

T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

FARKLI ÇELİK TAŞIYICI SİSTEM KONFIGURASYONLARININ
ÇELİK YAPI BOYUTLANDIRMASINA ETKİSİ

MURSEL İĞİN
YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

GEBZE
2016

T.C.
GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

FARKLI ÇELİK TAŞIYICI SİSTEM
KONFİGURASYONLARININ
ÇELİK YAPI BOYUTLANDIRMASINA ETKİSİ

MURSEL İĞİN
YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DANIŞMANI
PROF. DR. BÜLENT AKBAŞ

GEBZE

2016

T.R.
GEBZE TECHNICAL UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

**EFFECT OF DIFFERENT STRUCTURAL
SYSTEM CONFIGURATIONS ON THE
DESIGN STEEL STRUCTURES**

MURSEL İĞİN
A THESIS SUBMITTED FOR THE DEGREE OF
MASTER OF SCIENCE
EARTHQUAKE AND STRUCTURAL ENGINEERING DEPARTMENT

THESIS SUPERVISOR
PROF. DR. BÜLENT AKBAŞ

GEBZE

2016

 GEBZE TEKNİK ÜNİVERSİTESİ	YÜKSEK LİSANS JÜRİ ONAY FORMU
---	--------------------------------------

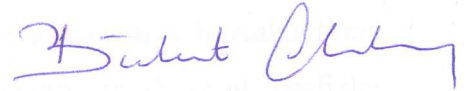
GTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun **29/06/2015 tarih ve 2015/41** sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından **23/10/2015** tarihinde tez savunma sınavı yapılan Mursel İĞİN'in tez çalışması Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

ÜYE

JÜRİ

(TEZ DANIŞMANI) : Prof. Dr. Bülent AKBAŞ

(GTÜ)



ÜYE

: Prof. Dr. Bilge SIYAHİ

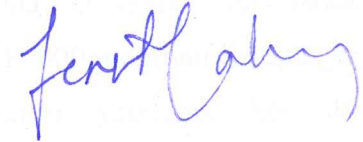
(GTÜ)



ÜYE

: Yrd. Doç. Dr. Ferit ÇAKIR

(YTÜ)



ONAY

Gebze Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
..../..../.....tarih ve 2015/41 sayılı kararı.

İMZA/MÜHÜR

ÖZET

Bu çalışmada, çelik bir binada geometrik özellikleri ve kullanım amaçları aynı olan, fakat taşıyıcı sistem konfigürasyonu farklı iki sistem çalışılmıştır. Birinci konfigürasyonda 2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijit olarak kabul edilmiştir. İkinci konfigürasyonda ise 2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişlere mafsallı bağlanmakta, ana kirişlerde kolonlara mafsallı bağlanmaktadır. Çevre kirişler ise kolonlara rijit bağlanmaktadır. Her iki yapıda Kolonların ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlendiği göz önünde bulundurularak tasarım yapılmıştır.

Tasarımda, taşıyıcı kirişler ve kolonlar Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE ve HEA profilleri, kolonlar için HEA ve HEB profilleri) kullanılarak boyutlandırma yapılmıştır. Çelik sınıfı Fe37 yapı çeliği olarak seçilmiştir. Yapısal analizler SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir.

Birinci bölümde, bir yapı ana malzemesi olarak çelik tanıtılmış, çelik yapıların avantaj ve dezavantajları açıklanmıştır. İkinci bölümde, çelik yapıların tasarımları ve boyutlandırılması anlatılmış; üçüncü bölümde çalışmada kullanılan iki farklı konfigürasyonun tasarımı yapılmıştır. Son kısımda ise SAP2000 programı ile eşdeğer deprem yüklemesi altında performans değerlendirmesi yapılarak her iki konfigürasyonun yaklaşık maliyetleri karşılaştırılmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Çelik Yapılar, Moment Çerçeveler, Taşıyıcı Sistem Düzenlemeleri, Çelik Yapılarda Maliyet.

SUMMARY

In this study, two different structural framing system in a steel building with the same geometry are studied. The first framing configuration consists of secondary beams with 2.0 spacing which are simply connected to girders. Girder-column connections are assumed to be rigid about the strong axis of the column, whereas simple connections are used about the weak axis of the columns. The second configuration has also secondary beams with 2.0 spacing which are simply connected to girders. In this configuration, girders are assumed to be simply connected to columns. Perimeter girders and columns have moment connections. In both configurations, the first story columns are assumed to be fixed supported to the ground.

During the design, European profiles are used (IPE for beams and columns, HEA and HEB for columns). Steel grade is taken as Fe37. Structural analyses are carried out using SAP2000.

In first part of the study, steel as a structural material is introduced. Pros and cons of steel material are also discussed. In the second part, a brief summary of design principles of steel frames are given. In the last part of the study, performance evaluation of both framing configurations are carried out using SAP2000 structural analysis programs. The main outcomes of the study are discussed at the end of the study.

Key Words: Steel Structures, Moment Frames, Structural Framing Configurations, Cost Evaluation in Steel Structures.

TEŞEKKÜR

Başta, yüksek lisans programına beni kabul eden Prof. Dr. Bilge SİYAHİ hocama, Yüksek lisans eğitimimde ve akademik hayatımda desteğini ve yardımlarını hiçbir zaman esirgemeyip bilgisi ile bu çalışmanın oluşmasının yolunu açan danışmanım Prof. Dr. Bülent AKBAŞ'a ve değerli hocam Doç. Dr. Yasin FAJHAN'a,ve göstermiş olduğu desteklerinden dolayı sevgili eşim Tülay İĞİN'e en içten teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	v
SUMMARY	vi
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	viii
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ	xi
ŞEKİLLER DİZİNİ	xiii
TABLolar DİZİNİ	xv
1. GİRİŞ	1
1.1. Neden Çelik Konstrüksiyon Yapı	1
1.2. Çelik konstrüksiyon Yapıların Avantajları ve Dezavantajları	2
1.3. Tezin Amacı, Katkısı ve İçeriği	4
2. ÇELİK YAPILARIN TASARIMI VE BOYUTLANDIRILMASI	5
2.1. Çelik Yapıların Tasarımı	5
2.2. Moment Dayanımlı Çelik Yapı Çerçeveler	5
2.3. Moment Dayanımlı Çelik Yapı Çerçevelerin Sınıflandırılma	5
2.4. Çaprazlı çelik çerçeveler	7
2.4.1. Merkezi Çaprazlı Çelik Çaprazlı Çelik Çerçeveler	8
2.4.2. Merkezi Çaprazlı Çerçevelerin Temel Davranış	9
2.4.3. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeveler	12
2.4.4. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerin Temel Davranışı	12
2.5. Çelik Yapıların Boyutlandırılması	14
2.5.1. Boyutlandırmanın Temel İlkeleri	14
2.5.2. Yapı Güvenliği Kavramı	15
2.6. Güvenli Dayanım ile Tasarım Yöntemi (GDTY)	16
2.7. Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım (YDKT)	18
2.7.1. Bağlantılar	21
2.7.2. Yük Katsayıları	21
2.8. Çelik Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması	22
2.8.1. Çekme Çubukları	22

2.8.2. Çekme Çubuklarında Nominal Dayanımı	22
2.8.3. Narinlik Şartı- Rijitlik kriteri	24
2.8.4. Çekme Elemanların Akma Limitine Göre Boyutlandırılması	25
2.8.5. Basınç Çubukları	25
2.8.6. Basınç Çubukların Tasarımı	27
2.8.7. Basınç Çubukları Burkulma Boyları	28
2.8.8. İkinci Mertebe Etkileri	30
2.8.9. Bileşik Eğilme Etkisindeki Çubuklar	31
3. ANALİTİK ÇALIŞMA	35
3.1. Konfigürasyonlar	35
3.2. Taşıyıcı sistem Konfigürasyonu ile İlgili Bilgiler	37
3.2.1. Konfigürasyon-A	38
3.2.2. Konfigürasyon-B	39
3.3. Yükler	40
3.3.1. Düşey Yükler	40
3.3.2. Deprem Yüklerin Belirlenmesi	40
3.4. Düzensizliklerin Kontrolleri	48
3.4.1. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	48
3.4.2. İkinci Mertebe Etkileri	50
3.5. Görelî Kat Ötelemeleri ve İkinci Mertebe Etkileri Tahkikinden Sonra Nihai Enkesitler	52
4. BOYUTLANDIRMA HESAPLARI	55
4.1. İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması	56
4.1.1. Enkesit Koşulları	56
4.1.2. Plastik Mukavemet Momenti Dayanımı	56
4.1.3. Kesme Dayanımı	57
4.1.4. Kesme Dayanımı	57
4.2. Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması	58
4.2.1. Enkesit Koşulları Kontrolü	59
4.2.2. Plastik Mukavemet Momenti Dayanımı	60
4.2.3. Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Kiriş Tasarımı	60
4.2.4. Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Kiriş Tasarımı	61

4.3. Kolonların Boyutlandırılması	62
4.3.1. Akslarda Oluşan Tesirlerin Karşılaştırılması	
4.3.2. Akslarda Oluşan Tesirlerin Karşılaştırılması	65
4.3.3. Kompakt Koşulları	68
4.3.4. Tasarım Basınç Dayanımı	71
4.3.5. Moment Dayanımı Kontrolü	73
4.3.6. Kesme Dayanım Kontrolü	73
4.3.7. İkinci Mertebe Etkileri	76
4.3.8. Eksenel Yük-Moment1-Moment2 (PMM) etkileşimi	78
5. DOĞRUSAL OLMAYAN İTME ANALİZİ YAPILMASI VE DEĞERLENDİRİLMESİ	80
5.1. Doğrusal olmayan itme analizi	80
5.2. Tepe Deplasmanı ve Taban Kesme Kuvveti	81
5.3. Modal Kapasite Diyagramı	83
5.4. Modal Deprem İsteminin Belirlenmesi	84
5.5. Yerdeğiştirme, şekil değiştirme ve iç kuvvet İstemlerinin belirlenmesi	86
5.6. Kesit Hasar Bölgeleri	86
5.7. Yapının Performans değerlendirilmesi	87
6. SONUÇLAR	92
 KAYNAKLAR	94
ÖZGEÇMİŞ	96

SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler ve Açıklamalar Kisaltmalar

$A(T)$	: Spektral İvme Katsayısı (g)
A_o	: Etkin Yer İvmesi Katsayısı
D_i	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde burulma düzensizliği olan binalar için i'inci katta $\pm$ %5 ek dışmerkezliğe uygulanan büyütme katsayısı
d_{fi}	: Binanın i'inci katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yer değiştirme
d_i	: Binanın i'inci katında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
F_{fi}	: Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i'inci kata etkiyen fiktif yük
F_i	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yüğü
g	: Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)
g_i	: Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük
H_i	: Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda i'inci katın zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen yüksekliği)
H_N	: Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen toplam yükseklik)
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliği
I	: Bina Önem Katsayısı
M_n	: n'inci doğal titreşim moduna ait modal kütle
M_{xn}, M_{yn}	: Gözönüne alınan x ve y deprem doğrultusunda binanın n'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
m_i	: Binanın i'inci katının kütlesi ($m_i = w_i / g$)
N	: Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı
n	: Hareketli Yük Katılım Katsayısı

q_i	: Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük
R	: Taşıyıcı Konfigürasyon Davranış Katsayısı
$R_{NÇ}$	: Taşıyıcı Konfigürasyon Davranış Katsayısı
$R_d(T)$	: Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı
$S(T)$	: Spektrum Katsayısı
$S_{ae}(T)$	: Elastik spektral ivme
$S_{aR}(T_r)$	: r'inci doğal titreşim modu için azaltılmış spektral ivme
T	: Bina doğal titreşim periyodu
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_A, T_B	: Spektrum Karakteristik Periyotları
T_m, T_n	: Binanın m'inci ve n'inci doğal titreşim periyotları
V_i	: Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvveti
V_t	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yüğü (taban kesme kuvveti)
W	: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
w_i	: Binanın i'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
Δ_i	: Bin Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi anın i'inci katındaki azaltılmış görelî kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$	: Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi
ΔF_N	: Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yüğü
δ_i	: Binanın i'inci katındaki etkin görelî kat ötelemesi
$(\delta_i)_{max}$	: Binanın i'inci katındaki maksimum etkin görelî kat ötelemesi

ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Sekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
2.1: Moment dayanımlı çerçeve çeşitleri.	6
2.2: Merkezi çaprazlı çerçeveler.	8
2.3: Merkezi çapraz çeşitler.	9
2.4: Merkezi çaprazlı çerçevelerin deprem kuvvetleri altında elastik olmayan davranışı.	10
2.5: Çapraz çeşitler.	11
2.6: Merkezi çelik çaprazlı davranış.	11
2.7: Çekme kuvveti etkisindeki eleman.	12
2.8: Dışmerkez çaprazlı çerçeve çeşitleri.	13
2.9: Yük ve dayanım dağılımı.	19
2.10: Dayanım ve yük etkileri için normal dağılım idealizasyonu.	20
2.11: Çekme kuvveti etkisinde dolu enkesitte gerilim şeması.	23
2.12: Çekme kuvveti etkisinde dolu enkesitte gerilim ve Çelik akma ve kopma grafiği.	23
2.13: Blok kesme yırtılması şeması.	24
2.14: Eksenel kuvvet etkisi altındaki basınç çubuklarının davranışı.	26
2.15: Narinlik KL/r oran grafiği.	27
2.16: Kolonların efektif boy, G_B değerleri.	28
2.17: Ötelemesi önlenmiş çerçeveler için nomogramı.	29
2.18: Eksenel kuvvet moment etkileşim grafiği.	31
2.19: Zayıflatılmış giriş enkesiti.	34
3.1: İki konfigürasyona ait üçboyutlu sistem görünüşü.	36
3.2: İki konfigürasyona ait normal kat sistem planı.	36
3.3: İki konfigürasyona ait sistem enkesiti.	37
3.4: Konfigürasyon -A planı.	38
3.5: Konfigürasyon -B planı.	39
3.6: Eksantriste durumu.	46
3.7: Deprem kuvvetlerinin sap2000 programda tanımlanması.	46
3.8: Konbinasyonların oluşturulması.	47

3.9:	Konfigürasyonun -A için ana kirişler ve ikincil kirişler için nihai enkesitler.	52
3.10:	Konfigürasyonun –A’da A,B,C,D dış aks kolonları için nihai enkesitleri.	53
3.11:	Konfigürasyonun –B için ana kirişler ve ikincil kirişler nihai enkesit.	53
3.12:	Konfigürasyonun -B için AA, DD akslarındaki kolonlar için nihai enkesitler.	54
3.13:	Konfigürasyonun -B için BB,CC akslarındaki kolonlar için nihai enkesitler.	54
4.1:	İkincil kirişlerde oluşan etkiler.	55
4.2:	A ve B ana kirişlerinde oluşan tesir etkileri.	58
4.3:	Zayıflatılmış en kesit.	61
4.4:	M_{G+Q+E} etkisindeki x-x yönü 1-1, 4-4 aksında moment değerleri .	62
4.5:	M_{G+Q+E} etkindeki x-x yönü 2-2, 3-3 aksında moment değerleri.	63
4.6:	M_{G+Q+E} etkindeki y-y yönü A-A, F-F aksında moment değerleri.	63
4.7:	M_{G+Q+E} etkindeki y-y yönü B-B, E-E aksında moment.	64
4.8:	M_{G+Q+E} etkindeki y-y yönü C-C, D-D aksında moment.	64
5.1:	Tepe deplasmanı taban kesme kuvveti grafikleri.	82
5.2:	Modal kapasite eğrileri.	84
5.3:	Talep spektrumu-modal kapasite kesişim grafikleri.	85
5.4:	Kesit hasar bölgeleri ve performans sınırları grafiği.	86
5.5:	Konfigürasyon – A’da itme analizi sonucu hasar durumu.	87
5.6:	Konfigürasyon –B’de itme analizi sonucu hasar durumu.	87
5.7:	A ve D akslarında itme analizi sonucu hasar durumu.	88
5.8:	B ve C akslarında itme analizi sonucu hasar durumu.	88
5.9:	1 ve 6 akslarında itme analizi sonucu hasar durumu.	87
5.10:	1 ve 6 akslarında itme analizi sonucu hasar durumu.	89
5.11:	3 ve 4 akslarında itme analizi sonucu hasar durumu.	89

TABLÖLAR DİZİNİ

<u>Tablo No:</u>	<u>Sayfa</u>
2.1 Elastik burkulma oranları.	27
2.2: Enkesit koşulları.	32
3.1: Ön boyutlandırmada kullanılan profiller.	38
3.2: Düşey yük bileşenleri.	40
3.3: Deprem Karakteristikleri.	41
3.4: Kat ağırlıkları ve kat kütleleri	41
3.5: Katlara etkiyen fiktif yükler	42
3.6: Fiktif yüklerden oluşan x-x doğrultusunda kat yer değiştirmeleri.	43
3.7: Fiktif yüklerden oluşan y-y doğrultusunda kat yer değiştirmeleri.	43
3.8 Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar.	43
3.9: Katlara etkiyen deprem yükleri.	45
3.10: Konfigürasyon -A x-x görelî kat ötelemeleri kontrolü.	48
3.11: Konfigürasyon -A y-y görelî kat ötelemeleri kontrolü.	49
3.12: Konfigürasyon -B x-x görelî kat ötelemeleri kontrolü.	49
3.13: Konfigürasyon -B y-y görelî kat ötelemeleri kontrolü.	49
3.14 Konfigürasyon -A ikinci mertebe etkileri gösterge değeri.	51
3.15: Konfigürasyon -B ikinci mertebe etkileri gösterge değeri.	51
4.1: IPE360 ölçüleri.	56
4.2: Enkesit koşulları.	56
4.3: İkincil kirişlerde oluşan tesirler.	57
4.4: Kesit parametreleri.	59
4.5: Enkesit koşulları.	59
4.6: Konfigürasyonun -A ve B'de Ana kirişlerin moment taşıma .	60
4.7: Konfigürasyonun -A ve B'de Ana kirişlerin kesme dayanım .	60
4.8: Kolon Başlıkları için Kompakt şartı.	65
4.9: Kolon Başlıkları için Kompakt şartı.	65
4.10: Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki kolonların kompakt şartı.	65
4.11: Konfigürasyon-A için en kesit koşulları tablosu.	66
4.12: Konfigürasyon-B için en kesit koşulları tablosu.	67
4.13: Sistem-A kl/r değerleri.	68

4.14:	Sistem-B kl/r değerleri.	68
4.15:	Sistem-B kl/r değerleri.	68
4.16:	Konfigürasyon –A’ kolon tasarım basınç kontrolü.	69
4.17:	Konfigürasyon –B kolon tasarım basınç kontrolü.	70
4.18:	Konfigürasyon -A kolon eğilme dayanımının kontrolü.	71
4.19:	Konfigürasyon -B kolon eğilme dayanımının kontrolü..	72
4.20:	Kesit parametreleri.	73
4.21:	Konfigürasyon - AB_2 değerleri.	73
4.22:	Konfigürasyon -A ikinci mertebe etkileri.	74
4.23:	Konfigürasyon -B B_2 değerleri.	75
4.24:	Konfigürasyon -B ikinci mertebe etkileri.	75
4.25:	Konfigürasyon -A PMM etkileşimi.	76
4.26:	Konfigürasyon -B PMM etkileşimi.	77
4.27:	Konfigürasyon -A göçlü kolon, zayıf giriş kontrolü.	78
4.28:	Konfigürasyon -B göçlü kolon, zayıf giriş kontrolü.	79
5.1:	Konfigürasyon-A tepe deplasmanı taban kesme kuvveti	81
5.2:	Konfigürasyon-B tepe deplasmanı taban kesme kuvveti	82
5.3:	İtme analizi sonucu konfigürasyonlarda hasar durumu	90
5.4:	İki konfigürasyon için seçilen nihai en kesitler	91
5.5:	Konfigürasyon-A metraj icmali	91
5.6:	Konfigürasyon-B metraj icmali	91

1. GİRİŞ

19. ve 20. yüzyıldaki endüstriyel gelişmenin lokomotif malzemesi çeliktir. Bu dönemde çelik, mimari tasarım için de önem kazanmıştır. Çelik, geniş kullanım alanı, şekillendirme imkanı (boru, profil, yuvarlak demir, yassı çelik gibi) ve teknik özellikleri sayesinde, 21. yüzyılın en önemli inşaat malzemesi olmuştur. Bütün bunlara ek olarak, çelik, dünya üzerinde geri dönüşümü en yaygın olan malzemedir. Bu, kaynak ve enerji tasarrufu sağlamaktadır. İnşaat sektöründe çelik, genellikle büyük binaların (köprü, ofis binaları, alışveriş merkezleri, fuar binaları, stadyum gibi), inşaatında kullanılmaktadır.

Amerika, Kanada, Avustralya, Almanya, Finlandiya, Japonya gibi ülkelerde çelik kullanım yoğunluğu, ülkemizle kıyaslanamayacak kadar yüksektir. Özellikle son on yıllık dönemde, ana yapı malzemesi olarak çelik kullanılması, gittikçe yaygınlaşmıştır. Almanya'da çok sayıda küçük ve orta boy şirket, çelik taşıyıcılı evleri geliştirmek için çalışmaktadır.

1.1. Neden Çelik Konstrüksiyon Yapı

Çelik, alternatif ürünlere göre hafifliği, yüksek mukavemeti, daha elastiki yapısı ve süneklik özellikleriyle her zemin sınıfı ve deprem bölgeleri için en doğru konstrüksiyon yapı malzemesidir. Çelik yapı elemanlarının imalat ve montaj süreleri diğer alternatif yapılara göre çok daha kısadır. Bu da inşaat, proje ve maliyetlendirme masraflarının minimuma inmesini sağlar. Çelik konstrüksiyon yapı, temel inşaatlarında ve güçlendirme isteyen bölgelerin ön hazırlık çalışmalarında alternatif yapılara göre büyük oranda ekonomik kazanç ve zamandan avantaj sağlar. Çelik konstrüksiyon yapılar, endüstriyel yapılarda geniş açıklıkları kolonsuz ve yer yer taşıyıcısız geçme şansına sahiptir. Bu hem maliyeti azaltır, hem de yapının daha estetik bir biçimde kullanılmasına olanak tanır. Çelik yapı elemanlarının imalatı ve montajı hava koşullarından etkilenmez. Kullanılacak iş gücüne bağlantılı olarak insan gücünün uygun olarak kullanılabilmesi her nokta kesintisiz çalışma ve montaj imkanı sağlar. Mimariye sınırsız çözüm imkanı, projede çok daha estetik ve geleceğe dönük kalıcı sorunsuz kullanım sağlar. Yer yer yapılacak değişikliklerde ve büyütme yada küçültme operasyonlarında hızlı ve sorunsuz bir geçiş imkanı sağlar. İstenildiği

takdirde elik taşıyıcı sistemin tamamı zayıtsız olarak sklerek dünyada istenilen noktaya çok ekonomik olarak nakledilir. Sökülebilir olması kiralık arsalar üzerine geçici depolama çalışmalarına da imkan sağlanmaktadır. İstenildiğinde yapıyı oluşturan bütün elemanlar ve taşıyıcı sistem civatalı olarak retilerilir. Bu demonte özelliği elik konstrüksiyon yapıyı sökme, taşıma, değiştirme, büyütme veya küçültme işlemlerinde minimum zayıtla malzeme kaybının önüne geçilmesini sağlar. elik konstrüksiyon yapının uygulaması ve takibi sürekli olarak şantiyede yapıldığından dolayı yüksek markajdaki hataların önüne geçilmesi sağlanır, bilgisayar ortamındaki testler ile güvenilirlik ve dayanım en yüksek seviyede tutulur.

1.2. elik Konstrüksiyon Yapıların Avantajları ve Dezavantajları

- elik Konstrüksiyon Yapıların Avantajları

Homojen ve izotropdur. retimi kontrol altında yapıldığı için güvenlik katsayısı kktr. elik malzeme elastisite modülü ($2.000.000 \text{ N/mm}^2$), aşıaptan ortalama 20, betondan ortalama 10 kat daha büyüktür. Yüksek mukavemeti nedeniyle malzeme gideri az olmaktadır. Malzemenin azlığına paralel olarak yapı ağırlığı düşmekte ve nihayetinde yapıya daha düşük bir kesme kuvveti etkimektedir. Yani daha düşük bir deprem yükü anlamına gelmektedir. Ayrıca elastisite modülünün yüksek olması nedeniyle eğilme rijitliğinin etkin olduğu yerlerde uygun sonuçlar almak mümkündür.

Özellikle deprem riski altındaki ülkelerde yapılan yapılarda elik malzeme ile tasarıma sık rastlanmaktadır.elik malzeme ile yapılmış sistemler diğer malzemelerle yapılmış sistemlere göre daha sünektir. Yani kaba tabiri ile deprem enerjisini yutma kapasitesi daha yüksektir. Çekme ve basınç mukavemetleri eşittir. Bu nedenle çekme mukavemeti daha düşük malzemelerle yapılamayan sistemler için iyi bir çözümdür. şantiyede yada atölyede imalatı gerçekleştirilen elemanların montajı hızlıdır. Diğer yapı sistemlerinde olduğu gibi hava koşulları ekstrem koşullar hariç önem kazanmaksızın montaj devam edebilir. Bu nedenle inşaat süresi kısadır. Genelde elemanlar atölyede hazırlanıldığından şantiye yerinde çok uzun çalışmalar yapılmamaktadır. Elemanların takviyesinin gerekliliği durumunda takviyesi kolay ve hızlıdır. Malzeme israfı düşüktür.

Yapının herhangi bir neden ile sökülmesi gerekliliğinde işlem hızlı olacaktır. Sökülen sistem başka bir yerde çok az kayıpla tekrar aynı malzemelerle inşa edilebilir. Büyük açıklıkların olduğu sistemlerde diğerk yapı malzemeleri ile geçilemeyen mesafeler elik ile rahatlıkla geçilebilmektedir. Yapının inşaa edileceği yükseklik ve bazı yapı sistemleri dışında doğru ve iyi yapılmış bir tasarımda iskele gereksinimi duyulmadan montaj yapılabilir.

- elik Malzeme'nin Dezavantajları

Ses ve ısı açısından çok iyi bir iletkendir. Bu nedenle yapıya uygulanacak yalıtım zayıf kalmaktadır. Çok iyi bir yalıtım durumunda ise izolasyon maliyetler çok yükselmektedir. Yanıcı özelliği yoktur fakat ısının yükselmesi durumunda mukavemetinde ve elastik modülünde hızla bir düşüş olmaktadır. İyi bir ısı iletkeni olduğu düşünülürse ısı nedeniyle mukavemeti zayıflayan bölgeler hızla büyümektedir. Su veya kimyasal madde ile teması durumunda elemanlarda korozyon (kesit kaybı, paslanma) olur. Bu nedenle elemanların anti pas ve boyaya ihtiyaç duyduğunu belirtmek gerekir. periyodik olarak boya bakımı yapılması gereklidir. Bu nedenle işletme maliyeti yüksektir. elik malzeme ile yapılan yapıların yüksek katlı olamaması bu malzemenin bu tip yapılarda seilmemesinde büyük etkindir. Ülkemizde genelde çok katlı yapılar yapıldığı ve elik maliyetinin yüksek olması nedeniyle elik malzeme ile yapılan yapılar genelde çok katlı olmayan konut dışı yapılar olmaktadır

- elik Yapılarda Bağlantı eşitleri

Moment taşıyan elik çerçeveler en çok kullanılan yapı sistemlerinden biridir. Bu sistemler, hazır veya yapma profillerin birbirleri ile birleştirilmesi ile oluşturulur. Söz konusu profiller, ereve veya kolon-kiriş elemanı olarak adlandırılır ve analizlerde ereve elemanı olarak modellenir. Diğerk taraftan, bu profilleri birleştiren bağlantılar ise ideal mafsalsal, yarı rijit, rijit davranış varsayımı ile modellenir. Rijit bağlantılarda birleşim yerinin rijitliğinin sonsuz olduğu, ideal mafsalsal ise bağlantının rijitliğinin sıfır olduğu varsayılır.

1.3. Tezin Amacı, Katkısı ve İçeriği

Bu tez çalışmasında, geometrik özellikleri ve kullanım amaçları aynı olan bir elik konstrüksiyonun farklı taşıyıcı sistem konfigürasyonları için tasarlanarak boyutlandırmaya etkisi değeriendirilecektir.

- i) Bu amaçla birinci bölümde elik yapıların kısa tarihi, dünya ve ülkemizdeki kullanımı, elik yapıların avantajları ve dezavantajları değeriendirilmiştir.
- ii) Bölümde elik yapıların tasarımları; Moment aktaran elik yapıların ve aprazlı elik yapı eşitleri incelenmiştir. elik yapıların boyutlandırılması kısmında da, Güvenli Dayanımlar ile Tasarım Yöntemi (GDTY) ve Yk ve dayanım Katsayıları ile Tasarım Yöntemi sunulmuştur.
- iii) Bölümde ise geometrik özellikleri ve kullanım amaçları aynı olan bir elik konstrüksiyonun iki farklı taşıyıcı sistem konfigürasyonları Sap2000 programında Deprem kuvvetleri etkisinde tasarlanarak analizi yapılmıştır.
- iv) Bölümde iki konfigürasyonun analiz sonucu, boyutlandırılması yapılarak gerekli tahkikler yapılmıştır.
- v) Kısımda ise konfigürasyonların deprem kuvvetlerine karşı performans değeriendirilmesi yapılmıştır.
- vi) Bölümde ise sonuç ve değeriendirmeler yapılmıştır.

2. ÇELİK YAPILARIN TASARIMI VE BOYUTLANDIRILMASI

2.1. Çelik Yapıların Tasarımı

Bir yapı hem bütünüyle hem de kendini oluşturan elemanlarıyla stabil olmalı ve dış ortamdan üzerine gelen zorları, öngörölmüş özel düzenlerle yapının temeline iletebilmelidir. Zorlar bu iletim sırasında bir elemandan diğerine geçerken yolları üzerinde birleşimlerle karşılaşacakları için, birleşim detayının iyi çözümü ve birleşim için gerekli küçük hesapların dahi ihmal edilmemesinin önemi burada ortaya çıkar.

