birleşimleri

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, Eurocode 3 ve Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye bağlı Tablo 1.12'deki gibi birleştirileceklerdir.

Tablo 1.12 EC3 Yük kombinasyonları

Kombinasyon	Açılım
Comb1	$1.35G+1.5Q$
Comb2	$G+Q+DEPX1+0.3DEPY1$
Comb3	$G+Q+DEPX2+0.3DEPY1$
Comb4	$G+Q-DEPX1+0.3DEPY2$
Comb5	$G+Q-DEPX2+0.3DEPY2$
Comb6	$G+Q+DEPY1+0.3DEPX1$
Comb7	$G+Q+DEPY2+0.3DEPX1$
Comb8	$G+Q-DEPY1+0.3DEPX1$
Comb9	$G+Q-DEPY2+0.3DEPX1$
Comb10	$0.9G+DEPX1+0.3DEPY1$
Comb11	$0.9G+DEPX2+0.3DEPY1$
Comb12	$0.9G-DEPX1+0.3DEPY1$
Comb13	$0.9G-DEPX2+0.3DEPY1$

Tablo 1.12 (devam) EC3 Yük kombinasyonları

Comb14	0.9G+DEPY1+0.3DEPX1
Comb15	0.9G+DEPY2+0.3DEPX1
Comb16	0.9G-DEPY1+0.3DEPX1
Comb17	0.9G-DEPY2+0.3DEPX1
Comb18	1.35G+1.35Q+1.35W _x
Comb19	1.35G+1.35Q-1.35W _x
Comb20	1.35G+1.35Q+1.35W _y
Comb21	1.35G+1.35Q-1.35W _y
Comb22	1.35G+1.5W _x
Comb23	1.35G-1.5W _x
Comb24	1.35G+1.5W _y
Comb25	1.35G-1.5W _y

1.3.10 Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrölü

(x) ve (y) doğrultularında %5 ek dışmerkezlilikle uygulanan azaltılmış DEPX1 ve DEPY1 deprem yükleri altında, yapı sisteminin ETABS yazılımı ile elde edilen d_{ix} ve d_{iy} yatay yer değiştirmelerinin her katta aldığı değerler Tablo 1.14 ve Tablo 1.14'nin üçüncü kolonunda, ardışık katlar arasındaki azaltılmış göreli kat ötelemeleri ise dördüncü kolonunda verilmiştir.

Tablo 1.13 (x) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$	δ_{ix} / h_i
Çatı	300	3.87	0.5	2.25	0.008
4	300	3.42	0.8	4.10	0.014
3	300	2.60	1.0	5.00	0.017
2	300	1.60	1.0	5.00	0.017
1	300	0.60	0.6	3.00	0.010

Tablo 1.14 (y) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$	δ_{iy} / h_i
Çatı	300	4.51	0.62	3.10	0.010
4	300	3.89	0.95	4.75	0.016
3	300	2.94	1.17	5.85	0.020
2	300	1.77	1.13	5.65	0.019
1	300	0.64	0.64	3.20	0.010

Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış görelî kat ötelemeleri söz konusu deprem doğrultusundaki deprem yükü azaltma katsayısı, R ile çarpılarak δ_i etkin görelî kat ötelemeleri hesaplanmış ve Tablo 1.13 ve Tablo 1.14’da altıncı kolona yazılmıştır. Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranları ise Tablo 1.13 ve Tablo 1.14’de son kolonunda yer almaktadır.

Tablo 1.13 ve Tablo 1.14’ten görüldüğü gibi, δ_i / h_i oranlarının en büyük değerleri, (x) ve (y) doğrultularında

$$(\delta_{ix} / h_i)_{\text{maks}}: 0.017 \text{ ve } (\delta_{iy} / h_i)_{\text{maks}}: 0.020$$

olmakta ve Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 2.10.1.3’te öngörülen

$$(\delta_i / h_i)_{\text{maks}}: 0.019 < 0.02 \text{ koşulunu sağlamaktadır.}$$

1.3.11 Eurocode 3'e Göre Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

Bu bölümde yapılan sistem analizleri sonucu bulunan iç kuvvetlere göre yapı elemanlarının ön tasarım sonucu belirlenen kesitlere uygunluğu tahkik edilecektir.

1.3.11.1 İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen ve deprem yükleri etkisi altında olmayan normal kat ikincil döşeme kirişleri düşey yükler (Comb1 1.35G+1.5Q) yüklemesi altında gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Kesit Zorları;

$$M_{Ed,y} = 91.70 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,y} = 13.10 \text{ kN}$$

Seçilen IPE 330 kesiti karakteristikleri

$A : 62.61 \text{ cm}^2$	$I_y : 11770 \text{ cm}^4$	$I_z : 788.1 \text{ cm}^4$
$h : 330 \text{ mm}$	$W_{pl,y} : 804.3 \text{ cm}^3$	$W_{pl,z} : 153.7 \text{ cm}^3$
$b : 160 \text{ mm}$	$i_y : 13.71 \text{ cm}$	$i_z : 3.55 \text{ cm}$
$t_w : 7.5 \text{ mm}$	$t_f : 11.5 \text{ mm}$	$r : 18 \text{ mm}$

Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 4.3.1.1'e göre enkesit koşulları

Flanşların Kontrolü

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{160}{2 \times 11.5} \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{210000}{235}} \rightarrow 6.96 \leq 14.95 \text{ Başlıklar uygun.}$$

Gövde Kontrolü

$$\frac{h}{t_w} \leq 5.0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{330 - 2 \times 11.5}{7.5} \leq 5 \times \sqrt{\frac{210000}{235}} \rightarrow 40.93 \leq 149.5 \text{ Gövde uygun.}$$

EC3 5.3'e Göre Kesitin Sınıflandırılması;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre dış basınç flanşları için sınıflandırılır ise,

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$c = (b - t_w - 2r) / 2 = (160 - 7.5 - 2 \times 18) / 2 = 58.25$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{58.25}{11.5} = 5.06 \leq 9 \times 1 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları sağlanmaktadır.}$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre iç basınç parçaları sınıflandırılır ise;

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$c = (h - 2t_f - 2r) = (330 - 2 \times 11.5 - 2 \times 18) = 271$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{271}{11.5} = 23.56 \leq 72 \times 1 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları sağlanmaktadır.}$$

Tüm kesit sınıf 1 en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.4.5'e Göre Eğilme Dayanımı Kontrolü;

Sınıf 1 ve sınıf 2 türü kesitler için salt eğilme dayanımı denklem (1.16) ile hesaplanır,

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}} \quad (1.16)$$

$$M_{c,y,Rd} = \frac{804.3 \times 235 \times 10^3}{1.1 \times 10^6} = 171.83 \text{ kN.m}$$

$M_{c,y,Rd} = 171.83 \text{ kN.m} \geq M_{Ed,y} = 91.70 \text{ kN.m}$ kesit eğilme dayanımı yeterlidir.

EC3 5.4.6'e Kesme Kuvveti Dayanımı Kontrolü;

Kesitin taşıyabileceği maksimum kesme kuvveti taşıma kapasitesi denklem (1.17) ile hesaplanır,

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (1.17)$$

Denklem (1.17)'de A_v kesit kesme alanını göstermek üzere haddelenmiş I ve H profiller için denklem (1.18) ile hesaplanmaktadır,

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + r)t_f \quad (1.18)$$

$$A_v = 6261 - 2 \times 160 \times 11.5 + (7.5 + 18) \times 11.5 = 2874 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{2874 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} \cong 405 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$V_{pl,Rd} \cong 405 \text{ kN} \geq V_{Ed,y} = 13.10 \text{ kN}$ kesme kuvveti taşıma kapasitesi yeterlidir.

Gövdenin kesme kuvveti altında kesme burkulma kontrolü için berkitme elemanı konulmaması durumunda denklem (1.19)'ün sağlanması gerekmektedir.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (1.19)$$

Kesit gövde yüksekliği;

$$h_w = h - 2t_f = 330 - 2 \times 11.5 = 307 \text{ mm}$$

$$\frac{307}{8} \leq 72 \frac{1}{1.2} = 38.375 \leq 60 \text{ olduğu için kayma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.7'e Kesme Kuvveti ve Eğilme Momentinin Ortak Etkisi Altında Kesit Dayanımı Kontrolü;

$$V_{Ed} = 13.10 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd,y} = 405 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 13.10 \leq 0.5 \times 405$ olduğundan dolayı kesme kuvveti ve eğilme momentinin ortak etkisi altında kesit kontrolü yapmaya gerek yoktur.

$$\frac{f_{maks}}{L} = \frac{1.45}{700} = \frac{1}{483} \leq \frac{1}{300} \text{ olduğundan dolayı kesit yeterlidir.}$$

1.3.11.2 Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

1.Kat, 6 Aksı çerçevesi, A-B aksları arası ana çerçeve kirişinin en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır. Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem yükleri altında kiriş mesnedinde oluşan en büyük kesit tesirleri;

$$M_{Ed,y} = 176.365 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,y} = 74.165 \text{ kN}$$

Seçilen HE 360A kesiti karakteristikleri

$A : 143.0 \text{ cm}^2$	$I_y : 33090 \text{ cm}^4$	$I_z : 7887 \text{ cm}^4$
$h : 350 \text{ mm}$	$W_{pl,y} : 2088 \text{ cm}^3$	$W_{pl,z} : 802 \text{ cm}^3$
$b : 300 \text{ mm}$	$i_y : 15.12 \text{ cm}$	$i_z : 7.43 \text{ cm}$
$t_w : 10 \text{ mm}$	$t_f : 17.5 \text{ mm}$	$r : 27 \text{ mm}$

Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 4.3.1.1'e göre enkesit koşulları

Flanşların Kontrolü

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{300}{2 \times 17.5} \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{210000}{235}} \rightarrow 8.57 \leq 14.95 \text{ Başlıklar uygun.}$$

Gövde Kontrolü

$$\frac{h}{t_w} \leq 5.0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{350 - 2 \times 17.5}{10} \leq 5 \times \sqrt{\frac{210000}{235}} \rightarrow 31.5 \leq 149.5 \text{ Gövde uygun.}$$

EC3 5.3'e Göre Kesitin Sınıflandırılması;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre dış basınç flanşları için sınıflandırılır ise,

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$c = (b - t_w - 2r) / 2 = (300 - 10 - 2 \times 27) / 2 = 116.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{116.5}{17.5} = 6.657 \leq 9 \times 1 \text{ Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları sağlanmaktadır.}$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre iç basınç parçaları sınıflandırılır ise;

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$c = (h - 2t_f - 2r) = (350 - 2 \times 17.5 - 2 \times 27) = 261 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{261}{10} = 26.1 \leq 72 \times 1 \text{ Sınıf 1 için enkesit boyutları koşulları sağlanmaktadır.}$$

Tüm kesit sınıf 1 en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.4.5'e Göre Eğilme Dayanımı Kontrolü;

Kesit salt eğilme dayanımı kapasitesi

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2088 \times 235 \times 10^3}{1.1 \times 10^6} = 490.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,y,Rd} = 171.83 \text{ kN.m} \geq M_{Ed,y} = 91.70 \text{ kN.m} \text{ kesit eğilme dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.6'e Kesme Kuvveti Dayanımı Kontrolü;

Kesit kesme alanı;

$$A_v = 14300 - 2 \times 300 \times 17.5 + (10 + 27) \times 17.5 = 4447.5 \text{ mm}^2$$

Kesit kesme kuvveti taşıma kapasitesi

$$V_{pl,Rd} = \frac{4447.5 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} \cong 552 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 552 \geq V_{Ed} = 74.165 \text{ kN} \text{ olduğu için kesit kesme kuvveti dayanımı yeterlidir.}$$

Gövde yüksekliği;

$$h_w = h - 2t_f = 300 - 2 \times 17.5 = 315 \text{ mm}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\epsilon}{\eta} \text{ berkitme elemanı olmaması durumunda kesme burkulması sınır şartı}$$

$$\frac{315}{10} \leq 72 \frac{1}{1.2} = 31.5 \leq 60 \text{ olduğu için kayma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.7'ye Göre Kesme Kuvveti ve Eğilme Momentinin Ortak Etkisi Altında Kesit Dayanımı Kontrolü;

$$V_{Ed} = 74.165 \text{ kN}$$

$$V_{pl,y} = 552 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 74.165 \leq 0.5 \times 552$ olduğundan dolayı kesme kuvveti ve eğilme momentinin ortak etkisi altında kesit kontrolü yapmaya gerek yoktur.

1.3.11.3 Zemin Kat Kolonlarının Boyutlandırılması

1.Kat, C/5 kolonun en elverişsiz düşey yükler + deprem yüklemesi (Comb4=G+Q+DEPX1+0.3DEPY2) için gerilme kontrolleri yapılacaktır.Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerden dolayı kolonun alt ucunda oluşan iç kuvvetler (kesit zorları)

$$N_{Ed} : 1395 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} : 312 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} : 14 \text{ kN.m}$$

$$V_{y,Ed} : 112 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} : 4 \text{ kN}$$

Seçilen HE 500 A kesiti karakteristiklikleri

$$A : 197.50 \text{ cm}^2$$

$$I_y : 86970 \text{ cm}^4$$

$$I_z : 10370 \text{ cm}^4$$

$$h : 490 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} : 3550 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : 691.1 \text{ cm}^3$$

$$b : 300 \text{ mm}$$

$$i_y : 20.98 \text{ cm}$$

$$i_z : 7.24 \text{ cm}$$

$$t_w : 12 \text{ mm}$$

$$t_f : 23 \text{ mm}$$

$$r : 27 \text{ mm}$$

Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 4.3.1.1'e Göre Enkesit koşullarının kontrolü

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (1.10)$$

Boyutsuz normal kuvvet oranı $\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| > 0.10$ için;

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.08 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \left| \frac{Nd}{\sigma_a \times A} \right| \right) \quad (1.11)$$

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = \frac{300}{2 \times 23} \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 6.52 \leq 0.5 \times 19.17 \text{ Flaşlar uygun.}$$

$$\text{Boyutsuz normal kuvvet oranı; } \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = \frac{1395 \times 10^3}{235 \times 197.50 \times 10^2} = 0.300 \geq 0.1$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.08 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \left| \frac{Nd}{\sigma_a \times A} \right| \right) = \frac{490 - 2 \times 23}{12} \leq 2.08 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} \times (2.1 - 0.300) \rightarrow$$

$$37 \leq 2.08 \times 29.17 \times (2.1 - 0.300)$$

37 ≤ 109.21 gövde kalınlığı uygundur.

EC3 5.3'e Göre Kesitin Sınıflandırılması;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre dış basınç flanşları için sınıflandırılır ise,

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$c = (b - t_w - 2r) / 2 = (300 - 12 - 2 \times 27) / 2 = 117$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{117}{23} = 5.08 \leq 9 \times 1 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları sağlanmaktadır.}$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre iç basınç parçaları sınıflandırılır ise;

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

$$c = (h - 2t_f - 2r) = (350 - 2 \times 23 - 2 \times 27) = 390$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{390}{12} = 32.25 \leq 33 \times 1 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları sağlanmaktadır.}$$

Tüm kesit sınıf 1 en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.4.4'e Göre Kesitin Eksenel Basınç Dayanımı Kontrolü;

Sınıf 1, Sınıf 2 ve Sınıf 3 türü kesitlerin sadece eksenel basınç etkisi altında burkulmasız basınç dayanımı kapasitesi denklem (1.20) ile hesaplanır;

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (1.20)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{197.50 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times 10^3} = 4219 \text{ kN}$$

$N_{c,Rd} = 4219 \geq N_{Ed} = 1395 \text{ kN}$ burkulmasız eksenel basınç dayanımı kapasitesi yeterlidir.

EC3 5.4.5'e Göre Kesitin Eğilme Momenti Taşıma Kapasitesi Kontrolü;

Güçlü eksen (y-y) yönünde salt eğilme momenti taşıma kapasitesi;

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3949 \times 10^3 \times 235}{1.1 \times 10^6} = 843.65 \text{ kN.m}$$

$M_{c,y,Rd} = 843.65 \geq M_{y,Ed} = 312 \text{ kN.m}$ olduğu için kesitin güçlü eksen doğrultusundaki moment taşıma kapasitesi yeterlidir.

Zayıf Eksen (z-z) yönünde salt eğilme momenti taşıma kapasitesi;

$$M_{c,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{691.1 \times 10^3 \times 235}{1.1 \times 10^6} = 147.64 \text{ kN.m}$$

$M_{c,z,Rd} = 147.64 \text{ kN.m} \geq M_{z,Ed} = 14 \text{ kN.m}$ olduğu için kesitin zayıf eksen doğrultusundaki moment taşıma kapasitesi yeterlidir.

EC3 5.4.6'e Göre Kesit Kesme Kuvveti Dayanımı Kontrolü;

Kolon kesiti güçlü ve zayıf eksen doğrultularında kesme kuvveti taşıma kapasiteleri kontrol edilecektir.

Gövdeye paralel kesme kuvveti (Güçlü eksen y-y yönü)

Gövde kesme alanı

$$A_v = 197.50 - 2 \times 30 \times 2.3 + (1.2 + 2 \times 2.7) \times 2.3$$

$$A_v = 74.68 \text{ cm}^2$$

Kesme kuvveti taşıma kapasitesi

$$V_{pl,Rd} = \frac{74.68 \times 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} = 921.12 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd} = 912.12 \text{ kN} \geq V_{E,d} = 102 \text{ kN}$ olduğundan dolayı gövdeye paralel kesme kuvveti (Güçlü eksen y-y yönü) durumunda kesitin kesme kuvveti dayanımı yeterlidir.

Flanşlara Paralel Yük Durumu (Zayıf eksen z-z yönü)

Flanşların kesme alanı denklem (1.21) ile hesaplanır;

$$A_w = A - \sum (h_w \times t_w) \quad (1.21)$$

$$A_v = 197.50 - 44.4 \times 1.2 = 144.22 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 144.22 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{144.22 \times 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} = 1778.85 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd} = 1778.85 \text{ kN} \geq V_{E,d} = 12 \text{ kN}$ olduğu için kesitin flanşlara paralel yük durumunda kesme kuvveti dayanımı yeterlidir.

