

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

**SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK MOMENT AKTARAN ÇELİK
ÇERÇEVELERDE GÜÇLÜ KOLON-ZAYIF KİRİŞ KOŞULUNUN YAPI
DAVRANIŞINA ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Barış YÜKSEKKAYA

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

EYLÜL 2023

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

**SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK MOMENT AKTARAN ÇELİK
ÇERÇEVELERDE GÜÇLÜ KOLON-ZAYIF KİRİŞ KOŞULUNUN YAPI
DAVRANIŞINA ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Barış YÜKSEKKAYA
(501191013)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Cavidan YORGUN

EYLÜL 2023

İTÜ, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü'nün 501191013 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Barış YÜKSEKKAYA, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK MOMENT AKTARAN ÇELİK ÇERÇEVELERDE GÜÇLÜ KOLON-ZAYIF KİRİŞ KOŞULUNUN YAPI DAVRANIŞINA ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Cavidan YORGUN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Dr. Öğr. Üyesi Edip SEÇKİN
İstanbul Kültür Üniversitesi

Teslim Tarihi : 13 Eylül 2023
Savunma Tarihi : 27 Eylül 2023





Aileme,



ÖNSÖZ

İstanbul Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalı'nda Yüksek Lisans Tezi olarak sunulan bu çalışma kapsamında süreklilik düzeyi yüksek orta yükseklikte moment aktaran çelik çerçevelerin tasarımları yapılmış ve farklı güçlü kolon-zayıf kiriş oranlarının yapı davranışına etkisi doğrusal olmayan analizler ile incelenmiştir.

Tez çalışması süresince hoşgörülü yaklaşımı ile bana destek olan, bilgi ve tecrübelerinden yaralandığım tez danışmanım değerli hocam Prof. Dr. Cavidan YORGUN'a teşekkür ederim. Çalışmalarımı başından beri takip eden, bilgi ve tecrübelerini esirgemeyen değerli hocam Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER'e teşekkür ederim. Bu günlere gelmemde en büyük katkıya sahip olan, iyi dilekleri ile her zaman yanımda olan kıymetli aileme, annem Serap YÜKSEKKAYA'ya ve babam Ahmet YÜKSEKKAYA'ya, içtenlikle teşekkür ederim. Gayret sarf ettiğim yüksek lisans eğitim sürecimin bitmesini sabırla ve heyecanla bekleyen, en büyük destekçilerimden olan sevgili eşim Dilara YÜKSEKKAYA'ya teşekkür ederim.

Eylül 2023

Barış Yüksekaya
(İnşaat Mühendisi)



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xvii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xix
ÖZET	xxiii
SUMMARY	xxv
1. GİRİŞ	1
1.1 Literatür Araştırması	2
1.2 Amaç ve Kapsam	9
2. SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK BİR MOMENT AKTARAN ÇELİK ÇERÇEVE SİSTEMİNİN TASARIMI	11
2.1 Bina ile İlgili Genel Bilgiler	11
2.2 Yükler.....	13
2.2.1 Sabit ve hareketli yükler	13
2.2.2 Deprem yükleri	14
2.2.3 Rüzgar yükleri.....	21
2.3 Bina Taşıyıcı Sisteminin Yapısal Analizleri	24
2.3.1 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü	25
2.3.2 İkinci merteye etkileri	26
2.3.3 Boyutlandırma hesapları	27
2.3.4 Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun kontrolleri	34
3. SONLU ELEMAN ANALİZLERİ	39
3.1 Sonlu Eleman Modelinin Doğrulanması	40
3.1.1 Esas alınan sonlu elemanlar analiz çalışması.....	40
3.1.2 Eleman tipi	41
3.1.3 Elemanların malzeme özellikleri	41
3.1.4 Temas yüzeyleri arasındaki etkileşim ve sınır koşullarının tanımlanması	42
3.1.5 Yükleme protokolü ve analiz yöntemi	43
3.1.6 Analiz sonuçlarının değerlendirilmesi	43
3.2 Model Geometrisi.....	44
3.3 Eleman Özellikleri.....	47
3.4 Elemanların Malzeme Özellikleri	48
3.5 Sınır Koşullarının Tanımlanması	51
3.6 Temas Yüzeyleri Arasındaki Etkileşim.....	53
3.7 Sonlu Eleman Ağları	53
3.8 Yükleme Protokolü	55
3.9 Analiz Yöntemi	57

3.10 SAP2000 Sonlu Eleman Yazılımı ile Analiz Doğrulaması.....	47
4. SONLU ELEMAN ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ .	63
4.1 Modellerin Tekrarlı Yükler Altında Davranışı.....	63
4.1.1 Model 1	63
4.1.2 Model 2	66
4.1.3 Model 3	69
4.1.4 Model 4	71
4.1.5 Model 5	74
4.2 Kuvvet-Yerdeğiştirme Eğrileri	79
4.3 Eksenel Kısalma Grafikleri	84
4.4 Sonlu Eleman Analiz İndisleri.....	89
5. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	99
6.1 Sonuçlar.....	99
6.2 Öneriler.....	99
KAYNAKLAR.....	101
ÖZGEÇMİŞ.....	105



KISALTMALAR

AISC	: American Institute of Steel Construction
BKS	: Bina Kullanım Sınıfı
BYS	: Bina Yükseklik Sınıfı
ÇYTHYE	: Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları
DGT	: Dayanıma Göre Tasarım
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
GK/ZK	: Güçlü kolon-zayıf kiriş oranı
KH	: Kontrollü Hasar
MF	: Moment Frame
PEEQ	: Eşdeğer Plastik Şekil Değiştirme Değeri
S. Mises	: Von Mises Stress
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
TSCB	: Turkish Seismic Code For Buildings
YDKT	: Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım



SEMBOLLER

AgZ,Ag1	: Zemin ve 1. kat kolonlarının enkesit alanı
bb	: Kiriş enkesit başlık genişliği
bc	: Kolon enkesit başlık genişliği
cdir	: Doğrultu katsayısı
Ch	: Taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan histeretik davranışına bağlı katsayı
cpı	: İç Basınç katsayısı
cpnet	: Net Basınç katsayısı
Cpr	: Birleşimde pekleşme, vb. durumları dikkate alan ve olası en büyük eğilme momenti dayanımının hesabı için kullanılan bir katsayı
Ct	: Ampirik doğal titreşim periyodu hesabında kullanılan katsayı
cseason	: Mevsim katsayısı
D	: Dayanım fazlalığı katsayısı
DD2	: 50 yılda aşılma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu seyrek deprem yer hareketi
DD3	: 50 yılda aşılma olasılığının %50 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 72 yıl olduğu seyrek deprem yer hareketi
E	: Yapı çeliği elastisite modülü, $E=200000 \text{ N/mm}^2$
E^(X)	: +%5 dışmerkezlik etkisindeki (X) yönlü deprem kuvveti
E^(Y)	: +%5 dışmerkezlik etkisindeki (Y) yönlü deprem kuvveti
Ed^(Z)	: Düşey deprem etkisi
F1	: 1.0 Saniye Periyot için Yerel Zemin Etki Katsayısı
FiE	: Kat kütle merkezine etkiyen eşdeğer deprem yükü
Ffi	: Fiktif kuvvetler
Fy	: Yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi
Fyb	: Kiriş karakteristik akma gerilmesi
Fyc	: Kolon karakteristik akma gerilmesi
Fs	: Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı
G	: Sabit yük değeri

H_i	: i'inci katın yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
i	: Atalet yarıçapı
lh	: Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsal noktasının kolon yüzüne uzaklığı
ln	: Kiriş uçlarındaki olası plastik mafsal noktaları arasında kalan temiz giriş açıklığı
m_i	: = i'inci katın toplam kütlesi
M*_{pc}	: Düğüm noktasına bağlanan kolonların giriş eksenine taşınmış eğilme momenti kapasiteleri toplamı
M_{pr}	: Olası eğilme momenti kapasitesi
M_{uc}	: Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme momenti dayanımı
M_{uv}	: Kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon ekseninde oluşan ek eğilme momenti
N	: Hareketli yük kütle katılım katsayısı
P_{uc}	: Kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon ekseninde oluşan ek eğilme momenti
Q	: Hareketli yük değeri
Q_r	: Çatı katı hareketli yük değeri
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_a(T)	: Öngörülen süneklik kapasitesi ve periyoda bağlı Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı
R_y	: Olası akma gerilmesinin karakteristik çekme dayanımına oranı
R_t	: Olası çekme gerilmesinin karakteristik çekme gerilmesine oranı
S	: Kar yükü değeri
S_{ae}	: Yatay elastik tasarım spektral ivmesi
S_{aR}	: Azaltılmış tasarım spektral ivmesi
SDS	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
SD1	: 1 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
T	: Doğal titreşim periyodu
T_B	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
T_P	: binanın hakim doğal titreşim periyodu
u_i(X)	: (X) deprem doğrultusunda herhangi bir kolon veya perde için, i'incikattaki azaltılmış yerdeğiştirme
v_b	: Arazi kategorisi II'de yer seviyesinden 10 metre yükseklikte yılın herhangi bir bölümünün ve rüzgar yönünün bir fonksiyonu olarak tanımlanan esas rüzgar hızı

$V_i^{(X)}$: (X) deprem doğrultusunda i'inci kattaki azaltılmış kat kesme kuvveti
$V_{tE}^{(X)}$: (X) deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
$V_{ucSol-Sağ}$: Mekanizma hali ve düşey yük etkilerinin birleştirilmesi durumunda kiriş uçlarında oluşan toplam kesme kuvveti
w	: Toplam rüzgar yükü
w_e	: Dış rüzgar basıncı
w_i	: İç rüzgar basıncı
W_p	: Enkesit plastik mukavemet değeri
Z_0	: Engebelilik uzunluğu
$\Delta_i^{(X)}$: (X) deprem doğrultusunda herhangi bir kolon için ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelemesi (m)
$\Delta F_{NE}^{(X)}$: (X) deprem doğrultusunda binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
$\delta_i^{(X)}$: (X) deprem doğrultusu için, binanın i'inci katındaki kolon veya perdeler için etkin görelî kat ötelemesi
$\theta_{II,i}^{(X)}$: (X) deprem doğrultusunda her bir i'inci kat için tanımlanan ikinci mertebe gösterge değeri



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : 6 katlı çelik yapıya ait genel bilgiler.	14
Çizelge 2.2 : A1 türü burulma düzensizliği koşulunun kontrolü.	16
Çizelge 2.3 : B2 türü rijitlik düzensizliği koşulunun kontrolü.	16
Çizelge 2.4 : Kat ağırlıkları ve kat kütleleri.	17
Çizelge 2.5 : X doğrultusu için fiktif yüklerden oluşan kat yer değiştirmeleri.	18
Çizelge 2.6 : Y doğrultusu için fiktif yüklerden oluşan kat yer değiştirmeleri.	18
Çizelge 2.7 : Katlara etkiyen yatay eşdeğer deprem yükleri.	20
Çizelge 2.8 : Dış basınç katsayıları.	23
Çizelge 2.9 : İç basınç katsayıları.	23
Çizelge 2.10 : Yapıya her iki doğrultuda etkiyen rüzgar yükleri.	24
Çizelge 2.11 : (X) doğrultusu için etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü.	25
Çizelge 2.12 : (Y) doğrultusu için etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü.	25
Çizelge 2.13 : (X) doğrultusu için ikinci mertebe etkileri.	26
Çizelge 2.14 : (Y) doğrultusu için ikinci mertebe etkileri.	26
Çizelge 3.1 : Kiriş-Kolon enkesit ve malzeme özellikleri [Model (1,2,3 ve 4)].	39
Çizelge 3.2 : Kiriş-Kolon enkesit ve malzeme özellikleri [Model 5].	39
Çizelge 3.3 : Kiriş-Kolon düğüm noktası eğilme momenti kapasitelerinin oranları.	40
Çizelge 3.4 : S355 yapısal çelik kalitesine sahip elemanların plastik şekil değiştirme değerleri.	50
Çizelge 3.5 : S275 yapısal çelik kalitesine sahip elemanların plastik şekil değiştirme değerleri.	50
Çizelge 3.6 : Yükleme protokolü çevrim adedi ve görelî kat ötelemesi.	56



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Genel sistem görünüşü ve hesap modeli.	12
Şekil 2.2 : Normal kat planı.	13
Şekil 2.3 : Tipik taşıyıcı sistem aksı ve seçilen eleman enkesitleri.....	33
Şekil 2.4 : Hesap örneği açıklanan düğüm noktasının detayı.	34
Şekil 3.1 : ABAQUS sonlu eleman modeli (FEM).	41
Şekil 3.2 : Yapısal çelik kalite sınıfı S275 olan elemanlar için ABAQUS programında tanımlanan gerilme-plastik şekildeğiştirme değerleri.....	42
Şekil 3.3 : Sonlu eleman modeli ve mesnet koşulları.	43
Şekil 3.4 : Kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri.	44
Şekil 3.5 : ABAQUS modelinin genel ölçüsü ve sınır koşulları.	45
Şekil 3.6 : ABAQUS programında modelin görünüşü.	46
Şekil 3.7 : Azaltılmış integrasyon yönteminde eleman davranışı.	47
Şekil 3.8 : ABAQUS programında eleman tipi tanımlama penceresi.	48
Şekil 3.9 : ABAQUS'te malzeme tanımlama penceresi.	49
Şekil 3.10 : Yapısal çelik malzemesinin birleşik pekleşme tanımı.	51
Şekil 3.11 : Kiriş uç kesitine rigid body atanması.	52
Şekil 3.12 : ABAQUS modeli mesnet şartları.	52
Şekil 3.13 : Kolon ve kiriş temas yüzeyleri arasında "Tie Constraint" uygulaması.	53
Şekil 3.14 : Yapısal sonlu eleman ağının tanımlanması.	54
Şekil 3.15 : Analizlerde kullanılan levhaların eleman ağları.	54
Şekil 3.16 : Yükleme protokolü çevrim adedi ve görel kat ötelemesi.	55
Şekil 3.17 : Kolon ve kirişlerin başlık ve gövde kalınlığı boyunca 4 katman eleman kullanılarak uygulanan yapısal sonlu eleman ağı.	56
Şekil 3.18 : Yükleme protokolü.	57
Şekil 3.19 : Yükleme yapılan referans noktasının gösterimi.	57
Şekil 3.20 : SAP2000 analiz doğrulama modeli.	58
Şekil 3.21 : SAP2000 tekrarlı tersinir yükler.	59
Şekil 3.22 : SAP2000 plastik mafsal tanımlama penceresi (Kiriş).	60
Şekil 3.23 : SAP2000 plastik mafsal tanımlama penceresi (Kolon).	60
Şekil 3.24 : ABAQUS ve SAP2000 kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri (Model 1).	61
Şekil 4.1 : Model 1 %2 görel kat ötelemesi açısından plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).	64
Şekil 4.2 : Model 1 %2 görel kat ötelemesi açısından plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).	64
Şekil 4.3 : Model 1 %2 görel kat ötelemesi açısından plastik deformasyonlar (4. ve 5. kat kirişleri).	64
Şekil 4.4 : Model 1 %4 görel kat ötelemesi açısından plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).	65

Şekil 4.5 : Model 1 %4 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).	65
Şekil 4.6 : Model 1 %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu plastik deformasyonu.	66
Şekil 4.7 : Model 1 %4 ve %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı.	66
Şekil 4.8 : Model 2 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).	67
Şekil 4.9 : Model 2 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).	67
Şekil 4.10 : Model 2 %4 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).	68
Şekil 4.11 : Model 2 %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu plastik deformasyonu.	68
Şekil 4.12 : Model 2 %4 ve %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı.	69
Şekil 4.13 : Model 3 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).	69
Şekil 4.14 : Model 3 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).	70
Şekil 4.15 : Model 3 %4 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).	70
Şekil 4.16 : Model 3 %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu plastik deformasyonu.	71
Şekil 4.17 : Model 3 %4 ve %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı.	71
Şekil 4.18 : Model 4 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).	72
Şekil 4.19 : Model 4 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).	72
Şekil 4.20 : Model 4 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (4. ve 5. kat kirişleri).	72
Şekil 4.21 : Model 4 %4 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).	73
Şekil 4.22 : Model 4 %4 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).	73
Şekil 4.23 : Model 4 %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu plastik deformasyonu.	74
Şekil 4.24 : Model 4 %4 ve %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı.	74
Şekil 4.25 : Model 5 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).	75
Şekil 4.26 : Model 5 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).	75
Şekil 4.27 : Model 5 %4 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).	75
Şekil 4.28 : Model 5 %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu plastik deformasyonu.	76
Şekil 4.29 : Model 5 %4 ve %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı.	76

Şekil 4.30 : Model 1 %4 tepe deplasmanı anına karşı gelen plastik deformasyonlar.	77
Şekil 4.31 : Model 1 %6 tepe deplasmanı anına karşı gelen plastik deformasyonlar.	77
Şekil 4.32 : Model 4 %4 tepe deplasmanı anına karşı gelen plastik deformasyonlar.	78
Şekil 4.33 : Model 4 %6 tepe deplasmanı anına karşı gelen plastik deformasyonlar.	78
Şekil 4.34 : Model 1 kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi.	79
Şekil 4.35 : Model 2 kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi.	80
Şekil 4.36 : Model 3 kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi.	80
Şekil 4.37 : Model 4 kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi.	80
Şekil 4.38 : Model 5 kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi.	81
Şekil 4.39 : Kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri (Model 1,2,3 ve 4).	82
Şekil 4.40 : Kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri (Model 1,2,3,4 ve 5).	83
Şekil 4.41 : Model 1 yerdeğiştirme-eksenel kısalma eğrisi.	84
Şekil 4.42 : Model 2 yerdeğiştirme-eksenel kısalma eğrisi.	85
Şekil 4.43 : Model 3 yerdeğiştirme-eksenel kısalma eğrisi.	85
Şekil 4.44 : Model 4 yerdeğiştirme-eksenel kısalma eğrisi.	86
Şekil 4.45 : Model 5 yerdeğiştirme-eksenel kısalma eğrisi.	86
Şekil 4.46 : Model 1 ve Model 4 yerdeğiştirme-eksenel kısalma eğrileri.	87
Şekil 4.47 : Yerdeğiştirme-eksenel kısalma eğrileri (Model 1,2,3 ve 4).	88
Şekil 4.48 : Kopma indisleri (RI) (Model 1,2,3,4 ve 5).	91
Şekil 4.49 : Yükleme süresince ölçülen PEEQ indis değerleri (Model 1,2,3,4 ve 5).	92
Şekil 4.50 : Kolon başlık genişliği boyunca PEEQ indis değerleri.	93
Şekil 4.51 : Model 1 yükleme süresince plastik mafsal noktasında biriken eşdeğer plastik şekil değiştirme (PEEQ) değerlerinin katlara dağılımı.	93
Şekil 4.52 : Model 4 yükleme süresince plastik mafsal noktasında biriken eşdeğer plastik şekil değiştirme (PEEQ) değerlerinin katlara dağılımı.	93
Şekil 4.53 : Model 1 yapı yüksekliği boyunca kat hizalarında kolon başlıklarında gözlemlenen PEEQ değerleri.	94
Şekil 4.54 : Model 4 yapı yüksekliği boyunca kat hizalarında kolon başlıklarında gözlemlenen PEEQ değerleri.	95
Şekil 4.55 : Yükleme düzlemine dik yerdeğiştirme-zaman eğrisi (Model 1 ve 2).	96
Şekil 4.56 : Yükleme düzlemine dik yerdeğiştirme-zaman eğrisi (Model 1, 2, 3 ve 4).	97



SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK MOMENT AKTARAN ÇELİK ÇERÇEVELERDE GÜÇLÜ KOLON-ZAYIF KİRİŞ KOŞULUNUNYAPI DAVRANIŞINA ETKİSİNİN ARAŞTIRILMASI

ÖZET

Moment aktaran çelik çerçeve yanal yük taşıyıcı sistemleri yaygın olarak kullanılan yapısal sistemlerdir. Mimari açıdan geniş alanların oluşturulmasına olanak sağlaması ve yapısal olarak yüksek süneklığe sahip olmaları gibi avantajları olsa da sınırlı bir yatay rijitliğe sahip oldukları için yüksek yapılarda tek başlarına kullanılmazlar. Moment aktaran çelik çerçevelerin enerji sönümleme mekanizmaları yatay rijit diyafram hareketiyle sağlanmaktadır. Kirişlerin kolonlara rijit olarak bağlandığı bu çerçeveler yapıya yatay doğrultuda etkiyen yükleri kiriş ve kolonlarda oluşan kesme kuvveti ve eğilme momenti olarak aktarırlar.

Taşıyıcı sistem tasarlanırken yapının sismik yükler altında nasıl davranacağını öngörmek oldukça önemlidir. Sismik yüklere yoğun olarak maruz kalınan bölgelerde moment aktaran çelik çerçeveler süneklilik düzeyleri yüksek olarak teşkil edilirler. Bu teşkil, ilgili yönetmeliklerde kesit sınırlamaları ve tasarım koşulları ile sağlanmaktadır. Süneklilik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerde, kirişlerin büyük oranda plastik deformasyona uğraması ile, sınırlı miktarda da panel bölgesi ve zemin kat kolon alt uçlarında meydana gelen plastik şekil değiştirmeler ile sismik yükler sönümlenir. Kirişlerde büyük oranda plastik şekil değiştirme meydana gelirken kolonların genel anlamda elastik kalmasının ise kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu ile sağlandığı varsayılmaktadır. Bu koşulun TBDY 2018, AISC 341-16 gibi yönetmeliklerde, düğüm noktalarında kolonların toplam eğilme momenti kapasitelerinin kirişlerin eğilme momentine kapasitelerine oranının 1.0 sınır değerinden büyük olmasıyla sağlandığı kabul edilmektedir.

Bu çalışma kapsamında farklı güçlü kolon-zayıf kiriş oranlarına sahip olacak şekilde süneklilik düzeyi yüksek 6 katlı moment aktaran çelik çerçeve tasarımları ve analizleri yapılmıştır. Yapısal analizler sonucunda elde edilen veriler, çalışma amacına uygun olacak şekilde ileri derece doğrusal olmayan detaylı sonlu eleman analizleri yapılmak üzere ABAQUS sonlu elemanlar programında modellenmiştir. Analiz çıktılarının gerçekçi davranışı temsil edebilmesi, uygun eleman tipinin seçilmesi, yüzeyler arası etkileşimin doğru bir şekilde yanıtılması, malzeme modelinin tanımlanmasında gerçek gerilme-şekil değiştirme değerlerinin kullanılması, sonlu eleman ağlarının uygun boyutta seçilmesi gibi parametrelere bağlıdır.

Sonlu eleman modelleri, AISC 341-16'da yer alan yükleme protokolüne uygun olarak yer değiştirme kontrollü tekrarlı tersinir yükler altında, 0.08 rad'lık görelî kat ötelemesi açısına kadar devam ettirilmiş ve 6. Kat kolonunun üzerinde bir noktadan tepe deplasmanı şeklinde uygulanmıştır. Taşıyıcı sistem elemanları C3D8I olarak tanımlanan 3 boyutlu katı eleman seçeneği kullanılarak modellenmiştir.

Sonlu eleman modelleri sınır koşulları, gerçek davranışa uygun olarak teşkil edilmiştir. Kirişler, kapasitesi korunmuş bölgelerden ve yapı sisteminde tali kirişlerin birleştiği noktalardan yanal olarak desteklenmişlerdir, zemin kat kolon alt ucu ankastre olarak teşkil edilmiş ve analiz sonuçlarının güvenilirliği açısından her bir kattaki kolonların düzlem dışı deplasmanı önlenmiştir. Yapısal elemanların arasındaki yüzey etkileşimi, “Tie Constraint” seçeneği ile tanımlanmıştır. Analiz aşamasında ilk adım yapısal analizden elde edilen eksenel basınç kuvvetlerinin kolonlara kat hizalarından etkilmesiyle, ikinci adım ise ilgili protokole uygun olarak yer değiştirme kontrollü yüklemenin tepe deplasmanı olarak uygulanmasıyla tamamlanmıştır. Tekrarlı yük uygulanması gerçekleştirildiği için yapısal elemanın pekleşme tanımını en gerçekçi yansıtan birleşik pekleşme tanımı kullanılmıştır.

Analiz sonuçlarından kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri, eksenel kısılma-yerdeğiştirme eğrileri, kopma indisleri (Rupture Index) ve taşıyıcı sistem elemanlarının eşdeğer plastik şekildeğiştirme indisi (PEEQ Index) değerleri dikkate alınarak değerlendirilmiştir. Değerlendirme sonucunda, zemin kat güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.0’e yaklaştıkça yapının dayanım kaybının daha dramatik bir şekilde gerçekleştiği ve kolon alt ucunda plastik deformasyonların artmasıyla birlikte kat göçme mekanizmasının oluşabileceği gözlemlenmiştir. Zemin kat güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 2.0’nin üzerinde olduğunda ise yapısal sistemde plastik şekildeğiştirmelerin yapı yüksekliği boyunca kirişlere üniform bir şekilde dağıldığı, dolayısıyla daha sünek bir davranış sergilediği gözlemlenmiştir. Ek olarak bu oran azaldıkça eksenel kısılmanın arttığı görülmüştür.

EFFECT OF STRONG COLUMN-WEAK BEAM RATIO ON STEEL SPECIAL MOMENT FRAMES' BEHAVIOR

SUMMARY

In recent years, a variety of lateral load resistance systems have been incorporated into steel structures with the aim of dissipating substantial energy when subjected to strong earthquake ground motions. Steel moment resisting frames are one of the major seismic force resisting systems. There are three types of steel moment-resisting frames which are special, intermediate, and ordinary moment frames. However only special one is used in the regions having an intense seismic risk. Steel moment-resisting frames are widely used structural system as a lateral load-bearing systems. They have advantages such as enabling the creation of large spaces from an architectural perspective because there are no bracing or wall, and they have been viewed as highly ductile system. On the other hand, they lack of lateral rigidity, because of this reason they are not used alone for tall building. The energy dissipation mechanisms of moment- resisting steel frames are provided through the horizontal rigid frame action. These frames, in which beams are rigidly connected to columns, transfer the loads acting in the horizontal direction to the beams and columns as shear forces and bending moments. When designing a building with special steel moment resisting frames, it is essential to meet several requirements specified in the specifications to ensure that the frames exhibit greater ductility when subjected to severe ground motion.

It is crucial to predict how a structure will behave under seismic loads when designing a load-bearing system. In areas heavily exposed to seismic loads, moment-resisting steel frames are designed to have high ductility levels. This provision is achieved through design conditions specified in relevant codes and regulations. In special steel moment frames, seismic loads are dissipated through extensive plastic deformation of the beams, limited plastic deformations occurring in the panel zone and the bottom ends of bottom columns. While the beams undergo significant plastic deformation, it is assumed that the columns remain predominantly elastic, provided that with the strong column-weak beam ratio. It is accepted in regulations such as TSCB 2018 and AISC 341-16 that this condition is fulfilled when the total bending moment capacity of the columns at the nodal points exceeds the bending moment capacity of the beams by a factor greater than 1.0.

Within the scope of this study, 6-story special steel moment-resisting frames are designed and analyses were conducted with varying strong column-weak beam ratios. The data obtained from structural analyses were then modeled in the ABAQUS finite element program to perform advanced nonlinear detailed finite element analyses suitable for the study's purpose. The realistic representation of analysis outputs depends on parameters such as selecting the appropriate element type, accurately

reflecting the interaction between surfaces, accurately reflecting the restrictions, utilizing real stress-strain values in defining the material model, and selecting suitable sizes for the finite element meshes.

In order to identify the effect of strong column-weak beam ratio and to understand significant local effects, 3D finite element models which account for both geometrical and material nonlinearities are developed. The finite element models were subjected to displacement-controlled cyclic loads under repetitive loads following the loading protocol specified in AISC 341-16, continuing until a relative story drift of 0.08 radians was achieved, and then applied as top displacement at a point above the model.

The structural elements were modeled using 3D solid elements defined as 8-node C3D8I (Incompatible mode elements). Due to convergence issues related to the size of the model, an imperfections cannot be implemented. However C3D8I can capture local instabilities without the need to introduce imperfections. The finite element models were established with boundary conditions representing real behavior in lateral load system. For modeling material plasticity, data from true stress-strain curves are entered in the ABAQUS program. The yield strength of the belonging to the material class is employed for non-beam elements, this value is increased by the characteristic yield stress ratio coefficient to account for potential yield stress. The beams were laterally supported at points where secondary beams connect and where their capacities are preserved, and the bottom end of bottom columns were represented as fully restrained. Also in order to prevent out-of-plane movement of the columns, the columns restricted at each floor. The interaction between structural elements are defined using the "Tie Constraint" connection element from ABAQUS connection library. Full interaction between the connected surfaces is assumed, and there is no need to define additional weld metal. In the analysis, the first step involved applying the axial compressive forces obtained from the structural analysis to the columns, and the second step involved applying displacement-controlled loading as top displacement according to the relevant protocol. Since repeated loading was applied, a combined hardening definition representing the most realistic behaviour of the structural element was used.

In order to the purpose of ABAQUS analysis' result validation, the ABAQUS model was recreated in structural analysis program as a 2D model, then a cyclic pushover (PO) analysis conducted, and the approach was confirmed to be correct by examining the results of both analysis.

The results of the analysis are evaluated based on Von Mises stress (S.Mises), force-displacement curves, axial shortening-displacement curves, the equivalent plastic strain indexes (PEEQ Index) values, which take into account the hardening effect of the material and, rupture indexes (RI) of the load-bearing system elements.

Upon evaluation, it was observed that as the strong column-weak beam ratio of the ground floor approached 1.0, the structural resistance loss occurred in a more brittle manner, and the formation of a story collapse mechanism could be observed with increased plastic deformations at bottom. It has been observed that when the strong column-weak beam ratio of the ground floor exceeded 2.0, plastic deformations is formed in the structural system uniformly distributed to the beams throughout the

height of the structure, indicating a more ductile behavior. It has been observed that the panel zones stresses are increase when the ratio decrease. Additionally, it was observed that axial shortening increased as this ratio decreased and serious crushing occurs at the bottom end of the ground floor column.





1. GİRİŞ

Moment aktaran çelik çerçeveler, yapısal olarak yüksek sünekliğe sahip olmaları ve mimari açıdan geniş alanların oluşturulmasına imkan sağlamaları sebebi ile sıklıkla yatay yük taşıyıcı sistemlerden biri olarak kullanılmaktadır. Kirişlerin kolonlara rijit olarak bağlandığı moment aktaran çelik çerçeveler, yatay doğrultuda etkiyen kuvvetleri, kiriş ve kolonlarda oluşan eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri olarak aktarırlar. Özellikle deprem bölgelerinde süneklik düzeyi yüksek olarak teşkil edilen moment aktaran çelik çerçevelerin enerji sönümleme kapasiteleri oldukça yüksektir. Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveler için yüksek sünek davranışın sağlanabilmesi amacı ile yönetmeliklerde enkesit koşulları ve enkesitlerin yanıl ötelenmeye ve burulmaya karşı desteklenmesi gibi tasarım kuralları belirlenmiştir. Moment aktaran çelik çerçeve sistemlerinde deprem enerjisi büyük oranda kiriş uç bölgelerinde oluşan plastik şekildeğiştirmeler, sınırlı miktarda da kiriş-kolon birleşimlerinin kayma bölgesinin ve zemin kat kolonlarının alt uçlarında meydana gelen plastik şekil değiştirmeler yardımı ile sönümlenmektedir. Bu enerji sönümleme mekanizması ile plastik mafsalların aynı kat içerisindeki tüm kolonların alt ve üst kesitlerinde oluşması sonucu büyük görelil kat ötelemeleri nedeniyle yapıda göçmeye neden olabilecek yumuşak kat mekanizması durumunun engellenmesi amaçlanmaktadır. Plastik mafsalların ilk olarak kiriş uç bölgelerinde meydana gelmesi ise kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu ile yani kiriş-kolon düğüm noktalarında kolonların toplam eğilme momenti kapasitesinin, kirişlerin toplam eğilme momenti kapasitesine oranının 1.0'den büyük olması koşulu ile sağlandığı varsayılmaktadır. Ancak yapılan çalışmalar bu oranın sağlanması durumunda da büyük her hareketleri etkisinde kolonlarda plastik şekildeğiştirme oluşumunun önüne geçilemediğini göstermiştir. Kiriş uçlarında plastik mafsal oluşumu ile birlikte kiriş elemanlarında rijitlik azalması meydana gelmekte ve yapı sisteminin maruz kaldığı yük yeniden dağıtılmaktadır. Yükün yeniden dağılımı sonucunda oluşan iç kuvvetler, kolonlarda plastik mafsal oluşmasına sebep olabilmektedir.

1.1 Literatür Araştırması

Roeder ve diğ. (1993) yapmış oldukları çalışmada 3, 8 ve 20 katlı 3 açıklıklı moment aktaran çelik çerçeveli binaların çeşitli deprem kayıtları altında davranışlarını incelemiştir. Çalışmanın temel amacı güçlü kolon-zayıf kiriş prensibi ile tasarlanan binalar ile zayıf kolon-güçlü kiriş prensibi ile tasarlanan binaların deprem etkisi altında performanslarının karşılaştırılması olarak belirlenmiştir. Çalışma kapsamında kirişler ile döşeme sistemi arasındaki kompozit ilişki ve panel bölgesinin plastik şekil değiştirmeleri ihmal edilmiştir. Analizler sonucunda zayıf kolon-güçlü kiriş prensibi ile tasarlanan yapılarda daha büyük görelî kat ötelemeleri değerlerine ulaşıldığı ve plastik şekil değiştirmelerin alt katlarda yığıldığı belirlenmiştir. Güçlü kolon-zayıf kiriş prensibi ile tasarlanan yapılarda ise plastik şekil değiştirmelerin yapının yüksekliği boyunca üniform bir şekilde dağıldığı gözlemlenmiştir.

Lee (1996) yapmış olduğu çalışmada ATC 3-06 yönetmeliğine göre tasarladığı 6 katlı moment aktaran çelik çerçeveli binaların göçme anına kadar doğrusal olmayan analizlerini gerçekleştirmiştir. Çalışmanın temel olarak amacı güçlü kolon-zayıf kiriş koşulunu incelemek olarak belirlenmiştir. Çalışma kapsamında panel bölgesinin plastik şekil değiştirmeleri ihmal edilmiştir. Analiz sonuçlarına göre, ilgili düğüm noktasına birleşen kirişlerde plastik mafsal oluşurken, düğüm noktasının üstünde ve altında kalan kolonların maruz kaldığı eğilme etkilerinin aynı oranda arttığı ancak kirişlerde plastik mafsal oluştuktan sonra düğüm noktasının üzerinde kalan kolonun maruz kaldığı eğilme momentinin aniden azalırken düğüm noktasının altında kalan kolonun maruz kaldığı eğilme momentinin hızla arttığı gözlemlenmiştir. Ek olarak, birleşim bölgesinin altında kalan kolonun maruz kaldığı momentin, birleşim bölgesinin üstünde kalan kolonun maruz kaldığı momentin yaklaşık 3 katı değerinde olduğu ve bu değerî güçlü kolon-zayıf kiriş oranı hesabında dikkate alınması gerektiğini belirtmiştir.

Nakashima ve Sawaizumi (2000) çalışmalarında BCJ(1997) yönetmeliğine göre, kat sayıları 3 ile 12 arasında değişen moment aktaran çelik çerçeveli binaların davranışını farklı genlikteki deprem etkileri altında gözlemlemiştir. Çalışmanın temel amacı plastik deformasyonların yalnızca çerçeve kirişlerinde ve zemin kat kolon alt ucunda oluşmasını ve görelî kat ötelemelerinin yapı yüksekliği boyunca üniform dağılmasını sağlamak için gerekli olan güçlü kolon-zayıf kiriş oranını tespit etmek olarak

belirlenmiştir. Analizler sonucunda güçlü kolon-zayıf kiriş oranının 1.0 olması durumu ile daha büyük olması durumunun görelî kat ötelemesi ve çatı katı öteleme oranlarına çok bir etkisi olmadığı gözlemlenmiştir. Ancak çalışma kapsamında P-Delta etkileri ve kolonlarda aksel yük etkisinde kılalma ihmal edilmiştir. Ek olarak yer hareketi genliği 0.5 m/s ve 1.0 m/s için analiz sonuçları incelendiğinde kolonlarda plastik deformasyon oluşmaması için gerekli olan güçlü kolon-zayıf kiriş oranları sırası ile 1.5 ve 2.0 olarak belirlenmiştir.

Nakashima ve diğ. (2007) çalışmalarında 1/1 ölçekli 2 katlı moment aktaran çelik çerçeve sistemini tekrarlı yükler altında deneysel olarak incelemişlerdir. Çalışmalarının temel amacı betonarme döşemenin varlığının çerçeve kirişlerinin eğilme dayanımına olan etkisinin araştırılmasıdır. Deney sonucunda kompozit döşemenin olması durumunda çerçeve kirişinin dayanımının, çerçeve kirişî pozitif eğilme durumunda iken 1.5 katına çıktığı, negatif eğilme durumunda ise küçük dönme değerleri için (0.003 - 0.004 rad) 1.2-1.4 katına çıktığı ancak dönme değerleri arttığında ihmal edilebilir düzeyde olduğu gözlemlenmiştir. Ek olarak dönme değerleri 0.03 rad'ı geçtiğinde çerçeve kirişinin pozitif eğilmeye çalıştığı durumda da kompozit döşemenin etkisinin ihmal edilebilir düzeyde olduğu gözlemlenmiştir.

Elkady ve Lignos (2014) kirişler ile betonarme döşeme sistemi arasındaki kompozit etkinin yapının deprem performansına etkisini araştırmak için 4, 8, 12 ve 20 katlı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve binaların doğrusal olmayan statik itme ve dinamik analizlerini yaparak göçme anına kadar yapı davranışlarını gözlemlenmişlerdir. Analizler sonucunda kompozit döşeme olmaması (bare beam) durumunda kolonda ve panel bölgesinde herhangi bir plastik deformasyon gözlemlenmezken kirişte plastik mafsal oluşumu gözlemlenmiştir. Kompozit döşeme olması durumunda ise kolonun plastik deformasyon sonucu dayanım kaybına uğradığı, kompozit kirişin eğilme rijitliğindeki artış nedeni ile panel bölgesinin en zayıf bölge kalması ile birlikte panel bölgesinde ileri derecede plastik şekil değiştirmeler meydana geldiği, kirişte ise düşük miktarlarda akma oluşumu gözlemlenmiştir. Güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.0 olarak tasarlanan yapılarda kompozit kirişin varlığı kat mekanizması ile göçme riskini arttırsa da plastik şekil değiştirmelerin panel bölgelerinde yoğunlaşması nedeniyle yapının göçme kapasitesini arttırdığı belirtilmiştir. Ek olarak 8 katlı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevenin güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.0'den 1.5 ve 2.0'ye yükseltilerek artımsal

dinamik analizler sonucunda yapının göçme yükü değerinin yaklaşık olarak %35 ve %63 arttığı gözlemlenmiştir.

Lignos (2008) ve Lignos ve diğ. (2008) çalışmalarında 1/8 ölçekli 4 katlı moment aktaran çelik çerçeve modeli üzerinde iki adet sarsma tablası deneyi gerçekleştirmiştir. Sarsma tablası deneyleri sonucunda az katlı yapılarda, düşük olasılıklı deprem etkileri altında 3. kat kolonlarının üst kısmında plastik mafsall oluşması ile 3 katlı göçme mekanizmasının oluştuğu gözlemlenmiştir. Çalışma kapsamında kompozit kiriş etkileri ve kolonların eksenel yük etkisi altında kısılması ihmal edilmiştir. Deneyler sonucunda moment aktaran çelik çerçevelerin dinamik etkiler altında yapı davranışının mevcut analitik modelleme yöntemleriyle tahmin edilebilir olduğu gözlemlenmiştir.