2.2. Moment Aktaran Çelik Yapı Çerçevesi

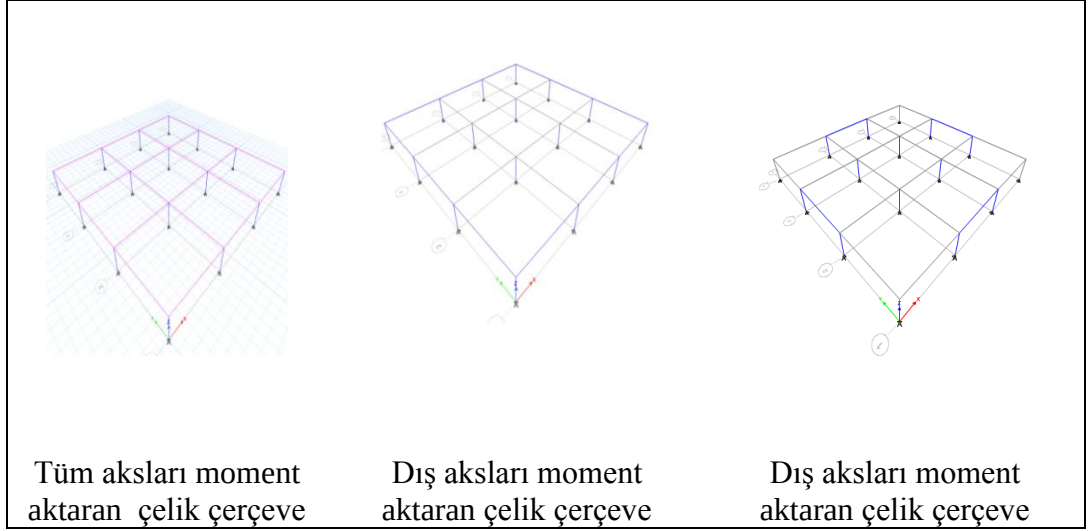
Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerdir. Sünekrijit çerçeve sistemleri, birbirlerine rijit olarak bağlanmış kolon ve kiriş elemanlarında oluşur. Yanal yüklere direnç, çerçeve elemanlarında moment ve kesme kuvvetlerinin oluşumu ile gerçekleşir.

Rijit çelik çerçeve sistemler diğer sistemlere nazaran mimari açıdan daha geniş tasarım olanakları sağlarlar. Yüksek duktiliteye sahip olmakla birlikte düşük elastik rijitliğe sahiptirler.

Çelik çerçeve sistemleri aşırı deprem yükleri altında Plastik mafsalların kırışlarda oluşması sonucu ortaya çıkan göçme mekanizması yumuşak kat mekanizmasının oluşumunu önler. Bu şekilde boyutlandırılan sistemlere kuvvetli kolon- zayıf kiriş sistemleri denir.

2.3. Moment Aktaran Çelik Yapı Çerçevesinin Sınıflandırılması

Farklı şekillerde teşkil edilen moment dayanımlı çerçeveler; düzenleniş biçimlerine, kullanılan birleşim eleman türüne, düğüm noktalarının sünekliğine, birleşim bölgesinin ve elemanların rölatif dönme rijitliklerine, birleşim bölgelerinin ve elemanların rölatif moment kapasitelerine göre sınıflandırılmaktadır.



Şekil 2.1: Moment dayanımlı çerçeve çeşitleri.

- Tüm aksları moment aktaran çelik çerçeve

Şekil 2.1.a'da gösterildiği gibi tüm aksları moment dayanımlı çerçevedir. Çerçeveyi teşkil eden elemanların ve birleşim bölgelerinin süneklik, dayanım ve eğilme rijitlikleri nedeni ile, birinci derecede etki eden yüklere dayanıklı kolon ve kirişlerin birleşiminden oluşan düğüm noktaları, yardımcı yatay diyaframları ve döşeme destek sistemleri olan veya olmayan üç boyutlu yapısal taşıyıcı sistemlerdir.

- Dış aksları moment aktaran çelik çerçeve

Şekil 2.1.b'da gösterildiği gibi yapının dış çerçeveleri moment dayanımlı olarak tasarlanır. Moment dayanımlı çevre çerçevelerin bir parçası olmayan iç kolon ve kirişlerin tamamı sadece üzerlerine gelen düşey yükleri taşıyan basit mesnetli (sadece kesme etkili) birleşimlerdir. Böyle bir çerçevenin iç kolonları genellikle "ağırlık kolonları" olarak adlandırılır. Mevcut tasarım uygulamalarında bu ağırlık kolonlarının yapıya gelen yatay yüklere karşı dayanımda katkı sağlamadıkları kabul edilir.

- Bazı akslarda moment dayanımlı çerçeve

Şekil2.3.c'de gösterildiği gibi bazı akslarda teşkil edilen moment dayanımlı çerçevelerdir. Bu sistemde diğer bütün elemanlar birbirlerine mafsallı (sadece kesme etkisi aktaracak şekilde)olarak birleştirilirken sadece çerçevenin bazı akslarındaki kolon-kiriş elemanları rijit olarak birleştirilmiştir. Moment dayanımlı çerçeve

elemanı olmayan diğ er yapı kolonları ağırlık kolanları olup tasarım aşamasında yatay yüklerin taşıtılmasında dikkate alınmazlar.

- Dallanmış kolonlu moment dayanımlı çerçeveler,

Böyle bir sistemde kirişlerin küçük parçaları, genellikle (50-100) cm uzunluğunda, atölyede kolona kaynaklanır. Daha sonra dallandırılmış kolon eleman şantiyede yerine monte edilir ve ara kiriş elemanlar, kolonlara kaynaklanan kısa konsol kiriş elemanların uçlarına genellikle bulonlu olarak birleştirilir [16].

2.4. Çaprazlı Çelik Çerçeveler

Düşey çelik çaprazlama sistemleri genellikle çelik iskeletli (çerçeveli) yapılarda yatay yükleri karşılayan str ükt rel elemanlar olarak karşılanmaktadır. Betonarme yapılarda çelik çaprazlamalar deprem gibi yanal kuvvetlere karşı dayanımıarttırmak için kullanılmaktadır. Bu durumda, ilave diagonal çaprazlamalar ve çerçeve kirişleri kompozit kirşin ağı elemanları haline gelir.

Rijit çerçeveli sistemler 20 kattan yüksek binalarda kiriş ve kolonlardaki eğilmenin büyük deformasyonlara neden olmasından dolayı, yatay yükler karşısında yeterli etkinlik gösterememektedir. Bu durumda çerçeveye düşey bir kafes eklenmesi yoluyla sistemin rijitleştirilmesine gidilmektedir. Böylece çerçevenin düşey yükleri, kafesin ise yatay yükleri taşıyacağı kabul edilmektedir. Genellikle çerçeveli yapılarda yanal stabiliteyi arttırmanın en ekonomik yolu düşey çaprazlamalarla olmaktadır [14].

Uygulamada, çelik yapılar çok değışik stabilite bağlantı elemanları ve şekilleri ile kararlı hale getirilerek güçlendirilmektedir. Yapı geometrisi, gelen etkiler v.b. diğ er yapı özelliklerine bağılı olarak çok farklı stabilite bağlantıları kullanılmaktadır. Kullanılan bu stabilite bağlantılarının şekli, kesiti, birleşim yeri v.b. özellikleri, yapının sismik performansını doğrudan etkilemektedir. Çünkü bu stabilite bağlantıları, yapıda oluşacak plastik mafsallarının yerini ve özelliklerini, dolayısıyla oluşacak plastik deformasyonları etkilemektedir. Bu durum doğal olarak yapı d üktilitesini, sistemin doğal periyodunu, sonuçta da yapısal davranış katsayısını etkilemektedir. Yapılan çalışmalarda, kullanılan her bir stabilite elemanının yapının sismik performansını arttırmadığı, hatta başlangıçta bu stabilite elemanlarının dikkate alındığı boyutlandırmanın, yapının sismik performansını olumsuz etkilediğı

ifade edilmektedir. Özellikle, kuvvetli yer hareketine maruz yapıların doğrusal olmayan davranışlarında, kullanılan kararlılık elemanlarının burkulması ile birlikte yapının performansının ani bir şekilde düştüğü görülmektedir. Bu durumda yapı duktilitesi önemli ölçüde azalmakta ve bunun sonucunda da yapının enerji yutma kapasitesi de oldukça düşük olmaktadır [6].

2.4.1. Merkezi Çaprazlı Çelik Çaprazlı Çelik Çerçeveler



Şekil 2.2: Merkezi çaprazlı çerçeve.

Kirişler, kolonlar ve çaprazlar düşey bir kafes oluşturacak şekilde düzenlenir. Yatay deprem kuvvetlerine kafes hareketiyle karşı koyarlar kuvvetlerine kafes hareketiyle karşı koyarlar. Süneklik çaprazlardaki elastik olmayan hareketle sağlanır. Süneklik çaprazlardaki elastik olmayan hareketle sağlanır.

- Çaprazlar çekmede akar
- Çaprazlar basınçta burkulur

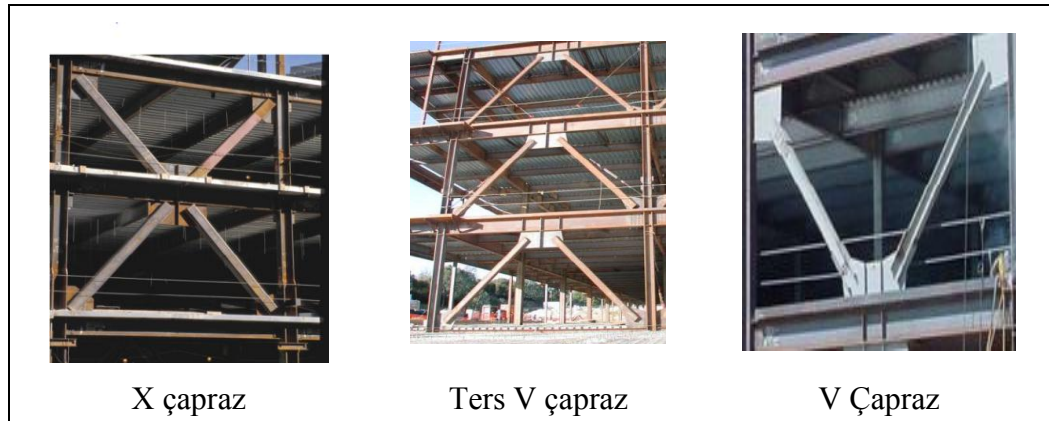
Avantajları

- Yüksek elastik rijitlik

- Dezavantajları
- Diğer sistemlerden daha az sünektir (moment çerçeveler dış merkez çaprazlı çerçeveler, burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveler)
- Çerçeve açık alanları engellediğinden mimari açıdan tercih edilmeyebilir.

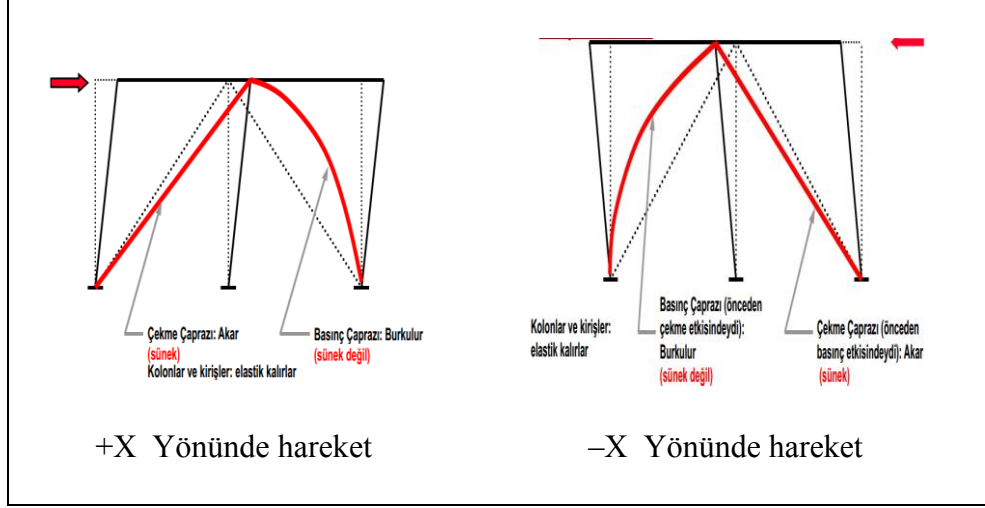
Yatay yüklere karşı moment aktaran çerçevelerden daha büyük rijitlik ve dayanım sağlamaları sebebiyle son yıllarda kullanımları oldukça artmıştır. Merkezi çaprazlı çerçeveler, kolon, kiriş ve çapraz elemanların eksenlerinin eksantirisite oluşturmayacak şekilde merkezi olarak birleştirilmesi ile oluşturulurlar. Bu tip bir sistemde, çapraz elemanlar ve bu elemanların birleşimleri sistemin en önemli özellikleridir. Bu tür çerçevelerin davranışına, genellikle çapraz elemanların basınç burkulmaları hakimdir. Çapraz elemanların burkulması sistemi tamamen göçmedurumuna getirebilir. Bu yüzden merkezi çaprazlı çerçeveler, moment aktaran çerçevelerden daha düşük süneklığe sahip olarak dikkate alınırlar ve daha büyük sismik kuvvetlere göre dizayn edilirler. Bununla birlikte, iyi tasarlanmış bir merkezi çaprazlı çerçevede, güzel bir inelastik davranış elde edilebilir. Bu çerçeveler, yön değiştiren büyük yatay yükler etkisinde, enerji tüketimi değişik çapraz elemanların basınç altında burkularak akmaya erişmesiyle ve çekme altında akmasıyla enerjinin tüketimi sağlarlar. Sismik tasarımda, kolon, kiriş ve birleşim bölgelerinde hasar oluşması istenmezken, düşey yük taşıma kapasitesi korunarak çapraz elemanlarda, plastik şekil değiştirmelerin meydana gelmesi istenir [2].

2.4.2. Merkezi Çaprazlı Çerçevelerin Temel Davranış



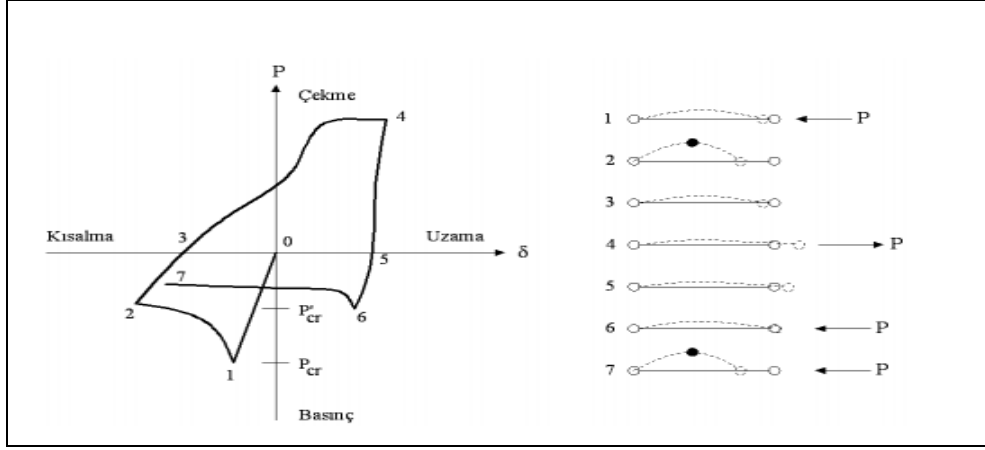
Şekil 2.3: Merkezi çapraz çeşitler.

İnelastik davranışın çapraz elemanlarda oluşması istenir. Aşağıdaki Çerçeve de yük sağa doğru etkiğinde sol çapraz çekme kuvveti, sağ çapraz basınç kuvveti etkisinde olacaktır.



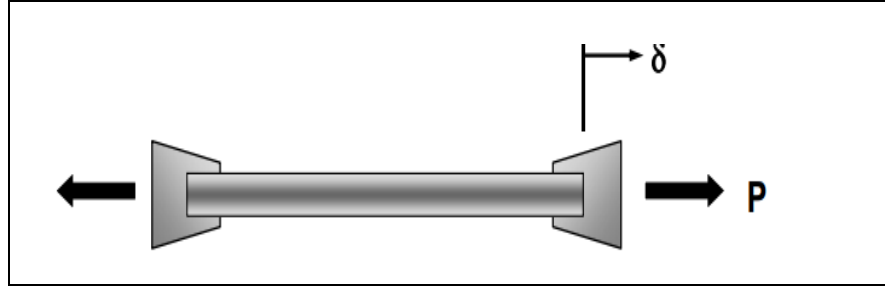
Şekil 2.4: Merkezi çaprazlı çerçevelerin deprem kuvvetleri altında elastik olmayan davranışı.

Basınç kuvveti etkisindeki çapraz burkulduğunda hızla mukavemetini kaybedecektir. Çekme Çaprazın burkulması relatif olarak sünek olmayan bir davranış modudur. Çekme kuvveti etkisindeki bir çaprazın akması oldukça yüksek süneklikte bir davranış modudur. Yatay kuvvet yön değiştirdiğinde daha önce basınç kuvveti etkisinde burkulmuş çapraz bu sefer çekme kuvveti etkisinde olacak ve çekmede akma yoluyla sünek davranış sağlayacaktır. Daha önce çekme kuvveti etkisinde akan çapraz ise basınç kuvveti etkisinde kalacak ve burkulacaktır. Yani, deprem sırasında Merkezi Çaprazlı Çerçevelerdeki çaprazlar devamlı çekme ve basınç kuvvetine maruz kalacaklardır. Çaprazlarda akma ve burkulma meydana geldiğinde kiriş ve kolonların elastik kalması istenmektedir. Merkezi Çaprazlı Çerçevelerin sünek detaylandırılmasındaki ana amaç deprem sırasındaki çevrimsel yüklemeler sırasında çaprazlarda oluşacak akmanın ve burkulmanın birleşim göçmeksizin ve çapraz eleman kırılmadan oluşmasını sağlamaktır.



Şekil 2.6: Merkezi çelik çaprazlı davranış.

Çaprazları elastik olmayan davranış çaprazlarda olacak şekilde tasarlanır. Çaprazlar çerçevenin “sigorta” elemanlarıdır. Çaprazlar çerçevenin en zayıf elemanıdır. Diğer bütün çerçeve elemanları (kolonlar, kirişler, birleşimler) çaprazlardan daha güçlüdür [2].



Şekil 2.7: Çekme kuvveti etkisindeki eleman

- Çekme kuvveti etkisindeki çaprazlarda

$$P_{max} = R_y F_y A_g \text{ (LRFD)} \quad (2.1)$$

- $R_y F_y$ = Artırılmış (beklenen akma gerilmesi)
- $D_a \sigma_a$ = Artırılmış (beklenen akma gerilmesi)
- A_n = Faydalı enkesit
- Basınç kuvveti etkisindeki çaprazlarda

$$P_{max} = 1,1R_y P_n \text{ (LRFD)}$$

$$P_{max} = (1,1/1,5)R_y P_n /1,5 \text{ (ASD)} \quad (2.2)$$

$$P_{max} = 0,3P_n$$

- P_n = Nominal basınç dayanımı

2.4.3. Dışmerkez Çaprazlı Çerçeveler

Bu çerçevelerin özelliği, moment aktaran çelik çerçevelerin yüksek duktilitesi ile merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin dayanım ve rijitliğini birleştirebilmesidir. Kolon ve çapraz eleman akslarının kesişimi veya çapraz elemanların kesişimleri arasında belirli bir eksantirisite verilerek oluşturulur. Eksantirisite, kolondan ziyade kirişü zerindedir. Bu çerçevelerde, bağlantı elamanı adı verilen kısım sistemde, enerjinin kararlıbir şekilde tüketilmesini sağlar

2.4.4. Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerin Temel Davranışı

- Kiriş, kolon ve çaprazlarla oluşturulan bir çerçeve sistemidir. Her çaprazın en az bir ucu kirişin bir parçasını (bağkirişi) izole edecek şekilde bağlanır.
- Yatay kuvvetlere çerçeve ve kafes hareketinin kombinasyonuyla karşı koyarlar. Süneklik bağ kirişlerindeki elastik olmayan hareketle sağlanır.
- Dışmerkez çaprazlı çerçeveler yüksek süneklik sağlayabilir (moment çerçevelere benzer) aynı zamanda da yüksek elastik rijitlik çerçevelere benzer.
- Bağkirişleri daha geniş açıklıklar sağladığı için mimari açıdan esneklik sağlayabilir



Şekil 2.8:Dışmerkez çaprazlı çerçeve çeşitleri.

- Çerçeveedeki elastik olmayan davranışsadece bağ kirişlerinde oluşacak şekilde tasarım yapılır. Bağ kirişleri çerçevelerin “sigorta” elemanlarıdır ve yönetmelikte belirtilen deprem kuvvetlerine göre tasarlanırlar.
- Bağ kirişleri çerçevenin en zayıf elemanıdır. Diğer bütün çerçeve elemanları (çaprazlar, kolonlar, bağkirişi dışındaki kiriş parçaları, birleşimler) bağ kirişlerinden daha güçlü olacak şekilde tasarlanırlar. Yani, diğer çerçeve elemanları ve birleşimler yönetmelikte belirtilen deprem kuvvetlerine göre tasarlanmazlar, tamamıyla akmış ve pekleşmiş bağ kirişlerinde oluşan maksimum kuvvetlere göre tasarlanırlar.
- Bağ kirişleri çevrimsel yükler altında yüksek süneklik sağlayacak şekilde tasarlanırlar (uygun bağkirişi uzunluğu, rijitlik levhaları, yanıl destek)
- Bağkirişi ister açıklık ortasında olsun ister tek diagonal şeklinde kiriş-kolon bağlantısı kenarında oluşturulmuş olsun her iki durumda da yatay kuvvetler altında bağ kirişinde oluşan kuvvetler benzerdir.
- Bağ kirişlerinde çok yüksek kesme kuvvetleri oluşur ve bağ kirişi uzunluğu boyunca bu kesme kuvvet sabittir.
- Bağ kirişlerinde aynı zamanda çok yüksek eğilme momentleri oluşur. Bu eğilme momentleri bağkirişinin iki ucunda zıt işaretlidir ve iki yönlü eğilmeye sebep olurlar.
- Bağkirişlerinde genellikle çok düşük aksenal kuvvetler oluşur [2].

- Dışmerkez Çaprazlı Çerçevelerin Boyutlandırılması

$$M = M_p = ZF_y \quad (2.3)$$

$$V = V_p = 0,6F_y(d - 2 \cdot 0,6t_f) t_w \quad (2.4)$$

$$V_{n=min} \Rightarrow \begin{cases} V_p = e \leq \frac{2M_p}{V_p} & \text{Kesmeden akan bağ kirişi} \\ V_p = e \geq \frac{2M_p}{V_p} & \text{Eğilmeden akan bağ kirişi} \end{cases} \quad (2.5)$$

$$M = M_p = ZF_y \quad (2.6)$$

2.5. Çelik Yapıların Boyutlandırılması

Günümüz modern yapı mühendisliğinde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan yönetmeliklere temel teşkil eden iki farklı tasarım ilkesi vardır. Bunlardan ilki güvenli dayanım ile tasarım ve son yüzyıl içerisinde belli başlı boyutlandırma ilkesi olarak kullanılmıştır. Son yirmi yıl içerisinde ise yavaş yavaş daha rasyonel ve olasılık teorisine dayalı bir yöntem Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım Yöntemi de kullanılmaya başlanmıştır. Ülkemizde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan TS 648 yönetmeliği hesap esasları açısından ASD kullanırken, Avrupa Birliği'nde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan Eurocode 3 yönetmeliği ise LRFD yöntemini kullanmaktadır [7].

2.5.1. Boyutlandırmanın Temel İlkeleri

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.

2.5.2. 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 etkiyen moment, kesme kuvveti, burulma momenti gibi zorlamalar olabileceği gibi, bu zorlamalar altında oluşan deformasyon da olabilir. En genel haliyle dayanım R ve yük etkisi F ile gösterilirse, yapı güvenliği aşağıdaki denklemdeki gibi ifade edilebilir;

$$R \geq F \quad (2.7)$$

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 etkiyen 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 etkiyen yükler için yeterli istatistiksel veri toplanmasını sağlamıştır. Bu araştırmalar sonunda yapılara etkiyen 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.

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.
- koşullarının sağlanamaması ve yorulmayla birlikte malzeme dayanımları düşmektedir.
- Yapılar için mesnet koşullarını doğru olarak belirlemek olanaksızdır [7].

2.6. Güvenli Dayanım ile Tasarım Yöntemi (GDTY)

Güvenli Dayanım ile Tasarım Yöntemi yapısal güvenlik koşulu ifadesi en basit güvenlik koşulu ifadesini sağlayacak şekilde aşağıdaki gibi yazılabilir,

$$\frac{R_n}{\gamma/\phi} \geq \sum F_i \quad (2.8)$$

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

$$\frac{M_n}{\text{Emniyet Faktörü}} \geq M \quad (2.9)$$

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

$$\frac{w^*\sigma_F}{w^*F} \geq [\sigma = \frac{M}{w}] \quad (2.10)$$

(2.10) 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;

$$\sigma_{em} \geq \sigma \quad (2.11)$$

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;

$$R_n - \Delta R_n = Q + \Delta Q \quad (2.11)$$

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

$$R_n(1 - \Delta R_n / R_n) = Q(1 + \Delta Q / Q) \quad (2.12)$$

$$\frac{R_n}{Q} = \frac{Q(1 + \Delta Q / Q)}{R_n(1 - \Delta R_n / R_n)} \quad (2.13)$$

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

$$V_F = \frac{1 + \Delta Q / Q}{1 - (\Delta R_n / R_n)} \quad (2.14)$$

Bu ifade incelenirse, GDT 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 değer $\%18$ 'i olarak kabul edilirse, GDT faktörü değeri (2.9) nolu denklem kullanılarak;

$$V_F = \frac{1+0,4}{1-0,18} = 1,71 \text{ olarak elde edilir. Bu değer, Alman (DIN) şartnamelerinde}$$

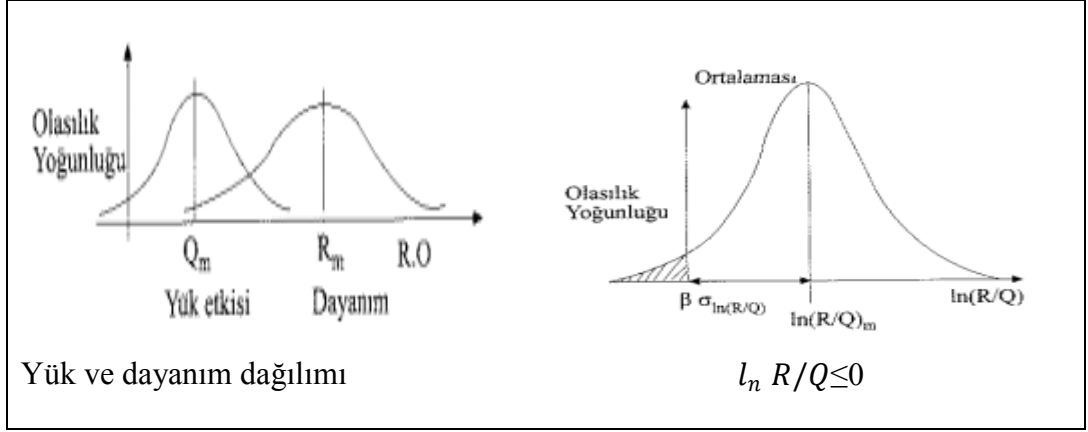
1.Yükleme Hali için kullanılan GDT faktörü değeridir. Ancak görüldüğü gibi, göçmeye karşı gerçek güvenliği göstermemektedir [19].

2.7. Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım (YDKT)

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

Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım (YDKT) Yöntemi çelik yapıların hesabında gittikçe yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Yöntem, gerek yük etkilerinin gerek dayanımlarının değişkenliğini istatistiksel bir değerlendirmeye hesaba katmakta, ayrıca güvenilirlik açısından bir düzen getirmektedir. Yük dayanım katsayıları ile tasarım ile çelikten %6 ila %10 tasarruf mümkün olabilmektedir.

Yük etkileri ve malzeme (çelik) dayanımları birer rastgele değişken olarak ele alınıp bunların doğadaki bir çok rastgele değişken gibi normal dağılım kabul edilirse yaptığımız tasarımlarda bu rastgele değişkenleri; $R-Q \geq 0$, $l_n R/Q \leq 0$ gibi rastgele bir değişken olarak düşünüldüğünde normal bir olasılık yoğunluğu dağılımı ile eğrisi elde edilir



Şekil 2.9:Yük ve dayanım dağılımı.

$l_n R/Q \leq 0$ olduğu bölge taranmış olarak gösterilmiştir. Güvensiz bölge diye nitelendireceğimiz bu olasılığı, kabul edilebilir bir küçüklükte tutarsak uygun bir tasarım elde edilmiş olur [İMO Teknik Dergi, 1994]

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

YDKTgöre 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 $Y_{G,Q}$ ile artırılarak yüklerin değişkenlikleri ve yapısal davranışhesaba katılarak hesaplanabilir.