Kayma burkulması dayanım kontrolü denklem (1.22) ile yapılır,

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (1.22)$$

Kesit gövde yüksekliği

$$h_w = h - 2t_f = 490 - 2 \times 23 = 444 \text{ mm}$$

$$\frac{444}{12} \leq 72 \times \frac{1}{1.2} = 37 \leq 60 \text{ kayma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.8'e Göre Kesitin Eksenel Yük ve Eğilme Momentinin Ortak Etkisi Altında Kesit Dayanımı Kontrolü

Simetrik kesitli I ve H profil kesitlerde plastik moment taşıma kapasitesinde denklem (1.23) ve denklem (1.24)'nin sağlanması durumunda taşıma kapasitesinde herhangi bir azaltma yapılmaz.

$$N_{Ed} \leq 0.25 N_{pl,Rd} \quad (1.23)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 h_w t_w f_y}{\gamma_{MO}} \quad (1.24)$$

Eksenel basınç kapasitesi $N_{pl,Rd} = 4219$ kN olarak hesaplanmıştır.

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.5 \times 4219 = 1055 \text{ kN}$$

$N_{Ed} = 1395 \geq 1055$ kN olduğu için denklem (2.11) sağlanmamaktadır.

$$\frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{0.5 \times 444 \times 12 \times 235}{1.1} = 569 \text{ kN}$$

$N_{Ed} = 1395 \text{ kN} \geq 569 \text{ kN}$ olduğu için denklem (2.12) sağlanmamaktadır.

(1.23) ve (1.24) eşitliklerinin sağlanamamasından dolayı eksenel kuvvetin eğilme momenti üzerindeki etkisi dikkate alınmalıdır.

Simetrik kesitli I ve H kesitler İçin Azaltılmış Moment Taşıma Kapasitesi

Güçlü Eksen (y-y) Yönü için denklem (1.25) ile hesaplanır;

$$M_{N,yRd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0.5a} \quad (1.25)$$

Tasarım eksenel kuvvetinin, kesit plastik eksenel kuvvet taşıma kapasitesine oranı denklem (4.58) ile hesaplanır;

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (1.26)$$

$$n = \frac{1395}{4219} = 0.330$$

Gövde alanının toplam kesit alanını oranı denklem (1.27) ile hesaplanır.

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \quad (1.27)$$

$$a = \frac{(197.50 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 23)}{(197.50 \times 10^2)} = 0.301$$

Bulunan değerler denklem (2.13)'te yerlerine yazılarak azaltılmış moment taşıma kapasitesi;

$$M_{N,yRd} = 843.65 \times \frac{(1 - 0.293)}{(1 - 0.5 \times 0.301)} = 702.13 \text{ kN.m} \geq 312 \text{ kN.m} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Zayıf Eksen (z-z) Yönü moment taşıma kapasitesi $n \leq a$ için denklem (1.28) ile hesaplanır;

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] \quad (1.28)$$

$$M_{N,z,Rd} = 147.64 \times \left[1 - \left(\frac{0.293 - 0.301}{1 - 0.301} \right)^2 \right]$$

$$M_{N,z,Rd} = 147.39 \text{ kN.m} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Azaltılmış Moment Kapasitesi İle İki Eksenli Eğilme Dayanımı Kontrolü denklem (1.29) ile hesaplanır;

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1 \quad (1.29)$$

I kesitler için $\alpha = 2$ $\beta = 5n = 5 \times 0.330 = 1.65$

$\left(\frac{312}{702.13} \right)^2 + \left(\frac{14}{147.39} \right)^{1.65} = 0.218 \leq 1$ olarak hesaplanır. Kesit iki eksenli eğilme dayanımı kapasitesi yeterlidir.

EC3 5.5.1.2'ye Göre Kesitin Burkulma Dayanımı Kontrolü;

Burkulma dayanımı kapasitesi Sınıf 1, Sınıf 2 ve Sınıf 3 türü kesitler için denklem (1.30) ile elde edilir;

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (1.30)$$

Burkulma dayanımı azaltma katsayısı ise denklem (1.31) ile hesaplanır;

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad , \quad \chi \leq 1.0 \quad (1.31)$$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (1.32)$$

Kritik burkulma boyunun hesabı için ilk olarak dağılım katsayıları denklem (1.33) ve denklem (1.34)'ye göre hesaplanıp, yatay ötelenmesi önlenmemiş kolonlar için denklem (1.35)'e göre kritik burkulma boyları hesaplanır.

Güçlü eksene dik burkulma boyu;

$$\text{Kolon rölatif rijitlikleri } K_c = K_1 = \frac{86970}{300} = 289.90$$

$$\text{Kiriş rölatif rijitlikleri } K_{12} = K_{11} = \frac{33090}{500} = 66.18$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{(K_c + K_1 + K_{11} + K_{12})} \quad (1.33)$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 289.92)}{(2 \times 289.92 + 2 \times 66.18)} = 0.814$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{(K_c + K_2 + K_{21} + K_{22})} \quad (1.34)$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (Ankastre mesnet)}$$

Denklem (1.33) ve (1.34) ile hesaplanan dağılım katsayıları denklem (1.35) te yerine yazılarak güçlü eksene dik yöndeki burkulma boyu;

$$l/L = \left[\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) - 0.6\eta_1\eta_2} \right]^{0.5} \quad (1.35)$$

$$\frac{l}{300} = \left[\frac{1 - 0.2 \times (0.814 + 0) - 0.12 \times 0.814 \times 0}{1 - 0.8 \times (0.814 + 0) - 0.6 \times 0.814 \times 0} \right]^{0.5} = 1.549$$

$l = 4647$ mm olarak hesaplanır.

Zayıf eksene dik burkulma boyu

$$\text{Kolon rölatif rijitlikleri: } K_c = K_1 = \frac{10370}{300} = 34.57$$

Kiriş rölatif rijitlikleri: $K_{12} = K_{11} = 0$ (Mafsallı bağlantı)

Dağılım katsayıları

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 34.57)}{(2 \times 34.57)} = 0.97$$

$\eta_2 = 0$ (Ankastre mesnet)

$$\frac{l}{300} = \left[\frac{1 - 0.2 \times (1 + 0) - 0.12 \times 1 \times 0}{1 - 0.8 \times (1 + 0) - 0.6 \times 1 \times 0} \right]^{0.5} = 2$$

Zayıf eksene dik burkulma boyu;

$l = 6000$ mm olarak hesaplanır.

Güçlü eksen yönündeki elastik kritik burkulma yükü denklem (1.36) ile hesaplanır.

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr}^2} \quad (1.36)$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 86970 \times 10^4}{4647^2}$$

$N_{cr,y} = 83742$ kN olarak hesaplanır.

Sınıf 1, Sınıf 2 ve Sınıf 3 türü kesitler için boyutsuz narinlik oranı denklem (1.37) ile elde edilir;

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad (1.37)$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{197.50 \times 10^2 \times 235}{83742 \times 10^3}} = 0.235$$

Zayıf eksen yönündeki elastik kritik burkulma yükü

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 10370 \times 10^4}{6000^2} = 5970 \text{ kN olarak elde edilir.}$$

Zayıf eksen yönündeki narinlik oranı;

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{197.50 \times 10^2 \times 235}{5970 \times 10^3}} = 0.882 \text{ olarak hesaplanır.}$$

EC3 Tablo 6.4'e göre $\frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1.633 > 1.2$ çekme (haddelenmiş) I ve H profilleri için;

Güçlü eksene dik burkulmada (y-y eksenine dik) a eğrisi

Zayıf eksene dik burkulmada (z-z eksenine dik) b eğrisi kullanılacaktır.

Yetersizlik faktörü a eğrisi için; $a = 0.21$ b eğrisi için ise $b = 0.34$ 'tür.

Güçlü eksene dik yönde burkulma tahkik;

Denklem (2.7)'e göre burkulma dayanımı azaltma katsayısı

$$\Phi = 0.5[1 + 0.21 \times (0.235 - 0.2) + 0.235^2] = 0.531$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.531 + \sqrt{0.531^2 - 0.235^2}} = 0.992$$

Burkulma dayanımı azaltma katsayısı denklem (1.30)'da yerine yazılarak burkulma dayanımı;

$$N_{b,y,Rd} = \frac{0.992 \times 197.50 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 4219 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$$N_{b,y,Rd} = 4219 \text{ kN} > N_{Ed} = 1395 \text{ kN kesit burkulma dayanımı yeterlidir.}$$

Zayıf eksen yönünde tahkik;

Denklem (1.31)'e göre burkulma dayanımı azaltma katsayısı

$$\Phi = 0.5[1 + 0.34 \times (0.882 - 0.2) + 0.882^2] = 1$$

$$\chi = \frac{1}{1 + \sqrt{1^2 - 0.882^2}} = 0.680$$

Burkulma dayanımı azaltma katsayısı denklem (1.30)'de yerine yazılarak burkulma dayanımı;

$$N_{b,y,Rd} = \frac{0.680 \times 197.50 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times 10^3} = 2869 \text{ kN}$$

$$N_{b,y,Rd} = 2869 \text{ kN} > N_{Ed} = 1395 \text{ kN kesit burkulma dayanımı yeterlidir}$$

EC3 5.5.2'ye Göre Kesitin Yanal Burulma Burkulması Dayanımı Kontrolü;

Kolon üst uç momenti 14.5 kN.m güvenli yönde kalmak üzere ihmal edilerek $\psi = 0$ ve $C_1 = 1.879$ olarak hesaba katılarak kritik elastik yanal burulma burkulması momenti denklem (2.26) ile hesaplanabilir;

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right)^{0.5} \quad (1.38)$$

$$M_{cr} = 1.879 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 10370 \times 10^4}{5690^2} \times \left(\frac{5643 \times 10^9}{10370 \times 10^4} + \frac{5690^2 \times 81000 \times 309.30 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 10^4} \right)^{0.5}$$

$$M_{cr} = 2426 \text{ kN.m}$$

Yanal burulma burkulması narinliği denklem (1.39) ile hesaplanır,

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (1.39)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{3949 \times 10^3 \times 235}{2426 \times 10^6}} = 0.618$$

Yanal burulma burkulması azaltma katsayısı ise denklem (1.39) ile hesaplanabilir;

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (1.40)$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (1.41)$$

EC3 Tablo 6.4'e göre $\frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1.63 \leq 2$ olduğu için a yanal burulma burkulması eğrisi kullanılacaktır. Yanal burulma burkulması eğrisi a için yetersizlik katsayısı EC3 Tablo 6.3'ten $\alpha_{LT} = 0.21$ olarak alınabilir.

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.4 - 0.2) + 0.4^2] = 0.601$$

Yanal burulma burkulması azaltma katsayısı denklem (1.42)'den

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.601 + \sqrt{0.601^2 - 0.4^2}} = 0.953 \text{ olarak hesaplanabilir.}$$

Hesaplanan yanal burulma burkulması azaltma katsayısı denklem (1.43)'te yerine yazılarak;

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.104)$$

$$M_{b,Rd} = 0.953 \times 3949 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1} = 804 \text{ kN.m olarak hesaplanır.}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{312}{804} = 0.388 \text{ kesitin yanal burulma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.5.4'e Göre İki Eksenli Eğilme Eksenel Yükün Ortak Etkisi Altında Kesit Kontrolü;

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_Y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (1.44)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (1.45)$$

Çerçeve düzleminde güçlü eksen yönünde eğilme etkisi altında moment katsayısı EC3 Tablo B3'ten aşağıdaki eşitlik ile hesaplanabilir;

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\psi \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \frac{14.5}{312} = 0.619$$

Benzer şekilde çerçeve düzleminde zayıf eksen yönünde eğilme etkisi altında moment katsayısı EC3 Tablo B3'ten aşağıdaki eşitlik ile hesaplanabilir;

$$C_{mz} = 0.6 + 0.4 \frac{3.69}{13.90} = 0.706$$

Benzer şekilde çerçeve düzlemi dışında burkulma moment katsayısı eşitliği EC3 Tablo B3'ten aşağıdaki gibi hesaplanabilir

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4 \frac{14.5}{312} = 0.619$$

İtarasyon Katsayıları k_{ij} eşitlikleri Sınıf 1 türü kesitler için EC3 Tablo B3'ten aşağıdaki gibi elde edilebilir;

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{yy} = 0.626 \left(1 + (0.235 - 0.2) \times \frac{1395}{0.992 \times 4219 / 1.1} \right) \leq 0.626 \left(1 + 0.8 \times \frac{1395}{0.992 \times 4219 / 1.1} \right)$$

$$k_{yy} = 0.634 \leq 0.810$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0.6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 1.4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zz} = 0.706 \left(1 + (2 \times 0.882 - 0.6) \times \frac{1395}{0.680 \times 4219 / 1.1} \right) \leq 0.706 \left(1 + 1.4 \times \frac{1395}{0.680 \times 4219 / 1.1} \right)$$

$$k_{zz} = 0.817 \leq 1.235$$

$$k_{yz} = 0.6 \times k_{zz}$$

$$k_{yz} = 0.6 \times 0.817 = 0.490$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK} / \gamma_{M1}} \right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{(C_{mLT} - 0.25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK} / \gamma_{M1}} \right]$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0.1 \times 0.882}{(0.619 - 0.25)} \times \frac{1395}{0.680 \times 4219 / 1.1} \right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{(0.619 - 0.25)} \times \frac{1395}{0.680 \times 4219 / 1.1} \right]$$

$$k_{zy} = 0.872 \geq 0.855$$

Hesaplanan İterasyon Katsayıları, moment katsayıları denklem (1.44) ve (1.45)'te yerine konulur ise;

$$\frac{1395}{0.991 \times 4219 / 1.1} + 0.634 \times \frac{312}{0.953 \times 853.47 / 1.1} + 0.490 \times \frac{14.5}{147.49 / 1.1} = 0.688 \leq 1$$

$$\frac{1395}{0.991 \times 4219 / 1.1} + 0.931 \times \frac{312}{0.953 \times 854.47 / 1.1} + 0.817 \times \frac{14.5}{147.19 / 1.1} = 0.848 \leq 1$$

Kesitin ilgili iki eksenli eğilme ve aksenal kuvvetin ortak etkisi altında etkiyen yükleri taşıyabildiği görülebilir.

1.3.11.4 Arakat Kat Kolonlarının Boyutlandırılması

3.Kat, B/5 kolonun en elverişsiz düşey yükler + deprem yüklemesi (Comb3= G+Q+DEPX1+0.3DEPY2) için gerilme kontrolleri yapılacaktır. Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerden dolayı kolonun alt ucunda oluşan iç kuvvetler (kesit zorları)

$$N_{Ed} : 830 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} : 116 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} : 1.65 \text{ kN.m}$$

$$V_{y,Ed} : 87 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} : 0.85 \text{ kN}$$

Seçilen HE 450 A kesiti karakteristikleri

$$A : 178.0 \text{ cm}^2$$

$$I_y : 63720 \text{ cm}^4$$

$$I_z : 9465 \text{ cm}^4$$

$$h : 440 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} : 3216 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : 965.5 \text{ cm}^3$$

$$b : 300 \text{ mm}$$

$$i_y : 18.92 \text{ cm}$$

$$i_z : 7.29 \text{ cm}$$

$$t_w : 11.5 \text{ mm}$$

$$t_f : 21 \text{ mm}$$

$$r : 27 \text{ mm}$$

Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 4.3.1.1'e Göre Enkesit koşullarının kontrolü

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \quad (1.10)$$

Boyutsuz normal kuvvet oranı $\left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| > 0.10$ için;

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.08 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \left| \frac{Nd}{\sigma_a \times A} \right| \right) \quad (1.11)$$

$$\frac{b}{2t} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = \frac{300}{2 \times 21} \leq 0.5 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} = 7.14 \leq 0.5 \times 14.59 \text{ Flanşlar uygun.}$$

$$\text{Boyutsuz normal kuvvet oranı; } \left| \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right| = \frac{830 \times 10^3}{235 \times 197.50 \times 10^2} = 0.179 \geq 0.1$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.08 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \left| \frac{Nd}{\sigma_a \times A} \right| \right) = \frac{440 - 2 \times 21}{11.5} \leq 2.08 \times \sqrt{\frac{200000}{235}} \times (2.1 - 0.179) \rightarrow$$

$$34.61 \leq 2.08 \times 29.17 \times (2.1 - 0.179)$$

34.61 ≤ 116.55 gövde kalınlığı uygundur.

EC3 5.3'e Göre Kesitin Sınıflandırılması;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre dış basınç flanşları için sınıflandırılır ise,

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$c = (b - t_w - 2r) / 2 = (300 - 11.5 - 2 \times 27) / 2 = 117.25$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{117}{21} = 5.58 \leq 9 \times 1 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları sağlanmaktadır.}$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre iç basınç parçaları sınıflandırılır ise;

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

$$c = (h - 2t_f - 2r) = (440 - 2 \times 21 - 2 \times 27) = 344$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{344}{11.5} = 29.91 \leq 33 \times 1 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları sağlanmaktadır.}$$

Tüm kesit sınıf 1 en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.4.4'e Göre Kesitin Eksenel Basınç Dayanımı Kontrolü;

Burkulmasız basınç dayanımı taşıma kapasitesi;

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{178.00 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times 10^3} = 3803 \text{ kN}$$

$N_{c,Rd} = 3803 \geq N_{Ed} = 830 \text{ kN}$ burkulmasız eksenel basınç dayanımı kapasitesi yeterlidir.

EC3 5.4.5'e Göre Kesitin Eğilme Momenti Taşıma Kapasitesi Kontrolü;

Güçlü eksen (y-y) yönünde salt eğilme momenti taşıma kapasitesi;

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3216 \times 10^3 \times 235}{1.1 \times 10^6} = 687 \text{ kN.m}$$

$M_{c,y,Rd} = 687 \geq M_{y,Ed} = 116 \text{ kN.m}$ olduğu için kesitin güçlü eksen doğrultusundaki moment taşıma kapasitesi yeterlidir.