Suita ve diğ. (2008) ve Yamada ve diğ. (2008) çalışmalarında AIJ (2006) raporuna göre tasarlanan, 1/1 ölçekli 4 katlı bir moment aktaran çelik çerçeve yapısını ölçeklenmemiş 1995 Kobe depremine ait JR Takatori kaydı altında sarsma tablası deneyleri ile göçme anına kadar incelemişlerdir. Sarsma tablası deneyleri sonucunda zemin kat kolonlarının alt ve üst kısmında plastik mafsall oluşumu nedeni ile tek katlı göçme mekanizması oluşmaktadır. İlgili raporda güçlü kolon-zayıf kiriş oranı sınır değeri 1.5 olmasına rağmen şiddetli dinamik etkiler altında kolonlarda plastik mafsall oluşması deneysel olarak ispatlanmıştır. Bunun en önemli nedenlerinden biri olarak güçlü kolon-zayıf kiriş oranı hesabında kompozit etkilerin ihmal edilmesi olarak gösterilmiştir. Ek olarak çelik kirişlerin tekrarlı yükler etkisi altında pekleşmesi, malzeme dayanımı değişkenliği ve kolonların temele bağlantısının tam ankastre olmamasından kaynaklandığı belirtilmiştir. Lignos ve diğ. (2013) benzer özellikte bir yapının davranışını; güçlü kolon-zayıf kiriş oranının yaklaşık olarak 1.60, 1.70 ve 2.0 olması durumları için, orjinal JR Takatori kaydını artan şekilde (%20, %40, %60 ve %100) uygulayarak göçme anına kadar yapı davranışlarını izlemişlerdir. Her üç durumda da orjinal %100 JR Takatori kaydı altında yapının göçmesi önlenmiştir. Ancak, güçlü kolon-zayıf kiriş oranının yaklaşık 1.60 ve 1.70 olması durumlarında kolon alt ve üst uçlarında plastik mafsall oluşumu ertelense de göçme mekanizması aynı şekilde tek katlı (alt kat) oluşmuş ve sırası ile ilgili kaydın %140 ve %160 olarak uygulandığı anda meydana gelmiştir. Güçlü kolon-zayıf kiriş oranının 2.0 olarak belirlenmesi durumunda ise, %200 JR Takatori kaydı altında plastik mafsall oluşumunun katlara üniform dağıldığı ve zemin kat kolon alt ucu dışında kolonlarda plastik mafsall oluşmadığı gözlemlenmiştir. Bununla birlikte araştırmacılar,

yönetmeliklerde güçlü kolon-zayıf kiriş oranı olarak gösterilen "1.0" sınır değerinin revize edilmesi gerektiği konusunda görüşlerini belirtmişlerdir.

Medina ve Krawinkler (2005) yapmış oldukları çalışma kapsamında, kat sayısı 3 ile 18 arasında değişen, iki boyutlu tek açıklıklı moment aktaran çelik çerçeve binaların kolonlarının dayanım taleplerini doğrusal olmayan statik itme ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler yardımı ile araştırmışlardır. Çalışmalarında büyük yapısal elemanlardaki dayanım bozunumları dikkate alınmamıştır. Çalışma kapsamında kolonların sonsuz rijit olduğu varsayımı ile plastik mafsalların kirişlerde olduğu öngörülmüştür. Doğrusal olmayan statik itme ve doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçları incelendiğinde, doğrusal olmayan statik itme analiz sonuçlarının yapının yüksek modları etkisinde oluşabilecek etkileri dikkate alamadığı için daha küçük değerler verdiği gözlemlenmiştir. Analizler sonucunda şiddetli deprem etkilerine maruz kalan kolonlardaki maksimum aksel ve kesme kuvvetlerinin büyüklüğünün mevcut tasarım prosedürleriyle yeterince tahmin edilemeyeceğini ve mevcut yönetmeliklerde güçlü kolon-zayıf kiriş sınır değeri olarak verilen 1.0 değerinin kolonlarda plastik deformasyon oluşumunu engellemeyeceğini ve daha katı bir değer belirlenmesi gerektiğini belirtmişlerdir.

Zareian ve diğ. (2011) yapmış oldukları çalışma kapsamında kat sayıları 1 ile 20 arasında değişen 3 açıklıklı moment aktaran çelik çerçeve binaların göçme anına kadar yapı davranışını gözlemlemişlerdir. Çalışmanın temel olarak amacı güçlü kolon-zayıf kiriş oranının (Column-Beam Moment Strength Ratio) yapı davranışına etkisinin araştırılması olarak belirlenmiştir. Çalışma kapsamında incelenen yüksek periyotlu yapıların P-Delta etkilerinden dolayı plastik deformasyonların daha çok alt katlarda yığıldığı ve alt katlarda kat mekanizması oluşumu ile göçme meydana geldiği gözlemlenmiştir. Yapılan analizler sonucunda güçlü kolon-zayıf kiriş oranının yapının göçme mekanizmasında belirleyici olduğu ve yapı performansını etkilediği gözlemlenmiştir. 12 katlı moment aktaran çelik çerçeve bina için güçlü kolon-zayıf kiriş oranının 1.0, 1.2 ve 2.4 olması durumları ele alınmıştır. Bu oranın "2.4" olması durumunda çatı katı görece kat ötelemesi 0.040 değerine ulaşabiliyorken "1.2" ve "1.0" olması durumunda sırası ile 0.023 ve 0.020 değerlerine ulaşabildiği, bu oranın artırılarak tasarım yapılması durumunda mekanizma oluşumunun daha çok sayıda kata yayılmasıyla göçme performansını arttırdığı gözlemlenmiştir.

Atlayan ve Charney (2014) yapmış oldukları çalışmada 3, 6 ve 10 katlı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveli binaların doğrusal olmayan statik itme ve artımsal dinamik analizlerini yaparak göçme anına kadar yapı davranışını gözlemlemişlerdir. Çalışmanın genel olarak amacı güçlü kolon-zayıf kiriş oranının ve kullanılan kolon kesitinin yapı performansına etkisinin incelenmesi olarak belirlenmiştir. Yapılan analizler sonucunda güçlü kolon-zayıf kiriş oranının 1.0'den 1.5'e çıkarılması durumunda kat göçme mekanizmasının oluşumu geciktirilerek yapı performansının arttığı gösterilmiştir. Ek olarak bu oranın 1.5'ten 2.0'a çıkarılmasının yapı performansına ilave bir katkı sağlamayacağı belirtilmiştir. Ancak çalışma kapsamında kompozit etkiler ihmal edilmiştir. Ek olarak kolon enkesitlerinde tekrarlı tersinir yükler altında yanal burulmalı burkulma oluşması engellendiği takdirde narin ve ya kompakt enkesit kullanılması durumunda benzer davranış gözlemlenmiştir.

Zaghi ve diğ. (2014) yapmış oldukları çalışmada 3, 9 ve 20 katlı moment aktaran çelik çerçeveli binaların doğrusal olmayan dinamik analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Çalışmanın temel amacı güçlü kolon-zayıf kiriş oranının yapının sismik davranışına etkisinin araştırılması olarak belirlenmiştir. Çalışma kapsamında çelik malzeme dayanımının ve kolon boyutlarının değiştirilmesi ile güçlü kolon-zayıf kiriş oranları değiştirilmiş ve yapı davranışına etkisi incelenmiştir. Çalışma kapsamında kompozit etkiler ihmal edilmiştir. Analizler sonucunda kolonların rijitliğini arttırmadan güçlü kolon-zayıf kiriş oranının artırılması ve kolon boyutlarının küçültülerek güçlü kolon-zayıf kiriş oranının azaltılması durumlarında kolonların akmaya daha az eğilimli olduğu gözlemlenmiştir. Araştırmacılar yönetmeliklerde güçlü kolon-zayıf kiriş oranı olarak gösterilen "1.0" sınır değerinin özellikle az katlı yapılarda kolonlarda plastik deformasyon oluşumunu engellemediğini belirtmişlerdir. Ek olarak, yapının yüksek modları etkisinde oluşabilecek dinamik etkiler incelenerek bu oranın "2.0" olması durumunda dahi yüksek dinamik etkiler altında kolonlarda akma meydana gelebileceği belirtilmiştir.

Wongpakdee and Leelataviwat (2014) çalışmalarında farklı güçlü kolon-zayıf kiriş oranı ile tasarladıkları 9 katlı moment aktaran çelik çerçeveli binaların davranışını doğrusal olmayan statik itme ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler yardımıyla incelemişlerdir. Çalışma kapsamında kolonların enerji sönümlene kapasitesinin çerçeve sisteminin enerji sönümlene kapasitesine oranıyla hesaplanan ve iş oranı ("work ratio") adı verilen bir oran üzerinden analiz sonuçları

değerlendirilmiştir. Analizler sonucunda bu oranın küçük olması durumunda kolonların yapı sistemine göre zayıf kaldığı ve P-Delta etkileri ile alt katlarda kat mekanizması oluşma riskinin olduğu, bu oranın 1.0'e yakın olması durumunda ise plastik deformasyonların üst katlarda yığıldığı gözlemlenmiştir. Analiz sonuçları incelenerek bu oranın optimum değerinin 0.20-0.25 olduğu gözlemlenmiştir. Yönetmeliklerde lokal düğüm noktalarında hesaplanan güçlü kolon-zayıf kiriş oranı kontrollerinin tek başına istenilen güçlü kolon-zayıf kiriş çerçeve davranışını sağlamayabileceği, daha genel parametrelere de bakılması gerektiği belirtilmiştir.

Shamszadeh ve Maleki (2022) yapmış oldukları çalışma kapsamında, 18 adet 20 katlı ve 3 adet 9 katlı moment aktaran çelik çerçeveli binaların davranışını zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler yardımı ile araştırmışlardır. Bu çalışmanın genel olarak amacı, güçlü kolon-zayıf kiriş oranı hesaplanırken incelenen düğüm noktasındaki kolonlarda kesit değişikliği söz konusu ise bu değişikliğin dikkate alınmamasının yapı davranışına etkisi ve kesit değişikliğinin ne seviyede olması gerektiği olarak belirlenmiştir. Yüksek katlı yapıların alt, orta ve üst katlarının davranışını temsilen ikinci, on birinci ve on dokuzuncu katlardaki kesit değişikliği incelenmiştir. İlgili düğüm noktalarında hesaplanan güçlü kolon-zayıf kiriş oranları ilk olarak büyük kesit kullanıldığında 1.0'den büyük, küçük kesit kullanıldığında 1.0'den küçük olacak şekilde; daha sonra büyük kesit kullanıldığında 1.2'den büyük, küçük kesit kullanıldığında 1.2'den küçük ancak 1.0'den büyük olacak şekilde; son olarak büyük kesit kullanıldığında 1.5'den büyük, küçük kesit kullanıldığında 1.5'ten küçük olacak şekilde analizler yapılmıştır. Analizler sonucunda, çok büyük bir kesit değişikliği olduğu takdirde kolon ekinin altında kalan kolonun alt ucunun büyük eğilme momentine maruz kaldığı ve kirişlerden önce plastik mafsal oluştuğu gözlemlenmiştir. Küçük kesit kullanılarak hesaplanan güçlü kolon-zayıf kiriş oranı ile, büyük kesit kullanılarak hesaplanan güçlü kolon-zayıf kiriş oranı arasındaki farkın büyük kesit kullanılarak hesaplanan değer 0.12 katından daha fazla olmaması gerektiği gözlemlenmiştir. Araştırmacılar son olarak, alt katlarda kolonlarda kesit değişikliğinden kaçınılması gerektiği konusunda görüşlerinin belirtmişlerdir.

Elkady ve Lignos (2012) çalışmalarında kolonun tekrarlı yükler altındaki davranışını sonlu eleman analizleri yardımı ile incelemişlerdir. Çalışmalarının genel olarak amacı bir moment aktaran çelik çerçeve kolonunun deprem yükleri etkisinde maruz kalabileceği kuvvetler etkisinde davranışının incelenmesi olarak belirlenmiştir.

Çalışma kapsamında aksel basınc yükü uygulaması ile ilgili olarak iki durum incelenmiştir. Tekrarlı yanal yük uygulanırken ilk olarak aksel basınc yükü sabit tutulmuş, ikinci olarak ise aksel yük de basınc ve çekme kuvveti olacak şekilde tekrarlı olarak uygulanmıştır. Sabit aksel basınc yükü uygulaması, kolonun akma dayanımının %0, %10, %20 ve %50'si oranında olacak şekilde uygulanmıştır. Aksel basınc yükü oranı arttıkça kolonun eğilme dayanımının hızlı bir şekilde azaldığı, kolon akma dayanımının %50'si oranında bir aksel yük uygulandığında ise %2'lik görel kat ötelemesine ulaşıldığında P-Delta etkileri nedeni ile kolonun eğilme dayanımını tamamen kaybettiği gözlemlenmiştir. Ek olarak, aksel yük uygulamasının basınc ve çekme kuvveti olacak şekilde tekrarlı uygulandığı durumda, çelik malzemesinin tekrarlı yükler etkisi altında pekleşmesi nedeni ile daha büyük eğilme momenti dayanımına ulaşıldığı gözlemlenmiştir.

Elkady ve Lignos (2013) çalışmalarında 3 farklı kesitteki kolonun tekrarlı yükler altındaki davranışını sonlu eleman analizleri yardımı ile incelemişlerdir. Analiz sonuçlarına göre, kolon akma dayanımının %10'u oranı kadar olan aksel basınc yükü uygulanması durumunda kolon kesitinin eğilme dayanımının %20'sini kaybetmeden önce %4 görel kat ötelemelerine ulaşabildiği, ancak uygulanan aksel basınc yükünün kolon akma dayanımının %25'i oranından fazla olduğu durumda ise %2 görel kat ötelemesi değerlerinde kolonun eğilme dayanımının %20'sini kaybettiği gözlemlenmiştir. Ek olarak, kolonların yanal burulmalı burkulmasını önlemek için kullanılması gereken minimum kesit değerlerinin aksel kuvvet dayanımlarının yeterli olmadığı gözlemlenmiştir ve bu değerlerin gözden geçirilmesi gerektiği belirtilmiştir.

Imanpour ve diğ. (2016) çalışmalarında kolonun tekrarlı yükler altındaki davranışını sonlu eleman analizleri yardımı ile incelemişlerdir. Çalışma kapsamında kolon akma dayanımının %20'si oranında bir aksel basınc yükü ve yerdeğiştirme kontrollü tekrarlı tersinir yük uygulanmıştır. Analiz sonuçları incelendiğinde, %1 görel kat ötelemesi değerinde kolon alt ucunda akmanın başladığı, %1.5 görel kat ötelemesi değerinde ise kolonun alt bölgelerinde kolon başlığında yerel burkulma gözlemlenmiştir. Görel kat ötelemesinin artmasıyla birlikte kolon başlığındaki yerel burkulmanın üst kısımlara doğru da ilerlediği gözlemlenmiştir. %4 görel kat ötelemesi değerine ulaşılması ile birlikte düzlem dışı stabilite kaybının görüldüğü belirtilmiştir.

1.2 Amaç ve Kapsam

Bu çalışma kapsamında süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerin AISC 341-16, TBDY 2018 gibi yönetmeliklerde güçlü kolon-zayıf kiriş oranı sınır değeri olarak verilen "1.0" değerinin orta yükseklikte bir çelik yapı için yeterliliği ve güçlü kolon-zayıf kiriş oranının yapı davranışına olan etkisinin incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla, farklı güçlü kolon-zayıf kiriş oranlarına sahip olacak şekilde 6 katlı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve yapılarının tasarımı gerçekleştirilmiştir. Tasarım, TBDY 2018 ve ÇYTHYE 2016 yönetmelikleri uyarınca SAP2000 sonlu elemanlar yazılım programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Taşıyıcı sistem eleman enkesitleri boyutlandırıldıktan sonra en çok zorlandığı tespit edilen aks, ileri derecede doğrusal olmayan detaylı sonlu eleman analizi yapabilmek adına ABAQUS sonlu elemanlar programında aks üzerindeki 6 adet kolon ve ilgili düğüm noktalarına birleşen kiriş elemanlarının yarısı alınarak modellenmiştir. Bu modellerin doğrusal olmayan analizleri, AISC 341-16'da yer alan yükleme protokolüne uygun olarak belirlenen yön değiştiren tekrarlı yükler altında yerdeğiştirme kontrollü olarak gerçekleştirilmiştir.



2. SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK MOMENT AKTARAN BİR ÇELİK ÇERÇEVE SİSTEMİNİN TASARIMI

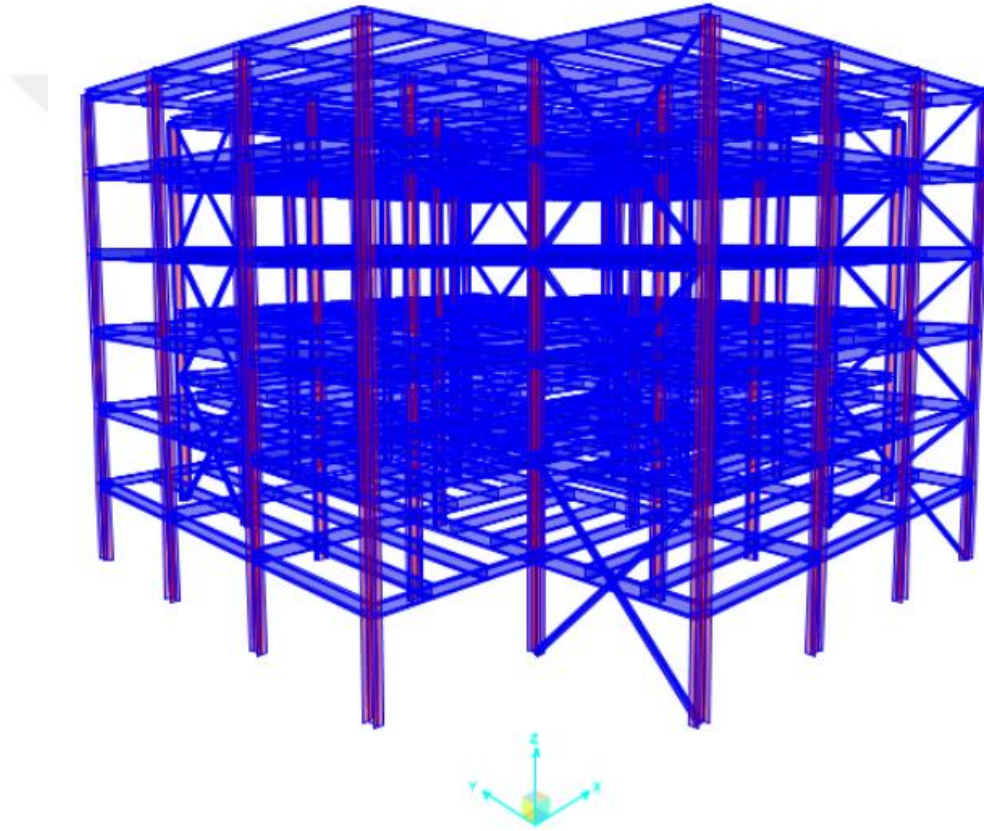
Çalışma kapsamında ele alınan 6 katlı yapıların yanal yük taşıyıcı sistemleri bir doğrultuda süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerden, diğer bir doğrultuda süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Çalışmanın amacı doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveler için örnek bir tasarım ele alınmıştır. Bu tür yapılarda deprem enerjisi, büyük oranda kiriş uç bölgelerinde oluşan plastik şekildeğiştirmeler, sınırlı miktarda da panel bölgelerinde ve zemin kat kolon alt uçlarında meydana gelen plastik şekildeğiştirmeler ile sönmümlenirken; birleşimlerin ve kolonların büyük oranda elastik bölgede kalması sağlanmaktadır (TBDY2018). Bu enerji sönmümleme mekanizmasının kolonların kirişlerden güçlü olması, kiriş-kolon düğüm noktalarında kolonların toplam eğilme momenti kapasitesinin, kirişlerin toplam eğilme momenti kapasitesine oranının 1.0'den büyük olması, koşulu ile sağlandığı varsayılmaktadır.

2.1 Bina ile İlgili Genel Bilgiler

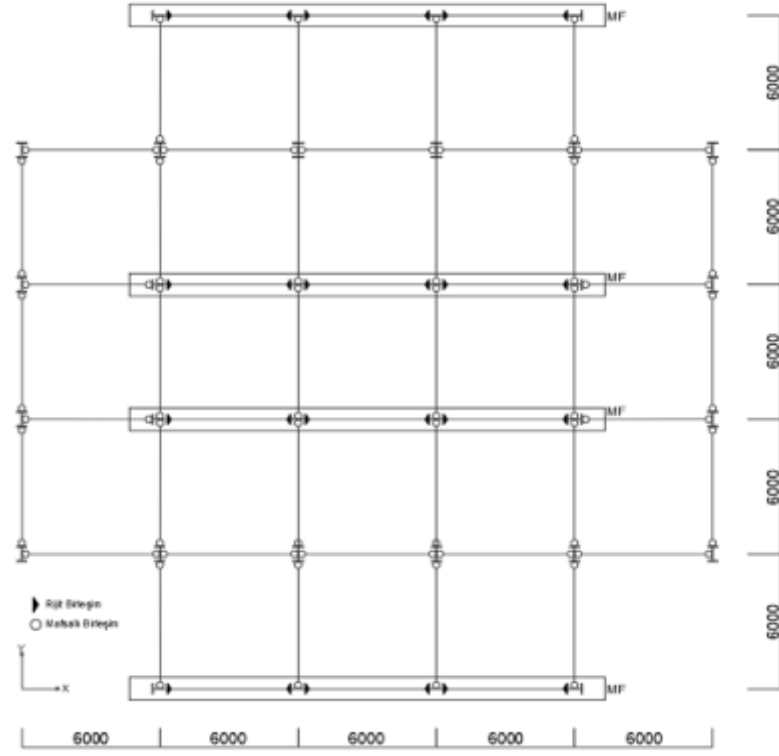
Tasarımı yapılan 6 katlı binaların, bina boyunca kat yüksekliği 3m olmak üzere bina yüksekliği 18m'den oluşmaktadır. Kiriş açıklığı 6m olarak tasarlanan binaların iş yeri olarak hizmet vermesi planlanmaktadır. Bu durumda TBDY (2018) Tablo 3.1'e göre bina kullanım sınıfı (BKS) 3, bina önem katsayısı (I) 1.0 olarak tanımlanmıştır. Tasarımı yapılan binaların coğrafi konumu, İstanbul/Kadıköy bölgesi içinde olmak üzere, ZB yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edileceği varsayılmaktadır.

Üç boyutlu taşıyıcı sistem genel görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 2.1'de, normal kat sistem tipik kat planı Şekil 2.2'de gösterilmektedir. Tipik kat planında tali kirişler gösterilmemiştir. Yapının X doğrultusundaki yatay yük taşıyıcı sistemi, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Y doğrultusundaki yatay yük taşıyıcı sistemi ise süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçevelerden oluşmaktadır. 2m aralıklarla yerleştirilen ikincil ara kirişler ana kirişlere her iki uçtan mafsalı olarak bağlanmıştır. Ek olarak moment aktaran çerçeve

kirişlerinin olası plastik mafsall bölgeleri yanal olarak desteklenmiştir. Çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısında, sadece moment aktaran çerçeve kirişlerinin bağlantısı rijit olarak düşünölmüş olup düşey yük taşıyan kirişler ve merkezi çaprazlı çelik çerçeve kirişleri mafsallı olarak teşkil edilmiştir. Kolonların ± 0.00 kotunda temele bağlantıları, X doğrultusunda sadece moment aktaran çelik çerçeve kolonlarının kuvvetli eksenleri etrafında ankastre, zayıf eksenleri etrafında ise mafsallı olup diğer tüm kolonların bağlantıları mafsallıdır. Y doğrultusunda ise tüm kolonların bağlantıları, her iki eksen etrafında mafsallı olarak teşkil edilmiştir. Merkezi çaprazlı çelik çerçevenin çapraz elemanlarının düğüm noktalarına bağlantısı mafsallıdır.



şekil 2.1 : Genel sistem görünüşü ve hesap modeli.



Şekil 2.2 : Normal kat planı.

Tasarımı yapılan binalarda deprem yükü, eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılarak yapıya etkilmiştir. Yapının kolon ve kirişleri I-enkesitli elemanlardan, çaprazları ise kutu enkesitli elemanlardan oluşmaktadır. Çapraz ve kirişler için S275, kolonlar için S355 yapısal çelik sınıfı öngörülmektedir.

2.2 Yükler

2.2.1 Sabit ve hareketli yükler

a) Çatı Döşemesi:	Kaplama	$1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$
	İzolasyon	$0.2 \text{ kN} / \text{m}^2$
	Trapez Sac + BA Döşeme	$2.1 \text{ kN} / \text{m}^2$
	Asma Tavan + Tesisat	$0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$
	Çelik Konstrüksiyon	$0.8 \text{ kN} / \text{m}^2$

$$G = 4.6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Hareketli Yük	$Q_r = 1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$
Kar Yüğü	$S = 1.2 \text{ kN} / \text{m}^2$
b) Parapet Yüğü: (Çatı Katında)	$G_d = 2.0 \text{ kN} / \text{m}^2$
c) Normal Kat Döşemesi: Kaplama	$0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$
Trapez Sac + BA Döşeme	$2.1 \text{ kN} / \text{m}^2$
Asma Tavan + Tesisat	$0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$
Bölme Duvarlar	$1.0 \text{ kN} / \text{m}^2$
Çelik Konstrüksiyon	$0.8 \text{ kN} / \text{m}^2$
<hr/>	
	$G = 4.9 \text{ kN} / \text{m}^2$
Hareketli Yük	$Q = 2.0 \text{ kN} / \text{m}^2$
d) Dış Duvar Yüğü: (Normal Katlarda)	$G = 3.0 \text{ kN} / \text{m}$

2.2.2 Deprem yükleri

2.2.2.1 Deprem tasarım sınıfı (DTS)

40.946186° enlemi ve 29.110582° boylamında bulunan süneklik düzeyi yüksek 6 katlı çelik yapı ZB, “Az ayrışmış, orta sağlam kayalar”, yerel zemin sınıfında olup DD2 deprem yer hareketi düzeyi için ilgili haritadan elde edilen değerler Çizelge 2.1’de yer almaktadır.

Çizelge 2.1 : 6 katlı çelik yapıya ait genel bilgiler.

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DD2
Yerel Zemin Sınıfı	ZB
Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı (S_s)	1.039
1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı (S_1)	0.281
Kısa periyot için yerel zemin etki katsayısı (F_s) değeri	0.900
1 sn periyot için yerel zemin etki katsayısı (F_1) değeri	0.800
$S_{DS} = S_s * F_s$ Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı	0.935
$S_{D1} = S_1 * F_1$ 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı	0.225

Bu durumda binanın deprem tasarım sınıfı (DTS), bina kullanım sınıfı, BKS=3 olmak üzere ve DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için tanımlanan kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, S_{DS} 'nin, TBDY Tablo 3.2'ye göre, $0.75 \leq S_{DS}$ koşulunu sağlaması nedeniyle, DTS = 1 olarak belirlenmiştir.

2.2.2.2 Bina yükseklik sınıfı

Binanın, bina tabanından itibaren ölçülen yüksekliği, $H_N = 3.0 \times 6 = 18.0m$ olmak üzere, TBDY (2018) Tablo 3.3'e göre, deprem tasarım sınıfı, DTS=1 için, $17.5 < H_N = 18.0 \leq 28$ olduğundan, bina yükseklik sınıfı, BYS=5 olmaktadır.

2.2.2.3 Bina performans hedefi

TBDY Tablo 3.4(a)'ya göre deprem tasarım sınıfı, DTS = 1 ve deprem yer hareketi düzeyi, DD-2 için yeni yapılacak bu çelik binanın performans hedefi; normal performans hedefi, kontrollü hasar (KH) ve değerlendirme/tasarım yaklaşımı, dayanıma göre tasarım (DGT) yaklaşımı olarak belirlenmektedir.

2.2.2.4 Düzensizliklerin kontrolü

TBDY 3.6 uyarınca düzensizliklerin kontrolü yapılacaktır. Bina kat planındaki çıkıntıların uzunluğunun aynı doğrultuda yapı uzunluğunun 0.2 katından büyük olmaması, döşeme süreksizliklerinin ve döşemelerde büyük boşlukların bulunmaması, yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle planda düzensizlik durumları mevcut değildir.

Düşeyde düzensizlik durumlarından B1 komşu katlar arası dayanım düzensizliği (zayıf kat) betonarme binalarda geçerli olduğundan söz konusu çelik yapı için bu düzensizlik türü irdelenmeyecektir. Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizliklerin ve ani rijitlik değişimlerinin olmaması ve kat kütlelerinin yapı yüksekliği boyunca değişiklik göstermemesi nedeniyle B3 türü düzensizlik bulunmamaktadır. Bu durumda, TBDY 3.6.2.1 uyarınca, burulma düzensizliği (A1 türü düzensizlik) ve komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (B2 türü düzensizlik), TBDY 4.6.2'ye göre deprem hesap yönteminin belirlenebilmesi amacıyla ayrıca incelenecektir. Bu inceleme, deprem tasarım sınıfı, DTS = 2 ve bina yükseklik sınıfı, BYS = 5 olarak belirlenen bu bina için TBDY Tablo 4.4'ün ilk satırındaki koşullar esas alınarak yapılabilir. Bu koşulların kontrolü sırasıyla, Çizelge 2.2 ve Çizelge 2.3'de özetlenmektedir. Aşağıdaki

Çizelgelarda verilen yerdeğiştirme değerleri, taşıyıcı sistem elemanlarının kesin boyutlandırma işlemi tamamlandıktan sonra oluşan sistemin analizleri sonucunda elde edilen değerlerdir.

Çizelge 2.2 : A1 türü burulma düzensizliği koşulunun kontrolü.

Kat	$(\Delta_i^{(x)})_{\max}$ (m)	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ (m)	$\eta_{bi}^{(x)}$	Koşul	$(\Delta_i^{(y)})_{\max}$ (m)	$(\Delta_i^{(y)})_{ort}$ (m)	$\eta_{bi}^{(y)}$
Çatı	0.007395	0.006822	1.0840	≤ 1.2	0.010113	0.009	1.1237
5	0.006867	0.006334	1.0841	≤ 1.2	0.009339	0.008303	1.1248
4	0.005956	0.005493	1.0843	≤ 1.2	0.00807	0.00717	1.1256
3	0.00474	0.00437	1.0848	≤ 1.2	0.006414	0.005695	1.1263
2	0.003301	0.003039	1.0864	≤ 1.2	0.004585	0.004075	1.1252
1	0.001707	0.001564	1.0914	≤ 1.2	0.002587	0.00231	1.1202

Çizelge 2.3 : B2 türü rijitlik düzensizliği koşulunun kontrolü.

Kat	$(\Delta_i^{(x)} / h_i)_{ort}$	$(\Delta_{i-1}^{(x)} / h_{i-1})_{ort}$	$\eta_{bi}^{(x)}$	Koşul	$(\Delta_i^{(y)} / h_i)_{ort}$	$(\Delta_{i-1}^{(y)} / h_{i-1})_{ort}$	$\eta_{bi}^{(y)}$
Çatı - 5	0.00227	-	-	-	0.00300	-	-
5 - 4	0.00211	0.00211	0.92847	≤ 2.0	0.00277	0.00277	0.9226
4 - 3	0.00183	0.00183	0.86722	≤ 2.0	0.00239	0.00239	0.8635
3 - 2	0.00146	0.00146	0.79547	≤ 2.0	0.00190	0.00190	0.7943
2 - 1	0.00101	0.00101	0.69539	≤ 2.0	0.00136	0.00136	0.7156
1 -	-	0.00052	0.51473	≤ 2.0	-	0.00077	0.5667
Zemin	-	-	-	-	-	-	-

Çizelge 2.2 ve Çizelge 2.3 incelendiğinde, her bir katta binanın A1 ve B2 türü düzensizliklerinin bulunmadığı görülmektedir. Bu durum, incelenen sistemin TBDY (2018) Tablo 4.4'ün ilk satırındaki koşulları sağladığını ve Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanabileceğini göstermektedir.

2.2.2.5 Bina hakim doğal titreşim periyodunun belirlenmesi

Dayanıma göre tasarım kapsamında kullanılacak deprem hesap yöntemi, ayrıntıları TBDY (2018) 4.7'de açıklanan Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi olarak öngörülmüştür. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanmasında, TBDY (2018) 4.7.3.2'ye göre, TBDY (2018) Denk.(4.26) ile hesaplanan, binanın her iki deprem doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyotları, TBDY (2018) Denk.(4.27) kullanılarak elde edilen periyot değerinin 1.4 katından daha büyük alınmayacaktır.

$$T_p^{(x)} = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{f_i}^{(x)2}}{\sum_{i=1}^N F_{f_i}^{(x)} d_{f_i}^{(x)}} \right)^{1/2} \quad \text{TBDY (4.26)}$$

$$T_{pA} = C_i H_N^{3/4} \quad \text{TBDY (4.27)}$$

Bu denklemde, m_i toplam kat kütlelerini göstermektedir ve w_i , G_i , Q_i sırasıyla toplam kat ağırlıkları ile katların toplam sabit ve hareketli yükleri, n , hareketli yük kütle katılım katsayısı olmak üzere, normal katlar için;

$$m_i = \frac{w_i}{g} = \frac{1}{g} [G_i + n(Q_i)] \quad (2.1)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Normal kat için, TBDY (2018) Tablo 4.3'e göre $n=0.30$ alınarak, kat ağırlığı ve kütlesi hesaplanır.

Çizelge 2.4 : Kat ağırlıkları ve kat kütleleri.

Kat	w_i	m_i
Çatı	3989.76	406.7034
5	4518	460.5505
4	4518	460.5505
3	4518	460.5505
2	4518	460.5505
1	4518	460.5505
Σ	26579.76	2709.456

TBDY Denk.(4.26)'daki F_{f_i} fiktif kuvvetleri kat ağırlıkları ve kat yükseklikleri ile orantılı kuvvetlerdir ve her iki doğrultu için aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilirler.

$$F_{f_i} = F_0 \frac{m_i H_i}{\sum_{j=1}^N m_j H_j} \quad (2.2)$$

2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde i'inci kata etkiyen fiktif yükü gösteren F_{f_i} değerini bulmak için, F_0 yerine herhangi bir değer verilebileceği belirtilmiş olup 6 katlı çelik bina için F_0 değeri 1000 kN alınarak, katlara etkiyen F_{f_i} fiktif kuvveti değerleri aşağıda verilmişlerdir. 6 katlı yapı için hesaplanan F_{f_i} fiktif yük değerleri SAP2000 programında kat kütle merkezlerine X ve Y doğrultularında etkililerek

analiz yapılmış; analiz sonucunda X ve Y yönlü yatay yer değiştirmeler $d_{fi}^{(x)}$ ve $d_{fi}^{(y)}$ bulunmuştur. X doğrultusu için fiktif yükler $F_{fi}^{(x)}$ ve buna bağlı kat yerdeğiştirmeleri $d_{fi}^{(x)}$ Çizelge 2.5’de, y doğrultusu için fiktif yükler $F_{fi}^{(y)}$ ve buna bağlı kat yerdeğiştirmeleri $d_{fi}^{(y)}$ Çizelge 2.6’da gösterilmiştir. Çizelge 2.5 ve Çizelge 2.6’daki değerlere göre TBDY Denk.(4.26) kullanılarak x ve y doğrultusundaki hakim doğal titreşim periyotları $T_p^{(x)}$ ve $T_p^{(y)}$ hesaplanacaktır.

Çizelge 2.5 : X doğrultusu için fiktif yüklerden oluşan kat yer değiştirmeleri.

Kat	F_{fi} (kN)	d_{fi} (m)	m_i (kN-s ² /m)	$m_i * d_{fi}^2$	$F_{fi} * d_{fi}$
Çatı	261.03	0.005641	406.7034	0.01294	1.472463
5	246.32	0.005271	460.5505	0.01280	1.298373
4	197.06	0.004593	460.5505	0.00972	0.905092
3	147.79	0.003665	460.5505	0.00619	0.541666
2	98.53	0.002554	460.5505	0.00300	0.251644
1	49.26	0.001316	460.5505	0.00080	0.064832
Σ	1000.00	0.02304	2709.4557	0.04544	4.53407

Çizelge 2.6 : Y doğrultusu için fiktif yüklerden oluşan kat yer değiştirmeleri.

Kat	F_{fi} (kN)	d_{fi} (m)	m_i (kN-s ² /m)	$m_i * d_{fi}^2$	$F_{fi} * d_{fi}$
Çatı	261.03	0.003822	406.7034	0.005941	0.997651
5	246.32	0.003549	460.5505	0.005801	0.874203
4	197.06	0.003079	460.5505	0.004366	0.606745
3	147.79	0.002453	460.5505	0.002771	0.362539
2	98.53	0.001759	460.5505	0.001425	0.173313
1	49.26	0.000999	460.5505	0.00046	0.049215
Σ	1000.00	0.015661	2709.4557	0.020764	3.063668

(X) ve (Y) doğrultularındaki hakim doğal titreşim periyodu,

$$1.4(T_{pA}) = 1.4 * 0.08 * 18^{3/4} = 0.979sn \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned}
T_p^{(x)} &= 2\pi \left[\frac{0.04544}{4.53407} \right]^{1/2} = 0.629 < 1.4T_{pA} \\
T_p^{(x)} &= 0.629 \text{ sn' dir.} \\
T_p^{(y)} &= 2\pi \left[\frac{0.020764}{3.063668} \right]^{1/2} = 0.517 < 1.4T_{pA} \\
T_p^{(y)} &= 0.517 \text{ sn' dir.}
\end{aligned} \tag{2.4}$$

2.2.2.6 Deprem yükü azaltma katsayısı ($R_a(T)$)

TBDY (2018) Tablo 4.1'e göre, izin verilen bina yükseklik sınıfına uygun olarak (BYS=5 \geq 3), X doğrultusunda deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerle karşılandığı binalar için taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R=8 ve dayanım fazlalığı katsayısı, D = 3 olarak; (BYS=5 \geq 4) Y doğrultusunda deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar için taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R=5 ve dayanım fazlalığı katsayısı, D = 2 olarak verilmektedir.

$$\left. \begin{aligned}
R_a(T_p^{(x)}) &= \frac{R_x}{I} = \frac{8}{1} = 8 \\
R_a(T_p^{(y)}) &= \frac{R_y}{I} = \frac{5}{1} = 5
\end{aligned} \right\} \text{ olarak elde edilmektedir.} \tag{2.5}$$

2.2.2.7 Toplam yatay eşdeğer deprem yükü

$$\begin{aligned}
T_A &= 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 \frac{0.225}{0.935} = 0.048 \text{ sn} \\
T_B &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.225}{0.935} = 0.241 \text{ sn} \\
T_L &= 6 \text{ sn}
\end{aligned} \tag{2.6}$$

(X) doğrultusu için toplam eşdeğer deprem yükü hesabı,

$$\begin{aligned}
T_B &= 0.241 \text{ sn} < T_p^{(x)} = 0.629 \text{ sn} < T_L = 6 \text{ sn} \\
S_{ae}(T_p^{(x)}) &= S_{D1} / (T_p^{(x)}) = 0.225 / 0.629 = 0.358 \\
S_{aR}(T_p^{(x)}) &= S_{ae}(T_p^{(x)}) / R_a(T_p^{(x)}) = 0.358 / 8 = 0.0447
\end{aligned}$$

$$m_t = 2709.455$$

$$V_{tE}^{(x)} = m_t S_{aR}(T_p^{(x)}) \geq 0.04 m_t I S_{DS} g$$

$$V_{tE}^{(x)} = 2709.455 \times 0.0447 \times 9.81 \geq 0.04 \times 2709.455 \times 1 \times 0.935 \times 9.81$$

$$V_{tE}^{(x)} = 1188.459 kN \geq 994 kN$$

(Y) doğrultusu için toplam eşdeğer deprem yükü hesabı,

$$T_B = 0.241 sn < T_p^{(y)} = 0.517 sn < T_L = 6 sn$$

$$S_{ae}(T_p^{(y)}) = S_{D1} / (T_p^{(y)}) = 0.225 / 0.517 = 0.435$$

$$S_{aR}(T_p^{(y)}) = S_{ae}(T_p^{(y)}) / R_a(T_p^{(y)}) = 0.435 / 5 = 0.087$$

$$m_t = 2709.455$$

$$V_{tE}^{(y)} = m_t S_{aR}(T_p^{(y)}) \geq 0.04 m_t I S_{DS} g$$

$$V_{tE}^{(y)} = 2709.455 \times 0.087 \times 9.81 \geq 0.04 \times 2709.455 \times 1 \times 0.935 \times 9.81$$

$$V_{tE}^{(y)} = 2312.438 kN \geq 994 kN$$

2.2.2.8 Katlara etkijen yatay eşdeğer deprem yükleri

TBDY (2018) 4.7.2'ye göre toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkijen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir. Binanın N'inci katına etkijen ek eşdeğer deprem yükü, ΔF_{NE} , (X) ve (Y) doğrultuları için,

$$\Delta F_{NE}^{(x)} = 0.0075 N V_{tE}^{(x)} = 0.0075 \times 6 \times 1188.459 = 53.48 kN$$

$$\Delta F_{NE}^{(y)} = 0.0075 N V_{tE}^{(y)} = 0.0075 \times 6 \times 2312.438 = 104.05 kN$$

şeklinde hesaplanmıştır.