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

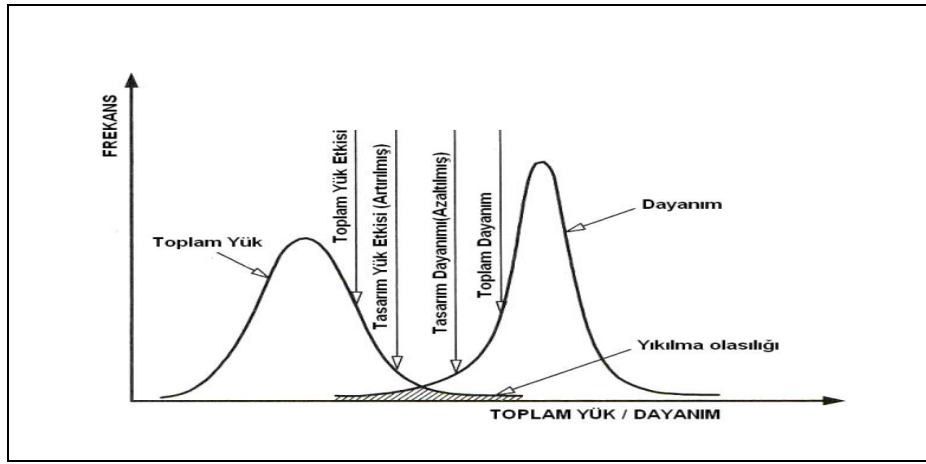
ile ifade edilebilir;

$$\sum Y_{G,Q} * (\text{etkiyen karakteristik yükler} \leq (\text{karakteristik dayanım} / Y_M) \quad (2.15)$$

(2.10) nolu denklem incelendiğinde , denklem belirli bir ifade olsa da yük ve malzeme katsayıları genellikle olasılık modellerden yararlanılarak, yüklerin ve

malzeme karakteristiklerinin 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 rastgele değişkenler olarak kabul edilip Şekil 2.10’ deki gibi normal dağılım idealizasyonu yapılabilir.



Şekil 2.10: Dayanım ve yük etkileri için normal dağılım idealizasyonu.

Şekil 2.10 incelendiğinde R yapı direnci, S dışyükünden büyük olursa bir emniyet marjından söz edilebilecektir. R yapının direnci, S dış yükünü büyük oranda aşmadıkça, R’nin S’den 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. R-S fonksiyonlarının güvenlik marjlarını izlemek için kullanabilir[7]

2.7.1. Bağlantılar

YDKT ‘da yük etkilerinin dayanıma ulaşmasına ‘Limit Durum’ denir Hesap çeşitli limit durumlar için yapılır. Bunlar arasında; son, kullanılabilirlik sayılabilir. Son limit durumu; kırılma, plastik mafsall oluşumu, plastik mekanizma oluşması eleman yada çerçeve burkulması, yanal burkulma, yerel burkulma, kopma, yorulma, çatlakların oluşması içermekte kullanılabilirlik ise elastik deformasyonlar, titreşimler ve kalıcı deformasyonlar kapsamaktadır[15]

Tasarım dayanımı, en azından artırılmış yüklere eşit olmalıdır.

$$\phi * R_n \geq \sum \lambda_i * Q_i \quad (2.16)$$

$$\Phi * R_n \geq \sum_{i=1}^N \lambda_i * Q_i \text{ LRFD} \quad (2.17)$$

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq \sum_{i=1}^N Q_i \text{ ASD} \quad (2.18)$$

- ϕ = Dayanım katsayısı
- R_n = Nominal dayanım
- λ_i = Yük katsayısı
- Ω = Güvenlik katsayısı
- Q_i = İşletme yükü

Dayanım katsayısı ile azaltılmış nominal dayanım, yük katsayısı ile artırılmış yük etkilerine eşit yada daha büyük olacak şekilde tasarım yapılacaktır. Son limit durumunda nominal dayanım; kopma gerilmesi, akma gerilemesi veya burkulma gerilmesi ile bulunan dayanım olarak belirlenir düşünölmelidir.

2.7.2. Yük Katsayıları

- YDKT’ da kullanılan yük katsayıları aşağıdaki harflerle tanımlamaktadır.
- G= Öz ağırlık (Zati Yük)

- Q = hareketli yük
 - S = Kar yükü
 - W = Rüzgar yükü
 - E =Deprem yükü
- Çeşitli yük kombinasyonları için aşağıdakilerden en kritik olanın kullanılması önerilmektedir.

- $1,4G$
- $1,2G+1,6Q+0,5(S \text{ yada } B)$
- $1,2G+1,3W+0,5Q+0,5(S \text{ yada } B)$
- $1,2G+1,3W+0,5Q+0,5(S \text{ yada } B)$
- $1,2G+1,5W+(0,5Q \text{ yada } 0,2S)$
- $0,9G-(1,3W \text{ yada } 1,5E)$

2.8. Çelik Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

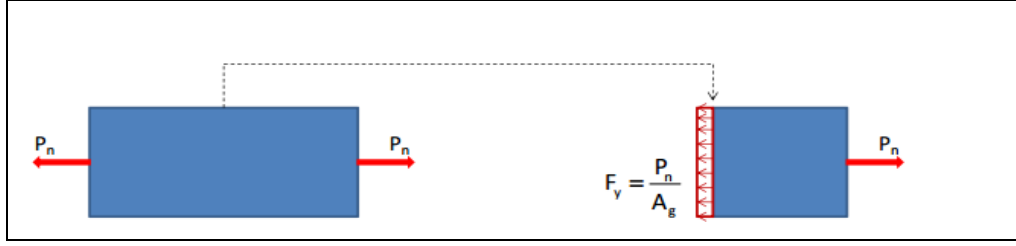
2.8.1. Çekme Çubukları

Kesit zoru olarak yalnızca eksenel doğrultuda çekmeye maruz kalan elemanlara çekme çubukları denir; kafes sistemlerin çekme çubukları, gergiler, askılar, vb. bu tür taşıyıcı elemanlara örnek gösterilebilir. Çekme çubuklarında, çubuğun bağlanma ya da eklenme biçimi eğer enkesit alanında azalmaya neden oluyorsa bu durum hesaplar sırasında mutlaka dikkate alınmalıdır. Kesitteki kaybın düşülmesi yoluyla elde edilen enkesit alanına faydalı alan ya da net alan denir [23].

2.8.2. Çekme Çubuklarında Nominal Dayanımı

- Birleşimden uzakta elemanın dolu (brüt) enkesitinde akma

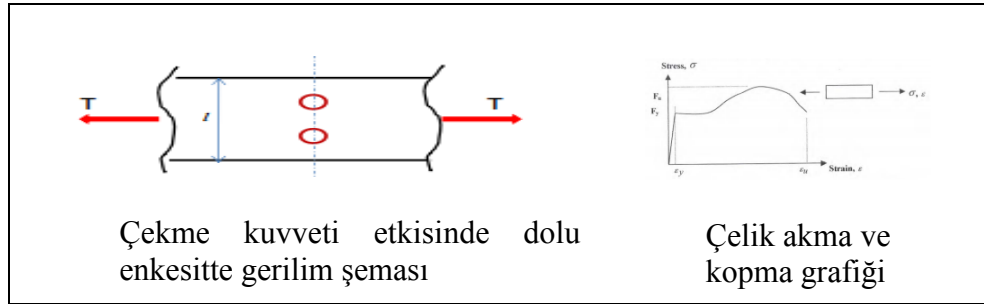
Bu limit durum, bir çekme elemanında dolu enkesit alanının (deliksiz (kaynaklı birleşim)) akması olarak tanımlanır. Elemanın aşırı uzaması önlenir.



Şekil 2.11: Çekme kuvveti etkisinde dolu enkesitte gerilim şeması.

$$P_n = F_y * A_g \quad (2.19)$$

- P_n : Nominal dayanım
- F_y : Nominal dayanım
- A_g : Nominal dayanım
- Efektif Faydalı Enkesit Alanında Yırtılma
Faydalı enkesit alanı, yırtılma çizgisi üzerine düşen deliklerin (bulon delikleri) enkesit alanının dolu (brüt) enkesit alanından çıkarılmasıyla elde edilir.



Şekil 2.12: Çekme kuvveti etkisinde gerilim ve Çelik akma ve kopma grafiği.

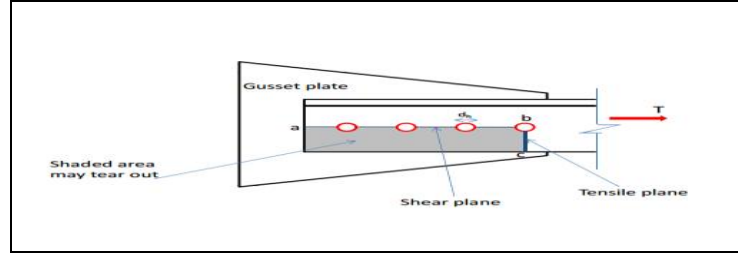
Çekme çubuklarında nominal dayanım

$$P_n = F_u * A_e \quad (2.20)$$

- P_n : Nominal dayanım,
- F_u : kopma dayanım, A_e : efektif net area,
- $A_g = A - (\text{delik çapları}) * t$

- Blok Kesme Yırtılması

Çekme kuvveti ile aynı doğrultudaki bulonların oluşturduğu bir kayma düzleminde ve bu düzlemedik bulonların bir kayma düzleminde ve bu düzleme dik bulonların oluşturduğu bir çekme düzleminde yırtılma (göçme) meydana gelebilir. Bu tür bir yırtılmaya (göçmeye) blok kesme yırtılması adı verilir [2].



Şekil 2.13: Blok kesme yırtılması şeması.

$$R_n = 0,6F_u * A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0,6F_y * A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}$$

$$\Phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$
(2.21)

- A_{gv} =kesit alanı,
- A_{nt} =Boşluk alanları,
- A_{nv} = Net alan, $U_{bs}=1,0$ Çekme gerilmesi üniformsa
- $0,5$ Çekme gerilmesi üniform değilse

2.8.3. Narinlik Şartı- Rijitlik kriteri

Çekme elemanlarının tasarımı için bir narinlik şartı yoktur. Çok uzun kendi ağırlıkları altında aşırı sehim yapabilir ve rüzgar kuvvetlerine maruz kaldığına titreşebilir. Aşırı sehimleri ve titreşim problemlerini azaltmak için aşağıdaki rijitlik şartının titreşim problemlerini azaltmak için aşağıdaki rijitlik şartının sağlanması tavsiye edilir[2].

$$\frac{L}{r} \leq 300$$
(2.22)

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2.23)$$

$$\frac{kL}{r} \leq 200 \quad \text{Basınç çubuklarında narinlik şartı} \quad (2.24)$$

$$\frac{kL}{r} \leq 250 \quad (2.25)$$

Çekme elemanların boyutlandırılmasında $\phi_t P_n$ ve $\frac{P_n}{\Omega}$ minimum değeri olan aşınacaktır.

2.8.4. Çekme Elemanların Akma Limitine Göre Boyutlandırılması

$$P_u \leq \phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 0,9 F_y A_g \quad (\text{LRFD}) \quad (2.26)$$

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega} = \frac{F_u A_e}{\Omega} = \frac{F_u A_e}{2,0} \quad (\text{ASD})$$

Çekme elemanların kopma limitine göre boyutlandırılması.

$$P_u \leq \phi_t P_n = \phi_t F_y A_e = 0,75 F_y A_e \quad (\text{LRFD}) \quad (2.27)$$

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega} = \frac{F_u A_e}{\Omega} = \frac{F_u A_e}{2,0} \quad (\text{ASD})$$

2.8.5. Basınç Çubukları

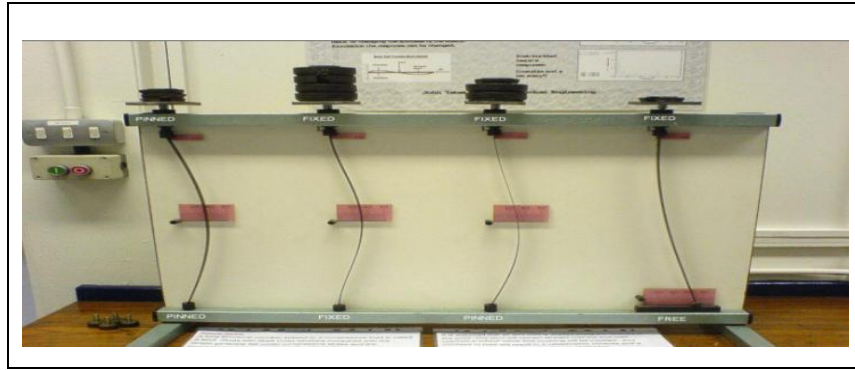
Kesit zoru olarak yalnızca eksenel doğrultuda basınca maruz kalan elemanlara basınç çubukları denir. Bu tip çubuklara örnek olarak pandül kolonları, kafes sistemlerin basınca çalışan dikme ve diyagonallerini, deprem ve rüzgar yüklerine karşı yapılara rijitlik sağlamak amacıyla uygulanan çapraz çubukları, vb. gösterilebilir. İdeal şartlarda kusursuz biçimde enkesitte düzgün dağıldığı varsayılan normal gerilme, ya da başka bir deyişle tam olarak ağırlık ekseninde tesir ettiği varsayılan eksenel kuvvet gerçekte var olamaz. Kolonların asli görevi basıncı karşılamak yani düşey yükleri zemine aktarmak olmakla birlikte, genellikle basıncın yanı sıra momente de maruz kalırlar. Kirişler de benzer biçimde asli görevleri

eğilmeyi karşılamak olmakla birlikte, kimi zaman eğilmeyle beraber basınca maruz kalabilirler. Eğilme kirişlerin, basınç da kolonların asli görevi olduğundan yabancı şartnamelerde aynı anda eğilme ve basınca çalışan elemanlara “kiriş-kolon” (beam-column) adı verilmektedir. [23].

- Euler Elastik Burkulma Yüğü

Eksenel yük etkisi altındaki elemanlarda ani eğilme sonucu oluşan stabilite bozukluğu elemanın tam dayanım kapasitesine ulaşmadan burkulmasına sebep olur. Burkulma stabilite kaybı olarak tanımlanır (basınç elemanının kararlı ve kararsız yer değiştirmeleri arasındaki sınır) veya basınç elemanının basınç ve eğilme elemanına dönüşmesi olarak da tanımlanabilir.

İki ucu mafsallı bir çubuk için burkulmayı başlatan kritik burkulma yükünü 1744 ‘de matematikçi Euler hesaplamıştır.



Şekil 2.14: Eksenel kuvvet etkisinde basınç çubuklarının davranışı

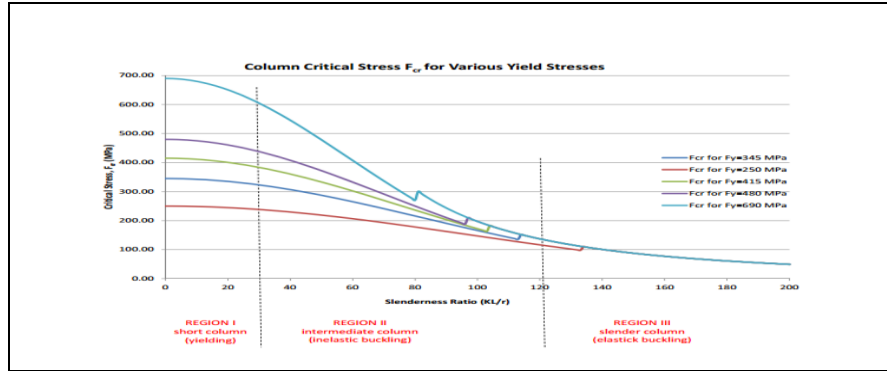
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad \text{Euler Elastik Burkulma Yüğü} \quad (2.28)$$

$$P_{cr} = F_{cr} * A_g \quad \text{Basınç çubuğunun dayanımı} \quad (2.29)$$

Doğrusal olmayan burkulma, eleman enkesitinin bazı kısımları aktıktan sonra burkulma sebebiyle göçme olarak tanımlanır. Gerçek yapılardaki basınç çubuklarında idealleştirilmiş uç koşulları olmadığında, Euler burkulma yükü de deney sonuçlarıyla iyi örtüşmez. İdealleştirilmiş Euler burkulma yükü narin basınç çubukları için bir üst sınır teşkil eder [17].

Çelik basınç çubukları, genelde, “ideal” basınç çubukları değildir. Basınç çubuğunun basınç dayanımı, “ideal” kolonları etkileyen faktörlerden ayrı olarak ayrıca artık gerilme ve başlangıç eğriliğinden etkilenir. Deneysel çalışmalar göstermiştir ki artık gerilmeli sıcakta çekilmiş çelik basınç çubukları P/A’daki orantılılık sınırına F/2’den biraz yukarı ulaşırlar ve σ - ϵ ilişkisi bu noktadan sonra nonlinear hal alır [2].

2.8.6. Basınç Çubukların Tasarımı



Şekil 2.15:Narinlik KL/r oran grafiği

Tablo: 2.1 Elastik burkulma oranları

$KL/r > 120$	elastik burkulma
$30 < KL/r < 120$	elastik olmayan burkulma
$KL/r < 30$	akma meydana gelmektedir

Narin olmayan kolonların basınç dayanımı

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (2.30)$$

Basınç etkisindeki çubukların ASIC 360-10 & Euler formülü

$$(KL/r) < 4,71 * (E/F_y) \text{ veya } F_e > 0,44F_y \Rightarrow F_{cr} = F_y (0,658)^{F_e/F_y} \quad (2.31)$$

Basınç etkisindeki çubukların ASIC 360- 10 & Euler formülü

$$(KL/r) > 4,71 \cdot (E/F_y) \text{ veya } F_e < 0,44 F_y \Rightarrow F_{cr} = 0,877 F_e \quad (2.32)$$

Elastik kritik burkulma kuvveti

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \leq F_y \text{ TS648' göre} \quad (2.33)$$

$$P_u \leq \phi_c * P_n \quad \phi_c = 0,90 \quad (\text{LRFD}) \quad (2.34)$$

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega_c} \quad \Omega_c = 1,67 \quad (\text{ASD})$$

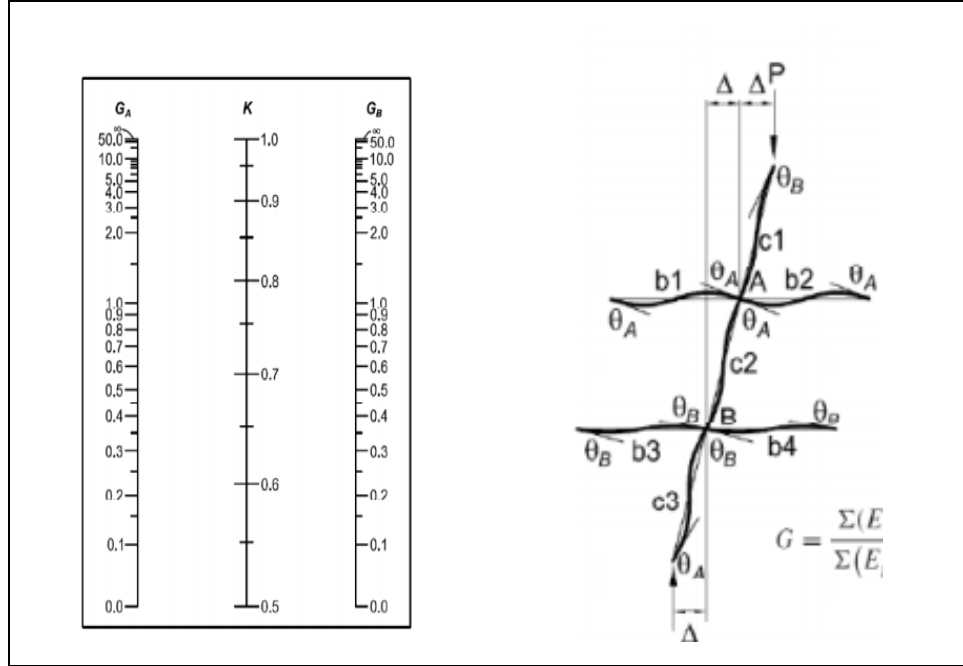
2.8.7. Basınç Çubukları Burkulma Boyları

Kolonların burkulma (etkili) boylarının tayini, çerçeve tasarımının önemli aşamalarından biridir. Kuramsal olarak, boyutlandırmada kullanılacak olan burkulma boyları, tüm sistemin burkulma yükü elde edildikten sonra bu değere bağlı olarak hesaplanmalıdır. Burkulma boyları, çubukların sınır (uç) koşullarına bağlı olarak belirlenmektedir. Aşağıdaki tabloda bazı sınır koşulları için burkulma değerleri tablosu verilmiştir[2].

Basınç çubuğunun burkulma şekli	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Teorik burkulma boyu çarpanı (K)	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Tavsiye edilen boyu çarpanı (K)	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Mesnet tanımları						
	Dönme ve ötelenme tutulu Dönme serbest ve ötelenme tutulu Dönme tutulu ve ötelenme serbest Dönme ve ötelenme serbest					

Şekil 2.16: Kolonların efektif boy, G_B değerleri

Öteleme Önlenmemiş Basınç Çubuklarında Burkulma Boyunun Kullanılan K Değeri İçin Nomogram Şekil 2.17’de verilmiştir.



Şekil 2.17: Ötelemesi önlenmiş çerçeveler için nomogramı

Böylece K değerleri, trigonometrik denklem çözmeye gerek kalmadan, GA ve GB değerlerine bağlı olarak bu nomogramdan alınabilmektedir [3].

$$k_{x,y} = \text{tablodan okunur} \begin{cases} G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{\text{kiriş}}}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{\text{kolon}}} \\ G_B = 1 \end{cases} \quad (2.35)$$

- I_c : Kolon atalet momentini,
- h_c : Kolon boyunu, I_b : Kiriş atalet momentini, L_b : Kiriş açıklığını, $G_B=1$ ankasre bağlantılar
- $G_B=1$ mafsallı bağlantılar için
- L = kolon boyu

$$(KL)_y, (KL)_x == \text{max. Değer kolon burkulma yönleri} \quad (2.36)$$

2.8.8. İkinci Mertebe Etkileri

Düşey yüklerin yanında deprem ve rüzgar gibi yatay yükler, yapı davranışını etkileyen büyük yer değiştirmelere ve dolayısıyla ikinci mertebe etkilerin oluşmasına yol açar. Bu tür durumlarda ikinci mertebe etkileri göz önüne alan hesap yöntemlerinin kullanılması önem arz eder

- Moment ve eksenel yük büyütme katsayısı

$$M_r = B_2 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (2.37)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (2.38)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt} (\Delta_{oh})}{0,85 (\sum H)/L}} \quad (2.39)$$

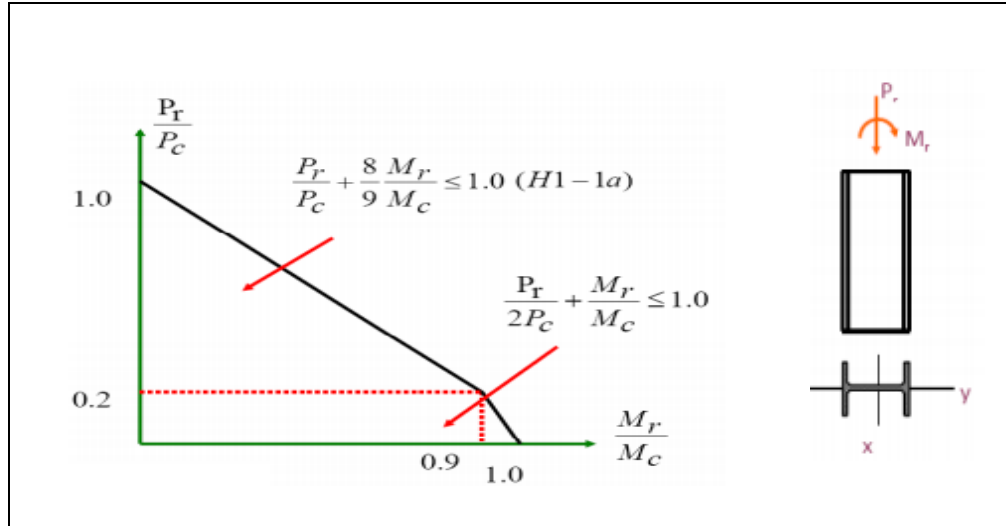
- $M_{nt,=}$ G + Q yüklemesinden dolayı kolon oluşan eğilme momenti
- $M_{lt,=}$ E yüklemesinden dolayı kolon oluşan eğilme momenti
- $P_{nt}=G + Q$ Yüklemesinde oluşan eksenel kuvvet
- $P_{lt=E}$ Yüklemesinde oluşan eksenel kuvvet
- $\sum P_{nt}$ = kat kolonlarındaki toplam eksenel yük
- $\sum H$ = kat kesme kuvveti
- Δ_{oh} = elastik deplasman (en büyük göreceli kat ötelemeleri alınabilir)
- L = kat yüksekliği

2.8.9. Bileşik Eğilme Etkisindeki Çubuklar

Tek eksenli veya iki eksenli (eğik) eğilmeye (M_x , M_y) ve eksenel kuvvete (N) (basınç) maruz olan çubuklardır. Çelik yapı sistemlerindeki kolonlar bu gruba giren elemanlardır.

Basınç çubukları esas olarak eksenel basınç kuvveti etkisi altındadır (eğilme momenti yok) Genel olarak bir kolon elemanında eksenel kuvvet, eğilme ve burulma momenti bulunur.

Eksenel yük etkisi altındaki elemanlarda ani eğilme sonucu oluşan stabilite bozukluğu elemanın tam dayanım kapasitesine ulaşmadan burkulmasına sebep olur. Burkulma stabilite kaybı olarak tanımlanır (basınç elemanının kararlı ve kararsız yer değiştirmeleri arasında kı sınır) veya basınç elemanının basınç ve eğilme elemanına dönüşmesi olarak da tanımlanabilir da tanımlanabilir.



Şekil 2.18:Eksenel kuvvet moment etkileşim grafiği.

$$\frac{P_r}{P_c} > 0,2 \Rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1,0 \quad (2.40)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2 \Rightarrow \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1,0 \quad (2.41)$$

Eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın kolonun gerekli aksel basınç ve çekme dayanımları arttırılmış sismik yükleri de içeren yük kombinasyonları göz önüne alınarak kontrol edilmelidir[2].

Bileşik Eğilme Çubukları enkesit koşulları tablo:2.2' de verilmiştir.

Tablo: 2.2 En kesit koşulları.

Eleman Tanımı	Narinlik Oranlar	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
Eğilme ve Aksel basınç etkisindeki I Kesitlerinde U Kesitlerinde	b/2t b/t	$0,3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0,5\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri, U Kesitleri	h/tw	$3,2\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$5,0\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Basınç etkisindeki I Kesitleri, U Kesitleri	h/tw	$0,3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0,5\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme ve aksel basınç etkisindeki I Kesitleri, U Kesitleri	h/tw	$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} < 0,1$ için $3,2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left[1 - 1,7 \left \frac{N_d}{GaA} \right \right]$	$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} < 0,1$ için $5,0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left[1 - 1,7 \left \frac{N_d}{GaA} \right \right]$
		$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} > 0,1$ için $1,33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left[2,1 - \left \frac{N_d}{GaA} \right \right]$	$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} > 0,1$ için $2,08 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left[2,1 - \left \frac{N_d}{GaA} \right \right]$

- Kirişlerin moment dayanımı.

LRFD

$$M_u = M_{(1,2D+1,6Q+0,5Lr)}$$

$$M_n = F_y * Z_x$$

$$\phi_b * M_n \geq M_u$$

$$\phi = 0,9$$

ASD

$$M_a = M_{(G+Q+EQ)}$$

$$M_n = F_y * Z_x$$

$$M_n / \Omega_b \geq M_a$$

$$\Omega_b = 1,67$$

(2.42)

- Kesme dayanımı.

ASD	LRFD
$\frac{V_n}{\Omega_v} \geq V_a$	$V_u \leq \phi_v * V_n$
$V_n = 0,6F_{yw} * A_w * C_v$	$\phi_v = 1,0 \Rightarrow$
$h/t_w \leq 2,24(E/F_{yw})$ ise	$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq$
$\Omega_v = 1,5, \quad C_v = 1,0$	$\phi_v = 1,5 \Rightarrow$
$V_a = V_a(G + Q)$	$V_u = 1,2V_d + 1,6V_l$

(2.43)

- Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli-çerçevesel sistemlerin çerçevelerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 1.1Dakatından daha büyük olacaktır [12].

$$\frac{\sum M_{P_{kolon}}}{\sum M_{P_{kiriş}}} > 1,0$$

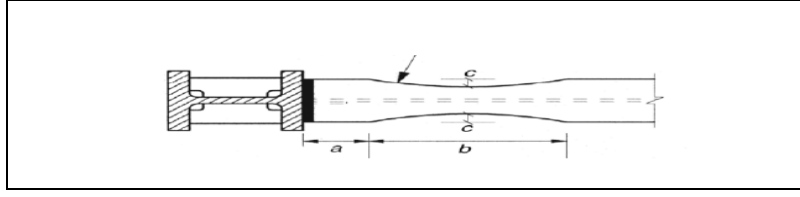
$$\sum M_{PC} = \sum Z_C \left(\left(\frac{F_{yC}}{1,5} \right) - \left(\frac{P_{aC}}{P_g} \right) \right)$$

$$\sum M_{Pb} = \sum (M_{Pr} + (M_v))$$

$$(M_v = V_{RBS} = \left(a + \frac{b}{2} + \frac{dc}{2} \right))$$

$$\sum M_{Pb} = \sum [1,1/1,5 (R_y F_y (Z_b + M_v)]$$

$$V_p = V_{rbs} = 2 \left(\frac{M_{pr}}{L_h} \right) + (q_d + q_l) l_h / 2$$
(2.44)



Şekil 2.19: Zayıflatılmış kiriş enkesiti

- $\sum M_{pb}$ =kiriş ve kolon eksen. kesiştiği noktada kirişlerdeki momenttoplamı
- $\sum M_{pc}$ =kiriş ve kolon eksen. kesiştiği noktada kirişlerdeki moment toplamı
- M_v = plastik mafsall kolon eksen. arasında oluşan ekmomenti
- M_v =Plastik mafsalla kolon eksen. arasında oluşabilecek ek eksen momenti
- Zayıflatılmış kiriş enkesitli kiriş tasarımı

$$Z_e = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \text{ azaltılmış en kesit momenti} \quad (2.49)$$

$$M_{pr} = F_y * Z_e \text{ azaltılmış enkesitte o max. moment} \quad (2.50)$$

$$M_{pr} = F_y * Z_e < M_n = F_y * Z_x \quad (2.51)$$

$$\text{Kontrol} \Rightarrow M_n / \Omega_v \geq M_a \quad (2.52)$$

$$\text{Kontrol} \Rightarrow V_n / \Omega_v \geq V_a \quad (2.53)$$

3. ANALİTİK ÇALIŞMA

Analitik çalışmada örnek olarak İstanbul Proje Koordinasyon Biriminin Uygulamada çalışan mühendisler için meslek içi eğitim çalışmalarının kapsamında hazırlanan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar hakkında Yönetmenlik Açıklamalar ve Örnekler Kitabı, Yeni çelik binaların tasarım örnekleri bölümünde analizi yapılan örnek5'in analiz ve boyutlandırılması yapılacaktır.