Zayıf Eksen (z-z) yönünde salt eğilme momenti taşıma kapasitesi;

$$M_{c,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{965.5 \times 10^3 \times 235}{1.1 \times 10^6} = 206.26 \text{ kN.m}$$

$M_{c,z,Rd} = 206.26 \text{ kN.m} \geq M_{z,Ed} = 1.5 \text{ kN.m}$ olduğu için kesitin zayıf eksen doğrultusundaki moment taşıma kapasitesi yeterlidir.

EC3 5.4.6'e Göre Kesit Kesme Kuvveti Dayanımı Kontrolü;

Kolon kesiti güçlü ve zayıf eksen doğrultularında kesme kuvveti taşıma kapasiteleri kontrol edilecektir.

Gövdeye paralel kesme kuvveti (Güçlü eksen y-y yönü)

Gövde kesme alanı ;

$$A_v = 178.00 - 2 \times 30 \times 2.1 + (1.15 + 2 \times 2.7) \times 2.1$$

$$A_v = 65.755 \text{ cm}^2$$

Kesme kuvveti taşıma kapasitesi

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{65.755 \times 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} = 811 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd,y} = 811 \text{ kN} \geq V_{Ed,y} = 87 \text{ kN}$ olduğundan dolayı gövdeye paralel kesme kuvveti (Güçlü eksen y-y yönü) durumunda kesitin kesme kuvveti dayanımı yeterlidir.

Flanşlara Paralel Yük Durumu (Zayıf eksen z-z yönü)

$$h_w = h - 2t_f = 440 - 2 \times 21 = 398 \text{ mm}$$

$$A_v = 178 - 39.8 \times 1.15$$

$$A_v = 133.23 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{133.23 \times 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} = 1643.30 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd,z} = 1643.30 \text{ kN} \geq V_{Ed,z} = 0.85 \text{ kN}$ olduğu için kesitin flanşlara paralel yük durumunda kesme kuvveti dayanımı yeterlidir.

Kayma burkulması dayanım kontrolü ;

Kesit gövde yüksekliği

$$h_w = h - 2t_f = 440 - 2 \times 21 = 398 \text{ mm}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

$$\frac{398}{11.5} \leq 72 \times \frac{1}{1.2} = 34.60 \leq 60 \text{ kayma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.8'e Göre Kesitin Eksenel Yük ve Eğilme Momentinin Ortak Etkisi Altında Kesit Dayanımı Kontrolü

Simetrik kesitli I ve H profil kesitlerde plastik moment taşıma kapasitesinde denklem (1.23) ve denklem (1.24)'ün sağlanması durumunda taşıma kapasitesinde herhangi bir azaltma yapılmaz.

$$N_{Ed} \leq 0.25N_{pl,Rd} \quad (1.23)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{MO}} \quad (1.24)$$

Eksenel basınç kapasitesi $N_{pl,Rd} = 3802 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştı.

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 3802 = 950.5 \text{ kN}$$

$N_{Ed} = 830 \leq 950.5 \text{ kN}$ olduğu için denklem (4.51) sağlanmaktadır.

$$\frac{0.5h_w t_w f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{0.5 \times 398 \times 11.5 \times 235}{1.1 \times 10^3} = 489 \text{ kN}$$

$N_{Ed} = 830 \text{ kN} \geq 489 \text{ kN}$ olduğu için denklem (1.24) sağlanmamaktadır.

(1.24) eşitliklerinin sağlanamamasından dolayı aksenal kuvvetin eğilme momenti üzerindeki etkisi dikkate alınmalıdır.

Simetrik kesitli I ve H kesitler İçin Azaltılmış Moment Taşıma Kapasitesi

Güçlü Eksen (y-y) Yönü için denklem (1.25) ile hesaplanır;

$$M_{N,yRd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0.5a} \quad (1.25)$$

Tasarım aksenal kuvvetinin, kesit plastik aksenal kuvvet taşıma kapasitesine oranı denklem (1.26) ile hesaplanır;

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (1.26)$$

$$n = \frac{830}{3802} = 0.218$$

Gövde alanının toplam kesit alanını oranı denklem (1.27) ile hesaplanır.

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \quad (1.27)$$

$$a = \frac{(178 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 21)}{(178 \times 10^2)} = 0.292$$

Bulunan değerler denklem (1.25)'te yerlerine yazılarak azaltılmış moment taşıma kapasitesi;

$$M_{N,yRd} = 687 \times \frac{(1-0.218)}{(1-0.5 \times 0.292)} = 629 \text{ kN.m} \geq 116 \text{ kN.m} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Zayıf Eksen (z-z) Yönü moment taşıma kapasitesi $n \leq a$ için denklem (1.25) ile hesaplanır;

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (1.25)$$

$$M_{N,z,Rd} = 147.64 \times \left[1 - \left(\frac{0.218 - 0.292}{1 - 0.292} \right)^2 \right]$$

$$M_{N,z,Rd} = 146.03 \text{ kN.m} \text{ olarak hesaplanır.}$$

Azaltılmış Moment Kapasitesi İle İki Eksenli Eğilme Dayanımı Kontrolü denklem

$$\text{I kesitler için } \alpha = 2 \quad \beta = 5n = 5 \times 0.218 = 1.09$$

$$\left(\frac{116}{629} \right)^2 + \left(\frac{1.65}{146.03} \right)^{1.09} = 0.042 \leq 1 \text{ olarak hesaplanır. Kesit iki eksenli eğilme dayanımı}$$

kapasitesi yeterlidir.

EC3 5.5.1.2'ye Göre Kesitin Burkulma Dayanımı Kontrolü;

Kritik burkulma boyunun hesabı için ilk olarak dağılım katsayıları denklem (1.33) ve denklem (1.34)'e göre hesaplanıp, yatay ötelenmesi önlenmemiş kolonlar için denklem (1.35)'e göre kritik burkulma boyları hesaplanır.

Güçlü eksene dik burkulma boyu;

$$\text{Kolon rölatif rijitlikleri } K_c = K_1 = \frac{63720}{300} = 212.40$$

$$K_2 = \frac{86970}{300} = 289.90$$

$$\text{Kiriş rölatif rijitlikleri } K_{12} = K_{11} = K_{21} = K_{22} = \frac{33090}{700} = 47.27$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{(K_c + K_1 + K_{11} + K_{12})} \quad (1.33)$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 212.4)}{(2 \times 212.4 + 2 \times 47.27)} = 0.818$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{(K_c + K_2 + K_{21} + K_{22})} \quad (1.34)$$

$$\eta_2 = \frac{212.4 + 289.92}{212.4 + 289.92 + 2 \times 47.27} = 0.842$$

Güçlü eksene dik yöndeki burkulma boyu;

$$\frac{l}{300} = \left[\frac{1 - 0.2 \times (0.818 + 0.842) - 0.12 \times 0.818 \times 0.842}{1 - 0.8 \times (0.818 + 0.842) + 0.6 \times 0.818 \times 0.842} \right]^{0.5} = 2.62$$

$l = 7860$ mm olarak hesaplanır.

Zayıf eksene dik burkulma boyu;

$$\text{Kolon rölatif rijitlikleri: } K_c = K_1 = \frac{9465}{300} = 31.55$$

$$K_2 = \frac{86970}{300} = 289.90$$

Kiriş rölatif rijitlikleri: $K_{12} = K_{11} = K_{21} = K_{22} = 0$ (Mafsallı bağlantı)

Dağılım katsayıları

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 31.55)}{(2 \times 31.55)} = 1$$

$$\eta_2 = \frac{(31.55 + 34.57)}{(31.55 + 34.57)} = 1$$

$\eta_1 = \eta_2 = 1$ için Şekil 4.16'dan burkulma boyu oranı $\frac{l}{L} = 2$ olarak okunur.

$$\frac{l}{3000} = 2$$

$l = 6000$ mm olarak hesaplanır.

Güçlü eksen yönündeki elastik kritik burkulma yükü ;

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 63720 \times 10^4}{7860^2 \times 10^3} = 21377 \text{ kN}$$

Boyutsuz narinlik oranı ;

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{178 \times 10^2 \times 235}{21377 \times 10^3}} = 0.442$$

Zayıf eksen yönündeki elastik kritik burkulma yükü

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 9465 \times 10^4}{6000^2 \times 10^3} = 5449 \text{ kN olarak elde edilir.}$$

Zayıf eksen yönündeki narinlik oranı;

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{178 \times 10^2 \times 235}{5449 \times 10^3}} = 0.876 \text{ olarak hesaplanır.}$$

EC3 Tablo 6.4'e göre $\frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1.633 > 1.2$ çekme (haddelenmiş) I ve H profilleri

için;

Güçlü eksene dik burkulmada (y-y eksenine dik) a eğrisi

Zayıf eksene dik burkulmada (z-z eksenine dik) b eğrisi kullanılacaktır.

Yetersizlik faktörü a eğrisi için; $a = 0.21$ b eğrisi için ise $b = 0.34$ 'tür.

Güçlü eksene dik yönde burkulma tahkiki

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.21 \times (0.442 - 0.2) + 0.442^2 \right] = 0.623$$

Burkulma dayanımı azaltma katsayısı

$$\chi_y = \frac{1}{0.623 + \sqrt{0.623^2 - 0.442^2}} = 0.942$$

Burkulma dayanımı ;

$$N_{b,y,Rd} = \frac{0.942 \times 178 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times 10^3} = 3582 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$$N_{b,y,Rd} = 3582 \text{ kN} > N_{Ed} = 830 \text{ kN kesit burkulma dayanımı yeterlidir.}$$

Zayıf eksene dik yönde burkulma dayanımı tahkiki

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.34 \times (0.876 - 0.2) + 0.876^2 \right] = 0.998$$

Burkulma dayanımı azaltma katsayısı

$$\chi_z = \frac{1}{0.998 + \sqrt{0.998^2 - 0.8^2}} = 0.677$$

Burkulma dayanımı

$$N_{b,y,Rd} = \frac{0.677 \times 178 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times 10^3} = 2574 \text{ kN}$$

$$N_{b,y,Rd} = 2574 \text{ kN} > N_{Ed} = 830 \text{ kN kesit burkulma dayanımı yeterlidir}$$

EC3 5.5.2'ye Göre Kesitin Yanal Burulma Burkulması Dayanımı Kontrolü;

Kolon üst uç momentini 115.66 kN.m kolon alt uç momentini ise 114.31 kN.m olmak üzere güvenli yönde kalmak üzere, kolon alt ve üst uç momentlerini eşit olarak kabul ederek $\psi = -1$ ve $C_1 = 2.752$ olarak hesaba katılarak kritik elastik yanal burulma burkulması momenti

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right)^{0.5} \quad (1.38)$$

$$M_{cr} = 2.752 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 9465 \times 10^4}{7860^2} \times \left(\frac{4148 \times 10^9}{9465 \times 10^4} + \frac{7860^2 \times 81000 \times 243.80 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 9465 \times 10^4} \right)^{0.5}$$

$$M_{cr} = 2485 \text{ kN.m}$$

Yanal burulma burkulması narinliği denklem (1.39) ile hesaplanır,

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (1.39)$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3216 \times 10^3 \times 235}{2485 \times 10^6}} = 0.551$$

EC3 Tablo 6.4' e göre $\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.466 \leq 2$ olduğu için a yanal burulma burkulması eğrisi kullanılacaktır. Yanal burulma burkulması eğrisi a için yetersizlik katsayısı EC3 Tablo 6.3'ten $\alpha_{LT} = 0.21$ olarak alınabilir.

Yanal burulma burkulması azaltma katsayısı;

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.551 - 0.2) + 0.551^2] = 0.689$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.689 + \sqrt{0.689^2 - 0.551^2}} = 0.906 \text{ olarak hesaplanabilir.}$$

Yanal burulma burkulması dayanımı;

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.906 \times 3216 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1 \times 10^6}$$

$$M_{b,Rd} = 0.953 \times 3216 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1 \times 10^6} = 655 \text{ kN.m olarak hesaplanır.}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{116}{655} = 0.177 \text{ kesitin yanal burulma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.5.4'e Göre İki Eksenli Eğilme Eksenel Yükün Ortak Etkisi Altında Kesit Kontrolü;

Çerçeve düzleminde güçlü eksen yönünde eğilme etkisi altında moment katsayısı Tablo 4.25'ten aşağıdaki eşitlik ile hesaplanabilir;

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\psi \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \times (-1) = 0.2$$

Benzer şekilde çerçeve düzleminde zayıf eksen yönünde eğilme etkisi altında moment katsayısı Tablo 4.25'ten aşağıdaki eşitlik ile hesaplanabilir;

$$C_{mz} = 0.6 + 0.4 \times (-1) = 0.2$$

Benzer şekilde çerçeve düzlemi dışında burkulma moment katsayısı eşitliği Tablo 4.25'ten aşağıdaki gibi hesaplanabilir

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4 \times (-1) = 0.2$$

İtarasyon Katsayıları k_{ij} eşitlikleri Sınıf 1 türü kesitler için Tablo 4.23'ten aşağıdaki gibi elde edilebilir;

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{yy} = 0.40 \left(1 + (0.442 - 0.2) \times \frac{830}{0.942 \times 3803 / 1.1} \right) \leq 0.4 \left(1 + 0.8 \times \frac{3803}{0.943 \times 3803 / 1.1} \right)$$

$$k_{yy} = 0.425 \leq 0.964$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0.6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 1.4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zz} = 0.4 \left(1 + (2 \times 0.876 - 0.6) \frac{830}{0.876 \times 3803 / 1.1} \right) \leq 0.4 \left(1 + 1.4 \frac{3803}{0.876 \times 3803 / 1.1} \right)$$

$$k_{zz} = 0.526 \leq 1.103$$

$$k_{yz} = 0.6 \times k_{zz}$$

$$k_{yz} = 0.6 \times 0.526 = 0.316$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{(C_{mLT} - 0.25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0.1 \times 0.876}{(0.4 - 0.25)} \times \frac{830}{0.677 \times 3803 / 1.1} \right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{(0.4 - 0.25)} \times \frac{830}{0.677 \times 3803 / 1.1} \right]$$

$$k_{zy} = 0.793 \geq 0.763$$

Hesaplanan İterasyon Katsayıları, moment katsayıları ilgili denklemlerde yerine konular ise;

$$\frac{830}{0.942 \times 3803 / 1.1} + 0.425 \times \frac{116}{0.906 \times 687 / 1.1} + 0.316 \times \frac{1.5}{206.26 / 1.1} = 0.345 \leq 1$$

$$\frac{830}{0.677 \times 3803 / 1.1} + 0.763 \times \frac{116}{0.906 \times 687 / 1.1} + 0.526 \times \frac{1.5}{206.26 / 1.1} = 0.515 \leq 1$$

Kesitin ilgili iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvetin ortak etkisi altında etkiyen yükleri taşıyabildiği görülebilir.

EK-2 SAYISAL UYGULAMA 2

2.1 Örnek Yapının Tanımlanması

Üç boyutlu genel sistem görünüşü ve 3 boyutlu bilgisayar hesap modeli Şekil 2.1'de, normal kat sistem planı Şekil 2.1'de, tipik sistem enkesitleri Şekil 2.3, Şekil 2.4, Şekil 2.5, Şekil 2.6'da verilen 7 katlı çelik binanın Deprem Yönetmeliği 2007'de verilen kurallara göre tasarımı yapıp, TS 648 ve Eurocode 3'e göre tipik elemanlarının boyutlandırma kuralları açıklanacaktır.

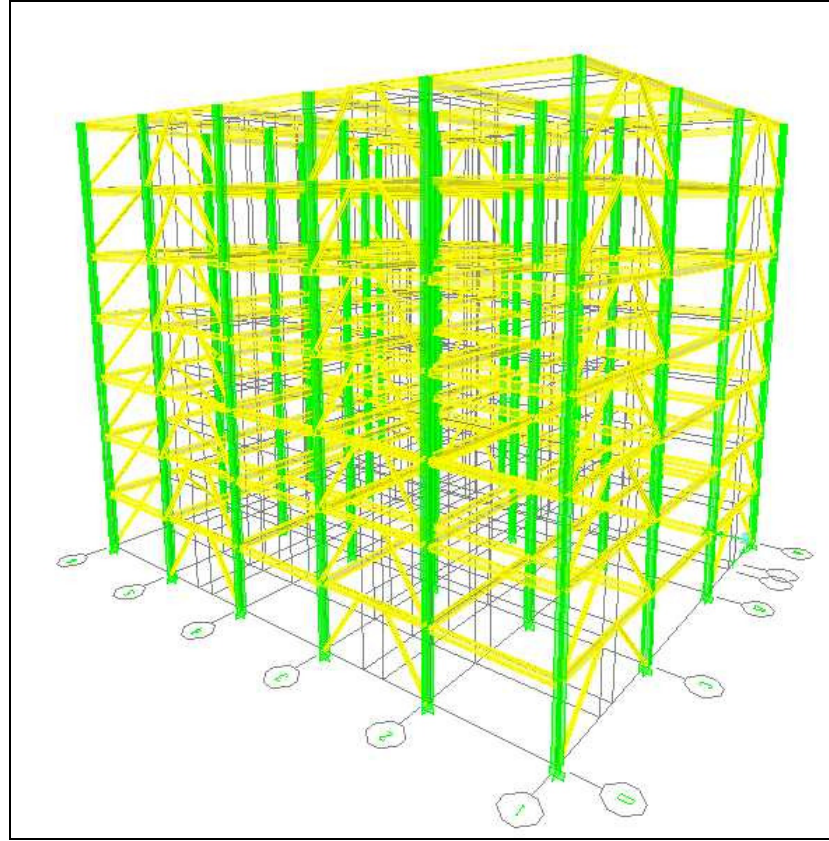
Yapı 30.00x24.00 m boyutlarında 720 m² oturma alanına sahip bir iş merkezidir. İş merkezinin tipik kat yüksekliği 3,5'ar metredir. Şekil 2.2'de tipik planı verilen yapı x yönünde 5, y yönünde ise 3 açıklıktan oluşmaktadır. Yapı 1. derece deprem bölgesinde bulunmakta olup yapının bulunduğu bölgede yerel zemin sınıfı Z2'dir.

Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, Deprem Yönetmeliği 2007'de verilen, sünekli düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşmaktadır. Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Kompozit döşemede oluşacak kayma etkilerini almak için her kirişte trapez kesit aralarında stud çivileri çakılacaktır.

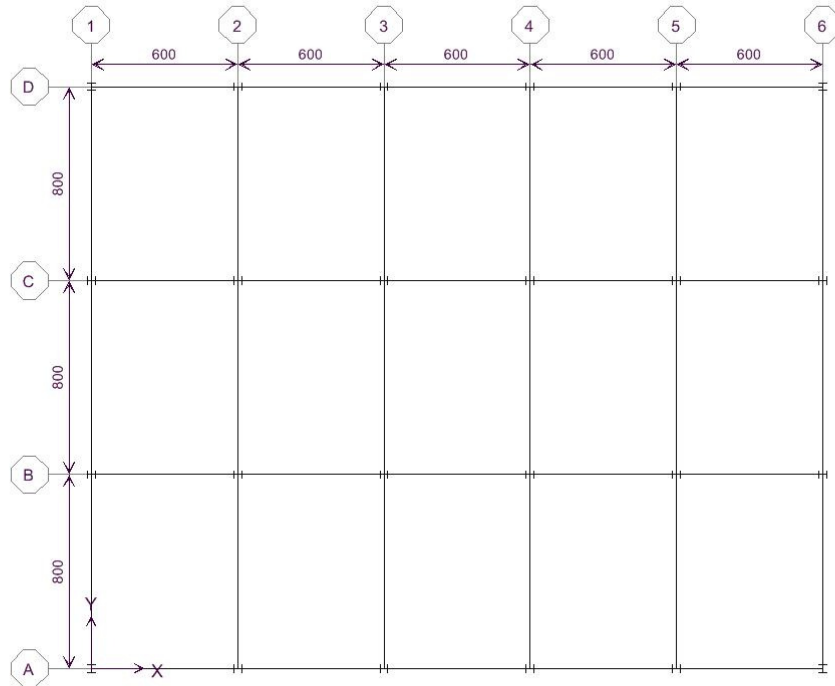
2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişleri ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı ise rijit olacaktır. Kolonların ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlendiği gözönünde tutulacaktır.

Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE ve HEB profilleri, kolonlar için ise HEB profilleri) kullanılarak boyutlandırılacaktır.

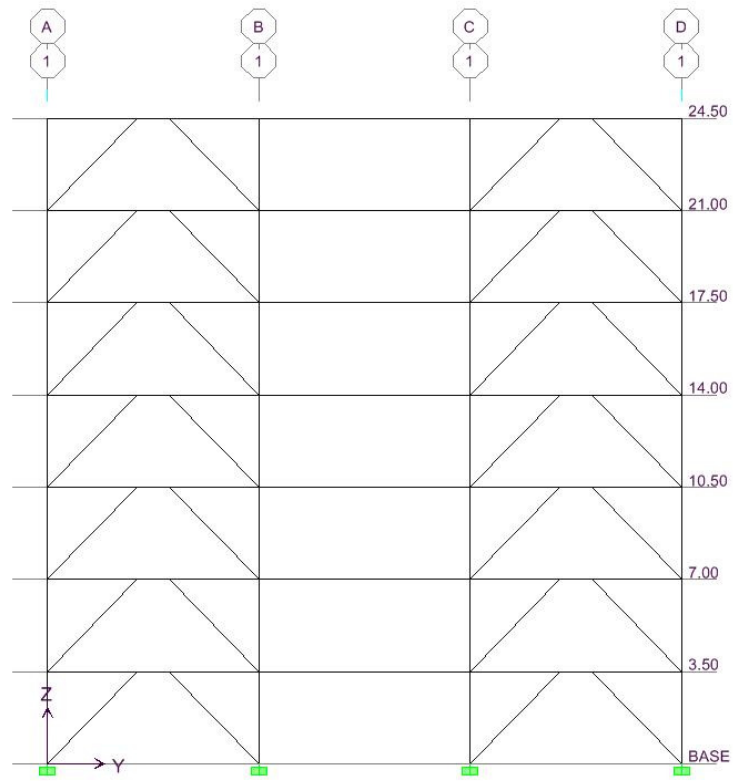
Sistemin tasarımında Fe52 (St52) yapı çeliği kullanılması öngörülmektedir. TS 648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kurallarına göre, Fe37 yapı çeliğinin akma gerilmesi $\sigma_a : 355 \text{ N/mm}^2$, elastisite modülü $E : 210.000 \text{ N/mm}^2$ ve emniyet gerilmeleri, normal gerilme için $\sigma_{em} : 212 \text{ N/mm}^2$, kayma gerilmesi için $\tau_{em} : 122 \text{ N/mm}^2$ dir.



Şekil 2.1 Örnek yapının 3 boyutlu Hesap Modeli



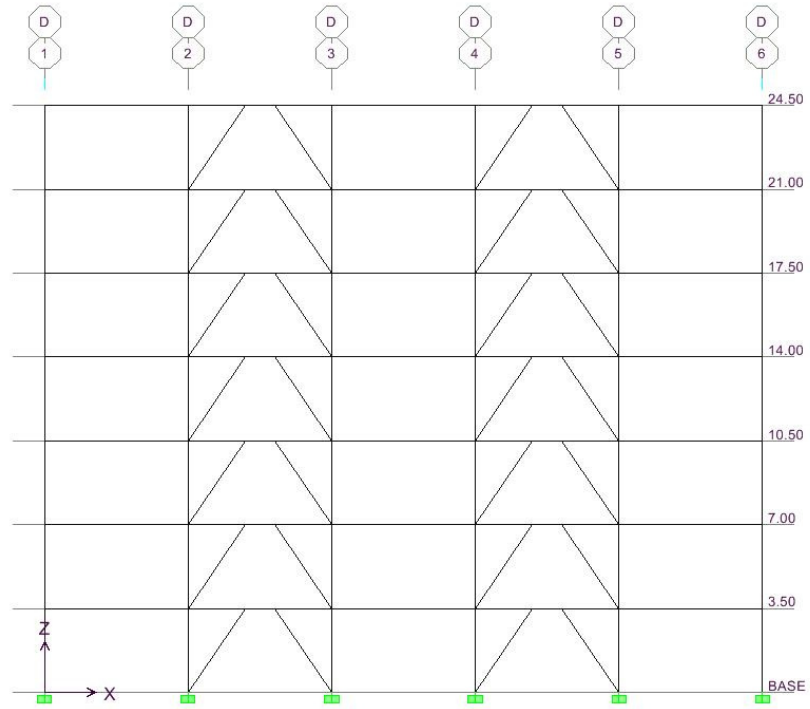
Şekil 2.2 Örnek yapının Tipik Kat Planı



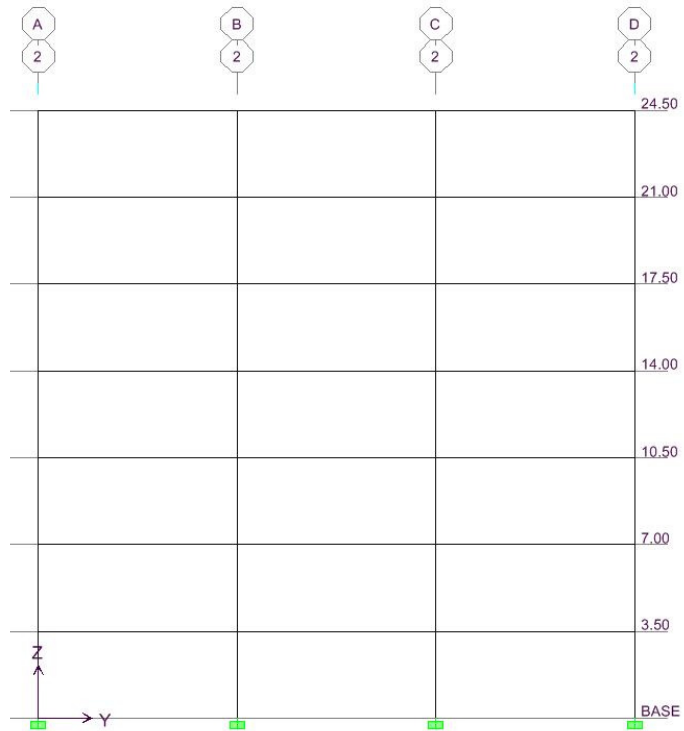
Şekil 2.3 1-6 Aksı Görünüşleri



Şekil 2.4 B-C Aksı Görünüşleri



Şekil 2.5 A-D Aksı Görünüşleri



Şekil 2.6 2-3-4-5 Aksı Görünüşleri

2.2 Örnek Yapının TS 648'e Göre Boyutlandırılması

Örnek yapıda ilk olarak kolon boyutları Tablo 2.1'deki gibi ön boyutlar seçilmiş, daha sonra Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye göre tasarım yapılabulunan iç kuvveler ile TS 648'e göre boyutlandırma kontrolü yapılmıştır.

Tablo 2.1 Taşıyıcı Sistem Elemanları Enkesit Profilleri

Taşıyıcı Sistem Elemanı	En Kesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	IPE270
Çerçeve kirişleri (tüm katlarda)	IPE360
Bağ Kirişleri (tüm katlarda)	HE240 B
+0.00/+24.50 kotları arasındaki tüm kolonlar	HE340 B
Çapraz sistemi elemanları (tüm katlarda)	Kutu Kesit 160x160x10

2.2.1 Düşey Yükler

a)Çatı döşemesi :	çatı kaplaması	1.0 kN/m ²
	izolasyon	0.2 kN/m ²
	trapez saç+betonarme döşeme	2.1 kN/m ²
	asma tavan+tesisat	0.5 kN/m ²
	Σ Toplam	g=3.8 kN/m ²
	hareketli yük	q=1.0 kN/m ²

b)Normal kat döşemesi	kaplama	0.5 kN/m ²
	trapez saç+betonarme döşeme	2.1 kN/m ²
	asma tavan+tesisat	0.5 kN/m ²
	bölme duvarları	1.0 kN/m ²
	Σ Toplam	g=4.1 kN/m ²
	hareketli yük	q=2.0 kN/m ²

c)Dış duvar yükü		3.0 kN/m
------------------	--	----------

2.2.2 Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan yedi katlı çelik bina 1. derece deprem bölgesinde, Z2 yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edilecektir ve işyeri olarak kullanılacaktır. Yapı taşıyıcı sistemi her iki doğrultuda da süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşturulacaktır. Bu parametreler esas alınarak belirlenen deprem karakteristikleri ve Deprem Bölgerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 2007 maddeleri Tablo 2.2’de verilmiştir.

Tablo 2.2 Deprem Bölgerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik İlgili Maddeleri

Açıklama	Parametre	TDY 2007
Etkin yer ivmesi katsayısı (birinci derece deprem bölgesi)	$A_0=0.40$	Madde.2.4.1
Bina önem katsayısı (konutlar ve işyerleri)	$I=1.00$	Madde.2.4.2
Spektrum karakteristik periyotları (Z2 Zemin Sınıfı)	$T_A=0.15$ s $T_B=0.40$ s	Tablo 2.4
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (deprem yüklerinin tamamının sünelik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler ile taşındığı binalar)	$R=7$	Tablo 2.5
Hareketli yük katılım katsayısı (konutlar ve işyerleri)	$n=0.30$	Tablo 2.7

2.2.3 Düzensizliklerin Kontrolü

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

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

2.2.4 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Yapının her iki deprem doğrultusundaki doğal titreşim periyotları ETABS yazılımı yardımıyla aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

(x) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu $T_{1x}=1.1531$ s olarak hesaplanmıştır. Benzer şekilde (y) doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu ise $T_{1y}=1.078$ s olarak hesaplanmıştır.

2.2.5 Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye Göre Deprem Hesabı

Deprem etkileri altında uygulanacak hesap yönteminin seçimine ilişkin olarak, Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye Madde 2.6.2'ye uygun olarak bina yüksekliğinin

$$H_N=24.50 \text{ m} < 25.0 \text{ m}$$

olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanacaktır.

Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.1'e göre, göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti), V_t denklem (2.1) ile belirlenecektir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (2.1)$$

Binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti

$$T_{1x}=1.1531 \text{ s} > 0.40 \text{ s}$$

için Deprem Yönetmeliği Madde 2.4.3'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda spektrum katsayısı denklem (2.2) ile belirlenir,

$$S(T_{1x}) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T_{1x}} \right)^{0.8} \quad (2.2)$$

$$S(T_{1x}) = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{1.1531} \right)^{0.8} = 1.074$$

spektrum katsayısına bağlı olarak belirlenen $Ra(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı ise Deprem yönetmeliği Madde 2.5'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda denklem (2.3) ile belirlenir,

$$Ra(T) = R \quad (2.3)$$

$$Rax(T_{1x}) = R_x = 7$$

olarak hesaplanır. Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas spektral ivme katsayısı ise Deprem Yönetmeliği Madde 2.4'e göre denklem (2.4) ile belirlenir,

$$A(T) = A_0 IS(T) \quad (2.4)$$

$$A(T_x) = 0.4 \times 1 \times 1.1074 = 0.430$$

olarak hesaplanır. Hesaplanan spektrum katsayısı, spektral ivme katsayısı, deprem yükü azaltma katsayısı ve yapı ağırlığı denklem (2.4)'de yerine konularak binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti,

$$V_{1x} = \frac{28004 \times 0.430}{7} = 1720 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

Binanın (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti;

$$T_{1y}=1.078 \text{ s} > 0.40 \text{ s}$$

için Deprem Yönetmeliği Madde 2.4.3'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda spektrum katsayısı denklem (2.2) ile belirlenir,

$$S(T_{1y}) = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{1.078} \right)^{0.8} = 1.13$$

spektrum katsayısına bağlı olarak belirlenen $Ra(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı ise Deprem yönetmeliği Madde 2.5'e göre ($T_B \leq T$) olması durumunda denklem (2.3) ile belirlenir,

$$Ray(T_{1y}) = R_y = 7$$

olarak hesaplanır. Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas spektral ivme katsayısı ise Deprem Yönetmeliği Madde 2.4'e göre denklem (2.4) ile belirlenir,

$$A(T_x) = 0.4 \times 1 \times 1.13 = 0.452$$

olarak hesaplanır. Hesaplanan spektrum katsayısı, spektral ivme katsayısı, deprem yükü azaltma katsayısı ve yapı ağırlığı denklem (2.1)'de yerine konularak binanın (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti,

$$V_{ty} = \frac{28004 \times 0.452}{7} = 1809 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır.

2.2.6 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Deprem Yönetmeliği 2007 Madde 2.7.2'ye göre toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir. Binanın N'inci katına(tepesine) etkiyen *ek eşdeğer deprem yükü*, ΔF_N , (x) ve (y) doğrultuları için Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.2.2'ye göre denklem (2.5) ile hesaplanır,

$$\Delta F_N = 0.0075NV_t \quad (2.5)$$

(x) doğrultusunda etkiyen toplam eşdeğer deprem yükünün tepe kuvveti ΔF_{NX}

$$\Delta F_{NX} = 0.0075NV_{tx} = 0.0075 \times 7 \times 1720 \cong 91 \text{ kN}$$

(y) doğrultusunda etkiyen toplam eşdeğer deprem yükünün tepe kuvveti ΔF_{NY}

$$\Delta F_{NY} = 0.0075NV_{ty} = 0.0075 \times 7 \times 1809 \cong 95 \text{ kN}$$

Şeklinde hesaplanır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dahil olmak üzere, binanın katlarına Deprem Yönetmeliği 2007 Madde 2.7.2.3'e göre denklem (2.6) ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (2.6)$$

Tablo 2.3 Kat Ağırlıkları ve Kütleleri

Kat	w_i (kN)	m_i (kN.sn2/m)
Çatı	3806	380.6
6	4033	403.3
5	4033	403.3
4	4033	403.3
3	4033	403.3
2	4033	403.3
1	4033	403.3
Σ	28004	2800.4

(x) ve (y) doğrultuları için eşdeğer deprem yükleri denklem (2.6) yardımıyla hesaplanır,

$$F_{ix} = (1720.0 - 91.00) \times \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad F_{iy} = (1809.0 - 95.00) \times \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$

Tablo 2.4 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat	w_i (kN)	H_i (m)	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\sum w_i H_i}$	Fx (kN)	Fy (kN)
Çatı	3806	24.5	93247	0.239	461	505
6	4033	21.0	84693	0.217	354	373
5	4033	17.5	70577	0.181	295	310
4	4033	14.0	56462	0.145	236	248
3	4033	10.5	42346	0.109	177	186
2	4033	7.00	28231	0.072	118	124
1	4033	3.50	14115	0.036	59	62
Σ	28004		389672	1.000	1720	1809

2.2.7 Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

Deprem Yönetmeliği 2007 Madde 2.7.3.1'e göre, burulma düzensizliğinin bulunmadığı binalarda katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin, ek dışmerkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun +%5 ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanması öngörülmektedir.

$$e_x = \pm 0.05 \times 30.00 = \pm 1.5m \quad \text{ve} \quad e_y = \pm 0.05 \times 24.00 = \pm 1.20m \quad \text{değerlerini alırlar.}$$

2.2.8 Rüzgar Yükleri

Rüzgar yükleri TS 498 Yük Standardı'na göre belirlenecektir. Rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı olarak etkiyen rüzgar yükleri, kat döşemelerine etkiyen statikçe eşdeğer tekil kuvvetlere dönüştürülerek hesap yapılacaktır.