Çizelge 2.7 : Katlara etkijen yatay eşdeğer deprem yükleri.

Kat	$W_i * H_i$	$F_{iE}^{(x)}$	$F_{iE}^{(y)}$
Çatı	71815.68	349.74	680.48
5	67770	279.57	543.95
4	54216	223.66	435.16
3	40662	167.74	326.37
2	27108	111.83	217.58
1	13554	55.91	108.79
Σ	275125.7	1188.46	2312.34

2.2.2.9 Yatay deprem yüklerinin etkime noktaları

30 metre boyunda 30 metre eninde olan 6 katlı yapıda (X) ve (Y) doğrultularındaki ek

dışmerkezlilikler, $e_{(x)} = \pm 0.05 * 30 = \pm 1.50m$ olarak hesaplanmıştır.
 $e_{(y)} = \pm 0.05 * 30 = \pm 1.50m$

2.2.2.10 Düşey deprem etkisi

TBDY 4.4.3'e göre düşey deprem etkisinin de deprem hesabında dikkate alınması gerekmektedir. Bu bina için düşey deprem etkisi, TBDY 4.4.3.2'ye uygun olarak, özel bir hesap yapılmaksızın TBDY Denk.(4.10) ile yaklaşık olarak hesaba katılacaktır.

$$E_d^{(Z)} \approx (2/3)S_{DS}G \quad (2.7)$$

TBDY (2018) Denk.(4.10) ile hesaba katılacak düşey deprem etkisi, sabit yük G'nin yük katsayısı içine dahil edilecektir. Buna göre bu etki TBDY (2018) 4.4.4.2(a) uyarınca ve TBDY (2018) Denk.(4.11) ile TBDY (2018) Denk.(4.12) göz önünde tutularak aşağıdaki şekilde dikkate alınmıştır.

$$\begin{aligned} G(1.2 + 0.3(2/3)S_{DS}) &= G(1.2 + 0.3(2/3)0.935) = 1.387G \\ G(0.9 - (2/3)S_{DS}) &= G(0.9 - (2/3)0.935) = 0.713G \end{aligned} \quad (2.8)$$

2.2.3 Rüzgar yükleri

Rüzgar yüklerinin belirlenmesi ve bu yükler altında yapıya etkiyen toplam taban kesme kuvveti ile katlara etkiyen eşdeğer statik tekil kuvvetlerin hesabında TS-EN1991-1-4 esas alınmıştır. ÇYTHYE 5.3'e göre rüzgar hızının temel değeri, $V_{b,0} = 28m/sn$ 'den ve binanın ana taşıyıcı sistemine, dış cephe kaplamalarına ve rüzgara maruz yapısal ve yapısal olmayan elemanlarına gelen rüzgar yükleri $0.5 kN/m^2$ 'den az olmayacaktır. Buna göre rüzgar hızının temel değeri, $V_{b,0} = 28m/sn$ (100 km/sa) alınmıştır. Buna göre esas rüzgar hızı, TS EN 1991-1-4 Denk.(4.1)'e göre,

$$v_b = c_{dir}c_{season}V_{b,0} \quad (2.9)$$

olmak üzere, doğrultu katsayısı, c_{dir} ve mevsim katsayısı, c_{season} değerleri tavsiye edilen değer olan, 1.0 olarak alındığında, esas rüzgar hızı $v_b = V_{b,0} = 28m/sn$ şeklinde elde edilir.

Arazi orografisi için TS EN 1991-1-4 4.3.3 esas alındığında, orografinin rüzgar hızını arttırmadığı varsayımı ile orografi katsayısı, $c_0^{(z)}$ tavsiye edilen değer olan 1.0'e eşit olarak alınmaktadır. Ofis binasının inşa edileceği arazi kategorisi, III olarak varsayıldığında, arazi parametreleri;

$z_0 = 0.3m$, $z_{\min} = 5m$ olarak verilmektedir.

İncelenen binada, yer seviyesinden yükseklik, $z = 14.0m$ olduğundan, TS EN 1991-1-4 Denk.(4.4), Denk.(4.5) ve Denk.(4.6) ile sırasıyla, arazi katsayısı, k_r ve engebellik katsayısı $c_r^{(z)}$

$$z_{\min} = 5m \leq z = 18m \leq z_{\max} = 200m \quad (2.10)$$

$$k_r = 0.19x \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.2154 \quad (2.11)$$

$$c_r^{(z)} = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.2154 \ln \left(\frac{18}{0.3} \right) = 0.882 \quad (2.12)$$

olarak elde edilir.

Bu değerler TS EN 1991-1-4 Denk.(4.3)'te yerine yazılarak, (z) metre yükseklik için ortalama rüzgar hızı,

$v_m(z) = c_r(z)c_0(z)V_b = 0.882 \times 1 \times 28 = 24.696m/s$ olarak hesaplanır. (z) metre yükseklikteki, ortalama ve kısa süreli hız değişikliklerini içeren tepe hız kaynaklı rüzgar basıncı, $q_p^{(z)}$ TS EN 1991-1-4 4.5'e uygun olarak hesaplanır. Bunun için, (z) metre yükseklikteki türbülans şiddeti $I_v^{(z)}$, TS EN 1991-1-4 Denk.(4.7) ile, $z_{\min} = 5m \leq z = 18m \leq z_{\max} = 200m$ olduğundan,

$$I_v^{(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = \frac{1}{1 \ln \left(\frac{18}{0.3} \right)} = 0.244 \quad \text{olmak üzere, } q_p^{(z)}, \text{ TS EN 1991-1-4}$$

Denk.(4.8) kullanılarak aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = [1 + 7(0.244)] \frac{1}{2} (1.25)(24.696)^2 10^{-3} = 1.0323kN/m^2$$

Yüzeylere etkiyen dış w_e ve iç w_i rüzgar basınçları, tepe kaynaklı hız basıncı, $q_p^{(z)}$, referans yüksekliği, z_i olmak üzere, dış ve iç basınç katsayılarına bağlı olarak, aşağıda sırasıyla verilen TS EN 1991-1-4 Denk.(5.1) ve Denk(5.2) ile elde edilir.

$$\begin{aligned} w_e &= q(z_e)c_{pe} \\ w_i &= q(z_i)c_{pi} \end{aligned} \quad (2.13)$$

Bu durumda, binanın düşey yükleri için TS EN 1991-1-4 7.2.2’de tanımlanan etki bölgelerinde kullanılması gereken dış basınç, $c_{pe,10}$ ve iç basınç, c_{pi} katsayıları hesaplanmalıdır. Yapı simetrik olduğu için rüzgarın etkime doğrultusuna dik boyut ve h/d oranı değişmeyecektir. Buna göre, rüzgar etkime doğrultusuna dik boyut b=30m için, h=18m ve d=30m olmak üzere h/d oranı, $0,25 \leq h/d=0,6 < 1.0$ değerindedir.

Bu oranlar dikkate alınarak, TS EN 1991-1-4 Tablo (7.1) yardımıyla belirlenen dış basınç katsayıları, c_{pe} , aşağıda verilmektedir.

Çizelge 2.8 : Dış basınç katsayıları.

Bölge	D	E
c_{pe}	0.6	-0.7

TS EN 1991-1-4 5.2 uyarınca, bir yüzeye etkiyen net basınç, elemanların zıt yüzeylerinde oluşan basınçların, yönleri (işaretleri) de dikkate alınarak hesaplanan farkına eşittir. İç basınç katsayısı, bina cephelerindeki boşlukların dağılımına ve boyutlarına bağlıdır. Genellikle boşluk oranı belli olmadığından, iç basınç katsayısı, c_{pi} , TS EN 1991-1-4 7.2.9 Not 2’ye göre, tavsiye edilen değerler olan +0.2 veya -0.3’ten en elverişsiz durumu oluşturan değer olarak belirlenmiştir. Bu durumda net basınç katsayıları, c_{pnet} , Çizelge 2.9’da verildiği gibi elde edilmektedir.

Çizelge 2.9 : Net basınç katsayıları.

Bölge	D	E
$c_{pnet} = c_{pe} - (+0.2)$	0.6	-0.7
$c_{pnet} = c_{pe} - (-0.3)$	1.1	-0.2

Buna göre, binanın D ve E yüzeylerindeki (Şekil Ç-1.5) rüzgar basınçları aşağıdaki bağıntı ile belirlenir.

$$w = q(z)(c_{pe} - c_{pi}) = q(z)c_{pnet} \quad (2.14)$$

Dikdörtgen planlı olan bu binada, rüzgarın yaklaştığı yöndeki düşey yüzey (D yüzeyi) için, binanın plandaki her iki boyutu (18m veya 32m) da, $h=13m \leq b$ (18m veya 32m) koşulunu sağladığından, TS EN 1991-1-4 7.2.2'ye göre, rüzgar yükü bina yüksekliği boyunca üniform yayılı şekilde oluşmaktadır. Böylece, D yüzeyine etkiyen hız kaynaklı rüzgar basıncının yayılışı, bina yüksekliği boyunca üniform olarak gözönüne alınır ve referans alan, A_{ref} ,

$A_{ref} = bh$ olmak üzere, taşıyıcı sisteme etkiyen toplam rüzgar yükü, w

$$w = q(z)(c_{pe} - c_{pi})A_{ref} = q(z)c_{pnet}A_{ref} = 1.0323(1.3)A_{ref} = 1.342A_{ref} \text{ kN} / \text{m}^2$$

Şeklinde hesaplanır. Rüzgar yükünün, kat döşemelerinin ağırlık merkezlerine etkiyen statikçe eşdeğer tekil kuvvetler olarak katlara dağılımı, yüzey genişliğine bağlı olarak Çizelge 2.10'da gösterilmiştir.

Çizelge 2.10 : Yapıya her iki doğrultuda etkiyen rüzgar yükleri.

Döşeme	Yükseklik	Rüzgar Kuvveti
Çatı		72.468
Katı	1.5	144.936
5.Kat	3	144.936
4.Kat	3	144.936
3.Kat	3	144.936
2.Kat	3	144.936
1.Kat	3	144.936
Σ		797.148

2.3 Bina Taşıyıcı Sisteminin Yapısal Analizleri

Bina taşıyıcı sisteminin yapısal analizleri, ÇYTHYE 6.3'te açıklanan genel analiz yöntemi uyarınca gerçekleştirilecektir. Buna göre, görelî kat ötelemeleri ve sehîm kontrollerinde azaltılmamış eleman rijitlikleri kullanılırken taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların gerekli dayanımları azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci mertebeye etkileri göz önünde tutularak elde edilecektir.

2.3.1 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü, TBDY (2018) 4.9.1'e göre yapılacaktır. Birbirine dik (X) ve (Y) doğrultularında $\pm\%5$ ek dışmerkezlikle uygulanan azaltılmış

deprem yükleri altında, yapı sisteminin analizi ile elde edilen $u_i^{(x)}$ ve $u_i^{(y)}$ yatay yerdeğiştirmelerinin her katta aldığı değerler sırasıyla, Çizelge 2.11 ve Çizelge 2.12'nin üçüncü kolonunda, ardışık katlar arasındaki azaltılmış görel kat ötelemeleri, $\Delta_i^{(x)}$ ve $\Delta_i^{(y)}$ ise, çizelgelerin dördüncü kolonunda verilmiştir. Hesaplarda, ana deprem doğrultusundaki deprem yüklerinden dolayı, bu doğrultuya dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerin bileşke yerdeğiştirmeye etkisi terkedilmektedir. Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış görel kat ötelemeleri söz konusu deprem doğrultusundaki deprem yükü azaltma katsayısı, (R / I) ile çarpılarak $\delta_i^{(x)}$ ve $\delta_i^{(y)}$ etkin görel kat ötelemeleri hesaplanmış ve çizelgelerin beşinci kolonuna yazılmıştır. Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranlarının, λ katsayısı ile çarpılması sonucunda elde edilen değerler ise çizelgelerin son kolonunda yer almaktadır.

Çizelge 2.11 : (X) doğrultusu için etkin görel kat ötelemelerinin kontrolü.

Kat	h_i (m)	$u_i^{(x)}$ (m)	$\Delta_i^{(x)}$ (m)	$\delta_i^{(x)} = \frac{R}{I} \Delta_i^{(x)}$ (m)	$\lambda \frac{\delta_i^{(x)}}{h_i}$
Çatı	3.0	0.00740	0.000428	0.003424	0.001354
5	3.0	0.00697	0.001011	0.008088	0.003199
4	3.0	0.00596	0.001216	0.009728	0.003848
3	3.0	0.00474	0.001439	0.011512	0.004554
2	3.0	0.00330	0.001594	0.012752	0.005044
1	3.0	0.00171	0.001707	0.013656	0.005402

Çizelge 2.12 : (Y) doğrultusu için etkin görel kat ötelemelerinin kontrolü.

Kat	h_i (m)	$u_i^{(y)}$ (m)	$\Delta_i^{(y)}$ (m)	$\delta_i^{(y)} = \frac{R}{I} \Delta_i^{(y)}$ (m)	$\lambda \frac{\delta_i^{(y)}}{h_i}$
Çatı	3.0	0.01011	0.000774	0.00387	0.00153
5	3.0	0.00934	0.001269	0.00635	0.00251
4	3.0	0.00807	0.001656	0.00828	0.00328
3	3.0	0.00641	0.001829	0.00915	0.00362
2	3.0	0.00459	0.001998	0.00999	0.00395
1	3.0	0.00259	0.002587	0.01294	0.00512

Çizelge 2.11 ve Çizelge 2.12'de görüldüğü gibi $\lambda \frac{\delta_i}{h_i}$ oranlarının en büyük değerleri,

(X) ve (Y) doğrultuları için sırası ile,

$$\lambda \frac{\delta_i^{(x)}}{h_i} = 0.005402 \leq 0.008 \quad \text{ve} \quad \lambda \frac{\delta_i^{(y)}}{h_i} = 0.00512 \leq 0.008 \quad (2.15)$$

Koşulunu sağlamaktadır.

2.3.2 İkinci merteye etkileri

TBDY 4.9.2 uyarınca, gözönüne alınan tipik (X) deprem doğrultusunda her bir i'inci katta, ikinci merteye etkilerini temsil eden ikinci merteye gösterge değeri, $\theta_{II,i}^{(x)}$ hesaplanarak

$$\theta_{II,i}^{(x)} = \frac{(\Delta_i^{(x)})_{ort} \sum_{k=i}^N w_k}{V_i^{(x)} h_i} \leq 0.12 \frac{D}{C_h R} \quad \text{koşulu kontrol edilecektir.} \quad (2.16)$$

Çizelge 2.13 : (X) doğrultusu için ikinci merteye etkileri.

Kat	h_i	$\sum w_i (kN)$	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$	$\theta_{II,i}^{(x)}$
Çatı	3	3989.76	0.006822	0.02594
5	3	8507.76	0.006334	0.02854
4	3	13025.76	0.005493	0.02796
3	3	17543.76	0.00437	0.02504
2	3	22061.76	0.003039	0.01973
1	3	26579.76	0.001564	0.01166

Çizelge 2.14 : (Y) doğrultusu için ikinci merteye etkileri.

Kat	h_i	$\sum w_i (kN)$	$(\Delta_i^{(y)})_{ort}$	$\theta_{II,i}^{(y)}$
Çatı	3	3989.76	0.009	0.017589
5	3	8507.76	0.008303	0.019231
4	3	13025.76	0.00717	0.018759
3	3	17543.76	0.005695	0.01677
2	3	22061.76	0.004075	0.0136
1	3	26579.76	0.00231	0.008851

Her iki deprem doğrultusu için her katta hesaplanan II,i θ parametrelerinin en büyük değeri, (X) doğrultusunda ve dördüncü katta meydana gelmektedir. Bu durumda, en büyük ikinci merteye gösterge değeri,

$$\theta_{II,max}^{(x)} = \theta_{II,4}^{(x)} = \frac{(0.006334)(8507.76)}{(629.31)(3.0)} = 0.02854 \quad \text{olarak hesaplanır.}$$

Bu değer, dayanım fazlalığı katsayısı $D = 3.0$, taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R = 8$ ve TBDY 4.9.2.2 uyarınca, taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan histeretik davranışına bağlı olarak tanımlanan C_h katsayısı, çelik bina için $C_h = 1.0$ olmak üzere, TBDY Denk.(4.36)'da verilen koşulu sağlamaktadır.

$$\theta_{II,max}^{(x)} = \theta_{II,4}^{(x)} = 0.02854 \leq 0.12 \frac{D}{C_h R} = 0.12 \frac{3}{(1.0)(8)} = 0.045$$

2.3.3 Boyutlandırma hesapları

Boyutlandırma aşamasında bina taşıyıcı sisteminin yapısal analizleri ve detayları, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik (ÇYTHYE, 2016) Bölüm 6.3'te açıklanan genel analiz yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Boyutlandırma hesaplarında, ayrıntıları yönetmelik (ÇYTHYE, 2016) Bölüm 5.3.1'de açıklanan Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım yöntemi (YDKT) kullanılmıştır. Kat döşemeleri, trapez saçları üzerinde bulunan yerinde dökme betonarme döşeme sisteminin çelik kirişlere mesnetlenmesi ile oluşturulmuştur. Burada çelik kirişler ile trapez saç arasındaki bağlantı için boyutları ve yerleşimi konstrüktif olarak seçilen başlıklı çelik ankrajlardan faydalanılmıştır. Bu durumda döşeme sisteminin düzlemi içinde rijit diyafram olarak çalıştığı, fakat çelik kirişlerin kompozit çalışmadığı varsayılmıştır.

2.3.3.1 İkincil döşeme kirişlerinin boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerine mafsallı olarak mesnetlenen ve deprem yükleri etkisinde olmayan normal kat ikincil döşeme kirişleri düşey yükler “ $(1.2G + 1.6Q + 0.5Q_r)$ ” altında dayanım ve işletme yükleri “ $(G + Q)$ ” altında kullanılabilirlik sınır durumları kontrolleri yapılmıştır.

- **Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü;**

ÇYTHYE 5.4 uyarınca, enkesit başlık ve gövde parçalarının genişlik/kalınlık oranları ÇYTHYE Tablo 5.1B'de verilen λ_p sınır değerini aşmadığından, enkesit (IPE300) kompakt olarak değerlendirilir. Bu durumda elemanın karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n , ÇYTHYE 9.2 uyarınca belirlenecektir.

Akma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 275 \times 628.4 \times 10^3 \times 10^{-6} = 172.81 \text{ kNm}$$

Tali kiriş basınç başlığı başlıklı çelik ankrajlar yardımıyla kiriş boyunca betonarme döşeme tarafından yanal doğrultuda sürekli olarak desteklidir. Bu durumda yanal burulmalı burkulma sınır durumu kontrolüne gerek yoktur. Böylece, kirişin karakteristik eğilme momenti dayanımı, akma sınır durumu ile belirlenen değere eşit olur.

$$M_n = M_p = 172.81 \text{ kNm}$$

Bu durumda, kirişin tasarım eğilme momenti dayanımı, M_d

$$M_d = \phi_b M_n = 0.90 \times 172.81 = 155.53 \text{ kNm} \text{ olarak belirlenir.}$$

1.2G + 1.6Q yük birleşimi altında elde edilen gerekli eğilme momenti dayanımı, M_u

$$M_u = 81.72 \text{ kNm} \text{ olmak üzere,}$$

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{81.72}{155.53} = 0.53 \leq 1.0 \text{ (kesit yeterli)}$$

- **Kirişin tasarım kesme kuvveti dayanımı kontrolü;**

Çift simetri eksenli I-enkesitte ÇYTHYE 10.2.1(a) uyarınca,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{248.6}{7.1} = 35.01 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41$$

olduğundan, $\phi_v = 1.0$ ve $C_{v1} = 1.0$ olarak alınacaktır.

ÇYTHYE 10.2'ye göre,

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 275 \times ((300 - 2 \times 10.7) \times 7.1) \times 1 \times 10^{-3} = 326.4 \text{ kN}$$

1.2G + 1.6Q yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, V_u

$$V_u = 54.48 \text{ kN} \text{ olmak üzere,}$$

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{54.48}{326.4} = 0.17 \leq 1.0 \text{ (kesit yeterli)}$$

- **Kirişte kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü;**

Kirişte kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü ÇYTHYE 15.1 uyarınca G+Q yük birleşimi altında azaltılmamış eleman rijitlikleri ile değerlendirilecektir. Analiz sonuçlarına göre mesnetler arasındaki en büyük yer değiştirme,

$\Delta_{maks} = 0.0132m$ olarak belirlenmiştir. Kiriş açıklığı L06.0m olmak üzere,

$$\frac{\Delta_{maks}}{L} = \frac{0.0132}{6} = \frac{1}{454.45} < \frac{1}{300} \text{ olarak elde edilir ve ilgili koşulu sağlamaktadır.}$$

2.3.3.2 Moment aktaran çerçeve kirişlerinin boyutlandırılması

Moment aktaran çerçeve kirişlerinin boyutlandırılması, TBDY 9.3.1.4'e göre belirlenen ve genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci merteye etkilerin göz önüne alınarak deprem etkilerini içeren yük birleşimleri altında hesaplanan en elverişsiz iç kuvvetler altında yapılmıştır. Tüm katlarda S275 malzeme kalitesinde IPE400 çelik profiller kullanılmıştır. TBDY 9.3.1 uyarınca kiriş enkesitinin başlık ve gövde genişliği/kalınlığı oranları TBDY Tablo 9.3'te süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen λ_{hd} sınır değerini aşmamaktadır.

- **Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü;**

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 275 \times 1307 \times 10^3 \times 10^{-6} = 359.425 kNm$$

$$M_d = \phi_b M_n = 0.90 \times 359.425 = 323.48 kNm$$

En elverişsiz iç kuvvetler $1.387G + 0.5Q + 0.2S + E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilmiştir, $M_r = 128.64$ kNm

$$\frac{M_r}{M_d} = \frac{128.64}{323.48} = 0.39 \leq 1.0$$

- **Kirişin tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü;**

Çift simetri eksenli I-enkesitte ÇYTHYE 10.2.1(a) uyarınca,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38.49 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41$$

olduğundan, $\phi_v = 1.0$ ve $C_{v1} = 1.0$ olarak alınacaktır.

ÇYTHYE 10.6'ya göre

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 0.6 \times 275 \times (331 \times 8.6) \times 1 \times 10^{-3} = 469.7 \text{ kN}$$

En elverişsiz iç kuvvetler $1.387G + 0.5Q + 0.2S + E_d^{(X)} - 0.3E_d^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilmiştir, $V_r = 83.49$ kN olmak üzere,

$$\frac{V_r}{V_d} = \frac{83.49}{469.7} = 0.18 \leq 1.0 \text{ (kesit yeterli)}$$

- **Kirişte kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü;**

Kirişte kullanılabilirlik sınır durumu kontrolü ÇYTHYE 15.1 uyarınca G+Q yük birleşimi altında azaltılmamış eleman rijitlikleri ile değerlendirilecektir.

$$\Delta_{maks} = 0.003m$$

$$\frac{\Delta_{maks}}{L} = \frac{0.003}{6} < \frac{1}{300} \text{ olarak elde edilir ve ilgili koşulu sağlamaktadır.}$$

TBDY 9.2.8 uyarınca süneklik düzeyi yüksek kirişlerin alt ve üst başlıkları yanal burulmalı burkulmaya karşı Denklem 2.17 ile verilen koşulu sağlayacak şekilde, TBDY 9.2.8.2(b) uyarınca olası plastik mafsallarda kiriş alt başlığı, yeterli dayanım ve rijitliğe sahip yanal mesnet elemanı ile desteklenmelidir. Yanal destek elemanları arasındaki en büyük uzaklık;

$$L_b \leq 0.086i_y \frac{E}{F_y} = 0.086 \times 39.5 \times \frac{200000}{275} = 2470.55m \quad (2.17)$$

Terimler

i_y = Kiriş enkesitinin zayıf eksenine göre atalet yarıçapı

E = Yapı çeliği elastisite modülü, $E=200000$ N/mm²

F_y = Yapı çeliğinin karakteristik akma dayanımı

2.3.3.3 Moment aktaran çerçeve kolonlarının boyutlandırılması

Moment aktaran çerçeve kolonlarının tasarım dayanım kontrolü, azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci merteye etkileri göz önüne alınarak TBDY 9.3.1.3 (a) yük birleşimlerinden elde edilen en elverişsiz iç kuvvetler altında ve eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın TBDY 9.2.6 uyarınca, dayanım fazlalığı katsayısı, D ile artırılan yatay deprem etkilerini içeren yük birleşimlerinden elde edilen eksenel kuvvetler etkisi altında gerçekleştirilmiştir. Tüm katlarda S355 mazleme kalitesine sahip HEB450 çelik profilleri kullanılmıştır. Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerde kullanılan kiriş-kolon enkesitleri, enkesitlerin başlık genişliği/başlık kalınlığı ve gövde yüksekliği/gövde kalınlığı oranları TBDY Tablo 9.3'te süneklik düzeyi yüksek elemanlar için öngörülen sınır değeri aşmayacak şekilde seçilmiştir.

- **Kolonun tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi;**

Kuvvetli eksen (X-ekseni) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$K_x = 1.0 \quad \frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{1.0 \times 3000}{191.4} = 15.7 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.79$$

$$F_{crx} = [0.658^{F_y/F_{ex}}] F_y \quad F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_x}\right)^2} = 8008 \text{ Mpa} \quad F_{crx} = 348.47 \text{ Mpa}$$

Zayıf eksen (Y-ekseni) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y}\right)^2} = 1178.40 \text{ Mpa} \quad F_{cry} = 299 \text{ Mpa}$$

Boyuna eksen (Z-ekseni) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumu,

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(L_{cz})^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} = 1290 \text{ Mpa} \quad F_{crz} = 316.38 \text{ Mpa}$$

$$P_n = A_g F_{cry} = 6518.2 \text{ kN}$$

$$P_d = \phi P_n = 0.9 \times 6518.2 = 5866.4 \text{ kN}$$

- **Kolonun tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi;**

$$L_b = 3000 \text{ mm}$$

$L_p = 1.76i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3062mm > L_b$ olduğundan, karakteristik eğilme momenti dayanımı,

$M_n = M_p$ olarak hesaplanacaktır.

$$M_n = M_p = F_y M_{px} = 355 \times 3982 \times 10^3 \times 10^{-6} = 1413kNm$$

$$M_d = \phi M_n = 0.9 \times 1413 = 1272.25kNm \text{ değerini almaktadır.}$$

- **TBDY 9.3.1.3(a)'ya göre tasarım dayanım kontrolü**

$$\frac{P_r}{P_d} = \frac{1841.22}{5866.4} = 0.314 \geq 0.20 \text{ olduğundan}$$

$$\frac{P_r}{P_d} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{dx}} + \frac{M_{ry}}{M_{dy}} \right) = \frac{1841.22}{5866.4} + \frac{8}{9} \left(\frac{147.51}{1272.25} + 0 \right) = 0.42 \leq 1.0$$

- **TBDY 9.3.1.3(b)'ye göre tasarım dayanım kontrolü**

$$P_d = 5866.4kN > P_{uc} = 1936.2kN$$

- **Kolonun tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü**

$$\frac{h}{t_w} = \frac{344}{14} = 24.57 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53.17 \text{ olduğundan}$$

$\phi_v = 1.0$ ve $C_{v1} = 1.0$ olarak alınacaktır.

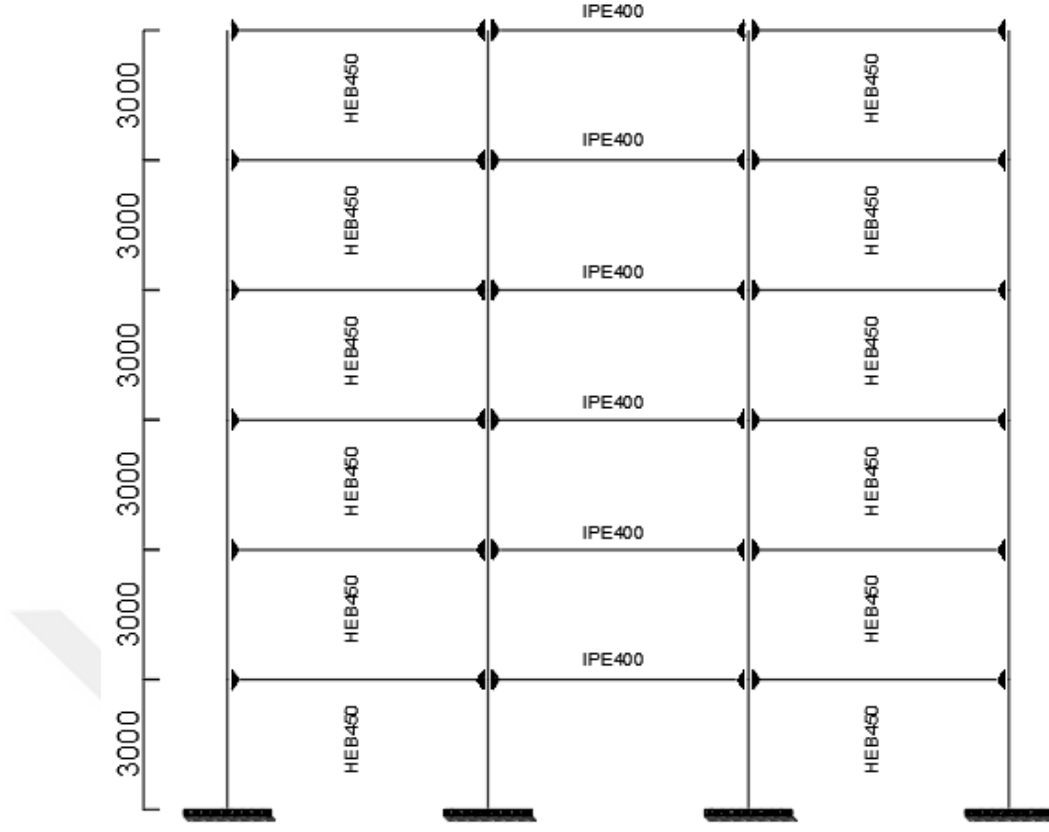
ÇYTHYE 10.6'ya göre

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} = 0.6 \times 355 \times (344 \times 14) \times 1 \times 10^{-3} = 1025.8kN$$

$$V_d = \phi_v V_n = 1025.8kN$$

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{92.54}{1025.8} = 0.09 \leq 1.0$$

Tipik moment aktaran çerçeve taşıyıcı sistem aksı Şekil 2.2'de verilmiştir.



Şekil 2.3 : Tipik taşıyıcı sistem aksı ve seçilen eleman enkesitleri.

2.3.3.4 Merkezi çaprazlı çelik çerçeve elemanlarının boyutlandırılması

Merkezi çaprazlı çelik çerçeve sistemlerine yatay doğrultuda etkiyen yükler, aksinel çekme ve aksinel basınç kuvvetleri olarak aktarılırlar. Bu tür sistemlerde enerji sönmüleme mekanizması, çapraz elemanların aksinel çekme kuvveti etkisinde akmaya ulaşması ve aksinel basınç kuvveti etkisinde burkulması ile sağlanmaktadır. Çapraz elemanlar dışında kalan elemanların şekil değiştirmeleri büyük oranda elastik bölgede kalmaktadır.

İki ucu mafsallı olarak mesnetlenen çapraz elemanlara ait dayanım kontrolü, TBDY 9.6.3'te verilen koşullara uygun şekilde ikinci mertebe etkilerinin göz önüne alınarak yapılmıştır. Merkezi çaprazlı çerçevelerin kolonlarının boyutlandırılması, TBDY Şekil 9.7a ve 9.7b'de belirtilen burkulma anına ve burkulma sonrasına karşı gelen iki mekanizma durumu ve TBDY 9.2.6'da belirtilen dayanım fazlalığı katsayısı, D ile büyütülen yatay deprem etkilerini içeren yük birleşimleri esas alınarak yapılmıştır. Merkezi çaprazlı çerçeve kirişkerinin boyutlandırılmasında esas alınacak aksinel basınç ve aksinel çekme kuvvetleri için, burkulma anına ve burkulma sonrasına karşı

Detayı gösterilen birleşimde TBDY (2018) Tablo 9B.3 uyarınca, plastik mafsalın kolon yüzünden uzaklığı, $l_h = 0$ olarak dikkate alınmıştır. Tam penetrasyonlu küt kaynaklı olarak teşkil edilen birleşimde plastik mafsal bölgesinin olası eğilme momenti kapasitesi Denklem 2.19 ile hesaplanır.

$$M_{pr} = C_{pr} \times R_y \times F_y \times W_p \quad (2.19)$$

Denklemden belirtilen C_{pr} katsayısı, tam penetrasyonlu küt kaynaklı kiriş-kolon birleşimlerinin yüksek enerji sönümleme kapasitesinden dolayı 1.4 olarak, S275 yapı çeliği için beklenen akma gerilmesinin yönetmeliklerce belirlenen minimum akma gerilmesine oranını dikkate alan katsayı R_y ise 1.3 dikkate alınmıştır. IPE400 profilinin kuvvetli eksenini etrafındaki plastik mukavemet momenti $W_{px} = 1307 \times 10^3 \text{ mm}^3$ 'tür. Elde edilen veriler kullanılarak olası maksimum eğilme momenti değeri M_{pr} hesaplanmıştır.

$$M_{pr} = C_{pr} \times R_y \times F_y \times W_p = 1.4 \times 1.3 \times 275 \times 1307 \times 10^3 \times 10^{-6} = 654.15 \text{ kNm}$$

Kiriş plastik mafsal bölgeleri arası temiz açıklık Denklem 2.20 yardımı ile hesaplanmaktadır;

$$l_n = l - 2 \times \left(\frac{d_c}{2} + l_h \right) = 6000 - 2 \times \left(\frac{450}{2} + 0 \right) = 5550 \text{ mm} \quad (2.20)$$

Deprem etkisi altında mekanizma durumuna ait kesme kuvveti ile düşey yüklerden kaynaklanan kesme kuvveti etkilerinin birleştirilmesi ile plastik mafsalda oluşacak kesme kuvveti değeri, V_{uc} ve buna bağlı olarak kolon yüzünde oluşacak moment değeri, M_{uc} TBDY (2018) Bölüm 9B.1'de verilen bağlantılar ile elde edilecektir.

$$V_{ucSol} = \frac{2 \times M_{pr}}{l_n} - V_{dSol} = \frac{2 \times 654.15}{5.55} - 60.372 = 175.36 \text{ kN} \quad (2.21)$$

$$V_{ucSağ} = \frac{2 \times M_{pr}}{l_n} + V_{dSağ} = \frac{2 \times 654.15}{5.55} + 72.92 = 308.65 \text{ kN}$$

Plastik mafsal bölgelerinin olası eğilme momenti kapasitelerinin, kolon enkesitlerine taşınması gerekmektedir.

$$\sum M_{uv} = (V_{ucSağ} + V_{ucSol}) \times \left(l_h + \frac{d_c}{2} \right) = (175.36 + 308.65) \times \left(0 + \frac{0.45}{2} \right) = 108.902 \text{ kNm} \quad (2.22)$$

$$\sum M_{pb} = 2 \times (1.1 \times R_y \times F_y \times W_{px}) = 2 \times (1.1 \times 1.3 \times 275 \times 1307 \times 10^3 \times 10^{-6}) = 1027.96 kNm \quad (2.23)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum M_{pb} + M_{uv} = 1027.96 + 108.902 = 1136.856 kNm \quad (2.24)$$

Benzer şekilde kolon plastik moment kapasitelerinin hesaplanması aşağıda gösterilen şekilde yapılmaktadır. Denklemlerde gösterilen P aksel yük kuvvetleri, deprem etkilerinin dayanım fazlalığı katsayısı D ile artırıldığı en elverişsiz yük birleşimi etkisinde kolonlarda oluşan tasarım aksel kuvvetini göstermektedir.

$$\begin{aligned} M_{pc,z} &= W_{pc,z} (F_{yc} - P_{cz} / A_{gz}) \\ &= 3982 \times 10^3 \times (355 - 1898 \times 10^3 / 21800) \times 10^{-6} = 1066.76 kNm \\ M_{pc,1} &= W_{pc,1} (F_{y1} - P_{c1} / A_{g1}) \\ &= 3982 \times 10^3 \times (355 - 1555 \times 10^3 / 21800) \times 10^{-6} = 1129.534 kNm \end{aligned} \quad (2.25)$$

Kiriş başlık hizasındaki kolon plastik moment kapasiteleri, kat orta noktalarında dönme şekil değiştirmesinin sıfır olduğu ve eğilme momentinin doğrusal değiştiği varsayımları esas alınarak denklemlerde gösterildiği gibi kiriş eksenine hizasına taşınabilir.

$$\begin{aligned} M_{pc,z}^* &= M_{pc,z} \left(\frac{h_1/2}{h_1/2 - d_b/2} \right) = 1066.76 \times \left(\frac{3/2}{3/2 - 0.40/2} \right) = 1230.88 kNm \\ M_{pc,1}^* &= M_{pc,1} \left(\frac{h_1/2}{h_1/2 - d_b/2} \right) = 1129.534 \times \left(\frac{3/2}{3/2 - 0.40/2} \right) = 1303.31 kNm \end{aligned}$$

(2.26)

$$\sum M_{pc}^* = 1230.88 + 1303.31 = 2534.19 kNm \quad (2.27)$$

Güçlü kolon-zayıf kiriş oranı;

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{2534.19}{1136.856} = 2.23 > 1.0$$

olarak hesaplanmıştır. ÇYTHYE 13.9 uyarınca, kolon gövdesi yerel akma, yerel burkulma ve burkulma sınır durumları incelenerek süreklilik levhası gerekliliği kontrol edilmiş ve süreklilik levhası boyutlandırılmıştır. TBDY 9.3.4.2 uyarınca, panel bölgesinin gerekli kesme kuvveti dayanımı belirlenmiş ve ÇYTHYE 13.9.6 uyarınca,

kolon gövdesi için takviye levhası boyutlandırılmıştır. Çalışma amacına uygun olarak benzer işlemler diğer taşıyıcı sistem elemanları için de gerçekleştirilmiş ve bir sonraki bölümde açıklanmıştır.