3.1. Konfigürasyonlar

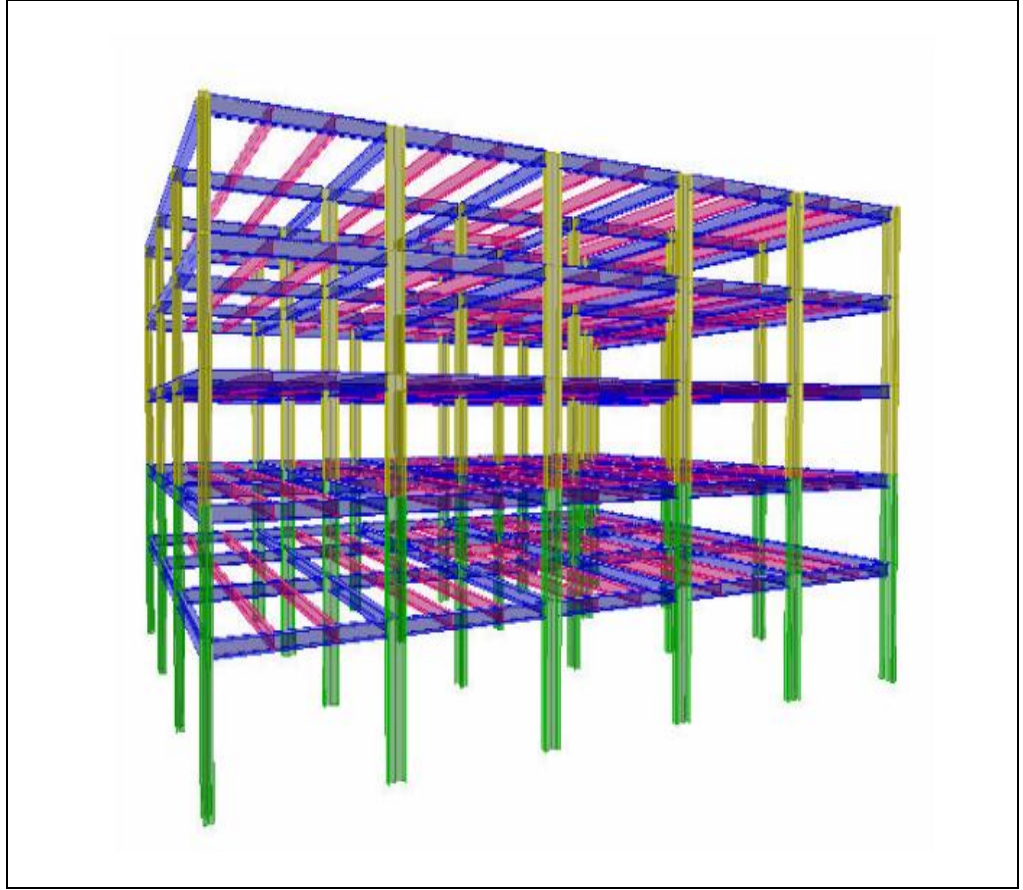
Üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 3.1'de, Normal kat sistem planı Şekil 3.2'de, tipik sistem enkesiti Şekil 3.3'de verilen beş katlı çelik binanın farklı konfigürasyonlarda analizine ait başlıca sonuçlar ile tipik elemanlarının boyutlandırma, detay hesapları, performansı açıklanacak ve maliyet hesapları yapılacaktır.

Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, Yönetmelik 4.3'te tanımlanarak ilgili tasarım koşulları verilen, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerden oluşmaktadır.

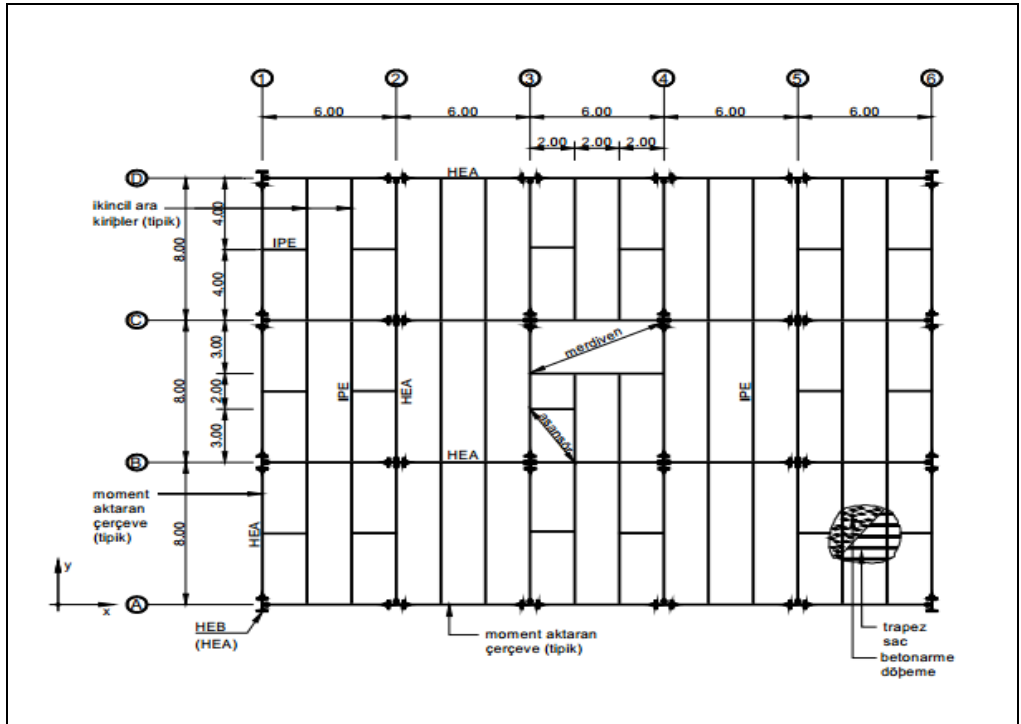
Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez profilli sac levhalar üzerinde yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Düzlemi içinde rijit bir diyafram oluşturan betonarme döşemenin çelik kirişlere bağlantısı için, boyutları ve yerleşimi konstrüktif olarak seçilen kayma çivilerinden (stud) yararlanılmıştır. Bu örnekte çelik kirişlerin, düşey yükler altında, betonarme döşeme ile birlikte kompozit olarak çalışması hesaba katılmamaktadır.

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 yapı çeliği kullanılması öngörülmektedir. Yapı çeliğinin özellikleri ile ilgili olarak, Yönetmelik 4.2.3.1 geçerlidir.

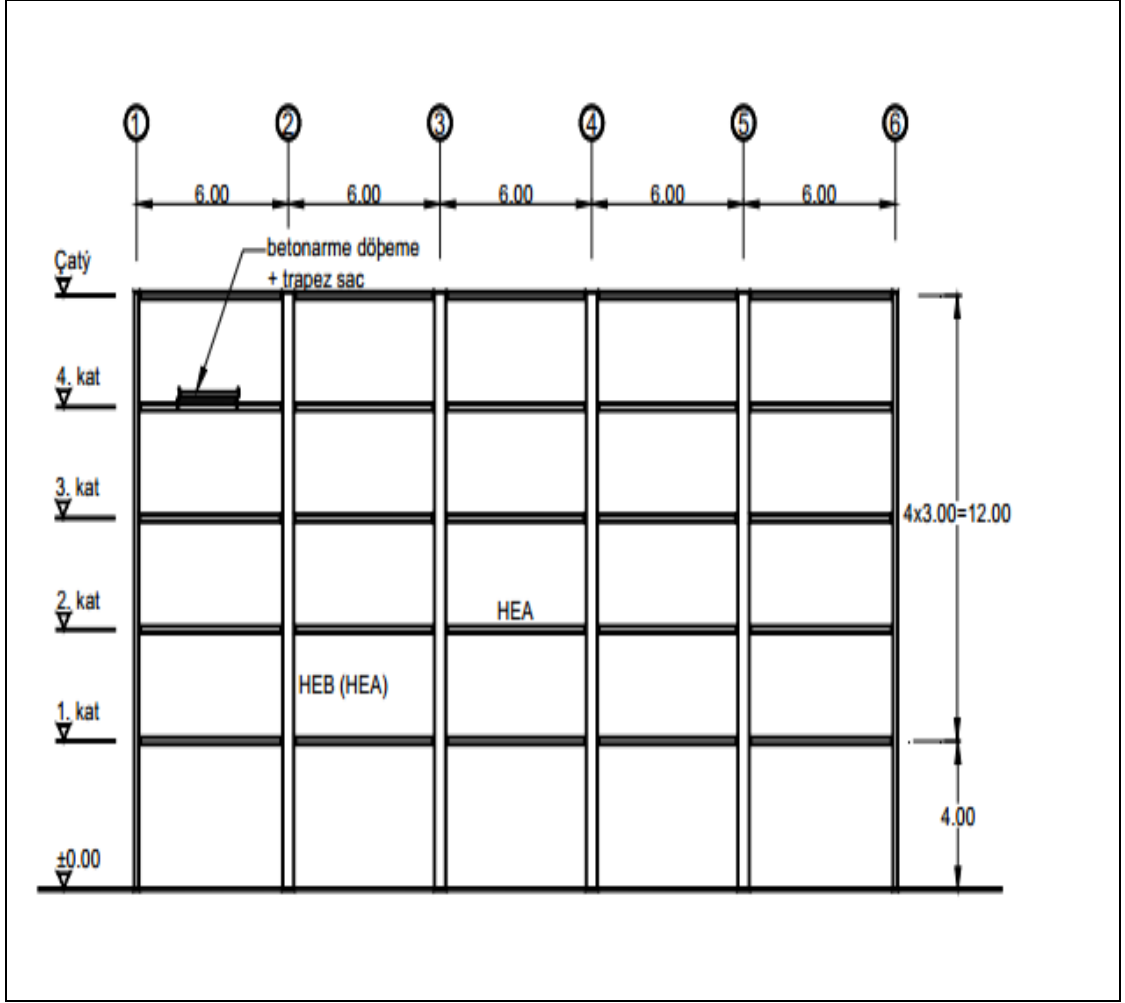
TS648 Çelik Yapılar Standardına göre, Fe37 yapı çeliğinin akma gerilmesi $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$, elastisite modülü $E=200000 \text{ N/mm}^2$ 'dır.[21]



Şekil 3.1: İki konfigürasyona ait üç boyutlu sistem görünüşü.



Şekil 3.2: İki konfigürasyona ait normal kat sistem planı.



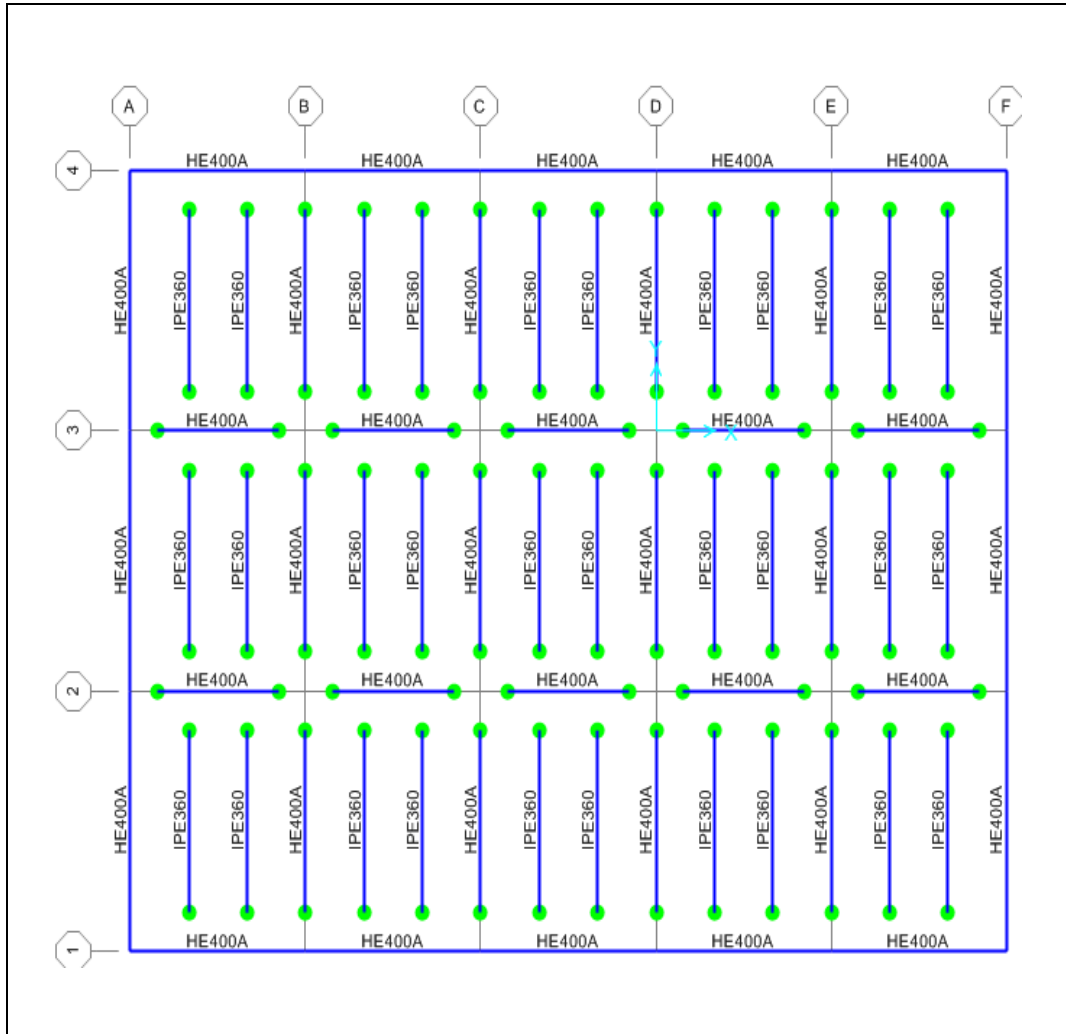
Şekil 3.3: İki konfigürasyona ait sistem enkesiti.

3.2. Taşıyıcı sistem Konfigürasyonu ile İlgili Bilgiler

Şekil 3.1’de üç boyutlu görünümü, Şekil 3.2’ de planı ve Şekil 3.3’de enkesiti verilen yapı, aynı işletme yükleri altında, iki farklı Konfigürasyonda analizi, boyutlandırması, performans ölçümü ve maliyet hesabı yapılarak sonuçlar karşılaştırılacaktır.

3.2.2 Konfigürasyon-B

2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişler mafsallı bağlanmakta, ana kirişler de kolonlara mafsallı bağlanmaktadır. Dış çerçevelerin deprem yüklerini aktaracak şekilde moment aktaran çelik çerçeveler teşkil edildiği, tüm iç çerçevelerin ise sadece düşey yükleri aktardığı kabulünce tasarım yapılmıştır.



Şekil 3.5: Konfigürasyon-B Planı

3.3. Yükler

3.3.1. Düşey Yükler

İki Konfigürasyona ait düşey yük hesaplamaları ve sabit yük miktarları aŗağıda verilmiŗtir.

Tablo 3.2: Düşey yük bileŗenleri

a) Çatı kat dŗemesi	Çatı kaplaması	1,0 kN/m^2
	İzolasyon	0,2 kN/m^2
	Trapez sac + betonarme dŗeme	2,1 kN/m^2
	Asma tavan + tesisat	0,5 kN/m^2
	Çelik konstrüksiyon	0,5 kN/m^2
	$\Sigma(G)$	4,3 kN/m^2
	Hareketli yük ΣQ	1,0 kN/m^2
b) Normal kat dŗemesi	Çatı kaplaması	0,5 kN/m^2
	Trapez sac + betonarme dŗeme	2,1 kN/m^2
	Asma tavan + tesisat	0,5 kN/m^2
	Bölme duvarlar	1,0 kN/m^2
	Çelik konstrüksiyon (kolonlar dahil)	0,8 kN/m^2
	$\Sigma(G)$	4,9 kN/m^2
	Hareketli yük ΣQ	2,0 kN/m^2
c) Dıŗ duvar yükü		3,0 kN/m^2

3.3.2. Deprem Yüklerin Belirlenmesi

- Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan yedi katlı çelik bina birinci derece deprem bölgesinde ve Z2 yerel zemin sınıfı üzerinde inŗa edilecek ve konut veya iŗyeri olarak kullanılacaktır. Yapı taŗıyıcı sisteminin her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek moment çerçevelerin oluŗturulması öngörülmektedir. Bu çerçevelerin deprem karakteristikleri ve ilgili yönetmelik maddeleri aŗağıda verilmiŗtir.

Tablo 3.3: Deprem Karakteristikleri.

Açıklama	Parametre	TDY2007
Etkin yer ivmesi katsayısı (Birinci derece deprem bölgesi)	$A_0 =$	Madde.2.4.1
Bina önem katsayısı (Konutlar ve işyerleri)	$I = 1.00$	Madde.2.4.2
Spektrum karakteristik periyotları	$T_A = 0.15 \text{ s}$ $T_B = 0.40 \text{ s}$	Tablo 2.4
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek moment çerçeveler)	$R = 8$	Tablo 2.5
Hareketli yük katılım katsayısı (konutlar ve işyerleri)	$n = 0.30$	Tablo 2.7

- Bina ağırlığı hesaplanması

$$w_i = (G_i + nQ_i)(n = 0.30) \quad w_i: \text{Kat ağırlıkları}$$

$$W_{\text{cat1}} = 24 \cdot 30 \cdot (4,3 + 0,3 \cdot 1) = 3312,0 \text{ kN}$$

(3.1)

$$W_{\text{normal}} = 24 \cdot 30 \cdot (4,9 + 0,3 \cdot 2) + 3 \cdot 108 = 4284,0 \text{ kN}$$

$$W_{\text{bina}} = [3312,0 + 4 \cdot 4284] = 20448 \text{ kN}$$

$$m_i = \frac{W_i}{g} m_i: \text{Kat Kütlesi}$$

(3.2)

$$m_{\text{bina}} = \frac{W_i}{g} = \frac{20448}{9.81} = 2084,4 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

Tablo 3.4: Kat ağırlıkları ve kat kütleleri

Katlar	W_i (kN)	m_i (kNs ² /m)
5	3312	337,6
4	4284	436,7
3	4284	436,7
2	4284	437
1	4284	436,7
Toplam	20448	2084,4

- Fiktif Kuvvetlerin Hesabı

F_{fi} fiktif kuvvetleri kat ağırlıkları ve kat yükseklikleri ile orantılı kuvvetlerdir ve aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilirler. Burada f_0 , seçilen herhangi bir yük katsayısını göstermektedir ve bu projede

$f_0 = 1000$ kN olarak alınacaktır.

$$F_{fi} = \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j} F_0 \quad (3.3)$$

$$f_{\text{çatı}} = 3312 \cdot 16 / (3312 \cdot 16 + 4284 \cdot 13 + 4284 \cdot 10 + 4284 \cdot 4) \cdot 1000 = 266,7$$

Diğer katlar için de fiktif yükler bu şekilde bulunur.

Tablo 3.5: Katlara etkiyen fiktif yükler

Katl	W_i	H_i	$W_i H_i$	$A = W_i H_i / \sum_{j=1}^N W_j H_j$	$F_{fi} = A \cdot f_0$ (kN)
5	3312	16	5401,7	0,267	266,765
4	4284	13	5677,1	0,280	280,364
3	4284	10	4367	0,216	215,666
2	4284	7	3056,9	0,151	150,966
1	4284	4	1746,8	0,086	86,266
Topl.	1000		20249,56	1,00	1.000,00

Öncelikle Sap2000’de EQX (X yönünde Deprem Yükleri) ve EQY (Y yönünde Deprem Yükleri) tanımlanır. Bulduğumuz Fiktif kuvvet değerleri Sap2000’e girilir. Fiktif Kuvvetlerin etki ettirilmesiyle her katta yapıda oluşan deplasmanlar bulunur.

- Fiktif Yüklerden Oluşan Deplasmanlar

Sap2000 programına; Define, loadcase, userload mönü ile tablo 3.5’de oluşan fiktif yükler yüklenerek, analiz sonucu oluşan fiktif yükler sonucu oluşan deplasmanlar okunmuştur.

Tablo 3.6: Fiktif yüklerden oluşan x-x doğrultusunda kat yer değiştirmeleri

Katlar	F _{fi} (kn)	d _{fi} (m)	m _i	m _i * d _{fiy} ²	F _{fi} *d _{fiy}
5	266,75	0,02491	337,61	0,20949	6,644
4	280,35	0,02187	436,7	0,20887	6,131
3	215,65	0,01727	436,7	0,13025	3,724
2	150,96	0,01136	436,7	0,05636	1,7149
1	86,26	0,00527	436,7	0,01213	0,454
Toplam	1000		Σ	0,61709	18,6703

Tablo 3.7: Fiktif yüklerden oluşan y-y doğrultusundakat yer değiştirmeleri

Katlar	F _{fi} (kn)	d _{fi} (m)	m _i	m _i * d _{fiy} ²	F _{fi} *d _{fiy}
5	204.899	0.009092	337,61	0.14663	5,559
6	227.1714	0.007849	436,7	0,14930	5,183
5	189.3095	0.006438	436,7	0,09514	3,183
4	151.4476	0.004993	436,7	0,04254	1,490
3	113.5857	0.003451	436,7	0,00961	0,404
Toplam	1000		Σ	0,4432	15,8208

- Sistem Periyotlarının Belirlenmesi

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i * d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} * d_{fi}} \right)^{1/2}$$

$$T_{1x} = 2\pi * (0,6171/18,670)^{0,5} = 1,141 \text{ sn} \quad (4.4)$$

$$T_{1y} = 2\pi * (0,4432/15,8208)^{0,5} = 1,051 \text{ sn}$$

- Eş Değer Deprem Yüklerin Hesabı

Tablo 3.8: Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar

Deprem Bölgesi	Bina Türü	Toplam yük. sınırı
1,2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı binalar	HN ≤ 25 m
1,2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2türü düzensizliğinin olmadığı binalar	HN ≤ 40 m
3,4	Tüm binalar	HN ≤ 40 m

Deprem etkileri altında uygulanacak hesap yönteminin seçimine ilişkin olarak, Deprem Yönetmeliği Madde 2.6.2'ye göre, bina yüksekliğinin

$H_N = 24.5 \text{ m} < 40.0 \text{ m}$ olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle eşdeğer deprem yükü yöntemi

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 , ile belirlenecektir[12]

- Binanın (x) Doğrultusundaki Taban Kesme Kuvveti

$$S(T) = 2,5(T_B/T)^{0,8} = 2,5*(0,4/1,141)^{0,8} = 1,081$$

$$S_{ae} = A_0 * I * S(T) = 0,4 * 1,0 * 1,081 = 0,4324$$

$$T_{1x} = 1,14 > 0,4 \text{ Sn} \quad (3.5)$$

$$V_{Tx} = (W * S_{ae} / R) = 20448,0 * 0,4324 / 8 = 1105,1 \text{ kN}$$

- Binanın (Y) Doğrultusundaki Taban Kesme Kuvveti

$$T_{1y} = 1,0511 > 0,4 \text{ Sn} = T_B \text{ için}$$

$$S(T) = 2,5(T_B/T)^{0,8} = 2,5*(0,4/1,0511)^{0,8} = 1,1542$$

$$S_{ae} = A_0 * I * S(T) / R = 0,4 * 1 * 1,1542 / 8 = 0,05771 \quad (3.6)$$

$$V_{ty} = (W * S_{ae} / R) = 20448 * 0,05771 = 1180,05 \text{ kN}$$

$$V_t = \frac{WA(T1)}{Ra(T1)} \geq 0.10 A_0 IW \quad (3.7)$$

$$V_{tx} = 1105,01 \text{ Kn} > 0,1 * A_0 * I * W = 0,1 * 0,4 * 1 * 20448 = 817,92 \text{ kN}$$

- Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Deprem Yönetmeliği 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, F_N , (x) ve (y) doğrultuları için

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t$$

$$\Delta F_{Nx} = 0.0075 * N * V_t$$

$$\Delta F_{Nx} = 0.0075 * 5 * 1105,10 = 41,44 \text{ kN} \quad (3.8)$$

$$\Delta F_{Ny} = 0.0075 * 5 * 1180,05 = 44,25 \text{ kN}$$

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j} \text{ (x) ve (y) doğrultuları için,}$$

$$F_{ix} = (1105,10 - 41,44) \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j} \quad (3.9)$$

$$F_{iy} = (1180,05 - 44,25) \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j H_j}$$

denklemleri ile hesaplanan F_x ve F_y eşdeğer deprem yükleri, Aşağıdaki tabloda toplucaverilmiştir.

Tablo 3.9: Katlara etkiyen deprem yükleri.

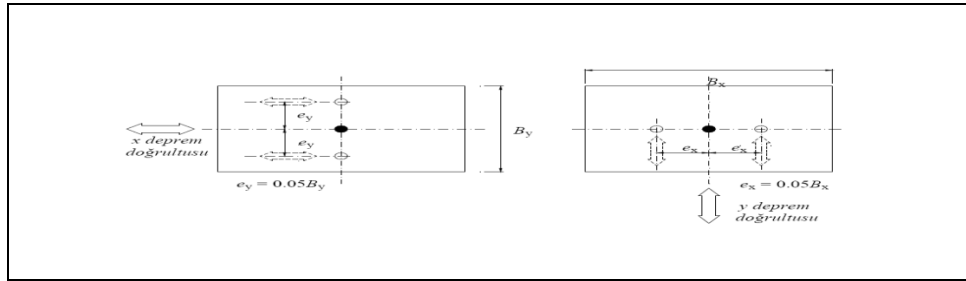
katlar	W_i	H_i	$W_i H_i$	$\sum_{j=1}^N W_j H_j / W_i H_i$	F_{ix}	F_{iy}
5	3.312,00	16	52.992,0	0,2668	315,4	355,2
4	4.284,00	13	55.692,0	0,2804	290,6	327,3
3	4.284,00	10	42.840,0	0,2157	223,6	251,7
2	4.284,00	7	29.988,0	0,1510	156,5	176,2
1	4.284,00	4	17.136,0	0,0863	89,4	100,7
Σ	22.383,97		198.648,0	1,000	1075,6	1211,1

- Deprem Yüklerinin Etkime Noktaları

Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.3.1'e göre, burulma düzensizliğinin bulunmadığı binalarda katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin, ek dışmerkezlilik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanması öngörülmektedir [12].

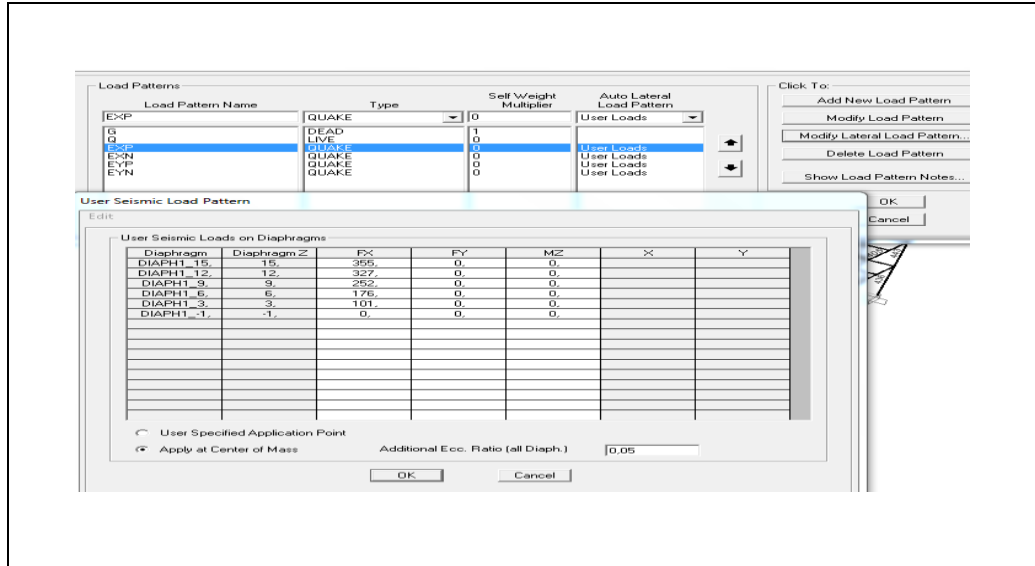
- (x) ve (y) doğrultularındaki ek dışmerkezlilikler ;

$e_x = \pm 0.05 \times 30.00 = \pm 1.50 \text{ m}$ $e_y = \pm 0.05 \times 24.00 = \pm 1.20 \text{ m}$ değerlerini alırlar



Şekil 3.6: Eksantriste durumu

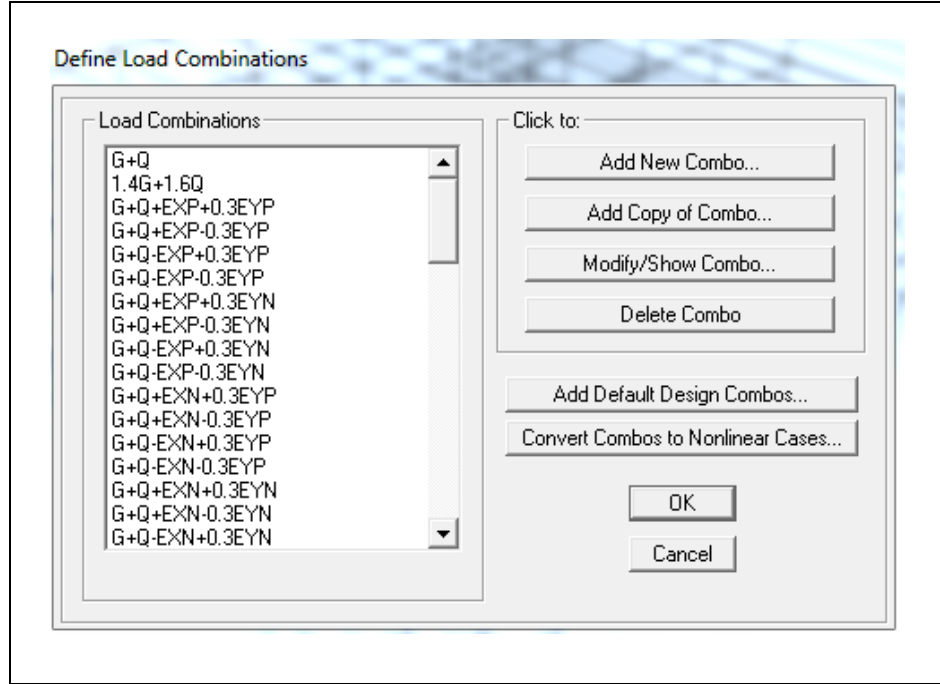
Deprem yüklerinin SAP2000 Analiz programında tanımlanması gösterilmiştir.