Bir kat döşemesine etkiyen W_i eşdeğer rüzgar kuvveti TS 498'e göre denklem (2.7) ile hesaplanabilir;

$$W_i = C_f q A_i \quad (2.7)$$

Denklem (2.7)'de;

C_f : aerodinamik yük katsayısıdır.

q : nominal yük basıncıdır. Bina yüksekliğine bağlı olarak

$$\begin{aligned} 0 < H \leq 8.0 \text{ m için} & \quad q = 0.5 \text{ kN/m}^2 \\ 8.0 < H \leq 20.0 \text{ m için} & \quad q = 0.8 \text{ kN/m}^2 \\ 21.0 < H \leq 100.0 \text{ m için} & \quad q = 1.1 \text{ kN/m}^2 \text{ dir.} \end{aligned}$$

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

Denklem (2.7) kullanılarak binaya etkiyen rüzgar kuvvetleri (x) ve (y) yönleri için Tablo 2.5'teki gibi hesaplanmıştır.

Tablo 2.5 (x) ve (y) yönleri için katlara etkiyen rüzgar kuvvetleri

Kat	X-Yönü kN	Y-Yönü kN
Çatı	46.20	57.75
6	105.15	108.75
5	67.20	84.00
4	67.20	84.00
3	67.20	84.00
2	47.40	59.25
1	42.00	52.50
Σ	442.35	530.25

Tablo 2.5'te görülebileceği gibi binaya etkiyen rüzgar yükleri x yönü için 442.35 kN y yönü için ise 530.25 kN olarak hesaplanmıştır. Binaya etkiyen deprem yükünden daha az olup kritik yük olmamaktadır. (Deprem Yükleri İçin Bakınız Tablo 2.4)

2.2.9 Yük Birleşimleri

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, TS 648 ve Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye bağlı Tablo 2.6'daki gibi birleştirileceklerdir.

Tablo 2.6 Yük kombinasyonları

Kombinasyon	Açılım
Comb1	G+Q
Comb2	G+Q+DEPX1+0.3DEPY1
Comb3	G+Q+DEPX2+0.3DEPY1
Comb4	G+Q-DEPX1+0.3DEPY1
Comb5	G+Q-DEPX2+0.3DEPY1
Comb6	G+Q+DEPY1+0.3DEPX1
Comb7	G+Q+DEPY2+0.3DEPX1
Comb8	G+Q-DEPY1+0.3DEPX1
Comb9	G+Q-DEPY2+0.3DEPX1
Comb10	G+Q+DEPX1+0.3DEPY1
Comb11	0.9G+DEPX1+0.3DEPY1
Comb12	0.9G+DEPX2+0.3DEPY1
Comb13	0.9G-DEPX1+0.3DEPY1
Comb14	0.9G-DEPX2+0.3DEPY1
Comb15	0.9G+DEPY1+0.3DEPX1
Comb16	0.9G+DEPY2+0.3DEPX1
Comb17	0.9G-DEPY1+0.3DEPX1
Comb18	0.9G-DEPY2+0.3DEPX1
Comb19	G+Q+W _x
Comb20	G+Q-W _x
Comb21	G+Q+W _y
Comb22	G+Q-W _y
Comb23	0.9G+Q+W _x
Comb24	0.9G+Q-W _x
Comb25	0.9G+Q+W _y
Comb26	0.9G+Q-W _y

2.2.10 Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Tablo 2.7 (x) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$	δ_{ix} / h_i
Çatı	350	3.42	0.24	1.680	0.005
6	350	3.18	0.37	2.590	0.007
5	350	2.81	0.53	3.710	0.011
4	350	2.28	0.59	4.130	0.012
3	350	1.69	0.61	4.270	0.012
2	350	1.08	0.62	4.340	0.012
1	350	0.46	0.46	3.220	0.009

Tablo 2.8 (y) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$	δ_{iy} / h_i
Çatı	350	3.26	0.25	1.75	0.005
6	350	3.01	0.38	2.66	0.008
5	350	2.63	0.49	3.43	0.010
4	350	2.14	0.54	3.78	0.011
3	350	1.60	0.57	3.99	0.011
2	350	1.03	0.58	4.06	0.012
1	350	0.45	0.45	3.15	0.009

Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış görelî kat ötelemeleri söz konusu deprem doğrultusundaki deprem yükü azaltma katsayısı, R ile çarpılarak δ_i etkin görelî kat ötelemeleri hesaplanmış ve Tablo 2.7 ve Tablo 2.8'de altıncı kolona yazılmıştır. Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranları ise Tablo 2.7 ve Tablo 2.8'de son kolonunda yer almaktadır.

Tablo 2.7 ve Tablo 2.8'den görüldüğü gibi, δ_i / h_i oranlarının en büyük değerleri, (x) ve (y) doğrultularında

$$(\delta_{ix} / h_i)_{\text{maks}}: 0.012 \quad (\delta_{iy} / h_i)_{\text{maks}}: 0.012$$

olmakta ve Deprem Yönetmeliği Mart 2007 Madde 2.10.1.3'te öngörülen

$$(\delta_i / h_i)_{\text{maks}}: 0.012 < 0.02 \text{ koşulunu sağlamaktadır.}$$

2.2.11 TS 648'e Göre Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

Bu bölümde yapılan sistem analizleri sonucu bulunan iç kuvvetlere göre yapı elemanlarının ön tasarım sonucu belirlenen kesitlerin uygunluğu tahkik edilecektir.

2.2.11.1 İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen ve deprem yükleri etkisi altında olmayan normal kat ikincil döşeme kirişlerinin düşey yükler (Comb1 G+Q) yüklemesi altında gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Sabit ve hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler (kesit zorları)

$$M_{maks} : 54.9 \text{ kN.m}$$

$$V_{maks} : 36.6 \text{ kN değerleri almaktadır.}$$

Seçilen IPE270 kirişi enkesit karakteristikleri;

$$W_x : 428.9 \text{ cm}^3 \quad I_x : 5790 \text{ cm}^4 \quad S_x : 242 \text{ cm}^3 \quad t_w : 6.6 \text{ mm}$$

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{54.9 \times 10^6}{428.9 \times 10^3} = 128.00 \leq 212 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{em}$$

$$\text{Kayma gerilmesi tahkiki: } \tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{36.60 \times 242 \times 10^6}{5790 \times 6.6 \times 10^4} = 23.18 \leq 82 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em}$$

Sehim Tahkiki: Yapılan analizler sonucunda en büyük düşey yerdeğiştirme

$$f_{maks} : 1.87 \text{ cm olarak hesaplanmıştır. Eleman boyu ise } L = 600 \text{ cm'dir.}$$

$$\frac{f_{maks}}{L} = \frac{1.87}{600} = \frac{1}{320} \leq \frac{1}{300} \text{ olduğundan dolayı kesit yeterlidir.}$$

2.2.11.2 Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

1.Kat C Aksı çerçevesi 4-5 aksları arası ana çerçeve kirişinin en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi (Comb 3 G+Q+DEPX2+0.3DEPY1) için gerilme kontrolleri yapılacaktır.

Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler (kesit zorları)

M_x: 190.37 kN.m

V_x: 162.14 kN

Seçilen IPE 360 kesiti karakteristikleri

$A : 72.73 \text{ cm}^2$	$I_x : 16270 \text{ cm}^4$	$I_y : 1043 \text{ cm}^4$
$h : 360 \text{ mm}$	$W_x : 903.6 \text{ cm}^3$	$W_y : 122.8 \text{ cm}^3$
$b : 170 \text{ mm}$	$i_x : 14.95 \text{ cm}$	$i_y : 3.79 \text{ cm}$
$t_w : 8.0 \text{ mm}$	$t_f : 12.7 \text{ mm}$	$S_x : 509 \text{ cm}^3$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'e göre enkesit koşullarının sağlanıp sağlanmadığının kontrolü;

Flanşların kontrolü

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{170/2}{12.7} \leq 0.3 \times \sqrt{\frac{210000}{355}} = 6.69 \leq 7.29 \text{ flanşlar uygun.}$$

Gövdenin kontrolü

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{334.6}{8} \leq 3.2 \times \sqrt{\frac{210000}{355}} = 41.83 \leq 77.83 \text{ gövde uygun.}$$

Negatif mesnet momenti etkisi altında, kiriş alt başlığının yanal burkulma tahkiki,

$$\sigma_B = \frac{840000C_0}{s.d / F_y}$$

s : 200 cm (İkincil döşeme kirişleri ile yanal olarak tutulma mesafesi)

$$C_0 : 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{-73.95}{190.37} \right) + 0.3 \left(\frac{-73.95}{190.37} \right)^2 = 1.39 \leq 2.3$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.39}{200 \times 36 / 21.59} = 3501 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow 332 \text{ N/mm}^2, \sigma_B = 212 \text{ N/mm}^2 \text{ kullanılacak.}$$

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{190.37 \times 10^6}{903.6 \times 10^3} = 210.68 \leq 1.33 \times 212 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Kayma gerilmesi tahkiki: } \tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{162.14 \times 509 \times 10^6}{16270 \times 8.0 \times 10^4} = 63.41 \leq 1.33 \times 122 \text{ N/mm}^2$$

2.2.11.3 Dışmerkez Çapraz Sisteminin Bağ Kirişlerinin Boyutlandırılması

1. Kat, 6 Aksı çerçevesi, C-D aksları arası bağ kirişinin en elverişsiz olan düşey yükler ve deprem yüklemesi (Comb6= G+Q+DEPY1+0.3DEPX1) için boyutlandırma kontrolleri yapılacaktır.

$$N_d : 0$$

$$M_x : 144.50 \text{ kN.m}$$

$$V_x : 253.58 \text{ kN}$$

Seçilen HE 240 B kesiti karakteristikleri

$$\begin{array}{llll} A : 106 \text{ cm}^2 & W_x : 938.3 \text{ cm}^3 & W_{pl,x} : 1053 \text{ cm}^3 & S_x : 526 \text{ cm}^3 \\ h : 240 \text{ mm} & b : 240 \text{ mm} & t_w : 10 \text{ mm} & t_f : 17 \text{ mm} \end{array}$$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'e göre enkesit koşullarının sağlanıp sağlanmadığının kontrolü;

Flanşların Kontrolü

$$\frac{b}{2t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{240}{17 \times 2} \leq 0.3 \sqrt{\frac{210000}{355}} = 7.05 \leq 7.3 \text{ Flanşlar uygun.}$$

Gövde Kontrolü

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \times \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \rightarrow N_d : 0 \rightarrow$$

$$\frac{240 - 2 \times 17}{10} \leq 3.2 \sqrt{\frac{210000}{355}} = 20.6 \leq 77.83 \text{ Gövde uygun.}$$

Seçilen kesit Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'de verilen en kesit koşullarını sağlamaktadır.

Negatif mesnet eğilme momenti altında kiriş alt başlığında burkulma tahkiki,

$$C_0 : 1.75 + 1.05 \times \left(\frac{-78.53}{144.09} \right) + 0.3 \left(\frac{-78.53}{144.50} \right)^2 = 1.266 \leq 2.3$$

$$\sigma_B = \frac{840000 \times 1.266}{200 \times 36 / 40.80} = 6026 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow 914 \text{ N/mm}^2, \sigma_B = 212 \text{ N/mm}^2 \text{ kullanılacak.}$$

$$\text{Normal gerilme tahkiki: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{144.50 \times 10^6}{938.3 \times 10^3} = 154 \leq 1.33 \times 212 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Kayma gerilmesi tahkiki } \tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{253.58 \times 526 \times 10^6}{11260 \times 10 \times 10^4} = 118.45 \leq 1.33 \times 122 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Asal gerilme tahkiki: } \sigma_h = \sqrt{154^2 + 3 \times 118.45^2} = 256.5 \leq 0.8 \times 355 \text{ N/mm}^2$$

a) Bağ Kirişinin Boyunun Kontrolü

Seçilen bağ kirişi boyu $e = 1.20 \text{ m}$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.8.2' ye göre, kolona birleşen bağ kirişlerinin dışında bağ kirişinin boyu aşağıdaki eşitlik ile hesaplanır,

$$1.0 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 5 \frac{M_p}{V_p}$$

$$M_p = W_p \times \sigma_a = 1053 \times 355 / 10^3 = 373.82 \text{ kN.m}$$

$$V_p = 0.6 \sigma_a \times A_k = 0.6 \times 355 \times 2060 / 10^3 = 438.78 \text{ kN}$$

$$\frac{373.82}{438.78} \leq 1.2 \leq 5 \times \frac{373.82}{438.78}$$

$0.85 \leq 1.2 \leq 4.26$ Bağ kirişi boyu uygundur.

b) Bağ Kirişinin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü

$N_d : 0$ olduğu için plastik kesme kuvveti ve eğilme momenti taşıma kapasitelerinde herhangi bir azaltma yapılmayacaktır.

$$V_d = 253.58 \text{ kN} \leq V_p = 438.78 \text{ kN}$$

$$V_d \leq \frac{2M_p}{e}$$

$$253.58 \leq \frac{2 \times 373.82}{1.20} = 623 \text{ kN kesit kesme kuvveti taşıma kapasitesi yeterlidir.}$$

c) Bağ Kirişinin Dönme Açısının Kontrolü

Deprem yükleri altında yapıda meydana gelen en büyük göre kat ötelemesi $\theta_p = 0.012$ olarak hesaplanmıştı. Göreli kat ötelemesi nedeniyle bağ kirişinde oluşan bağ kirişi dönme açısı ;

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{6.00}{1.20} \times 0.012 = 0.06 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bağ kirişi dönme açısı bağ kirişinin boyunun $1.6 \frac{M_p}{V_p}$ olması durumunda Deprem yönetmeliği Madde 4.8.4'te $\theta_p \leq 0.10$ ile sınırlandırılmıştır.

$$e = 1.20 \leq 1.6 \times \frac{373.82}{438.78} = 1.36 \quad \rightarrow \quad \theta_p = 0.06 \leq 0.10 \text{ bağ kirişi dönme açısı sınır}$$

koşulu sağlanmaktadır.

d) Kat Kirişinin Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölümünün Kontrolü

Deprem yönetmeliği madde 4.8.6.3'te bağ kirişinin bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1,1D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılmasını öngörmektedir.

Tasarım Büyütme Katsayıları

$$\frac{M_p}{M_D} = \frac{373.82}{144.50} = 2.59, \quad \frac{V_p}{V_D} = \frac{438.78}{253.58} = 1.73 \rightarrow 1.73 \text{ kullanılacak,}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 1.73 \times 140 + 15 = 308 \text{ kN.m}$$

$M_p = 373.82 \geq \overline{M}_p = 308 \text{ kN.m}$ olduğu için kesit eğilme dayanımı açısından yeterlidir. Fakat kat kirişinin bağ kirişi kısmı dışındaki kısmının örneğin, gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gereklidir.

2.2.11.4 Çaprazların Boyutlandırılması

En büyük iç kuvvetleri 1. Kat, 6 aksı çerçevesi C-D aksları arasında çaprazında $N_{\max} = 346.75 \text{ kN}$ olarak (Comb6= G+Q+DEPY1+0.3DEPX1)'de oluşmuştur. Seçilen kesit Kutu 160 x160 x10 ($A = 60 \text{ cm}^2$ $i_{\min} = 6.13 \text{ cm}$)'dur.

Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.1.'de verilen en kesit koşulları uyarınca kesit kontrolü

$$\frac{b}{t} \leq 0.7 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$$

$$\frac{160 - 2 \times 10}{10} \leq 0.7 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 14 \leq 16.61 \quad \text{kesit yerel burkulma koşullarını}$$

sağlamaktadır.

Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.1.2'ye göre basınca çalışan elemanların narinlik

oranı, $4.0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$ koşulunu sağlamalıdır.

$$4.0 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 4 \times 23.73 = 94.94$$

Seçilen çapraz elemanın narinliği $\lambda = \frac{488}{6.13} \leq 94.94$ narinlik şartı sağlanmaktadır.

$\lambda = 80$ değeri için TS 648 çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi

$\sigma_{bem} = 1124 \text{ kg/cm}^2 = 112 \text{ N/mm}^2$ olarak alınır.

Çaprazlarda gerilme tahkiki,

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} = \frac{346.75 \times 10^3}{60 \times 112 \times 10^2} = 0.516 \leq 1.33 \text{ kesit basınç kuvveti taşıma kapasitesi yeterlidir.}$$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.6.2'ye göre, çaprazların bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan kuvvetin $1.25D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre tahkik edilmeleri gerekmektedir.

$$\frac{M_P}{M_D} = \frac{373.82}{144.50} = 2.59, \quad \frac{V_P}{V_D} = \frac{438.78}{253.58} = 1.73 \rightarrow 1.73 \text{ kullanılacak,}$$

$$N_p \cong 1.25 \times 1.1 \times 1.73 \times 322.19 + 24.56$$

$$N_p \cong 790 \text{ kN}$$

$$N_p \cong 1.7 \times 112 \times 60 \times 10^2 / 10^6 = 1143 \geq 790 \text{ kN kesit yeterlidir.}$$

2.2.11.5 Zemin Kat Kolonlarının Boyutlandırılması

1.Kat, C/5 kolonun en elverişsiz düşey yükler + deprem yüklemesi (Comb3= G+Q+DEPX1+0.3DEPY1) için gerilme kontrolleri yapılacaktır. Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerden dolayı kolonun alt ucunda oluşan iç kuvvetler (kesit zorları)

N: 2132 kN

Mx: 93.08 kN.m

My: 10.79 kN.m

Vx: 22.92 kN

Vy: 5.23 kN

Seçilen kesit HE 320 B

A : 161.30 cm²

I_x : 30820 cm⁴

I_y : 9239 cm⁴

h : 320 mm

W_x : 1926 cm³

W_y : 615.9 cm³

b : 300 mm

i_x : 13.82 cm

i_y : 7.57 cm

t_w : 11.5 mm

t_f : 20.5 mm

r : 27 mm

Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'e göre enkesit koşullarının sağlanıp sağlanmadığının kontrolü;

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{300/2}{20.5} \leq 0.3 \sqrt{\frac{210000}{355}} = 7.31 \geq 7.29 \text{ Flanşlar enkesit koşullarını}$$

sağlamıyor. Profil numarası büyütülecek.