3. SONLU ELEMAN ANALİZLERİ

Yanal yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerden oluşan yapılarda, güçlü kolon-zayıf kiriş oranının yapı davranışına olan etkisinin incelenmesi amacıyla farklı güçlü kolon-zayıf kiriş oranlarına sahip olacak şekilde 5 adet taşıyıcı sistem modeli hazırlanmıştır. Taşıyıcı sistemlerin yapısal analizi ve boyutlandırma işlemleri SAP2000 sonlu eleman yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Çalışma amacı kapsamında 4 modelde kolon enkesitleri sabit tutulup kiriş enkesitleri artırılarak farklı güçlü kolon-zayıf kiriş oranları elde edilmiştir. 5. modelde ise kolon enkesitleri her iki katta bir azaltılmıştır. Analizler sonucunda boyutlandırılan kiriş ve kolon enkesitleri Çizelge 3.1 ve Çizelge 3.2’de gösterilmektedir.

Çizelge 3.1 : Kiriş-Kolon enkesit ve malzeme özellikleri [Model (1,2,3 ve 4)].

Model	Kolon	Kolon malzemesi karakteristik akma dayanımı	Kiriş	Kiriş malzemesi karakteristik akma dayanımı
Model 1	HEB450	S355 $F_y=355 \text{ N/mm}^2$ $R_y=1.1$	IPE400	S275 $F_y=275 \text{ N/mm}^2$ $R_y=1.3$
Model 2	HEB450		IPE450	
Model 3	HEB450		IPE500	
Model 4	HEB450		IPE550	

Çizelge 3.2 : Kiriş-Kolon enkesit ve malzeme özellikleri [Model 5].

Model 5	Kolon	Kolon malzemesi karakteristik akma dayanımı	Kiriş	Kiriş malzemesi karakteristik akma dayanımı
Kat 5-6	HEB400	S355 $F_y=355 \text{ N/mm}^2$ $R_y=1.1$	IPE450	S275
Kat 3-4	HEB450		IPE450	$F_y=275 \text{ N/mm}^2$
Kat 1-2	HEB500		IPE450	$R_y=1.3$

Enkesit ve malzeme özellikleri belirlenen taşıyıcı sistem elemanlarının kiriş-kolon düğüm noktalarında TBDY Denk.(9.7) ile elde edilen kolon-kiriş eğilme momenti kapasitelerinin oranları (güçlü kolon-zayıf kiriş oranları – GK/ZK) Çizelge 3.3’de gösterilmiştir.

Çizelge 3.3 : Kiriş-Kolon düğüm noktası eğilme momenti kapasitelerinin oranları.

GK/ZK	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5
Kat 6	1.41	1.09	0.84	0.66	0.87
Kat 5	2.77	2.13	1.65	1.30	1.70
Kat 4	2.65	2.04	1.58	1.24	1.83
Kat 3	2.53	1.93	1.50	1.18	1.95
Kat 2	2.40	1.84	1.42	1.12	2.08
Kat 1	2.26	1.74	1.33	1.05	2.20

Taşıyıcı sistem elemanları belirlenen 5 adet süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçeve modeli, güçlü kolon-zayıf kiriş oranının (GK/ZK) yapı davranışına etkisinin araştırılabilmesi amacıyla ileri derecede doğrusal olmayan çok detaylı sonlu eleman analizi yapabilecek kapasitede olan ABAQUS sonlu eleman programına taşınmıştır. İlgili modellerin en çok zorlandığı tespit edilen “D3” aksı üzerinden bu analiz çalışmaları gerçekleştirilmiştir. “D3” aksı üzerinde bulunan 6 adet kolon ve ilgili düğüm noktalarında birleşen kirişlerin yarısının ABAQUS sonlu eleman yazılımında modellenmesi ve analizi ile ilgili detaylı bilgiler bu bölümde açıklanacaktır.

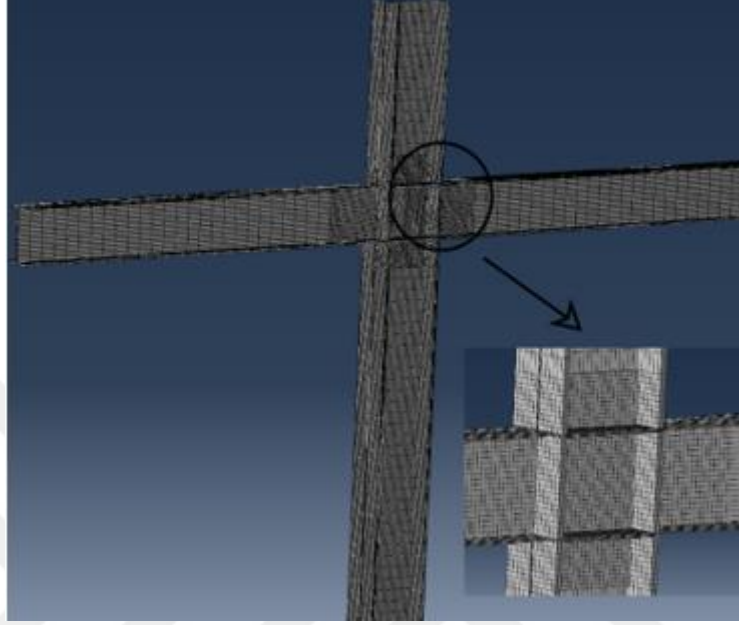
3.1 Sonlu Eleman Modelinin Doğrulanması

Bu çalışma kapsamında herhangi bir deneysel çalışma yapılmamış olup Karasu ve diğ. (2020) tarafından gerçekleştirilen sonlu eleman analizlerinin yapıldığı bir çalışmadan yararlanılmıştır. İlgili analiz sonuçları sonlu eleman modellerinin doğrulanması amacı ile kullanılmıştır.

3.1.1 Esas alınan sonlu elemanlar analiz çalışması

Karasu ve diğ. (2020) tarafından yapılan çalışma kapsamında yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerden oluşan 4 katlı binaların tipik kiriş-kolon düğüm noktasının tekrarlı tersinir yükler altında davranışı

incelenmiştir. Bu amaçla zemin kat ve 1. kat kolonunu içine alan düğüm noktasındaki güçlü kolon-zayıf kiriş oranları belirlenmiş ve bu oranın yapısal davranışına etkisinin araştırılması adına ilgili düğüm noktasında birleşen kiriş ve kolon elemanlar ABAQUS sonlu eleman programına taşınmıştır (Şekil 3.1).



Şekil 3.1 : ABAQUS sonlu eleman modeli (FEM).

3.1.2 Eleman tipi

ABAQUS modelinde kiriş, kolon, süreklilik levhası ve takviye levhaları ayrı ayrı modellenmiş ve esas alınan sonlu eleman çalışmasına uygun olarak ilave serbestlik derecelerinin tanımlandığı 8 düğüm noktalı uyumsuz mod elemanları C3D8I ile analizler gerçekleştirilmiştir.

3.1.3 Elemanların malzeme özellikleri

Yapısal çelik malzemesi için elastisite modülü, her tip yapı çeliği için $E=200000$ MPa olarak, Poisson's oranı ise 0.3 olarak dikkate alınmıştır. Kiriş malzemesinin yapısal çelik kalite sınıfı S275, diğer tüm elemanların yapısal çelik kalite sınıfı S355 olarak belirtilmiştir. ABAQUS sonlu eleman programında bu yapısal çelik malzemelerinin plastisite özellikleri Şekil 3.2'de görüldüğü gibi gerçek gerilme-şekildeğiştirme değerleri esas alınarak tanımlanmıştır.

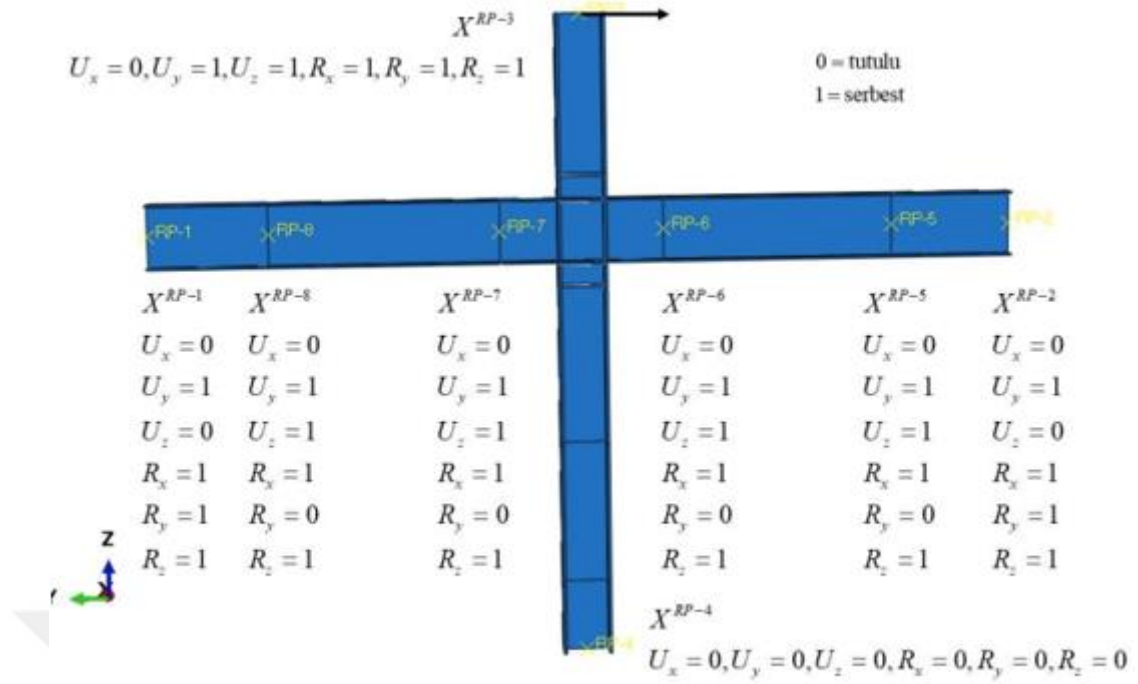
Plastic		
General Mechanical Thermal Elect		
Plastic		
Hardening:	Combined	
Data type:	Half Cycle	
Number of backstresses:	1	
<input type="checkbox"/> Use temperature-dependent data		
Number of field variables:	0	
Data		
	Yield Stress	Plastic Strain
1	354.9606192	0
2	369.9606192	0.000802141
3	384.9606192	0.001911727
4	399.9606192	0.003427342
5	414.9606192	0.005473528
6	429.9606192	0.008206249
7	444.9606192	0.011819246
8	459.9606192	0.016551373
9	474.9606192	0.022695039
10	489.9606192	0.030605866
11	504.9606192	0.040713702
12	519.9606192	0.053535104
13	534.9606192	0.069687465
14	549.9606192	0.089904915
15	564.9606192	0.115056175
16	579.9606192	0.146164527
17	594.9606192	0.184430101
18	604.5	0.213120129

Şekil 3.2 : Yapısal çelik kalite sınıfı S355 olan elemanlar için ABAQUS programında tanımlanan gerilme-plastik şekil değiştirme değerleri.

3.1.4 Temas yüzeyleri arasındaki etkileşim ve sınır koşullarının tanımlanması

Yapısal elemanların birbirleri arasında tam etkileşimin sağlandığı varsayılarak, kaynaklı birleşim davranışını temsilen ABAQUS bağlantı kütüphanesinde bulunan “Tie Constraint” bağlantı elemanından yararlanılmıştır.

Şekil 3.3’de görüldüğü gibi kolon alt ucu ankastre mesnetli teşkil edilirken kolon üst ucunun düzlem dışı hareketi kısıtlanmıştır. Kiriş uçlarının düzlem dışı hareketi kısıtlanırken düzlem içi hareketi serbest bırakılmıştır, kiriş ortalarındaki sınır durumları, tali kirişlerin çerçeve kirişlerine bağlantısını temsil etmektedir.



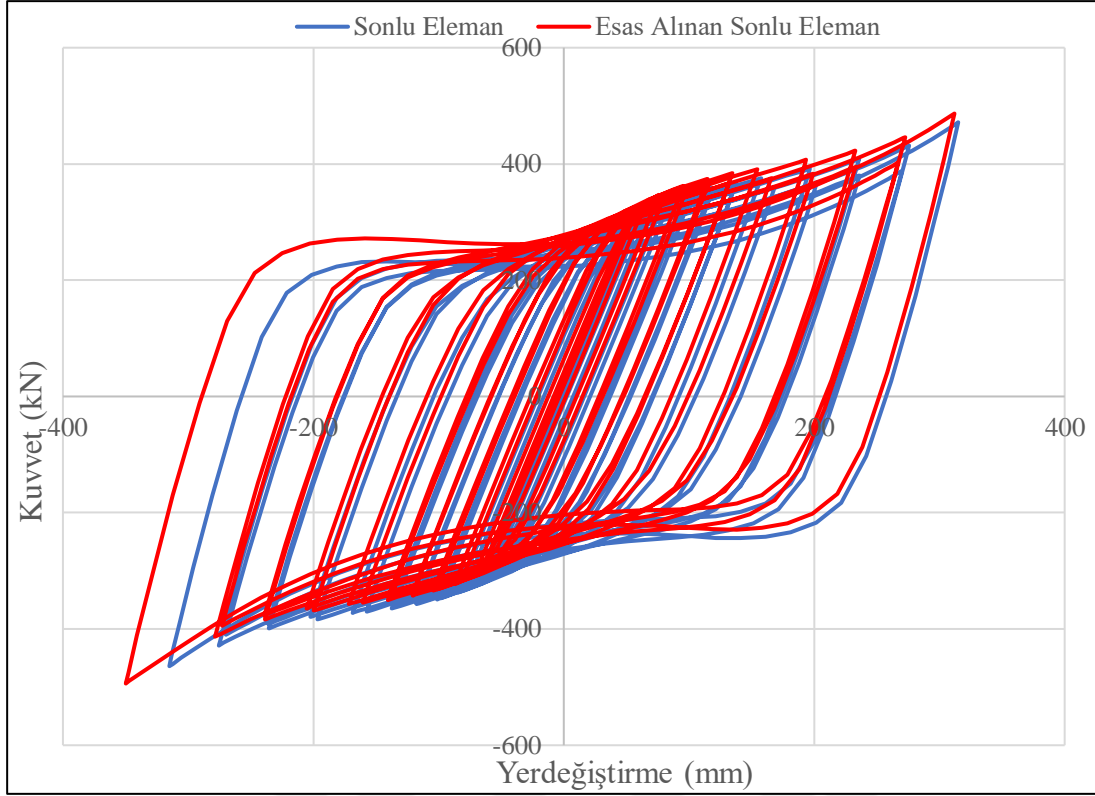
Şekil 3.3 : Sonlu eleman modeli ve mesnet koşulları.

3.1.5 Yükleme protokolü ve analiz yöntemi

Modelin sonlu eleman analizi öncesi başlangıç kusuru tanımlamasının yapılabilmesi amacı ile burkulma analizi yapılmış ve burkulma modları modellere entegre edilmiştir. Modelin sonlu eleman analizi iki adımdan oluşmaktadır. İlk adım, zemin kat kolonlarının akma dayanımlarının %20'si kadar bir aksenal basınç yükü uygulanmasını içermektedir. İkinci adımda ise tekrarlı tersinir yükler yerdeğiştirme kontrollü olarak kolon üst ucundan uygulanmıştır. Yükleme protokolü olarak AISC 341-10 Bölüm 6.2'de belirtilen yükleme protokolü esas alınmıştır.

3.1.6 Analiz sonuçlarının değerlendirilmesi

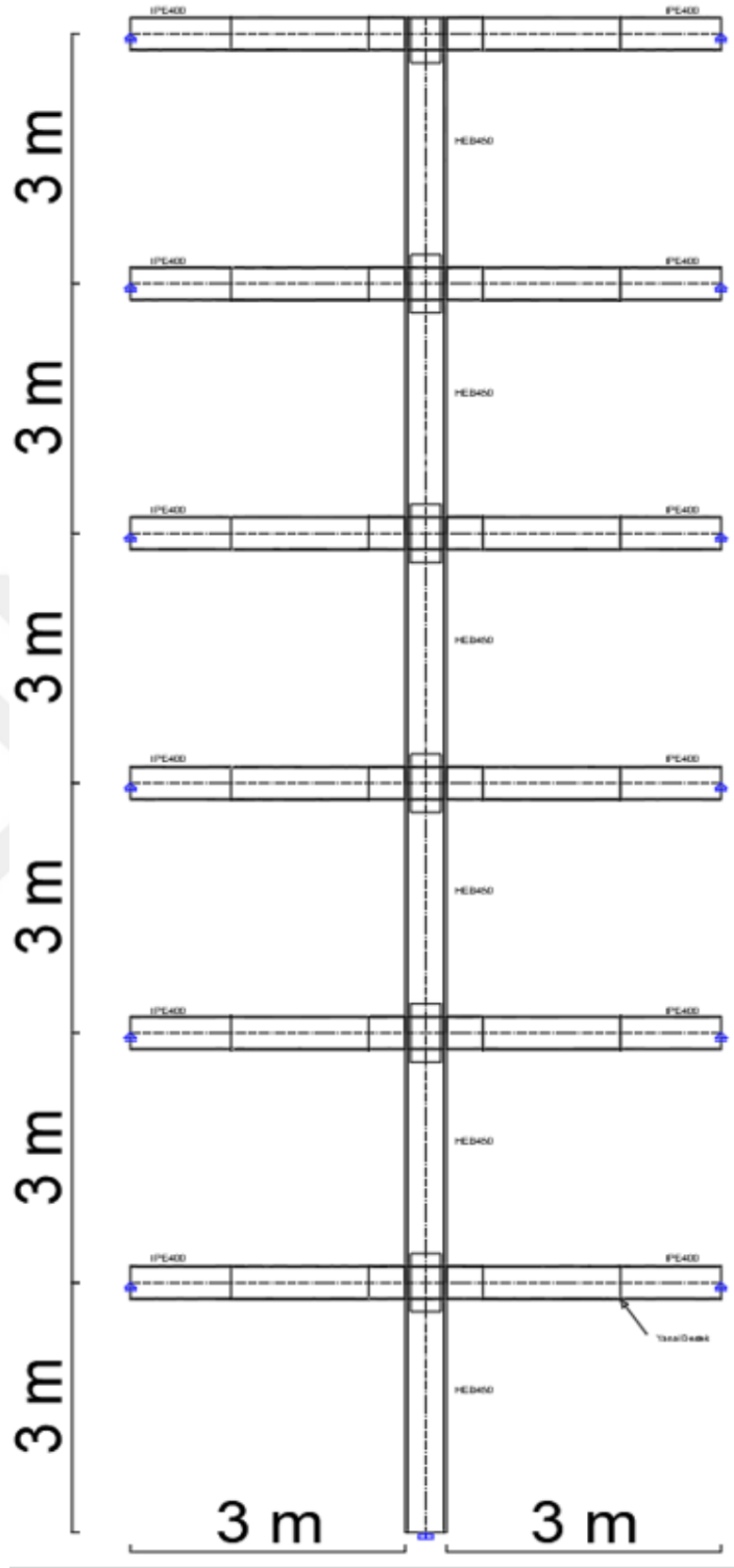
Analiz sonucunda elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri ve esas alınan sonlu eleman analiz çalışması sonuçları ile Şekil 3.4'de karşılaştırılmıştır.



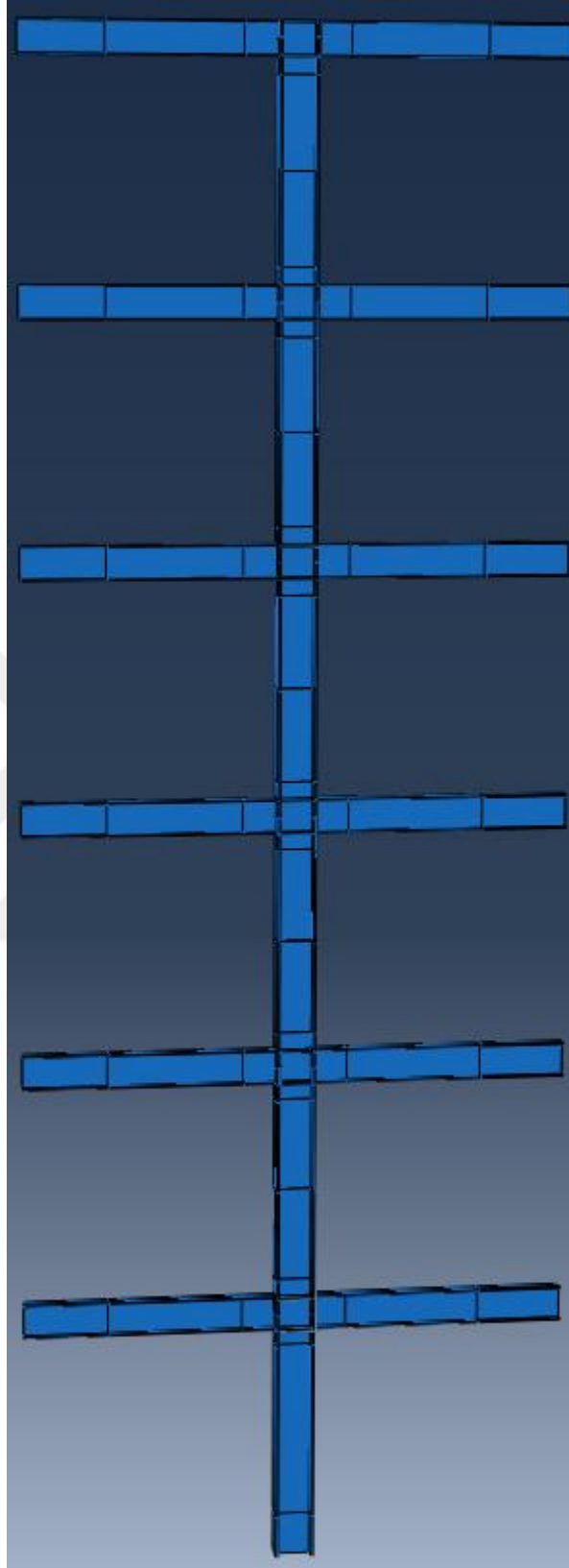
Şekil 3.4 : Kuvvet-yerdeğiştirme eğrilerinin karşılaştırılması.

3.2 Model Geometrisi

3 m kat yüksekliğine sahip 6 kat kolonu ve ilgili düğüm noktalarında birleşen kirişlerin yarısı, güçlü kolon-zayıf kiriş oranının yapı davranışına etkisini incelemek amacı ile, ABAQUS programında modellenmiştir. Şekil 3.5’de ABAQUS programındaki modelin genel ölçüsü ve sınır koşulları, Şekil 3.6’da ABAQUS sonlu eleman analiz programındaki modelin genel görüntüsü verilmiştir.



Şekil 3.5 : ABAQUS modelinin genel ölçüsü ve sınır koşulları.



Şekil 3.6 : ABAQUS programında modelin görünüşü.

ABAQUS sonlu elemanlar modelinde süneklik düzeyi yüksek tasarlanan moment aktaran çelik çerçeve yapısına ait çerçeve kirişlerinin, tali kirişlerin bağlandığı

noktalardan yanal olarak TBDY-2018 (Bölüm 9.2.8) uyarınca ve Denklem 3.1 ile verilen koşulu sağlayacak şekilde desteklenmiştir. Yanal destek elemanları arasındaki en büyük uzaklık;

$$L_b = 0.086i_y E / F_y = 0.086 \times 39.5 \times 200000 / 275 = 2470.54 \text{ mm} \quad (3.1)$$

Terimler

i_y = Kiriş enkesitinin zayıf eksenine göre atalet yarıçapı

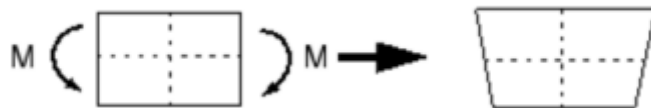
E = Yapı çeliği elastisite modülü, $E=200000 \text{ N/mm}^2$

F_y = Yapı çeliğinin karakteristik akma dayanımı

3.3 Eleman Özellikleri

ABAQUS sonlu eleman programında tam integrasyon (full integration) yöntemi ve azaltılmış integrasyon yöntemi (reduced integrasyon) olmak üzere iki tip integrasyon yöntemi ön plana çıkmaktadır.

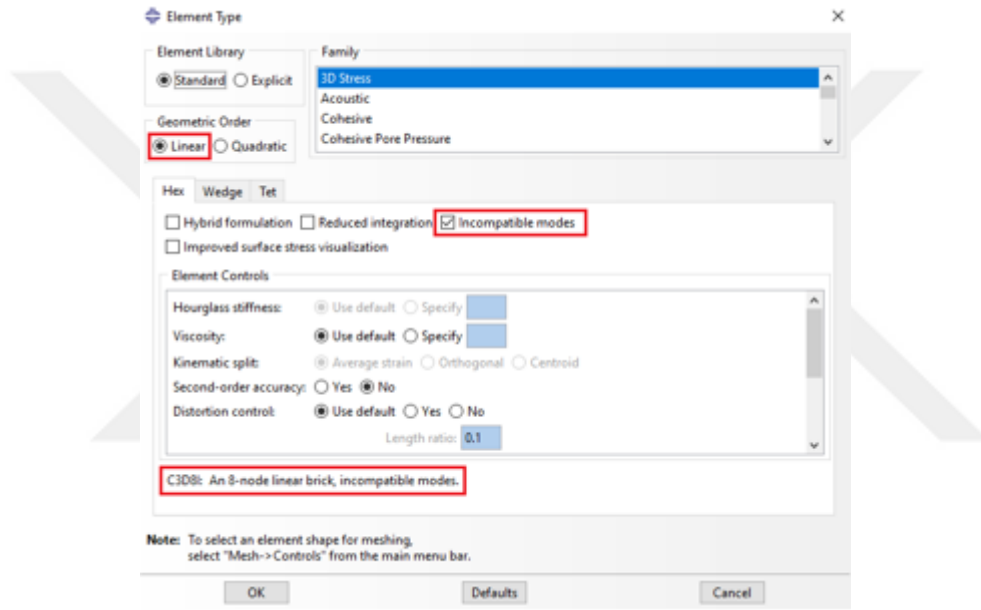
Azaltılmış integrasyon yönteminin kullanıldığı doğrusal elemanlar, eğilme analizlerinde kullanıldığı durumda “hourglassing” adı verilen sayısal bir problem meydana gelmektedir. Bu tip elemanlar tek bir integrasyon noktasına sahiptir ve bu integrasyon noktasındaki düşey ve yatay lifler uzunluk bakımından değişiklik göstermez. Ayrıca bu liflerin aralarındaki açıda da bir değişiklik meydana gelmez (Şekil 3.7). Eleman, herhangi bir gerilme meydana gelmeden deforme olur ancak gerilme olmadığı için şekil değiştirme enerjisi de meydana gelmez ve bu duruma sıfır enerji modu adı verilir. Azaltılmış integrasyon yönteminin kullanıldığı elemanlarda hourglass etkisinden kaçınmak için eleman kalınlığı boyunca birden fazla eleman kullanılması gerekmektedir, aksi durumda eleman eğilme etkilerine karşı dayanım gösteremez.



Şekil 3.7 : Azaltılmış integrasyon yönteminde eleman davranışı.

Tam integrasyon yönteminin kullanıldığı doğrusal elemanlarda ise hourglassing problemi meydana gelmez ancak eğilmenin belirleyici olduğu analiz tiplerinde, “kayma kilitlenmesi” (shear locking) adı verilen ve elemanın başlangıçtaki rijitliğini önemli ölçüde etkileyecek olan bir problem meydana gelmektedir.

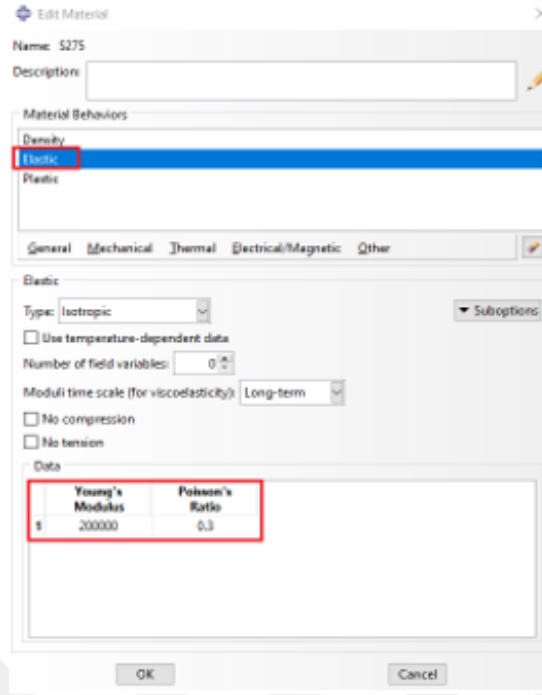
Modelde bulunan tüm üç boyutlu katı elemanlar için (kolonlar, kirişler, süreklilik levhaları, takviye levhaları) eğilme etkisindeki elemanların şekil değiştirmelerinin daha uygun bir şekilde çözümlenebilmesi amacı ile ilave serbestlik derecelerinin tanımlandığı uyumsuz mod elemanları “C3D8I” (Incompatible mode elements) kullanılmıştır (Şekil 3.8).



Şekil 3.8 : ABAQUS programında eleman tipi tanımlama penceresi.

3.4 Elemanların Malzeme Özellikleri

ABAQUS sonlu eleman programında yapısal çelik malzemesinin elastik ve plastik özellikleri ayrı ayrı tanımlanmaktadır. Sonlu elemanların modellenmesinde yapısal elemanların tamamı için elastisite modülü, $E=200000$ MPa ve Poisson oranı, $\nu=0.3$ alınarak malzemelerin elastik özellikleri tanımlanmıştır (Şekil 3.9). Bu şekilde, malzemenin akma gerilmesi değerine kadar olan gerilme-şekil değiştirme değerleri sonlu eleman programına tanımlanmış olur.



Şekil 3.9 : ABAQUS'te malzeme tanımlama penceresi.

Yapısal çelik malzemesinin plastik davranışının modellenmesinde ise genel olarak mühendislik gerilme-şekil değiştirme değerleri kullanılmaktadır. Ancak tersinir yük etkisinde önemli plastik şekil değiştirmelerin olduğu durumlarda gerçek gerilme-şekil değiştirme değerleri dikkate alınmalıdır. Gerçek gerilme-şekil değiştirme değerlerine tek yönlü çekme testi ile ulaşılabileceği gibi analitik denklemler yardımı ile de bu değerler elde edilebilmektedir.

$$\sigma_{True} = \sigma_{Eng} x (1 + \sigma_{Eng}) \quad \varepsilon_{True} = \varepsilon_{Eng} x (1 + \varepsilon_{Eng}) \quad (3.2)$$

Terimler;

σ_{True} = Gerçek gerilme

σ_{Eng} =Mühendislik gerilme

ε_{True} =Gerçek birim uzama şekil değiştirme değeri

ε_{Eng} =Mühendislik birim uzama şekil değiştirme değeri

Kiriş dışındaki tüm yapısal elemanların yapısal çelik kalite sınıfı S355 olarak seçilmiştir. Kolon, süreklilik levhası ve takviye levhası için esas alınan malzeme sınıfına ait akma dayanımı, $F_y=355$ MPa, herhangi bir arttırma katsayısı kullanılmadan dikkate alınarak gerçek gerilme-şekil değiştirme eğrisi elde edilmiştir. İlgili elemanların plastik gerilme-şekil değiştirme değerleri Çizelge 3.4'de verilmiştir.

Çizelge 3.4 : S355 yapısal çelik kalitesine sahip elemanların plastik şekil değiştirme değerleri.

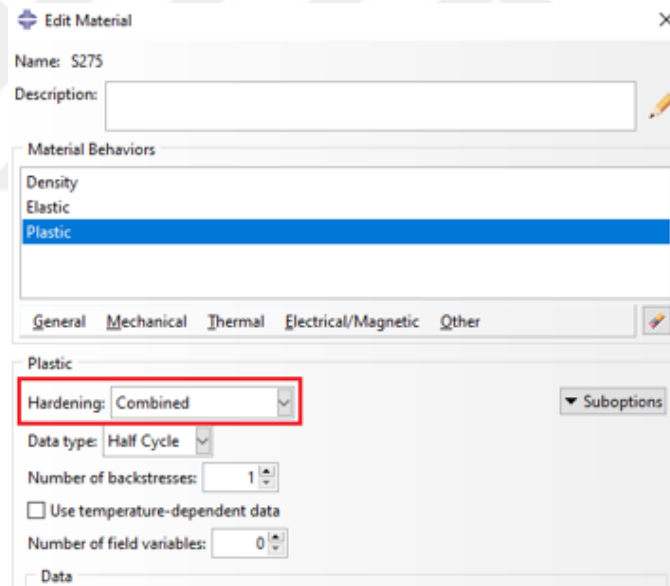
$\sigma(MPa)$	ε
357.5	0
372.5	0.00267
387.5	0.00382
402.5	0.00537
417.5	0.00747
447.5	0.014
492.5	0.0331
537.5	0.0727
567.5	0.1186
597.5	0.1887
606.1	0.2146

Kiriş elemanı yapısal çelik sınıfı S275'dir. Kirişin plastik şekil değiştirmesinin henüz başlamadığı gerilme değeri 275 MPa, TBDY 2018 Bölüm 9'da yer alan, olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı şeklinde hesaplanan $R_y=1.30$ katsayısı ile artırılarak ($R_y F_y=1.30 \times 275$) dikkate alınmıştır. Kiriş elemanının plastik şekil değiştirme değerleri Çizelge 3.5'de gösterilmektedir.

Çizelge 3.5 : S275 çelik kalitesine sahip kiriş elemanının plastik şekil değiştirme değerleri.

$\sigma(MPa)$	ε
356.96	0
369.96	0.0008
384.96	0.00191
399.96	0.00343
414.96	0.00547
429.96	0.00821
444.96	0.01182
459.96	0.01655
474.96	0.0227
489.96	0.03061
504.96	0.04071
519.96	0.05354
534.96	0.06969
549.96	0.08991
564.96	0.11506
579.96	0.14617
594.96	0.18443
604.5	0.21312

Yapısal çelik malzemesinin plastik davranışının tam anlamıyla temsil edilebilmesi için pekleşme özelliğinin de programa tanımlanması gerekmektedir. Monotonik yükleme altında pekleşme davranışının türü analiz sonucunu etkilememektedir. Ancak tekrarlı tersinir yükler altında pekleşme davranışının türünün de analiz sonuçlarının güvenilirliği açısından programa doğru bir şekilde tanımlanması gerekmektedir. Akma yüzeyinin merkezi değişmeden akma yüzeyinin üniform bir şekilde genişlediği pekleşme türü izotropik pekleşme olarak, akma yüzeyinin genişliği değişmeden akma yüzeyi merkezinin değiştiği pekleşme türü kinematik pekleşme olarak tanımlanmaktadır. Ek olarak, bir miktar gerilmeye maruz kalan malzemeye ters yönde gerilim uygulandığında malzeme mukavemetinde meydana gelen değişmeyi (artma veya azalma) temsil eden Bauschinger etkisi, kinematik pekleşme tanımında dikkate alınmaktadır. Dolayısı ile ABAQUS programında izotropik ve kinematik pekleşme tanımlarının birleşimi olan birleşik pekleşme (combined isotropic-kinematic) tanımı kullanılmıştır.

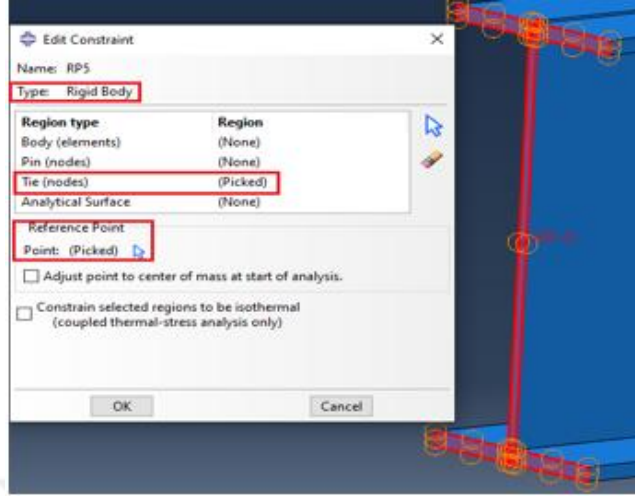


Şekil 3.10 : Yapısal çelik malzemesini birleşik pekleşme tanımı.

3.5 Sınır Koşullarının Tanımlanması

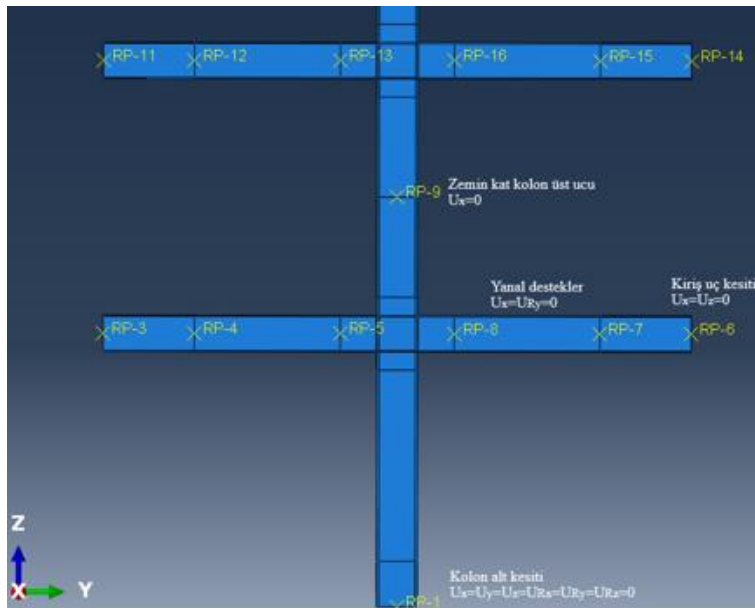
Sınır koşulu tanımlanacak yüzeydeki noktaların birlikte hareket etmesini sağlamak amacı ile ABAQUS kütüphanesinde bulunan “Rigid Body” komutundan yararlanılmıştır. “Rigid Body” komutu bir adet referans noktası ve bu referans noktasına bağlanacak yüzeylerin seçilmesini gerektirmektedir. Bu tanımlama gerçekleştirildikten sonra ilgili referans noktasının serbestlik dereceleri tanımlanarak

mesnet koşulları temsil edilmektedir. Şekil 3.11’de rigid body komutunun kullanımı gösterilmiştir.



Şekil 3.11 : Kiriş uç kesatine rigid body atanması.

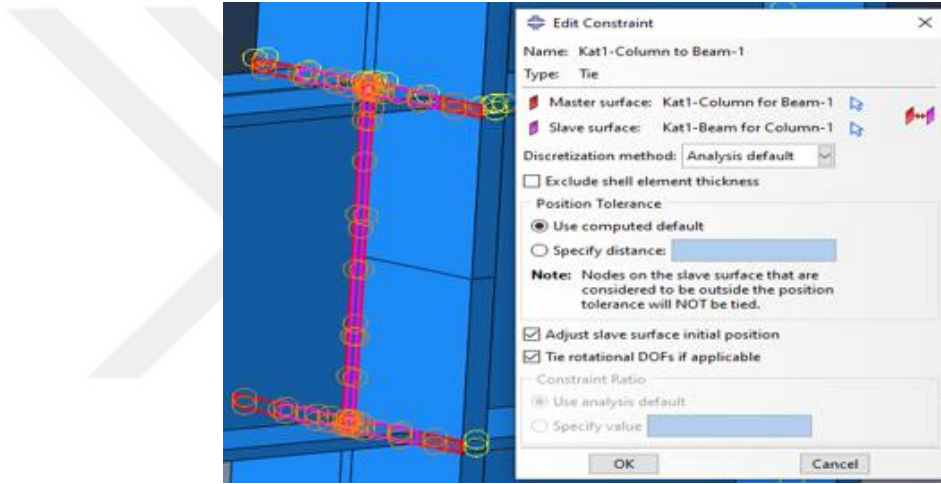
Sonlu eleman modellerinde kolon alt kesiti ankastre mesnet ($U_x=U_y=U_z=U_{R_x}=U_{R_y}=U_{R_z}=0$), kiriş uç kesiti kayıcı mesnet ($U_x=U_z=0$) olarak tanımlanmıştır. Ayrıca yanal burulmalı burkulma oluşumunun engellenmesi ve tali kirişlerin çerçeve kirişlerine bağlandığı noktalarda bu davranışın temsil edilebilmesi amacıyla ilgili noktaların düzlem dışı hareketi ve kendi eksenini etrafında dönmesi ($U_x=U_{R_y}=0$) engellenmiştir. Şekil 3.12’de birinci ve ikinci katın mesnet koşulları gösterilmektedir. Yapı yüksekliği boyunca her katta aynı mesnet koşulları uygulanmıştır.