Şekil 3.7: Deprem kuvvetlerinin sap2000 programda tanımlanması.

- Yük Birleşimleri

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, Deprem Yönetmeliği Madde 2.7.5'e ve TS648 elik Yapılar Standardı'na uygun olarak, aşağıdaki şekilde birleştirileceklerdir.



şekil 3.8:Konbinasyonların oluşturulması

Ex1 , Ex2 : (x) doğrultusunda, kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudakikat boyutunun + %5'i ve – %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler[DBYBHY, 2008].

Ey1 , Ey2 : (y) doğrultusunda, kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki kat boyutunun + %5'i ve – %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler[DBYBHY, 2008].

3.4. Düzensizliklerin Kontrolleri

3.4.1. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Görelî kat ötelemelerinin kontrolü, Deprem Yönetmeliği Madde 2.10.1'e göre yapılacaktır. Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelemesi, Δ_i , $\Delta_i = d_i - d_{i-1}$ denklemi 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 yer değiştirmeleri göstermektedir. Bu projede, her bir deprem doğrultusu için d_i kat yer değiştirmelerinin en büyük değerleri, sayısal değerleri Tablo'da verilen ve %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış yüklerinden meydana gelmektedir. Her bir deprem doğrultusunda, binanın i 'inci katındaki kolonlar için etkin görelî kat ötelemesi, $\delta_i = R\Delta_i$ bağıntısı ile hesaplanacaktır. (x) ve (y) doğrultularında + %5 ve - %5 ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış E_x , E_y , E_{x1} ve E_{y1} deprem yükleri altında, yapı sisteminin analizi ile elde edilen d_{ix} ve d_{iy} yatay yer değiştirmelerinin her katta aldığı değerler Tabloların üçüncü kolonunda, ardışık katlar arasındaki azaltılmış görelî kat ötelemeleri ise tabloların dördüncü kolonunda verilmiştir. Hesaplarda, ana deprem doğrultusundaki deprem yüklerinden dolayı, bu doğrultuya dik doğrultudaki yer değiştirmelerin bileşke yer değiştirmeye etkisi terk edilmiştir.

Sistem analizleri SAP2000 bilgisayar yazılımından yararlanarak gerçekleştirilmiştir. Aşağıdaki bölümlerde, analiz sonuçları değerlendirilerek görelî kat ötelemeleri ve ikinci mertebe etkileri kontrolleri ile başlıca tipik elemanlara ve birleşimlere ait kesit ve detay hesapları açıklanacaktır.

Tablo 3.10: Konfigürasyon-Ax-x görelî kat ötelemeleri kontrolü

kat	kesit	h_i	d_{ix}	Δ_{ix}	δ_{ix}	δ_{ix}/h_i		δ_{max}
5	HE700A	3,00	0,02351	0,0029	0,0232	0,0077	<	0,02
4	HE700A	3,00	0,02061	0,0050	0,0399	0,0133	<	0,02
3	HE700A	3,00	0,01563	0,0049	0,0393	0,0131	<	0,02
2	HE700B	3,00	0,01071	0,0057	0,0458	0,0153	<	0,02
1	HE700B	4,00	0,00499	0,0050	0,0399	0,0100	<	0,02

Tablo 3.11: Konfigürasyon-A y-y göreli kat ötelemeleri kontrolü

kat	kesit	h_i	d_{ix}	Δ_{ix}	δ_{ix}	δ_{ix}/h_i		δ_{max}
5	HE700A	3,00	0,0279	0,0036	0,0288	0,0096	<	0,02
4	HE700A	3,00	0,0243	0,0052	0,0416	0,0138	<	0,02
3	HE700A	3,00	0,0191	0,0066	0,0526	0,01752	<	0,02
2	HE700B	3,00	0,0126	0,0069	0,0549	0,0182	<	0,02
1	HE700B	4,00	0,0057	0,0058	0,0460	0,0115	<	0,02

Tablo 3.12: Konfigürasyon-B x-x göreli kat ötelemeleri kontrolü

kat	kesit	h_i	d_{ix}	Δ_{ix}	δ_{ix}	δ_{ix}/h_i		δ_{max}
5	HE700A	3,0	0,0207	0,0029	0,02368	0,00788	<	0,02
4	HE700A	3,0	0,0177	0,0040	0,03232	0,01077	<	0,02
3	HE700A	3,0	0,0137	0,0049	0,0392	0,01306	<	0,02
2	HE700B	3,0	0,0088	0,0048	0,03896	0,01298	<	0,02
1	HE700B	4,0	0,0039	0,0039	0,0316	0,01053	<	0,02

Tablo 3.13: Konfigürasyon-B y-y göreli kat ötelemeleri kontrolü

kat	kesit	h_i	d_{ix}	Δ_{ix}	δ_{ix}	δ_{ix}/h_i		δ_{max}
5	HE700A	3,00	0,03166	0,0054	0,0434	0,01445	<	0,02
4	HE700A	3,00	0,02624	0,0067	0,0534	0,01779	<	0,02
3	HE700A	3,00	0,01957	0,0075	0,0598	0,01992	<	0,02
2	HE700B	3,00	0,01210	0,0070	0,0559	0,01864	<	0,02
1	HE700B	4,00	0,00511	0,0051	0,0409	0,01022	<	0,02

$$(\delta_{ix} / h_i)_{maks} = 0,01829 < 0.02 (\delta_i)_{max}$$

Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış göreli kat ötelemeleri söz konusu deprem doğrultusundaki deprem yükü azaltma katsayısı, R ile çarpılarak f_i etkin göreli kat ötelemeleri hesaplanmış ve tabloların beşinci kolonuna yazılmıştır. Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranları ise tabloların son kolonunda yer almaktadır.

Tablolardan görüldüğü gibi, f_i / h_i oranlarının en büyük değerleri, (x) ve (y) doğrultularında;

Konfigürasyon	(δ_{ix} / h_i)maks
A	(δ_{ix} / h_i)maks = 0.01829 ≤ 0,02
B	(δ_{iy} / h_i)maks = 0.01992 ≤ 0,02

olmakta ve Deprem Yönetmeliği Madde 2.10.1.3'te öngörülen koşulu sağlanmaktadır

3.4.2. İkinci Mertebe Etkileri

Deprem Yönetmeliği Madde 2.10.2 uyarınca, gözönüne alınan deprem doğrultusunda herbir katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri, θ_i hesaplanarak

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{\text{ort}} \sum_{j=i}^N W_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (3.10)$$

koşulu kontrol edilecektir. Bu bağıntıda

- Δ_i (i'inci kat için yukarıdaki bölümde tanımlanan azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değerini
- V_1 : Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etkiyen kat kesme Kuvvetini
- h_1 : Binanın i'inci katının kat yüksekliğini
- W_j : Binanın j'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını göstermektedir.

Kat döşemesinin rijit diyafram olarak çalıştığı bu binada, Ex1 ve Ex2 yüklemelerinden dolayı kat kütle merkezinde meydana gelen azaltılmış görelî kat ötelemelerinin ortalaması,

(x) doğrultusu için Δ_i ortalama olarak alınabilmektedir. Benzer durum (y) doğrultusu için de geçerlidir.

Her iki deprem doğrultusu için, bütün katlarda Denk.(2.20) koşulunun sağlanması durumunda, ikinci mertebe etkileri TS648 Çelik Yapılar Standardı'na uygun olarak değerlendirilecektir.

(X) Azaltılmış görel kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değerini

$$(\Delta_{4x})_{ort} = (d_{4x})_{or} - (d_{3x})_{or} = 0,01693 - 0,01116 = 0,0059 \quad (3.12)$$

$$\sum_{j=4}^5 W_j = 3 * 4284 + 3312 = 16164 \text{ kN} \quad (3.10)$$

$$V_{4x} = 355,16 + 327,26 + 251,74 + 176,22 = 1110,4 \text{ kN}$$

$h_4 = 3,0 \text{ cm}$ Olmak üzere, Kat ağırlıkları ve kat kütleleri tablosundan

$$\theta_{max} = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=i}^N W_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (3.11)$$

$$\theta_{max} = \theta_{4x} = \frac{0.008970 * 16164}{1110,4 * 3,0} = 0,0344 \leq 0.12$$

Tablo 3.14:Konfigürasyon-A ikinci mertebe etkileri gösterge değeri

katlar	h_i	d_{ix}	$\Delta_{ix} \text{ m)$	W	ΣV	θ		
5	3,0	0,0288	0,0037	3312	355	0,0114	<	0,12
4	3,0	0,0251	0,0054	7596	682	0,0199	<	0,12
3	3,0	0,0198	0,0068	11800	934	0,0285	<	0,12
2	3,0	0,0130	0,0071	16164	1110	0,0344	<	0,12
1	4,0	0,0059	0,0059	20448	1211	0,0250	<	0,12

Tablo 3.15:Konfigürasyon-B ikinci mertebe etkileri gösterge değeri

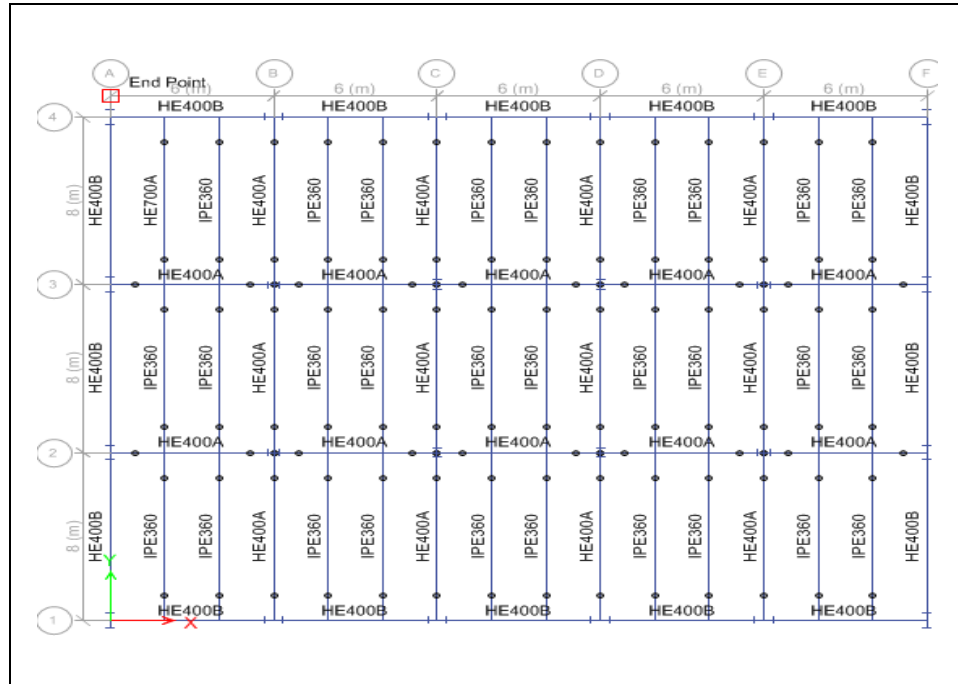
katlar	h_i	d_{ix}	$\Delta_{ix} \text{ m)$	W	ΣV	θ		
5	3,0	0,03110	0,00580	3312	355	0,0180	<	0,12
4	3,0	0,02530	0,00730	7596	682	0,0230	<	0,12
3	3,0	0,01910	0,0068	11800	934	0,0307	<	0,12
2	3,0	0,01180	0,00680	16164	1110	0,0330	<	0,12
1	4,0	0,00500	0,00500	20448	1211	0,0281	<	0,12

3.5. Göreli Kat Ötelemeleri ve İkinci Mertebe Etkileri Tahkikinden Sonra Nihai Enkesitler

52



Şekil 3.10: Konfigürasyonun –A’da A,B,C,D dış aks kolonları için nihai enkesitleri.

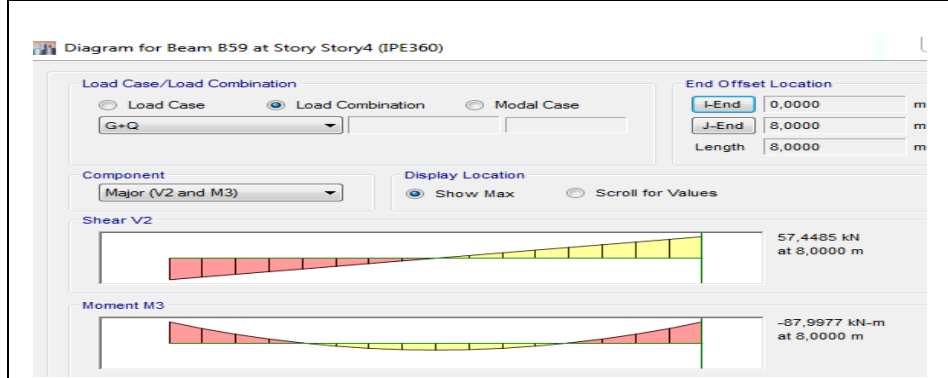


Şekil 3.11: Konfigürasyonun –Biçin ana kirişler ve ikincil kirişler nihai enkesitleri.

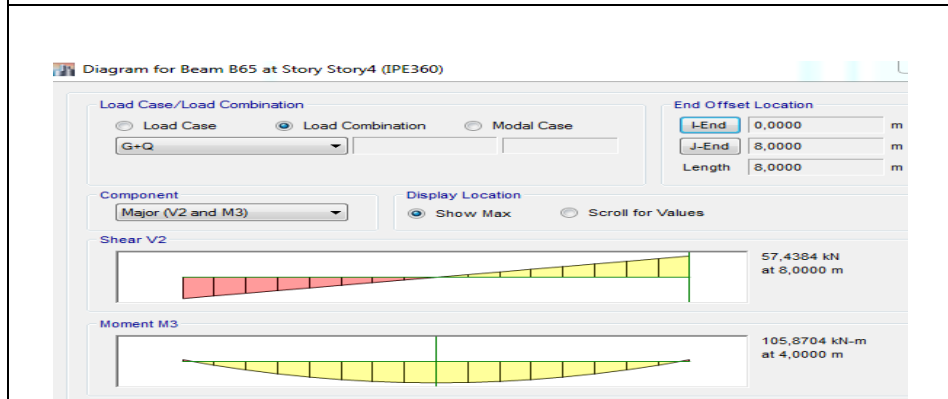
4. BOYUTLANDIRMA HESAPLARI

4.1. İkincil Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

İki konfigürasyonda ikincil kirişler IPE360 kullanılmıştır. Kirişlerde oluşan max. tesirler sunulmuştur.



Konfigürasyonun -A



“Konfigürasyonun -B

Şekil 4.1: İkincil kirişlerde oluşan etkiler.

İki -Tipi Konfigürasyon İkincil kirişleri için aynı IPE360 Profili kullanılmıştır. Seçilen kiriş kesiti (IPE 360) için enkesit karakteristikleri aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Tablo 4.1: IPE360 ölçüleri

b_f	170 mm	Z_x	$1,0210^3 \text{ mm}^4$
t_f	12,7mm	F_y	235 N/mm^2
d	360 mm	$A_w = h t_w$	268 mm^2
t_w	8 mm	$f_b = b_f * t_f$	2159 mm^2
$h=2-2t$	360		

4.1.1. Enkesit Koşulları

IPE360 kirişlerinin enkesit koşullarının kontrolü tablo 4.2’ de sunulmuştur.

Tablo 4.2: Enkesit koşulları

Eleman Tanımı	Narinlik Oranlar	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem
Eğilme ve Eksenel basınç etkisindeki I Kesitlerinde U Kesitlerinde	$b/2t$ b/t	$0,3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0,5\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri, U Kesitleri	h/t_w	$3,2\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$5,0\sqrt{E_s/\sigma_a}$

• $(170/2)/12,7 = 6,6 \leq 0,3\sqrt{E_s/\sigma_a} = 8,5$ Kiriş başlıkları kompaktır.

• $326/8 = 40,75 \leq 3,2\sqrt{E_s/\sigma_a}$ Kiriş gövdesi kompaktır

4.1.2. Plastik Mukavemet Momenti Dayanımı

Ana kirişlerde oluşan plastik moment dayanım kontrolü G+Q+E yüklemesi altında yapılmıştır.

Tablo 4.3: İkincil kirişlerde oluşan tesirler

	İkincil kirişlerde meydana gelen tesirler	
	Konfigürasyon-A	Konfigürasyon-B
$M_{a(G+Q+E)} = kNm$	87.99 kNm	105,54
$V_{a(G+Q+E)} = kN$	57.21 kN	52,73

$$M_n / \Omega_b \geq M_a = M_{(G+Q+EQ)}$$

$$M_{(G+Q+EQ)} = 105,5 kNm \quad (4.1)$$

$$M_n = F_y * Z_x / 1,67 = 235,0 * 1,02 * 10^3 / 1,67 = 143,5 kNm \geq 110,4 kNm \text{ Durumu sağlanıyor}$$

4.1.3. Kesme Dayanımı

Ana kirişlerde G+Q yüklenmesi altında kesme kuvveti tahkiki yapılmıştır.

$$V_n = 0,6 F_{yw} A_w / \Omega_v \geq V_a = G + Q \quad (4.2)$$

$$V_n = 0,6 * 235 * (360 - 2 * 12,7) * 8 = 377,48 kN \geq V_a = 55,2 kN$$

4.1.4. Sehim Kontrolü

Analiz sonuçlarına göre, mesnetler arasındaki göreceli düşey yerdeğiştirme;

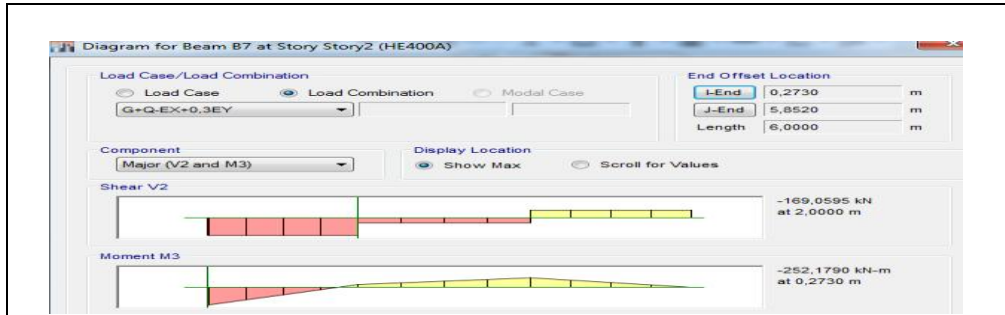
$$d_{max} = 2,196 cm$$

$$L = 800 cm \quad (4.3)$$

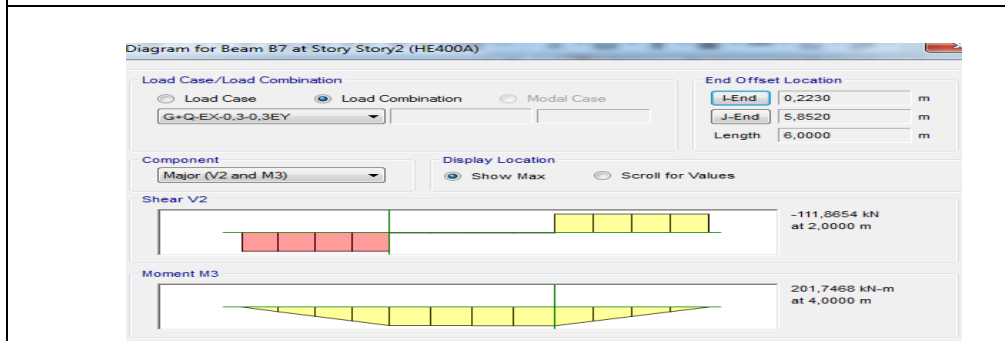
$$\frac{d_{max}}{L} = \frac{2,196}{800} = 0,002745 < \frac{1}{300} = 0,003333$$

4.2. Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

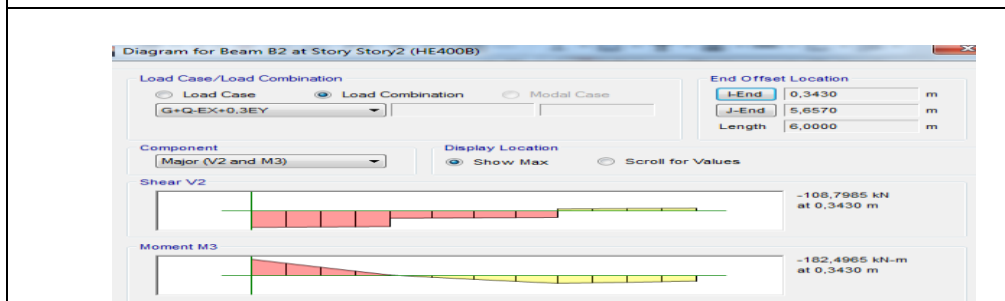
Ana çerçeve kirişleri; Konfigürasyon-A ve B' da ana çerçeve kirişleri deprem yükü ve düşey yükleri aktardıklarından, HE400A, Konfigürasyon. B' de ise ana çerçeve kirişleri; dış ana çerçeve kirişleri rijit bağlantılı olduklarından deprem yükü ve düşey yükleri aktardıklarından HE400B, iç çerçeve kirişleri ise sadece düşey yüklerin taşıdıklarından HE400B profilleri yeterli görülmüştür.



Konfigürasyonun -A ana kirişleri



Konfigürasyonun -B iç ana kirişler



Konfigürasyonun-B dış ana kirişler

Şekil 4.2: A ve B ana kirişlerinde oluşan tesir etkileri

4.2.1. Enkesit Koşulları Kontrolü

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kirişleri için Deprem Yönetmeliği Madde 4.6.1’de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının Tablo :4.5’de verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Tablo 4.4: Kesit parametreleri

Parametrel	Profil	
	HE400A	HE400B
b_f	300 mm	300 mm
t_f	19,0 mm	24 mm
d	390 mm	400 mm
t_w	11 mm	13,5 mm
$h=d-2t$	330 mm	352 mm
Z_x	$2560 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$	$3230 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$
F_y	235 mpa	235 mpa
$A_w = h t_w$	3630 mm^2	4752 mm^2
$f_b = b_f \cdot t_f$	5700 mm^2	7200 mm^2

Tablo 4.5: Enkesit koşulları

Fe37 yapı çeliği için	Profiller	
Kiriş başlığı	HE400A	HE400B
$\frac{b_f}{2} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}}$	$\frac{300/2}{2 \cdot 22,5} = 3,4 \leq 8.75$ Kiriş başlıkları kompaktı.	$\frac{300/2}{2 \cdot 22,5} = 3,4 \leq 8.75$ Kiriş başlıkları kompaktı.
Kiriş gövdesi	$\frac{330}{11,0} = 27,27 \leq 93,35$ Kiriş gövdesi kompaktır	$\frac{352}{13,5} = 27,8 \leq 93,35$ Kiriş gövdesi kompaktır
$\frac{h}{t_w} \leq 3.2 \sqrt{E_s / \sigma_a}$		

4.2.2. Plastik Mukavemet Momenti Dayanımı

Tablo 4.6:Konfigürasyonun-A ve B’de Anakirişlerin moment taşıma kapasiteleri

Konfigürasyon	Kesit	$Z_x m^3$	$M_n = F_y Z_x / \Omega b$	M_{G+Q+E}
A	HE400A	2,56E-3	360,5 >	252,2
B	HE400A	2,56E-3	360,5 >	201,7
B	HE400B	3,23E-3	458,7>	182,5

$$M_{(a)}=252,4\text{kNm}$$

$$M_n / \Omega b = F_y * Z_x / 1,67 M_a = 360,5\text{kNm} \quad (4.4)$$

$$M_n = 360,5\text{kNm} \geq 228.4 \text{ kNm} \text{ Durumu sağlanıyor}$$

İki konfigürasyonda moment değerlerin sağlandığı görülmektedir

4.2.3. Kirişlerin Kesme Dayanımı

Tablo 4.7: Konfigürasyonun -A ve B’de Ana kirişlerin kesme dayanım kontrolü

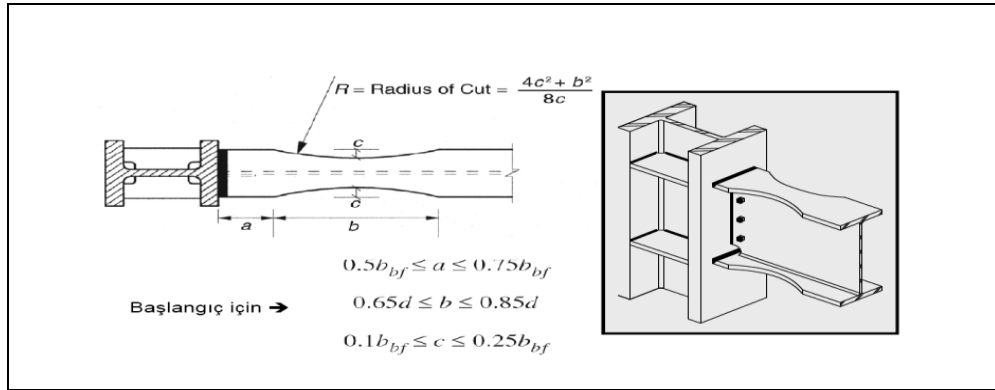
Kesit	t_w (mm)	d (mm)	t_f (mm)	$h = 2 * t_w$ (mm)	A_w mm^2	$V_n = 0,6F_{yw}$	V_a (kN)
HE400A	11	360	22,5	315,0	3,46E-3	$325 \geq$	11,81
HE400B	12,5	390	19,0	352,0	4,4E-3	$413,6 \geq$	168,9
HE340B	13,5	400	24,0	352,0	4.75E-3	$446,7 \geq$	111,6

$$V_n = 0.6F_{yw} A_w / \Omega_v \geq V_a = G + Q$$

$$V_n = 0,6 * 235 * 3872 * 1,0 = 545,95 \text{ kN} \quad (4.5)$$

$$V_n / \Omega_v = \frac{545,95}{1,5} = 325,7 > V_a = 168,9 \text{ kN}$$

4.2.4. Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Kiriş Tasarımı



Şekil 4.3: Zayıflatılmış en kesit

$$0,5 \cdot b_f = 150 \leq a = 200 \text{ mm} \leq 0,75 \cdot b_f = 225$$

$$0,65 \cdot d = 253,5 \leq b = 300 \text{ mm} \leq b \cdot 0,85 = 331,5$$

$$0,1 \cdot b_f = 30 \leq c = 30 \text{ mm} \leq 0,25 \cdot b_f = 75$$

$$R = (4 \cdot 30^2 + 300^2) / (8 \cdot 30) = 390$$

$$Z_e = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) = 2,56 \cdot 10^{-4} - 2 \cdot 0,03 \cdot 0,019(0,39 - 0,019) = 0,002139 \text{ m}^3 \quad (4.6)$$

$$M_{pr} = F_y \cdot Z_e \text{ azaltılmış enkesitte oluşabilecek max. Moment}$$

$$M_{pr} = F_y \cdot Z_e = 235000 \cdot 0,002139 = 502,67 \text{ kNm} \quad (4.7)$$

$$\text{Kontrol} \Rightarrow M_n / \Omega_v \geq 502,67 / 1,67 = 301,01 \geq M_a = 230,8 \text{ kNm}$$

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w / \Omega_v \geq V_a = G + Q$$

$$V_n = 0,6 \cdot 235000 \cdot (0,39 - 2 \cdot 0,019) \cdot 11,0 \cdot 1,0 = 576,64 \text{ kN} \quad (4.8)$$

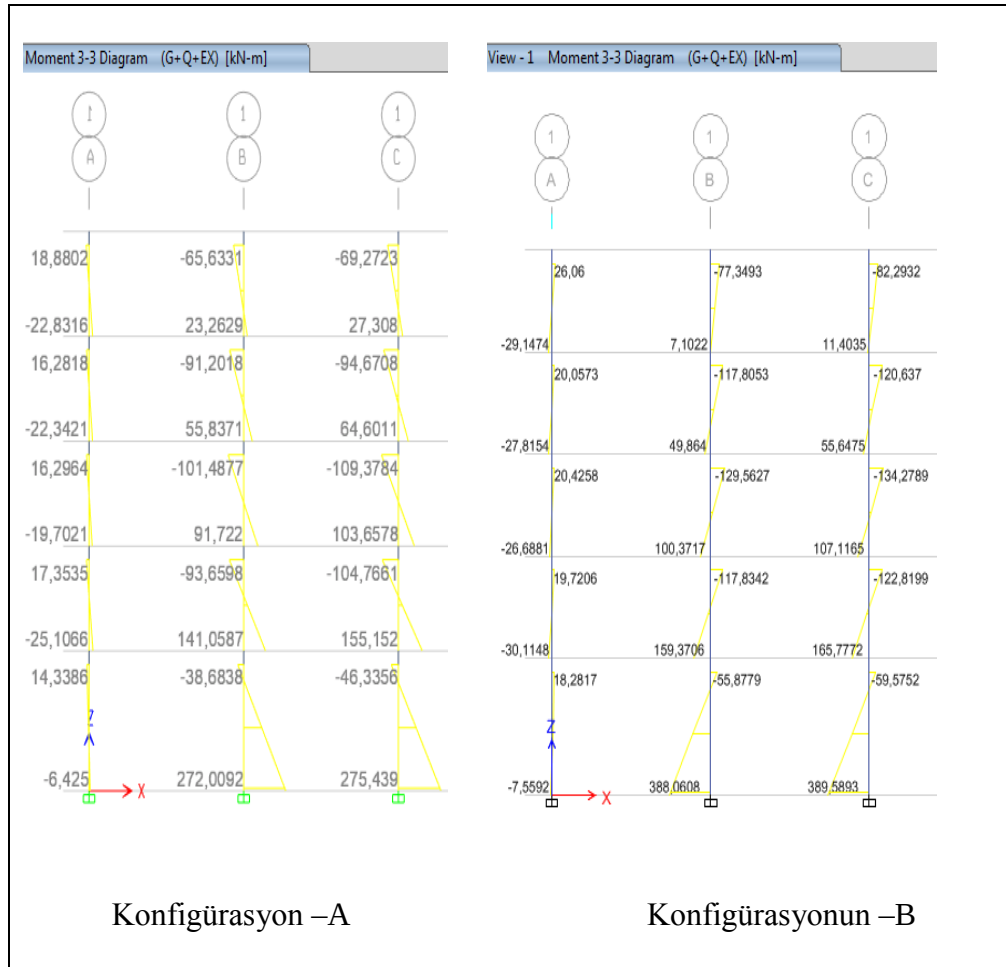
$$\text{Kontrol } V_n / \Omega_v \geq V_a = 576,64 / 1,5 = 384,43 \geq V_a = 159,6 \text{ kN}$$