Seçilen yeni kesit HE 340 B

$A : 170.90 \text{ cm}^2$	$I_x : 36660 \text{ cm}^4$	$I_y : 9690 \text{ cm}^4$
$h : 340 \text{ mm}$	$W_x : 2156 \text{ cm}^3$	$W_y : 646 \text{ cm}^3$
$b : 300 \text{ mm}$	$i_x : 14.65 \text{ cm}$	$i_y : 7.53 \text{ cm}$
$t_w : 12 \text{ mm}$	$t_f : 21.5 \text{ mm}$	$r : 27 \text{ mm}$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'e göre enkesit koşullarının sağlanıp sağlanmadığının kontrolü;

Flanşların kontrolü;

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{300/2}{21.5} \leq 0.3 \sqrt{\frac{210000}{355}} \rightarrow 6.98 \leq 7.49 \text{ Flanşlar uygun.}$$

Gövde kontrolü;

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right)$$

$$\frac{N_d}{\sigma_a \times A} = \frac{2132 \times 10^3}{355 \times 170.90 \times 10^2} = 0.352$$

$$\frac{297}{12} \leq 1.33 \sqrt{\frac{210000}{355}} \times (2.1 - 0.352) = 24.75 \leq 56.54 \rightarrow \text{Gövde uygun.}$$

Seçilen kesit Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'de verilen en kesit koşullarını sağlamaktadır.

Birleşik eğilme (eksenel basınç ve iki eksenli eğilme) etkisinde bu kolonda normal gerilme tahkiki aşağıdaki denklem ile yapılacaktır;

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx}\sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right)\sigma_{Bx}} + \frac{C_{my}\sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}\right)\sigma_{Bx}} \leq 1.0$$

Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme;

$$\sigma_{eb} = \frac{2132 \times 10^3}{170.9 \times 10^2} = 124.75 \text{ N/mm}^2$$

Çerçeve düzleminde kolon burkulma boyu, x-x yönü

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{2 \times 36660}{2 \times 350}}{\frac{2 \times 16270}{2 \times 600}} = \frac{104.74}{27.1} = 3.86$$

$G_B = 1.0$ (Ankastre temel).

$G_A = 3.86$ ve $G_B = 1.0$ değerleri TS 648 Çizelge 4'teki nomogramda okunur ise x yönü burkulma boyu katsayısı $k_x \cong 0.85$ olarak elde edilir.

Kolon burkulma boyu ise $lk_x = 0.85 \times 350 = 291 \text{ cm}$

x yönü narinlik oranı $\lambda_x = \frac{lk_x}{i_x} = \frac{298}{13.82} \cong 22$ olarak hesaplanır.

Çerçeve düzlemine dik yönde kolon burkulma boyu, y-y yönü

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_c}{S_c}}{\sum \frac{I_g}{S_g}} = \frac{\frac{2 \times 30820}{2 \times 350}}{\frac{2 \times 16170}{2 \times 600}} = \frac{26.40}{26.95} \cong 1.0$$

$G_B = 1.0$ (Ankastre temel).

$G_A = 1.36$ ve $G_B = 1.0$ değerleri TS 648 Çizelge 4'teki nomogramda okunur ise y yönü burkulma boyu katsayısı $k_y \cong 0.78$ olarak elde edilir.

Kolon burkulma boyu ise $lk_y = 0.78 \times 350 = 273$ cm

y yönü narinlik oranı $\lambda_y = \frac{lk_y}{i_y} = \frac{273}{7.57} \cong 36$ olarak hesaplanır.

Kolon için bulunan en büyük narinlik oranı $\lambda = maks(\lambda_x, \lambda_y) = 36$ için TS 648 Çizelge 8'de bulunan basınç emniyet gerilmesi $\sigma_{bem} = 173$ N/mm² dir.

Yalnız eğilme momentleri altında

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{93.08 \times 10^6}{1926 \times 10^3} = 48.33 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{10.56 \times 10^6}{615.9 \times 10^3} = 17.15 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{-22.73}{93.08} = -0.244$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.6 - 0.4 \times (-0.244) = 0.698 \geq 0.4$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{8290000}{22^2} = 11128 \text{ kgf/cm}^2 \cong 1712 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{8290000}{36^2} = 6396 \text{ kgf/cm}^2 \cong 639 \text{ N/mm}^2$$

Yanal burkulma basınç emniyet gerilmesi ;

Burkulma katsayısı

$$C_{0x} = 1.75 + 1.05 \times (-0.244) + (0.3) \times (-0.244)^2$$

$$C_{0x} = 1.51$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.42}{350 \times 32 / 61.5} = 6965 \text{ kgf/cm}^2 \cong 696 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$$

$\sigma_B = 212 \text{ N/mm}$ kullanılacak.

$$\frac{124.75}{173} + \frac{0.698 \times 48.33}{\left(1.0 - \frac{124.75}{1712}\right) \times 212} + \frac{0.698 \times 17.15}{\left(1.0 - \frac{132.24}{639}\right) \times 212} = 0.721 + 0.172 + 0.071 = 0.964 < 1.33$$

Kolon boyutu uygundur. En kesit koşullarına uyan en küçük profil boyutu HE340 B olduğu için tüm kolonlar HE 340 B olarak yapılacaktır.

2.3 Örnek Yapının Eurocode 3'e Göre Boyutlandırılması

Bölüm 2.2'de açıklanan örnek yapının TS 648' göre boyutlandırılmasında kolon boyutları Deprem Yönetmeliği Mart 2007'i Madde 4.6.1.1'de verilen enkesit koşullarını sağlayan en küçük kolon boyutları seçildiği için Eurocode 3'e göre tekrar yapısal analiz yapılmayacaktır.

2.3.11.1 İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen ve deprem yükleri etkisi altında olmayan normal kat ikincil döşeme kirişleri düşey yükler (Comb1 1.35G+1.5Q) yüklemesi altında gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Kesit Zorları;

$$M_{Ed,y} = 76.82 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,y} = 51.21 \text{ kN}$$

Seçilen IPE 270 kesiti karakteristiklikleri

$A : 45.95 \text{ cm}^2$	$I_y : 5790 \text{ cm}^4$	$I_z : 419.9 \text{ cm}^4$
$h : 270 \text{ mm}$	$W_{pl,y} : 484 \text{ cm}^3$	$W_{pl,z} : 96.95 \text{ cm}^3$
$b : 135 \text{ mm}$	$i_y : 11.23 \text{ cm}$	$i_z : 3.02 \text{ cm}$
$t_w : 6.6 \text{ mm}$	$t_f : 10.20 \text{ mm}$	$r : 15 \text{ mm}$

EC3 5.3'e Göre Kesitin Sınıflandırılması;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre dış basınç flanşları için sınıflandırılır ise,

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$c = (b - t_w - 2r) / 2 = (135 - 6.6 - 2 \times 15) / 2 = 49.20$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{49.20}{10.2} = 4.82 \leq 9 \times 0.81 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları sağlanmaktadır.}$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre iç basınç parçaları için sınıflandırılır ise,

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$c = (h - 2t_f - 2r) = (270 - 2 \times 10.2 - 2 \times 15) = 219.6$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 32.27 \leq 72 \times 0.81 = 58.32 \quad \text{Sınıf 1 için enkesit boyutları koşulları}$$

sağlanmaktadır.

Tüm kesit sınıf 1 en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.4.5'e Göre Eğilme Dayanımı Kontrolü;

Sınıf 1 ve sınıf 2 türü kesitler için salt eğilme dayanımı denklem (2.8) ile hesaplanır,

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}} \quad (2.8)$$

$$M_{c,y,Rd} = \frac{484 \times 355 \times 10^3}{1.1 \times 10^6} = 156.20 \text{ kN.m}$$

$M_{c,y,Rd} = 156.20 \text{ kN.m} \geq M_{Ed,y} = 76.82 \text{ kN.m}$ kesit eğilme dayanımı yeterlidir.

EC3 5.4.6'e Kesme Kuvveti Dayanımı Kontrolü;

Kesitin taşıyabileceği maksimum kesme kuvveti taşıma kapasitesi denklem (2.9) ile hesaplanır,

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (2.9)$$

Denklem (2.9)'da A_v kesit kesme alanını göstermek üzere haddelenmiş I ve H profiller için denklem (2.10) ile hesaplanmaktadır,

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f \quad (2.10)$$

$$A_v = 4595 - 2 \times 135 \times 10.20 + (6.6 + 15) \times 10.2 = 2061 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{2061 \times (355 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} \cong 384 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$V_{pl,Rd} \cong 384 \text{ kN} \geq V_{Ed,y} = 76.82 \text{ kN}$ kesme kuvveti taşıma kapasitesi yeterlidir.

Gövdenin kesme kuvveti altında kesme burkulma kontrolü için berkitme elemanı konulmaması durumunda denklem (2.11)'in sağlanması gerekmektedir.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (2.11)$$

Kesit gövde yüksekliği;

$$h_w = h - 2t_f = 270 - 2 \times 10.2 = 249.6 \text{ mm}$$

$$\frac{249.6}{6.6} \leq 72 \times \frac{0.81}{1.2} = 37.81 \leq 48.60 \text{ olduğu için kayma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.7'e Kesme Kuvveti ve Eğilme Momentinin Ortak Etkisi Altında Kesit Dayanımı Kontrolü;

$$V_{Ed,y} = 52.21 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd,y} = 384 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 13.10 \leq 0.5 \times 384 = 192$ olduğundan dolayı kesme kuvveti ve eğilme momentinin ortak etkisi altında kesit kontrolü yapmaya gerek yoktur.

$$\frac{f_{maks}}{L} = \frac{1.89}{600} = \frac{1}{317} \leq \frac{1}{300} \text{ olduğundan dolayı kesit yeterlidir.}$$

2.3.11.2 Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

1.Kat, C Aksı çerçevesi, 4-5 aksları arası ana çerçeve kirişinin en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi(Comb3 G+Q+DEPX-0.3DEPY) için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır. Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem yükleri altında kirişte oluşan en büyük kesit tesirleri,

$$M_{Ed,y} = 190.37 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,y} = 162.14 \text{ kN}$$

Seçilen kesit IPE 360 ,

$$A : 72.73 \text{ cm}^2$$

$$I_y : 16270 \text{ cm}^4$$

$$I_z : 1043 \text{ cm}^4$$

$$h : 360 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} : 1019 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : 191.1 \text{ cm}^3$$

$$b : 170 \text{ mm}$$

$$i_y : 14.95 \text{ cm}$$

$$i_z : 3.79 \text{ cm}$$

$$t_w : 8.0 \text{ mm}$$

$$t_f : 12.7 \text{ mm}$$

$$r : 18 \text{ mm}$$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'e göre enkesit koşullarının sağlanıp sağlanmadığının kontrolü;

Flanşların kontrolü

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{170/2}{12.7} \leq 0.3 \times \sqrt{\frac{210000}{355}} = 6.69 \leq 7.29 \text{ flanşlar uygun.}$$

Gövdenin kontrolü

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{334.6}{8} \leq 3.2 \times \sqrt{\frac{210000}{355}} = 41.83 \leq 77.83 \text{ gövde uygun.}$$

EC3 5.3'e Göre Kesitin Sınıflandırılması;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre dış basınç flanşları için sınıflandırılır ise,

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$c = (b - t_w - 2r) / 2 = (170 - 8 - 2 \times 18) / 2 = 63$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{63}{12.7} = 4.96 \leq 9 \times 0.81 = 7.29 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları}$$

sağlanmaktadır.

EC3 Tablo 5.3.1'e göre iç basınç parçaları sınıflandırılır ise;

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$c = (h - 2t_f - 2r) = (360 - 2 \times 12.7 - 2 \times 18) = 298.6$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.33 \leq 72 \times 0.81 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları sağlanmaktadır.}$$

Tüm kesit sınıf 1 en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.4.5'e Göre Eğilme Dayanımı Kontrolü;

Kesit salt eğilme dayanımı kapasitesi

$$M_{e,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1019 \times 355 \times 10^3}{1.1 \times 10^6} = 328.85 \text{ kN.m}$$

$M_{e,y,Rd} = 328.85 \text{ kN.m} \geq M_{Ed,y} = 190.37 \text{ kN.m}$ kesit eğilme dayanımı yeterlidir.

EC3 5.4.6'e Kesme Kuvveti Dayanımı Kontrolü;

Kesit kesme alanı;

$$A_v = 7273 - 2 \times 170 \times 12.7 + (8 + 18) \times 12.7 = 3285.2 \text{ mm}^2$$

Kesit kesme kuvveti taşıma kapasitesi

$$V_{pl,Rd} = \frac{3285.2 \times (355 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} \cong 612.12 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd} = 612.12 \geq V_{Ed} = 162.14 \text{ kN}$ olduğu için kesit kesme kuvveti dayanımı yeterlidir.

Gövde yüksekliği;

$$h_w = h - 2t_f = 360 - 2 \times 12.7 = 334.6 \text{ mm}$$

$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\epsilon}{\eta}$ berkitme elemanı olmaması durumunda kesme burkulması sınır şartı

$$\frac{334.6}{8.0} \leq 72 \times \frac{0.81}{1.2} = 41.83 \leq 48.6 \text{ olduğu için kayma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.7'ye Göre Kesme Kuvveti ve Eğilme Momentinin Ortak Etkisi Altında Kesit Dayanımı Kontrolü;

$$V_{Ed} = 162.14 \text{ kN}$$

$$V_{pl,y} = 612.12 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 162.14 \leq 0.5 \times 612.12$ olduğundan dolayı kesme kuvveti ve eğilme momentinin ortak etkisi altında kesit kontrolü yapmaya gerek yoktur.

2.3.11.3 Dışmerkez Çapraz Sisteminin Bağ Kirişlerinin Boyutlandırılması

1. Kat, 6 Aksı çerçevesi, C-D aksları arası bağ kirişinin en elverişsiz olan düşey yükler ve deprem yüklemesi (Comb6= G+Q+DEPY1+0.3DEPX1) için boyutlandırma kontrolleri yapılacaktır.

$$N_{Ed} : 0$$

$$M_{Ed,y} : 144.50 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,y} : 253.58 \text{ kN}$$

Seçilen HE 240 kesiti karakteristiklikleri

$$A : 106 \text{ cm}^2$$

$$I_y : 11260 \text{ cm}^4$$

$$I_z : 3923 \text{ cm}^4$$

$$h : 240 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} : 1053 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : 498.4 \text{ cm}^3$$

$$b : 240 \text{ mm}$$

$$i_y : 10.31 \text{ cm}$$

$$i_z : 6.08 \text{ cm}$$

$$t_w : 10 \text{ mm}$$

$$t_f : 17 \text{ mm}$$

$$r : 21 \text{ mm}$$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'e göre enkesit koşullarının sağlanıp sağlanmadığının kontrolü;

Flanşların Kontrolü

$$\frac{b}{2t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{240}{17 \times 2} \leq 0.3 \sqrt{\frac{210000}{355}} = 7.05 \leq 7.3 \text{ Flanşlar uygun.}$$

Gövde Kontrolü

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \times \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \rightarrow N_d : 0 \rightarrow$$

$$\frac{240 - 2 \times 17}{10} \leq 3.2 \sqrt{\frac{210000}{355}} = 20.6 \leq 77.83 \text{ Gövde uygun.}$$

Seçilen kesit Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'de verilen en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.3'e Göre Kesitin Sınıflandırılması;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre dış basınç flanşları için sınıflandırılır ise,

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\epsilon$$

$$c = (b - t_w - 2r) / 2 = (240 - 10 - 2 \times 21) / 2 = 94$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{94}{17} = 5.52 \leq 9 \times 0.81 = 7.29 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit başlık boyutları koşulları}$$

sağlanmaktadır.

EC3 Tablo 5.3.1'e göre iç basınç parçaları sınıflandırılır ise;

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$c = (h - 2t_f - 2r) = (240 - 2 \times 17 - 2 \times 21) = 164$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{164}{10} = 16.4 \leq 72 \times 0.81 = 58.3 \quad \text{Sınıf 1 için gövde enkesit boyutları koşulları}$$

sağlanmaktadır. Tüm kesit sınıf 1 en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.4.5'e Göre Eğilme Dayanımı Kontrolü;

Kesit salt eğilme dayanımı kapasitesi

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1053 \times 355 \times 10^3}{1.1 \times 10^6} = 339.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,y,Rd} = 339.83 \text{ kN.m} \geq M_{Ed,y} = 144.50 \text{ kN.m} \text{ kesit eğilme dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.6'e Kesme Kuvveti Dayanımı Kontrolü;

Kesit kesme alanı;

$$A_v = 10600 - 2 \times 240 \times 17 + (10 + 21) \times 17 = 2967 \text{ mm}^2$$

Kesit kesme kuvveti taşıma kapasitesi

$$V_{pl,Rd} = \frac{2967 \times (355 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} \cong 552 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd} = 552 \geq V_{Ed,y} = 253.28 \text{ kN}$ olduğu için kesit kesme kuvveti dayanımı yeterlidir.

Gövde yüksekliği;

$$h_w = h - 2t_f = 240 - 2 \times 17 = 206 \text{ mm}$$

$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\epsilon}{\eta}$ berkitme elemanı olmaması durumunda kesme burkulması sınır şartı

$$\frac{206}{10} \leq 72 \times \frac{0.81}{1.2} = 20.6 \leq 48.6 \text{ olduğu için kayma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.7'ye Göre Kesme Kuvveti ve Eğilme Momentinin Ortak Etkisi Altında Kesit Dayanımı Kontrolü;

$$V_{Ed,y} = 253.28 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 552 \text{ kN}$$

$V_{Ed,y} = 253.28 \leq 0.5 \times 552$ olduğundan dolayı kesme kuvveti ve eğilme momentinin ortak etkisi altında kesit kontrolü yapmaya gerek yoktur.