Şekil 3.12 : ABAQUS modeli mesnet şartları.

3.6 Temas Yüzeyleri Arasındaki Etkileşim

Temas yüzeyleri arasındaki etkileşimin analiz sonuçlarının güvenilirliği açısından modele doğru bir şekilde yansıtılması gerekmektedir. Birbirine bağlanan yüzeylerin arasında tam etkileşimin sağlandığı varsayılarak, yüzeylerin birlikte hareket etmesini sağlamak amacı ile ABAQUS bağlantı kütüphanesinde bulunan “Tie Constraint” bağlantı elemanından yararlanılmıştır. Süreklilik levhalarının kolon başlıklarına, takviye levhalarının kolon gövdelerine ve kirişlerin kolonlara kaynaklı bağlantısı “Tie Constraint” seçeneği kullanılarak modele aktarılmıştır. Ek olarak kaynak metalinin modellenmesine gerek duyulmamıştır. Şekil 3.13’de “Tie Constraint” uygulama örneği gösterilmektedir.



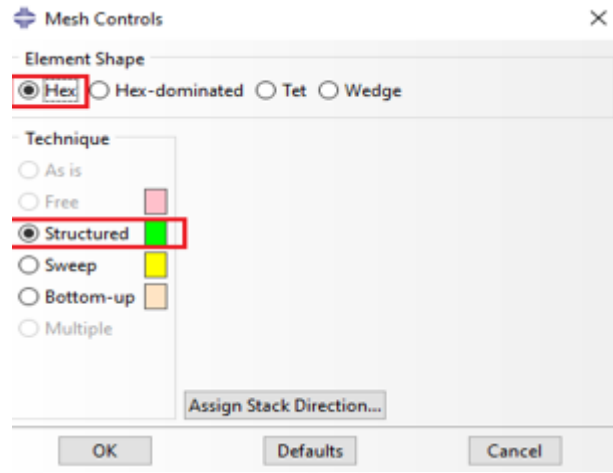
Şekil 3.13 : Kolon ve kiriş temas yüzeyleri arasında “Tie Constraint” uygulaması.

“Tie Constraint” uygulama ekranına gözükmekte olan “master surface” esas yüzey, “slave surface” ise tamamlayıcı yüzey olarak tanımlanmaktadır. Esas yüzeyin hangisi olacağına karar verirken eleman boyutları, eleman rijitlikleri ve elemanların sonlu eleman ağ boyutları sırası ile dikkate alınarak seçim yapılmaktadır.

3.7 Sonlu Eleman Ağları

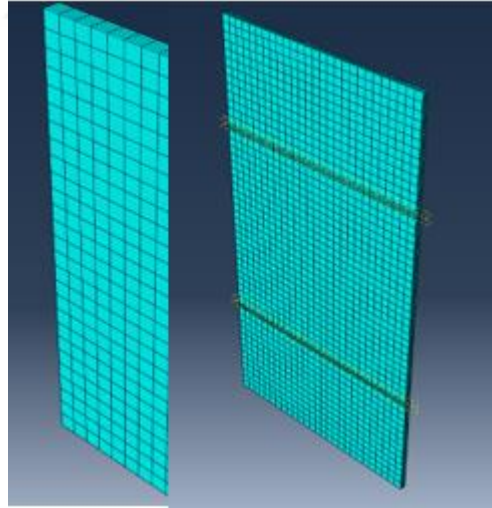
Elemanların modellenmesinde farklı sonlu eleman ağ sıklığı kullanılmıştır. Kiriş-kolon birleşim bölgesindeki levha elemanları ve kiriş uç bölgeleri gibi plastik şekil değiştirmelerin ve gerilmelerin yoğun olması beklenen bölgelerde daha sık sonlu eleman ağ kullanılmıştır. Sonlu eleman modellerinde, yapısal (structured) sonlu

eleman oluşturma tekniği olan hegzagonal sonlu eleman ağı tipi kullanılmıştır (şekil 3.14).

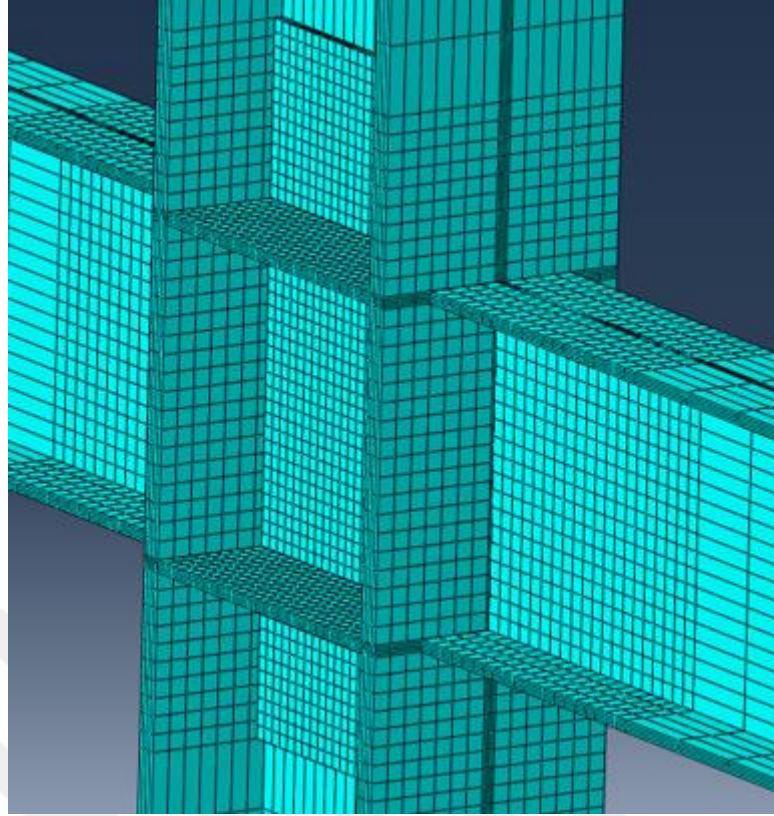


şekil 3.14 : Yapısal sonlu eleman ağının tanımlanması.

Ayrıca analiz sonuçlarının doğruluğu açısından eleman enkesit parçalarının kalınlıkları boyunca minimum dört sonlu eleman parçasından oluşması sağlanmıştır. Modellerdeki elemanların sonlu eleman ağı görüntüleri ve birleşim bölgesinin ağ düzeni sırası şekil 3.15 ve şekil 3.16’da gösterilmektedir.



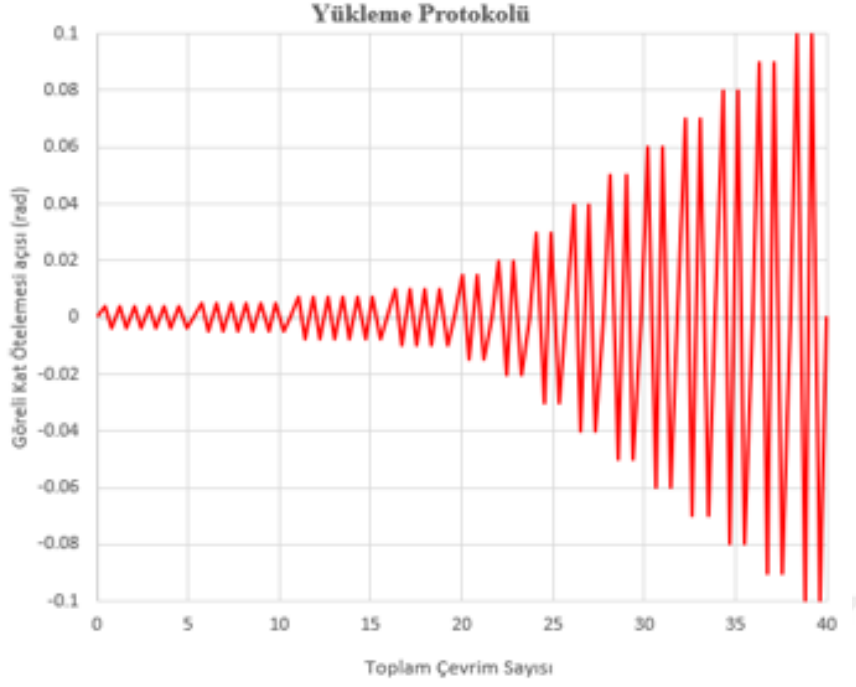
şekil 3.15 : Analizlerde kullanılan levhaların eleman ağları.



Şekil 3.16 : Kolon ve kirişlerin başlık ve gövde kalınlığı boyunca 4 katman eleman kullanılarak uygulanan yapısal sonlu eleman ağı.

3.8 Yükleme Protokolü

Moment aktaran çelik çerçeveler için AISC 341-16’da tanımlanan yükleme protokolü (Şekil 3.17) en üst kat kolon üst ucunun 200 mm uzaklığındaki referans noktasından uygulanarak yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışının incelenmesi amaçlanmıştır. Uygulanan yükleme protokolüne ait hedef deplasmanlar Çizelge 3.7’de görüldüğü gibi görelî kat öteleme açısı sırası ile 0.00375 (6 çevrim), 0.005 (6 çevrim), 0.0075 (6 çevrim), 0.01 (4 çevrim), 0.015 (2 çevrim), 0.02 (2 çevrim), 0.03 (2 çevrim), 0.04 (2 çevrim) ve sonrasında her $\theta_b=0.01$ radyan artışına karşılık 2 çevrim yükleme yapılması uygun görülmüştür. Yükleme protokolü %8 görelî kat öteleme açısına kadar uygulanmıştır.

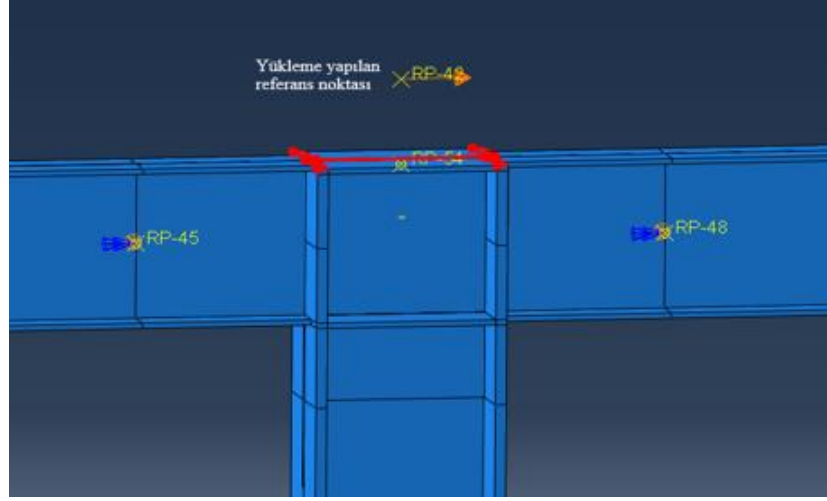


Şekil 3.17 : Yüklem protokolü.

Çizelge 3.6 : Yüklem protokolü çevrim adedi ve görel kat ötelemesi.

Çevrim adedi	Görel kat öteleme açısı (rad)	Görel kat ötelemesi (mm)
6	0.00375	69
6	0.005	92
6	0.0075	138
4	0.01	184
2	0.015	276
2	0.02	368
2	0.03	552
2	0.04	736
2	0.05	920
2	0.06	1104
2	0.07	1288
2	0.08	1472

Yer değiştirme kontrollü, yön değiştiren tekrarlı yüklerin uygulandığı referans noktası Şekil 3.18’de gösterilmiştir. Oluşturulan referans noktası “rigid body” seçeneği ile kolon üst ucuna bağlanmaktadır.



Şekil 3.18 : Yükleme yapılan referans noktasının gösterimi.

3.9 Analiz Yöntemi

ABAQUS sonlu eleman programında yapılan bütün tanımlamalar, programın kendisinin oluşturduğu bir başlangıç adımında uygulanmakta ve sonraki adımlarda dikkate alınmaktadır. Sonlu elemanlar analizi prosedür tipinin Dynamic/Implicit, “Quasi-Static” uygulama seçeneği kullanılarak iki farklı adım esas alınarak devam etmektedir (Şekil 3.19). İlk aşama SAP2000 sonlu eleman yazılımından yapısal analizler sonucunda elde edilen aksenal basınç yüklerinin kat hizalarından kolonlara uygulanmasını içermektedir. İkinci aşama ise yerdeğiştirme kontrollü tekrarlı tersinir yüklerin yükleme protokolüne (AISC 341-16) uygun olarak kolon üst ucundan etkitildiği yerdeğiştirme adımlarını içermektedir.

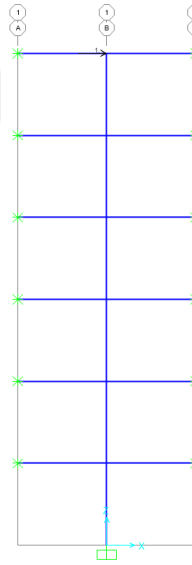
Name	Procedure	Nlgeom	Time
✓ Initial	(Initial)	N/A	N/A
✓ Step-1	Dynamic, Implicit	ON	3600
✓ Step-2	Dynamic, Implicit	ON	108744

Buttons: Create... Edit... Replace... Rename... Delete... Nlgeom... Dismiss

Şekil 3.19 : Sonlu eleman modeli için oluşturulan adımlar.

3.10 SAP2000 Sonlu Eleman Yazılımı ile Analiz Doğrulaması

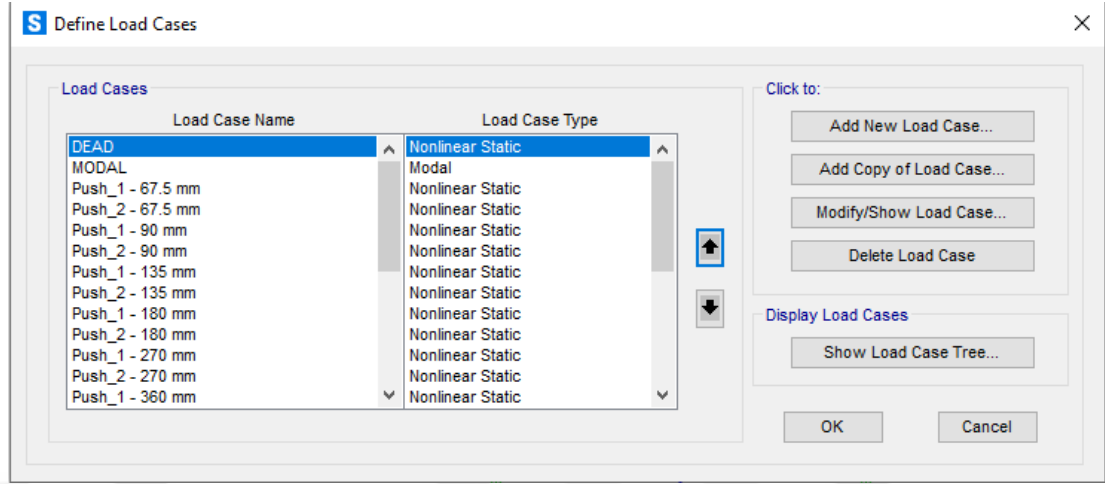
Bu tez kapsamında güçlü kolon-zayıf kiriş oranının, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerin davranışına etkisinin değerlendirilmesi için daha önce de ifade edildiği üzere SAP2000 sonlu eleman yazılımı ile boyutlandırılan taşıyıcı sistemden seçilen ilgili aks, ABAQUS sonlu eleman programı kullanılarak modellenmiştir. Tez kapsamında ABAQUS programında oluşturulacak modelin ve yapılacak analizlerin doğrulanması için daha basit modeller oluşturularak analiz sonuçlarının karşılaştırılması gereği duyulmuştur. Bu kez SAP2000 sonlu eleman yazılımında ilgili aks Şekil 3.20’de görüldüğü gibi tek başına modellenmiş ve analiz sonuçları incelenmiştir. Böylece, farklı bir yazılımdan elde edilen analiz sonuçları karşılaştırılarak modellerin ve analizlerin doğrulanması sağlanmıştır. Güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 2.0’ın üzerinde olan Model 1 enkesitleri kullanılarak bu kontrol gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3.20 : SAP2000 analiz doğrulama modeli.

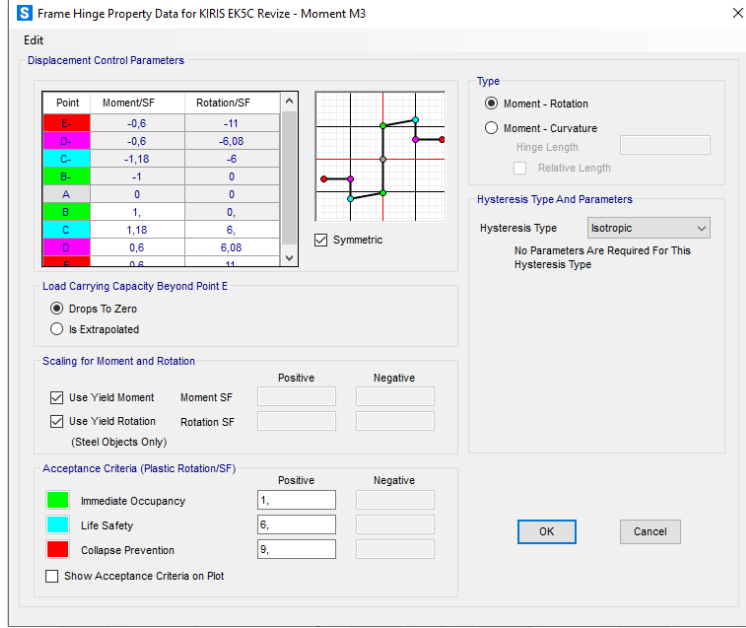
SAP2000 modeli, xz düzleminde oluşturulmuş olup modelin düzlem dışı hareketi kısıtlanmıştır. ABAQUS sonlu eleman programında oluşturulan modellerin sınır koşulları temsil edilecek şekilde zemin kat kolon alt ucuna ankastre mesnet, kiriş uçlarına kayıcı mesnet teşkil edilmiştir. SAP2000 sonlu eleman programında ilk olarak düğüm noktalarından aksel basınç kuvveti etkilmiş ve tepe noktasında birim yükleme oluşturulmuştur. Ardından tekrarlı tersinir yükler oluşturularak doğrusal

olmayan statik itme analizi (“Cyclic Pushover Analysis”) gerçekleştirilmiştir. (Şekil 3.21).

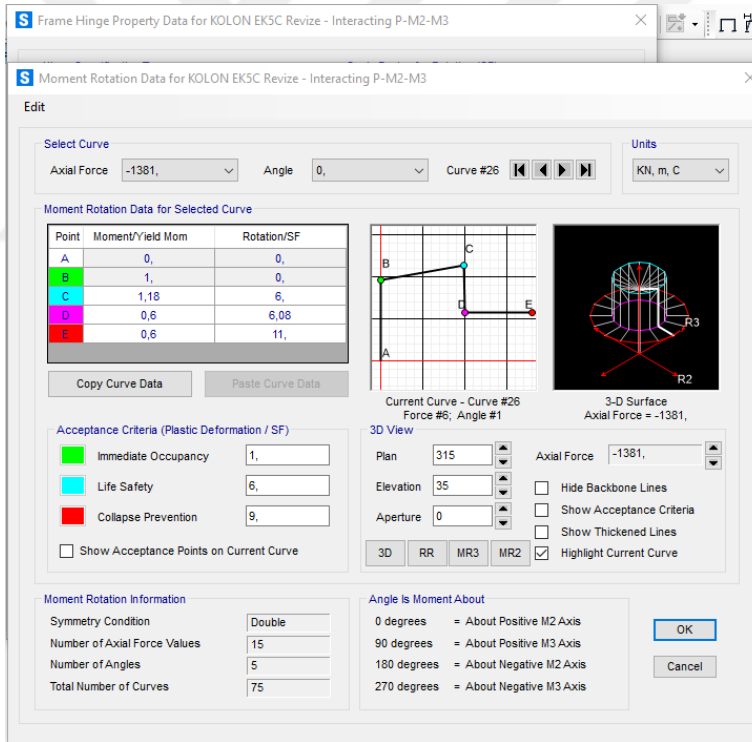


Şekil 3.21 : SAP2000 tekrarlı tersinir yükler.

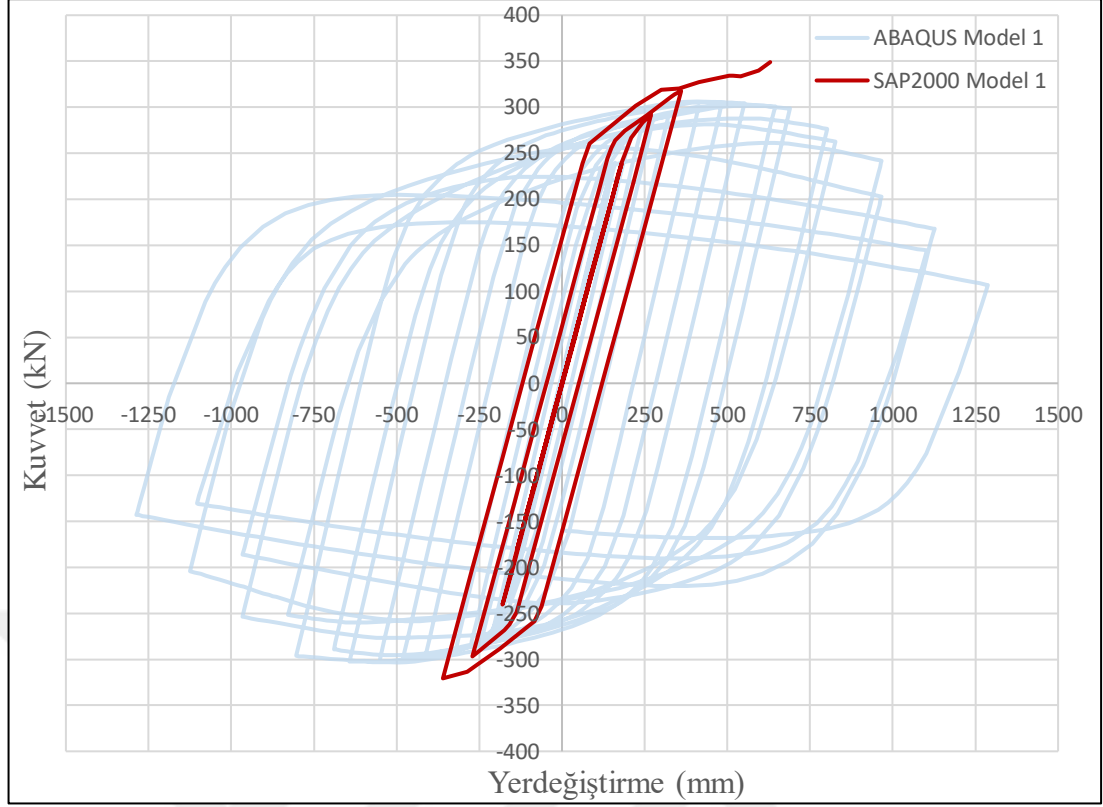
SAP2000 yazılımında malzeme özelliklerinin tanımlanması çok detaylı yapılamadığı için Model 1, ABAQUS sonlu eleman programında SAP2000’deki malzeme özelliklerine uygun olarak daha basit malzeme modelleri tanımlanarak tekrar analiz edilmiştir. SAP2000 ile ABAQUS yazılımlarındaki bir diğer önemli fark plastik mafsalları tanımlamalarıdır. ABAQUS sonlu eleman programı yayılı plastik mafsalları tanımlaması ile analiz gerçekleştirirken, SAP2000 sonlu eleman yazılımında yığılı plastik mafsalları tanımlaması yapılmıştır. SAP2000’de oluşturulan plastik mafsalları tanımlamaları kiriş için Şekil 3.22’de, kolon için Şekil 3.23’de gösterilmektedir.



Şekil 3.22 : SAP2000 plastik mafsal tanımlama penceresi (Kiriş).



Şekil 3.23 : SAP2000 plastik mafsal tanımlama penceresi (Kolon).



Şekil 3.24 : ABAQUS ve SAP2000 kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri (Model 1).

Her iki yazılımdan elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme eğrilerinin karşılaştırılması Şekil 3.24’de verilmiştir. Plastik mafsal tanımlamalarındaki önemli fark ve sonlu eleman programlarının arka planda çalışma şekli göz önünde bulundurulduğunda eğrilerin arasında fark oluşması beklenmektedir. Her iki yazılımdan da elde edilen eğrilerin eğiminin çakışması, yani her iki yazılımdan da modellere ilişkin aynı rijitliğin elde edilmiş olması göz önünde bulundurularak analiz yönteminin doğru olduğu teyit edilmiştir.



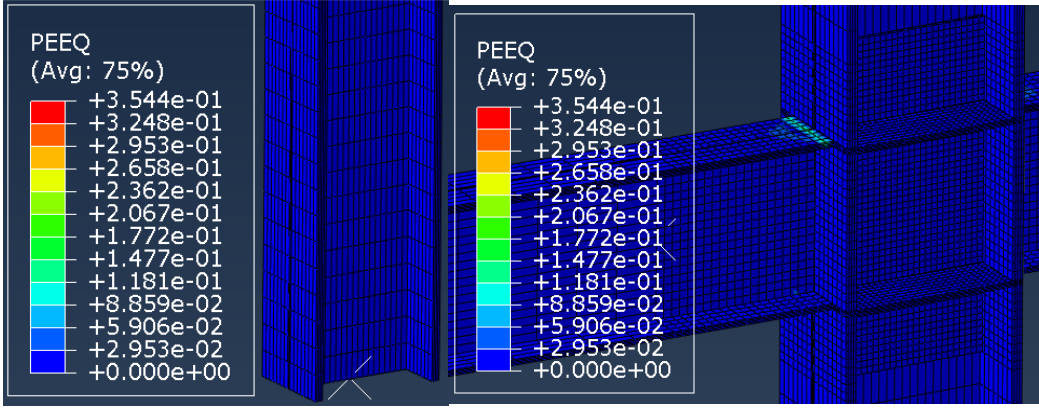
4. SONLU ELEMEN ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran 6 katlı çelik yapıların en çok zorlandığı tespit edilen 'D3' aksı üzerindeki kolon elemanları ile ilgili düğüm noktalarında birleşen kirişlerin yarısı ABAQUS programında tekrarlı tersinir yükler altında analiz edilmiştir. Analizin ilk aşamasında SAP2000 yapısal analiz programından elde edilen eksenel kuvvetlerin uygulanmasını içermektedir. İkinci aşamada ise modellerin altıncı kat kolonlarının üstünde tanımlanan tekil noktadan etkiyen ve Şekil 3.17'de gösterilen yükleme protokolü referans alınarak tekrarlı yükler altında yerdeğiştirme kontrollü bir analiz için yerdeğiştirme adımları tanımlanmıştır. Analiz sonuçları ile güçlü kolon-zayıf kiriş oranının yapı davranışına ve enerji sönümlenme mekanizmasına olan etkisi araştırılmıştır. Farklı güçlü kolon-zayıf kiriş oranlarına sahip modellerin enerji sönümlenme kapasitelerinin tespit edilebilmesi amacıyla kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri, yerdeğiştirme-eksenel kısalma eğrileri, eşdeğer plastik şekil değiştirme grafikleri, kopma indisi grafikleri oluşturulmuştur. Modellerin enerji sönümlenme kapasiteleri, plastik şekil değiştirmelerin yapı yüksekliği boyunca dağılımları, eksenel kısalma durumları, dayanım kayıpları, kopma indisleri incelenmiştir. %2,%4 ve %6 görelî kat ötelemesi açısına karşı gelen plastik şekildeğiştirme durumları karşılaştırılmıştır. Analiz sonuçları, alt bölümlerde detaylandırılmıştır.

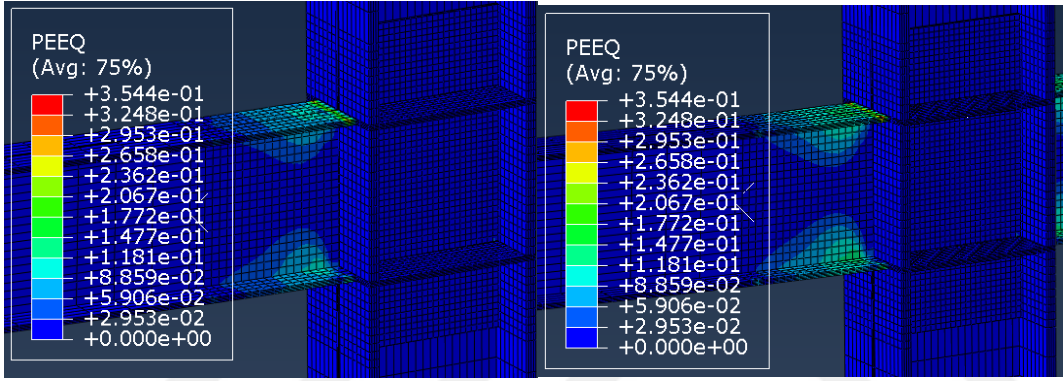
4.1 Modellerin Tekrarlı Yükler Altında Davranışı

4.1.1 Model 1

Şekil 4.1 Model 1'in %2 görelî kat ötelemesi açısına karşı gelen eşdeğer plastik şekildeğiştirme talebi (PEEQ) değerleri incelendiğinde zemin kat kolon alt ucunda herhangi bir akma durumu oluşmazken 1. kat düğüm noktasında kolon yüzüne yakın bir bölgede kiriş üst başlığında akma durumu başlamaktadır. 2. ve 3. kat kirişleri incelendiğinde ise plastik şekildeğiştirmelerin kiriş başlık ve gövdelerinde yoğunlaştığı gözlemlenmektedir (Şekil 4.2).

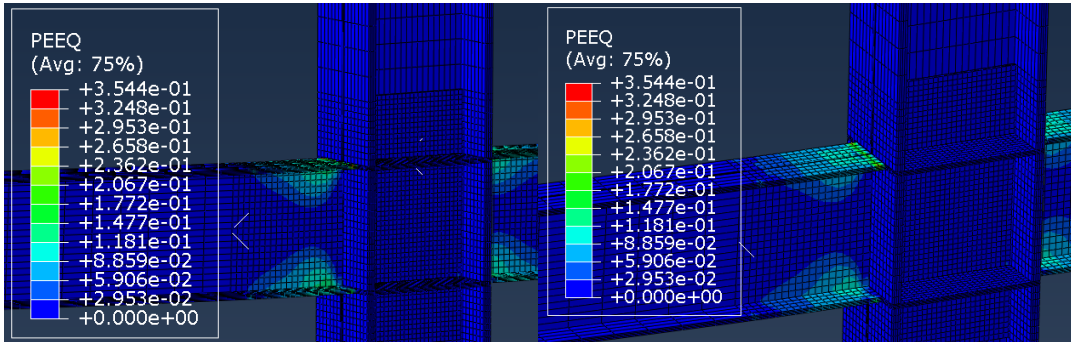


Şekil 4.1 : Model 1 %2 görece kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar
(Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).



Şekil 4.2 : Model 1 %2 görece kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar
(2. ve 3. kat kirişleri).

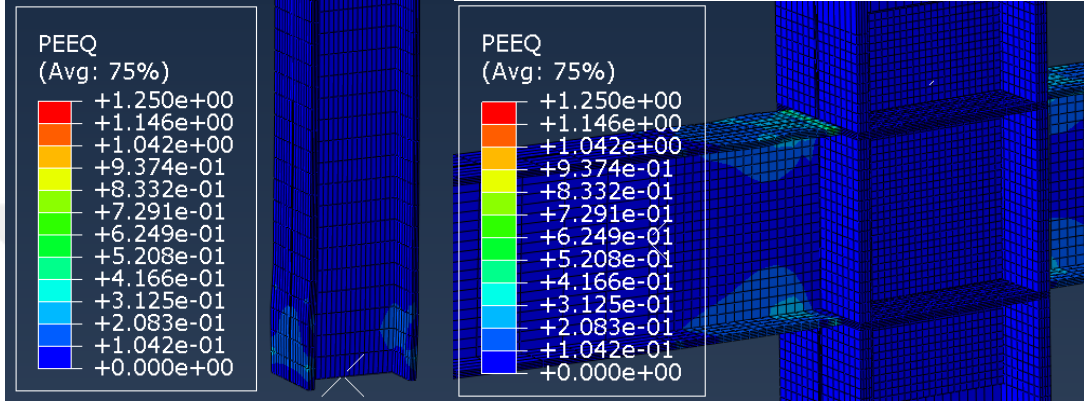
4. ve 5. kat kirişlerinde, 2. ve 3. kat kirişlerine benzer plastik deformasyonların oluştuğu görülmektedir (Şekil 4.3).



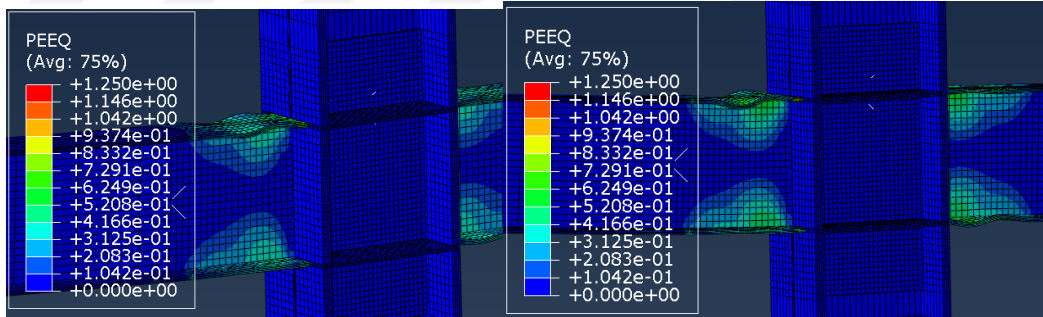
Şekil 4.3 : Model 1 %2 görece kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar
(4. ve 5. kat kirişleri).

Şekil 4.4'de Model 1'in %4 görece kat ötelemesi açısına karşı gelen plastik şekildeğiştirmeleri incelendiğinde zemin kat kolon alt ucunda plastik

deformasyonların başladığı ancak herhangi bir yerel burkulma durumunun oluşmadığı tespit edilmiştir. 1. kat kirişlerinin üst başlığında kiriş kolon birleşim (plastik mafsal) noktasından başlayan plastik şekil değiştirmeler kiriş alt başlığında da gözlemlenmiş ve yayılarak kiriş gövdesine doğru da ilerlemiştir. Ek olarak kiriş üst başlığında yerel burkulma başlangıcı gözlemlenmiştir. 2. ve 3. kat kirişlerine ise plastik şekil değiştirmelerin ve kiriş başlığında yerel burkulmaların daha fazla olduğu gözlemlenmektedir (Şekil 4.5), 4. ve 5. kat kirişlerinde de durum benzerdir.

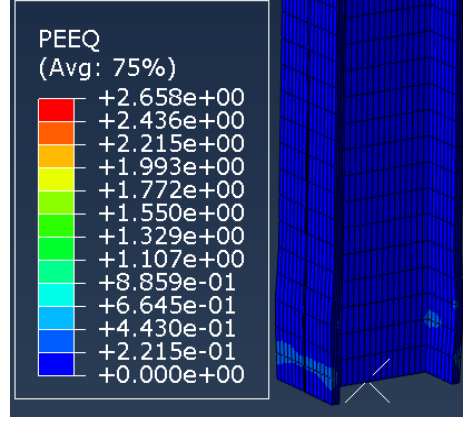


Şekil 4.4 : Model 1 %4 görel kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).



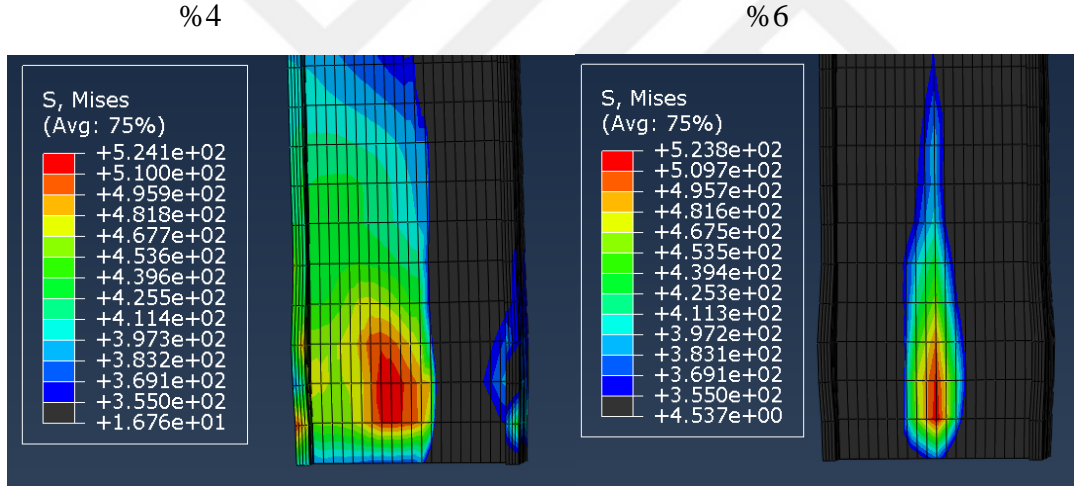
Şekil 4.5 : Model 1 %4 görel kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).

Analiz %6 görel kat ötelemesi açısına ulaştığında plastik deformasyon değerleri artarak devam etmiştir. Zemin kat kolon alt ucunda yerel burkulma başlangıcı tespit edilmiştir ancak bu yerel burkulma kolon alt ucu ile sınırlı kalmış ve kolon yüksekliği boyunca yayılmamıştır. (Şekil 4.6).



Şekil 4.6 : Model 1 %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu plastik deformasyonu.

%4 ve %6 görelî kat ötelemesi açısına karşı gelen zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımları Şekil 4.7'de görölmektedir. Yüksek gerilme değêrlerine ulaşılmış olmasına rağmen belirgin bir yerel burkulma durumu oluşmamıştır.

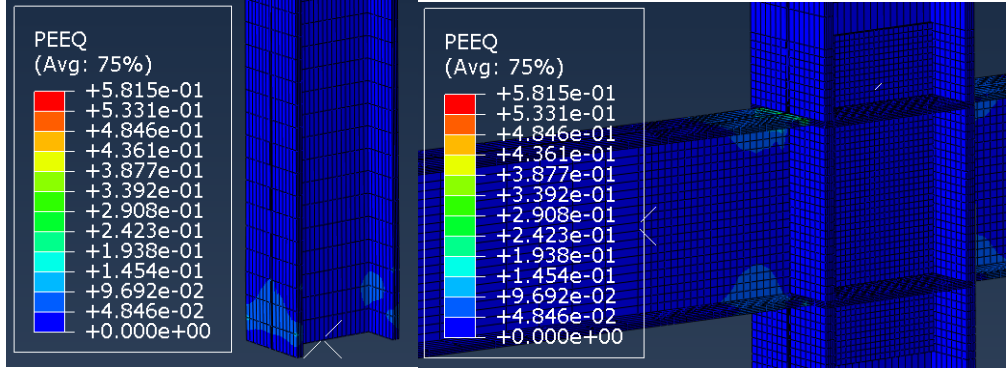


Şekil 4.7 : Model 1 %4 ve %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı.