4.3. Kolonların Boyutlandırılması

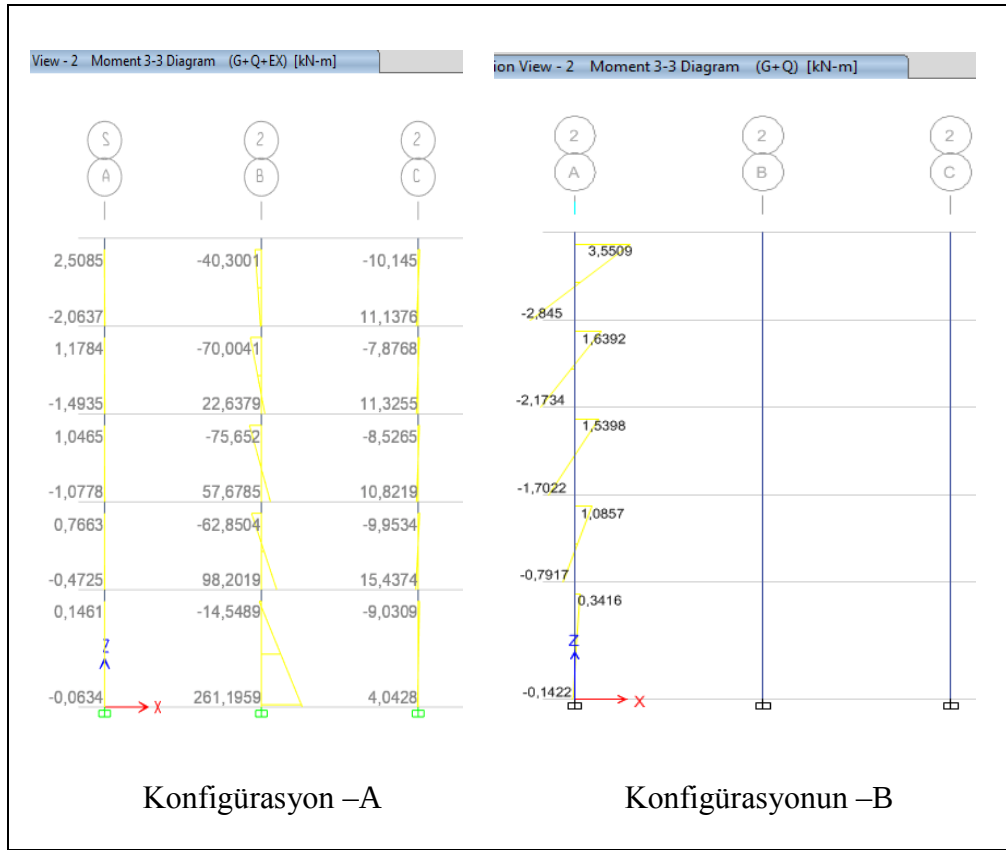
Yatay yüklerin etki etkimesi sonucu Konfigürasyonlarda kolonlarda meydana gelen tesirlerin karşılaştırılması yapılarak, kolonların kompakt kontrolü, Tasarım basınç dayanımı, moment dayanım kontrolü, Kesme dayanım kontrolü, İkinci mertebe etkileri ve eksenel yük moment etkileşim dayanım kontrolleri yapılarak sunulmuştur.

4.3.1. Akslarda Oluşan Tesirlerin Karşılaştırılması

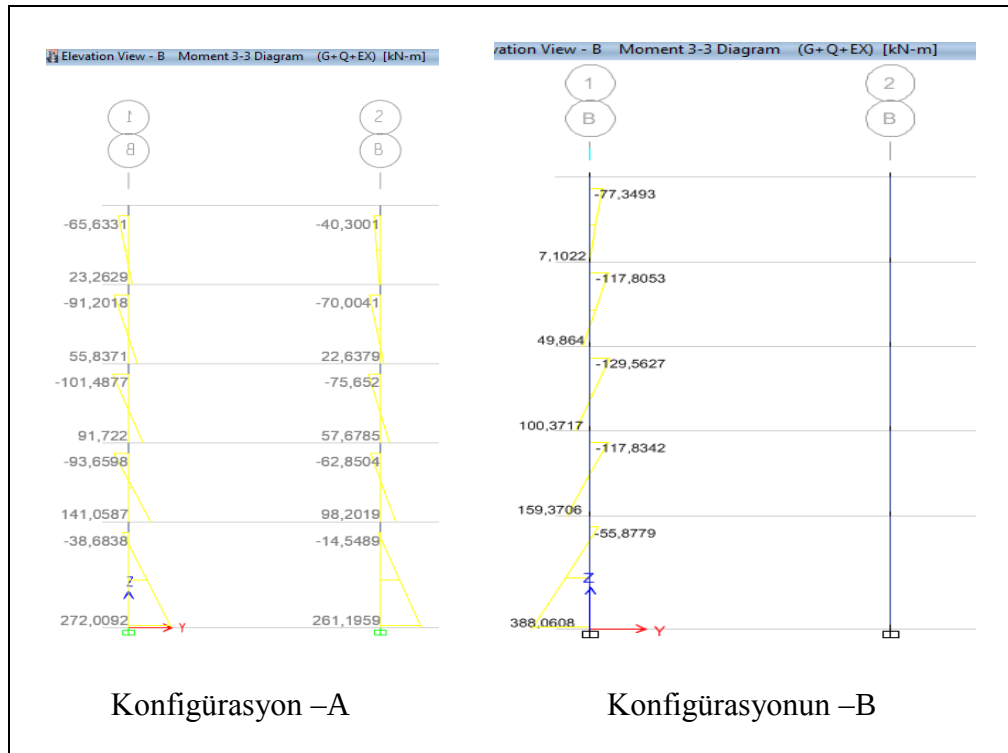
Sap2000 Programında yapılan analiz konfigürasyonların aynı akslarda oluşan etki tesirleri karşılaştırılması sunulmuştur.



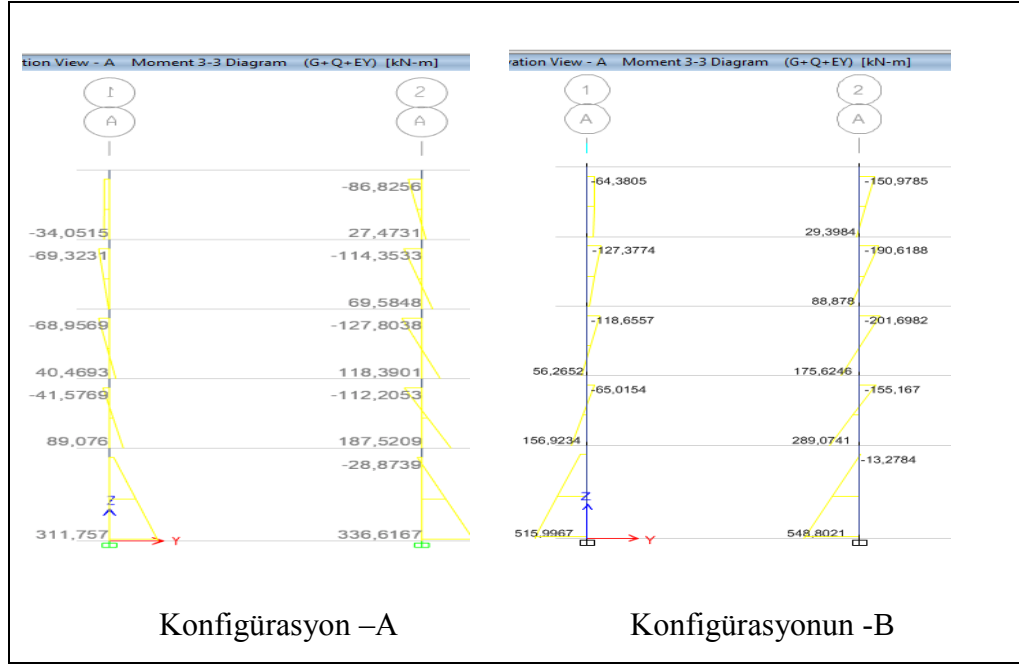
Şekil 4.4: M_{G+Q+E} etkisindeki x-x yönü 1-1, 4-4 aksında moment değerleri



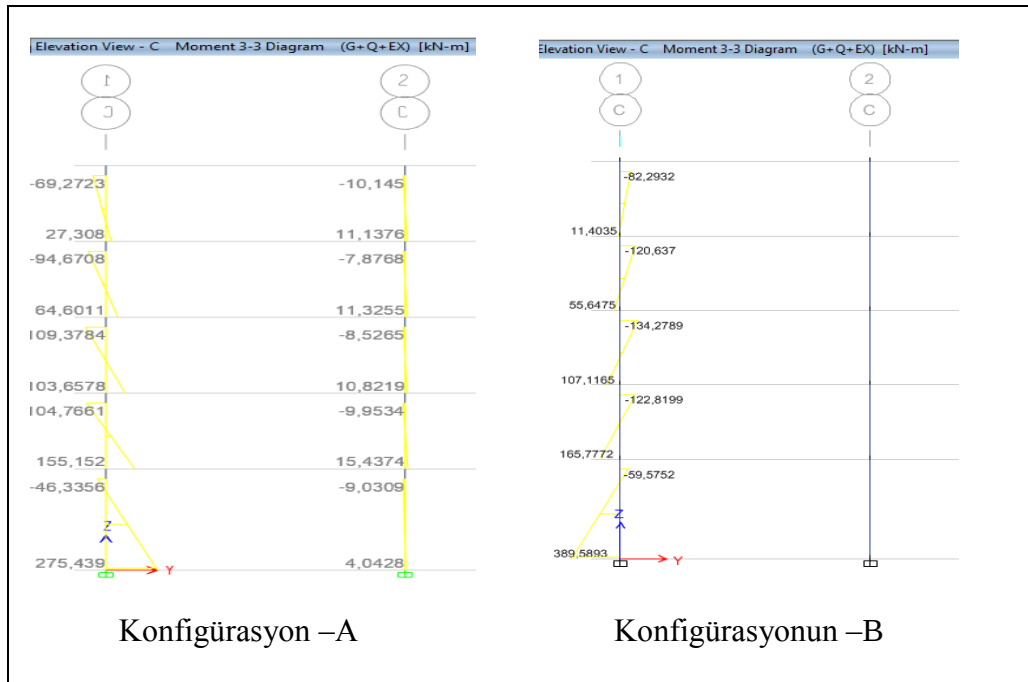
Şekil 4.5: M_{G+Q+E} etkindeki x-x yönü 2-2, 3-3 aksında moment değerleri



Şekil 4.5: M_{G+Q+E} etkindeki y-y yönü A-A, F-F aksında moment değerleri



Şekil 4.7: M_{G+Q+E} etkindeki y-y yönü B-B, E-E aksında moment[16].



Şekil 4.8: M_{G+Q+E} etkindeki y-y yönü C-C, D-D aksında moment [16].

Konfigürasyon A ve B’de G+Q+E yüklenmesi sonucu kolonlarda oluşan eğilme değerleri görüldüğü gibikonfigürasyon A’ da deprem yüklerini tüm kolonları birbirlerine rijit bağlantılar nedeni karşılarken, konfigürasyon B’de ise deprem yüklerini birbirlerine rijit bağlanan kenar akslarca karşılandığı görülmektedir

4.3.2. Kompakt Koşulları

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarına ilişkin koşullar

Tablo 4.8:Kolon başlıkları için kompakt şartı

Basınç etkisindeki I Kesitleri, U Kesitleri	h/tw	$0,3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0,5\sqrt{E_s/\sigma_a}$
---	------	--------------------------	--------------------------

Tablo 4.9: Kolon başlıkları için kompakt şartı

Kolon	b	t	$b/2t$		$0,3\sqrt{(2E_s/235)}$
HE550A	300	24	6,28	<	8,75
HE550B	300	24	6,25	<	8,75
HE700A	300	29	5,17	<	8,75

Kolon başlıklarının kompakt olduğu görülmektedir

Tablo 4.10: Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki kolonların kompakt şartı

Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki I Kesitleri, U Kesitleri	h/tw	$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} < 0,1$ için $3,2 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left[1 - 1,7 \left \frac{N_d}{GaA} \right \right]$	$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} < 0,1$ için $5,0 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left[1 - 1,7 \left \frac{N_d}{GaA} \right \right]$
		$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} > 0,1$ için $1,33 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left[2,1 - \left \frac{N_d}{GaA} \right \right]$	$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} > 0,1$ için $2,08 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} \left[2,1 - \left \frac{N_d}{GaA} \right \right]$

Tablo 4.11:Konfigürasyon-A içinenkesit koşulları tablosu

Katlar	$P_{nt}=G+Q$		$N_d = P_{nt} + 1,2P_{lt}$	h	t_w	Kolon Gövdesi İçin Kompakt Şartı						
						$N_d / (\sigma_a A)$		$\frac{h}{t_w}$			$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} < 0,1$	$0,3 \sqrt{E_s / \sigma_a}$
	kN	kN	kN	mm ²	m						84,6	
5	275,5	0,2	275,7	636	12,5	0,06	<	0,1	39,4	<	81,0	
5	365,4	19,5	388,8	636	12,5	0,08	<	0,1	39,4	<	88,2	
5	126,7	28,9	161,4	636	12,5	0,03	<	0,1	39,4	<	88,1	
5	118,4	39,5	165,8	636	12,5	0,03	<	0,1	39,4	<	88,0	
5	138,7	23,9	167,4	636	12,5	0,03	<	0,1	39,4	<	91,4	
5	56,8	2,6	59,9	636	12,5	0,01	<	0,1	39,4	<	75,1	
4	571,6	0,6	572,3	636	12,5	0,11	>	0,1	39,4	<		77,0
4	749,6	40,8	798,6	636	12,5	0,16	>	0,1	39,4	<		75,3
4	290,1	51,4	351,8	636	12,5	0,07	<	0,1	39,4	<	82,6	
4	261,4	64,2	338,4	636	12,5	0,07	<	0,1	39,4	<	81,6	
4	306,4	51,5	368,2	636	12,5	0,07	<	0,1	39,4	<	88,8	
4	138,7	4,3	143,9	636	12,5	0,03	<	0,1	39,4	<	65,7	
3	867,9	0,8	868,9	636	12,5	0,17	>	0,1	39,4	<		74,7
3	1134,1	57,2	1.202,7	636	12,5	0,24	>	0,1	39,4	<		72,1
3	453,4	84,9	555,3	636	12,5	0,11	>	0,1	39,4	<		77,2
3	404,1	86,2	507,5	636	12,5	0,10	>	0,1	39,4	<		77,5
3	474,2	70,4	558,7	636	12,5	0,11	>	0,1	39,4	<		77,1
3	220,1	5,9	227,2	636	12,5	0,05	<	0,1	39,4	<	62,4	
2	1164,2	1,1	1.165,5	636	15	0,20	>	0,1	32,8	<		73,9
2	1519,3	67,7	1.600,5	636	15	0,27	>	0,1	32,8	<		71,1
2	616,3	84,9	718,2	636	15	0,12	>	0,1	32,8	<		76,8
2	546,4	105,3	672,8	636	15	0,11	>	0,1	32,8	<		77,1
2	642,4	84,9	744,3	636	15	0,12	>	0,1	32,8	<		76,6
2	301,2	7,2	309,8	636	15	0,05	<	0,1	32,8	<	54,5	
1	1460,3	1,1	1.461,6	636	15	0,24	>	0,1	32,8	<		72,0
1	1905,6	82,6	2.004,7	636	15	0,34	>	0,1	32,8	<		68,4
1	799,1	86,1	902,4	636	15	0,15	>	0,1	32,8	<		75,6
1	688,1	93,1	799,8	636	15	0,13	>	0,1	32,8	<		76,3
1	811,4	86,1	914,7	636	15	0,15	>	0,1	32,8	<		75,5
1	381,3	7,1	389,8	636	15	0,07	<	0,1	32,8	<	84,6	

Konfigürasyon-A' Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki kolonların kopmaktır.

Tablo 4.12: Konfigürasyon-Biçin en kesit koşulları tablosu

Katlar	$P_{nt=G+Q}$		$N_d = P_{nt} + 1,2P_{lt}$	h	t_w	Kolon Gövdesi					Kolon Başlıkları			
						$N_d / (\sigma_a A)$			$\frac{h}{t_w}$		$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} < 0,1$	$\frac{N_d}{(\sigma_a A)} > 0,1$	$b/2t$	$0,3\sqrt{(E_s/\sigma_a)}$
	kN	kN	kN	mm ²	m									
5	285,1	4,6	290,6	636	15	0,05	<	0,1	43,9	<	84,7		6,0 8,7	
5	285,1	1,5	286,8	636	15	0,05	<	0,1	43,9	<	84,8		6,0 8,7	
5	155,9	24,7	185,5	636	14,5	0,03	<	0,1	43,9	<	87,9		6,0 8,7	
5	147,5	43,9	200,1	636	14,5	0,04	<	0,1	43,9	<	87,4		6,0 8,7	
5	155,2	33,2	195,0	636	14,5	0,04	<	0,1	43,9	<	87,6		6,0 8,7	
5	74,8	32,1	113,3	636	14,5	0,02	<	0,1	43,9	<	90,0		6,0 8,7	
4	587,8	1,7	589,8	636	15	0,11	>	0,1	43,9	<			6,0 8,7	
4	587,8	27,2	620,4	636	15	0,12	>	0,1	43,9	<			6,0 8,7	
4	345,6	33,4	385,6	636	14,5	0,07	<	0,1	43,9	<	81,9		6,0 8,7	
4	322,1	70,1	406,2	636	14,5	0,08	<	0,1	43,9	<	81,3		6,0 8,7	
4	334,1	63,1	409,8	636	14,5	0,08	<	0,1	43,9	<	81,1	78,4	6,0 8,7	
4	177,8	33,6	218,1	636	14,5	0,04	<	0,1	43,9	<	86,9	79,8	6,0 8,7	
3	890,6	2,7	893,8	636	15	0,17	>	0,1	43,9	<			6,0 8,7	
3	890,6	5,3	896,9	636	15	0,17	>	0,1	43,9	<			6,0 8,7	
3	534,6	42,1	585,1	636	14,5	0,11	>	0,1	43,9	<			6,0 8,7	
3	496,9	98,8	615,4	636	14,5	0,12	>	0,1	43,9	<			6,0 8,7	
3	513,7	86,9	617,9	636	14,5	0,12	>	0,1	43,9	<			6,0 8,7	
3	279,8	44,6	333,3	636	14,5	0,06	<	0,1	43,9	<	83,4		5,0 8,7	
2	1.193,	5,3	1.199,5	636	15	0,19	>	0,1	43,9	<		74,1	5,0 8,7	
2	1.193,	8,6	1.203,4	636	15	0,19	>	0,1	43,9	<		74,1	5,0 8,7	
2	723,8	47,8	781,1	636	14	0,12	>	0,1	43,9	<		76,7	5,0 8,7	
2	670,9	114,1	807,8	636	14,5	0,13	>	0,1	43,9	<		76,5	5,0 8,7	
2	693,7	102,2	816,3	636	14,5	0,13	>	0,1	43,9	<		76,4	5,0 8,7	
2	381,2	51,1	442,5	636	14,5	0,07	<	0,1	43,9	<	82,33	78,7	5,0 8,7	
1	1.495,	15,2	1.514,1	636	15	0,24	>	0,1	43,9	<		72,2	5,0 8,7	
1	1.495,	48,7	1.554,3	636	15	0,24	>	0,1	43,9	<		71,9	5,0 8,7	
1	913,8	39,1	960,7	636	14,5	0,15	>	0,1	43,9	<		75,6	5,0 8,7	
1	845,1	108,1	974,8	636	14,5	0,15	>	0,1	43,9	<		75,5	5,0 8,7	
1	876,2	103,1	999,9	636	14,5	0,16	>	0,1	43,9	<		75,3	5,0 8,7	
1	679,6	40,9	728,6	636	14,5	0,11	>	0,1	43,9	<		77,0	5,0 8,7	

Konfigürasyon –B’ Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki kolonların kopmaktır.

4.3.3. Tasarım Basınç Dayanımı

Konfigürasyon A ve B'nin tasarım basıncı dayanımı tablo halinde sunulmuştur.

Tablo 4.13:Sistem-A kl/r değerleri

kat	kesit	I_{xm^3}	I_{ym^3}	r_x	r_y	$L_x = L_y$	$(kl/r)_x$	$(kl/r)_y$
5	HE550A	1,4E-3	1,2E-4	0,250	7,06E-2	3	27,0	74,4
4	HE550A	1,4E-3	1,2E-4	0,250	7,06E-2	3	27,0	74,4
3	HE550A	1,4E-3	1,2E-4	0,250	7,06E-2	3	27,0	74,4
2	HE550B	1,7E-3	1,4E-4	0,2517	7,08E-2	3	27,0	63,6
1	HE550B	1,7E-3	1,4E-4	0,2517	7,08E-2	4	27,0	63,6
krş	HE400A	4,5E-4	8,6E-5	1,6E-4	7,34E-2	8	39,43	88,3

Tablo 4.14: Sistem-B kl/r değerleri

kat	kesit	I_{xm^3}	I_{ym^3}	r_x	r_y	$L_x = L_y$	$(kl/r)_x$	$(kl/r)_y$
5	HE700A	2,2E-3	1,2E-4	0,2878	0,0684	3	22,41	76,8
4	HE700A	2,2E-3	1,2E-4	0,2878	0,0684	3	22,41	76,8
3	HE700A	2,6E-3	1,4E-4	0,2878	0,0684	3	22,41	76,8
2	HE700A	2,6E-3	1,4E-4	0,2878	0,0684	3	22,41	76,8
1	HE700A	2,6E-3	1,4E-4	0,2878	0,0684	3	22,41	76,8

Tablo 4.15: Sistem-B kl/r değerleri

kat	kesit	I_{xm^3}	I_{ym^3}	r_x	r_y	$L_x = L_y$	$(kl/r)_x$	$(kl/r)_y$
3	HE550B	1,5E-3	1,4E-4	0,2517	7,08E-2	3	27,0	63,6
2	HE550B	1,5E-3	1,4E-4	0,2517	7,08E-2	3	27,0	63,6
1	HE550B	1,2E-3	1,4E-4	0,2517	7,08E-2	3	27,0	63,6

$$(KL/r) < 4,71*(E/F_y) = 22,4 < 4,71*(E/F_y)^{0,5} = 137,4 \quad \text{veya}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 2867,9 > 0,44F_y = 44 * 235 = 103 \text{ mpa} \quad (4.6)$$

$$F_{cr} = F_y (0,658)^{\frac{F_y}{F_e}} = 235 (0,658)^{\frac{235}{2867,9}} = 225,7 \text{ mpa} \quad (4.7)$$

Tablo 4.16: Konfigürasyon-A' kolon tasarım basınç kontrolü

kat	çubuk	kesit	F_{cr}	A_g	$P_c = F_{cr} A_g / \Omega$		$P_{n(G+Q)}$
			(mpa)	mm ²	$\Omega=1,67$		(mpa)
5	500	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	275,2
5	501	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	365,4
5	502	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	126,7
5	503	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	118,4
5	504	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	138,7
5	505	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	56,8
4	506	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	571,6
4	507	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	746,6
4	508	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	290,1
4	509	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	261,4
4	510	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	306,3
4	511	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	138,7
3	512	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	867,9
3	513	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	1134,1
3	514	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	453,4
3	515	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	546,4
3	516	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	624,4
3	517	HE550A	225,1	21.200	2.857,5	>	220,1
2	518	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	1164,3
2	519	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	1519,3
2	520	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	616,3
2	521	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	-599,8
2	522	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	642,4
2	523	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	301,2
1	524	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	1460,3
1	525	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	1905,6
1	526	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	799,1
1	527	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	688,1
1	528	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	811,1
1	529	HE550B	225,7	25.400	3.432,8	>	381,3

Tablo 4.17: Konfigürasyon–Bkolon tasarım basınç kontrolü

kat	çubuk	kesit	F_{cr}	A_g	$P_c = F_{cr} A_g / \Omega$		$P_{n(G+Q)}$
			(mpa)	mm ²	$\Omega=1,67$		(mpa)
5	501	HE550B	226,6	21.800	2.906,3	>	285,1
5	502	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	155,9
5	503	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	147,5
5	504	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	155,2
5	505	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	74,8
4	506	HE550B	226,6	21.800	2.906,3	>	587,8
4	507	HE550B	226,6	21.800	2.906,3	>	587,8
4	508	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	345,6
4	509	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	322,1
4	510	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	334,1
4	511	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	177,8
3	512	HE550B	226,6	21.800	2.906,3	>	890,6
3	513	HE550B	226,6	21.800	2.906,3	>	890,6
3	514	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	534,6
3	515	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	496,9
3	516	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	513,7
3	517	HE700A	226,6	26.000	3.568,2	>	279,8
2	518	HE550B	225,7	21.800	2.906,3	>	1.193,2
2	519	HE550B	227,1	21.800	2.906,3	>	1.193,2
2	520	HE700A	227,1	26.000	3.466,2	>	723,8
2	521	HE700A	227,1	26.000	3.466,2	>	670,9
2	522	HE700A	227,1	26.000	3.466,2	>	693,7
2	523	HE700A	227,1	26.000	3.466,2	>	381,2
1	524	HE550B	227,1	21.800	2.906,3	>	1.495,9
1	525	HE550B	227,1	21.800	2.906,3	>	1.495,9
1	526	HE700A	227,1	26.000	3.466,2	>	913,8
1	527	HE700A	227,1	26.000	3.466,2	>	845,1
1	528	HE700A	227,1	26.000	3.466,2	>	876,2
1	529	HE700A	227,1	26.000	3.466,2	>	679,6

Konfigürasyon–A,B’ kolon tasarım basınç kontrolü sağlanmaktadır

4.3.4. Moment Dayanımı Kontrolü

Tablo 4.18:Konfigürasyon-A kolon eğilme dayanımının kontrolü

kat	Kesit	Z_x mm^3	$M_p = F_y Z_x$ /1,67 kNm		$M_{(G+Q+E)}$ kNm
5	HE550A	4.620	650	$\geq$	38,8
4	HE550A	4.620	650	$\geq$	94,1
4	HE550A	4.620	650	$\geq$	130,1
4	HE550A	4.620	650	$\geq$	130,1
4	HE550A	4.620	650	$\geq$	133,8
4	HE550A	4.620	650	$\geq$	126,1
4	HE550A	4.620	650	$\geq$	62,1
3	HE550A	4.620	650	$\geq$	139,1
3	HE550A	4.620	650	$\geq$	106,1
3	HE550A	4.620	650	$\geq$	150,1
3	HE550A	4.620	650	$\geq$	159,1
3	HE550A	4.620	650	$\geq$	145,3
3	HE550A	4.620	650	$\geq$	67,4
2	HE550B	4.620	650	$\geq$	159,6
2	HE550B	4.620	650	$\geq$	109,2
2	HE550B	5.590	787	$\geq$	109,3
2	HE550B	5.590	787	$\geq$	176,3
2	HE550B	5.590	787	$\geq$	158,1
2	HE550B	5.590	787	$\geq$	71,6
1	HE550B	5.590	787	$\geq$	307,1
1	HE550B	5.590	787	$\geq$	292,6
1	HE550B	5.590	787	$\geq$	310,2
1	HE550B	5.590	787	$\geq$	309,4
1	HE550B	5.590	787	$\geq$	304,9
1	HE550B	5.590	787	$\geq$	284,5

Tablo 4.19: Konfigürasyon-B kolon eğilme dayanımının kontrolü

kat	Kesit	Z_x mm^3	$M_P = F_y Z_x / 1,67$ kNm		$M_{(G+Q+E)}$ kNm
5	HE550B	5.590	787	$\geq$	34,8
5	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	68,7
5	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	114,1
5	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	110,5
5	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	54,1
4	HE550B	5.590	787	$\geq$	45,8
4	HE550B	5.590	787	$\geq$	34,8
4	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	201,8
4	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	154,6
4	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	149,0
4	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	114,5
3	HE550B	5.590	787	$\geq$	28,6
3	HE550B	5.590	787	$\geq$	26,4
3	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	213,1
3	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	179,8
3	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	172,6
3	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	105,7
2	HE750B	5.590	787	$\geq$	50,5
2	HE550B	5.590	787	$\geq$	15,4
2	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	256,5
2	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	188,5
2	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	182,0
2	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	138,8
1	HE550B	5.590	787	$\geq$	248,4
1	HE550B	5.590	787	$\geq$	212,4
1	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	425,3
1	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	365,7
1	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	364,2
1	HE700A	7.032	1.653	$\geq$	396,3

Konfigürasyon A ve B' nin moment dayanım kontrolleri sunulmuştur.