EC3 5.5.2'ye Göre Kesitin Yanal Burulma Burkulması Dayanımı Kontrolü;

Bağ kirişinin uç momentleri $M_1 = 80.262$ kN.m $M_2 = -144.89$ kN.m'dir. Kiriş kritik yanal burulma burkulması momenti değeri denklem (2.12) ile hesaplanabilir,

$$C_1 = 1.88 - 1.40 \times \left(\frac{-80.262}{144.89} \right) = 2.66 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right)^{0.5} \quad (2.12)$$

$$M_{cr} = 2.66 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 498.4 \times 10^4}{1200^2} \times \left(\frac{486.9 \times 10^9}{498.4 \times 10^4} + \frac{1200^2 \times 81000 \times 102.70 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 498.4 \times 10^4} \right)^{0.5}$$

$$M_{cr} = 6308.19 \text{ kN.m}$$

Yanal burulma burkulması narinliği denklem (2.13) ile hesaplanır,

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (2.13)$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1053 \times 10^3 \times 355}{6308.19 \times 10^6}} = 0.243$$

EC3 Tablo 6.4'e göre $\frac{h}{b} = \frac{240}{240} = 1 \leq 2$ olduğu için a yanal burulma burkulması eğrisi kullanılacaktır. Yanal burulma burkulması eğrisi a için yetersizlik katsayısı EC3 Tablo 6.3'ten $\alpha_{LT} = 0.21$ olarak alınabilir.

Yanal burulma burkulması dayanımı azaltma katsayısı;

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times 243 \times (0.243 - 0.2) + 0.243^2] = 0.534$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.534 + \sqrt{0.534^2 - 0.243^2}} = 0.991 \text{ olarak hesaplanabilir.}$$

Yanal burulma burkulması dayanımı;

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.991 \times 1053 \times 10^3 \times \frac{355}{1.1 \times 10^6} = 336.77 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{144.50}{336.77} = 0.429 \leq 1 \text{ kesitin yanal burulma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

a) Bağ Kirişinin Boyunun Kontrolü

Seçilen bağ kirişi boyu $e = 1.20 \text{ m}$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.8.2' ye göre, kolona birleşen bağ kirişlerinin dışında bağ kirişinin boyu aşağıdaki eşitlik ile hesaplanır,

$$1.0 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 5 \frac{M_p}{V_p}$$

$$M_p = W_p \times \sigma_a = 1053 \times 355 / 10^3 = 373.82 \text{ kN.m}$$

$$V_p = 0.6 \sigma_a \times A_k = 0.6 \times 355 \times 2060 / 10^3 = 438.78 \text{ kN}$$

$$\frac{373.82}{438.78} \leq 1.2 \leq 5 \times \frac{373.82}{438.78}$$

$0.85 \leq 1.2 \leq 4.26$ Bağ kirişi boyu uygundur.

b) Bağ Kirişinin Tasarım Kesme Kuvvetinin Kontrolü

$N_d : 0$ olduğu için plastik kesme kuvveti ve eğilme momenti taşıma kapasitelerinde herhangi bir azaltma yapılmayacaktır.

$$V_d = 253.58 \text{ kN} \leq V_p = 438.78 \text{ kN}$$

$$V_d \leq \frac{2M_p}{e}$$

$$253.58 \leq \frac{2 \times 373.82}{1.20} = 623 \text{ kN kesit kesme kuvveti taşıma kapasitesi yeterlidir.}$$

c) Bağ Kirişinin Dönme Açısının Kontrolü

Deprem yükleri altında yapıda meydana gelen en büyük göre kat ötelemesi $\theta_p = 0.012$ olarak hesaplanmıştı. Göreli kat ötelemesi nedeniyle bağ kirişinde oluşan bağ kirişi dönme açısı ;

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{6.00}{1.20} \times 0.012 = 0.06 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bağ kirişi dönme açısı bağ kirişinin boyunun $1.6 \frac{M_p}{V_p}$ olması durumunda Deprem yönetmeliği Madde 4.8.4'te $\theta_p \leq 0,10$ ile sınırlandırılmıştır.

$$e = 1.20 \leq 1.6 \times \frac{373.82}{438.78} = 1.36 \quad \rightarrow \quad \theta_p = 0.06 \leq 0,10 \text{ bağ kirişi dönme açısı sınır koşulu sağlanmaktadır.}$$

d) Kat Kirişinin Bağ Kirişi Dışında Kalan Bölümünün Kontrolü

Deprem yönetmeliği madde 4.8.6.3'te bağ kirişinin bağ kirişi dışında kalan kiriş bölümünün bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1,1D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre boyutlandırılmasını öngörmektedir.

Tasarım Büyütme Katsayıları

$$\frac{M_p}{M_D} = \frac{373.82}{144.50} = 2.59, \quad \frac{V_p}{V_D} = \frac{438.78}{253.58} = 1.73 \rightarrow 1.73 \text{ kullanılacak,}$$

$$\overline{M}_p = 1.1 \times 1.1 \times 1.73 \times 140 + 15 = 308 \text{ kN.m}$$

$M_p = 373.82 \geq \overline{M}_p = 308 \text{ kN.m}$ olduğu için kesit eğilme dayanımı açısından yeterlidir. Fakat kat girişinin bağ kirişi kısmı dışındaki kısmının örneğin, gövde levhaları eklenerek, kesme kuvvetine karşı takviye edilmesi gereklidir.

2.2.11.4 Çaprazların Boyutlandırılması

En büyük iç kuvvetleri 1. Kat, 6 aksı çerçevesi C-D aksları arasında çaprazında $N_{\max} = 346.75 \text{ kN}$ olarak (Comb6= G+Q+DEPY1-0.3DEPX1)'de oluşmuştur. Seçilen kesit Kutu 160 x160 x10 ($A = 60 \text{ cm}^2$ $i_{\min} = 6.13 \text{ cm}$)'dur.

Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.1.'de verilen en kesit koşulları uyarınca kesit kontrolü

$$\frac{b}{t} \leq 0.7 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$$

$$\frac{160 - 2 \times 10}{10} \leq 0.7 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 14 \leq 16.61 \quad \text{kesit yerel burkulma koşullarını}$$

sağlamaktadır.

Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.1.2'ye göre basınca çalışan elemanların narinlik

oranı, $4.0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$ koşulunu sağlamalıdır.

$$4.0 \sqrt{\frac{200000}{355}} = 4 \times 23.73 = 94.94$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre iç basınç parçaları sınıflandırılır ise;

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

$$c = (b - 3t) = (160 - 3 \times 10) = 130 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{130}{10} = 13 \leq 33 \times 0.81 = 26.73 \quad \text{Sınıf 1 için enkesit boyutları koşulları sağlamaktadır.}$$

Tüm kesit sınıf 1 en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.5.1.2'ye Göre Kesitin Burkulma Dayanımı Kontrolü;

Sınıf 1, Sınıf 2 ve Sınıf 3 türü kesitler için boyutsuz narinlik oranı denklem (2.14) ile elde edilir;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad (2.14)$$

Eastik kritik burkulma yükü

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 210000 \times 226 \times 10^5}{4880^2 \times 10^3} \cong 1967 \text{ kN olarak elde edilir.}$$

Zayıf eksen yönündeki narinlik oranı;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{60 \times 10^2 \times 355}{1967 \times 10^3}} = 1.04 \text{ olarak hesaplanır.}$$

EC3 Tablo 6.2'ye göre çekme (haddelenmiş) boşluklu kutu kesitler için a eğrisi kullanılacaktır. Yetersizlik faktörü a eğrisi için; $a = 0.21$.

Burkulma dayanımı azaltma katsayısı

$$\Phi = 0.5[1 + 0.21 \times (1.04 - 0.2) + 1.04^2] = 1.129$$

$$\chi = \frac{1}{1.129 + \sqrt{1.129^2 - 1.04^2}} = 0.638$$

Kesit burkulma dayanımı;

$$N_{b,Rd} = \frac{0.638 \times 60 \times 10^2 \times 355}{1.1} = 1235 \text{ kN olarak hesaplanır.}$$

$N_{b,Rd} = 1235 \text{ kN} > N_{Ed} = 346.75 \text{ kN}$ kesit burkulma dayanımı yeterlidir.

Deprem Yönetmeliği Madde 4.8.6.2'ye göre, çaprazların bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan kuvvetin $1.25D_a$ katından oluşan iç kuvvetlere göre tahkik edilmeleri gerekmektedir.

$$\frac{M_p}{M_D} = \frac{373.82}{144.50} = 2.59, \quad \frac{V_p}{V_D} = \frac{438.78}{253.58} = 1.73 \rightarrow 1.73 \text{ kullanılacak,}$$

$$N_p \cong 1.25 \times 1.1 \times 1.73 \times 322.19 + 24.56$$

$$N_p \cong 790 \text{ kN}$$

$$N_p \cong 1.7 \times 112 \times 60 \times 10^2 / 10^6 = 1143 \geq 790 \text{ kN kesit yeterlidir.}$$

2.2.11.5 Zemin Kat Kolonlarının Boyutlandırılması

1.Kat, C/5 kolonun en elverişsiz düşey yükler + deprem yüklemesi (Comb3= G+Q+DEPX1-0.3DEPY1) için gerilme kontrolleri yapılacaktır. Düşey sabit ve hareketli yükler ile deprem etkilerden dolayı kolonun alt ucunda oluşan iç kuvvetler (kesit zorları)

$$N_{Ed} : 2132 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} : 93.08 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed,z} : 10.79 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,y} : 22.92 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} : 5.23 \text{ kN}$$

Seçilen kesit HE 320 B

$$A : 161.30 \text{ cm}^2$$

$$I_y : 30820 \text{ cm}^4$$

$$I_z : 9239 \text{ cm}^4$$

$$h : 320 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} : 2149 \text{ cm}^3$$

$$W_y : 939.1 \text{ cm}^3$$

$$b : 300 \text{ mm}$$

$$i_y : 13.82 \text{ cm}$$

$$i_z : 7.57 \text{ cm}$$

$$t_w : 11.5 \text{ mm}$$

$$t_f : 20.5 \text{ mm}$$

$$r : 27 \text{ mm}$$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'e göre enkesit koşullarının sağlanıp sağlanmadığının kontrolü;

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{Es}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{300/2}{20.5} \leq 0.3 \sqrt{\frac{210000}{355}} = 7.31 \geq 7.29 \text{ Flanşlar enkesit koşullarını}$$

sağlamıyor. Profil numarası büyütülecek.

Seçilen yeni kesit HE 340 B

$A : 170.90 \text{ cm}^2$	$I_y : 36660 \text{ cm}^4$	$I_z : 9690 \text{ cm}^4$
$h : 340 \text{ mm}$	$W_{pl,y} : 2408 \text{ cm}^3$	$W_y : 985.7 \text{ cm}^3$
$b : 300 \text{ mm}$	$i_y : 14.65 \text{ cm}$	$i_z : 7.53 \text{ cm}$
$t_w : 12 \text{ mm}$	$t_f : 21.5 \text{ mm}$	$r : 27 \text{ mm}$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'e göre enkesit koşullarının sağlanıp sağlanmadığının kontrolü;

Flanşların kontrolü;

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{300/2}{21.5} \leq 0.3 \sqrt{\frac{210000}{355}} \rightarrow 6.98 \leq 7.49 \text{ Flanşlar uygun.}$$

Gövde kontrolü;

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(2.1 - \frac{N_d}{\sigma_a \times A} \right)$$

$$\frac{N_d}{\sigma_a \times A} = \frac{2132 \times 10^3}{355 \times 170.90 \times 10^2} = 0.352$$

$$\frac{297}{12} \leq 1.33 \sqrt{\frac{210000}{355}} \times (2.1 - 0.352) = 24.75 \leq 56.54 \rightarrow \text{Gövde uygun.}$$

Seçilen kesit Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'de verilen en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.3'e Göre Kesitin Sınıflandırılması;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 1$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre dış basınç flanşları için sınıflandırılır ise,

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$c = (b - t_w - 2r) / 2 = (300 - 12 - 2 \times 27) / 2 = 117$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{117}{21.5} = 5.44 \leq 9 \times 0.81 = 7.29 \quad \text{Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulları}$$

sağlanmaktadır.

EC3 Tablo 5.3.1'e göre iç basınç parçaları sınıflandırılır ise;

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

$$c = (h - 2t_f - 2r) = (340 - 2 \times 21.5 - 2 \times 27) = 243$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{243}{12} = 20.25 \leq 33 \times 0.81 = 26.73 \quad \text{Sınıf 1 için enkesit boyutları koşulları}$$

sağlanmaktadır.

Tüm kesit sınıf 1 en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.4.6'e Göre Kesit Kesme Kuvveti Dayanımı Kontrolü;

Kolon kesiti güçlü ve zayıf eksen doğrultularında kesme kuvveti taşıma kapasiteleri kontrol edilecektir.

Gövdeye paralel kesme kuvveti (Güçlü eksen y-y yönü)

$$A_v = 170.90 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 21.5 + (12 + 2 \times 27) \times 21.5$$

$$A_v = 5609 \text{ cm}^2$$

Kesme kuvveti taşıma kapasitesi

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{5609 \times 10^2 \times (355 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} = 3135 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd,y} = 3135 \text{ kN} \geq V_{Ed,y} = 22.92 \text{ kN}$ olduğundan dolayı gövdeye paralel kesme kuvveti (Güçlü eksen y-y yönü) durumunda kesitin kesme kuvveti dayanımı yeterlidir.

Flanşlara Paralel Yük Durumu (Zayıf eksen z-z yönü)

$$h_w = h - 2t_f = 340 - 2 \times 21.5 = 297 \text{ mm}$$

$$A_v = 170.90 \times 10^2 - 297 \times 12$$

$$A_v = 135.26 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{135.26 \times 10^2 \times (355 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} = 2520 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd,z} = 2520 \text{ kN} \geq V_{Ed,z} = 5.23 \text{ kN}$ olduğu için kesitin flanşlara paralel yük durumunda kesme kuvveti dayanımı yeterlidir.

Kayma burkulması dayanım kontrolü ;

Kesit gövde yüksekliği

$$h_w = h - 2t_f = 340 - 2 \times 21.5 = 297 \text{ mm}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

$$\frac{297}{12} \leq 72 \times \frac{0.81}{1.2} = 24.75 \leq 48.6 \text{ kayma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.5.1.2'ye Göre Kesitin Burkulma Dayanımı Kontrolü;

Kritik burkulma boyunun hesabı için ilk olarak dağılım katsayıları denklem (2.15)'e göre hesaplanıp, yatay ötelenmesi önlenmemiş kolonlar için denklem (2.16)'ya göre kritik burkulma boyları hesaplanır.

Güçlü eksene dik burkulma boyu;

$$\text{Kolon rölatif rijitlikleri } K_c = K_1 = \frac{36660}{350} = 104.75$$

$$\text{Kiriş rölatif rijitlikleri } K_{12} = K_{11} = \frac{16270}{600} = 27.11$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{(K_c + K_1 + K_{11} + K_{12})} \quad (2.15)$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 104.75)}{(2 \times 104.75 + 2 \times 27.11)} = 0.794 \quad \eta_2 = 0 \rightarrow \text{Ankastre Mesnet.}$$

Yatay ötelenmenin engellemiş olduğu durumda kritik kolon burkulma boyu denklem (2.16) ile hesaplanabilir

$$l/L = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) + 0,055(\eta_1 + \eta_2)^2 \quad (4.101)$$

Güçlü eksene dik yöndeki burkulma boyu;

$$\frac{l}{3500} = 0,5 + 0,14 \times (0,794) + 0,055 \times (0,794)^2 = 0,646$$

$l = 2260$ mm olarak hesaplanır.

Zayıf eksene dik burkulma boyu;

$$\text{Kolon rölatif rijitlikleri: } K_c = K_1 = \frac{9690}{350} = 27,69$$

$$\text{Kiriş rölatif rijitlikleri: } K_{12} = K_{11} = \frac{16270}{800} = 20,34$$

Dağılım katsayıları

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 27,69)}{(2 \times 27,69 + 2 \times 20,34)} = 0,576$$

$\eta_2 = 0$ (Ankastre Mesnet)

$$\frac{l}{3500} = 0,5 + 0,14 \times (0,576) + 0,055 \times (0,576)^2 = 0,599$$

$$\frac{l}{3000} = 0,599 \rightarrow l = 2096 \text{ mm olarak hesaplanır.}$$

Boyutsuz narinlik Sınıf 1 , sınıf 2 ve sınıf 3 türü kesitler için denklem (2.17) ile hesaplanabilir,

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (2.17)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\epsilon = 76.40$$

Güçlü eksen yönündeki boyutsuz narinlik;

$$\bar{\lambda}_y = \frac{2260}{146.5} \times \frac{1}{76.40} = 0.202$$

Zayıf eksen yönündeki boyutsuz narinlik;

$$\bar{\lambda}_z = \frac{2096}{75.3} \times \frac{1}{76.40} = 0.364$$

EC3 Tablo 6.2'ye göre $\frac{h}{b} = \frac{340}{300} = 1.13 < 1.2$ çekme (haddelenmiş) I ve H profilleri

için;

Güçlü eksene dik burkulmada (y-y eksenine dik) b eğrisi

Zayıf eksene dik burkulmada (z-z eksenine dik) c eğrisi kullanılacaktır.

Yetersizlik faktörü a eğrisi için; $a = 0.34$ b eğrisi için ise $b = 0.49$ 'tür.

Güçlü eksene dik yönde hesap

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.34 \times (0.202 - 0.2) + 0.202^2 \right] = 0.521$$

Burkulma dayanımı azaltma katsayısı

$$\chi_y = \frac{1}{0.521 + \sqrt{0.521^2 - 0.202^2}} = 0.998$$

Zayıf eksene dik yönde hesap

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49 \times (0.364 - 0.2) + 0.364^2 \right] = 0.606$$

Burkulma dayanımı azaltma katsayısı

$$\chi_y = \frac{1}{0.606 + \sqrt{0.606^2 - 0.364^2}} = 0.917$$

EC3 5.5.2'ye Göre Kesitin Yanal Burulma Burkulması Dayanımı Kontrolü;

Kolon üst uç momenti 93.64 kN.m kolon alt uç momenti ise -22.80 kN.m olmak üzere

güvenli yönde kalmak üzere, $\psi = -\frac{22.80}{93.64}$ ve $C_1 = 2.281$ olarak hesaba katılarak kritik

elastik yanal burulma burkulması momenti

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right)^{0.5} \quad (2.18)$$

$$M_{cr} = 2.281 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 9690 \times 10^4}{2096^2} \times \left(\frac{2454 \times 10^9}{9690 \times 10^4} + \frac{2096^2 \times 81000 \times 257.20 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 9690 \times 10^4} \right)^{0.5}$$

$$M_{cr} = 18025 \text{ kN.m}$$

Yanal burulma burkulması narinliği ;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2408 \times 10^3 \times 355}{18025 \times 10^6}} = 0.218$$

EC3 TABLO 6.4'e göre $\frac{h}{b} = \frac{340}{300} = 1.13 \leq 2$ olduğu için a yanal burulma burkulması eğrisi kullanılacaktır. Yanal burulma burkulması eğrisi a için yetersizlik katsayısı EC3 Tablo 6.3'ten $\alpha_{LT} = 0.21$ olarak alınabilir.