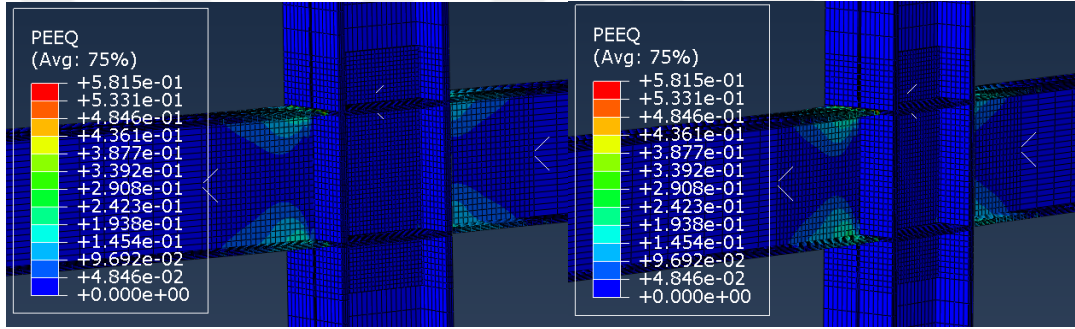
4.1.2 Model 2

Şekil 4.8'de Model 2'nin %2 görelî kat ötelemesi açısına karşı gelen plastik şekildeğiştirme talebi değêrleri verilmektedir. Model 1'den farklı olarak %2 görelî kat ötelemesi açısına ulaşıldığında zemin kat kolon alt ucunda plastik şekildeğiştirme başlangıcı görölmektedir. 1. kat kirişlerinin kolonlara birleştiği plastik mafsal bölgelerinde akma gözlenmiştir. 2. ve 3. kat düğüm noktalarında kiriş alt ve üst

başlıklarından başlayan plastik şekildeğişiklikler kiriş gövdesine doğru ilerlemektedir. Diğer düğüm noktalarında da benzer durum oluşmaktadır.

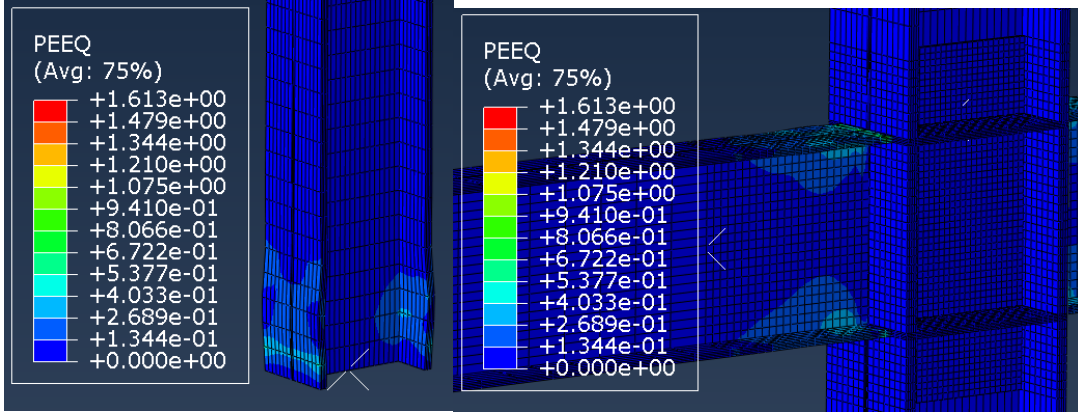


Şekil 4.8 : Model 2 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).



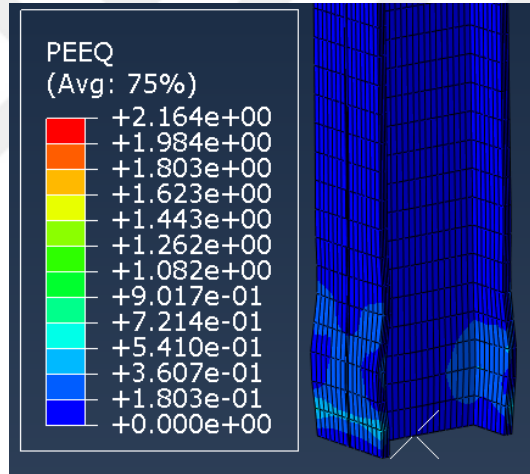
Şekil 4.9 : Model 2 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).

Şekil 4.10'da Model 2'nin %4 görelî kat ötelemesi açısına karşı gelen plastik şekildeğişiklikleri incelendiğinde zemin kat kolon alt ucunda plastik deformasyonların ilerlediği ve kolon başlıklarında yerel burkulma durumu başlangıçta tespit edilmiştir. 1. kat kirişlerinin üst ve alt başlıklarında kiriş kolon birleşim noktasında plastik şekildeğişiklikler oluşmuştur.



Şekil 4.10 : Model 2 %4 görece kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).

%6 görece kat ötelemesi açısına ulaşıldığı ana karşı gelen zemin kat kolon alt ucu PEEQ değerleri Şekil 4.11’de gösterilmektedir. Kolon alt ucu başlıklarında başlamış olan plastik deformasyonlar artarak gövde ve kolon yüksekliği boyunca ilerlemiştir.

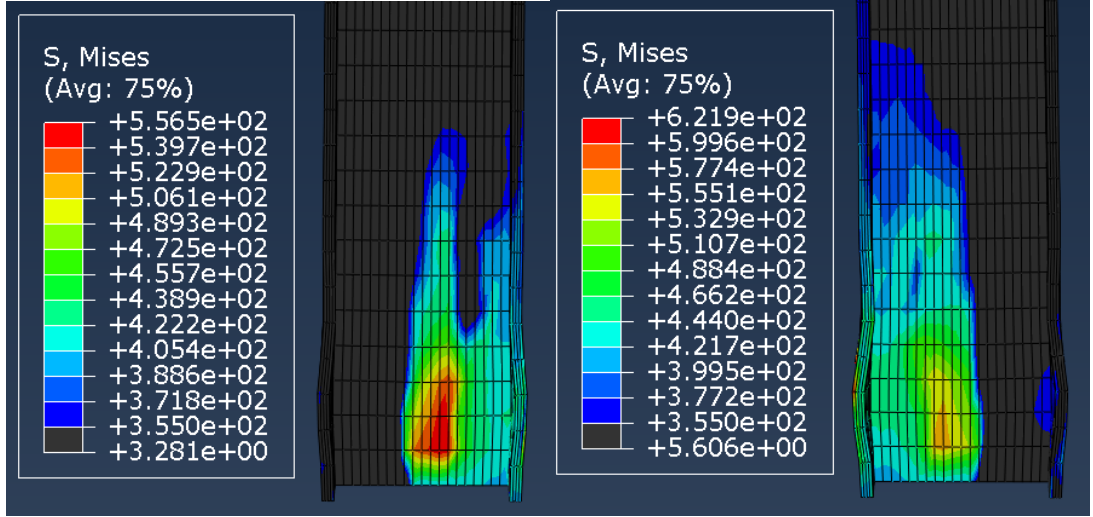


Şekil 4.11 : Model 2 %6 görece kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu plastik deformasyonu.

%4 ve %6 görece kat ötelemesi açısına karşı gelen zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı aşağıdaki Şekil 4.12’de görülmektedir.

%4

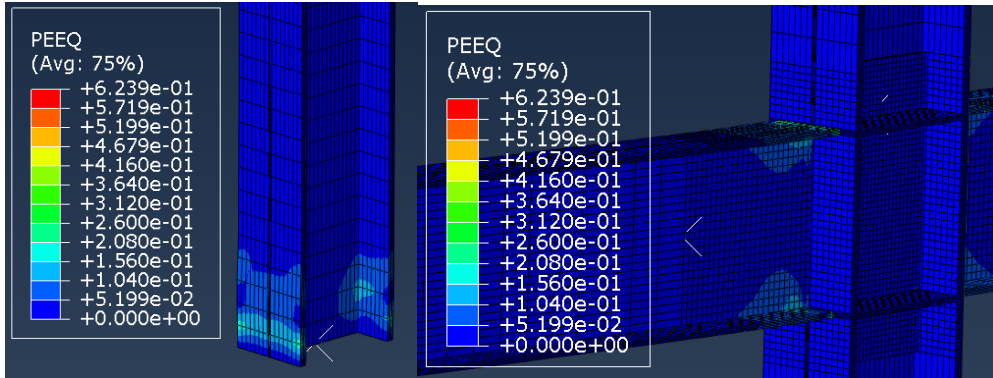
%6



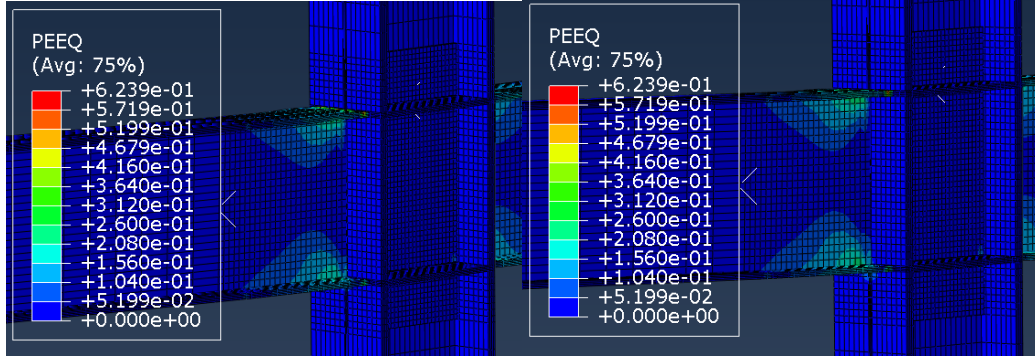
Şekil 4.12 : Model 2 %4 ve %6 görel kat ötelemesi açısından zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı.

4.1.3 Model 3

Şekil 4.13’de Model 3’ün %2 görel kat ötelemesi açısına karşı gelen plastik şekil değiştirme talebi değerleri verilmektedir. Zemin kat kolon alt ucunda kolon başlıkları ve gövdesinde plastik deformasyonlar gözlemlenmektedir. 1. kat kirişlerinde meydana gelen plastik deformasyonların önceki modellerle aynı bölgede olduğu ancak değerinin daha büyük olduğu tespit edilmiştir. 2. ve 3. kat düğüm noktalarındaki deformasyon durumu da benzer şekilde oluşmuştur (Şekil 4.14).

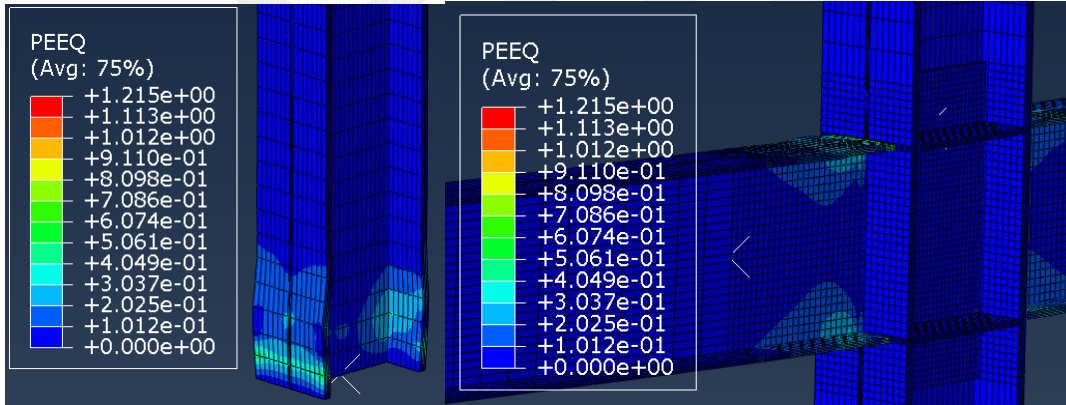


Şekil 4.13 : Model 3 %2 görel kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1.Kat kirişleri).



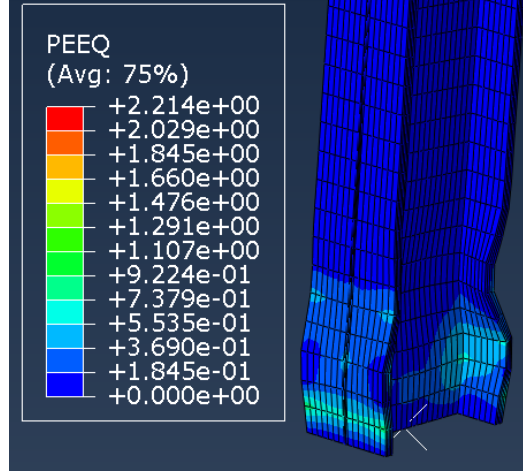
Şekil 4.14 : Model 3 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar
(2. ve 3. Kat kirişleri).

Şekil 4.15’de Model 3’ün %4 görelî kat ötelemesi açısına karşı gelen plastik şekildeğiştirmeleri incelendiğinde zemin kat kolon alt ucunda plastik deformasyon değerlerinin arttığı ve başlıklarda yerel burkulma durumunun başladığı gözlemlenmiştir.



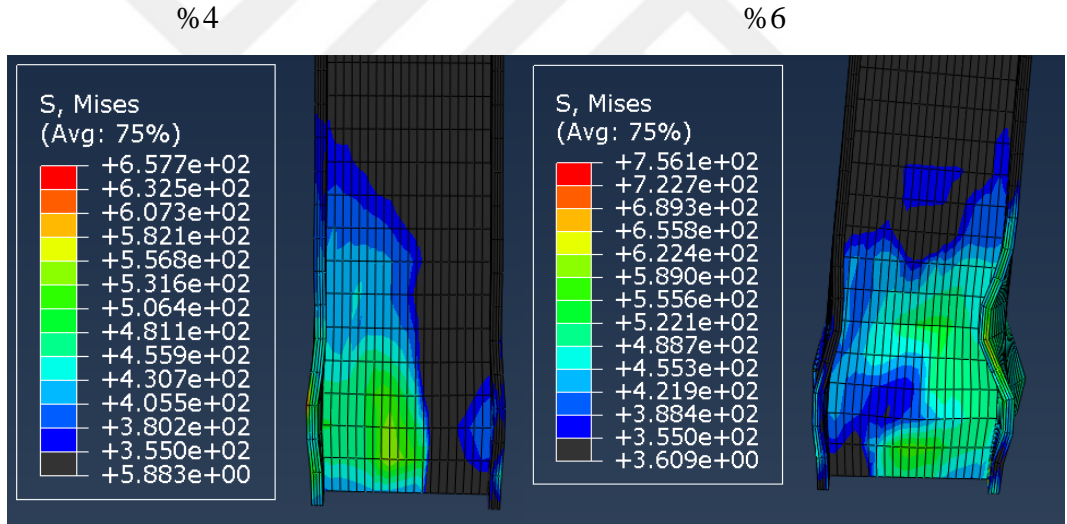
Şekil 4.15 : Model 3 %4 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar
(Zemin kat kolon alt ucu ve 1.Kat kirişleri).

%6 görelî kat ötelemesi açısına ulaşıldığı ana karşı gelen zemin kat kolon alt ucu PEEQ değerleri Şekil 4.16’da gösterilmektedir. Kolon alt ucu başlıklarında başlamış olan yerel burkulma durumları artarak kolon yüksekliği boyunca ilerlemiş ve kolon enkesitinde ileri derecede düzlem dışı hareket olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 4.16 : Model 3 %6 görel kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu plastik deformasyonu.

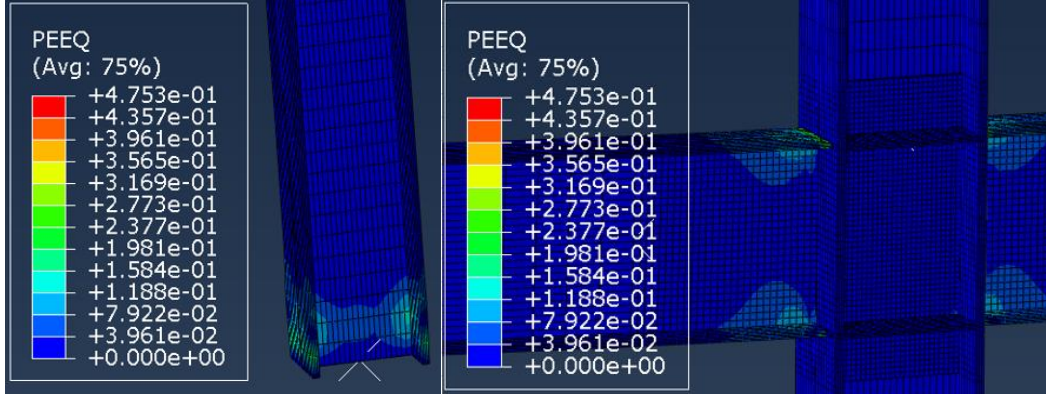
%4 ve %6 görel kat ötelemesi açısına karşı gelen zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı Şekil 4.17’de görülmektedir.



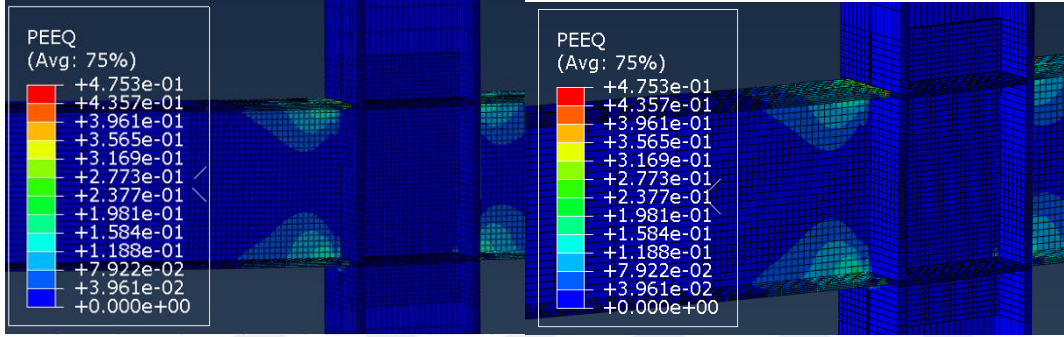
Şekil 4.17 : Model 3 %4 ve %6 görel kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı.

4.1.4 Model 4

Şekil 4.18 Model 4’ün %2 görel kat ötelemesi açısına karşı gelen eşdeğer plastik şekildeğiştirme talebine bakıldığında Model 1’den farklı olarak zemin kat kolon alt ucunda akmanın başladığı ve 1. kat kirişlerinde plastik şekildeğiştirmelerin kiriş başlık ve gövdesinde yayıldığı gözlemlenmiştir. 2. ve 3. kat kirişleri incelendiğinde ise plastik deformasyonların daha fazla meydana geldiği gözlemlenmektedir (Şekil 4.19).

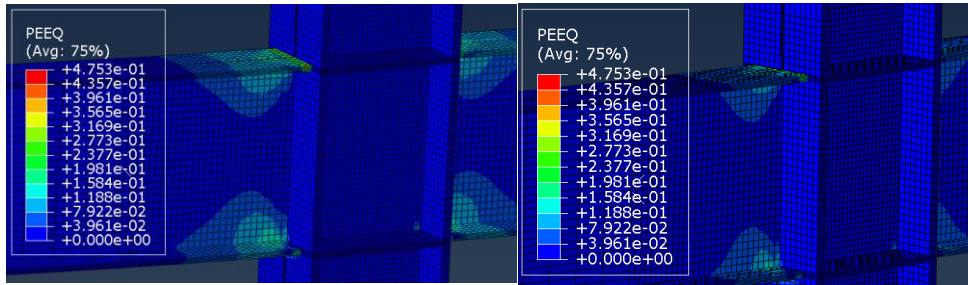


Şekil 4.18 : Model 4 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik şekildegîştirme başlangıcı (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).



Şekil 4.19 : Model 4 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).

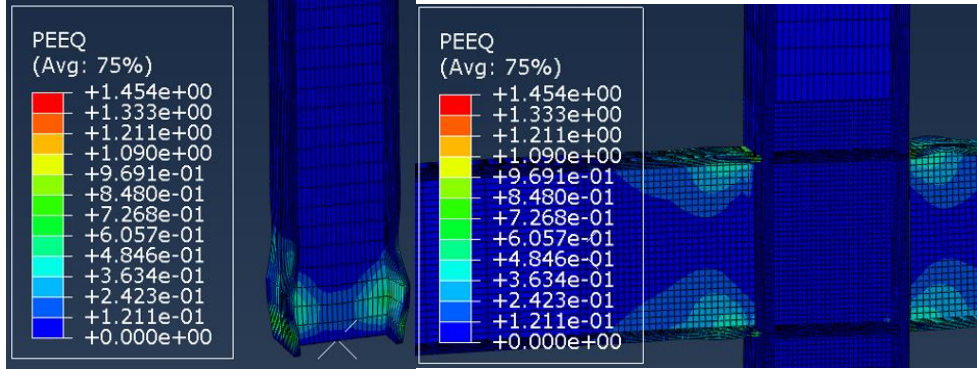
4. ve 5. kat kirişleri incelendiğinde 2. ve 3. kat kirişlerindeki benzer bir plastik deformasyon yayılımı gözlemlenmektedir (Şekil 4.20).



Şekil 4.20 : Model 4 %2 görelî kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (4. ve 5. Kat kirişleri).

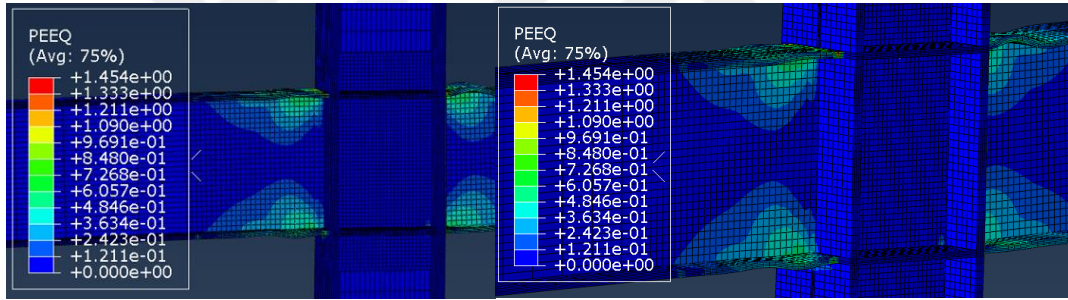
Şekil 4.21 Model 4 tepe deplasman değerinin %4 görelî kat ötelemesi açısına ulaşmasıyla birlikte zemin kat kolon alt ucunda ciddi plastik şekildegîştirmeler ve yerel burkulmalar oluşmuştur. Buna bağı olarak zemin kat kolon alt ucunda kolon başlığında düzlem dışı hareket meydana gelmiştir. Kiriş başlıklarında ise plastik

deformasyonlar daha geniş alana yayılırken kiriş üst başlığında meydana gelen yerel burkulmalar artmıştır.



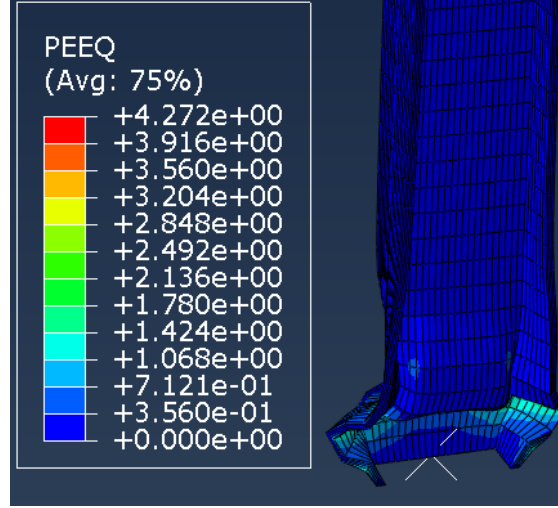
Şekil 4.21 : Model 4 %4 görel kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).

Diğer kat kirişlerinin durumu incelendiğinde plastik deformasyon değerlerinin arttığı ve kiriş başlıklarında yerel burkulmanın ilerlediği gözlemlenmiştir (Şekil 4.22).



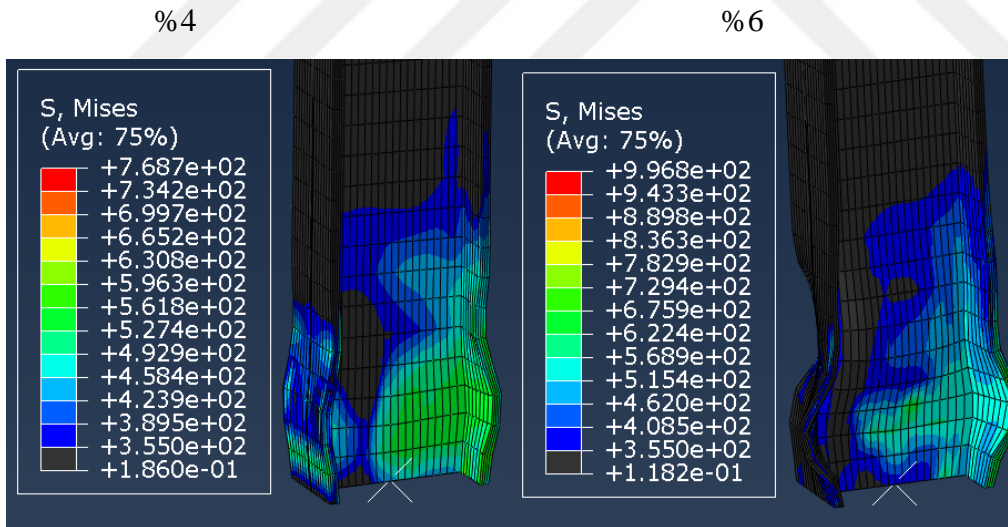
Şekil 4.22 : Model 4 %4 görel kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).

Analiz %6 görel kat ötelemesi açısına ulaştığında zemin kat kolon alt ucunda ciddi deformasyonlar, ileri derece yükleme düzlemine dik şekildeğıştirmeler ve bunun sonucunda ciddi aksenal kısalmaların meydana geldiği gözlemlenmiştir. (Şekil 4.23).



Şekil 4.23 : Model 4 %6 görel kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu plastik deformasyonu.

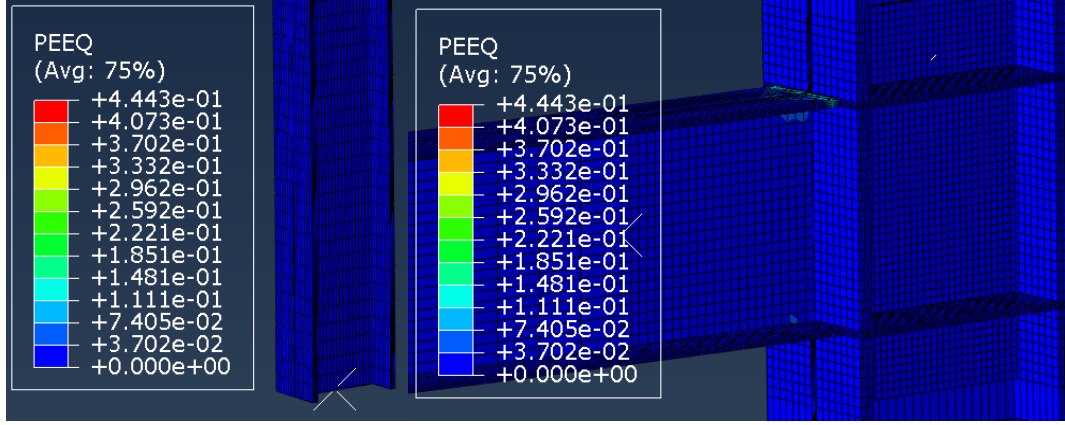
%4 ve %6 görel kat ötelemesi açısına karşı gelen zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı Şekil 4.24’de görülmektedir. Yüksek gerilme değerlerine ulaşılmasıyla birlikte belirginleşen yerel burkulma durumunun kolon yüksekliği boyunca ilerlediği gözlemlenmiştir.



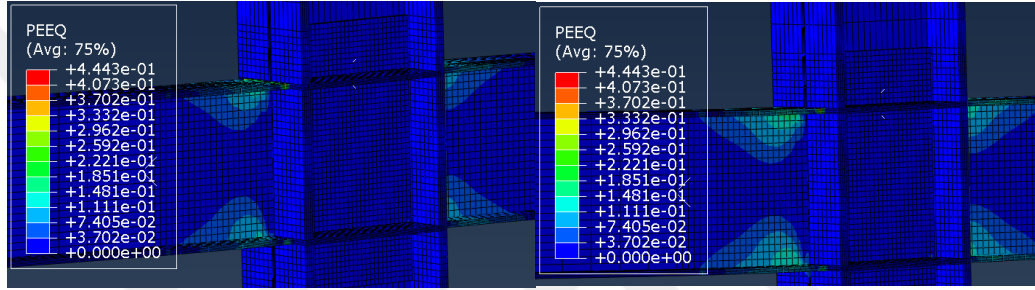
Şekil 4.24 : Model 4 %4 ve %6 görel kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı.

4.1.5 Model 5

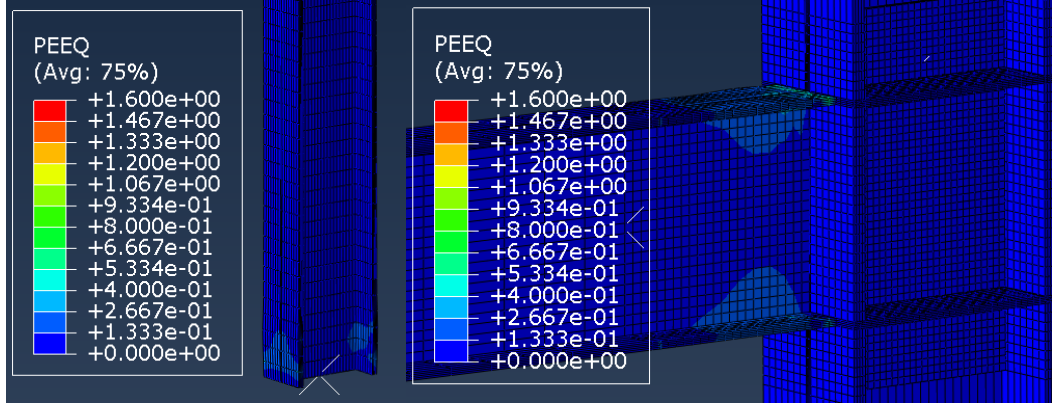
Şekil 4.25, Şekil 4.26, Şekil 4.27 ve Şekil 4.28’de Model 5’e ait plastik şekil değiştirme talebi değerleri verilmektedir.



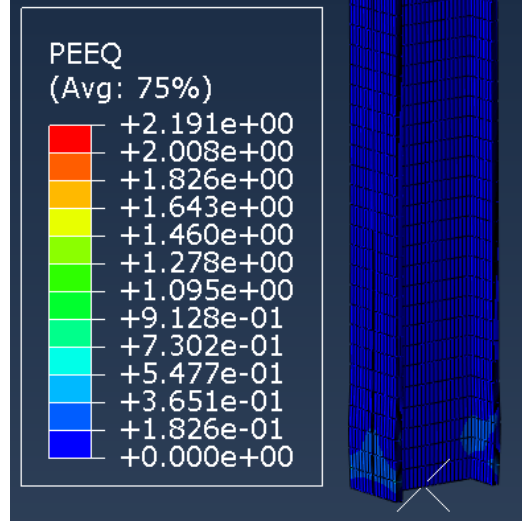
Şekil 4.25 : Model 5 %2 görel kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).



Şekil 4.26 : Model 5 %2 görel kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (2. ve 3. kat kirişleri).

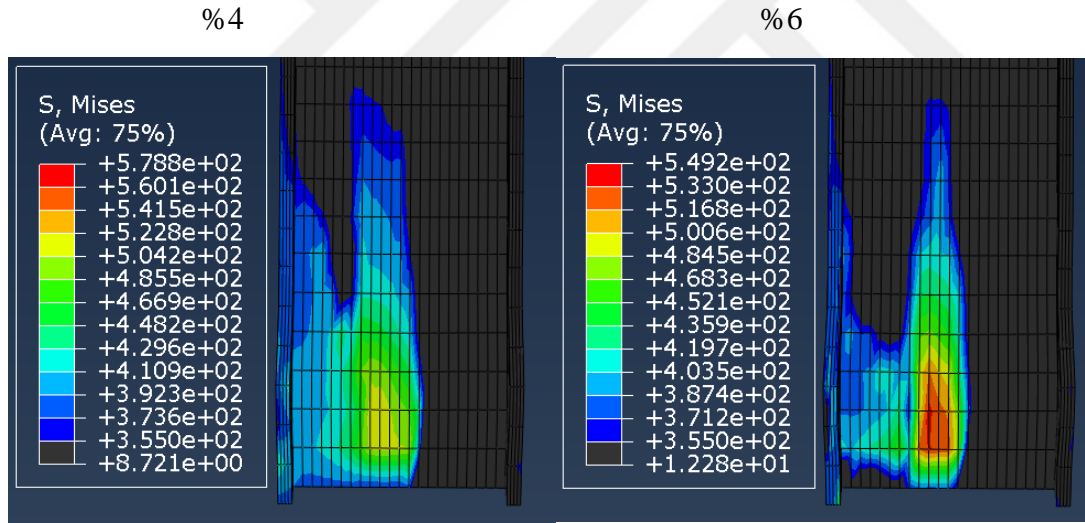


Şekil 4.27 : Model 5 %4 görel kat ötelemesi açısında plastik deformasyonlar (Zemin kat kolon alt ucu ve 1. kat kirişleri).



Şekil 4.28 : Model 5 %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu plastik deformasyonu.

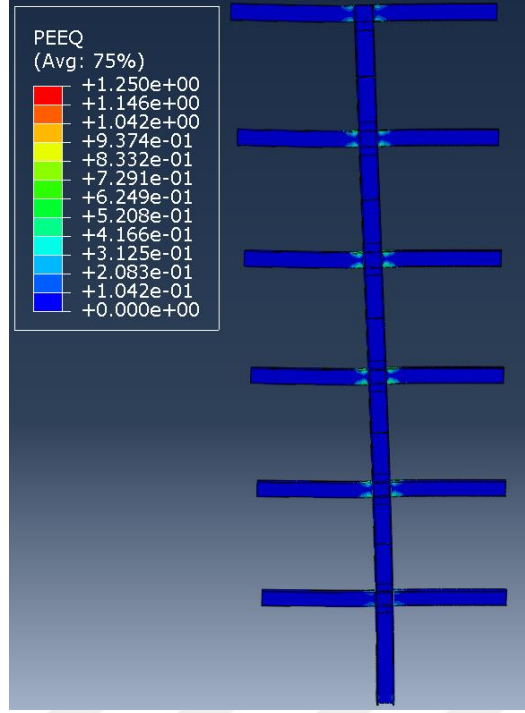
%4 ve %6 görelî kat ötelemesi açısına karşı gelen zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı Şekil 4.29’da görölmektedir.



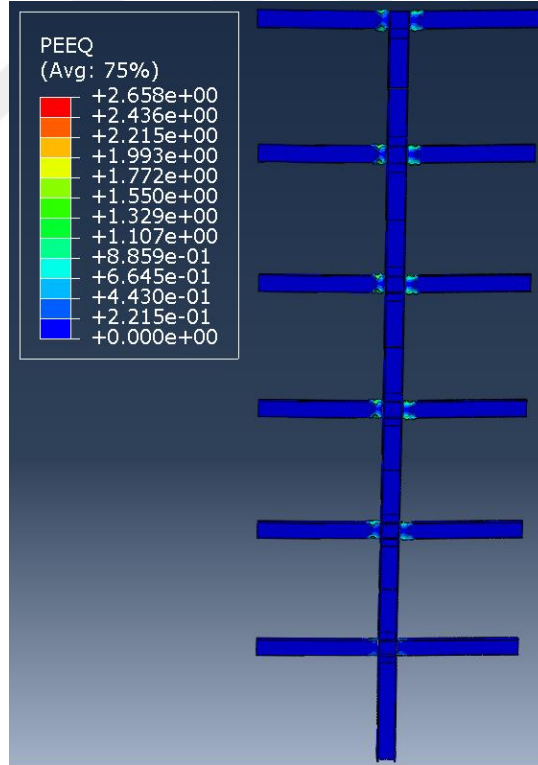
Şekil 4.29 : Model 5 %4 ve %6 görelî kat ötelemesi açısında zemin kat kolon alt ucu Von Mises gerilme dağılımı.

Model 5 için eşdeğer plastik şekildeğiştirme talebi değeri ve Von Mises gerilme dağılımları incelendiğinde Model 2’ye benzer davranış sergilediği gözlemlenmiştir.

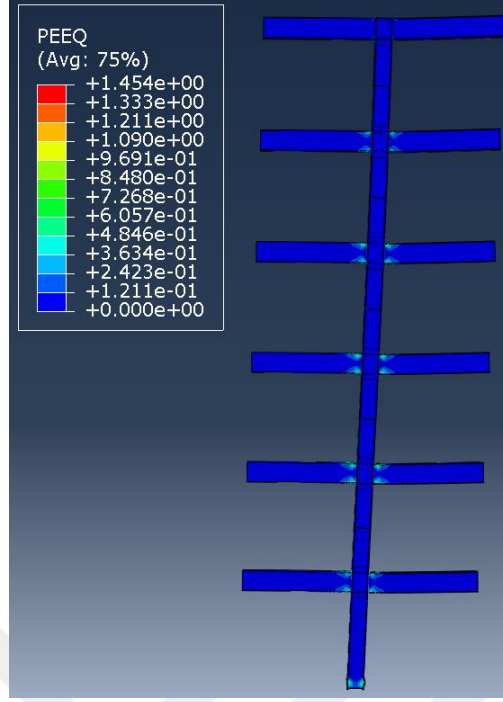
Yapı genelinde %4 ve %6 tepe deplasmanı anına karşı gelen plastik deformasyon durumları Model 1 için sırasıyla Şekil 4.30 ve Şekil 4.31’de, Model 4 için sırasıyla Şekil 4.32 ve Şekil 4.33’de gösterilmiştir.



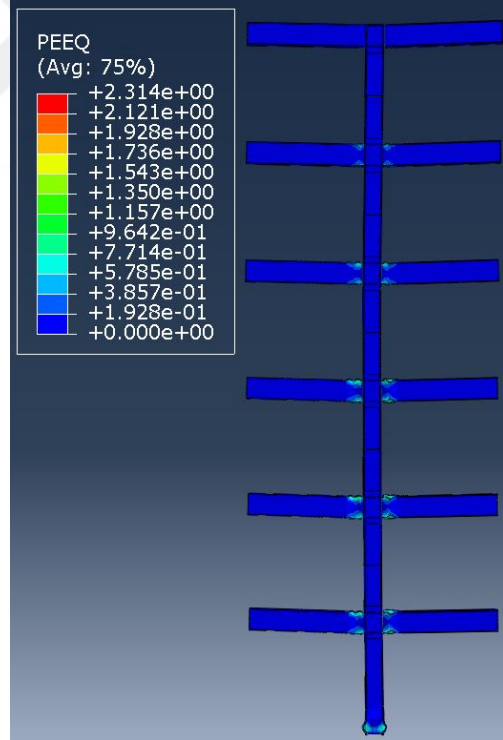
Şekil 4.30 : Model 1 %4 tepe deplasmanı anına karşı gelen plastik deformasyonlar.



Şekil 4.31 : Model 1 %6 tepe deplasmanı anına karşı gelen plastik deformasyonlar.



Şekil 4.32 : Model 4 %4 tepe deplasmanı anına karşı gelen plastik deformasyonlar.