4.3.5. Kesme Dayanım Kontrolü

Konfigürasyon A ve B' nin kesme dayanım kontrolleri sunulmuştur.

$$V_n = 0,6F_{yw} * A_w * C_v$$

$$h/t_w \leq 2,24(E/F_{yw})=492/12,5=39,3 \leq 65,3 \text{ ise}$$
(4.8)

Tablo 4.20: Kesit parametreleri

	HE550A (mm)	HE550B (mm)	HE700A (mm)
d =	540	550	690
h =	492	502	636
b _f =	300	300	300
t _f =	24	29	27
t _w =	12,5	15	13,5
A _w = t _w * h	6150	7530	9222

4.3.6. İkinci Mertebe Etkileri

Konfigürasyon A ve B' nin kesme dayanım kontrolleri sunulmuştur.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt} (\Delta_{oh})}{0,85(\sum H)/L}}$$
(4.9)

Tablo 4.21: Konfigürasyon-A, **B₂** değerleri

kat	α	l(m)	$\sum H(kn)$	Δ_{oh}	B ₂	Z _x
5	1,6	16,0	371	0,027	1,010	4,62E-3
4	1,6	13,0	737,7	0,024	1,086	4,62E-3
3	1,6	10,0	1009,7	0,019	1,083	4,62E-3
2	1,6	7,0	1200,1	0,012	1,062	5,59E-3
1	1,6	3,0	1309,05	0,006	1,024	5,59E-3

$$M_r = B_2 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$
(4.10)

Tablo 4.22: Konfigürasyon-A ikinci mertebe etkileri

kat	$M_{nt(G+Q)}$	M_{lt}	B_2	$M_{r=B_2M_{nt}} +$ $= B_2M_{lt}$		$M_c = F_y * Z_x / 1,67$
5	18,3	73,4	1,01	92,4	<	650,1
5	7,6	20,0	1,01	27,8	<	650,1
5	4,8	105,4	1,01	111,2	<	650,1
5	0,9	95,2	1,01	97,0	<	650,1
5	16,9	77,9	1,01	95,5	<	650,1
5	36,7	57,5	1,01	94,7	<	650,1
4	13,2	113,2	1,09	136,1	<	650,1
4	3,6	97,7	1,09	109,7	<	650,1
4	1,5	130,4	1,09	143,1	<	650,1
4	0,7	133,2	1,09	145,3	<	650,1
4	11,5	115,3	1,09	136,7	<	650,1
4	30,5	90,4	1,09	128,6	<	650,1
3	12,8	126,3	1,08	149,9	<	650,1
3	3,2	109,4	1,08	122,0	<	650,1
3	1,2	151,6	1,08	165,8	<	650,1
3	0,5	158,8	1,08	172,9	<	650,1
3	11,5	133,9	1,08	156,9	<	650,1
3	29,7	97,2	1,08	135,3	<	650,1
2	16,8	142,7	1,06	168,4	<	650,1
2	2,6	111,3	1,08	120,8	<	786,6
2	1,1	173,5	1,08	185,4	<	786,6
2	0,2	176,5	1,08	187,6	<	786,6
2	14,5	143,4	1,08	166,8	<	786,6
2	34,8	106,4	1,08	147,8	<	786,6
1	11,4	302,6	1,02	321,3	<	786,6
1	1,1	293,4	1,02	301,5	<	786,6
1	0,3	310,3	1,02	318,0	<	786,6
1	0,6	309,5	1,02	317,5	<	786,6
1	9,7	301,2	1,02	318,1	<	786,6
1	22,9	293,4	1,02	323,3	<	786,6

Tablo4.23:Konfigürasyon-B, B₂ değerleri

kat	α	L	$\Sigma H(kn)$	Δ_{oh}	B ₂	$M_{x(HE700A)}$	$M_{x(HE550B)}$
5	1,6	16,0	371,0	0,022	1,010	989,5	560,1
4	1,6	13,0	737,7	0,019	1,086	989,5	560,1
3	1,6	10,0	1009,7	0,015	1,083	989,5	560,1
2	1,6	7,0	1200,1	0,010	1,062	989,5	560,1
1	1,6	3,0	1309,5	0,004	1,024	989,5	560,1

Tablo4.24: Konfigürasyon-B ikinci mertebe etkileri

kat	M _{nt(g+q)}	M _{lt(eq)}	B ₂	M _{r=B₂M_{nt} += B₂M_{lt}}		M _c = F _y * Z _x /1,67
5	18,3	15,2	1,01	33,7	<	560,1
5	7,6	34,8	1,01	42,7	<	560,1
5	4,8	74,1	1,01	79,6	<	989,5
5	0,9	113,7	1,01	115,7	<	989,5
5	8,5	101,6	1,01	111,1	<	989,5
5	42,5	92,4	1,01	135,8	<	989,5
4	13,2	45,4	1,09	62,7	<	560,1
4	8,7	34,8	1,09	46,6	<	560,1
4	1,5	215,1	1,09	236,0	<	989,5
4	0,7	154,6	1,09	169,2	<	989,5
4	3,1	147,8	1,09	164,2	<	989,5
4	32,1	145,7	1,09	190,9	<	989,5
3	12,8	28,5	1,08	43,6	<	560,1
3	0,1	109,4	1,08	118,3	<	560,1
3	1,2	26,5	1,08	29,8	<	989,5
3	0,5	158,8	1,08	172,0	<	989,5
3	3,5	169,2	1,08	186,2	<	989,5
3	32,0	137,7	1,08	180,7	<	989,5
2	16,8	50,3	1,06	70,1	<	560,1
2	8,7	15,4	1,08	25,3	<	560,1
2	1,1	269,7	1,08	292,4	<	989,5
2	0,2	188,5	1,08	203,8	<	989,5
2	7,1	175,1	1,08	196,2	<	989,5
2	35,4	174,2	1,08	223,5	<	989,5
1	11,4	248,4	1,02	264,8	<	560,1
1	22,1	212,4	1,02	238,7	<	560,1
1	0,3	453,1	1,02	462,5	<	989,5
1	0,6	365,7	1,02	373,6	<	989,5
1	5,23	362,3	1,02	374,8	<	989,5
1	24,8	405,1	1,02	438,0	<	989,5

4.3.7. Eksenel Yük-Moment1-Moment2 (PMM) etkileşimi

Konfigürasyon A ve B' nin kesme eksenel kuvvet momet etkileşim kontrolü sunulmuştur.

$$\frac{P_r}{P_c} > 0,2 \Rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2 \Rightarrow \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) \leq 1,0$$
(4.11)

Tablo4.25: Konfigürasyon -A PMM etkileşimi

kat	kesit	M_r knm	M_c knm	P_r kn	P_c kn	$P_r/P_c \Rightarrow$	$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$	$\frac{P_r}{P_c} > 0,2$
4	HE550A	136,1	650,1	572,3	2.857,5	0,20 $\geq 0,2$		0,39
4	HE550A	109,7	650,1	798,6	2.857,5	0,28 $\geq 0,2$		0,43
4	HE550A	143,1	650,1	351,8	2.857,5	0,12 $< 0,2$	0,25 $< 1,0$	
4	HE550A	145,3	650,1	338,4	2.857,5	0,12 $< 0,2$	0,25 $< 1,0$	
4	HE550A	136,7	650,1	368,2	2.857,5	0,13 $< 0,2$	0,24 $< 1,0$	
4	HE550A	128,6	650,1	143,9	2.857,5	0,05 $< 0,2$	0,21 $< 1,0$	
3	HE550A	149,9	650,1	868,9	2.857,5	0,30 $\geq 0,2$	0,31 $< 1,0$	
3	HE550A	122,0	650,1	1.202,7	2.857,5	0,42 $\geq 0,2$		0,59
3	HE550A	165,8	650,1	555,3	2.857,5	0,19 $< 0,2$	0,13 $< 1,0$	
3	HE550A	172,9	650,1	507,5	2.857,5	0,18 $< 0,2$	0,02 $< 1,0$	
3	HE550A	156,9	650,1	558,7	2.857,5	0,20 $\geq 0,2$		0,41
3	HE550A	135,3	650,1	227,2	2.857,5	0,08 $\geq 0,2$	0,22 $< 1,0$	
2	HE550B	168,4	650,1	1.165,5	3.432,8	0,34 $\geq 0,2$		0,57
2	HE550B	120,8	786,6	1.600,5	3.432,8	0,47 $\geq 0,2$		0,60
2	HE550B	185,4	786,6	718,2	3.432,8	0,21 $\geq 0,2$		0,42
2	HE550B	187,6	786,6	672,8	3.432,8	0,20 $\geq 0,2$		0,41
2	HE550B	166,8	786,6	744,3	3.432,8	0,22 $\geq 0,2$		0,41
2	HE550B	147,8	786,6	309,8	3.432,8	0,09 $\geq 0,2$	0,21 $< 1,0$	
1	HE550B	321,3	786,6	1.461,6	3.432,8	0,43 $\geq 0,2$		0,79
1	HE550B	301,5	786,6	2.004,7	3.432,8	0,58 $\geq 0,2$		0,92
1	HE550B	318,0	786,6	902,4	3.432,8	0,26 $\geq 0,2$		0,62
1	HE550B	317,5	786,6	799,8	3.432,8	0,23 $\geq 0,2$		0,59
1	HE550B	318,1	786,6	914,7	3.432,8	0,27 $\geq 0,2$		0,63
1	HE550B	323,3	786,6	389,8	3.432,8	0,11 $\geq 0,2$	0,44 $< 1,0$	

Tablo 4.26: Konfigürasyon -B PMM etkileşimi

kat	kesit	M_r knm	M_c knm	P_r kn	P_c kn	$P_r/P_c \Rightarrow$		$\frac{P_r}{P_c} < 0,2$	$\frac{P_r}{P_c} > 0,2$
5	HE550B	33,7	560,1	290,6	2.906,3	0,10	<0,2	0,22 < 1,0	
5	HE550B	42,7	560,1	286,8	2.906,3	0,10	<0,2	0,05 < 1,0	
5	HE700A	79,6	989,5	185,5	3.568,2	0,05	<0,2	0,13 < 1,0	
5	HE700A	115,7	989,5	200,1	3.568,2	0,06	<0,2	0,04 < 1,0	
5	HE700A	111,1	989,5	195,0	3.568,2	0,05	<0,2	0,10 < 1,0	
5	HE700A	135,8	989,5	113,3	3.568,2	0,03	<0,2	0,32 < 1,0	
4	HE550B	62,7	560,1	589,8	2.906,3	0,20	>0,2		0,3 < 1,0
4	HE550B	46,6	560,1	620,4	2.906,3	0,21	>0,2		0,29 < 1,0
4	HE700A	236,0	989,5	385,6	3.568,2	0,11	<0,2	0,14 < 1,0	
4	HE700A	169,2	989,5	406,2	3.568,2	0,11	<0,2	0,07 < 1,0	
4	HE700A	164,2	989,5	409,8	3.568,2	0,11	<0,2	0,13 < 1,0	
4	HE700A	190,9	989,5	218,1	3.568,2	0,06	<0,2	0,29 < 1,0	
3	HE550B	43,6	560,1	893,8	2.906,3	0,31	>0,2		0,4 < 1,0
3	HE550B	118,3	560,1	896,9	2.906,3	0,31	>0,2		0,5 < 1,0
3	HE700A	29,8	989,5	585,1	3.568,2	0,16	<0,2	0,13 < 1,0	
3	HE700A	172,0	989,5	615,4	3.568,2	0,17	<0,2	0,02 < 1,0	
3	HE700A	186,2	989,5	617,9	3.568,2	0,17	<0,2	0,09 < 1,0	
3	HE700A	180,7	989,5	333,3	3.568,2	0,09	<0,2	0,22 < 1,0	
2	HE550B	70,1	560,1	1.199	2.906,3	0,41	>0,2		0,52 < 1,0
2	HE550B	25,3	560,1	1.203	2.906,3	0,41	>0,2		0,65 < 1,0
2	HE700A	292,4	989,5	781,1	3.466,2	0,23	>0,2		0,49 < 1,0
2	HE700A	203,8	989,5	807,8	3.466,2	0,23	>0,2		0,42 < 1,0
2	HE700A	196,2	989,5	816,3	3.466,2	0,24	>0,2		0,41 < 1,0
2	HE700A	223,5	989,5	442,5	3.466,2	0,13	<0,2	0,42 < 1,0	
1	HE550B	264,8	560,1	1.514	2.906,3	0,52	>0,2		0,74 < 1,0
1	HE550B	238,7	560,1	1.554	2.906,3	0,53	>0,2		0,71 < 1,0
1	HE700A	462,5	989,5	960,7	3.466,2	0,28	>0,2		0,69 < 1,0
1	HE700A	373,6	989,5	974,8	3.466,2	0,28	>0,2		0,62 < 1,0
1	HE700A	374,8	989,5	999,9	3.466,2	0,29	>0,2		0,63 < 1,0
1	HE700A	438,0	989,5	728,6	3.466,2	0,21	>0,2		0,60 < 1,0

4.3.8. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

Konfigürasyon A ve B' nin güçlü kolon zayıf kiriş koşulu kontrolü sunulmuştur.

$$\frac{\sum M_{P_{kolon}}}{\sum M_{P_{kiriş}}} > 1,0 \quad (4.12)$$

Tablo 4.27: Konfigürasyon-A göçlü kolon, zayıf kiriş kontrolü

katlar	Kesit	Z_c	$P_{r(alt)}$	$P_{r(üst)}$	A_g	$\sum M_{Pc}$	$\sum M_{Pb}$	$\frac{\sum M_{Pc}}{\sum M_{Pb}} > 1,0$
4	HE550A	4,6E-03	92,2	42,4	0,0212	1632,7	692,5	2,36
4	HE550A	4,6E-E3	287,8	97,7	0,0212	1585,1	692,5	2,29
4	HE550A	4,62E-3	245,4	93,4	0,0212	1596,1	692,5	2,30
4	HE550A	4,62E-3	273,0	110,0	0,0212	1585,7	692,5	2,29
4	HE550A	4,62E-3	723,4	295,9	0,0212	1435,1	692,5	2,07
4	HE550A	4,62E-3	573,1	241,4	0,0212	1483,5	692,5	2,14
3	HE550A	4,62E-3	178,5	92,2	0,0212	1612,2	692,5	2,33
3	HE550A	4,62E-3	467,0	287,8	0,0212	1497,7	692,5	2,16
3	HE550A	4,62E-3	397,6	245,4	0,0212	1524,1	692,5	2,20
3	HE550A	4,62E-3	409,8	273,0	0,0212	1514,7	692,5	2,19
3	HE550A	4,62E-3	1.151	723,4	0,0212	1232,5	692,5	1,78
3	HE550A	4,62E-3	908,0	573,1	0,0212	1325,7	692,5	1,91
2	HE550B	5,59E-3	242,4	178,5	0,0254	1911,5	692,5	2,76
2	HE550B	5,59E-3	647,0	467,0	0,0254	1746,7	692,5	2,52
2	HE550B	5,59E-3	549,5	397,6	0,0254	1786,4	692,5	2,58
2	HE550B	5,59E-3	599,8	409,8	0,0254	1771,5	692,5	2,56
2	HE550B	5,59E-3	1.580	1.151,4	0,0254	1362,1	692,5	1,97
2	HE550B	5,59E-3	1.244	908,0	0,0254	1499,7	692,5	2,17
1	HE550B	5,59E-3	306,6	242,4	0,0254	1881,1	692,5	2,72
1	HE550B	5,59E-3	827,4	647,0	0,0254	1661,0	692,5	2,40
1	HE550B	5,59E-3	701,1	549,5	0,0254	1714,2	692,5	2,48
1	HE550B	5,59E-3	709,0	599,8	0,0254	1700,4	692,5	2,46
1	HE550B	5,59E-3	849,8	656,7	0,0254	2142,7	692,5	3,09
1	HE550B	5,59E-3	881,0	666,2	0,0254	2130,2	692,5	3,08

Tablo 4.28: Konfigürasyon-B göçlü kolon, zayıf giriş kontrolü

katlar	Kesit	Z_c	$P_{r(alt)}$	$P_{r(üst)}$	A_g	ΣM_{Pc}	ΣM_{Pb}	$\frac{\Sigma M_{Pc}}{\Sigma M_{Pb}} > 1,0$
4	HE450B	3,98E-03	320	147	0,0218	1161	682	2,36
4	HE450B	3,98E-03	334	155	0,0218	1157	682	2,29
4	HE700A	7,03E-03	279	177	0,026	2074	682	3,05
4	HE700A	7,03E-03	322	147	0,026	2075	682	3,04
4	HE700A	7,03E-03	334	155	0,026	2070	682	3,03
4	HE700A	7,03E-03	177	74	0,026	2134	682	3,15
3	HE550B	3,98E-03	496	322	0,026	1097	682	2,14
3	HE550B	3,98E-03	513	334	0,0218	1097	682	2,33
3	HE700A	7,03E-03	279	177	0,0218	2079	682	3,05
3	HE700A	7,03E-03	496	322	0,026	1981	682	2,90
3	HE700A	7,03E-03	513	334	0,026	1973	682	2,89
3	HE700A	7,03E-03	279	177	0,026	1973	682	3,02
2	HE550B	3,98E-03	1193	890	0,0218	866	682	2,76
2	HE550B	3,98E-03	1193	890	0,0218	866	682	2,52
2	HE700A	7,03E-03	723	534	0,026	1862	682	2,73
2	HE700A	7,03E-03	670	496	0,026	1887	682	2,70
2	HE700A	7,03E-03	694	513	0,026	1876	682	2,71
2	HE700A	7,03E-03	381	280	0,026	2024	682	2,90
1	HE550B	3,98E-03	1495	1193	0,0218	756	682	2,72
1	HE550B	3,98E-03	1496	1193	0,0218	756	682	2,40
1	HE700A	7,03E-03	913,4	723	0,026	1475	682	2,58
1	HE700A	7,03E-03	845,1	670	0,026	1793	682	1,60
1	HE700A	7,03E-03	876,2	693	0,026	1779	682	2,62
1	HE700A	7,03E-03	479,1	381	0,026	1970	682	2,80

Konfigürasyon A ve B' ningüçlü kolon zayıf giriş koşulu kontrolü sağlandığı görülmüştür.

5. DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEM İLE İTME ANALİZİ YAPILMASI VE DEĞERLENDİRİLMESİ

5.1. Doğrusal olmayan itme analizi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan analizin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (kümülatif) değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır (Aydınoğlu 2010).

Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde yapısal kapasite, koordinatları “tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti” olan itme eğrisi ile temsil edilir. İtme eğrisinin elde edilmesi için, yapı sistemi sabit düşey yükler ve orantılı olarak eşdeğer deprem yükleri altında, sistemin taşıma kapasitesinin sona erdiği limit duruma kadar doğrusal olmayan teoriye göre hesaplanır. Yapıya deprem doğrultusunda adım adım artan şiddetlerde kuvvetler uygulanarak yapının tepe yerdeğiştirmesi ve buna karşılık gelen taban kesme kuvvetleri not edilerek aralarındaki ilişki incelenir. Modal ivme ve modal yerdeğiştirme dönüşümleri yapılarak modal kapasite diyagramları oluşturulur ve yapının spektral yerdeğiştirme kapasiteleri elde edilir

Yapılara, boyuna ve enine yönde artan şiddetlerde kuvvetler uygulanarak tepe yerdeğiştirmesi ile taban kesme kuvveti arasındaki ilişki incelenir ve tepe yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti eğrisi grafiksel olarak elde edilir. Elde edilen grafiksel veriler, modal ivme ve modal yerdeğiştirme değerlerine dönüştürülerek, spektral yerdeğiştirme ile spektral ivmeler arasındaki ilişki diyagramlar üzerinde gösterilir. Yapılara ait ivme-periyot grafiğı, spektral ivme spektral deplasman spektrumlarına dönüştürülerek, daha önceden elde edilen

Kapasite spektrumu ile karşılaştırılarak spektral yer değiştirme değeri bulunur. Ortaya çıkan spektral yerdeğiştirme, incelenen yapıların depremin talep ettiği deplasmana dönüştürülür. O deplasmanı yapan kolon kesitinde oluşacak plastik dönmeler sonucu, plastik mafsallık boyuna bağı olarak incelenen kolonun plastik

eğriliği hesaplanır ve kesitin şekil değiştirmeleri not edilir. Sonuç olarak, yapıların eşdeğer deprem yükleri altında hedef performans düzeylerini sağlayıp, sağlayamadıklarına karar verilir.

5.2. Tepe Deplasmanı ve Taban Kesme Kuvveti

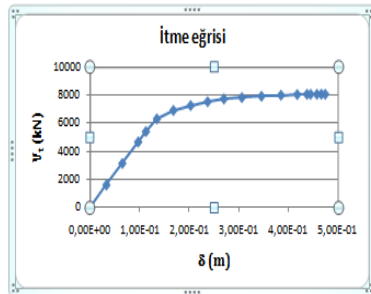
SAP2000 analiz programında doğrusal olmayan itme analiz sonucunda yapının tepe deplasmanı ve taban kesme kuvveti verileri elde edilerek grafiği çizilmiştir.

Tablo 5.1: Konfigürasyon-A tepe deplasmanı taban kesme kuvveti

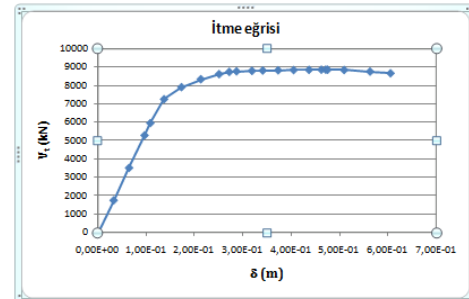
$\delta_{(m)}$	V_t kN	$d = \delta / (\phi * \Gamma)$	$a = V_t / m_{eff}$
0,0000	0,000	0,0000	0,00920
0,04412	2.218,4	0,0388	0,01760
0,06412	3.118,4	0,0488	0,02760
0,09601	4.677,5	0,0732	0,03209
0,11145	5.430,0	0,0849	0,07473
0,133605	6.349,7	0,1018	0,04113
0,166888	6.964,3	0,1272	0,04321
0,201627	7.322,0	0,1537	0,04482
0,235980	7.595,5	0,1799	0,04603
0,268790	7.800,1	0,2049	0,04662
0,304886	7.899,0	0,2325	0,04717
0,344481	7.992,4	0,2627	0,04762
0,383751	8.068,0	0,2926	0,04761
0,416367	8.113,0	0,3175	0,04788
0,436263	8.130,4	0,3326	0,04795
0,44356	8.134,4	0,3382	0,04800
0,456258	8.134,9	0,3479	0,04900
0,465015	8.135,1	0,3446	0,04901
0,472718	8.134,3	0,3404	0,04900

Tablo 5.2: Konfigürasyon-B tepe deplasmanı taban kesme kuvveti

$\delta_{(m)}$	V_t kN	$d = \delta / (\phi * \Gamma)$	$a = V_t / m_{eff}$
0,00E+00	0,000	0	0
0,032	1.764	0,023959	0,108555
0,064	3.528	0,047919	0,217111
0,096	5.293	0,071878	0,325728
0,108085	5.959	0,080926	0,366713
0,136493	7.258	0,102196	0,446652
0,172558	7.910	0,129199	0,486776
0,212691	8.340	0,159248	0,513238
0,250572	8.619	0,18761	0,530407
0,271741	8.741	0,20346	0,537915
0,286771	8.768	0,214713	0,539577
0,318771	8.796	0,238673	0,5413
0,341002	8.812	0,255317	0,542284
0,373002	8.825	0,279277	0,543084
0,405002	8.837	0,303236	0,543823
0,437002	8.849	0,327195	0,544561
0,46244	8.859	0,346241	0,545177
0,471648	8.860	0,353136	0,545238
0,475555	8.859	0,356061	0,545177
0,509796	8.841	0,356061	0,545177



Konfigürasyon-A



Konfigürasyon -B

Şekil 5.1: Tepe deplasmanı taban kesme kuvveti grafikleri

5.3. Modal Kapasite Eğrisi Elde Edilmesi

DBYBHY 2007'ye göre, itme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümleri ile koordinatları “modal yerdeğiştirme - modalivme” olan modalkapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir

$a_i = (i)$ ' inci itme adımında birinci (deprem doğrultunda hakim) moda ait modalivme

$$a_i = \frac{V_{xi}^{(i)}}{M_{xi}} \quad (5.1)$$

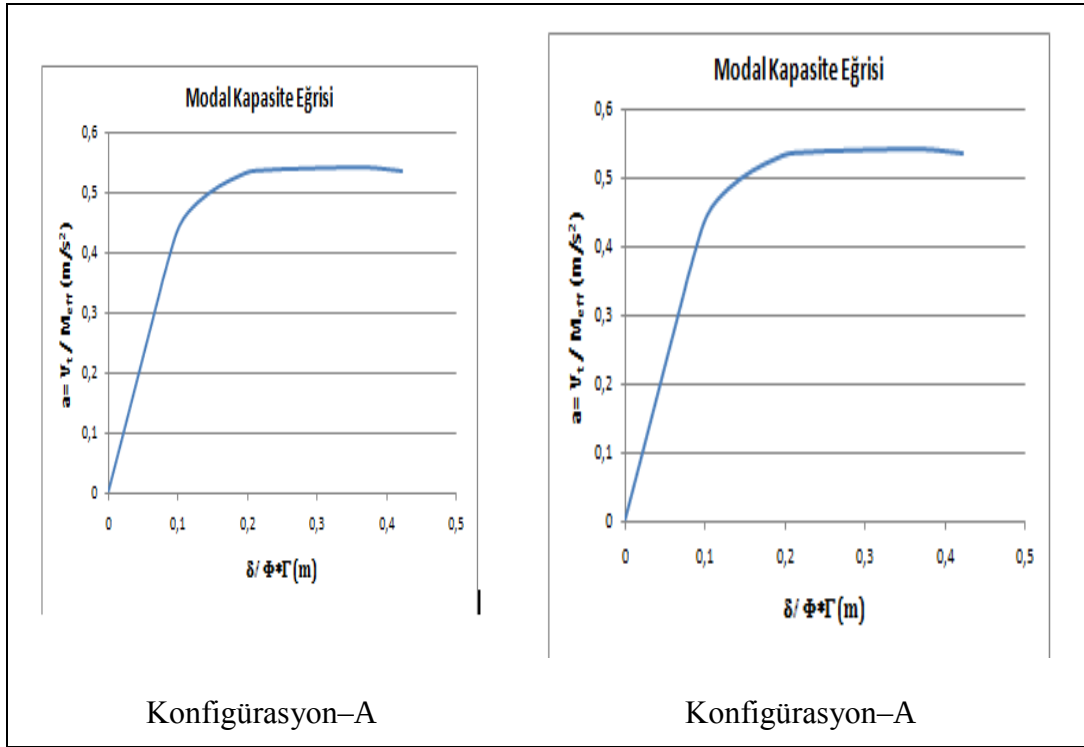
$V_{xi}^{(i)}$: Deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci (hakim) moda ait taban kesme kuvvetini, M_{xi} deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle göstermektedir.

$$d_1^{(i)} = \frac{U_{xi}^{(i)}}{\Phi_{xi} \Gamma_{x1}} \quad (5.2)$$

Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modalkütle katkı çarpanı Γ_{x1} , x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan L_{x1} ve M_1 ' den yararlanarak Denklem 6.12 elde edilir.

Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modalkütle katkı çarpanı Γ_{x1} , x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan L_{xi} ve M_i ' den yararlanarak elde edilir.

$$\Gamma_{xi} = \frac{L_{xi}}{M_i} \quad (5.3)$$



Şekil 5.2:Talep spektrumu-modal kapasite kesişim grafikleri

5.4. Modal Deprem İsteminin Belirlenmesi

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile birlikte, elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer bir deyişle modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi, d_1 , doğrusal olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{di1} 'e eşittir.

$$d_1 = S_{di1} \quad (5,4)$$

Doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait T_1^1 başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (linear) spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak elde edilir.

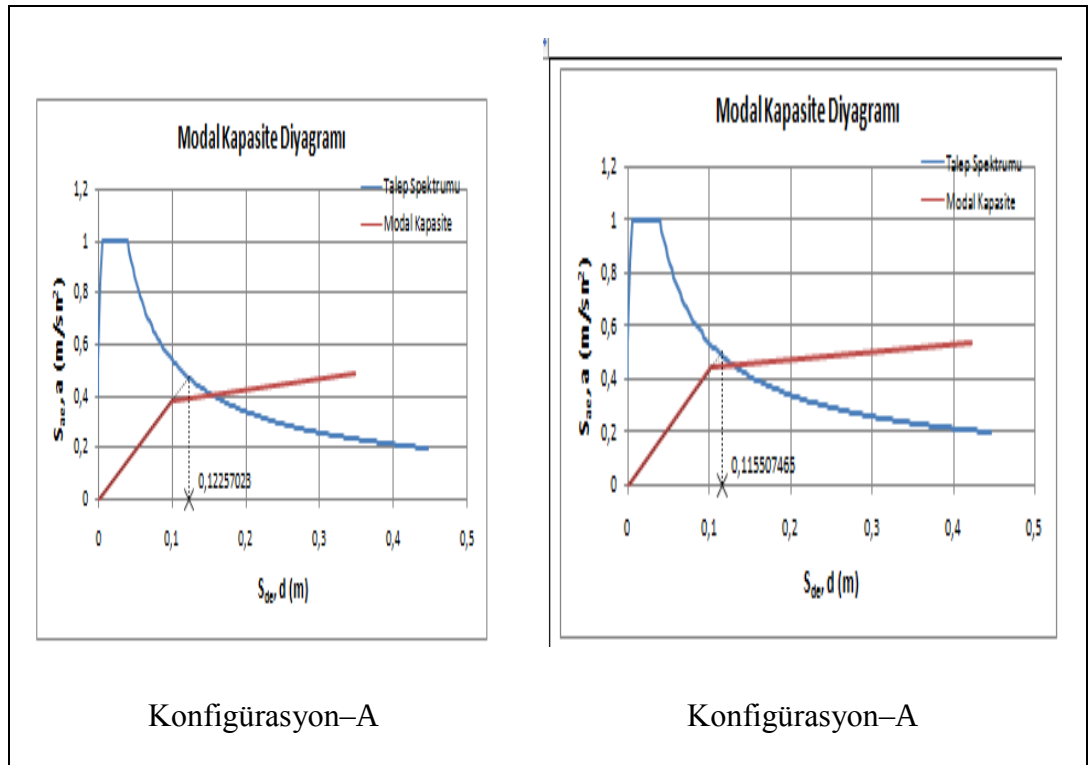
$$S_{di\ 1} = C_{Ri\ 1} S_{de\ 1} \quad (5.5)$$

Doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme $S_{de\ 1}$, itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme $S_{ae\ 1}$ ‘den hesaplanır.

$$S_{di\ 1} = \frac{S_{ae\ 1}}{w_1^{(1)}} \quad (5.6)$$

- $C_{Ri\ 1}$ = spektral yerdeğiştirme oran
- $T_1^1 = 2\pi/w_1^2$ = başlangıç periyodu

$S_{di\ 1}$ ‘de esas alınır ve eşdeğer akmanoktasının koordinatları Şekil 5,.3’de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1} , R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.