Yanal burulma burkulması azaltma katsayısı;

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.218 - 0.2) + 0.218^2] = 0.526$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.526 + \sqrt{0.526^2 - 0.218^2}} = 0.995 \text{ olarak hesaplanabilir.}$$

Yanal burulma burkulması dayanımı;

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.995 \times 2408 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1 \times 10^6} = 773 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{116}{773} = 0.177 \text{ kesitin yanal burulma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.5.4'e Göre İki Eksenli Eğilme Eksenel Yükün Ortak Etkisi Altında Kesit Kontrolü;

Çerçeve düzleminde güçlü eksen yönünde eğilme etkisi altında moment katsayısı EC3 Tablo B3'ten aşağıdaki eşitlik ile hesaplanabilir;

$$C_{my} = 0.6 + 0.4\psi \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \times \left(-\frac{22.80}{93.64}\right) \cong 0.503$$

Benzer şekilde çerçeve düzleminde zayıf eksen yönünde eğilme etkisi altında moment katsayısı EC3 Tablo B3'ten aşağıdaki eşitlik ile hesaplanabilir;

$$C_{mz} = 0.6 + 0.4 \times \left(-\frac{5.52}{10.88} \right) = 0.40$$

Benzer şekilde çerçeve düzlemi dışında burkulma moment katsayısı eşitliği Tablo 4.25'ten aşağıdaki gibi hesaplanabilir

$$C_{mLT} = 0.6 + 0.4 \times \left(-\frac{22.80}{93.64} \right) = 0.502$$

İtarasyon Katsayıları k_{ij} eşitlikleri Sınıf 1 türü kesitler için Tablo B1'den aşağıdaki gibi elde edilebilir;

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{yy} = 0.503 \times \left(1 + (0.202 - 0.2) \times \frac{2132}{0.998 \times 6067 / 1.1} \right) \leq 0.4 \left(1 + 0.8 \times \frac{2132}{0.998 \times 6067 / 1.1} \right)$$

$$k_{yy} = 0.503 \leq 0.588$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0.6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 1.4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zz} = 0.4 \left(1 + (2 \times 0.364 - 0.6) \frac{2132}{0.917 \times 6067 / 1.1} \right) \leq 0.4 \left(1 + 1.4 \frac{2132}{0.917 \times 6067 / 1.1} \right)$$

$$k_{zz} = 0.421 \leq 0.636$$

$$k_{yz} = 0.6 \times k_{zz}$$

$$k_{yz} = 0.6 \times 0.421 = 0.252$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{(C_{mLT} - 0.25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0.1 \times 0.364}{(0.502 - 0.25)} \times \frac{2132}{0.917 \times 6067 / 1.1} \right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{(0.503 - 0.25)} \times \frac{2132}{0.917 \times 6067 / 1.1} \right]$$

$$k_{zy} = 0.939 \geq 0.883$$

Hesaplanan İterasyon Katsayıları, moment katsayıları denklem (2.19) ve (2.20)'de yerine konulur ise;

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (2.19)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (2.20)$$

$$N_{Rk} = 170.90 \times 10^2 \times 355 / 10^3 = 6067 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = 2156 \times 10^3 \times 355 / 10^6 = 765.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Rk} = 646 \times 10^3 \times 355 / 10^6 = 229.33 \text{ kN.m}$$

$$\frac{2132}{0.997 \times 6067 / 1.1} + 0.503 \times \frac{93.08}{0.995 \times 765.38 / 1.1} + 0.252 \times \frac{10.79}{229.33 / 1.1} = 0.468 \leq 1$$

$$\frac{2132}{0.997 \times 6067 / 1.1} + 0.939 \times \frac{93.08}{0.995 \times 765.38 / 1.1} + 0.421 \times \frac{10.79}{229.33 / 1.1} = 0.536 \leq 1$$

Kesitin ilgili iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvetin ortak etkisi altında etkiyen yükleri taşıyabildiği görülebilir.

EK-3

SAYISAL UYGULAMA 3

3.1 Örnek Yapının Tanımlanması

EK-2 de Deprem Yönetmeliği Mart 2007'ye göre tasarımı yapıp, Eurocode 3 ve TS 648'e göre ayrı ayrı boyutlandırması yapılan 7 katlı, yatay yük taşıyıcı sistemi dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan iş merkezi binasının, dışmerkez çelik çaprazlı perdelerinde Eurocode 8'de verilen kurallara uyularak boyutlandırma işlemi Eurocode 3 için tekrarlanacaktır. Deprem Hesabı ve en kesit koşullarında Deprem Yönetmeliği Mart 2007'de verilen kurallara uyulacak olup, sadece dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin hesabında Eurocode 8'de verilen kurallar uygulanacaktır.

3.2 Örnek Yapının Eurocode 3'e Göre Boyutlandırılması

Ek2'de detaylı olarak Eurocode 3'e göre boyutlandırılması yapılan 7 katlı iş merkezi binası ile ilgili olarak sadece bağ kirişleri, çapraz elemanları ve kolonların boyutlandırma işlemi Eurocode 8'de dışmerkez çelik çaprazlı perdeler için verilen kurallarda dikkate alınarak tekrarlanacaktır.

3.2.1 Dışmerkez Çapraz Sisteminin Bağ Kirişlerinin Boyutlandırılması

1. Kat, 6 Aksı çerçevesi, C-D aksları arası bağ kirişinin en elverişsiz olan düşey yükler ve deprem yüklemesi (Comb6= G+Q+DEPY1+0.3DEPX1) için boyutlandırma kontrolleri yapılacaktır.

$$N_{Ed} : 0$$

$$M_{Ed,y} : 144.50 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed,y} : 253.58 \text{ kN}$$

Seçilen HE 220 kesiti karakteristiklikleri

$$A : 91.04 \text{ cm}^2$$

$$I_y : 8091 \text{ cm}^4$$

$$I_z : 2843 \text{ cm}^4$$

$$h : 220 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} : 827 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : 394 \text{ cm}^3$$

$$b : 220 \text{ mm}$$

$$i_y : 9.43 \text{ cm}$$

$$i_z : 5.59 \text{ cm}$$

$$t_w : 9.5 \text{ mm}$$

$$t_f : 16 \text{ mm}$$

$$r : 18 \text{ mm}$$

Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'e göre enkesit koşullarının sağlanıp sağlanmadığının kontrolü;

Flanşların Kontrolü

$$\frac{b}{2t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \rightarrow \frac{220}{16 \times 2} \leq 0.3 \sqrt{\frac{210000}{355}} = 6.875 \leq 7.3 \text{ Flanşlar uygun.}$$

Gövde Kontrolü

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \times \left(1 - 1.7 \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \Rightarrow N_d : 0 \Rightarrow$$

$$\frac{220 - 2 \times 16}{9.5} \leq 3.2 \times \sqrt{\frac{210000}{355}} = 19. \leq 8077.83 \text{ Gövde uygun.}$$

Seçilen kesit Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1.1'de verilen en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.3'e Göre Kesitin Sınıflandırılması;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

EC3 Tablo 5.3.1'e göre dış basınç flanşları için sınıflandırılır ise,

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$c = (b - t_w - 2r) / 2 = (220 - 9.5 - 2 \times 18) / 2 = 87.25$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{87.25}{16} = 5.45 \leq 9 \times 0.81 = 7.29 \text{ Sınıf 1 için en kesit başlık boyutları koşulları}$$

sağlanmaktadır.

EC3 Tablo 5.3.1'e göre iç basınç parçaları sınıflandırılır ise;

Sınıf 1 için en kesit boyutları koşulu;

$$\frac{c}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$c = (h - 2t_f - 2r) = (220 - 2 \times 16 - 2 \times 18) = 152$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{152}{9.5} = 16 \leq 72 \times 0.81 = 58.3 \quad \text{Sınıf 1 için gövde enkesit boyutları koşulları}$$

sağlamaktadır. Tüm kesit sınıf 1 en kesit koşullarını sağlamaktadır.

EC3 5.4.5'e Göre Eğilme Dayanımı Kontrolü;

Kesit salt eğilme dayanımı kapasitesi

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{827 \times 355 \times 10^3}{1.1 \times 10^6} = 266.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,y,Rd} = 266.90 \text{ kN.m} \geq M_{Ed,y} = 144.50 \text{ kN.m} \text{ kesit eğilme dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.6'e Kesme Kuvveti Dayanımı Kontrolü;

Kesit kesme alanı;

$$A_v = 9104 - 2 \times 220 \times 16 + (9.5 + 18) \times 16 = 2504 \text{ mm}^2$$

Kesit kesme kuvveti taşıma kapasitesi

$$V_{pl,Rd} = \frac{2504 \times (355 / \sqrt{3})}{1.1 \times 10^3} \cong 466 \text{ kN}$$

$V_{pl,Rd} = 466 \geq V_{Ed,y} = 253.28$ kN olduğu için kesit kesme kuvveti dayanımı yeterlidir

Gövde yüksekliği;

$$h_w = h - 2t_f = 220 - 2 \times 16 = 188 \text{ mm}$$

$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$ berkitme elemanı olmaması durumunda kesme burkulması sınır şartı

$$\frac{188}{9.5} \leq 72 \times \frac{0.81}{1.2} = 19.79 \leq 48.6 \text{ olduğu için kayma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

EC3 5.4.7'ye Göre Kesme Kuvveti ve Eğilme Momentinin Ortak Etkisi Altında Kesit Dayanımı Kontrolü;

$$V_{Ed,y} = 253.28 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 466 \text{ kN}$$

$V_{Ed,y} = 253.28 \geq 0.5 \times 466$ olduğundan dolayı kesme kuvveti ve eğilme momentinin ortak etkisi altında kesit kontrolü yapılacaktır.

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right]^2 = \left[\frac{2 \times 253.58}{466} - 1 \right]^2 = 7.57 \times 10^{-3}$$

$$M_{v,Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = \left[827 \times 10^3 - 7.57 \times 10 - 3 \times \frac{2504^2}{4 \times 9.5} \right] \times \frac{355}{1.1} \rightarrow$$

$$M_{v,Rd} = 266.50 \text{ kN.m} \geq M_{Ed,y} = 144.50 \text{ kN.m}$$

EC3 5.5.2'ye Göre Kesitin Yanal Burulma Burkulması Dayanımı Kontrolü;

Bağ kirişinin uç momentleri $M_1 = 80.262$ kN.m $M_2 = -144.50$ kN.m'dir. Kiriş kritik yanal burulma burkulması momenti;

$$C_1 = 1.88 - 1.40 \times \left(\frac{-80.262}{144.89} \right) = 2.66 \text{ olarak hesaplanır.}$$

$$M_{cr} = 2.66 \times \frac{\pi^2 \times 210000 \times 2843 \times 10^4}{1200^2} \times \left(\frac{295.4 \times 10^9}{2843 \times 10^4} + \frac{1200^2 \times 81000 \times 76.57 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 2843 \times 10^4} \right)^{0.5}$$

$$M_{cr} = 11876 \text{ kN.m}$$

Yanal burulma burkulması narinliği ;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{827 \times 10^3 \times 355}{11876 \times 10^6}} = 0.157$$

EC3 Tablo 6.4'e göre $\frac{h}{b} = \frac{220}{220} = 1 \leq 2$ olduğu için a yanal burulma burkulması eğrisi kullanılacaktır. Yanal burulma burkulması eğrisi a için yetersizlik katsayısı EC3 Tablo 6.3'ten $\alpha_{LT} = 0.21$ olarak alınabilir.

Yanal burulma burkulması dayanımı azaltma katsayısı;

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.157 - 0.2) + 0.157^2] = 0.508$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.508 + \sqrt{0.508^2 - 0.157^2}} \cong 1.0 \text{ olarak hesaplanabilir.}$$

Yanal burulma burkulması dayanımı

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.0 \times 827 \times 10^3 \times \frac{355}{1.1 \times 10^6} = 266.89 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{144.50}{266.89} = 0.541 \leq 1 \text{ kesitin yanal burulma burkulması dayanımı yeterlidir.}$$

a) Bağ Kirişinin Boyunun Kontrolü

EC8 Madde 6.8.2.3'e Göre Bağ Kirişi için plastik kesme kuvveti dayanımı

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \text{ denklem (3.1) ile eğilme momenti dayanımları ise denklem (3.2) ile}$$

hesaplanabilir.

$$V_{p,link} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times t_w \times (d - t_f) \quad (3.1)$$

$$M_{p,link} = f_y \times b \times t_f (d - t_f) \quad (3.2)$$

Bağ kirişi plastik kesme kuvveti dayanımı;

$$V_{p,link} = \frac{355}{\sqrt{3}} \times 9.5 \times (220 - 16) / 10^3 \cong 397 \text{ kN} \geq V_{Ed,y} = 253.28 \text{ kN}$$

$$M_{p,link} = 355 \times 220 \times 16 \times (220 - 16) / 10^6 \cong 255 \text{ kN.m} \geq M_{Ed,y} = 144.50 \text{ kN.m}$$

EC8 Madde 6.8.2.8'e göre bağ kirişi boyuna göre sınıflandırılır ise;
Seçilen bağ kirişi boyu $e = 1.20$

$$e_s = 1.6 \times \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 1.6 \times \frac{255}{397} = 1.02$$

$$e_L = 3.0 \times \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 3 \times \frac{255}{397} = 1.93$$

$e_s = 1.02 < e = 1.20 < e_L = 1.93$ olduğu için bağ kirişinin orta boy olduğu kabul edilecektir.

b) Bağ Kirişinin Dönme Açısının Kontrolü

Değişen kesitlere göre yapısal analizin yenilenmesi sonucu elde edilen görelî kat ötelemeleri (x) doğrultusu için Tablo 3.1'de, (y) doğrultusu ise Tablo 3.2'de verilmiştir.

Tablo 3.1 (x) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$	δ_{ix} / h_i
Çatı	350	3.35	0.27	1.890	0.005
6	350	3.08	0.35	2.450	0.007
5	350	2.73	0.50	3.500	0.010
4	350	2.23	0.56	3.920	0.011
3	350	1.67	0.61	4.270	0.012
2	350	1.06	0.59	4.130	0.012
1	350	0.47	0.47	3.290	0.009

Tablo 3.2 (y) Doğrultusunda Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$	δ_{iy} / h_i
Çatı	350	3.35	0.27	1.89	0.005
6	350	3.08	0.35	2.45	0.007
5	350	2.73	0.50	3.50	0.010
4	350	2.23	0.56	3.92	0.011
3	350	1.67	0.61	4.27	0.012
2	350	1.06	0.59	4.13	0.012
1	350	0.47	0.47	3.29	0.009

Tablo 3.1 ve Tablo 3.2 incelendiğinde Deprem yükleri altında yapıda meydana gelen en büyük göre kat ötelemesi $\theta_p = 0.012$ olarak hesaplanmıştır. Göreli kat ötelemesi nedeniyle bağ kirişinde oluşan bağ kirişi dönme açısı ;

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p = \frac{6.00}{1.20} \times 0.012 = 0.06 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Bağ kirişi dönme açısı bağ kirişinin boyunun $e_s < e < e_L$ olması durumunda EC8 6.8.2.10'a göre kısa bağ kirişi için verilen $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0.08$ radyan ve uzun bağ kirişi için verilen $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0.02$ radyan değerlerinin doğrusal enterpolasyonu şeklinde hesaplanır. Oluşan en büyük bağ kirişi açısı ise 0.06 radyandır ve kısa bağ kirişi sınır dönme açısını sağlamaktadır. Bu sebeple doğrusal enterpolasyon hesabına gerek yoktur.

3.2.2 Çaprazların Boyutlandırılması

Çapraz elemanları ile ilgili olarak EK2'de açıklanan hesap aynen geçerlidir. Sadece Eurocode 8'de dışmerkez çelik çaprazlar ile ilgili olarak verilen tahkikler yapılacaktır.

En büyük iç kuvvetleri 1. Kat, 6 aksı çerçevesi C-D aksları arasında çaprazında $N_{\max} = 346.75$ kN olarak (Comb6= G+Q+DEPY1-0.3DEPX1)'de oluşmuştur. Seçilen kesit Kutu 160 x160 x10 ($A = 60 \text{ cm}^2$ $i_{\min} = 6.13 \text{ cm}$)'dur.

Eurocode 8 Madde 6.8.3.1'e göre bağ kirişi dışında kalan çapraz elemanları ve kolon gibi elemanlarda denklem (3.3) sağlanmalıdır,

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (3.3)$$

Denklem (3.3)'te Ω_i tüm katlardaki bağ kirişleri düşünülerek denklem (3.4) ve denklem (3.5)'e göre hesaplanan değerlerin en küçüğüdür.

$$\Omega_i = \frac{1.5V_{p,link,i}}{V_{Ed,i}} \quad (3.4)$$

$$\Omega_i = \frac{1.5M_{p,link,i}}{M_{Ed,i}} \quad (3.5)$$

En küçük Ω_i değeri ; $\Omega_i = \frac{1.5 \times 255}{144.50} \cong 2.65$

$N_{Rd} = 1235 \geq 34 + 1.1 \times 1.25 \times 2.65 \times 312 = 1068$ kN olduğu için kesit yeterlidir.