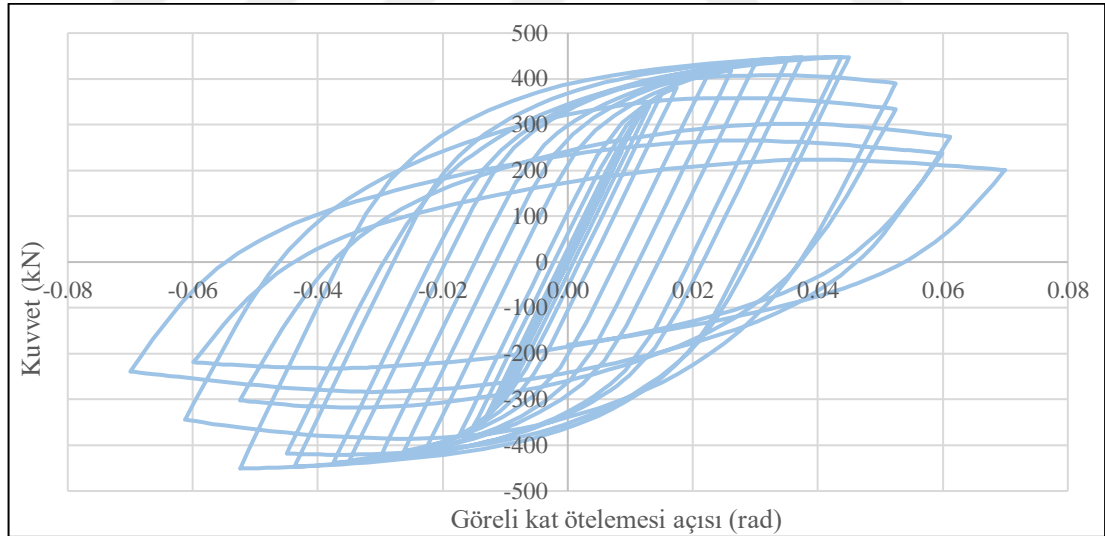
Şekil 4.33 : Model 4 %4 tepe deplasmanı anına karşı gelen plastik deformasyonlar.

Model 1’de plastik şekildeğıştirmelerin yapı yüksekliği boyunca kat kirişlerinde üniform bir şekilde yayıldığı alt katlarda yoğunlaşmadığı ve zemin kat kolon alt ucunun büyük oranda elastik bölgede kaldığı gözlemlenmiştir. Model 4 incelendiğinde

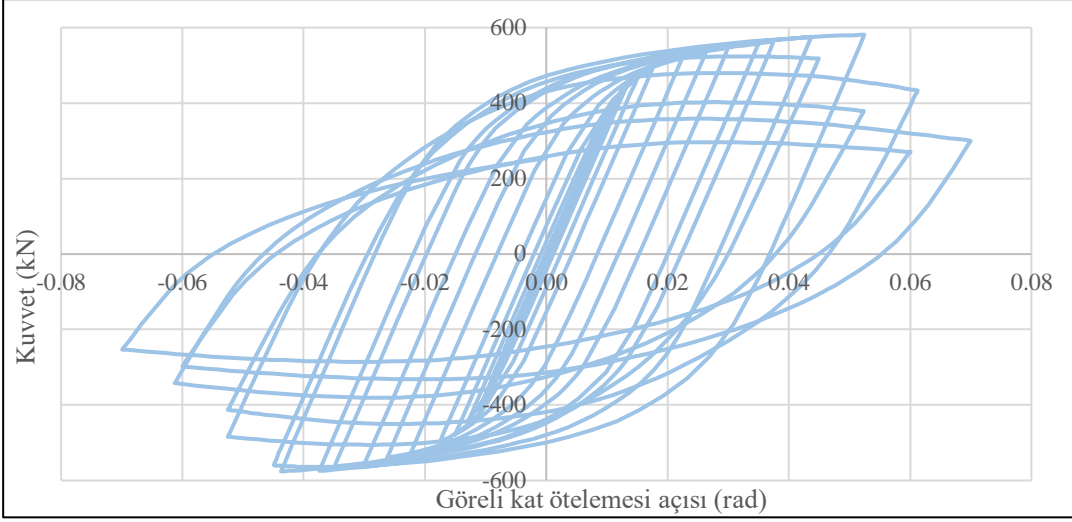
ise plastik şekildeğiştirmelerin özellikle ilk 3 katta yoğunlaştığı ve zemin kat kolon alt ucunda ciddi plastik şekildeğiştirmeler sonucu yerel burkulma oluşumu ve bununla birlikte ciddi dayanım kayıplarının meydana geldiği gözlemlenmiştir.

4.2 Kuvvet-Yerdeğiştirme Eğrileri

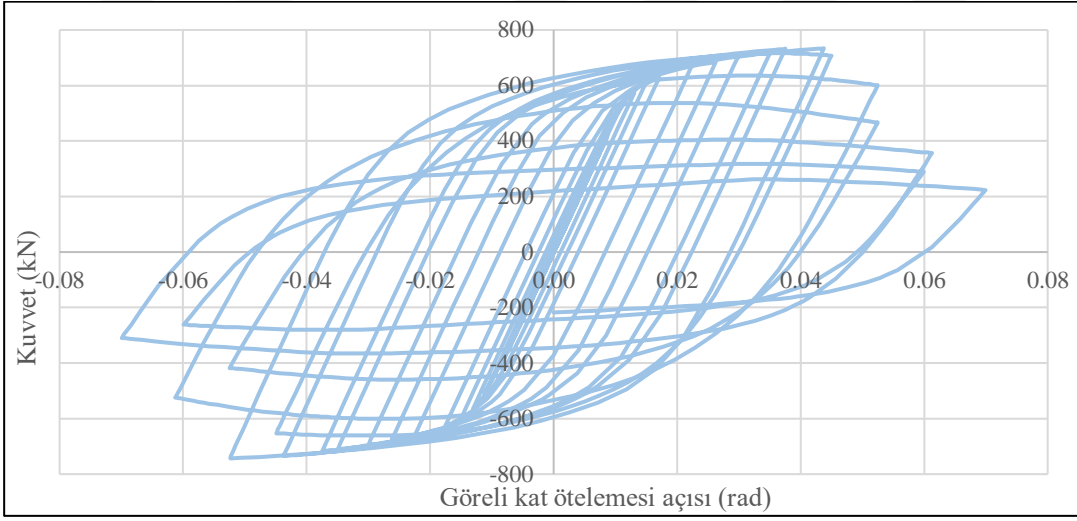
AISC 341-16'da yer alan y¼kleme protokol¼ne uygun olarak yerdeğiştirme kontroll¼ olarak y¼klenen modellerin kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri aşağıda verilmiştir. Modellerden elde edilen çevrimsel eğriler incelendiğinde 5 modelin de yaklaşık %7 g¼rel kat ¼telemesi a¼ısına karşı gelen tepe yerdeğiştirmelerine kadar ulaşabildiği gözlemlenmektedir. G¼çlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.0'a yaklaşıkça kuvvet-yerdeğiştirme eğrisinin daha büyük kuvvet değerlerine ulaşabildiği tespit edilmiştir. İlgili modellerde yapı y¼ksekligi boyunca kolon enkesitlerinin değişmediği, kiriş enkesitlerinin b¼y¼t¼lmesiyle g¼çlü kolon-zayıf kiriş oranının azaltıldığı ve yapının eğilme rijitliklerinde kirişlerin etkin rol oynadığı bilinmektedir. Bu durum göz ¼n¼nde bulundurulduğunda Model 4'¼n daha y¼ksek kuvvet değerlerine ulaşması beklenmektedir.



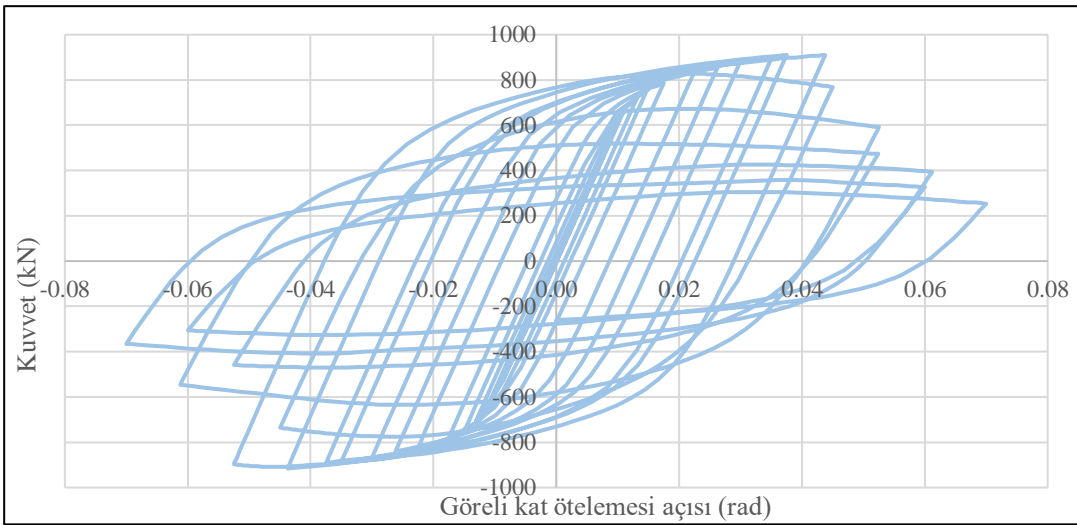
Şekil 4.34 : Model 1 kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi.



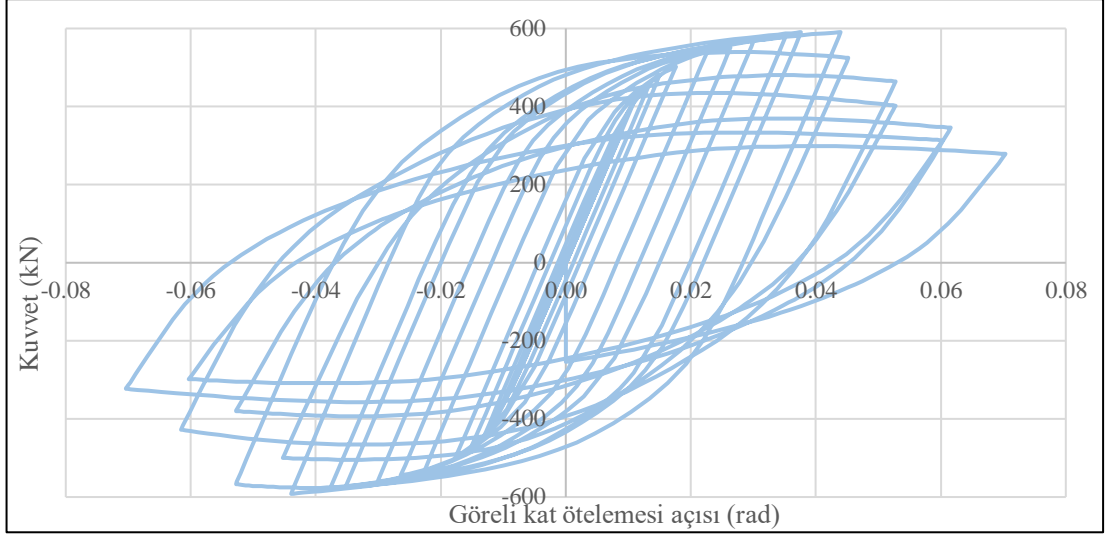
Şekil 4.35 : Model 2 kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi.



Şekil 4.36 : Model 3 kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi.



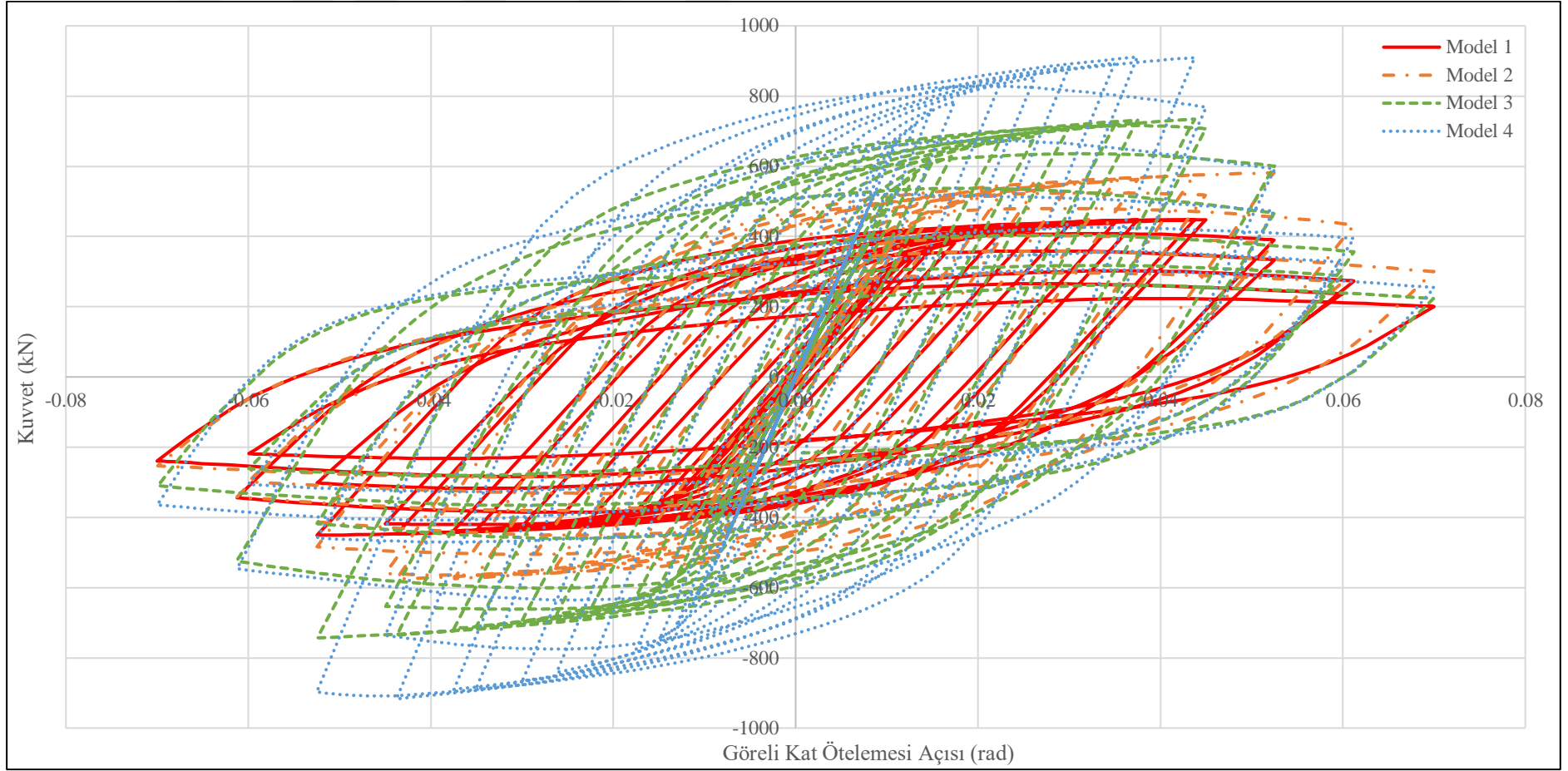
Şekil 4.37 : Model 4 Kuvvet-Yerdeğiştirme eğrisi.



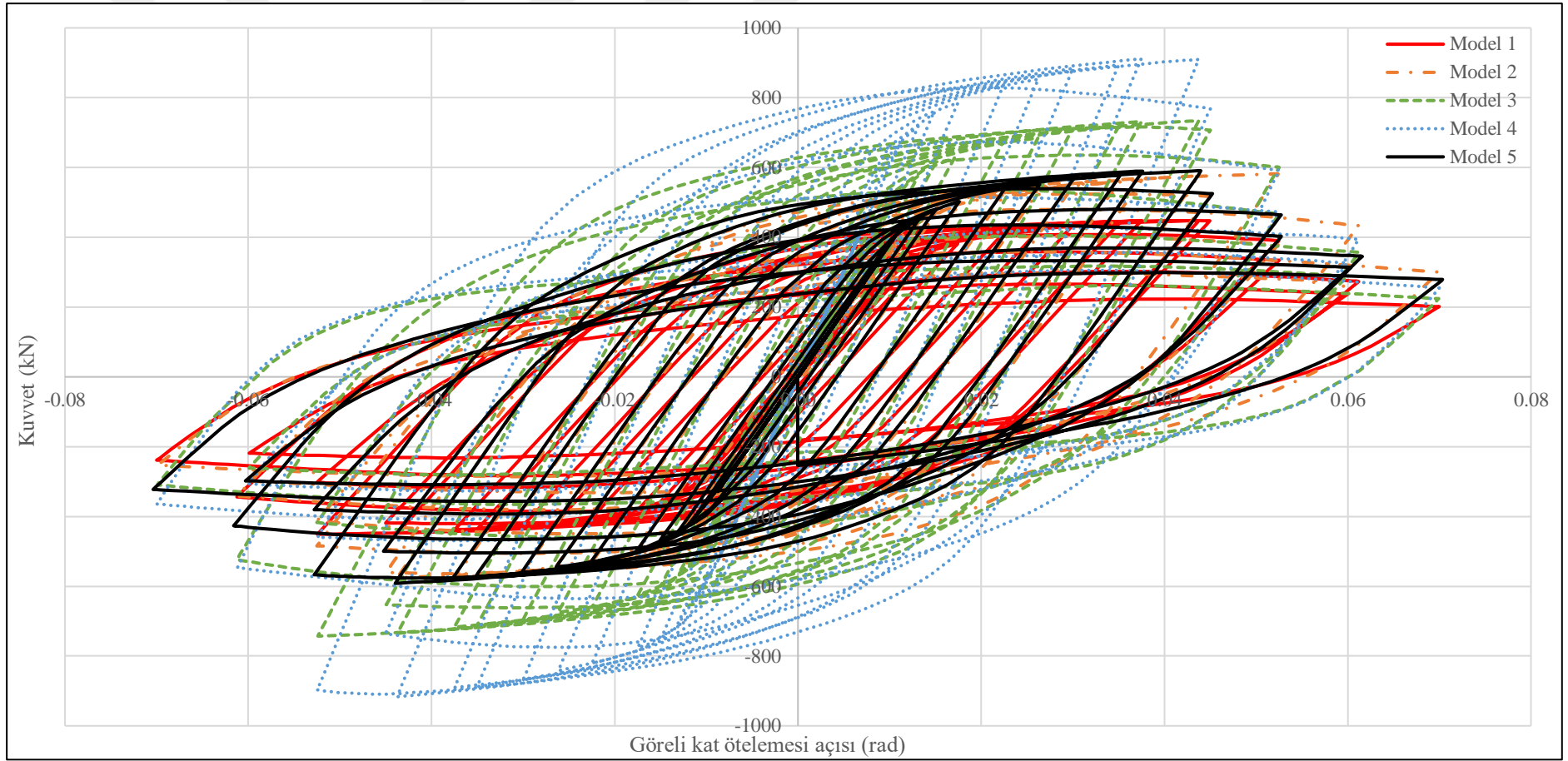
Şekil 4.38 : Model 5 kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi.

Şekil 4.39’da ilk 4 modelin kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri karşılaştırılmalı olarak verilmiştir, ilgili şekil incelendiğinde 4 modelde de yaklaşık olarak %4 görelî kat ötelemesi açısına karşı gelen tepe yerdeğiştirmelerine ulaşıldıktan sonra dayanım kaybının başladığı gözlemlenmiştir. Ancak güçlü kolon-zayıf kiriş oranı küçüldükçe meydana gelen dayanım kaybının daha belirgin ve kritik olduğu, güçlü kolon-zayıf kiriş oranı arttıkça yapının daha stabil bir davranış sergilediği gözlemlenmiştir. Model 4’e ait eğri incelendiğinde plastik şekildeğiştirmelerin zemin katlarda yığılması ile yumuşak kat mekanizması gibi istenmeyen bir göçme durumuna yatkın olduğu söylenebilir. Zemin kat güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.5’in üzerinde olan Model 1 ve Model 2’nin, Model 3 ve Model 4’e göre daha kararlı bir davranış sergilediği tespit edilmiştir.

Şekil 4.40’da Model 5’in de kuvvet-yerdeğiştirme eğrisi dahil edilmiştir, ilgili şekil incelendiğinde Model 5’in genel olarak Model 2’ye benzer bir davranış sergilediği gözlemlenmiştir.



Şekil 4.39 : Kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri (Model 1,2,3 ve 4).

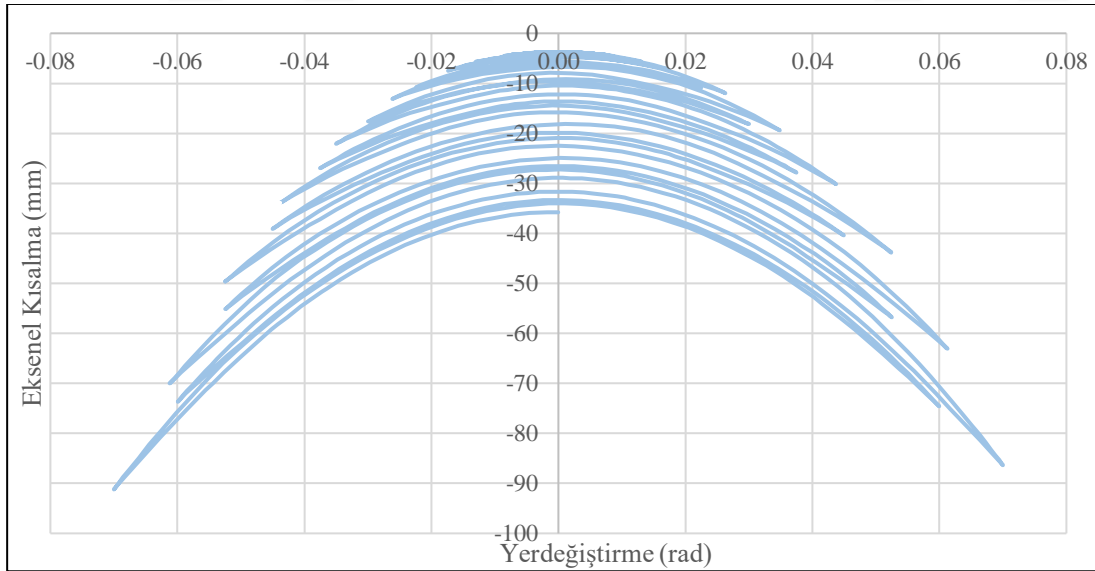


Şekil 4.40 : Kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri (Model 1,2,3,4 ve 5).

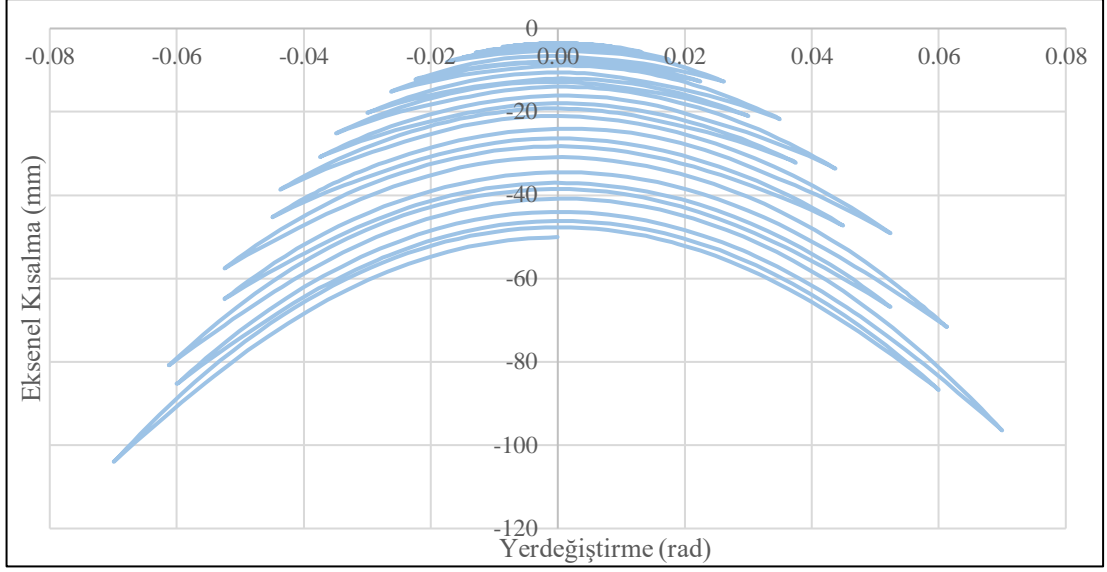
4.3 Eksenel Kısılma Grafikleri

Çalışma amacına uygun olarak analizin ilk adımında modellere, yapısal analiz programından elde edilen eksenel basınç kuvvetleri uygulanmış daha sonra ilgili yükleme protokolüne uygun olarak deprem hareketini temsil etmesi için yön değiştiren tekrarlı yatay yükler uygulanmıştır. Bu durumda kolonlarda dayanım ve rijitlik kaybının karşılaştırılması için eksenel kısılma grafikleri incelenmiştir.

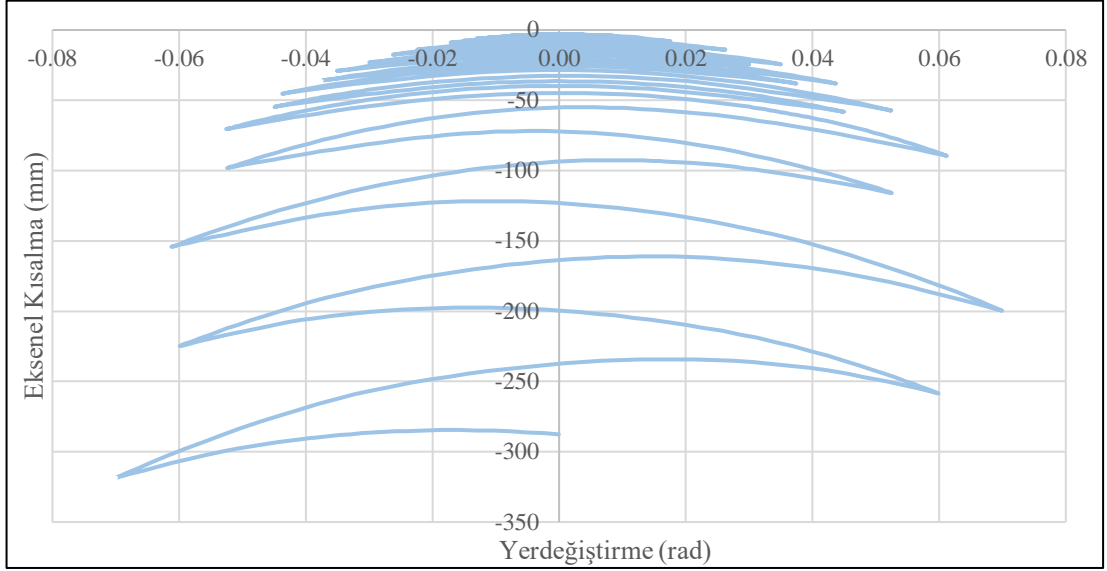
Aşağıdaki şekillerde modellerin Yerdeğiştirme-Eksenel Kısılma eğrileri verilmiştir. Her 5 model de %7 görelî kat ötelemelesi açısına karşı gelen tepe yerdeğiştirmelerine ulaşmıştır. Ancak Model 1'in nihai duruma ulaştığı anda meydana gelen eksenel kısılma değerine Model 4'ün yaklaşık %4 görelî kat ötelemelesi açısına karşı gelen tepe yerdeğiştirme değerlerinde ulaştığı gözlemlenmiştir. Nihai durumda Model 1'de yaklaşık 90 mm eksenel kısılma meydana gelirken Model 4'de yaklaşık 425 mm eksenel kısılma meydana geldiği tespit edilmiştir. Zemin kat güçlü kolon-zayıf giriş oranı 1.0'a yaklaştıkça zemin kat kolon alt ucunda meydana gelen plastik deformasyonların sonucu olarak ciddi ezilme durumları meydana gelmiş ve eksenel kısılma miktarı ciddi seviyelere ulaşmıştır.



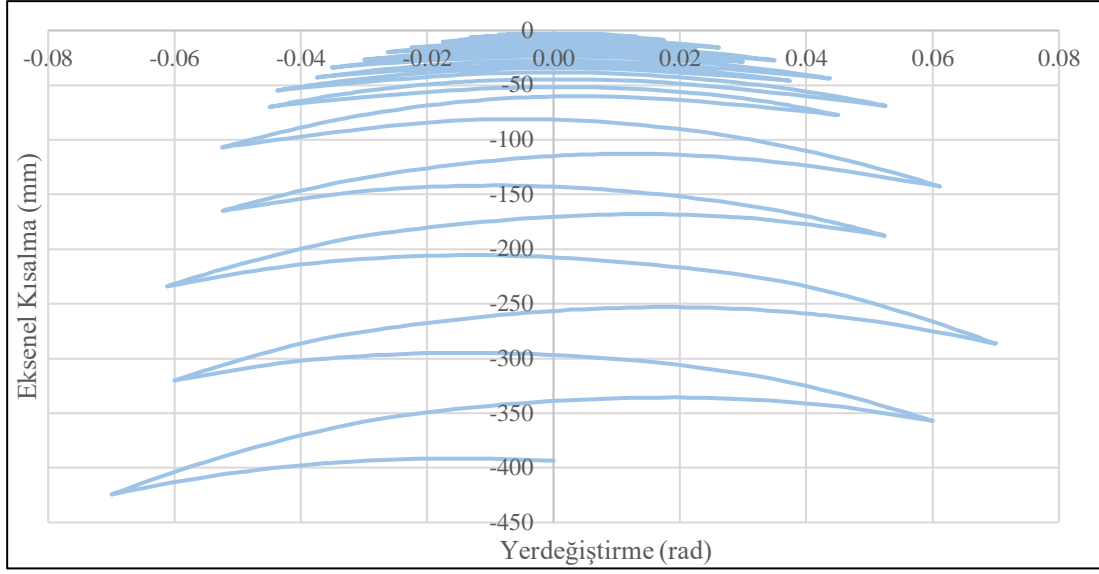
Şekil 4.41 : Model 1 yerdeğiştirme-eksenel kısılma eğrisi.



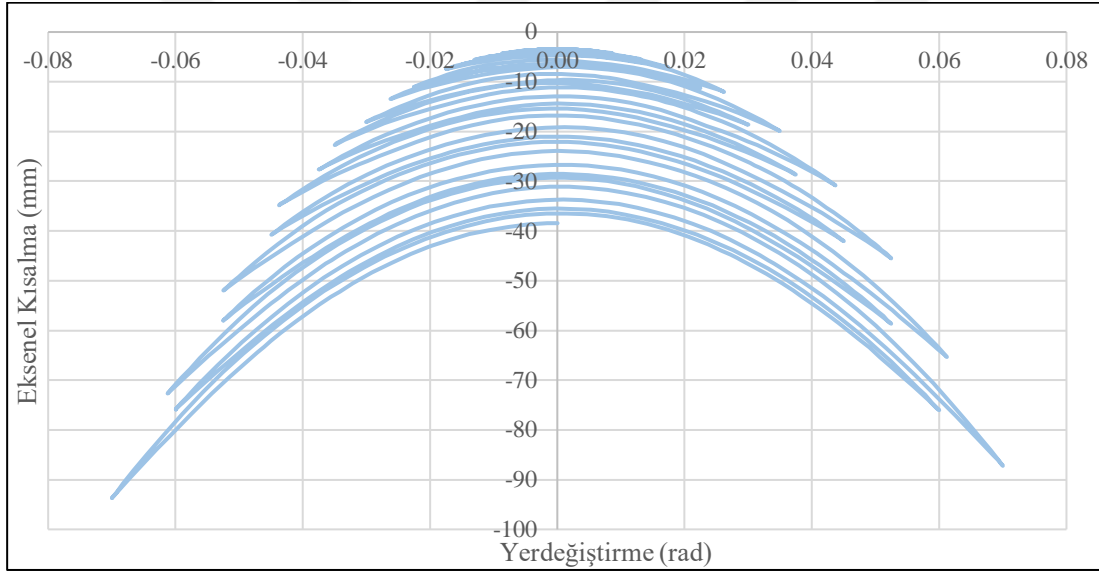
Şekil 4.42 : Model 2 yerdeğiştirme-eksenel kısılma eğrisi.



Şekil 4.43 : Model 3 yerdeğiştirme-eksenel kısılma eğrisi.

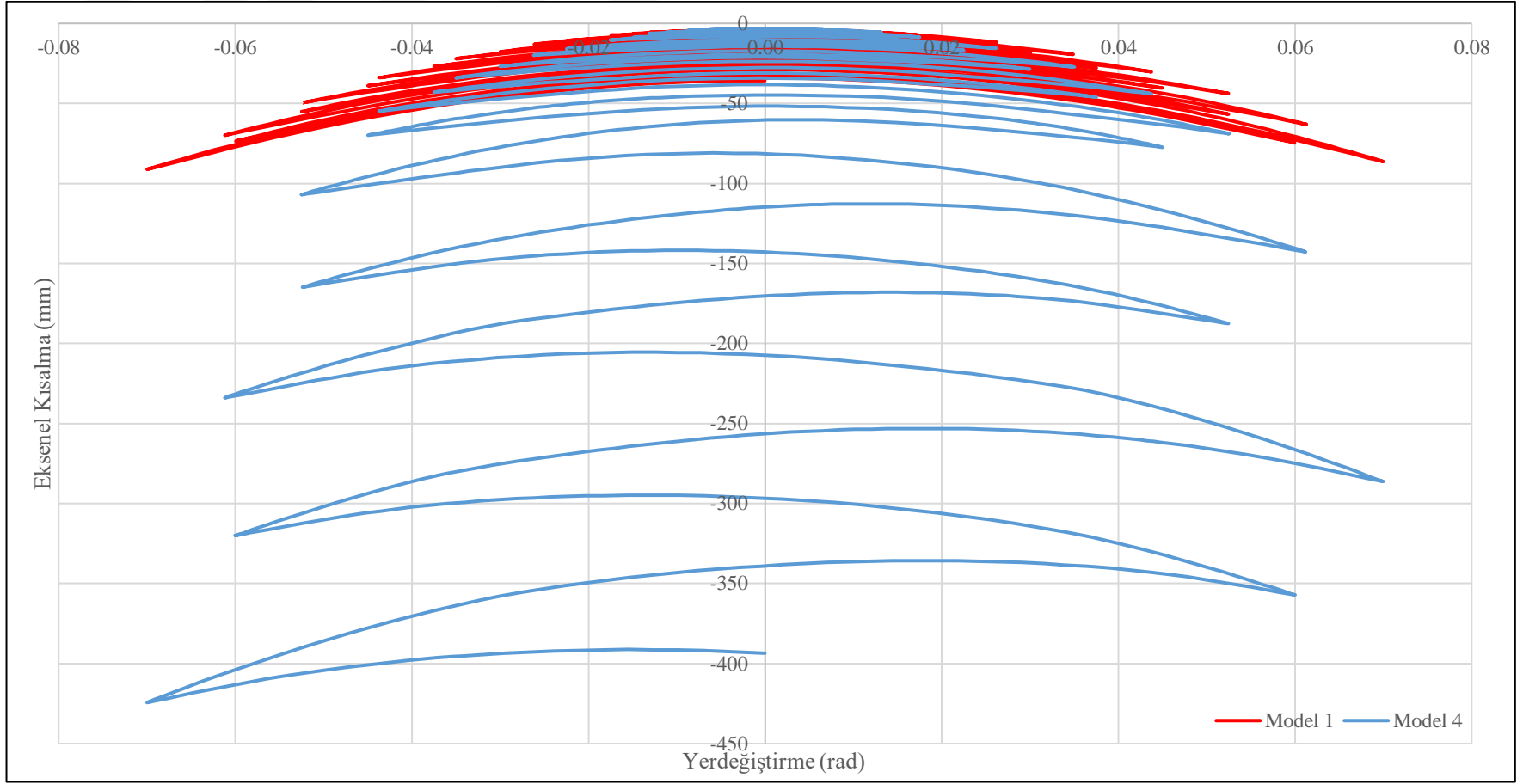


Şekil 4.44 : Model 4 yerdeğiştirme-eksenel kısıalma eğrisi.

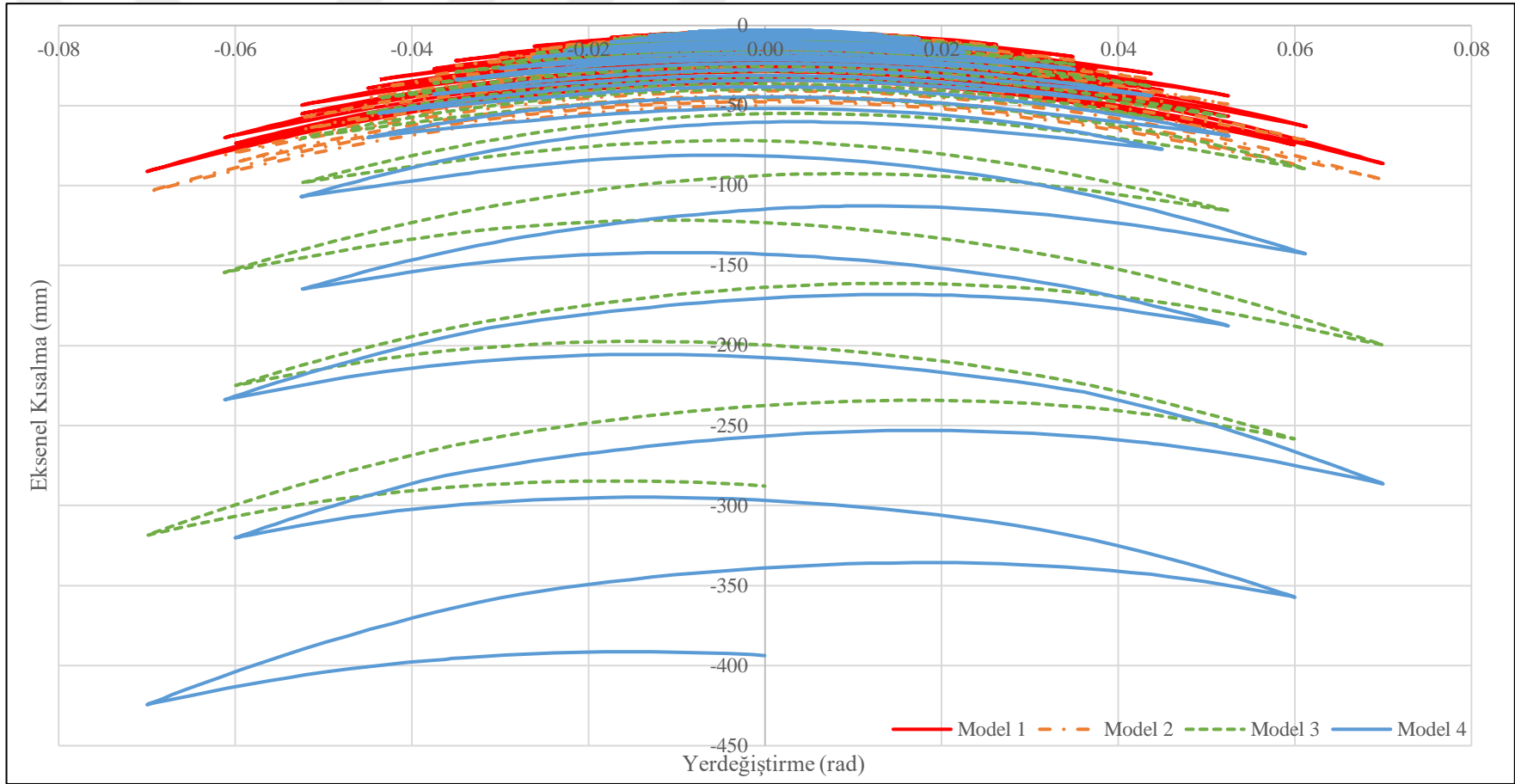


Şekil 4.45 : Model 5 yerdeğiştirme-eksenel kısıalma eğrisi.

Şekil 4.46’da Model 1 ve Model 4’ün, Şekil 4.47’de 4 modelin aksenal kısıalma-yerdeğiştirme eğrileri karşılaştırılmalı olarak verilmiştir.



Şekil 4.46 : Model 1 ve Model 4 yerdeğiştirme-eksenel kısılma eğrileri.



Şekil 4.47 : Yerdeğiştirme-eksenel kısılma eğrileri (Model 1,2,3 ve 4).