Şekil 5.3: Talep spektrumu-modal kapasite kesişim grafikleri

5.5. Yerdeğiştirme, şekil değiştirme ve iç kuvvet İstemlerinin belirlenmesi

Son itme adımı $i=p$ için $d_1^{(p)}$, belirlenen modal yer değiştirme istemi

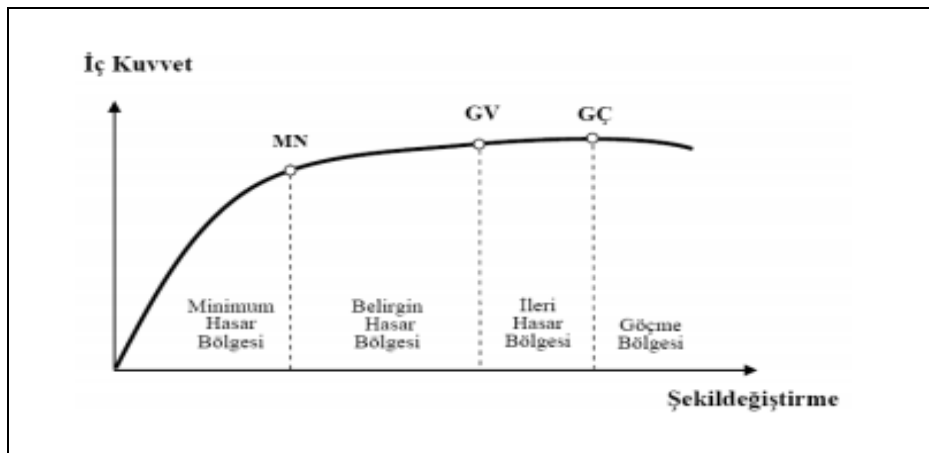
$$u_{xN1} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (5.7)$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekil değiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilecek veya Sap2000 programında olduğu gibi hesaplanan yerdeğiştirme istemine ulaşıncaya kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanacaktır (zer, 2007)

5.6. Kesit Hasar Bölgeleri

Modal kapasite diyagramında bulunan maksimum deplasman tekrar sap2000 analiz programına girilerek, bu deplasman oluşumunda yapıda meydana gelen dönme değerlerine göre hasar değerleri tespit edilir.

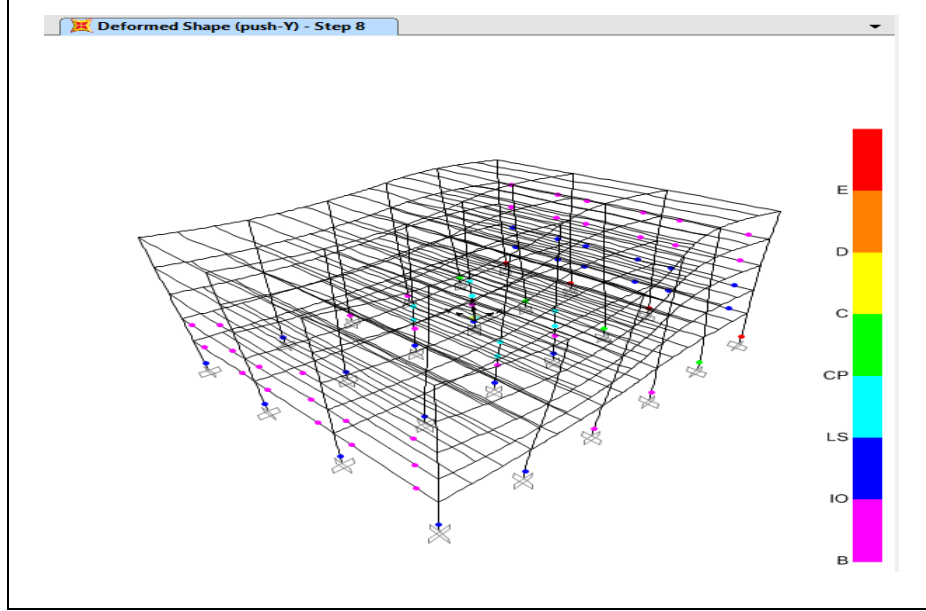
Kritik kesitleri MN'ye ulaşmayan elemanlar Minimum Hasar Bölgesi'nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar Belirgin Hasar Bölgesi'nde, GV ve G arasında kalan elemanlar İleri Hasar Bölgesi'nde, G'yi açan elemanlar ise Göçme Bölgesi'nde yer alırlar



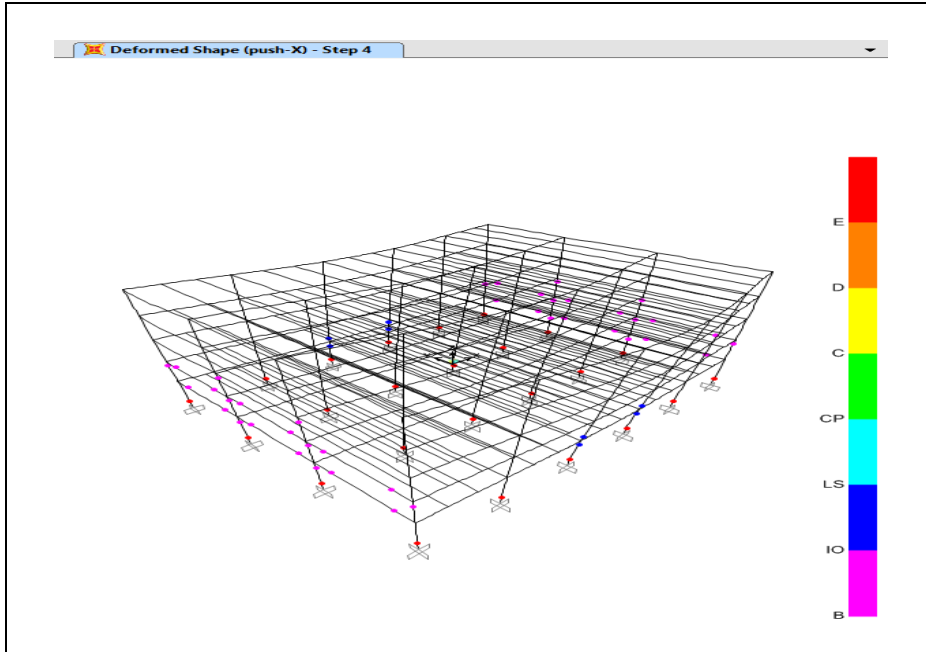
şekil 5.4: Kesit hasar bölgeleri ve performans sınırları grafiği

5.7. Yapının Performans değeriendirilmesi

Modal kapasite grafiğinde hesaplanan maksimum deplasmanın SAP2000 Programı ile analiz yapılarak Konfigürasyonlarda oluşan deformasyon durumları



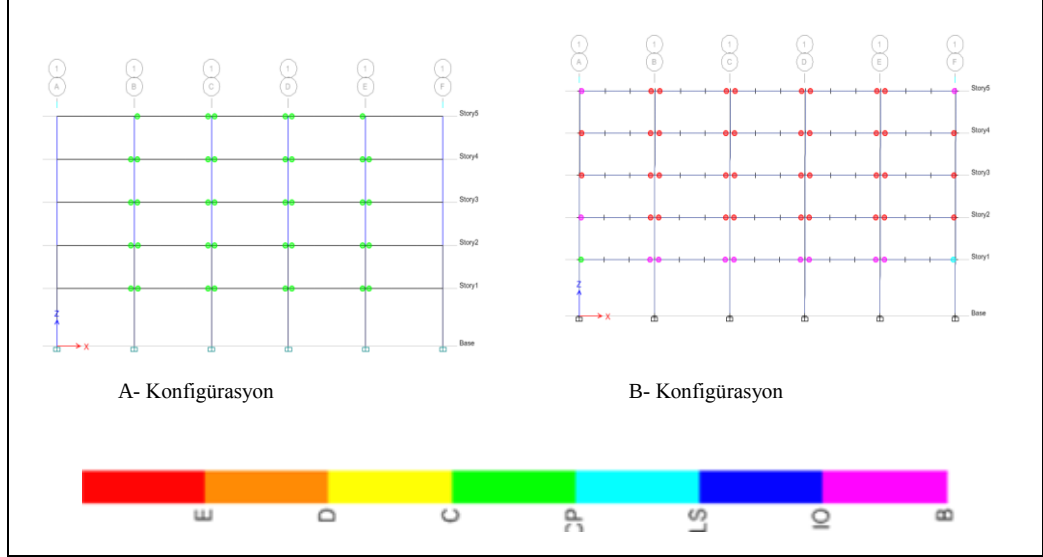
Şekil 5.5: M_{G+Q+E} Konfigürasyon – A’da itme analizi sonucu hasar durumu



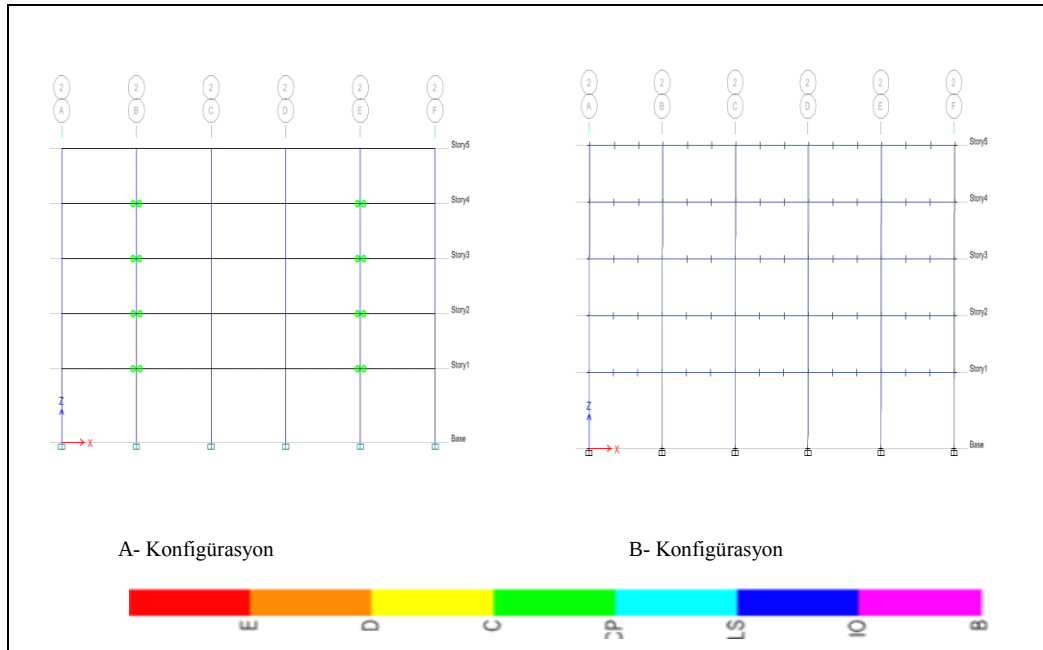
Şekil 5.6: Konfigürasyon –B’de itme analizi sonucu hasar durumu

- Konfigürasyonlara ait Performans sonucunun akslarda görünümü

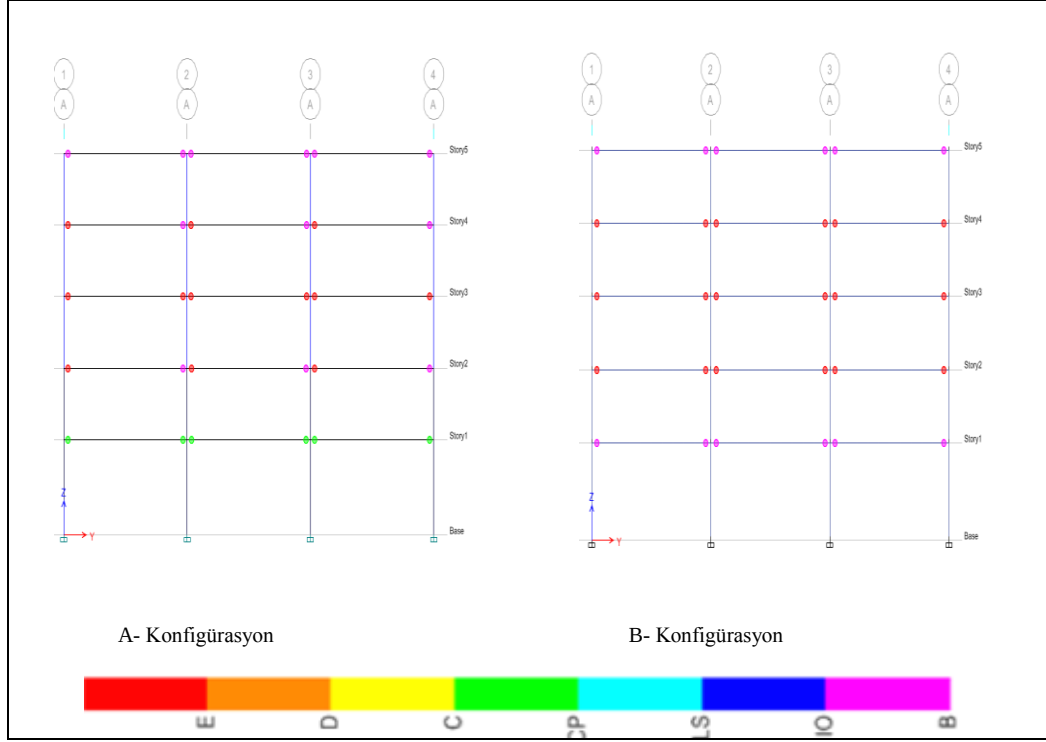
Konfigürasyonların deprem performansını doğrusal olmayan yöntem ile analizi sonucu taşıyıcı sistemde oluşan hasar durumları farklı akslara içingösterilmiştir.



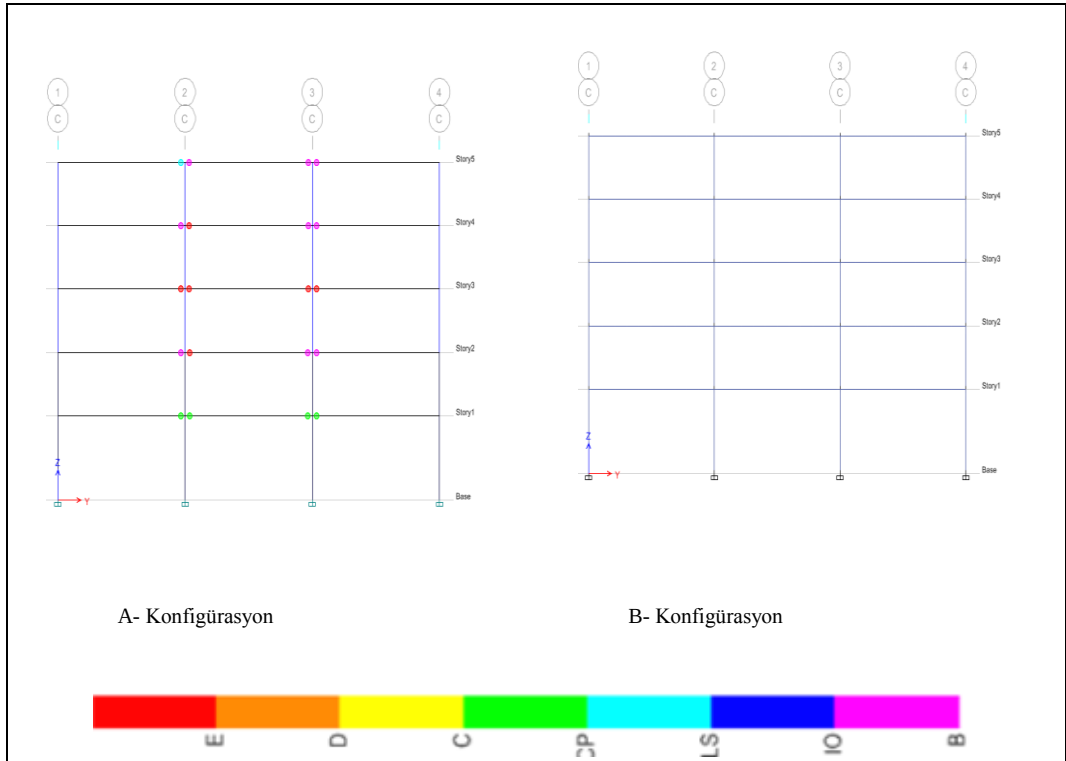
Şekil 5.7: M_{G+Q+E} A ve D akslarında itme analizi sonucu hasar durumu



Şekil 5.8: M_{G+Q+E} B ve C akslarında itme analizi sonucu hasar durumu



Şekil 5.9: M_{G+Q+E} 1 ve 6 akslarında itme analizi sonucu hasar durumu



Şekil 5.10: M_{G+Q+E} 3 ve 4 akslarında itme analizi sonucu hasar durumu

Tablo 53: İtme analizi sonucu konfigürasyonlarda hasar durumu

Konfigürasyon-A				Konfigürasyon-B		
Katlar	Kesit	Plastik dönme	Yapı Performans	Kesit	Plastik dönme	Yapı Performansı
5	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0000	<LS
5	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0000	<LS
5	HE550A	0,0000	<LS	HE550B	0,0000	<LS
4	HE550A	0,0000	<LS	HE550B	0,0000	<LS
4	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0000	<LS
4	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0001	<LS
4	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0000	<LS
4	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0000	<LS
4	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0006	<LS
3	HE550A	0,0000	<LS	HE550B	0,0000	<LS
3	HE550A	0,0000	<LS	HE550B	0,0000	<LS
3	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0000	<LS
3	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0000	<LS
3	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0000	<LS
3	HE550A	0,0000	<LS	HE700A	0,0021	<LS
2	HE550B	0,0000	<LS	HE550B	0,0001	<LS
2	HE550B	0,0000	<LS	HE550B	0,0001	<LS
2	HE550B	0,0000	<LS	HE700A	0,0005	<LS
2	HE550B	0,0000	<LS	HE700A	0,0001	<LS
2	HE550B	0,0000	<LS	HE700A	0,0000	<LS
2	HE550B	0,0000	<LS	HE550B	0,0005	<LS
1	HE550B	0,0005	<LS	HE550B	0,1715	>CP
1	HE550B	0,0005	<LS	HE700A	0,1173	>CP
1	HE550B	0,0071	<LS	HE700A	0,0277	>CP
1	HE550B	0,0002	<LS	HE700A	0,0216	>CP
1	HE550B	0,0058	<LS	HE700A	0,0218	>CP
1	HE550B	0,0071	<LS	HE700A	0,0278	>CP
a) Konfigürasyon-A				b) Konfigürasyon-B		

Performans analizi sonucu görüldüğü gibi deprem kuvvetlerini tüm kolonlarca karşılanan Konfigürasyon-A'da max. 1,3,4,6 ve akslardaki kirişlerde kısmen plastik mafsallaşmalar meydana gelirken, kolonlarda minimum hasar oluşmaktadır.B'de ise deprem kuvvetlerini karşılayan 1,5,6,7 asklarındaki kirişlerin tamamında plastik

mafsallaşmalar oluşmaktadır. Yine Konfigürasyon B’de sadece düşey yükleri taşıyan iç kolonlarda ve kirişlerde minimum hasar oluşmaktadır.

Tablo 5.4:İki konfigürasyon için seçilen nihai en kesitler

	Konfigürasyon-A	Konfigürasyon-B
İkincil kirişler	IPE360	IPE360
Dış aks Ana Kirişler	HE400A	HE400B
İç aks Ana Kirişler	HE400A	HE400A
Dış Aks 3,4,5 aks Kolonlar	HE550B	HE700A
Dış Aks 1,2 katlar Kolonlar	HE550A	HE700A
İç Aks 3,4,5 katlar Kolonlar	HE550B	HE550B
İç Aks 1,2 katlar Kolonlar	HE550A	HE550B

Tablo 5.5:Konfigürasyon-A metraj icmali

kat	Malz. cinsi	Kat top.	Kat ad.	Uzunluk /1 adet	Toplam Uzunluk	Metre Ağ. (kN/m)	Toplam Ağ. (kN)
İkincil kirişler	IPE360	30	5	8	1200	57,1	68.520
Ana kirişler	HE400A	20	5	6	600	125	75.000
Ana kirişler	HE400A	18	5	8	720	125	90.000
N. kat kolon	HE550A	24	3	3	216	166	35.856
Z. kat kolon	HE550B	24	1	3	72	199	14.328
Z. kat kolon	HE550B	24	1	4	96	199	19.104,
						Toplam	302.81 kN

Tablo 5.6: Konfigürasyon-B metraj icmali

kat	Malz. cinsi	Kat top.	Kat ad.	Uzunluk /1 adet	Toplam Uzunluk	Metre Ağ. (kN/m)	Toplam Ağ. (kN)
İkincil kirişler	IPE360	30	5	8	1200	57,1	68.520
İç Ana kirişler	HE400A	10	5	6	300	125	37.500
Dış Ana kiriş	HE400A	12	5	8	480	125	60.000
Dış Ana kiriş	HE400B	10	5	6	300	155	46.500
Dış Ana kiriş	HE400B	6	5	8	240	155	37.200
N.l kat kolon	HE550B	8	4	3	96	199	19.104
Z. kat kolon	HE550B	8	1	4	32	199	6.368
N. kat kolon	HE700A	16	4	3	192	204	39.168
Z. kat kolon	HE700A	16	1	4	64	204	13.056
						Toplam	327.41 <i>kN</i>

Konfigürasyon-A’da 302,81 kN, Konfigürasyon-B’ise 327,41 kN çelik malzeme kullanılmıştır. A, B’den daha ekonomiktir.

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada iki farklı konfigürasyonlu taşıyıcı sistem düzenlemesi kullanılmıştır. Konfigürasyon-A'da 2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmakta, akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı ise, kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijittir. Konfigürasyon-B'de ise 2.0 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişlere mafsallı bağlanmakta, ana kirişler de kolonlara mafsallı bağlanmaktadır. Çevre kirişler ise kolonlara rijit bağlanmaktadır. Her iki yapıda da kolonlar ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlenmiştir.

SAP2000 Analiz Programı ile üç boyutlu olarak modellenmiş, Düşey yüklemeler ($G+nQ$) yapılmış, Fiktif yüklere göre Periyodu hesaplanmış, Yatay yükler (F_i) Eşdeğer deprem yüklenmelerine göre SAP2000 Analiz Programında analizler yapılmış ve $G+Q+E$ Yüklenmesi altında taşıma gücüne göre gerekli tahkikler gerçekleştirilmiştir.

Çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- i) Her iki konfigürasyonda ikincil kiriş için seçilen IPE360 kesitinin minimum şartların sağlandığını görülmüştür.
- ii) Ana kirişleri incelediğimizde Konfigürasyon A'da HE400A minimum şartları sağlarken, Konfigürasyon B'de dış akslarda HE400B, iç akslarda ise HE400A kesitleri minimum şartları sağlamıştır.
- iii) Kolonlarda, Konfigürasyon -A'da 1,2 katlar HE550B kesitleri, 3,4,5 katlarda ise HE550A kesitleri minimum şartları sağlamıştır. Konfigürasyon -B'ise deprem kuvvetlerini rijit bağlantılarla aktaran kenar akslarda HE700A kesitleri, iç akslarda ise HE550B kesitleri minimum şartları sağlamıştır.
- iv) Konfigürasyon-A' da deprem kuvvetlerinin rijit bağlantılar vasıtasıyla tüm kolonlarca karşılanması, B'de ise deprem kuvvetlerinin sadece dış akslarca karşılanması, bu akslardaki kolonların daha büyük seçilmesine neden olmuştur. Buna karşılık Konfigürasyon B'de iç aksların sadece düşey yük taşımaları nedeni ile daha küçük kesitlerin seçilmesi yeterli olmuştur.
- v) Performans analizi sonucu konfigürasyon A'da 1 ve 6' inci akslarda maksimum hasar oluşurken, diğer akslarda minimum hasar meydana gelmiştir. Konfigürasyon

B'de ise deprem kuvvetleri karşılayan dış akslarda illeri derece hasar meydana gelirken, iç akslarda herhangi bir hasar oluşmamaktadır.

vi) Yapılan maliyet hesaplarında konfigürasyon A, B'den 24,6 daha az çelik malzeme kullanıldığı, ancak hesaplamalarda bileşim maliyetleri dikkate alınmamıştır.

Sonuç olarak; işletme yükleri aynı olan bir yapıda farklı konfigürasyon düzenlemeleri ile deprem kuvvetlerini karşılayacak şekilde taşıyıcı sistem düzenlemesi yapılmıştır. Her iki konfigürasyon için SAP2000 Analiz Programı kullanılarak öteleme analizi yapılmış ve sonuçları değerlendirilmiştir. Taşıyıcı sistem konfigürasyonunun boyutlandırmaya etki ettiği ve bunun sonucu olarak maliyete de etki ettiği görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] Akbaş B., (2010) Earthquake Wind Engineering Class Note GYTE DYB 53
- [2] Akbaş B., (2010)) Advanced Steel Structures II Class Note GYTE DYB 554
- [3] Akbaş B., (2011) Performance Based Desing''Class Note''GYTE DYB 612
- [4] Aydınoğlu M., (2010) ''Yapıların Performansa Dayalı Analizi ve Değerlendirmesi'' Ders notları
- [5] Aydınoğlu M., Nisan 2014''Nonlineer Davranış için Pratik Hesap Yöntemleri''Bogaziçi üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı (2014)
- [6] Ay Z., Çelik İ.D., Kımılı N., (2010) Çaprazlı Çelik Çerçevelerin sismik performansı üzerine bazı değerlendirmeler. Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, 26,1
- [7] Ar E., (2009) Çelik Yapıların Tasarım Metodları ve Bunların Karşılaştırılması Yüksek Lisans Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
- [8] Çelep Z., Kumbasar N., (2001) Yapı Dinamiği 3. Baskı Beta Yayıncılık
- [9] Çağdaş S., (2004) SAP2000 Yapı Konfigürasyon Modellenmesi Statik ve Dinamik Analiz Türkmen Kitapevi
- [10] Darılmaz K.,Özmen. G, Ortakdoğan E., (2014), Örneklerle SAP2000 V15 Birse Yayınları
- [11] Darılmaz K., Özmen G., Ortakdoğan E., (2015), Örneklerle Etabs2013 Birsal Yayınları
- [12] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esalar (2007)
- [13] Görgün O., (2010), Mevcut Bir Karayolu Köprüsünün Doğrusalve Doğrusal Olmayan Yöntemler ile Performans Değerlendirilmesi
- [14] İnce G., Ay Z., Yılmaz Ç., (2013), Dışmerkez Ters V Çaprazlı Çerçevelerin Burulmalı Davranışları İMO Teknik Dergi, 2013 6333-6350,397
- [15] Keydere E., (1994) Çelik Yapıların Yük Dayanım Karsayıları İleTasarımı İMO Teknik Dergi 833,841, 62
- [16] TS 648 (1980) Celik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları

- [17] Tama Y.S., (2003) Çelik Yapılarda Moment Dayanımı Pamukkale Üniv. Mühendislik Fakültesi Mühendislik Bilimleri dergisi, 9,63,73
- [18] Tansel M., (2010) Çok KatlıYapıların 2007 DBYBHY göre Analizi ve Tasarımı- Yüksek Lisans _ Çukurova Üniv. Fen Bilimleri Enstitüsü
- [19] Yardımcı N., (2005) Çelik Yapıların Tasarımı ve Tasarım Yöntemleri Türkiye Mühendislik Haberleri,435, 2005
- [20] Yeşil R., (2010), Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Moment Çerçeve Elemanlarının Tasarımı İçin Hesap Çizelgesi Programı Hazırlanması ve Tasarım Uygulamaları GYTE, Mühendislik ve Fen Bilimleri Ens.
- [21] Web 1, (2014), <http://www.ipkb.gov.tr/ismep/Elkitabi.html> (Erişim Tarihi: 07/10/2014).
- [22] Web 2, <https://www.tucsa.org/.../CelikYapilarinTasarimveBoyutlama-Esasları> (Erişim Tarihi: 06/2015).
- [23] Web 3, <https://www.yildiz.edu.tr.../Devrim Ozhendekci Celik1 Ders Notu> Basınç Çubukları (ErişimTarihi: 01/2016).

ÖZGEÇMİŞ

Mursel İĞİN 1970 Diyarbakır/Silvan-Görentepe Köyünde doğdu. 1987 Yılında D.Bakır Lisesi'nde mezun oldum. Dicle Üniversitesi Fen Fakültesinde 1 yıl okudum, 1988 Yılında Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Müh. Kayıt yaptım, 1993 yılında mezun oldum. İki yıl özel sektörlerde çalıştım. 1997 Silvan Belediyesinde, 2004 yılından beri Pendik Belediyesinde çalışıyorum. 2009 Yılında Kocaeli Üniversitesi Mühendislik Yönetimi Bölümünde Yüksek Lisans Yaptım. 2009 yılından GTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans Programına devam ediyorum.