4.4 Sonlu Eleman Analizi İndisleri

Eşdeğer plastik şekil değiştirme değeri (PEEQ), akma sınırının üzerindeki gerilmeler nedeniyle meydana gelmektedir. PEEQ, tekrarlı yükler altında meydana gelen plastik şekil değiştirmeler nedeniyle depolanan enerji yoğunluğunu temsil eder. PEEQ indisi ABAQUS sonlu eleman analizi sonuçlarından PEEQ eşdeğer plastik şekil değiştirmesinin okunup malzemenin akma şekil değiştirme değerine bölünmesiyle elde edilmektedir (Denklem 4.1)

$$PEEQ_{,Index} = \frac{\sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij}^{pl} \varepsilon_{ij}^{pl}}}{\varepsilon_y} = \frac{PEEQ}{\varepsilon_y} \quad (4.1)$$

Terimler,

ε_{ij}^{pl} : Plastik şekil değiştirme bileşenleri

ε_y : Malzemenin akma şekil değiştirme değeri

$PEEQ$: Eşdeğer plastik şekil değiştirme değeri, ε_p

ABAQUS sonlu eleman modellerinde, çatlama ve kırılmaya karşı gelen dayanımın sıfırlanması durumu modellenmemiştir. Analizlerde yapı elemanlarının hasar, çatlak oluşma ve kırılma potansiyelini değerlendirmek için kopma indisi değeri (Rupture Index, RI) kullanılabilir. Kopma indisinin kullanımı, farklı durumlardaki üç eksenli gerilmeler için çeliğin eşdeğer plastik kopma deformasyonu üzerine Hancock ve MacKenzie'nin yapmış olduğu araştırmalara dayanarak geliştirilmiştir. Kopma indisi, elemanın hangi noktalarda çatlayabileceğini veya kırılabileceğini tahmin etmeye yardımcı olur, yani bu indisin yüksek değerlere ulaştığı bölgeler, yapı elemanının kırılma riskinin daha yüksek olduğu bölgeleri işaret eder (Ricles ve diğ, 2003). Kopma indisi (RI) elemanın gerilme dağılımı ve malzeme özellikleri dikkate alınarak denklem 4.2 ile hesaplanır.

$$RI = \frac{\varepsilon_p / \varepsilon_y}{\exp(-1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}})} \quad (4.2)$$

Bu denklemdeki parametreler aşağıdaki gibidir.

ε_p : PEEQ, Plastik eşdeğer şekil değiştirme değeri

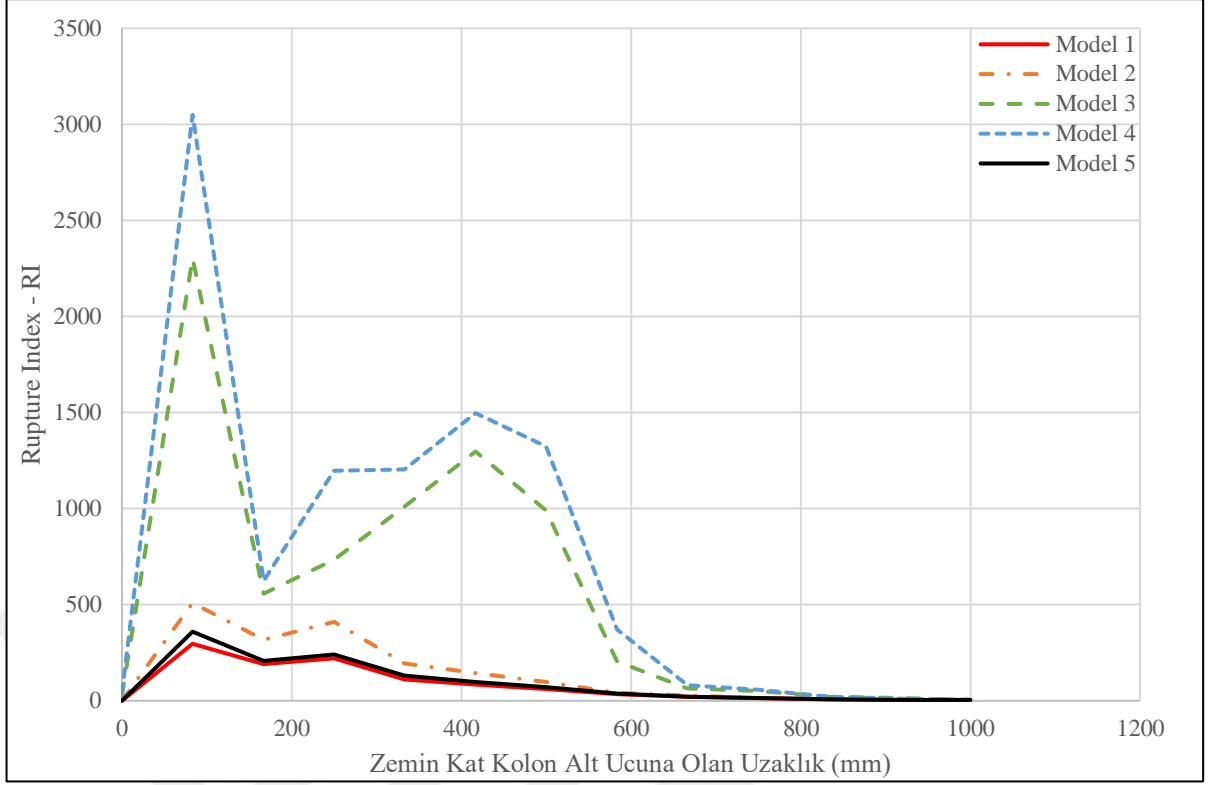
ε_y : Malzemenin akma şekil değiştirme değeri

σ_m : İzotropik basınç değeri

σ_{eff} : Eşdeğer (Von Mises) gerilme değeri

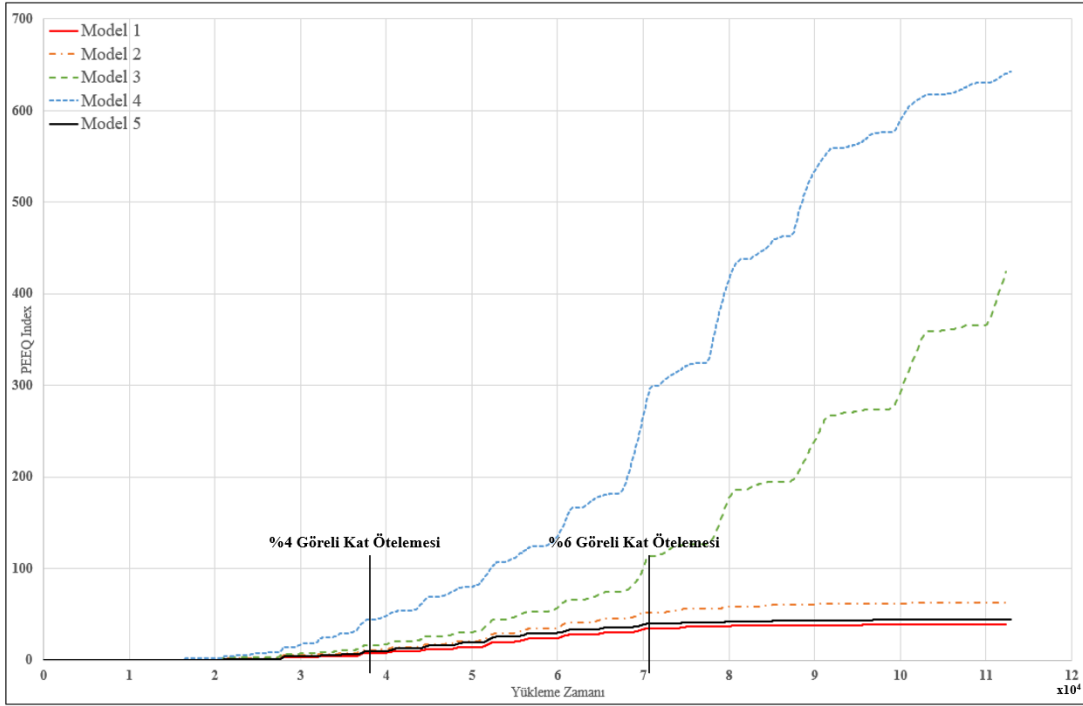
ABAQUS sonlu eleman programında kopma indisi direkt olarak elde edilemez. ε_p , σ_m ve σ_{eff} değerlerinin ABAQUS sonlu eleman analizi sonuçlarından okunmasıyla, yukarıdaki Denklem 4.2 kullanılarak RI indisi hesaplanmaktadır.

Şekil 4.48'de modellerin zemin kat kolon alt ucundan itibaren 1000 mm boyunca ölçülen kopma indisi değerleri (RI) verilmiştir, kopma indisleri kolon üst başlığının üst orta kısmından okunmuştur. Her 5 modelde de zemin kat kolon alt ucundan 1000 mm mesafede kopma indisininin sıfır olduğu, ancak zemin kat kolon alt ucuna yakın olan bölgelerde, güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.0'a yakın olan modellerin kritik seviyelerde kopma indislerine ulaştığı gözlemlenmiştir. Her 5 modelin de maksimum kopma indisi değerlerine, zemin kat kolon alt ucundan yaklaşık olarak 100 mm mesafede ulaştığı gözlemlenmiştir, bu bölgede RI indisi Model 4 için 3000 mertebelerine ulaşırken Model 1 için bu değerin yaklaşık %10'u olan 300 mertebesinde kaldığı saptanmıştır. Zemin kat güçlü kolon-zayıf kiriş oranları 1.5'in altında olan Model 3 ve Model 4'de kopma indisi sınırlı bir bölge içinde ani değişiklikler gösterirken diğer modeller daha düzenli bir değişim göstermektedir.



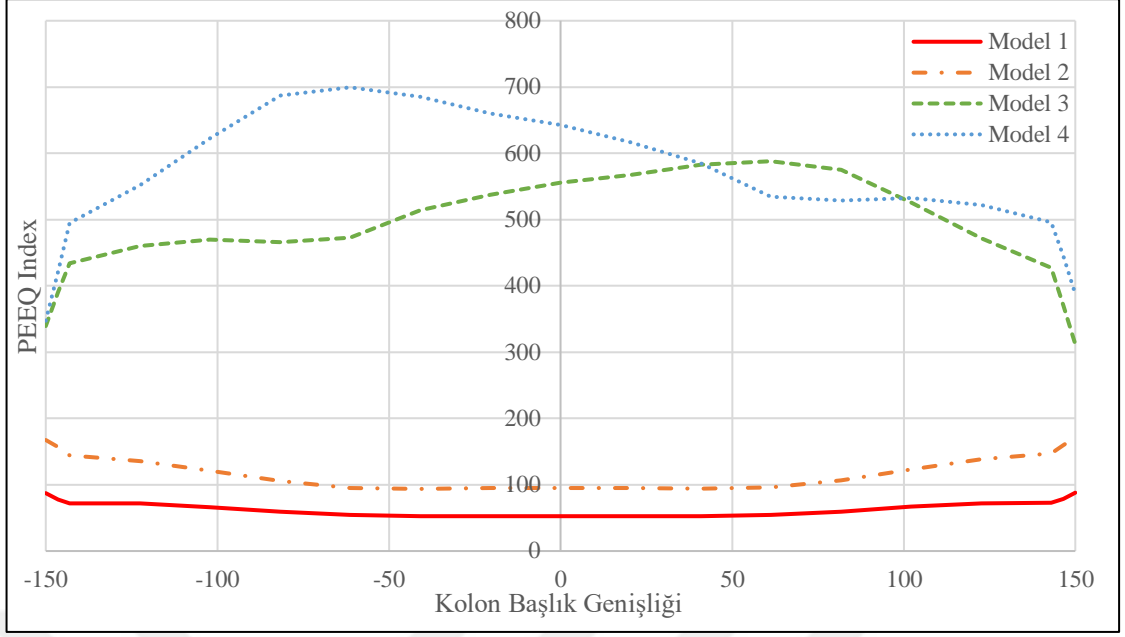
Şekil 4.48 : Kopma indisleri (RI) (Model 1,2,3,4 ve 5).

Kolon alt ucundan yaklaşık olarak kolon enkesit yüksekliği kadar (~450 mm) mesafede ölçülen PEEQ indis değerlerinin yükleme zamanı boyunca değişimi her model için ayrı ayrı olmak üzere, Şekil 4.49’da gösterilmiştir, PEEQ indisleri kolon üst başlığının üst orta kısmından okunmuştur. Şekil 4.49’a göre, özellikle %4 görel kat ötelemesi açısına karşı gelen tepe yerdeğiştirmelerinin ardından, stabilite kayıplarının başlaması ile birlikte modellerin ulaştığı eşdeğer plastik şekil değiştirme indisi değerleri arasındaki farklar belirginleşmektedir. %6 görel kat ötelemesi açısına karşı gelen tepe yerdeğiştirmelerinin ardından ise Model 3 ve Model 4’e ait eğriler düzensiz bir şekilde yüksek değerlere ulaşırken diğer modellerin eğrilerinin daha dengeli bir şekilde ilerlediği ve “100” değerini aşmadığı gözlemlenmektedir. Bu durum zemin kat güçlü kolon-zayıf kiriş oranı değeri 1.0’a yaklaştıkça eğilme etkilerinin kolon alt ucunda artmasında kaynaklanmaktadır.



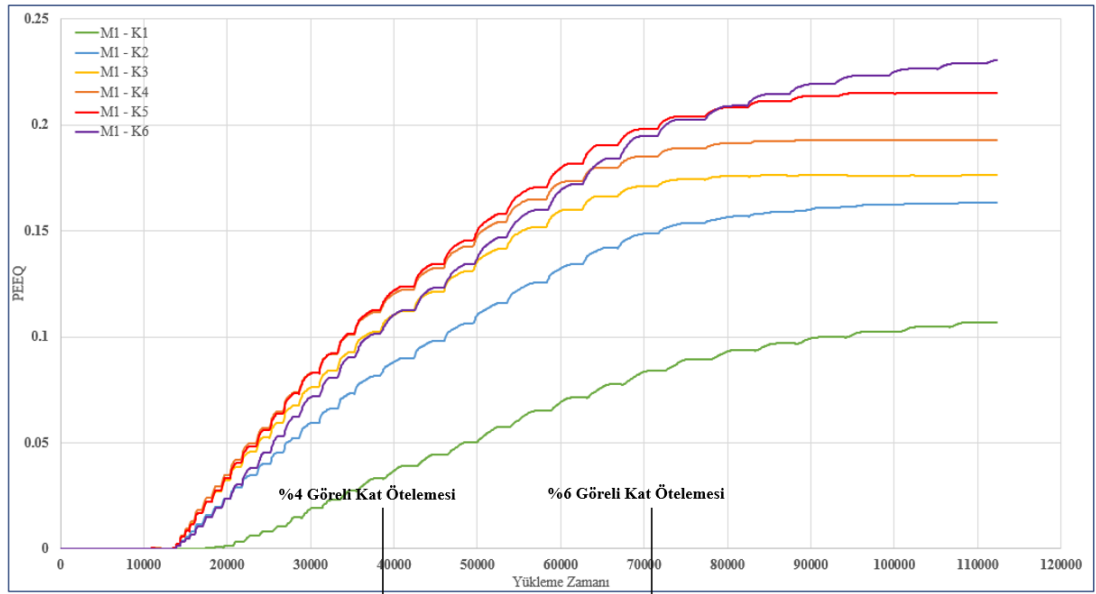
Şekil 4.49 : Yükleme süresince ölçülen PEEQ indisi değerleri (Model 1,2,3,4 ve 5).

Şekil 4.50’de zemin kat kolon alt ucundan yaklaşık olarak kolon enkesit yüksekliği kadar (~450 mm) olan mesafede, kolon üst başlığının üst kısmında başlık enkesit genişliği boyunca ölçülen plastik şekil değiştirme talebinin dağılımı gösterilmiştir. Bu dağılımlar karşılaştırıldığında güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.5’den küçük olan Model 3 ve Model 4’ün diğer modeller gibi simetrik dağılıma sahip olmadığı ve daha kritik değerlere ulaştığı tespit edilmiştir. Plastik şekil değiştirme yoğunluğunun Model 1 ve Model 2 için kenar bölgelerde en fazla, kesit ortasında en az olduğu; Model 3 ve Model 4 için ise kesit ortasında fazla, kenar bölgelerde en az olduğu gözlemlenmiştir.

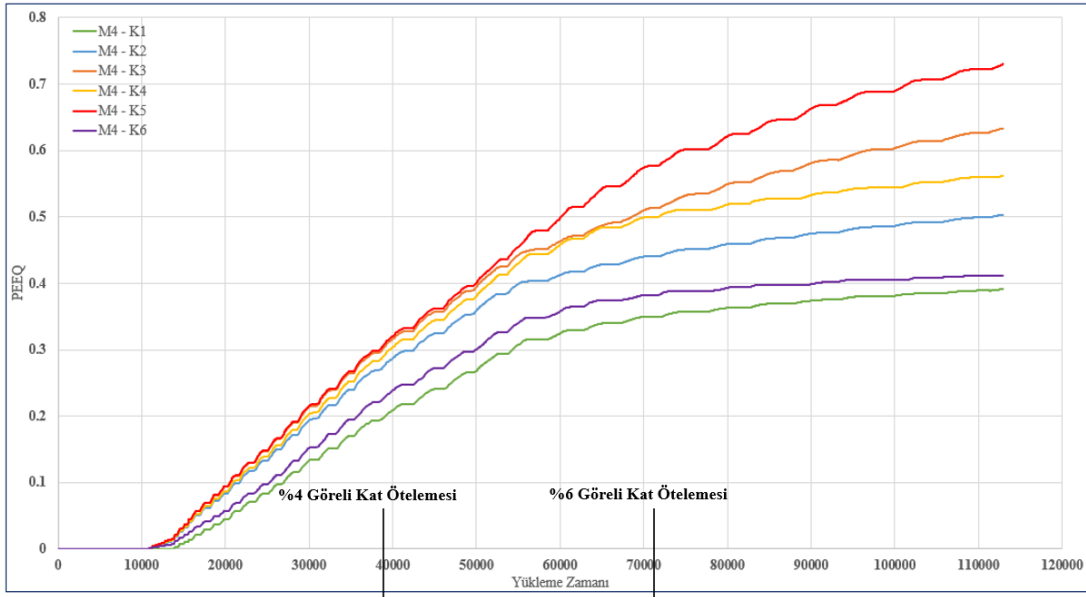


Şekil 4.50 : Kolon başlık genişliği boyunca PEEQ indis değerleri.

Yükleme süresince plastik mafsalsal bölgesinde biriken eşdeğer plastik şekil değiştirme değerleri Model 1 için Şekil 4.51’de, Model 4 için Şekil 4.52’de sunulmuştur. Güçlü kolon-zayıf kiriş oranı azaldıkça ulaşılan nihai PEEQ değerinin arttığı gözlemlenmiştir. Ek olarak eşdeğer plastik şekil değiştirme değerleri Model 1’de kat yüksekliği boyunca düzenli olarak artarken Model 4’ün altıncı katında diğer katların altında kalmıştır.

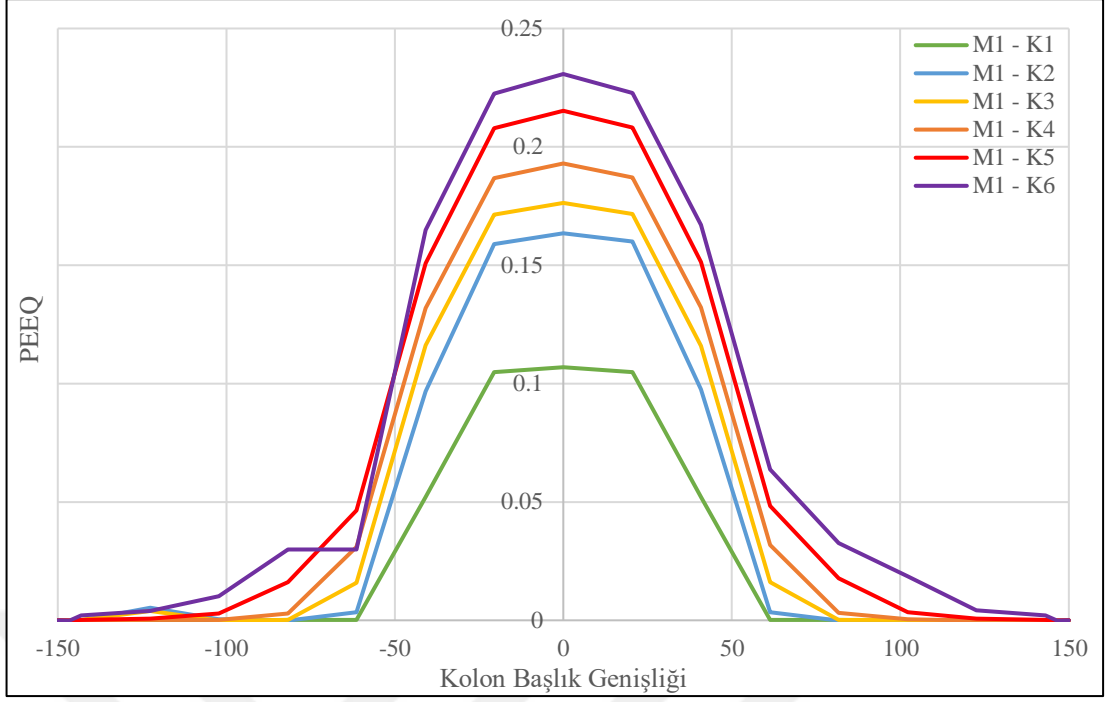


Şekil 4.51 : Model 1 yükleme süresince plastik mafsalsal noktada biriken eşdeğer plastik şekil değiştirme (PEEQ) değerlerinin katlara dağılımı.

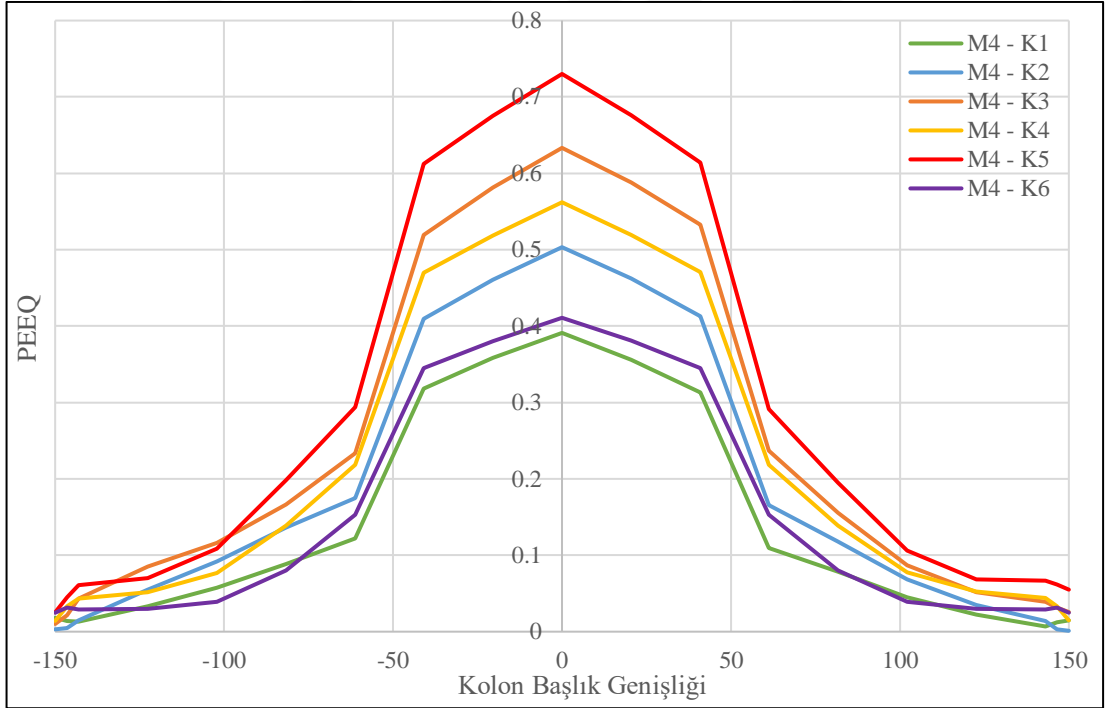


Şekil 4.52 : Model 4 yükleme süresince plastik mafsalsal noktada biriken eşdeğer plastik şekil değiştirme (PEEQ) değerlerinin katlara dağılımı.

Kat hizalarında kolon başlıklarında biriken eşdeğer plastik şekil değiştirme değerleri Model 1 için Şekil 4.53’de; Model 4 için Şekil 4.54’de gösterilmiştir. Daha önce Bölüm 3.5’de belirtildiği üzere, kat hizalarında modellerin düzlem dışı hareketleri engellenecek şekilde sınır koşulları tanımlanmıştır. Her iki modelde de plastik şekil değiştirme yoğunluğunun kesit ortasında en fazla, kenar bölgelerde en az olduğu gözlemlenmiştir. Güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 2.0’dan büyük olan Model 1’de gözlemlenen en büyük PEEQ değerleri 0.25 mertebelerinin altında kalırken Model 4’de yaklaşık 3 katı olan 0.75 mertebelerine yaklaştığı saptanmıştır. Her iki modelde de herhangi bir katın kolon başlıklarında yerel burkulma durumu gözlemlenmemiştir.



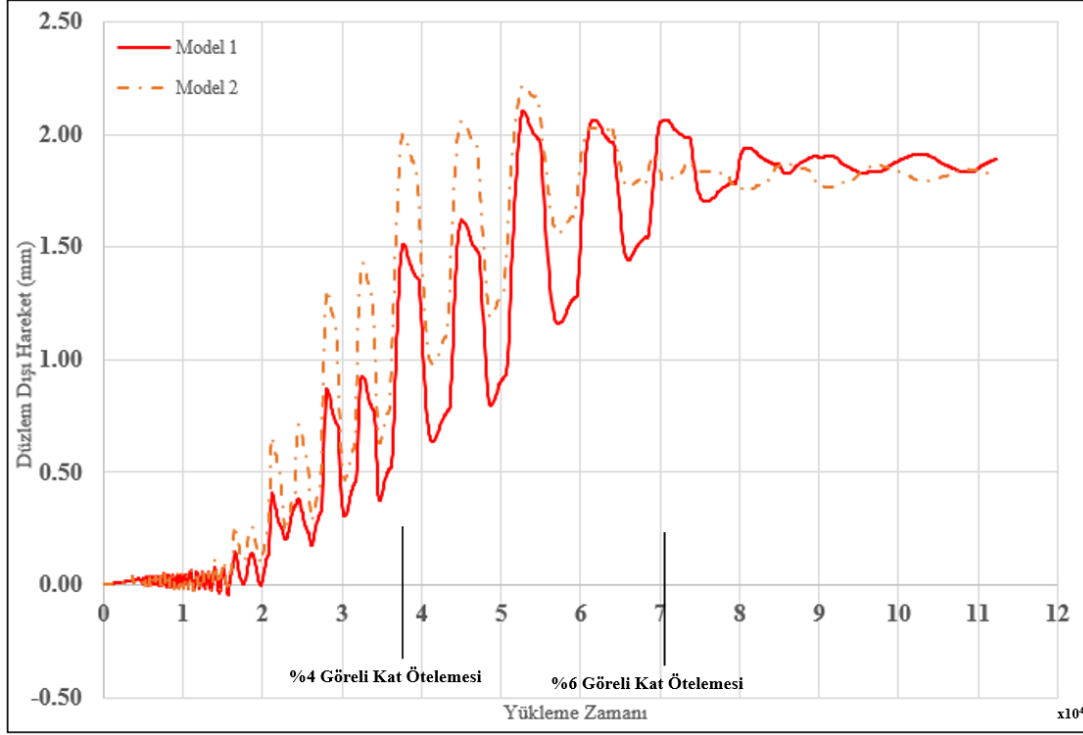
Şekil 4.53 : Model 1 yapı yüksekliği boyunca kat hizalarında kolon başlıklarında gözlemlenen PEEQ değerleri.



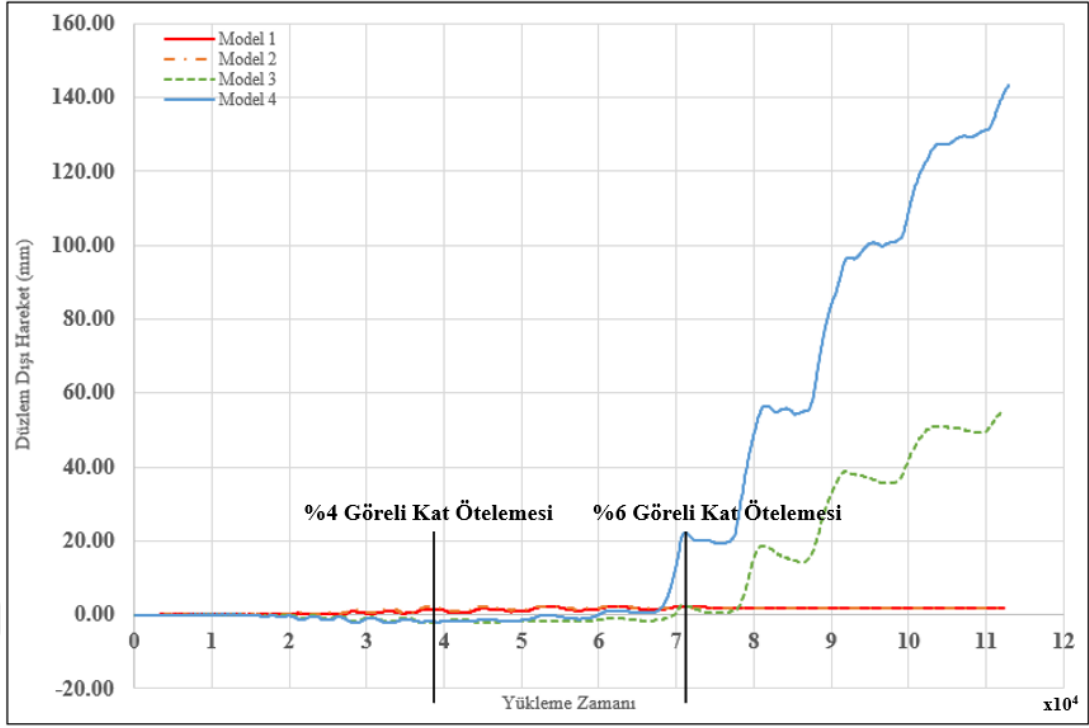
Şekil 4.54 : Model 4 yapı yüksekliği boyunca kat hizalarında kolon başlıklarında gözlemlenen PEEQ değerleri.

Şekil 4.55’de Model 1 ve Model 2’nin, Şekil 4.56’da dört modelin zemin kat kolon alt ucunda, kolon gövdesinin yükleme düzlemine dik doğrultuda yerdeğiştirmeleri

verilmiştir. Model 1 ve Model 2’de yükleme düzlemine dik yerdeğiştirme miktarı milimetrik düzeyde sınırlı kalmakta iken zemin kat güçlü kolon-zayıf kiriş oranı 1.5’den küçük olan Model 3 ve Model 4’te stabilite kayıplarının başlaması ile birlikte yükleme düzlemine dik yerdeğiştirmeler belirginleşmekte ve ileri yükleme aşamalarında ciddi ezilmeler sonucunda sırasıyla yaklaşık olarak 50 mm ve 140 mm üzerinde düzlem dışı yerdeğiştirme meydana geldiği gözlemlenmiştir.



Şekil 4.55 : Yükleme düzlemine dik yerdeğiştirme-zaman eğrisi (Model 1 ve 2).



Şekil 4.56 : Yükleme düzlemine dik yerdeğiştirme-zaman eğrisi (Model 1,2,3 ve 4).



5. SONUÇ VE ÖNERİLER

5.1 Sonuçlar

Bu tez çalışmasında, TBDY 2018 ve ÇYTHYE yönetmelikleri uyarınca tasarımı gerçekleştirilen 6 katlı süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeve taşıyıcı sistemlerinin bir aksı, ilgili çalışmanın amacına uygun biçimde tekrarlı tersinir yükler altında sonlu eleman modelleri ile analitik olarak incelenmiştir. Tipik süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerin farklı güçlü kolon-zayıf kiriş oranlarına sahip kiriş-kolon düğüm noktalarının davranışlarını doğrusal olmayan analizler ile incelemek amaçlanmış ve kuvvet-yerdeğiştirme, eksenel kısalma-yerdeğiştirme ilişkileri elde edilmiş ve kopma indisleri, PEEQ indisleri gibi değerlerin yapı yüksekliği boyunca dağılımları incelenmiştir.

Yapılan analizler ve değerlendirmeler sonucunda, 1.0'a yakın GK/ZK (Model 4) için zemin kat kolon alt ucunda plastik deformasyonların fazla olduğu, yerel burkulma deformasyonların olduğu ve %4 görelî kat ötelemesi açısına karşı gelen tepe deplasmanına ulaştığında kolonda ciddi ezilmeler sonucu eksenel kısalmanın meydana geldiği gözlemlenmiştir. GK/ZK 2.0'dan büyük (Model 1) olması durumunda ise %4 görelî kat ötelemesi açısına karşı gelen durumda plastik deformasyonların büyük oranda kiriş uç bölgelerinde meydana geldiği, yapı yüksekliği boyunca üniform bir şekilde dağıldığı buna karşın zemin kat kolon alt ucunun büyük oranda elastik kaldığı tespit edilmiştir. Modellerin kuvvet-yerdeğiştirme grafikleri incelendiğinde Model 4'ün, Model 1'den daha yüksek kuvvet değerlerine ulaşabildiği gözükmektedir. Ancak grafik detaylı incelendiğinde Model 4'e ait olan eğrinin dayanım kaybı daha belirgin olmakta ve %4 rad mertebelerinde dayanımının çoğunu kaybetmekte, Model 1'in ise dayanım kaybı konusunda daha stabil bir davranış sergilediği gözlemlenmektedir. Model 4'te gözlemlenen bu gevrek davranış plastik deformasyonların zemin kat kolonlarında yoğunlaşması ile kat mekanizması oluşması riskini arttıracakını göstermektedir. Ek olarak zemin kat kolon alt ucundan itibaren 1 m

boyunca kopma indisleri incelendiğinde, GK/ZK oranı azaldıkça enkesitin kopmaya ve çatlama daha yatkın olduğu tespit edilmiştir.

5.2 Öneriler

Tezde incelenen çalışmanın kapsamının genişletilmesi bakımından, belirtilen alanlarda araştırmalar yapılması önerilmektedir;

- Daha yüksek katlı yapılar için benzer çalışmalar yapılarak, güçlü kolon-zayıf kiriş oranının yapı davranışına olan etkisinin araştırılması,
- Sonlu eleman modellerinin ve analiz sonuçlarının doğruluğunu göstermek amacıyla örnek bir yapı modelinin deneysel olarak incelenmesi,
- Süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçeveler için güncel yönetmeliklerde var olan kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun, orta yükseklikte yapıların alt kat düğüm noktaları için gözden geçirilmesi.

KAYNAKLAR

ABAQUS. *Analysis User's Guide*, Hibbit, Karlsson, and Sorenson, Inc, Pawtucket, RI.

ABAQUS. *Getting Started with ABAQUS: Interactive Edition*, Hibbit, Karlsson, and Sorenson, Inc, Pawtucket, RI.

AISC 341-16 (2016). *Seismic provisions for structural steel buildings*, ANSI/AISC 341-16. American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, IL.

Atlayan, O. & Charney, F. A. (2014). Effect of Strong-Column Weak-Beam Ratio and Column Depths on Steel Special Moment Frame Behavior. *Proceedings of The 10th National Conference on Earthquake Engineering (10NCEE)*, Anchorage, Alaska, July 21-25, 2014.

ÇYTHYE (2016). *Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik*. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara, Türkiye.

Elkady, A. & Lignos, D. G. (2012). Dynamic Stability of Deep Slender Steel Columns as Part of Special MRFs Designed in Seismic Regions: Finite Element Modeling.

Elkady, A. & Lignos, D. G. (2013). Collapse Assessment of Steel Moment Resisting Frames Designed with Deep Members. *Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2013 (VEESD 2013)*, Vienna, Austria, August 28-30, 2013.

Elkady, A. & Lignos, D. G. (2014). Modeling of the Composite Action in Fully Restrained Beam-to-Column Connections: Implications in the Seismic Design and Collapse Capacity of Steel Special Moment Frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43 (13):1935-1954.

Imanpour, A., Lignos, D. G., Clifton, C., & Tremblay, R. (2016). Comparison of Seismic Design Requirements For Steel Moment Resisting Frames With Emphasis On

Stability Of Columns In North America, New Zealand, And Europe. *11th Pacific Structural Steel Conference*. Shanghai, China, October 26-28.

Karasu, A., Vatansever, C., & Alçiçek, H.E. (2020). Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çelik Çerçevelerin Kiriş-Kolon Birleşim Bölgelerinde Kolon Başlıklarının Yanal Olarak Desteklenmesi, *The 9th Turkish Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey. June 1-3, 2020.

Lee, H. (1996). Revised Rule for Concept of Strong-Column Weak-Girder Design. *Journal of Structural Engineering*, 122 (4), April 1996.

Lignos, D.G., Krawinkler, H. & Whittaker, A.S. (2008). Shaking Table Collapse Tests of Two Scale Models of a 4-Story Moment Resisting Steel Frame. *Proceedings of The 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, Beijing, China, October 12-17, 2008. p 011.

Medina, R.A. & Krawinkler, H. (2005). Strength Demand Issues Relevant for the Seismic Design of Moment-Resisting Frames. *Earthquake Spectra* 21 (2) 415–439, 2015.

Nakashima, M., Matsumiya, T., Suita, K. & Zhou, F. (2007). Full-Scale Test of Composite Frame Under Large Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering*, 133 (2), February 2007.

Nakashima, M. & Sawaizumi, S. (2000). Column-to-Beam Strength Ratio Required for Ensuring Beam-Collapse Mechanism in Earthquake Responses of Steel Moment Frames. *12th World Conference on Earthquake Engineering*. 2000.

Ricles J. M., Mao, C., Lu L. W., & Fisher J. W. (2003). Ductile details for welded unreinforced moment connections subject to inelastic cyclic loading, *Engineering Structures*, 25, pp. 667-680.

Roeder, C.W., Schneider, S.P. & Carpenter, C.E. (1993). Seismic Behavior of Moment-Resisting Steel Frames: Analytical Study. *Journal of Structural Engineering*, 119 (6), 1866-1884.

Shamszadeh, M.M. & Maleki, S. (2022). Evaluation of Strong Column Weak Beam Criterion in Spliced Columns of Steel Moment Frames. *Results in Engineering*, 14, June 2022.

Suita, K., Yamada, S., Tada, M., Kasai, K., Matsuoka, Y. & Shimada, Y. (2008). Collapse Experiment on 4-Story Steel Moment Frame: Part 2 Detail of Collapse Behavior. *Proceedings of The 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, Beijing, China, October 12-17, 2008. p 011.

TBDY (2018). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği*. Ankara: Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı.

Yamada, S., Suita, K., Tada, M., Kasai, K., Matsuoka, Y. & Shimada, Y. (2008). Collapse Experiment on 4-Story Steel Moment Frame: Part 1 Outline of Test Results. *Proceedings of The 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*. Beijing, China, October 12-17, 2008.

Zareian, F., Lignos, D.G. & Krawinkler, H. (2011). Seismic Design Modification Factors for Steel SMRFs for Uniform Collapse Safety. *Protection of Built Environment Against Earthquakes pp 135–146*.

Zaghi, A.E., Soroushian, S., Itani, A., Maragakis, E.M., Pekcan, G. & Mehrraoufi, M. (2014). Impact of column-to-beam strength ratio on the seismic response of steel MRFs. *Bulletin of Earthquake Engineering, 13*, 635-652.

Wonpakdee, N. & Leelataviwat, S. (2014). Effects of Column Capacity on the Seismic Behavior of Mid-Rise Strong-Column-Weak-Beam Moment Frames. *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, Turkey, August 25-29, 2014.



ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Barış Yüksekaya

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2019, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği