BETONARME ÇERÇEVELERİN TASARIMINDA PERFORMANS TABANLI PLASTİK TASARIM YÖNTEMİNİN ŞEKİL DEĞİŞTİRMEYE GÖRE TASARIM YÖNTEMİYLE KIYASLANMASI

SAYED NEMATULLAH SADAT

T.C.
BURSA ULUDAĞ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME ÇERÇEVELERİN TASARIMINDA PERFORMANS TABANLI PLASTİK TASARIM YÖNTEMİNİN ŞEKİL DEĞİŞTİRMEYE GÖRE TASARIM YÖNTEMİYLE KIYASLANMASI

Sayed Nematullah SADAT
0000-0002-5851-2098

Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER
(Danışman)

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BURSA – 2021
Her Hakkı Saklıdır

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

BETONARME ÇERÇEVELERİN TASARIMINDA PERFORMANS TABANLI PLASTİK TASARIM YÖNTEMİNİN ŞEKİL DEĞİŞTİRMEYE GÖRE TASARIM YÖNTEMİYLE KIYASLANMASI

Sayed Nematullah SADAT

Bursa Uludağ Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER

Performans Tabanlı Plastik Tasarım (PTPT) yöntemi, tasarımın başında hedef ötelenme miktarını ve aynı zamanda mekanizma durumunu tasarım prensipleri olarak kullanan basit ve güçlü bir tasarım metodudur.

Bu çalışmada taşıyıcı sistemi betonarme çerçeveden oluşan binaların tasarımı için, PTPT yöntemi ile 2018 TBDY de deprem etkisi altında bina taşıyıcı sistemlerinin tasarımı için iki temel yaklaşımdan biri olan Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞGDT) yaklaşımının kıyaslanması amaçlanmıştır.

Bu tez kapsamında taşıyıcı sistemi moment aktaran betonarme çerçeveden oluşan 4 ve 8 katlı iki adet prototip bina dikkate alınmıştır. Bu prototip binalar her iki yönteme göre ayrı ayrı tasarlanmışlardır. Bu iki yönteme göre tasarımları yapılan prototip binaların zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılarak iki yönteme göre tasarlanmış binaların performansları kıyaslanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Performans tabanlı plastik tasarım, Şekil değiştirmeye göre tasarım Doğrusal olmayan analiz, Zaman tanım alanında analiz, Betonarme

ABSTRACT

MSc Thesis

COMPARİSON OF PERFORMANCE BASED PLASTİC DESİGN METHOD WİTH DEFORMATION BASED DESIGN METHOD IN THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES

Sayed Nematullah SADAT

Bursa Uludağ University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering

Supervisor: Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER

The Performance Based Plastic Design (PBPD) method is a simple and powerful design method that uses the target drift as well as the yield mechanism state as design principles at the beginning of the design.

In this study, it is aimed to compare the PBPD method and Deformation Based Design Method, which is one of the two basic approaches for the design of building structural systems under the effect of earthquake according to 2018 TBDY, for the design of reinforced concrete frame.

Within the scope of this thesis, two prototype reinforced concrete moment frames with 4 and 8 floors are considered. These prototype frames were designed separately according to both methods. The performances of the buildings, designed according to these two methods were compared by nonlinear dynamic time history analysis.

Key words: Performance-based plastic design, design method, target drift, reinforced concrete, earthquake

TEŞEKKÜR

Bana hayal kurmayı ve bu hayallere ulaşmak için nasıl çalışmam gerektiğini öğreten, bir hocadan daha çok arkadaş gibi davranan ve ilham veren, eğitim dünyasında her zaman kandil gibi kendisini tüketerek başkalarına ışık veren tez danışman hocam Sayın Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER'e ve tezimin her aşamasında bana yardımcı olan Sayın Yük. İnş. Müh. Mehmet Fatih ARAT'a teşekkürlerimi sunarım.

Sayed Nematullah SADAT
12/08/2021

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET....i
ABSTRACT....ii
TEŞEKKÜR....iii
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ....vi
ŞEKİLLER DİZİNİ....x
ÇİZELGELER DİZİNİ....xiii
1. GİRİŞ....1
2. KURAMSAL TEMELLER ve KAYNAK ARAŞTIRMASI....2
2.1. Literatür Taraması....2
2.2. Doğrusal elastik tasarım ve plastik tasarım yaklaşımları....6
2.3. Betonarme moment aktaran çerçeveler için performans tabanlı plastik tasarım yöntemi....7
2.3.1.Tasarım prosedürü....9
2.3.2. İstenilen salınım mekanizması ve hedef ötelenme....9
2.3.3.Tasarım taban kesme kuvveti....10
2.3.4. C_2 faktör yöntemi....14
2.3.5. Tasarım yanal kuvvet dağılımı (P-Δ olmadan)....16
2.3.6. P-Delta etkisine bağlı ek yanal kuvvetler....19
2.3.7. Akması öngörülen elemanların tasarımı....20
2.3.8. Elastik bölgede kalacak elemanların tasarımı....24
2.4. Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı....28
2.4.1. Yapısal elemanlarda hasar sınırları ve bölgeleri....28
2.4.2. Binanın deprem performans düzeyleri....29
2.4.3. Yeni betonarme bina elemanları için izin verilen şekildeğiştirme ve iç kuvvet sınırları....30
2.4.4. Mevcut binaların deprem performansının belirlenmesi....32
2.4.5. Mevcut betonarme binalarda sınırlı hasar performans düzeyi....32
2.4.6. Mevcut betonarme binalarda kontrollü hasar performans düzeyi....32
2.4.7. Mevcut betonarme binalarda göçmenin önlenmesi performans düzeyi....33
2.4.8. Göçme durumu....33
3. MATERYAL ve YÖNTEM....34
3.1. Prototip binaların bilgileri....34
3.1.1. Geometrik bilgiler....34
3.1.2. Malzeme ve zemin bilgileri....39
3.1.3. Deprem verileri....40
3.1.3. Düşey yükler....41
3.2. Prototip Binaların Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı İle Tasarımı....42
3.2.1. Prototip binaların dayanıma göre ön tasarımı....42
3.2.2. Statik itme analizi ile sistem performansının belirlenmesi....66
3.3. Prototip Binaların Performans Tabanlı Plastik Tasarım Yöntemine Göre Tasarımı....76
3.3.1. Yanal kuvvet dağılımının belirlenmesi....76
3.3.2. Taban kesme kuvvetinin belirlenmesi....77
3.3.3. Akması öngörülen elemanların tasarımı....78
3.3.4. Doğrusal elastik davranması gereken elemanların tasarımı....85

3.4. Tasarımları PTPT, ŞDGT Yöntemlerine Göre Yapılmış Prototip Binaların Performans Analizleri 95
3.4.1. Prototip binaların statik itme analizi 95
3.4.2. Prototip binaların zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri . 102
4. BULGULAR 106
4.1. Boyuna donatı ağırlıkların kıyaslanması 106
4.2. Yanal yük dağılımlarının kıyaslanması 111
4.3. İtme eğrilerinin karşılaştırılması 112
4.4. Göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması 114
4.5. Kat Kesme Kuvvetlerinin Karşılaştırılması 120
5. SONUÇ (TARTIŞMA ve SONUÇ) 129
KAYNAKLAR 130
EKLER 132
EK 1 133
EK 2 141
ÖZGEÇMİŞ 143

SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	Açıklama
A_{sh}	Enine donatı alanı (dikdörtgen kesit) [mm^2]
b_k	Çekirdek boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık) [mm]
C_2	Hedeflen tasarım ötelenmeninin değiştirme katsayısı (FEMA 440)
E_e	Yapıyı hedef ötelemeye itmek için gereken enerjinin elastik bileşenleri
E_p	Yapıyı hedef ötelemeye itmek için gereken enerjinin plastik bileşenleri
E	Toplam enerji
E_c	Enerji spektrum yöntemi için enerji kapasitesi
F_i	i. Kattaki yanal kuvvet
F_n	yapının en üst seviyesinde n yanal kuvvet
F_L	Toplam gerekli yanal kuvvet
F_S	Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
F_1	1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
f '$_c$	Betonunun karakteristik dayanımı
$F_{i\text{-}PD}$	i. kattaki P- Delta yanal kuvvetın etikisi
f_{ck}	Betonun karakteristik basınç dayanımı [MPa]
f_y	Taşıyıcı sistemin akma dayanımı
f_{ye}	Çeliğin ortalama (beklenen) akma dayanımı [MPa]
f_{yk}	Çeliğin karakteristik akma dayanımı [MPa]
f_{ywe}	Enine donatının ortalama (beklenen) akma dayanımı [MPa]
g	Yer çekimi ivmesi [g = 9.81 m/s^2]
h_j	j. Katın temel seviyesinden yüksekliği
h_n	n. Katın (en üst kat) temel seviyesinden yüksekliği
h_1	Yapının birinci kat yüksekliği
I	Bina önem katsayısı
L'	Kirişteki plastik mafsallar arasındaki mesafe
L	Kirişlerin kolon merkezinden kolon merkezine uzaklığı
M	Toplam kütle
M_{pr}	Kat kirişlerinin plastik mafsal bölgelerinde oluşabilecek en büyük momenti
M_i	i. Kattaki sismik kütle
M_{pbi}	i. Kattaki kirişin gerekli plastik moment dayanımı
M_{pbr}	Kirişlerin referans plastik momenti
M_{pc}	Yapının tabanındaki kolonların plastik momenti
m	kütle
P_u	Eksenel Kuvvet
R	Deprem azaltma katsayısı
R_μ	Süneklik azaltma katsayısı
R_μ^*	C_2 katsayısı yöntemi ile değiştirilmiş süneklik azaltma katsayısı
s	Sargı donatısı aralığı [m]
S_{ae} (T)	Yatay elastik tasarım spektral ivmesi [g]
S_{aeD}(T)	Düşey elastik tasarım spektral ivmesi [g]
S_{de} (T)	Yatay elastik tasarım spektral yerdeğiştirmesi [m]
S_{DS}	Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
S_{D1}	1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]

S_S	Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
S_1	1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
T	Doğal titreşim periyodu [s]
T_A	Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
T_B	Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
T_L	Yatay elastik tasarım spektrumunda sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu [s]
$T_p^{(x)}$	(X) deprem doğrultusunda binanın hakim doğal titreşim peri yodu [s]
$T_p^{(y)}$	(Y) deprem doğrultusunda binanın hakim doğal titreşim peri yodu [s]
T_{pA}	Amprik olarak hesaplanan hakim doğal titreşim periyodu [s]
u_r	Çatı yer değiştirme
V_i	i. Kattaki kat kesme kuvveti
V_n	n. Kattaki (en üst kat) kat kesme kuvveti
V	Toplam taban kesme kuvveti
V^*	Bir çerçeve için tasarım taban kesme kuvveti
w_j	j. Kattaki sismik ağırlık
w_n	n. Kattaki (en üst kat) sismik ağırlık
W	Yapının toplam sismik ağırlığı
$W_{k.ü.y}$	kirişe döşemeden payına gelen yayılı yük (g+0,3q)
α	Tasarım tabanı kesme kuvveti parametresi
βi	Kat kesme kuvveti dağılım katsayısı
Δ	Yanal ötelenme
Δ_y	Akma ötelenme
Δ_{eu}	C_{eu}'ya karşılık gelen maksimum elastik ötelenme
δ_s	Moment büyüteci (ACI 318)
γ	Enerji modifikasyon katsayısı
γ^*	C_2 katsayı yöntemi ile modifiye edilmiş enerji modifikasyon katsayısı modifikasyon katsayısı
ρ	Boyuna donatı oranı (Çekme donatı oranı)
ρ'	Basınç donatı oranı
μ_s	Süneklik
μ_s^*	C_2 katsayı yöntemi ile modifiye edilmiş süneklik
θ_p	Plastik dönme, Elastik olmayan ötelenme
θ_u	Hedef tasarım ötelenmesi
θ_u^*	C_2 katsayı yöntemi ile değiştirilmiş hedef tasarım ötelenmesi
θ_y	Akma ötelenmesi
ϕ_y	Akma eğriliği [m^{-1}]
ϕ_u	Göçme öncesi eğrilik [m^{-1}]
$\theta_p^{(KH)}$	Kontrollü hasar performans düzeyi için izin verilen plastik dönme sınırı [rad]
$\theta_p^{(GÖ)}$	Göçmenin önlenmesi performans düzeyi için izin verilen plastik dönme sınırı [rad]
$\theta_p^{(SH)}$	Sınırlı hasar performans düzeyi için izin verilen plastik dönme sınırı [rad]
ξ	Kirişin dayanım fazlalığı katsayısı
$\varepsilon_c^{(GÖ)}$	Göçmenin önlenmesi performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalması sınırı

$\varepsilon_s^{(GÖ)}$	Göçmenin önlenmesi performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim Şek"ildeğiştirmesi sınırı
$\varepsilon_c^{(KH)}$	Kontrollü hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalması sınırı
$\varepsilon_c^{(SH)}$	Sınırlı hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalması Sınırı
$\varepsilon_s^{(KH)}$	Kontrollü hasar performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi sınırı
$\varepsilon_s^{(SH)}$	Sınırlı hasar performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi sınırı
ε_{su}	Maksimum dayanıma karşı gelen donatı birim uzaması

Kısaltmalar	**Açıklama**
DGT	Dayanıma Göre Tasarım
ŞDGT	Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım
PTPT	Performans Tabanlı Plastik Tasarım
TDTH	Türkiye deprem Tehlike Haritası
EP-TSDS	Elastik-Plastik Tek Serbestlik Dereceli Sistem
SH	Sınırlı Hasar
KH	Kontrollü Hasar
GÖ	Göçme Öncesi
BKS	Bina Kullanım Sınıfı
DTS	Deprem Tasarım Sınıfı
BYS	Bina Yükseklik Sınıfı
BMAÇ	Betonarme Moment Aktaran Çerçeve
ÇMAÇ	Çelik Moment Aktaran Çerçeve
ÇDMÇÇ	Çelik Dış Merkez Çaprazlı Çerçeve
ÇMAKK	Çelik Moment Aktaran Kafes Kiriş
ÇMÇÇ	Çelik Merkezi Çaprazlı Çerçeve
RDA	Rijitlik ve Dayanım Azalması
EMP	Elastik Mükemmel Plastik
AÖET	Akması Öngörülen Elemanların Tasarımı
ZYE	Zemin-Yapı Etkileşimi

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa

Şekil 2.1. Performans tabanlı plastik tasasrım kavramı. 8
Şekil 2.2. Yanal kuvvet altında Moment aktaran çerçevede mekanizma durumu (salınım mekanizması). 10
Şekil 2.3. (a) Rμ ile μs arasındaki ilişki (Newmark ve Hall (1982)) (b) enerji modifikasyon katsayısı (γ) ile yapının doğal titreşim periyodu (T) arasındaki ilişki (Lee ve Goel (2001)). 12
Şekil 2.4. Farklı dayanım azaltma faktörleri (R) için B, C ve D zemin sınıflarında kaydedilen zemin hareketleriyle hesaplanan RDA'nin EMP modellerine ortalama yer değiştirme oranı (C2), (Liao 2010). 15
Şekil 2.5. Farklı depremler altında kat kesme kuvvetlerinin tepe kat kesme kuvvetlerine oranları (Arat 2020). 16
Şekil 2.6. Doğrudan P-Delta yönteminde kolon ağacı ve P-Δ kolonu 19
Şekil 2.7. P-Delta etkisine bağlı ek yanal kuvvetler $F_{i\text{-}PD}$ 20
Şekil 2.8. Salınım mekanizma durumu 21
Şekil 2.9. İlk kattaki yumuşak kat mekanizma durumu 23
Şekil 2.10. Dış kolon ağacının serbest cisim diyagramı 24
Şekil 2.11. PTPT akış diyagramı: Taban kesme kuvvetinin ve yanal yük dağılımının belirlenmesi 26
Şekil 2.12. Betonarme moment aktaran çerçeveleri için PTPT akış diyagramı: eleman tasarımı 27
Şekil 2.13. Kesitlerde belirtilen hasar bölgeleri 29
Şekil 2.14. Yapı performans hedefleri (Darılmaz 2018) 30
Şekil 3.1. 4 Katlı yapının şematik plan görünüşü. 35
Şekil 3.2. 4 Katlı yapının şematik kat yükseklikleri (A-A Kesit). 36
Şekil 3.3. 4 Katlı yapının üç boyutlu genel sistem görünüşü 36
Şekil 3.4. 8 Katlı yapının şematik plan görünüşü. 37
Şekil 3.5. 8 Katlı yapının şematik kat yükseklikleri (A-A Kesit). 38
Şekil 3.6. 8 Katlı yapının üç boyutlu genel sistem görünüşü 39
Şekil 3.7. 4 ve 8 katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış yapıların koordinatına ait deprem yatay elastik tasarım spektrumu 41
Şekil 3.8. 4 Katlı prototip binanın 3-3 aksında analizden elde edilen tasarım momentleri ile seçilen eğilme donatıları. 59
Şekil 3.9. 4 Katlı prototip binanın 3-3 aksında birinci kattaki S104 kolonun tasarımdan elde edilen boyuna ve enine donatı 61
Şekil 3.10. 8 Katlı prototip binanın 3-3 aksında analizden elde edilen tasarım momentleri ile seçilen eğilme donatıları 63
Şekil 3.11. 8 Katlı prototip binanın 3-3 aksında birinci kattaki S104 kolonun tasarımdan elde edilen boyuna ve enine donatıları 65
Şekil 3.12. SAP 2000 programında 4 katlı prototip binanın 1. Kat kirişlerinde tanımlanan plastik mafsalın tanımı 66
Şekil 3.13. SAP 2000 programında 8 katlı prototip binanın 1. Kat kirişlerinde tanımlanan plastik mafsal tanımı 67
Şekil 3.14. 4 Katlı prototip binanın kolonlarında tanımlanan P-M2-M3 plastik mafsal tanımı 68
Şekil 3.15. 8 Katlı prototip binanın kolonlarında tanımlanan P-M2-M3 plastik mafsal özellikleri 68

Şekil 3.16. 4 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi 69
Şekil 3.17. 4 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktası 70
Şekil 3.18. 4 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar. 71
Şekil 3.19. 8 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi 72
Şekil 3.20. 8 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktası 73
Şekil 3.21. 8 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar 74
Şekil 3.22. 4 Katlı PTPT göre tasarlanmış prototip binanın donatı detayı (3-3 aksı).....82
Şekil 3.23. 8 Katlı PTPT göre tasarlanmış prototip binanın donatı detayı (3-3 aksı).....84
Şekil 3.24. İç ve dış kolonlarda kolon ağacı yönteminin uygulanışı 85
Şekil 3.25. 4 Katlı prototip binanın kolon ağacı yöntemine göre sonuçlar.(a) dış kolon (b) iç kolon 88
Şekil 3.26. 8 Katlı prototip binanın kolon ağacı yöntemine göre sonuçlar.(a) dış kolon (b) iç kolon.....90
Şekil 3.27. PTPT yöntemine göre tasarlanmış 4 katlı prototip binanın S104 kolonunun boyuna ve enine donatıları (Dış kolon).....92
Şekil 3.28. PTPT yöntemine göre tasarlanmış 8 katlı prototip binanın S104 kolonunun boyuna ve enine donatıları (Dış kolon).....94
Şekil 3.29. 4 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi 96
Şekil 3.30. 4 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasının belirlenmesi 96
Şekil 3.31. 4 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar 97
Şekil 3.32. 8 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi 98
Şekil 3.33. 8 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasının belirlenmesi 99
Şekil 3.34. 8 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar 100
Şekil 3.35. 313 Nolu deprem kaydının ölçeklendirilmiş hali.....103
Şekil 3.36. 313 Nolu deprem kaydının ölçeklendirilmemiş hali.....103
Şekil 3.37. 313 Nolu kaydın ölçeklenmemiş spektrum eğrisi.....104
Şekil 3.38. 313 Nolu kaydın ölçeklenmiş spektrum eğrisi.....104
Şekil 3.39. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi parametreleri. ...105
Şekil 4.1. 4 Katlı prototip binanın için belirlenen TBDY ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılımı 111
Şekil 4.2. 8 Katlı prototip binanın için belirlenen TBDY ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılımı 112
Şekil 4.3. 4 Katlı prototip binanın için itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri 113
Şekil 4.4. 8 Katlı prototip binanın için itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri 114
Şekil 4.5. ŞDGT yöntemine göre tasarlanan 4 prototip binanın maksimum göreli kat ötelenme değerleri.....115
Şekil 4.6. PTPT yöntemi ile tasarlanmış 4 prototip binanın maksimum göreli kat ötelenme değerleri.....115
Şekil 4.7. 4 Katlı binanın göreli kat ötelenme değerlerin ortalamaları 116

Şekil 4.8. ŞDGT yöntemi ile tasarlanmış 8 katlı prototip binanın maksimum göreli kat ötelenme değerleri 117
Şekil 4.9. PTPT yöntemi ile tasarlanmış 8 katlı prototip binanın maksimum göreli kat ötelenme değerleri 118
Şekil 4.10. 8 Katlı prototip binanın göreli kat ötelenme değerlerin ortalamalar..... 119
Şekil 4.11. PTPT yöntemine göre tasarlanan 4 katlı prototip binada farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvet dağılımları 120
Şekil 4.12. ŞDGT yöntemine göre tasarlanan 4 katlı prototip binada farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvet dağılımları..... 121
Şekil 4.13. PTPT yöntemine göre tasarlanan 8 katlı prototip binanın deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvveti dağılımları 122
Şekil 4.14. ŞDGT yöntemine göre tasarlanan 8 katlı prototip binanın deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvveti dağılımları 123
Şekil 4.15. PTPT yöntemine göre tasarlanan 4 katlı prototip binanın kat kesme kuvvetleri 124
Şekil 4.16. ŞDGT yöntemine göre tasarlanan 4 katlı prototip binanın kat kesme kuvvetleri 124
Şekil 4.17. PTPT yöntemine göre tasarlanan 8 katlı prototip binanın kat kesme kuvvetleri 125
Şekil 4.18. ŞDGT yöntemine göre tasarlanan 8 katlı prototip binanın kat kesme kuvvetleri 126
Şekil 4.19. 8 katlı tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri 127
Şekil 4.20. 4 Katlı tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri 128
Şekil EK1.1. Kirişin kesme tasarımın prensibi 136
Şekil EK1.2. 4 Katlı yapıda S104 kolonun tasarım özet raporu 139

ÇİZELGELER DİZİNİ

Sayfa

Çizelge 2.1. Dayanım azaltım faktörü (Rμ) ve buna karşılık gelen yapı periyod aralıkları (Newmark ve Hall (1982) 12
Çizelge 2.2. Çeşitli yapı sistelerine göre varsayılan akma ötelenme oranları 13
Çizelge 2.3. R ve T 'ye bağlı olarak C_2 faktörünün değerleri 15
Çizelge 3.1. Yapılara ait koordinat ve zemin bilgileri 40
Çizelge 3.2. Yapıların koordinatına ait deprem parametreleri 40
Çizelge 3.3. Yapılara etkiyen düşey yükler 41
Çizelge 3.4. Tez kapsamındaki 4 katlı yapının kiriş, kolon ön boyotları, kat alanı ve kat yüksekliği 43
Çizelge 3.5. Tez kapsamındaki 8 katlı yapının kiriş, kolon ön boyotları, kat alanı ve kat yüksekliği 44
Çizelge 3.6. 4 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri 44
Çizelge 3.7 8 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri 45
Çizelge 3.8. 4 Katlı prototip binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri 47
Çizelge 3.9. 8 katlı prototip binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri 48
Çizelge 3.10. 4 ve 8 katlı prototip binanın tasarımında kullanılan yük birleşimleri 50
Çizelge 3.11. 4 Katlı prototip binanın (X) Doğrultusundaki göreli kat ötelenme kontrolü 52
Çizelge 3.12. 8 Katlı prototip binanın (X) Doğrultusundaki göreli kat ötelenme kontrolü 52
Çizelge 3.13. 4 Katlı prototip binanın ikinci mertebe gösterge değerleri 54
Çizelge 3.14. 8 Katlı prototip binanın ikinci mertebe gösterge değerleri 54
Çizelge 3.15. 4 Katlı prototip binanın burulma düzensizliği katsayıları 56
Çizelge 3.16. 8 Katlı prototip binanın burulma düzensizliği katsayıları 56
Çizelge 3.17. 4 Katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki rijitlik düzensizliği kontrolü 57
Çizelge 3.18. 8 Katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki rijitlik düzensizliği kontrolü 57
Çizelge 3.19. 4 Katlı prototip binanın kiriş kesitlerinin tasarım detayları 58
Çizelge 3.20. 4 Katlı prototip binanın kolon kesitlerinin tasarım detayları 60
Çizelge 3.21. 8 Katlı prototip binanın kiriş kesitlerinin tasarım detayları 62
Çizelge 3.22. 8 Katlı prototip binanın kolon kesitlerinin tasarım detayları 64
Çizelge 3.23. 4 katlı prototip binanın kapasite eğrisi dönüşümü 69
Çizelge 3.24. 4 Katlı prototip binanın kiriş eleman hasar durumları 71
Çizelge 3.25. 4 Katlı prototip binanın kolon eleman hasar durumları 72
Çizelge 3.26. 8 Katlı prototip binanın kapasite eğrisi dönüşümü 73
Çizelge 3.27. 8 Katlı prototip binanın kiriş eleman hasar durumları 75
Çizelge 3.28. 8 Katlı prototip binanın kolon eleman hasar durumları 75
Çizelge 3.29. 4 ve 8 Katlı PTPT yapılar için önemli tasarım parametreleri 76
Çizelge 3.30. 4 Katlı prototip binanın yanal yük dağılım katsayıları 77
Çizelge 3.31. 8 Katlı prototip binanın yanal yük dağılım katsayıları 77
Çizelge 3.32. 4 ve 8 Katlı prototip binanın PTPT yönteminde kullanılacak parametre değerleri 78
Çizelge 3.33. 4 Katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri 79
Çizelge 3.34. 8 Katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri 80

Çizelge 3.35. 4 Katlı PTPT betonarme prototip binanın kiriş kesitlerinin tasarım detayları 81
Çizelge 3.36. 8 Katlı PTPT betonarme prototip binanın kiriş kesitlerinin tasarım detayları 83
Çizelge 3.37. 4 Katlı prototip binanın mekanizma durumundaki iç ve dış kolona etkiyen yanal yükler ve kesme kuvvetleri 87
Çizelge 3.38. 8 Katlı prototip binanın mekanizma durumundaki iç ve dış kolona etkiyen yanal yükler ve kesme kuvvetleri 87
Çizelge 3.39. 4 Katlı prototip binanın mekanizma durumunda kolonlarda oluşacak moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvvet değerleri 88
Çizelge 3.40. 8 Katlı prototip binanın mekanizma durumunda kolonlarda oluşacak moment ve eksenel kuvvet değerleri 89
Çizelge 3.41. 4 Katlı PTPT betonarme prototip binanın kolonların tasarım detayları ... 91
Çizelge 3.42. 8 Katlı PTPT prototip binanın kolon kesitlerinin tasarım detayları 93
Çizelge 3.43. 4 katlı prototip binanın kiriş eleman hasar durumları 97
Çizelge 3.44. 4 katlı prototip binanın kolon eleman hasar durumları 98
Çizelge 3.45. 8 katlı prototip binanın kiriş eleman hasar durumları 101
Çizelge 3.46. 8 katlı prototip binanın kolon eleman hasar durumları 101
Çizelge 3.47. 4 ve 8 Katlı prototip bina için belirlenen deprem kayıtları 102
Çizelge 4.1. Kiriş ve kolonlara yerleştirilecek boyuna donatıların ağırlıkları ve karşılaştırılması (PTPT/ŞDGT). 106
Çizelge 4.2. 4 Katlı prototip bina için ŞDGT ve PTPT yöntemi ile elde edilen kirişlerin en kesitleri ve donatı oranları. 107
Çizelge 4.3. 8 Katlı prototip bina için ŞDGT ve PTPT yöntemi ile elde edilen kirişlerin en kesitleri ve donatı oranları. 108
Çizelge 4.4. 4 Katlı prototip bina için ŞDGT ve PTPT yöntemi ile elde edilen iç ve diş kolonların en kesitleri ve donatı oranları 109
Çizelge 4.5. 8 Katlı prototip bina için ŞDGT ve PTPT yöntemi ile elde edilen iç ve diş kolonların en kesitleri ve donatı oranları 110
Çizelge 4.6. ŞDGT ve PTPT ‘e göre tasarlanmış binaların dayanım fazlalığı oranları 114

1. GİRİŞ

Mevcut yönetmeliklere göre tasarlanan sünek yapıların güçlü depremlere maruz kaldıklarında doğrusal elastik olmayan büyük deformasyonlara maruz kalacakları varsayılmasına rağmen, dünya genelinde mevcut sismik tasarım, genellikle doğrusal elastik analiz yöntemini esas almaktadır. Bu tasarım yönteminde gerekli dayanım ve şekil değiştirme taleplerini belirlemek için öngörülen eşdeğer statik tasarım kuvvetleri için bir doğrusal elastik analiz yapılır. Bu yaklaşımda tasarım depreminde yapının doğrusal olmayan davranışı dolaylı olarak dikkate alınır. Doğrusal elastik analiz azaltılmış deprem yükleri altında yapılır. Bu tasarım yaklaşımlarında yapının mekanizma durumu ve global ötelenme miktarı tasarım yapıldıktan sonra elde edilebilir. Mekanizma durumunda oluşabilecek kötü senaryolarda veya deformasyon değelerinin istenmeyen miktara ulaştığı durumlarda tasarım tekrarlanmalıdır.

Bu yaklaşımın aksine performans tabanlı plastik tasarım yaklaşımı doğrusal elastik olmayan yapısal davranışı doğrudan dikkate alan ve pratik olarak ilk tasarımdan sonra hiç tekrarlama gerektirmeyen veya çok az tekrar gerektiren eksiksiz bir tasarım metodudur. Bu yaklaşımda yapının mekanizma durumu ve tasarım depreminde oluşmasını beklediğimiz hedef ötelenme değeri tasarımın başında işin içine dahil edilir ve tasarım bittikten sonra herhangi bir değerlendirmeye ihtiyaç duyulmaz.

Uygun dayanım ve süneklik ile önceden seçilmiş bir akma mekanizmasına uygulanan enerji dengesi kavramını kullanarak, PTPT yöntemi ile tasarlanan yapılar, güçlü deprem yer hareketleri altında daha öngörülebilir yapısal performans elde edilebilir. Tasarımın ilk başından itibaren belirli hasar seviyeleri için anahtar performans sınırı durumları olarak istenen bir salınım mekanizmasının ve hedef ötelenmesinin seçilmesi önemlidir. PTPT yöntemi ile tasarımı yapılan yapı hem hedeflenen mekanizma durumuna hem de hedef ötelenme değerlerine ulaşır. Bu yüzden tasarımdan sonra yönetmeliklerdeki gibi herhangi bir ötelenme veya mekanizma durumunu kontrol edilmesine ihtiyaç yoktur.

2. KURAMSAL TEMELLER ve KAYNAK ARAŞTIRMASI

2.1. Literatür Taraması

Bu bölümde tez konusu ile ilgili daha önce yapılan araştırmaların sonuçları belirtilecektir.

Aksoylu ve Özer (2007) bu araştırmada, betonarme yapı sistemlerinin dış yükler etkisi altındaki doğrusal olmayan davranışlarının dikkate almak üzere, sismik performanslarının değerlendirilmesi ve taşıma kapasitelerinin belirlenmesi amacıyla kullanılmak için, bir artımsal analiz yaklaşımı geliştirilmiştir. Bu yaklaşımda betonarme yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışı ve geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisini gösterilmiştir.

Liao ve Goel (2010) bu makalede, moment aktaran betonarme yapılarına PTPT yaklaşımının uygulanmasını sunmuşturlar. Söz konusu olan çalışma için ATC 63 projesinde kullanılan, ACI 318-05 ve ASCE / SEI 7-05 kurallarına uyacak şekilde tasarlanmış 4 referans moment aktaran betonarme çerçeve (4, 8, 12 ve 20 katlı) seçilmiştir. Bu çerçeveler daha sonra PTPT yaklaşımı ile yeniden tasarlanmıştır. Değerlendirme amacıyla, çerçeveler, elastik olmayan itme ve zaman alanı analizlerine tabi tutulmuştur. Sonuçlar, bu çerçevelerinin, hedeflenen akma mekanizmaları ve hedef öteleme dahil olmak üzere istenen tüm performans amaçlarını karşıladığını gösterilmiştir. Dolayısıyla PTPT yaklaşımının betonarme yapılarına başarılı bir şekilde uygulanabileceğini gösterilmiştir.

Lio,W.C.(2010) bu tezde, PTPT yaklaşımının moment aktaran betonarme yapılarına başarıyla uygulanabileceğini göstermiştir. betonarme yapıları, karmaşık ve histeretik davranışları nedeniyle özel bir zorluk oluşturur. Histeretik davranışı hesaba katmak için, tasarım taban kesme kuvvetini belirleme sürecinde FEMA 440 C_2 faktör yaklaşımı kullanılmıştır. Bu çalışma için FEMA P695'de kullanılan dört referans moment aktaran betonarme çerçeve (4, 8, 12 ve 20 katlı) seçilmiştir. Bu çerçeveler PTPT yaklaşımıyla yeniden tasarlanmıştır. Referans çerçeveler ve PTPT çerçeveleri, elastik olmayan itme (pushover) ve zaman alanı(time history) analizlerine tabi tutulmuştur.

PTPT çerçeveleri, amaçlanan akma mekanizmaları ve hedef ötelenmeleri dahil olmak üzere istenen tüm performans hedeflerini karşılayan çok yüksek yanıt göstermiştir.

Goel ve ark. (2010), bu çalışmada PTPT yaklaşımı 20 katlı betonarme ve çelik moment aktaran iki farklı çerçevelere uygulanmıştır. çerçevelerinin örnekleri, yöntemin, mevcut tasarım yaklaşımında hantal ve uzun yinelemeli sürecin tamamen ortadan kaldırabileceğini göstermiştir. Hedeflenen Temel iş-enerji Denklemi, hedefin belirli bir yapı ve deprem tehlikesi için beklenen yer değiştirme talebini belirlemek olduğu sismik değerlendirme amaçları için de kullanılabileceğini göstermiştir. Çalışmadaki sonuçlar daha ayrıntılı elastik olmayan zaman alanı analizlerinden elde edilenlerle mükemmel bir uyum sağlamıştır.

Bayat (2010), bu tezde merkezi çaprazlı çerçevelere performans tabanlı plastik tasarım (PTPT) yönteminin uygulanması ile ilgili bazı yenilikler sunmuştur. Bununla birlikte, orta ve yüksek katlı merkezi çaprazlı çerçevelere yapılarda göçmeye karşı güvenlik önlemlerinde bazı iyileştirmeler yapılmıştır.

Sahoo ve Chao (2010) Bu makalede, burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerin (BÖÇÇ) tasarımı için performans tabanlı bir plastik tasarım (PTPT) metodolojisi sunulmuştur. Tasarım taban kesme kuvveti, önceden seçilmiş hedef ötelenme ve akama mekanizması kullanılarak enerji-iş dengesine dayalı olarak elde edilmiştir. Önerilen metodoloji ile üç düşük orta ve yüksek BÖÇÇ (3, 6 ve 9 katlı) bina tasarlanmıştır. Bu çerçeveler DD-2 deprem tehlike seviyesini dikkate alınarak doğrusal olmayan zaman-tanım alanı analizleriyle değerlendirilmiştir. Bu çalışmada ele alınan tüm BÖÇÇ, akma mekanizmaları ve hedef ötelenme seviyeleri açısından amaçlanan performans hedeflerine ulaşmıştır.

Dalal ve ark.(2012), bu makalede SAP2000 yazılımını kullanarak farklı yer hareketleri altında, PTPT yöntemi ile tasarlanan moment aktaran bir çelik çerçeve hem doğrusal olmayan statik (itme analizi) hem de doğrusal olmayan dinamik analiz (zaman tanım) analizine tabi tutulmuştur. Doğrusal olmayan statik itme analizi, elastik tasarım yaklaşımı kullanılarak tasarlanan çerçevenin kolonlarında çökmeye neden olan mafsal oluşumunu

göstermiştir. Ama PTPT yönteminde ise kirişlerde ve taban kolonlarının alt kısmında mafsal oluşumu gözlemlenmiştir. Doğrusal olmayan zaman alanı analizinden elde edilen ivme ve yer değiştirme yanıtlarından görüldüğü gibi, PTPT çerçevesinde yer hareketleri büyük yer değiştirmelere neden olsa da yapı stabilitesini kaybetmemesi görülmüştür. Histeretik enerji dağılımı sonuçlarının incelenmesi, PTPT yönteminin, optimum kapasite kullanımı açısından elastik tasarım yönteminden üstün olduğunu gösterilmiştir.

Xiong ve ark.(2014) bu çalışmada, iç merkezli çaprazlı bir çerçevede beklenen akma mekanizmasını ve davranışını elde etmek için çapraz elemanlarını ve bağlantı düğümlerini tasarlamak için plastik tasarım gerçekleştirilmiştir. Yöntem 6 katlı eşmerkezli çaprazlı bir çerçeve tasarlamak için başarı ile uygulanmıştır. Elastik olmayan dinamik analizlerin sonuçları, kat ötelemeleri hedeflenen sınır içinde olduğunu ve istenen performansı karşıladığını göstermiştir. Önerilen yöntem, iç merkezli çaprazlı çelik çerçevelerin performans tabanlı plastik tasarımı için bir temel sağlamıştır.

Banihashemi ve ark.(2015) bu makalede, düşey yükleri ve P-Δ etkileri dikkata alınarak çelik moment çerçeveleri için (PTPT) yönteminin geliştirilmesi dikkate alınmıştır. Bu yöntemde tasarım yanal kuvvetleri, önceden seçilmiş hedef ötelenme ve akma mekanizması kullanılarak enerji-iş denge denkleminden elde edilmiştir. PTPT yönteminin daha da geliştirilmesi için, yapıda istenmeyen mekanizmaların oluşmasına neden olan esnemelerini önlemek için gerekli kolon momentini kesin olarak elde etmek için bazı çözümler gösterilmiştir. PTPT yönteminin daha fazla geçerliliğini göstermek için iki model çerçeve, 5 ve 10 katlı, PTPT ve elastik tasarım yöntemine dayalı olarak tasarlanmıştır. Bahsedilen çerçeveler, doğrusal olmayan statik itme analizi ve dinamik analiz ile değerlendirilmiştir. Sonuçlar, PTPT yöntemi ile tasarlanan çerçevelerin, akma mekanizması ve hedef ötelenme seviyeleri açısından hedeflenen performans hedeflerine ulaştığını göstermiştir. Buna karşılık, elstik tasarım yöntemiyle tasarlanan çerçeve, kolonların eğilme akması nedeniyle büyük kat ötelemeye maruz kaldığı gözlenmiştir. PTPT yöntemi doğrudan bir tasarım yöntemi olduğundan, doğrusal olmayan davranış başlangıçtan itibaren tasarım sürecine dahil edildiğinden, ilk tasarımdan sonra çok az veya hiç değerlendirmeye gerek kalmadığı belirtilmiştir.

Shah ve Dalal (2015) bu makalede PTPT yaklaşımındaki yanal kuvvetler, gerçek yer hareketleri temelinde tanımlanan yeni dağılım faktörüne göre dağıtılmasını göstermiştir. Yanal kuvvetlerin değerleri, yönetmeliklerde belirtilen yanal kuvvet dağılımına kıyasla daha yüksek olduğunu, bu da ölçülü sonuçlar ve daha iyi performans sağlayabileceğini belirtilmiştir. Kolonlar, "güçlü kolon-zayıf kiriş" ilkesini yerine getiren kirişe kıyasla daha yüksek momentler için tasarlanmıştır. Çerçeve hasarı sadece önceden tanımlanmış kiriş konumunda meydana gelir ve kolonlarda olmayıp, yapının tamamen çökmesini engelleyecek can güvenliğini artması gözlemlenmiştir.

Bai ve Ou (2016) bu çalışmada, burkulması önlenmiş çaprazlı betonarme moment aktaran çerçeveler (BÖÇBMAÇ) üzrinde performans tabanlı plastik tasarım yöntemi uygulanmıştır. Bunun için iki farklı (5 ve 10 katlı) bina seçilmiştir. Seçilen binalar 22 farklı deprem kayıdını kullanarak doğrusal olmayan statik analiz ve zaman alanı analizlerine maruz bırakılmıştır. Burada BÖÇBMAÇ istenen global akma mekanizmasına başarıyla ulaşabileceği ve önceden seçilmiş hedef ötelenme seviyesinde yineleme olmadan maksimum ötelenme taleplerini sınırlanabileceği ve genel olarak PTPT yaklaşımı (BÖÇBMAÇ)'ine başarıyla uygulanabilmesi gösterilmiştir.

Rezaie ve Mortezaie (2017) bu araştırmada, PTPT yöntemi, Zemin-Yapı Etkileşimi (ZYE) etkilerini dikkate almak için önerilen yönteme göre modifiye edilmiştir. Önerilen modifiye yöntemde, mevcut ilişkilere dayalı olarak ve PTPT yönteminin basitliğini korumak için PTPT yönteminde iki önemli parametre değiştirilmiştir. Bu iki parametre, ZYE etkisiyle yapının titreşim periyodunun değiştirilmesini ve yapısal performansın değerlendirilmesinde anahtar bir parametre olan yanal hedef yer değiştirme değişikliğini içerdiği belirtilmiştir. PTPT Denklemlerinin basitliğini ve sağlamlığını sürdürmek için modifikasyonları geliştirmek amacıyla çaba gösterilmiştir. Son olarak, PTPT yönteminin tasarım taban kesme kuvveti, değiştirilen ilişkilerle ilgili ZYE etkisi nedeniyle düzeltilmiştir. FEMA P695'te kullanılan dört BÖMÇ (4, 8, 12 ve 20 katlı) bina bu çalışmada yeniden tasarlanmıştır. Tasarımın sonucu, PTPT tasarım yöntemindeki etkileşim etkisini de içeren, donatı demiri ve kolonlardaki dağılımının değiştiğini göstermiştir.

Kurt ve Tonyalı (2020) bu çalışmada Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018)'ne göre dört katlı ve üç açıklıklı betonarme bir düzlem çerçeve sistemin performans tabanlı tasarımı gerçekleştirilmiştir. Bu çerçeve sistemin artımsal statik itme analizi DD-2 deprem düzey için gerçekleştirilmiş ve yönetmelikte amaçlanan performans kriterlerini sağlayıp sağlamadığı belirlenmiştir.

Arat (2020), bu tezde performans tabanlı plastik tasarım yönteminin şekil değiştirmeye göre tasarım yöntemiyle kıyaslanması yapılmıştır. Bunun için 4 ve 9 katlı iki adet moment aktaran çelik çerçeveli yapı, her iki yönteme göre tasarlanmıştır. Söz konusu yapılar SAP2000 programı kullanılarak doğrusal olmayan itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemleriyle değerlendirilmiştir. Doğrusal olmayan analiz metotlarından elde edilen maksimum kat kesme kuvvetleri, göreli kat ötelemesi değerleri, taban kesme kuvvetleri ve yanal yük dağılımı kıyaslanmıştır.

2.2. Doğrusal elastik tasarım ve plastik tasarım yaklaşımları

Deprem etkisi altında bina taşıyıcı sistemlerinin tasarımı için iki temel yaklaşım vardır. Bunlar doğrusal elastik tasarım ve plastik tasarım yaklaşımları şeklinde sınıflandırılabilir. Bu yaklaşımların TBDY 2018'de karşılıkları, Dayanıma Göre Tasarım (DGT) ve Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞGDT) yaklaşımlarıdır.

Elastik tasarım yaklaşımında, tasarım yükleri altında yapıların doğrusal elastik davrandığı varsayılır. Tasarım yükleri uygulanarak elastik bir analiz yapılır, yapı elemanlarında gerekli iç kuvvetler belirlenir ve yeterli tasarım dayanımı sağlanır. Eleman kuvvetleri elastik davranışa göre belirlendiği için, tasarım sistem elemanları arasında elastik rijitlik dağılımı ile yönetilir. Yaygın olarak, elastik yaklaşımı ile tasarlanan çoğu yapının, nihai dayanımına ulaşana kadar elastik sınırın ötesinde değer bir rezerv dayanıma sahip olduğu bilinmektedir. Bu rezerv kapasite, yapıların hiperstatikliğinden ve yapısal elemanların dayanım kaybı olmaksızın plastik deformasyona maruz kalabilme kabiliyetinden kaynaklıdır. Elastik elemanlara sahip yapıları tasarlamak için elastik yöntemi kullanmanın bir dezavantajı, elastik sınırın ötesindeki rezerv (fazla) dayanımın nicel

olmaması ve açıkça kullanılmamasıdır. Ancak daha da önemlisi, yapının nihai dayanım seviyesindeki mekanizma bilinmemektedir.

Elastik yöntemden farklı olarak, plastik tasarım yönteminde mekanizma durumu önceden, daha tasarımın ilk başında belirlenir. İlk olarak, akması öngörülen elemanlarının istenen bir akma mekanizması seçilir. Daha sonra, tasarım yükü ile elastik elemanların karşılık gelen gerekli mukavemeti arasındaki denge durumu, ya statik ya da bir enerji yaklaşımı kullanılarak belirlenir. Bu amaç için uygun bir bilgisayar programı kullanılarak elastik olmayan bir itme analizi de yapılabilir. Böyle bir analizde, akması öngörülen elemanlar doğrusal elastik ötesi davranışları modellenirken, doğrusal elastik davranacak elemanlar elastik davranacak şekilde modellenmiştir. Uygun düşey yükler uygulanır ve hedef ötelenmeye ulaşılan noktaya kadar artan yanal kuvvetler altında analiz yapılır.

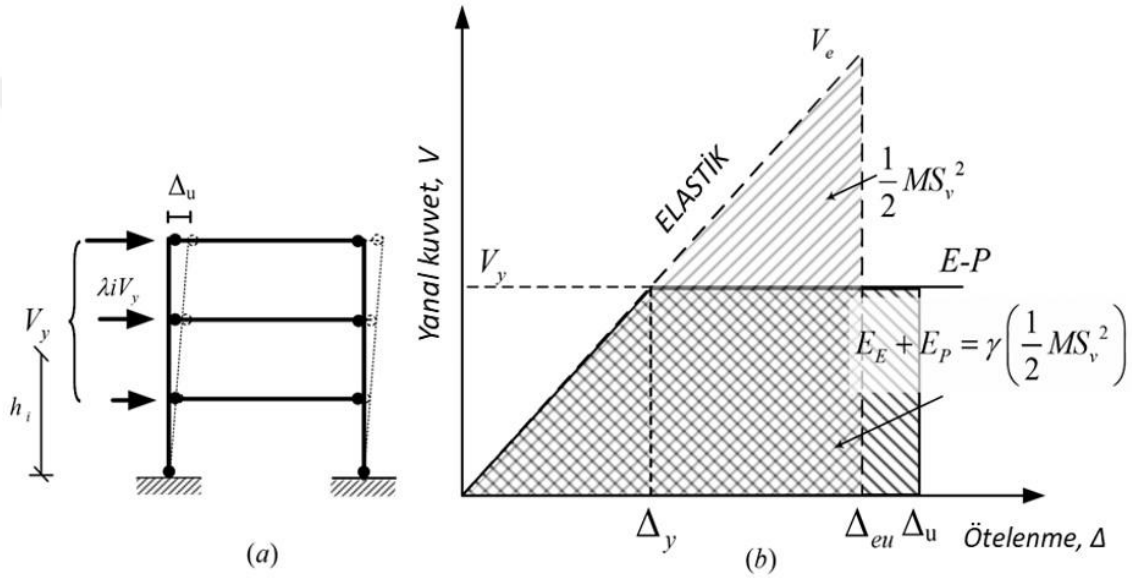
2.3. Betonarme moment aktaran çerçeveler için performans tabanlı plastik tasarım yöntemi

Güçlü deprem yer hareketleri altında daha öngörülebilir yapısal performans elde etmek için, tasarım aşamasının başından itibaren belirli hasar seviyeleri için performans sınırı durumları olarak istenen bir salınım mekanizmasının, kuvvet ile deformasyon arasındaki doğrusal olmayan ilişkiler ve hedef ötelenmesinin seçilmesi önemlidir. Uygun tasarım yanal kuvvetlerinin belirlenmesi, istenen bir akma mekanizmasının seçilmesi ve belirli tehlike seviyeleri için ötelenme gibi tasarım faktörleri baştan itibaren tasarım sürecinin bir parçası haline gelmelidir.

Performans Tabanlı Plastik Tasarım (PTPT) yöntemi, yapısal elastik olmayan davranışı doğrudan ve pratik olarak ilk tasarımdan sonra herhangi bir değerlendirme veya tekrarlanma ihtiyacını ortadan kaldıran eksiksiz bir tasarım yöntemidir. Performans tabanlı plastik tasarım yöntemi önceden belirlenmiş hedef ötelenmeyi ve mekanizma durumunu performans sınır durumunun belirleyicileri olarak kullanır. Bu iki sınır durum, sırasıyla yapısal hasarın derecesi ve dağılımı ile doğrudan ilgilidir

PTPT yöntemi ile tasarlanan yapılar, güçlü deprem yer hareketleri altında daha öngörülebilir yapısal performans elde edebilir. Belirli bir performans seviyesi için tasarım

taban kesme kuvveti, Şekil 2.1a'da gösterildiği gibi yapıyı hedef ötelenmesine kadar itmek için gereken işi, aynı duruma ulaşmak için eşdeğer bir elastik-plastik tek serbestlik dereceli sistemin (EP-TSDS) gerektirdiği enerjiye eşit olarak hesaplamasıyla bulunabilir (Şekil 2.1b). Ayrıca, yöntemde elastik olmayan dinamik davranış sonuçlarıyla tutarlı maksimum kat kesme kuvvetlerinin dağılımına dayanan yeni bir yanal kuvvet dağılımı kullanılmaktadır. Ardından amaçlanan mekanizma durumuna ve gerekli davranışa ulaşabilmek için yapının elemanları ve bağlantı noktalarını detaylandırılmasında plastik tasarım yöntemi kullanılır.



Şekil 2.1. Performans tabanlı plastik tasasrım kavramı

Bu tasarım yaklaşımında tasarımcı, hedef yapısal ötelenmeyi (kabul edilebilir süneklik ve hasara karşılık gelen) ve salınım mekanizmasını (istenen müdahale ve deprem sonrası hasar denetimi ve onarılabilirlik kolaylığı için) seçer ve belirli bir deprem düzeyi için tasarım kuvvetlerini ve çerçeve elemanı boyutlarını belirler. Mevcut tasarım yönetmeliklerinde gerekli olduğu ve halihazırda üzerinde tartışılan *R*, *I* ve *D* gibi katsayılara ihtiyaç yoktur.

Mekanizmaya dayalı plastik analizde, seçilen akma mekanizması, betonarme çerçevedeki kirişler gibi, akması öngörülen elemanlarda gerekli kapasiteleri bulmak için kullanılır. Kolonlar gibi elastik bölgede kalacak elemanların tasarımı daha sonra, seçilen akma

mekanizmasının oluşumunu sağlamak için nihai sınır durumunda tüm bir "kolon ağacının" dengesi dikkate alınarak gerçekleştirilir.

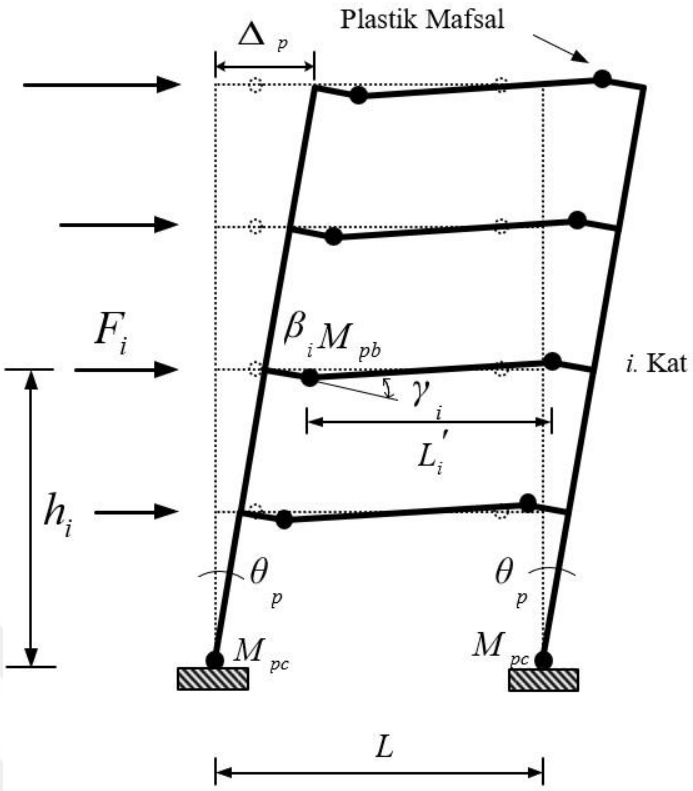
2.3.1.Tasarım prosedürü

Performans tabanlı plastik tasarım prosedürünün bir özeti adım adım aşağıda verilmiştir. Ayrıntılar daha sonraki bölümlerde sunulmuştur:

1- Tasarım deprem tehlikesi için amaçlanan performans hedefleriyle tutarlı yapı için istenilen akma mekanizmasını ve hedef ötelenmeyi seçilir.
2- Yapının akma ötelenmesi, θ_y belirlenir.
3- Hedef ötelenme değeri, θ_u belirlenir.
4- Yapının doğal periyodu (T) tahmin edilir.
5- Deprem kuvvetinin katlara dağılımı belirlenir.
6- Elastik tasarım spektral ivme değeri, S_a belirlenir.
7- Tasarım taban kesme kuvveti, V hesaplanır.
8- İkinci mertebe, P-Delta etkisi belirlenir.
9- Betonarme çerçevedeki kirişler gibi akması öngörülen elemanların tasarımı için plastik tasarım yöntemi kullanılır.
10- Kolonlar gibi elastik kalması gereken elemanlar, bir kapasite tasarımı yaklaşımı ile tasarlanır.

2.3.2. İstenilen salınım mekanizması ve hedef ötelenme

Şekil 2.2'de tasarım yanal kuvvetlerine maruz kalan ve hedef ötelenme sınırına itilen salınım mekanizması durumunda tipik bir moment çerçevesi gösterilmektedir. Bu mekanizma modelindeki amaç, plastik deformasyonun kiriş uçlarında ve en alttaki kolunun tabanında sınırlandırılmasıdır.



Şekil 2.2. Yanal kuvvet altında Moment aktaran çerçevede mekanizma durumu (salınım mekanizması).

Goel ve Chao (2008) tarafından önerildiği gibi, iki deprem yer hareketi düzeyi için hedef ötelenmeler aşağıdaki gibidir:

1- 50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi için %2 maksimum kat ötelenme oranı (DD-2,TBDY 2018).

2- 50 yılda aşılma olasılığı %2 (tekrarlanma periyodu 2475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi için %3 maksimum kat ötelenme oranı (DD-1, TBDY2018).

2.3.3.Tasarım taban kesme kuvveti

Belirli bir deprem düzeyi için tasarım taban kesme kuvvetinin belirlenmesi, PTPT yönteminin en önemli unsurlarından biridir (Goel ve ark.2010). PTPT yaklaşımında taban kesme kuvveti yanal ötelenme kapasitesini de dikkate aldığı için, yapının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alınır. Bu nedenle tasarımdan sonrası ötelenme kontrolüne

ihtiyaç duyulmamaktadır. Bu yaklaşımda taban kesme kuvveti, yapı mekanizmasına oluştuktan sonra hedef ötelenmeye kadar adım adım itilerek bulunur. Mekanizma için gereken taban kesme kuvveti, Tek Serbestlikte Sistemin (TSS) elastik spektral hız spektrumu ile Elasto-Plastik davranışının eşitlenmesi ile bulunur. Sistemin idealleştirilmiş bir E-P kuvvet-deformasyon davranışı varsayıldığında Şekil 2.1' göre , iş-enerji Denklem 2.1 şeklinde yazılabilir:

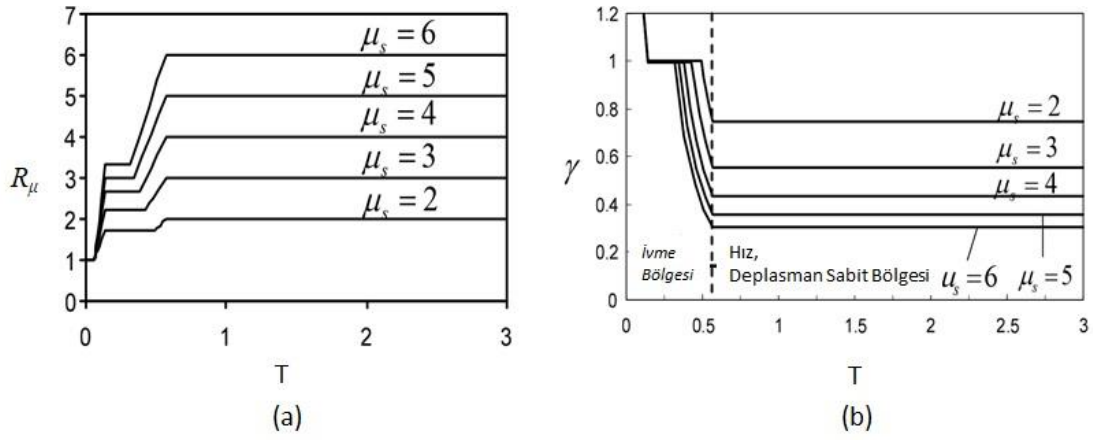
$$\left(E_e + E_p\right) = \gamma\left(\frac{1}{2}M.S_v{}^2\right) = \frac{1}{2}\gamma M\left(\frac{T}{2\pi}S_a.g\right)^2 \tag{2.1}$$

Burada Ee, yapıyı hedef ötelemeye itmek için gereken enerjinin elastik bileşenlerini Ep, yapıyı hedef ötelemeye itmek için gereken enerjinin plastik bileşenlerini Sv, tasarım sözde spektral hızını Sa, elastik tasarım spektral ivmesini, T yapının doğal titreşim periyodunu ve M, ise sistemin toplam sismik kütlesini temsil etmektedir.

Burada enerji modifikasyon katsayısı (γ), yapısal süneklik katsayısına (μs) ve dayanım azaltım faktörü (Rμ) bağlıdır ve Denklem 2.2'den elde edilebilir:

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu{}^2} \tag{2.2}$$

Dayanım azaltım faktörü (Rμ) ile süneklik faktörünü (μs) ilişkilendirmek için Newmark ve Hall tarafından zemin koşullarına bakılmaksızın elastoplastik sistemler için önerilen ilişkiler Çizelge 2.1, Şekil 2.3 (a) da verilmiştir. (μs) EP-TSDS için Denklem 2.2'den elde edilen enerji modifikasyon katsayısının (γ) grafikleri de Şekil 2.3 (b)'de gösterilmektedir.



Şekil 2.3. (a) $\boldsymbol{R_\mu}$ ile $\boldsymbol{\mu_s}$ arasındaki ilişki (Newmark ve Hall (1982)) (b) enerji modifikasyon katsayısı (γ) ile yapının doğal titreşim periyodu (T) arasındaki ilişki (Lee ve Goel (2001)).

Çizelge 2.1. Dayanım azaltım faktörü (R_μ) ve buna karşılık gelen yapı periyod aralıkları (Newmark ve Hall (1982)

Periyot Aralığı	Dayanım Azaltım Faktörü
$0 \leq \mathrm{T} < \frac{\mathrm{T_1}}{10}$	$R_\mu = 1$
$\frac{\mathrm{T_1}}{10} \leq \mathrm{T} < \frac{\mathrm{T_1}}{4}$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1}.\left(\frac{T_1}{4T}\right)^{2.513\ \log\left(\frac{1}{\sqrt{2\mu_s - 1}}\right)}$
$\frac{\mathrm{T_1}}{4} \leq \mathrm{T} \leq \mathrm{T_1}'$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1}$
$\mathrm{T_1}' \leq \mathrm{T} \leq \mathrm{T_1}$	$R_\mu = \frac{T\mu_s}{T_1}$
$\mathrm{T_1} \leq \mathrm{T}$	$R_\mu = \mu_s$
$T_1 = 0.57\ sec.; T_1' = T_1.\left(\frac{\sqrt{2\mu_s - 1}}{\mu_s}\right) sec.$	

Plastik dönme miktarı yapıda oluşacak maksimum ötelenme değerinden elastik akma ötelenme değerinin çıkarılmasıyla elde edilir. Yapılarda oluşan elastik akma ötelenme değerleri, yapılan çalışmalar neticesinde, Bina taşıyıcı sistemine bağlıdır. Çizelge 2.2'de gösterildiği üzere farklı taşıyıcı sistemler için varsayılan akma ötelemesi (θy) gösterilmektedir. (Liao 2010)

Çizelge 2.2. Çeşitli yapı sistelerine göre varsayılan akma ötelenme oranları

Sistem Türü	Akma ötelenme oranı θy (%)
Betonarme Moment Aktaran Çerçeve (BAMAÇ)	0,5
Çelik Moment Aktaran Çerçeve (ÇMAÇ)	1
Çelik Dış Merkez Çaprazlı Çerçeve (ÇDMÇÇ)	0,5
Çelik Moment Aktaran Kafes Kiriş (ÇMAKK)	0,75
Çelik Merkezi Çaprazlı Çerçeve (ÇMÇÇ)	0,3

PTPT yönteminde yapının tabanındaki kesme kuvveti Denklem 2.3 ile hesaplanır

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma^* {S_a}^2}}{2} \tag{2.3}$$

Bu formülde W yapının toplam sismik ağırlığı, γ^* C_2 katsayı yöntemi ile düzenlenmiş enerji modifikasyon katsayısı, S_a elastik tasarım spektral ivmesini ve α ise yapının rijitliğine, model özelliklerine ve tasarım plastik dönme miktarına bağlı boyutsuz bir katsayı olup Denklem 2.4 ile elde edilir.

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^{n} (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot \left(\frac{{\theta_p}^* 8\pi^2}{T^2 g} \right) \tag{2.4}$$

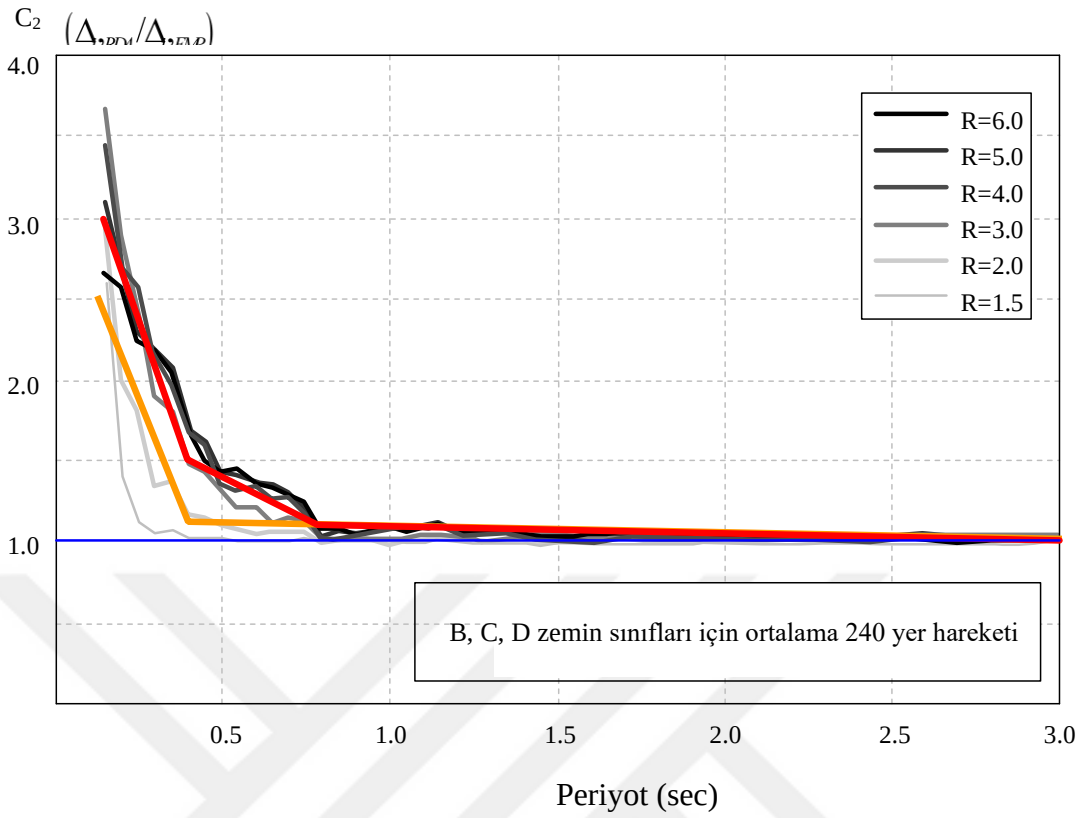
Daha önce bahsedildiği gibi, V için Denklem (2.3), ideal elastik plastik (E-P) kuvvet-deformasyon davranışı ve sistem için tam histeretik döngüleri varsayarak türetilmiştir.

Burada tasarım taban kesme kuvvetini elde etmek amacıyla gösterilen yaklaşım seçilen mekanizma durumunun oluşumunu ve ötelenme kontrolünü sağlamasının yanında aynı anda yapı dinamiğinin temel kurallarına dayanmaktadır. Bu aşama elastik ötesi davranışı doğrudan işin içine katar. Bu yüzden deprem yükü azaltma katsayısı (R), bina önem katsayısı (I) veya yer değiştirme büyütme faktörü gibi katsayılarına ihtiyaç yoktur.(Arat 2020)

2.3.4. C_2 faktör yöntemi

Bu yaklaşım, azaltıcı histeretik davranışın tepe (hedef) yer değiştirme üzerindeki etkisinin dikkate alınmasına dayanmaktadır. Araştırmacılar (Medina, 2002; FEMA 440.2006), tek serbestlik dereceli sistemlerinin azaltıcı histeretik davranışının (rijitlik ve dayanım azalması) ortaya çıkan pik yer değiştirmeler üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Sonuçlar, tepe yer değiştirmelerinin, kısa periyot aralığında azaltıcı olmayan histeretik davranışa (elastik-mükemmel-plastik) sahip sistemlerden daha büyük olduğunu, ancak daha uzun periyotlar için yaklaşık eşit olduğunu göstermektedir.

Bu etkiyi hesaba katmak için modifikasyon faktörleri için yaklaşık ifadeler önerilmiştir. Örneğin Şekil 2.4'te gösterildiği üzere FEMA 440 (2006)'de C_2 katsayısı öneriliştir. C_2 katsayısı, FEMA 356'a göre maksimum yer değiştirme tepkisi üzerindeki histeretik döngülerin daralmış şeklinin, rijitliğin azalmasının ve dayanım azalmasının etkisini temsil eden bir modifikasyon faktörüdür. Rijitlik azalması ve dayanım azalması, tipik Betonarme Moment Aktaran Çerçeve (BMAÇ) histeretik davranışının ana özellikleri olduğundan, C_2 katsayısı hedef tasarım ötelenmenin modifikasyonu için seçilir. Bu nedenle, azaltıcı histeretik davranışa sahip belirli bir yapısal sistem için hedef tasarım ötelenmesi, eşdeğer bir indirgenmeyen sistem için tasarım hedefi ötelenmesini sağlayacak C_2 faktörüne bölünebilir. (Liao 2010)



Şekil 2.4. Farklı dayanım azaltma faktörleri (R) için B, C ve D zemin sınıflarında kaydedilen zemin hareketleriyle hesaplanan RDA'nin EMP modellerine ortalama yer değiştirme oranı (C2), (Liao 2010)

Farklı kuvvet azaltma faktörü R için C_2'nin basitleştirilmiş doğrusal regresyon eğilim çizgisinin denklemleri çizelge 2.3'te özetlenmiştir.

Çizelge 2.3. R ve T 'ye bağlı olarak C_2 faktörünün değerleri

	$0{,}2 \leq T < 0{,}4$	$0{,}4 \leq T < 0{,}8$	$0{,}8 \leq T$
R= 3,0 ~ 6,0	$3{,}0-7{,}5\,(T-0{,}2)$	$1{,}5-1{,}0\,(T-0{,}4)$	$1{,}1-0{,}045\,(T-0{,}8)$
R= 2,0	$2{,}5-6{,}5\,(T-0{,}2)$	$1{,}1-0{,}077\,(T-0{,}4)$	

C_2 katsayısının değerini belirledikten sonra, ardından C_2 katsayısına göre düzeltilmiş hedef tasarım ötelenmesini θ^*_u, süneklik değerini μ^*_s, dayanım azaltma faktörü R^*_μ ve enerji modifikasyon faktörü γ^* aşağıdaki şekilde hesaplanır:

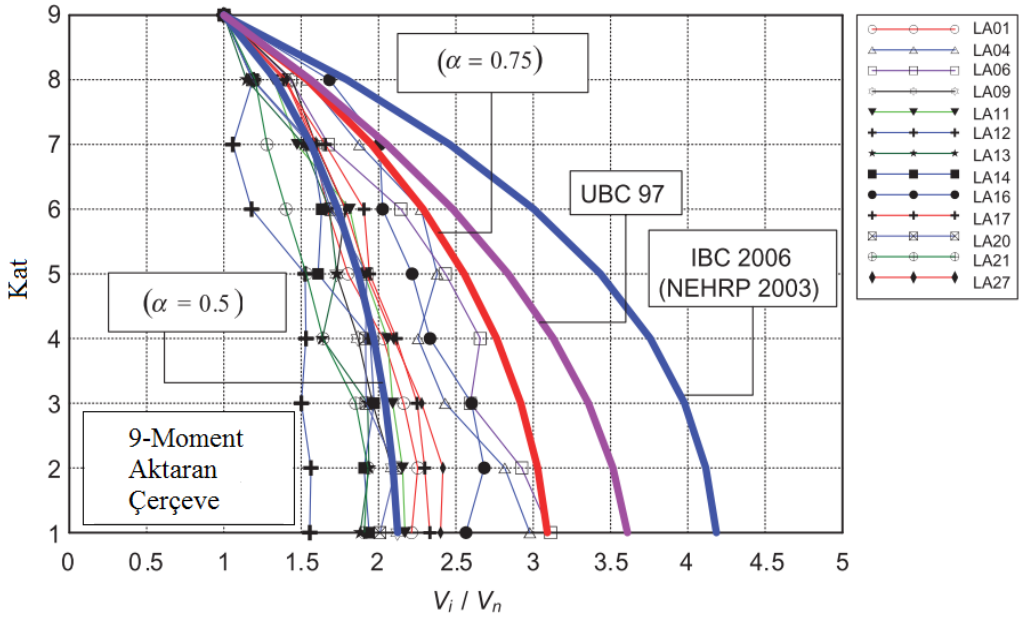
$$\theta^*_u = \frac{\theta_T}{C_2} \tag{2.5}$$

$$\mu^*_s = \frac{\theta^*_u}{\theta_y} = \frac{\theta_u}{\theta_y C_2} = \frac{\mu_s}{C_2} \Rightarrow get \Rightarrow R^*_\mu \Rightarrow Çize\lg e2-1 \tag{2.6}$$

$$\gamma^* = \frac{2\mu^*_s - 1}{(R^*_\mu)^2} \tag{2.7}$$

2.3.5. Tasarım yanal kuvvet dağılımı (P-Δ olmadan)

Mevcut yönetmeliklerinde tasarım yanal kuvvet dağılımları, yapıların elastik şeklinde davrandığı ve binanın hakim doğal titreşim periyoduna uygun olacağı kabulüne dayanmaktadır. Günümüz yönetmeliklere göre tasarlanan yapıların, büyük depremlere maruz kaldıkları durumda plastik deformasyon yapacakları ve bu sebeple yönetmelikte verilen formüllere göre yüksek oranda farklı tasarım yanal kuvvet dağılımları elde edilmesi beklenmektedir.



Şekil 2.5. Farklı depremler altında kat kesme kuvvetlerinin tepe kat kesme kuvvetlerine oranları (Arat 2020)

Şekil 2.5'de görüldüğü gibi farklı deprem kaydı aynı binaya etkitilmiş ve kat kesme kuvvetleri gösterilmiştir. Burada IBC 2006 ve UBC 97 yönetmeliklerin önerdiği tasarım yanal kuvvet dağılımından referans olarak kat kesme kuvvetleri ve aynı zamanda Chao ve ark. (2007) önerdiği tasarım yanal kuvvet dağıtımından kaynaklı kat kesme kuvvetleri grafiksel olarak gösterilmektedir.

PTPT ilkesine elverişli bir şekilde, istediğimiz ve bununla birlikte önceden tahmin edilen bir yapısal tepkiye ulaşabilmek amacıyla, yapıların tasarım anında elastik ötesi davranışının dikkate alınması önemlidir. Mevcut yönetmeliklerin aksine performans tabanlı plastik tasarım yaklaşımında, doğrusal olmayan analizlerinden elde edilen maksimum kat kesme kuvvetlerine uygun bir şekilde tasarım yanal kuvvet dağılımı kullanılmaktadır(Chao ve ark. 2007).

Daha önce belirtildiği gibi, PTPT tasarımında doğrusal olmayan analizlerin sonuçlarıyla tutarlı maksimum kat kesme kuvvetlerinin göreceli dağılımına dayanan farklı bir yanal tasarım kuvvetleri dağılımı kullanılmaktadır (Chao ve ark. 2007). Daha yüksek mod etkileri de bu dağıtımda iyi temsil edilmektedir. Çeşitli çelik yapı sistemlerinin doğrusal olmayan dinamik analizlerinden, yeni yanal kuvvet dağılımının daha gerçekçi kat kesme kuvvetlerinin ve bina yüksekliği üzerinde tek tip kat ötelenmeye yol açtığı gözlenmiştir (Liao 2010).

Tasarım kat kesme kuvveti dağılımını doğrusal olmayan analizler sonuçlarına yaklaştırmak için, Denklem 2.8'de gösterildiği gibi bir üslü terim kullanılmaktadır.

$$V_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot V \qquad (2.8)$$

Denklem 2.8'deki üs terimindeki sabitler, farklı ortak yapısal sistemlerin doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarıyla deneylerden elde edilmiştir (Chao ve Goel, 2007). V ise PTPT yönteminde kullanım için Denklem 2.3'ten belirlenen tasarım taban kesme

kuvvetini temsil eder. i = n, olduğu zaman Denklem 2.8 en üst kattaki kesme kuvvetini (V_n) veya yanal kuvvet (F_n) değerini temsil etmektedir:

$$V_n = F_n = \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot V \tag{2.9}$$

Denklem 2.8 ve Denklem 2.9 birleştirildiğinde kesme dağılım faktörü, *βi* olarak adlandırılan V_i / V_n oranı Denklem 2.10 şeklinde ifade edilebilir,

$$\frac{V_i}{V_n} = \beta i = \left(\frac{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75T^{-0.2}} \tag{2.10}$$

Daha sonra, i. kattaki yanal kuvveti (Fi) Denklem 2.11'den elde edilebilir,

$$F_i = \left(\beta_i - \beta_{i+1} \right) \cdot V_n \tag{2.11}$$

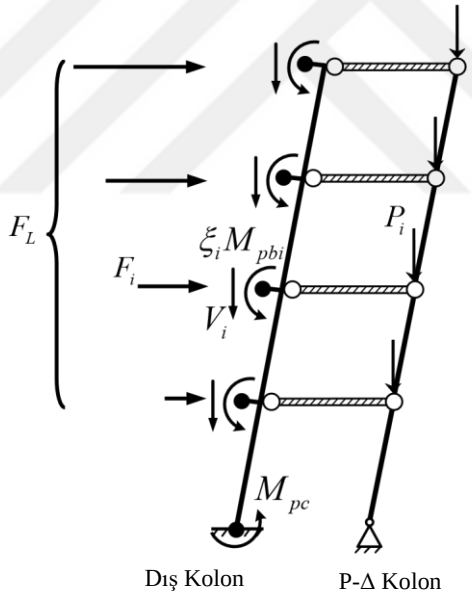
Veya,

$$F_i = \left(\beta_i - \beta_{i+1} \right) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot V \tag{2.12}$$

2.3.6. P-Delta etkisine bağlı ek yanal kuvvetler

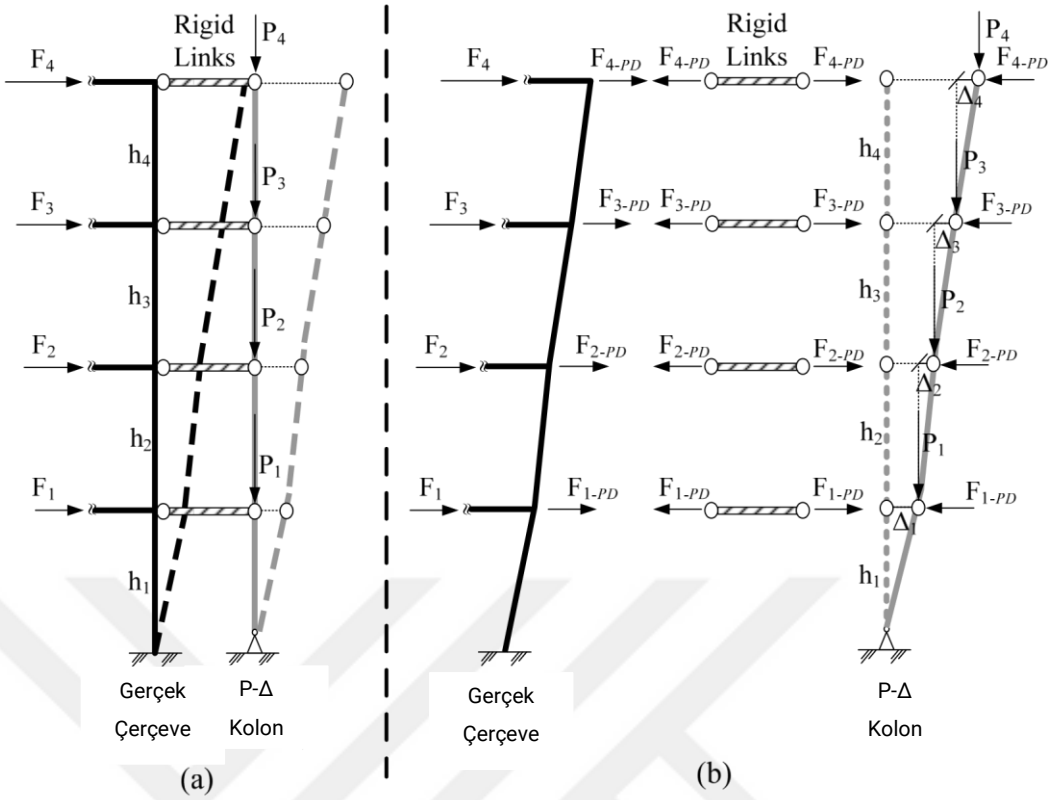
P-Delta teriminin Denklem 2.12'de yer almadığı belirtilmelidir. Bununla birlikte, düşey yüklerden kaynaklanan devrilmeye karşı gerekli dayanımı sağlamak için, kirişlerin gerekli moment kapasitesinin belirlenmesine P-Delta etkisi dahil edilmiştir. Denklem 2.12'deki taban tasarım kuvveti F_i'ye "P-Delta yanal kuvveti", $F_{i\text{-}PD}$ eklenerek gerçekleştirilmiştir.

P-Delta etkisini göz önünde bulundurmanın daha doğrudan bir yolu olarak düşünülebilecek bu yöntemde, "kolon ağacı" hedef ötelenmesinde varsayılan ötelenmiş bir şekilde değerlendirilir. Burada doğrusal olarak ötelenmiş bir şekil varsayılmaktadır. Yerçekimi yükleri, doğrudan "kolon ağacına" veya bu amaç için Şekil 2.6'de gösterildiği gibi modellenen bir "P-Delta kolonuna" uygulanabilir.



Şekil 2.6. Doğrudan P-Delta yönteminde kolon ağacı ve P-Δ kolonu

sistemin denge denklemi, gerekli toplam yanal kuvvet F_L'yi hesaplamak için formüle edilir ve ortaya çıkan kolon momentleri ve kesme kuvveti Şekil 2.7'de gösterildiği gibi elde edilir. $F_{i\text{-}PD}$ kuvveti, $P_i\theta_u$'ya eşit alınabilir, burada P_i, i. kat seviyesindeki bağımlı yerçekimi yükünü temsil eder ve θ_u ise tasarım amacı için sabit olduğu varsayılan hedeflenen tasarım ötelenme oranını temsil etmektedir.

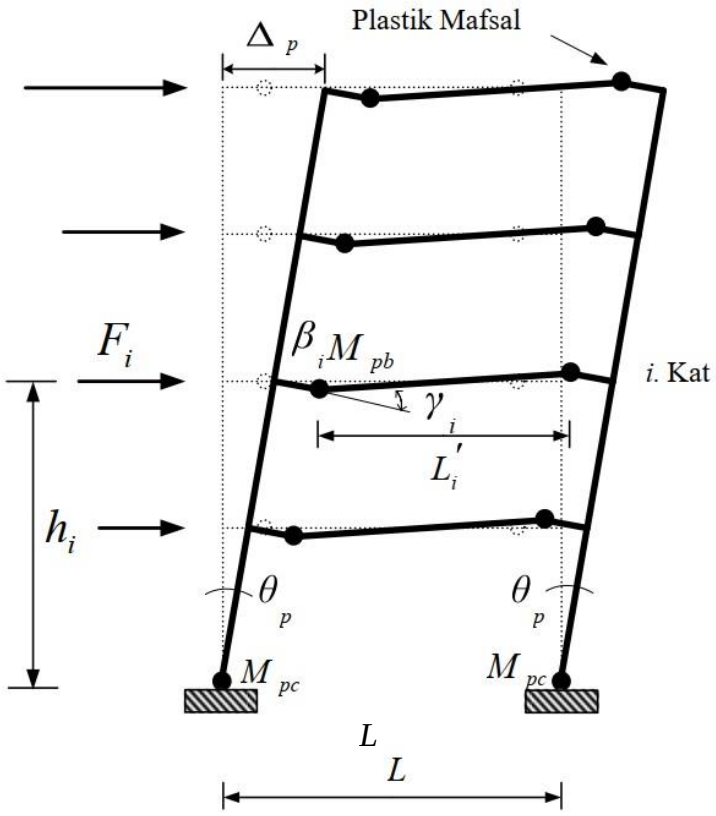


Şekil 2.7. P-Delta etkisine bağlı ek yanal kuvvetler $F_{i\text{-}PD}$

Bu çalışmada Şekil 2.2'de gösterildiği gibi moment aktaran çerçevesinin tasarımı için önceden seçilmiş mekanizma, her kat için aynı kat ötelenmesine sahip tam bir salınım mekanizması olduğundan, $F_{i\text{-}PD}$ değerinin toplamı, toplam ağırlığın DD-2 için hedef ötelenme çarpılmasıyla hesaplanmıştır.

2.3.7. Akması öngörülen elemanların tasarımı

Plastik tasarım yaklaşımını kullanmasının temel amacı, istenilen akma mekanizmasının oluşmasını sağlarken aynı anda yeterli dayanımı sağlamaktır. Örneğin, moment aktaran çerçeveler için plastik mafsalların sadece kiriş uçlarında ve temel kolonunda oluşması istenilmektedir.



Şekil 2.8. Salınım mekanizma durumu

Şekil 2.8'de gösterildiği gibi moment aktaran çerçeveler için hedef akma mekanizmasını kullanırken, kirişler akması öngörülen elemanların haline gelir. Her kattaki kirişlerin gerekli moment kapasitesini, plastik tasarım yöntemi ile belirlemek için Şekil 2.8 yardımı ile iç iş, dış işe eşitlenerek elde edilir.

$$\sum_{i=i}^{n} F_i h_i \theta_p = 2M_{pc}\theta_p + \sum_{i=1}^{n} 2\left(\beta_i M_{pb}\right)\gamma_{pi} \tag{2.13}$$

Burada, M_{pc} yapının tabanındaki kolonların plastik momentini, M_{pb} ise i. Katta kiriş ucundaki gerekli plastik moment dayanımını ve θ_p kirişin plastik dönmesini temsil eder ve Denklem 2.14 ile hesaplanmaktadır.

$$\gamma_{pi} = \left(L / L_i^{'}\right)\theta_p \tag{2.14}$$

Önceki araştırmalar göstermiş ki, kiriş uçlarında eğilme momenti talepleri yapı yüksekliği boyunca kat kesme kuvveti dağılımı ile paraleldir yani, $M_{pbi} = \beta_i M_{pb}$ (Chao ve ark. 2007).

Böylece, Denklem 2.13'teki bilinmeyen terimlerin sayısı ikiye, yani M_{pb} ve M_{pc}'ye düşürülür. Uygun bir M_{pc} değeri varsayılarak, gerekli M_{pb} değeri Denklem 2.13 çözülerek elde edilebilir.

$$\beta_i M_{pb} = \beta_i \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n} F_i h_i - 2M_{pc}}{2\sum_{i-1}^{n}(\beta_i \frac{L}{L'})} \tag{2.15}$$

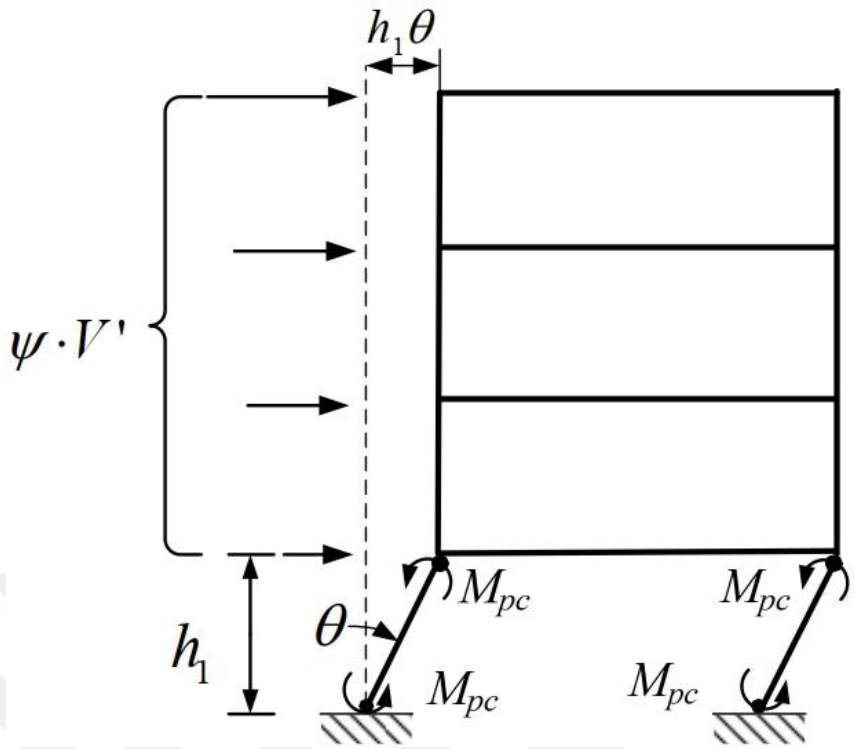
Betonarme moment çerçeveleri için, genellikle, döşemeler ve dikdörtgen olmayan kiriş şekillerinin (T şekilli kiriş) dayanım katkısının yanı sıra, farklı miktarlarda üst ve alt donatı, pozitif ve negatif yönde plastik momentler nedeniyle Akması Öngörülen Elemanların Tasarımı (AÖET) farklı olabilir. Pozitif ve negatif momentler dikkate alınarak Denklem 2.15 düzenlenince Denklem 2.16 elde edilir.

$$\sum_{i=1}^{n} F_i \cdot h_i \cdot \theta_p = 2 \cdot M_{pc} \cdot \theta_p + \sum_{i=1}^{n} \beta_i \left(M_{pb-pozitif} + M_{pb-negatif} \right) \gamma_i \tag{2.16}$$

Denklem 2.16'da negatif moment ile pozitif momentin oranına x $\left(x = \left| \frac{M_{pb-negatif}}{M_{pb-pozitif}} \right| \right)$ dersek Denklem 2.17 ile elde ederiz.

$$\sum_{i=1}^{n} F_i \cdot h_i \cdot \theta_p = 2 \cdot M_{pc} \cdot \theta_p + \sum_{i=1}^{n} (1+x) \beta_i \left(M_{pb-pozitif} \right) \gamma_i \tag{2.17}$$

M_{pc} değeri, kat mekanizması dikkate alınarak hesaplanır (Şekil 2.9'de). Burada amaçlanan salınım mekanizması oluşmasından önce yumuşak kat mekanizması oluşmasını engellemektir.



Şekil 2.9. İlk kattaki yumuşak kat mekanizma durumu

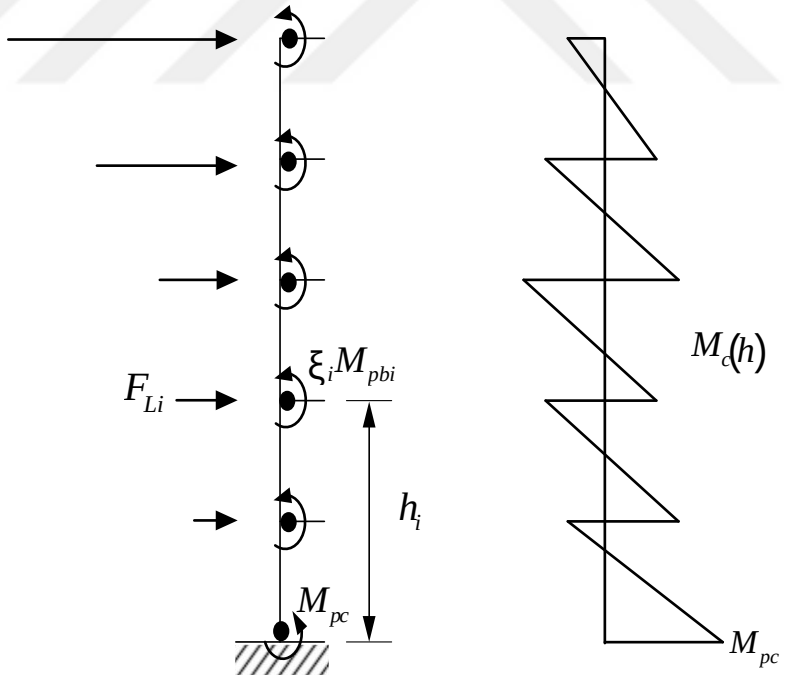
İlk kat kolonlarının tabanında ve üstünde plastik mafsalların oluştuğunu varsayarsak, küçük bir mekanizma plastik deformasyonu için karşılık gelen iş denklemini şu şekilde yazabiliriz,

$$M_{pc} = \frac{\psi \cdot V' \cdot h_1}{4} \tag{2.18}$$

Burada V' eşdeğer tek açıklık model için taban kesme kuvvetini temsil etmektedir. Burada V' değeri toplam taban kesme kuvveti çerçevenin açıklık sayısına bölünmesiyle elde edilebilir; h_1, ilk katın yüksekliğidir; ve ψ ise dayanım artırım katsayısını temsil etmektedir. Denklemde 2.18'deki ψ faktörü için (1,1-1,5) değerleri hem betonarme hem de çelik çerçevelerinde uygun sonuçlar verdiği gözlenmiştir (Goel ve Chao 2008).

2.3.8. Elastik bölgede kalacak elemanların tasarımı

Betonarme moment aktaran çerçevelerde veya diğer türlü çerçeve sistemlerde mafsal oluştuğu zaman elemanlar plastik deformasyona maruz kalırlar. Bu anda sistemdeki başka elemanlar da bu deformasyon devam ederken yapısal dayanımları ve stabiliteleri sağlamalılar. Bu durumda sistemdeki mafsallaşan elemanlar sünekliklerini kullanabilirler. Örnek olarak betonarme moment aktaran çerçevelerde kolonlar dayanımlarını kaybetmemeleri için kolonlar elastik bölgede kalacak şekilde tasarlanmaktadır. Kolonlardaki gerekli momentleri bulmak için salınım mekanizma durumundaki dış ve iç kolonlar için ayrı ayrı serbest cisim diyagramları (Şekil 2.10) dikkate alınır. Bu serbest cisim diyagramında kat deprem kuvvetleri (dış kuvvetler), kiriş uçlarındaki kapasite momentleri ve taban kolon momentinin (M_{pc}) dengesi dikkate alınır. İzostatik bir sistem olan bu serbest cisim diyagramında kolon momentleri basit bir şekilde elle çözülebilmektedir. Bu yaklaşımla kolonlardaki momentlerin bulunmasına "kolon ağacı" yöntemi denmektedir.



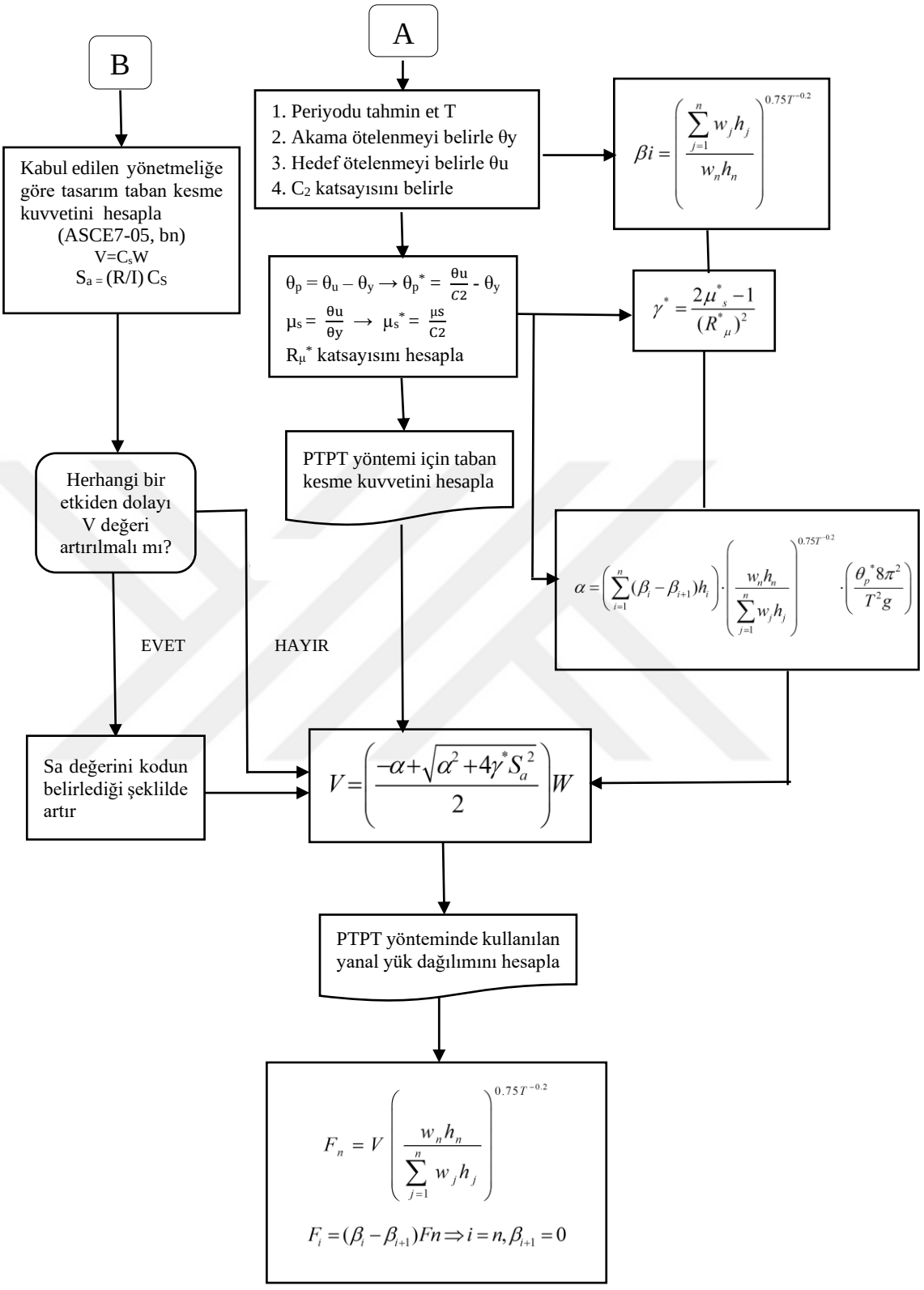
Şekil 2.10. Dış kolon ağacının serbest cisim diyagramı

Hedeflenen güçlü kolon zayıf kiriş mekanizmasının oluşumunu sağlamak için kolonların üzerindeki düşey yük etkileri dahil edilerek ve bununla birlikte kirişlerde oluşan plastik

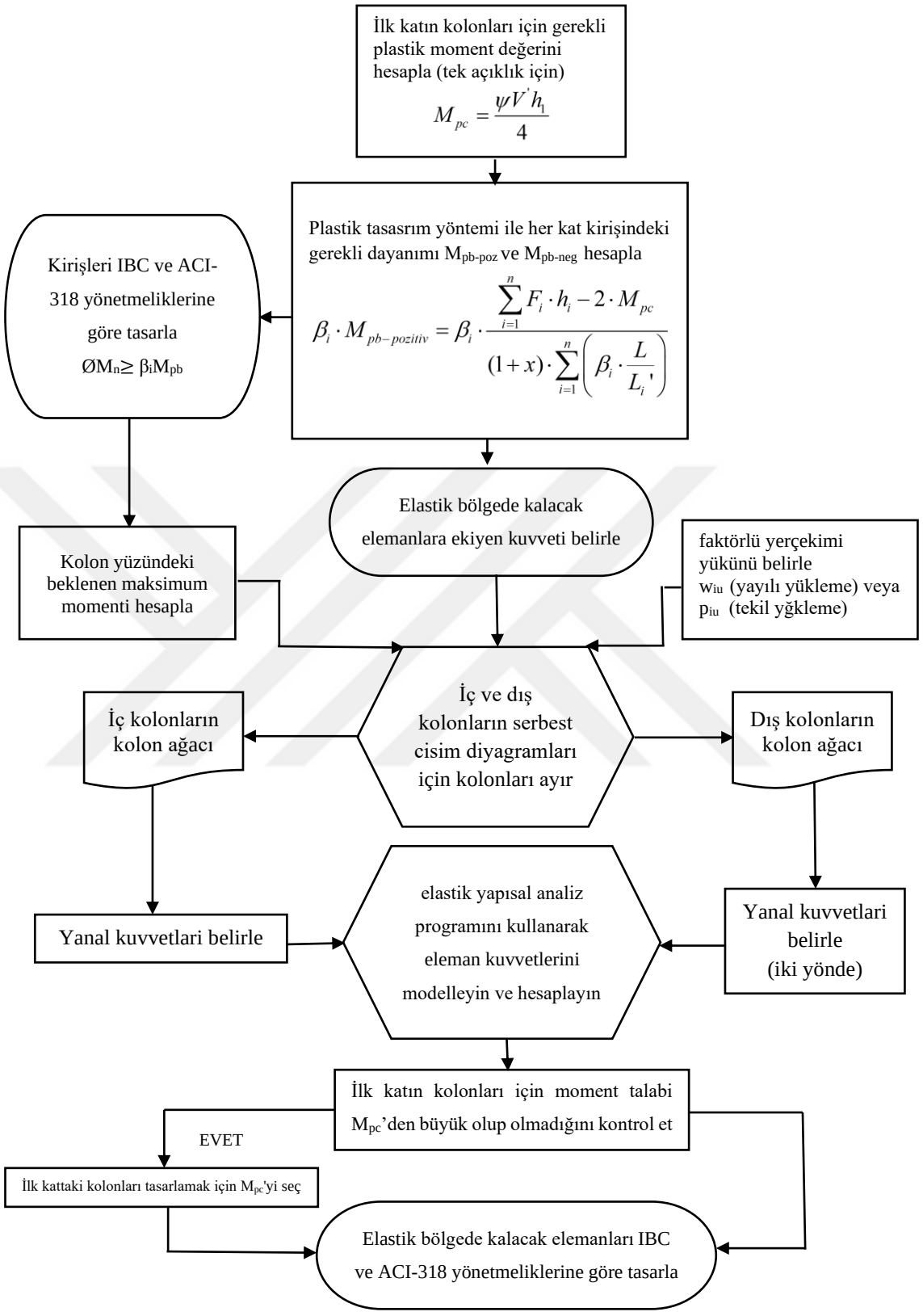
mafsallarda pekleşme ve dayanım fazlalıkları göz önünde bulundurarak istenilen maksimum kuvvetler için tasarlanması gerekmektedir. Taban kattaki kolonların da maksimum kapasitelerine, M_{pc}'ye ulaştığı varsayılır.

Bütün katlardaki mafsallarda oluşabilecek moment değeri (M_{pb}) pekleşme ve malzeme dayanım fazlalığını göz önünde bulunduran dayanım fazlalığı katsayısı (ξ) ile çarpılarak elde edilebilir. Bu çalışmada, dayanım fazlalığı faktörü (ξ), ACI 318'de tüm bu etkilerin farkında olarak belirlenen 1,25 olarak belirlenmiştir.

Bu aşamadaki sistemde, serbest cisme etki eden gerekli yanal kuvvetlerin (F_{Li}) Denklem 2.12 ile kolayca elde edilebilir. Daha sonra bütün katlardaki eksenel kuvvet, moment diyagramı ve kesme kuvveti ayrıca kirişlerin sonundaki yanal kuvvetler ve momentler belirlenebilir.



Şekil 2.11. PTPT akış diyagramı: Taban kesme kuvvetinin ve yanal yük dağılımının belirlenmesi



Şekil 2.12. Betonarme moment aktaran çerçeveleri için PTPT akış diyagramı: eleman tasarımı

2.4. Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı

Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞDGT) yaklaşımı deprem etkisi altında yapı taşıyıcı sistemlerinin tasarlanması için uygulamada mevcut olan iki ana yönteminden biridir. Mevcut veya önceden ön tasarımı yapılmış çerçeve sistem elemanlarının doğrusal olmayan modelleme yöntemleri ile iç kuvvet – şekil değiştirme bağıntıları belirlenir.

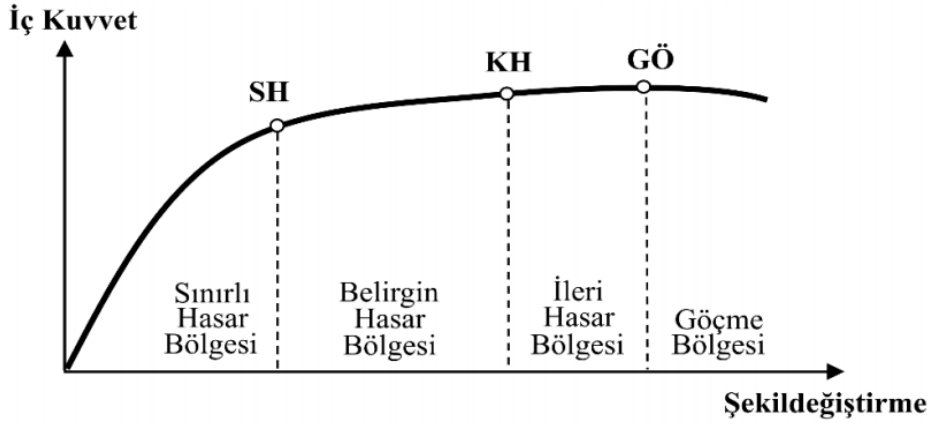
Yapı öngörülen performans hedefleri ile uyumlu olacak bir biçimde seçilen deprem yer hareketleri altında, taşıyıcı sistemin statik veya zaman tanım alanında dinamik artımsal yaklaşımları ile analizi yapılır. Doğrusal ötesi analizle sünek davranış gösteren durumlar için şekil değiştirme talepleri, sünek davranış göstermeyen durumlar için dayanım talepleri elde edilir. Elde edilen iç kuvvet ve şekil değiştirme talepleri, öngörülen performans hedefleri ile uygun olacak şeklinde tanımlanan şekil değiştirme ve bununla birlikte dayanım kapasiteleri ile kıyaslama yapılır.

Yeni yapılacak binalar için şekildeğiştirme ve dayanım talepleri, bunlara karşı gelen şekildeğiştirme ve dayanım kapasitelerinin altında ise şekildeğiştirmeye göre tasarım tamamlanır. Aksi durumda eleman kesitleri değiştirilir ve hesap tekrarlanarak yeniden değerlendirme yapılır ve bu şekilde şekildeğiştirmeye göre tasarım sonuçlandırılır. (TBDY-2018)

2.4.1. Yapısal elemanlarda hasar sınırları ve bölgeleri

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç hasar sınırı ve hasar durumu belirlenmiştir. Bunlar Sınırlı Hasar (SH), Kontrollü Hasar (KH) ve Göçme Öncesi Hasar (GÖ) durumları olarak adlandırılmıştır. Sınırlı hasar durumunda kesitte sınırlı şekilde elastik ötesi davranışı, kontrollü hasar durumunda kesit dayanımının güvenli bir biçimde sağlanabileceği elastik ötesi davranışı, göçme öncesi hasar durumunda ise kesitte ileri seviyede elastik ötesi davranışı tanımlamaktadır. Ama sünek olmayan (gevrek) olarak hasar alan elemanlarda yukarıda bahsedilen sınıflandırmalar geçerli değildir. (TBDY2018)

Kritik kesitlerinin hasarı SH'ya ulaşmamış elemanlar sınırlı hasar bölgesinde, SH ile KH arasında yer alan elemanlar belirgin hasar bölgesinde, KH ile GÖ arasında yer alan elemanlar ileri hasar bölgesinde, GÖ'yü geçen elemanlar göçme bölgesinde yer almaktadır. (TBDY-2018)



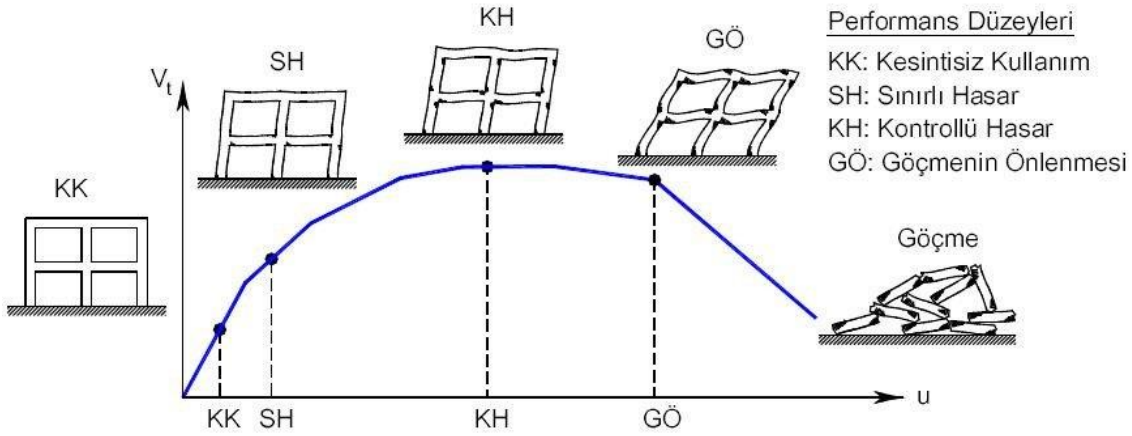
Şekil 2.13. Kesitlerde belirtilen hasar bölgeleri

Doğrusal veya doğrusal olmayan hesap yaklaşımlarıyla hesaplanan iç kuvvetlerin veya şekil değiştirmelerin, kesit hasar sınırlarına karşı gelecek şeklinde tanımlanan sayısal miktarlar ile kıyaslanması sonucunda kesitler ne kadar hasar alıp ve hangi hasar bölgelerinde olduğun belirtilmektedir. Eleman hasarı, elemanın en fazla hasara maruz kalan kesitine göre tanımlanacaktır. (TBDY-2018)

2.4.2. Binanın deprem performans düzeyleri

Binanın performans düzeyi, belirli bir deprem hareketine maruz kalan bir binanın, bu deprem etkisini altında hangi hasar seviyesiyle karşıladığının tespit edilmesi şeklinde tanımlanabilir. Binanın hasar seviyesi, bina içinde bulunanların can güvenliği ile depremden sonra binanın hizmet verip veremeyeceği ile doğrudan ilgilidir.

Bina performans hedeflerinin tanımına esas olmak üzere, deprem etkisi altında bina taşıyıcı sistemleri için bina performans düzeyleri Şekil 0.14'te gösterildiği gibi TBDY-2018'de dört farklı hasar durumu esas alınarak tanımlanmıştır.



Şekil 2.14. Yapı performans hedefleri (Darılmaz 2018)

2.4.3. Yeni betonarme bina elemanları için izin verilen şekildeğiştirme ve iç kuvvet sınırları

Göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeyi için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, yeni betonarme bina elemanlarında yayılı plastik davranış modeline göre hesaplanan beton ve donatı çeliği toplam birim şekildeğiştirmeleri $\varepsilon_c^{(GÖ)}$ ve $\varepsilon_s^{(GÖ)}$ için izin verilen sınırlar aşağıda tanımlanmıştır. (TBDY-2018)

(a) Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için beton birim kısalması dikdörtgen kesitli kolon ve kiriş için Denklem 2.19 ile hesaplanır:

$$\varepsilon_c^{(GÖ)} = 0,0035 + 0,04\sqrt{\omega_{we}} \le 0,018 \tag{2.19}$$

(b) Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans düzeyi için donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi Denkem 2.20 ile elde edilir:

$$\varepsilon_s^{(GÖ)} = 0,4\varepsilon_{su} \tag{2.20}$$

Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans düzeyi için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, yeni betonarme bina elemanlarında yığılı plastik

davranış modeline göre hesaplanan plastik dönmeler için izin verilen sınır, kesite etkiyen eksenel kuvvet ve donatı çeliği modelleri dikkate alınarak yapılacak eğrilik analizi sonucunda Denklem (2-21) ile hesaplanacaktır.

$$\theta_p^{(GÖ)} = \frac{2}{3}\left[(\phi_u - \phi_y)L_p\left(1-0,5\frac{L_p}{L_s}\right)+4,5\phi_u d_b\right] \tag{2.21}$$

Kontrollü Hasar (KH) performans düzeyi için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, yeni betonarme bina elemanlarında beton ve donatı çeliği için izin verilen toplam birim şekil değiştirmeler $\varepsilon_c^{(KH)}$ ve $\varepsilon_s^{(KH)}$ ile plastik dönme $\theta_p^{(KH)}$ sınırları, Daha önce bahsedilen göçmenin önlenmesi performans düzeyinde tanımlanan değerlere ilişkin aşağıdaki denklemler tanımlanmıştır:

$$\varepsilon_c^{(KH)} = 0,75\varepsilon_c^{(GÖ)} \quad ; \quad \varepsilon_s^{(KH)} = 0,75\varepsilon_s^{(GÖ)} \tag{2.22}$$

$$\theta_p^{(KH)} = 0,75\theta_p^{(GÖ)} \tag{2.23}$$

Sınırlı Hasar (SH) performans düzeyi için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, yeni betonarme bina elemanlarında beton ve donatı çeliği izin verilen toplam birim şekildeğiştirmeler $\varepsilon_c^{(SH)}$ ve $\varepsilon_s^{(SH)}$ bu bağlantılarla tanımlanmıştır:

$$\varepsilon_c^{(SH)} = 0,0025 \quad ; \quad \varepsilon_s^{(SH)} = 0,0075 \tag{2.24}$$

Etkin kesit rijitlikleri kullanılarak yapılan hesapta SH performans düzeyi için taşıyıcı sistemde plastik mafsal oluşumuna izin verilmeyecektir:

$$\theta_p^{(SH)} = 0 \tag{2.25}$$

2.4.4. Mevcut binaların deprem performansının belirlenmesi

Mevcut binaların deprem etkisi altında deprem performansını belirlemek için, binada oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkili olup 4 farklı hasar durumu göz önünde alınarak tanımlanmıştır. Betonarme binaların deprem performansının belirlenmesi hedefi ile uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir. (TBDY-2018)

2.4.5. Mevcut betonarme binalarda sınırlı hasar performans düzeyi

Betonarme binaların herhangi bir katında, maruz kalan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap neticesinde kirişlerin en fazla %20'si belirgin hasar bölgesine geçebilir, ama diğer taşıyıcı elemanlarının hepsi sınırlı hasar bölgesinde kalması beklenmektedir. eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirmeleri kaydı ile, bu durumdaki binaların sınırlı hasar performans düzeyinde olduğu kabul edilir.

2.4.6. Mevcut betonarme binalarda kontrollü hasar performans düzeyi

Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirmeleri kaydı ile, aşağıdaki koşulları sağlayan binaların kontrollü hasar performans düzeyinde olduğu kabul edilir:

(a) Betonarme binaların herhangi bir katında, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %35'i ve düşey elemanların (kolonlar, perdeler ve güçlendirilmiş bölme duvarlar) aşağıdaki (b) paragrafında tanımlanan kadarı ileri hasar bölgesine geçebilir.

(b) İleri hasar bölgesindeki düşey elemanların, her bir katta düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmalıdır. en üst katta ileri hasar bölgesindeki düşey elemanların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm düşey elemanların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir.

(c) Diğer taşıyıcı elemanların tümü sınırlı hasar bölgesi veya belirgin hasar bölgesindedir. ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden belirgin hasar sınırı aşılmış

olan düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

2.4.7. Mevcut betonarme binalarda göçmenin önlenmesi performans düzeyi

Gevrek olarak hasar gören tüm elemanların göçme bölgesinde olduğunun göz önüne bulundurulması kaydı ile, aşağıdaki koşulları sağlayan binaların göçmenin önlenmesi performans düzeyinde olduğu kabul edilir:

(a) Betonarme binaların herhangi bir katında, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %20'si göçme bölgesine geçebilir.

(b) Diğer taşıyıcı elemanların tümü sınırlı hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi veya ileri hasar bölgesindedir. ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden belirgin hasar sınırı aşılmış olan düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

(c) Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır.

2.4.8. Göçme durumu

Bina göçmenin önlenmesi performans düzeyini sağlayamıyorsa göçme durumundadır. Binanın kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır.

3. MATERYAL ve YÖNTEM

Bu bölümde, tez kapsamında değerlendirmesi yapılan yapıların detayları ve kullanılan yöntemleri anlatılacaktır.

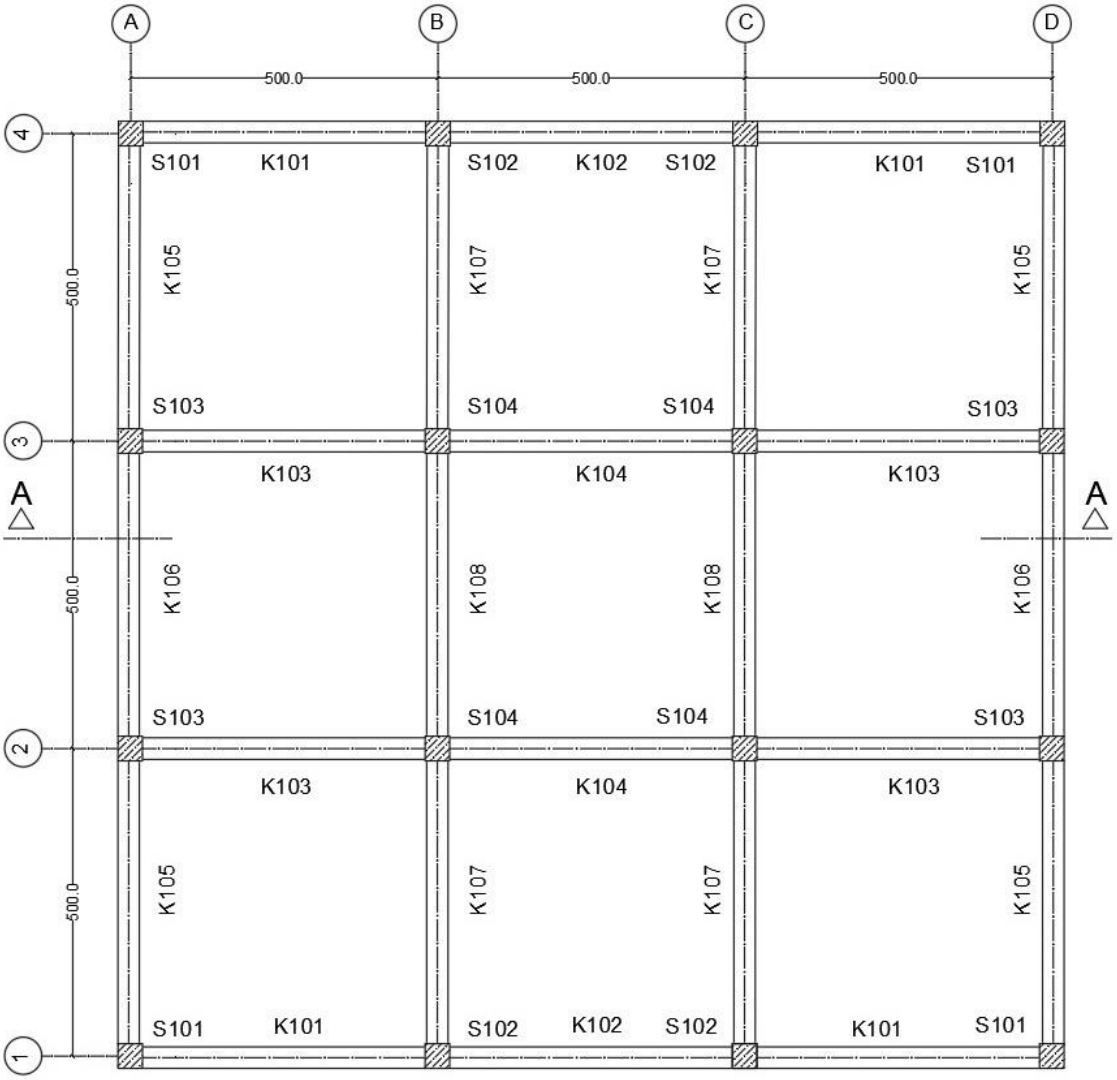
Tezin başlığından bilindiği üzere bu çalışmanın kapsamında performans tabanlı plastik tasarım yönetiminin şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım (ŞGDT) yaklaşımı ile kıyaslanması hedeflenmiştir. Çalışma kapsamında, moment aktaran betonarme taşıyıcı sisteme sahip, 4 ve 8 katlı iki adet prototip bina dikkate alınmıştır. Bu prototip binalar her iki tasarım yaklaşımına göre tasarlanmıştır.

İki yöntemin kıyaslanması için, her iki yöntem ile tasarlanan yapılar statik ve dinamik performans analizlerine tabi tutulmuştur.

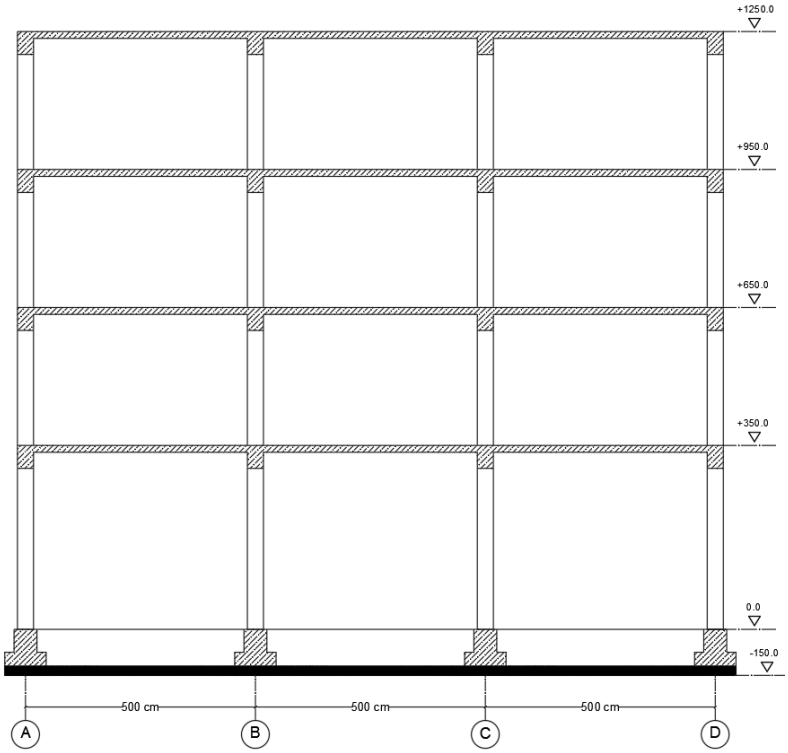
3.1. Prototip binaların bilgileri

3.1.1. Geometrik bilgiler

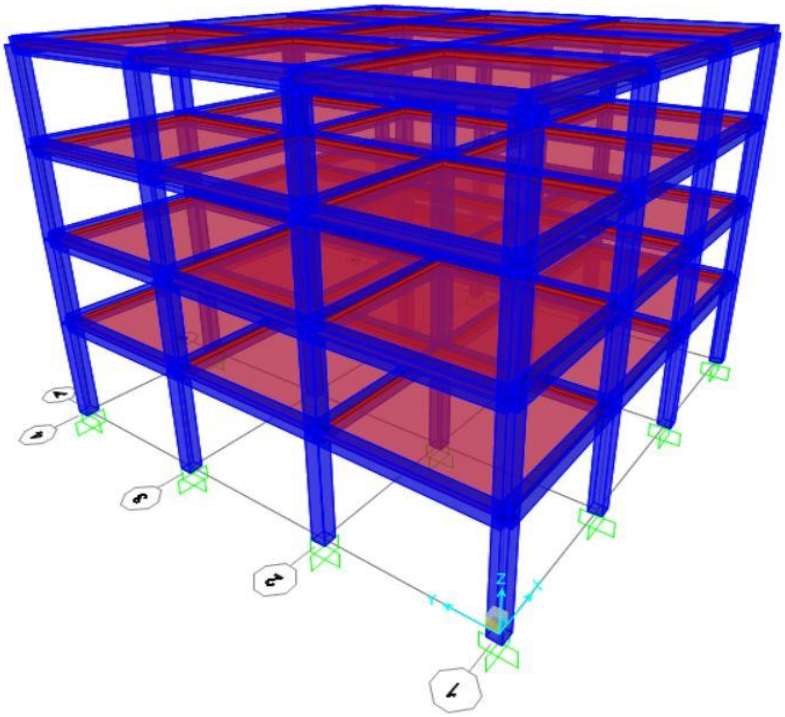
Bu tez kapsamındaki tasarımları ŞDGT ve PTPT yöntemlerine göre yapılacak 4 katlı betonarme yapının şematik kat planı Şekil 3.1'de, şematik kat yükseklikleri (A-A Kesiti) Şekil 3.2'de ve üç boyutlu genel sistem görünüşü ise Şekil 3.3’te verilmektedir. Bununla birlikte 8 katlı betonarme yapının şematik kat planı Şekil 0.4'te, kat yükseklikleri (A-A Kesiti) Şekil 0.5'te ve üç boyutlu genel sistem görünüşü Şekil 3.6’de sunulmaktadır.



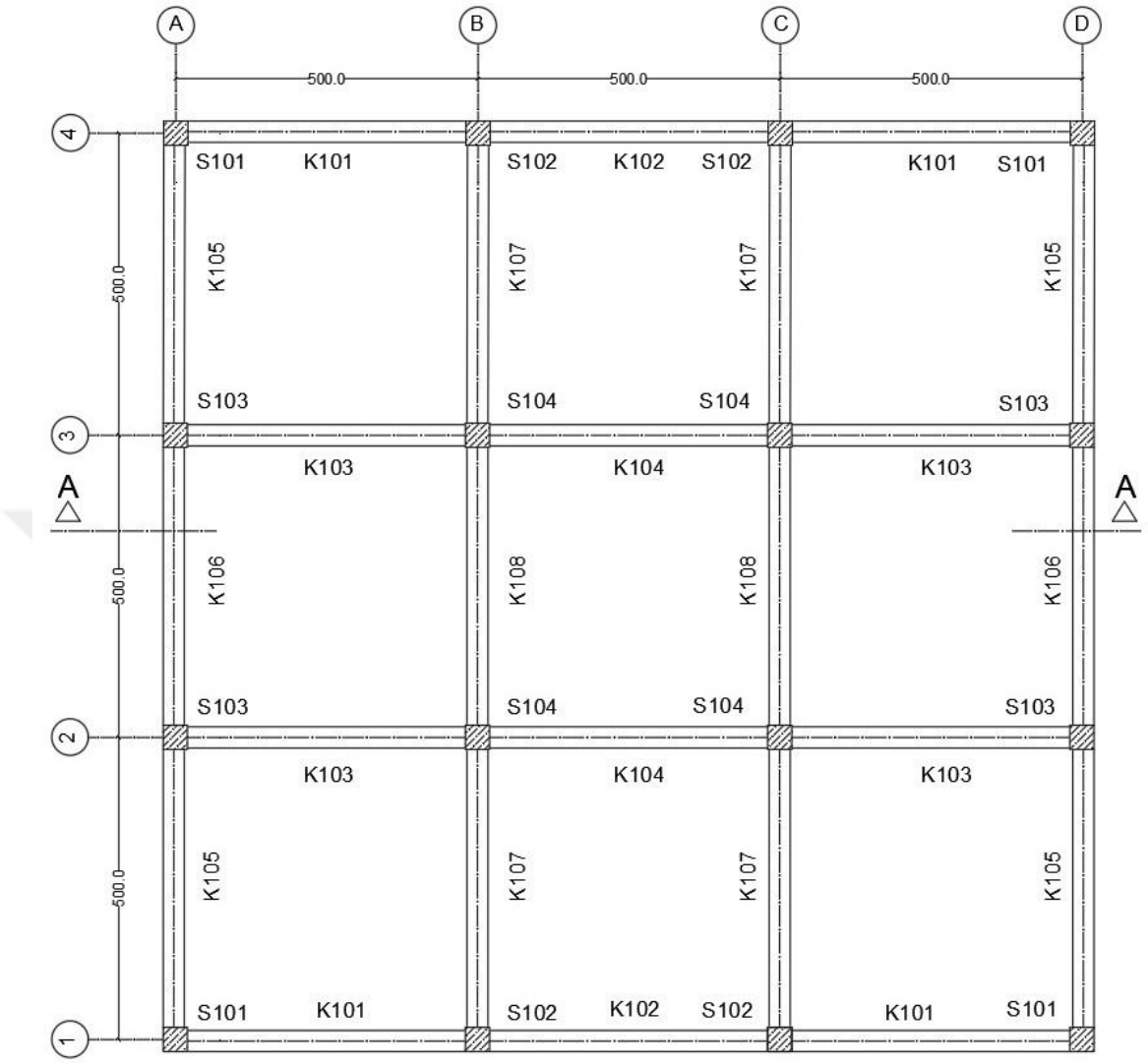
Şekil 3.1. 4 Katlı yapının şematik plan görünüşü.



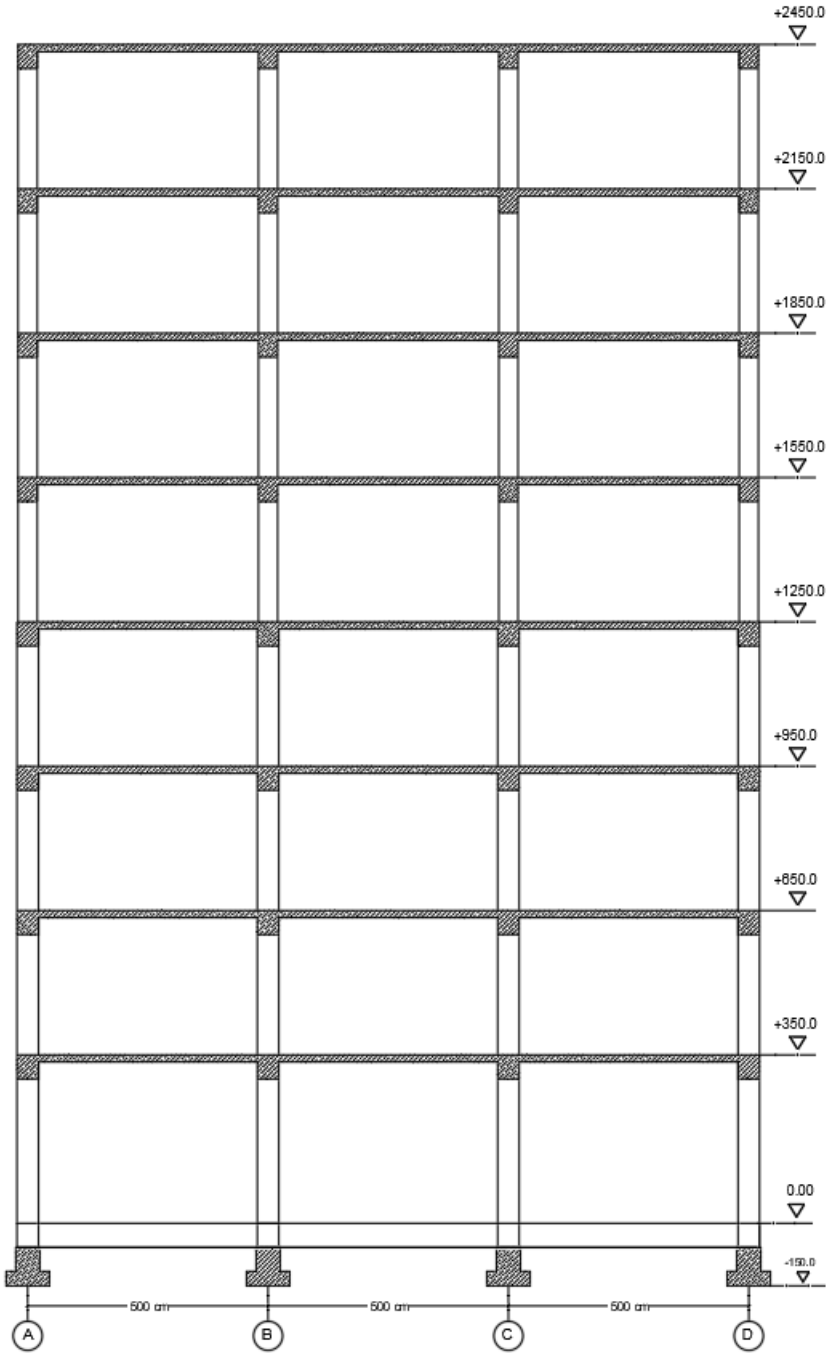
Şekil 3.2. 4 Katlı yapının şematik kat yükseklikleri (A-A Kesit).



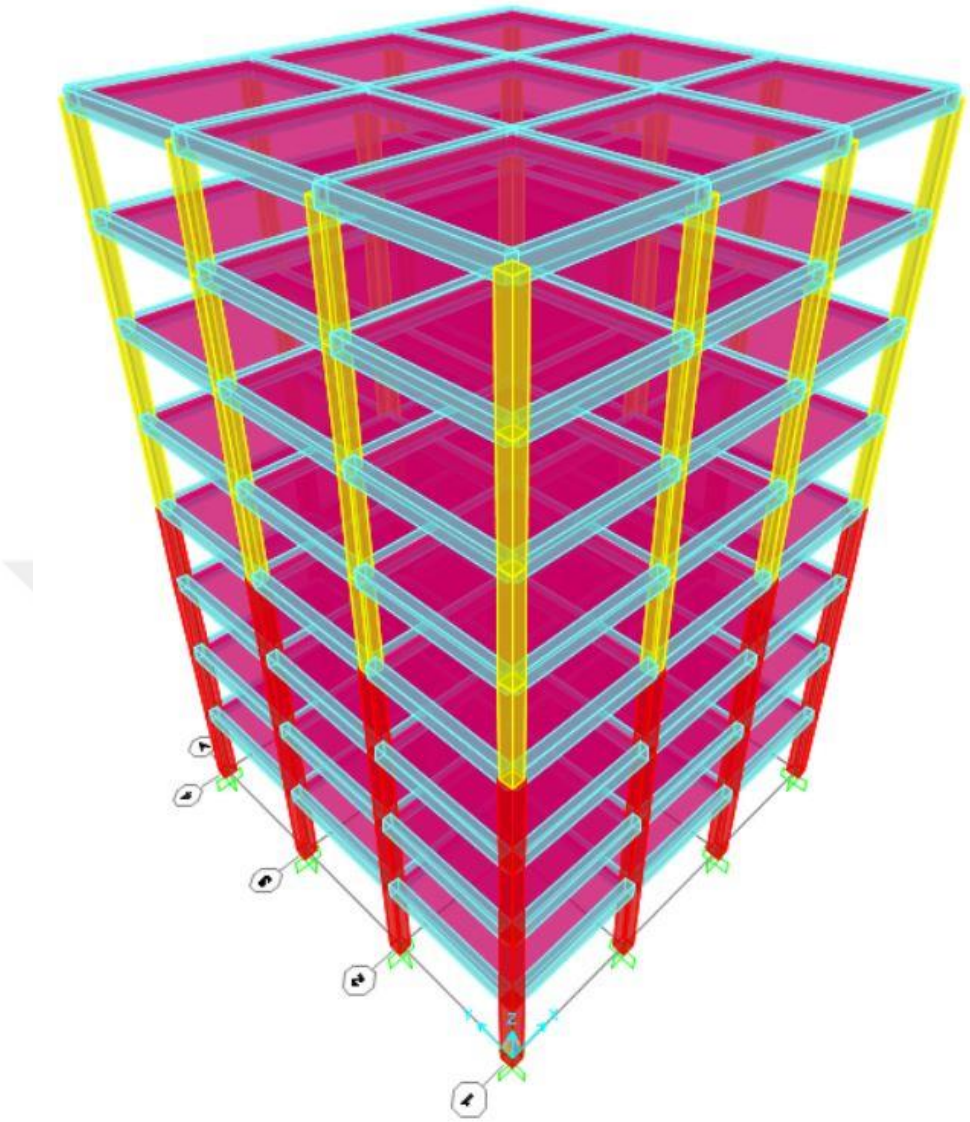
Şekil 3.3. 4 Katlı yapının üç boyutlu genel sistem görünüşü



Şekil 3.4. 8 Katlı yapının şematik plan görünüşü.



Şekil 3.5. 8 Katlı yapının şematik kat yükseklikleri (A-A Kesit).



Şekil 3.6. 8 Katlı yapının üç boyutlu genel sistem görünüşü

3.1.2. Malzeme ve zemin bilgileri

Yukarıdaki yapıların tüm betonarme elemanlar için dikkate alınacak beton sınıfı C30/37 donatı ise S420 dir.

3.1.3. Deprem verileri

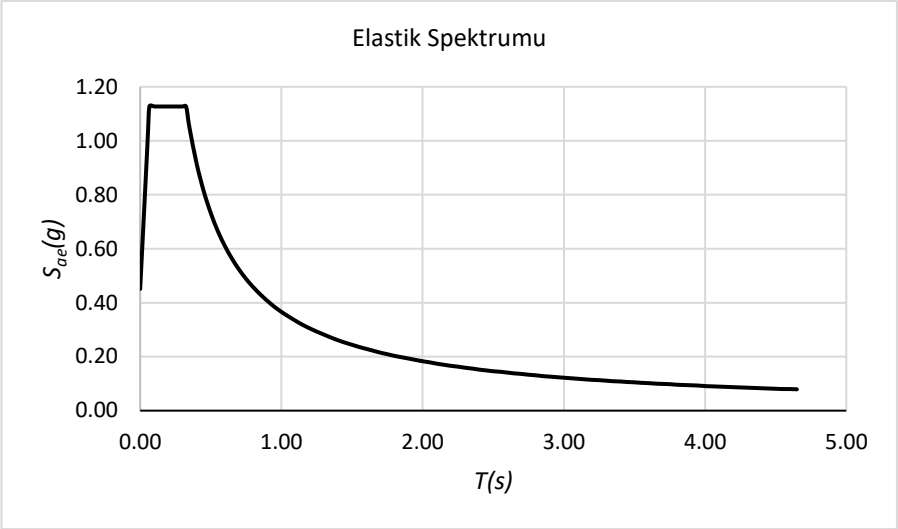
Binalar Bursa şehri ve Nilüfer ilçesinde inşa edileceği varsayılarak koordinat ve zemin sınıfı bilgileri de Çizelge 3.1'de verilmiştir. TDTH kullanılarak yapıların koordinatına ait deprem parametreleri deprem yer hareket düzeyleri DD-2 ve DD-3 için elde edildikten sonra Çizelge 3.2'de özetlenmiştir.

Çizelge 3.1. Yapılara ait koordinat ve zemin bilgileri

Enlem	40.267591
Boylam	28.938711
Yerel Zemin Sınıfı	ZC

Çizelge 3.2. Yapıların koordinatına ait deprem parametreleri

	DD-2	DD-3
S_S	0,939	0,347
S_1	0,244	0,097
S_{DS}	1,127	0,451
S_{D1}	0,366	0,146
T_A	0,065 (s)	0,065 (s)
T_B	0,325 (s)	0,323 (s)
T_L	6 (s)	6 (s)



Şekil 3.7. 4 , 8 katlı ŞDGT ve PTPT yöntemlerine göre tasarlanmış yapıların koordinatına ait deprem yatay elastik tasarım spektrumu

3.1.3. Düşey yükler

4 ve 8 katlı yapılara etkiyen sabit ve hareketli düşey yükler Çizelge 3.3'te özetlenmiştir. Duvar yükleri ise hesapları basitleştirmek amacıyla yayılı yüke çevrilerek birim alan için verilmektedir.

Çizelge 3.3. Yapılara etkiyen düşey yükler

Çatı Kat Döşemesi	Çatı kaplaması	1,0	kN/m^2
	İzolasyon	0,2	kN/m^2
	Betonarme döşeme	3,5	kN/m^2
	Asma tavan+tesisat	0,5	kN/m^2
	Toplan (G)	5,2	kN/m^2
	hareketli yükü (Q)	2,0	kN/m^2
Normal Kat Döşemesi	Çatı kaplaması	0,5	kN/m^2
	Betonarme döşeme	4,5	kN/m^2
	Asma tavan+tesisat	0,5	kN/m^2
	Duvarlar	2,8	kN/m^2
	Toplan (G)	8,3	kN/m^2
	hareketli yükü (Q)	2,0	kN/m^2

3.2. Prototip Binaların Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı İle Tasarımı

Herhangi bir binanın ŞDGT göre tasarımı yapılması için o binanın, DGT'e göre ön tasarımı yapılması gerekmektedir. Dolayısıyla bu çalışma kapsamında uygulamaya konu olan binaların ön tasarımı Dayanıma Göre Tasarım yöntem ile yapılmaktadır.

3.2.1. Prototip binaların dayanıma göre ön tasarımı

Yukarıda şematik geometrik özellikleri verilen 4 ve 8 katlı betonarme binalar konut olarak her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerden oluşmaktadır. Her iki yapıda kolonlar ±0,00 kotunda temele ankastre biçiminde mesnetlenmiştir. Döşemelerin kalınlığı her iki yapı içi 150 mm olarak alınmıştır. Yapıların deprem analizlerinde TBDY 4.5.8'de verilen etkin kesit rijitıikleri dikkate alınmıştır.

Söz konusu olan 4 ve 8 katlı binalar konut olarak kullanıldığından dolayı TBDY-2018 Tablo 3.1'e göre, bina kullanım sınıfı BKS=3 ve bina önem katsayısı I = 1.0 olarak elde edilmektedir. TBDY -2018 Tablo 3.2'ye göre BKS = 3 ve $S_{DS} \geq 0,75$ durumu için deprem tasarım sınıfı her iki yapı için DTS =1 elde edilmektedir. 4 katlı yapı için TBDY-2018 Tablo 3.3 kullanılarak DTS=1 ve $10,5 < H_N = 12,5 \leq 17,5$ için bina yükseklik sınıfı BYS = 6 elde edilir. Ardından aynı tablo kullanılarak DTS=1 ve $17,5 < H_N = 24,5 \leq 28,5$ olduğundan dolayı 8 katlı yapı için bina yükseklik sınıfı BYS = 5 olarak elde edilmiştir. Her iki yapı için, deprem etkilerinin tamamı moment aktaran süneklik düzeyi yüksek betonarme çerçevelerle karşılandığından dolayı TBDY-2018 Tablo 4.1 A11'de verilen BYS ≥3 koşulu sağlanmaktadır. Bu yapılar için TBDY-2018 Tablo 3.4 kullanılarak DTS =1 ve yeni yapılacak yerinde dökme betonarme binalar için normal performans hedefinin kontrollü hasar (KH) ve tasarım yaklaşımının da DD-2 deprem yer hareketi düzeyinde dayanıma göre tasarım DGT olduğu bulunmaktadır.

Kirişlerin ön boyutlandırılması

Kiriş boyutlarına ilişkin olarak TS500 ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği gerekli minimum boyutları sunmaktadırlar. Moment aktaran çerçeve kirişlerinin gövde genişliği için minimum değer TS 500'de 200mm, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde ise 250 mm olarak verilmektedir. kiriş yüksekliği 300 mm ya da döşeme kalınlığının 3 katından az olamaz ve kiriş yüksekliği, kiriş gövde genişliğinin 3,5 katından fazla olmayacaktır.

Kiriş boyutları her iki yapı için 250 mm x 500 mm seçilip ve Çizelge 3.6 ve 3.7'de gösterilmektedir.

Kolonların ön boyutlandırılması

Kolonların ön boyutlandırılması düşey yükler dikkate alınarak yapılmıştır. TBDY'e göre dikdörtgen kesitli kolonlar için kesit genişliği 300 mm den az olamaz. Daire kesitli kolonlar için kolon çapı 350 mm den daha küçük seçilemez. Deprem yönetmeliği koşulu dikkate alınarak kolonların ön boyutları, Denklem 3.1 yardımıyla belirlenmiştir.

$$A_C = b \cdot h \geq \frac{N_d}{0,4 \cdot f_{ck}} \tag{3.1}$$

Deprem yönetmeliğin koşulu dikkate alınarak 4 katlı yapı için tüm kolonların ön boyutları 400 mm x 400 mm ve 8 katlı yapı için 450 mm x 450 mm seçilip Çizelge 3.4 ve 3.5'te yerleştirilmiştir.

Çizelge 3.4. Tez kapsamındaki 4 katlı yapının kiriş, kolon ön boyotları, kat alanı ve kat yüksekliği

Kat	Kolon (cm)	Kiriş (cm)	Döşeme (cm)	Kat Yüksekliği (cm)	Kat Alanı (m^2)
Çartı	40x40	25x50	15	300	207,36
3	40x40	25x50	15	300	207,36
2	40x40	25x50	15	300	207,36
1	40x40	25x50	15	350	207,36

Çizelge 3.5. Tez kapsamındaki 8 katlı yapının kiriş, kolon ön boyotları, kat alanı ve kat yüksekliği

Kat	Kolon (cm)	Kiriş (cm)	Döşeme (cm)	Kat Yüksikliği (cm)	Kat Alanı (m^2)
Çatı	45x45	25x50	15	300	240,25
7	45x45	25x50	15	300	240,25
6	45x45	25x50	15	300	240,25
5	45x45	25x50	15	300	240,25
4	45x45	25x50	15	300	240,25
3	45x45	25x50	15	300	240,25
2	45x45	25x50	15	300	240,25
1	45x45	25x50	15	350	240,25

Deprem yüklerinin belirlenmesi

Yukarıda 4 katlı prototip bina için verilen veriler dikkate alındığında TBDY Tablo 4.4'te verilen koşulları sağladığından (DTS =1 ve BYS ≥ 5) Deprem hesaplarında Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi kullanılmıştır.

Çizelge 3.6. 4 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri

Kat	Alan (m^2)	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	w_i (kN)	m_i (kNs^2/m)
Çatı	207,36	5,2	2,0	1759,5	179,4
3	207,36	8,3	2,0	2457,0	250,5
2	207,36	8,3	2,0	2457,0	250,5
1	207,36	8,3	2,0	2489,0	253,7
Toplam				**9162,504**	**934,0**

Çizelge 3.7 8 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri

Kat	Alan (m^2)	G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	wi (kN)	mi (kNs^2/m)
Çatı	240,25	5,2	2,0	1810,5	184,6
7	240,25	8,3	2,0	2508,0	255,7
6	240,25	8,3	2,0	2508,0	255,7
5	240,25	8,3	2,0	2508,0	255,7
4	240,25	8,3	2,0	2508,0	255,7
3	240,25	8,3	2,0	2508,0	255,7
2	240,25	8,3	2,0	2508,0	255,7
1	240,25	8,3	2,0	2548,5	259,8
Toplam				**19407**	**1978,3**

Çizelge 3.6 ve Çizelge 3.7'de 4 ve 8 katlı prototip binaların kat alanı, katlara etkiyen hareketli ve sabit yükler, kat ağırlıkları ve kat kütleleri verilmiştir.

Yapı analizi modelinden elde edilen hakim doğal titreşim periyodu $T_p^{(x)} = T_p^{(y)} = 0,857s$ 'dir. TBDY2018, 4.7.3.2'ye göre binanın hakim doğal titreşim periyotunun deprem hesabında göz önüne alınacak en büyük değeri ampirik hakim doğal titreşim periyotunun 1,4 katından daha fazla alınmayacaktır.

$$T_{pA} = C_t \cdot H_N^{3/4} \tag{3.2}$$

Burada Ct katsayısı taşıyıcı sistemi sadece betonarme çerçevelerden oluşan binalarda Ct = 0,1 ve Hn yapı yüksekliğini temsil etmektedir.

$T_{pA} = C_t \cdot H_N^{3/4} = 0,1 \cdot (12,5)^{3/4} = 0,665s$

$T_p^{(x)} = 0,857 < 1,4 \cdot 0,665 = 0,931$ olduğu için $T_p^{(x)} = 0,857s$ kullanılacaktır.

TBDY-2018 Tablo 4.1'e göre moment aktaran süneklik düzeyi yüksek betonarme çerçeveli sistemler için taşıyıcı sistem davranış katsayısı R=8 olarak tanımlanmaktadır. TBDY 4.2.1'e göre deprem yükü azaltma katsayısı Denklem 3.3 ile belirlenmiştir.

$$T > T_B \quad \text{için} \quad R_a(T) = R/I = 8/1 = 8 \tag{3.3}$$

TBDY 4.7.1'e göre, dikkate alınan deprem doğrultusunda yapının tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) aşağıda Denklem 3.4 kullanılarak elde edilmiştir.

$$V_{tE}^{(x)} = m_t S_{aR}(T_p^{(x)}) \geq 0,04 m_t \cdot I \cdot S_{DS} \cdot g \tag{3.4}$$

Binanın hesap yapılan doğrultusundaki periyodunun T_A ve T_B'ye göre durumu göz önüne alınarak $S_{ae}(T)$ değeri hesaplanmıştır.

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \tag{3.5}$$

$$T_B = 0,325s < T_P^{(X)} = T_P^{(y)} = 0,857s < T_L = 6s$$

$$S_{ae}^{(x)}(T) = S_{ae}^{(y)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,366}{0,857} = 0,427$$

Azaltılmış tasarım spektral ivmesi,

$$S_{aR}(T) = \frac{S_{ae}(T)}{R_a(T)} \tag{3.6}$$

$$S_{aR}^{(x)} = \frac{S_{ae}^{(x)}(T)}{R_a(T)} = \frac{0,427}{8} = 0,053$$

Eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvveti,

$$V_{tE}^{(x)} = V_{tE}^{(y)} = m_t \cdot S_{aR}^{(x)}(T_p^{(x)}) = w \cdot S_{aR}^{(x)}(T_p^{(x)}) = 9162,5 \cdot 0,053 = 485,61kN$$

$$V_{tE}^{(x)}{}_{\min} = V_{tE}^{(Y)}{}_{\min} = 0,04 \cdot m_t \cdot I \cdot S_{DS} \cdot g = 0,04 \cdot 933,99 \cdot 1 \cdot 1,127 \cdot 9,81 = 413.04kN$$

Kontrol,

$V_{tE}^{(x)} = V_{tE}^{(y)} = 485,61kN > V_{tE}^{(x)}{}_{\min} = V_{tE}^{(Y)}{}_{\min} = 413,04kN \Rightarrow$ Sağlanmıştır

Katlara etkiyen deprem yüklerinin belirlenmesi

TBDY 4.7.2'ye göre toplam eşdeğer deprem yükü, yapının katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilmektedir. Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü her iki doğrultu için Denklem 3.7 ile hesaplanmıştır.

$$\Delta F_{NE} = 0,0075 N V_{tE} \tag{3.7}$$

$\Delta F_{NE}^{(x)} = \Delta F_{NE}^{(y)} = 0,0075 \cdot 4 \cdot 485,61 = 14,56kN$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_{NE} tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı ise, N'inci kat dâhil olmak üzere, yapının katlarına Denklem 3.8 ile dağıtılmıştır. 4 katlı yapı için elde edilen sonuçlar Çizelge 3.8'de ve 8 katlı yapıya ait sonuçlar Çizelge 3.9'de verilmiştir.

$$F_{iE}^{(x)} = (V_{tE}^{(x)} - \Delta F_{NE}^{(x)}) \frac{m_i H_i}{\sum_{j=1}^{N} m_i H_j} \tag{3.8}$$

Çizelge 3.8. 4 Katlı prototip binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$w_i H_i / \sum w_i H_i$	$F_{iE}^{(x)} = F_{iE}^{(y)}$ (kN)
Çatı	0,314	162,59
3	0,333	157,00
2	0,228	107,42
1	0,124	58,60
∑	**1,000**	**485,61**

Çizelge 3.9. 8 katlı prototip binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$w_iH_i/\sum w_iH_i$	$F_{iE}^{(x)} = F_{iE}^{(y)}$ (kN)
Çatı	0,1681	190,679
7	0,2043	167,975
6	0,1758	144,537
5	0,1473	121,098
4	0,1188	97,660
3	0,0903	74,222
2	0,0618	50,783
1	0,0338	27,786
∑	**1,000**	**874,740**

TBDY 4.5.10 uyarınca, yapının (X) ve (Y) doğrultularındaki ek dış merkezlikleri aşağıda belirtilmektedir.

$$e_x = e_y = \pm 0,05 \cdot 15,40m = \pm 0,77m$$

Yük birleşimleri

TBDY 4.4.4'e göre taşıyıcı sistem elemanlarının tasarımında esas alınmak üzere, deprem etkisini içeren yük birleşimleri Denklem 3.9 ve Denklem 3.10 ile tanımlanmıştır:

$$G + Q + 0,2S + E_d^{(H)} + E_d^{(z)} \tag{3.9}$$

$$0,9G + E_d^{(H)} 0,3E_d^{(z)} \tag{3.10}$$

Yatayda birbirine dik doğrultudaki deprem etkilerinin birleştirilmesi için TBDY-2018 bölüm 4.4.2'nin kuralları geçerlidir. Yatayda birbirine dik (X) ve (Y) doğrultularında tanımlanan depremlerden oluşan deprem etkileri aşağıdaki şekilde birleştirilecektir.

$$E_d^{(H)} = \pm E_d^{(x)} \pm 0,3E_d^{(y)} \tag{3.11}$$

$$E_d^{(H)} = \pm 0,3E_d^{(x)} \pm E_d^{(y)} \tag{3.12}$$

Yapıdaki düşey deprem etkisi TBDY 4.4.3'e göre hesaplanmıştır. Bu yapıda TBDY 4.4.3.1'de belirtilen özel durumlar olmadığından dolayı düşey deprem etkisi özel bir hesap gerektirmeksizin Denklem 3.13 vasıtasıyla yaklaşık olarak hesaplanacaktır.

$$E_d{}^{(Z)} \approx (2/3) \cdot S_{DS} \cdot G \tag{3.13}$$

$$E_d{}^{(Z)} \approx (2/3) \cdot S_{DS} \cdot G \approx (2/3) \cdot 0,751 \cdot G = 0,5G$$

Çizelge 3.10. 4 ve 8 katlı prototip binanın tasarımında kullanılan yük birleşimleri

No	Yük Kombinasyonu	No	Yük Kombinasyonu
1	1,4G+1,6Q	34	0,9G+EXP+0,3EYP-0,3EZ
2	G+Q+EXP+0,3EYP+0,3EZ	35	0,9G+EXP-0,3EYP-0,3EZ
3	G+Q+EXP-0,3EYP+0,3EZ	36	0,9G-EXP+0,3EYP-0,3EZ
4	G+Q-EXP+0,3EYP+0,3EZ	37	0,9G-EXP-0,3EYP-0,3EZ
5	G+Q-EXP-0,3EYP+0,3EZ	38	0,9G+EXN+0,3EYP-0,3EZ
6	G+Q+EXN+0,3EYP+0,3EZ	39	0,9G+EXN-0,3EYP-0,3EZ
7	G+Q+EXN-0,3EYP+0,3EZ	40	0,9G-EXN+0,3EYP-0,3EZ
8	G+Q-EXN+0,3EYP+0,3EZ	41	0,9G-EXN-0,3EYP-0,3EZ
9	G+Q-EXN-0,3EYP+0,3EZ	42	0,9G+EXP+0,3EYN-0,3EZ
10	G+Q+EXP+0,3EYN+0,3EZ	43	0,9G+EXP-0,3EYN-0,3EZ
11	G+Q+EXP-0,3EYN+0,3EZ	44	0,9G-EXP+0,3EYN-0,3EZ
12	G+Q-EXP+0,3EYN+0,3EZ	45	0,9G-EXP-0,3EYN-0,3EZ
13	G+Q-EXP-0,3EYN+0,3EZ	46	0,9G+EYP+0,3EXP-0,3EZ
14	G+Q+EXN+0,3EYN+0,3EZ	47	0,9G+EYP-0,3EXP-0,3EZ
15	G+Q+EXN-0,3EYN+0,3EZ	48	0,9G-EYP+0,3EXP-0,3EZ
16	G+Q-EXN+0,3EYN+0,3EZ	49	0,9G-EYP-0,3EXP-0,3EZ
17	G+Q-EXN-0,3EYN+0,3EZ	50	0,9G+EYN+0,3EXP-0,3EZ
18	G+Q+EYP+0,3EXP+0,3EZ	51	0,9G+EYN-0,3EXP-0,3EZ
19	G+Q+EYP-0,3EXP+0,3EZ	52	0,9G-EYN+0,3EXP-0,3EZ
20	G+Q-EYP+0,3EXP+0,3EZ	53	0,9G-EYN-0,3EXP-0,3EZ
21	G+Q-EYP-0,3EXP+0,3EZ	54	0,9G+EYP+0,3EXN-0,3EZ
22	G+Q+EYN+0,3EXP+0,3EZ	55	0,9G+EYP-0,3EXN-0,3EZ
23	G+Q+EYN-0,3EXP+0,3EZ	56	0,9G-EYP+0,3EXN-0,3EZ
24	G+Q-EYN+0,3EXP+0,3EZ	57	0,9G-EYP-0,3EXN-0,3EZ
25	G+Q-EYN-0,3EXP+0,3EZ	58	0,9G+EXN+0,3EYN-0,3EZ
26	G+Q+EYP+0,3EXN+0,3EZ	59	0,9G-EXN+0,3EYN-0,3EZ
27	G+Q+EYP-0,3EXN+0,3EZ	60	0,9G+EXN-0,3EYN-0,3EZ
28	G+Q-EYP+0,3EXN+0,3EZ	61	0,9G-EXN-0,3EYN-0,3EZ
29	G+Q-EYP-0,3EXN+0,3EZ	62	0,9G+EYN+0,3EXN-0,3EZ
30	G+Q+EYN+0,3EXN+0,3EZ	63	0,9G-EYN+0,3EXN-0,3EZ
31	G+Q+EYN-0,3EXN+0,3EZ	64	0,9G+EYN-0,3EXN-0,3EZ
32	G+Q-EYN+0,3EXN+0,3EZ	65	0,9G-EYN-0,3EXN-0,3EZ
33	G+Q-EYN-0,3EXN+0,3EZ	66	

- 4 katlı yapı için eşdeğer deprem yükü yöntemi ayrıntılı yapıldığından dolayı 8 katlı yapı için ara işlemlerin özetleri çizelge şeklinde verilmemiştir.

Göreli kat ötelemelerinin kontrolü

4 ve 8 katlı prototip binaların analizlerinin sonuçlarına dayanarak göreli kat öteleme kontrolü, TBDY 4.9'a göre yapılmıştır. Yönetmeliğin bu maddesine göre yapı çerçevesindeki herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yatay yer değiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi Denklem 3.14 ile hesaplanmıştır.

$$\Delta_i^{(x)} = u_i^{(x)} - u_{i-1}^{(x)} \tag{3.14}$$

Bu denklemde yer alan her bir deprem doğrultusuna bağlı olan yapının ardışık iki katında, herhangi bir kolonun uçlarında, azaltılmış deprem yüklerinden ortaya çıkan maksimum yatay yer değiştirmeleri temsil etmektedir. Buradaki 4 ve 8 katlı yapıların X ve Y doğrultusundaki açıklık sayısı ve bu açıklıkların mesafeleri aynı olduğu için sadece, X deprem doğrultusuna ait u_i yer değiştirmelerinin maksimum değerleri, sayısal olarak Çizelge 3.6 ve 3.7'de verilen ve %5 ek dış merkezlikle uygulanan azaltılmış deprem yüklerinden hesaplanmaktadır.

Hesabı yapılacak deprem doğrultusu için, yapının i'inci katındaki kolonların etkin göreli kat ötelemesi Denklem 3.15 ile elde edilmiştir.

$$\delta_i^{(x)} = \frac{R}{I}\Delta_i^{(x)} \tag{3.15}$$

Çizelge 3.11. 4 Katlı prototip binanın (X) Doğrultusundaki göreli kat ötelenme kontrolü

Kat	h_i (mm)	$\Delta_i^{(x)}$ (mm)	$\delta_i^{(x)} = R/I\ \Delta_i^{(x)}$ (mm)	$\delta_i^{(x)}/h_i$
Çatı	3000	2,319	18,55	0,0062
3	3000	4,018	32,14	0,0107
2	3000	5,166	41,32	0,0138
1	3500	4,850	38,80	0,0111

Çizelge 3.12. 8 Katlı prototip binanın (X) Doğrultusundaki göreli kat ötelenme kontrolü

Kat	h_i (mm)	$\Delta_i^{(x)}$ (mm)	$\delta_i^{(x)} = R/I\ \Delta_i^{(x)}$ (mm)	$\delta_i^{(x)}/h_i$
Çatı	3000	2,658	21,27	0,0071
7	3000	4,340	34,72	0,0116
6	3000	5,973	47,78	0,0159
5	3000	7,369	58,96	0,0197
4	3000	8,469	67,76	0,0226
3	3000	9,174	73,39	0,0245
2	3000	9,119	72,95	0,0243
1	3500	6,962	55,70	0,0159

Yukarıdaki Çizelgelerden görüldüğü üzere δ_i/h_i oranlarının maksimum değerleri, (X) doğrultusunda 4 katlı yapı için $(\delta_i^{(x)}/h_i)_{maks} = 0{,}0138$ ve 8 katlı yapı için ise $(\delta_i^{(x)}/h_i)_{maks} = 0{,}0245$ elde edilmektedir. Ayrıca TBDY 4.9.1.3'a göre dolgu duvarlar ile çerçeve elemanları arasında boşluk olmaması ve esnek derz olması durumları için sırası ile Denklem 3.16 ve Denklem 3.17 koşullarını sağlaması gerekmektedir.

$$\lambda \frac{\delta_{i,maks}^{(x)}}{h_i} \leq 0.008k \tag{3.16}$$

$$\lambda \frac{\delta_{i,maks}^{(x)}}{h_i} \leq 0.016k \tag{3.17}$$

Burada λ katsayısı, yapının dikkate alınan deprem doğrultusundaki hâkim titreşim periyodu DD-3 deprem yer hareketinin elastik tasarım spektral ivmesinin, DD-2 deprem yer hareketinin elastik tasarım spektral ivmesine oranıdır. k katsayısı,TBDY-2018'a göre betonarme yapılar için 1.0 alınmaktadır. Buna göre λ katsayısı X yönü için aşağıdaki şekilde elde edilmiştir.

DD-2 deprem yer hareketi için, (4 katlı yapı)

$$T_B = 0,325s < T_P{}^{(X)} = 0,857 < T_L = 6s \rightarrow S_{ae}{}^{(x)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,366}{0,857} = 0,427$$

DD-3 deprem yer hareketi için, (4 katlı yapı)

$$T_B = 0,323s < T_P{}^{(X)} = 0,857 < T_L = 6s \rightarrow S_{ae}{}^{(x)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,146}{0,857} = 0,170$$

$$\lambda^{(x)} = \frac{S_{ae}{}^{(x)}(T)_{,DD-3}}{S_{ae}{}^{(x)}(T)_{,DD-2}} = \frac{0,170}{0,427} = 0,398$$

$$\lambda^{(x)} \cdot \frac{\delta_{i,maks}{}^{(x)}}{h_i} = 0,398(0,0138) = 0,0055 < 0,008$$

4 katlı yapıda yukarıdaki aşamaların sonucu X deprem doğrultusunda (0,0055 < 0,008) koşulunu sağlandığı için göreli kat ötelemeleri Denklem 3.16 şartını gerektirmektedir.

DD-2 deprem yer hareketi için, (8 katlı yapı)

$$T_B = 0,325s < T_P{}^{(X)} = 1,541 < T_L = 6s \rightarrow S_{ae}{}^{(x)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,366}{1,541} = 0,237$$

DD-3 deprem yer hareketi için, (8 katlı yapı)

$$T_B = 0,323s < T_P{}^{(X)} = 1,541 < T_L = 6s \rightarrow S_{ae}{}^{(x)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,146}{1,541} = 0,094$$

$$\lambda^{(x)} = \frac{S_{ae}{}^{(x)}(T)_{,DD-3}}{S_{ae}{}^{(x)}(T)_{,DD-2}} = \frac{0,094}{0,237} = 0,396$$

$$\lambda^{(x)} \cdot \frac{\delta_{i,maks}{}^{(x)}}{h_i} = 0,396(0,0245) = 0,0097 > 0,008$$

8 katlı yapıda yukarıdaki aşamaların sonucu X deprem doğrultusunda (0,0097 >0,008) ve (0,0097 < 0,016) koşulunu sağlandığı için göreli kat ötelemeleri Denklem 3.17 şartını gerektirmektedir.

İkinci mertebe etkileri

TBDY 4.9.2 göre, dikkate alınan deprem doğrultusu için her bir kattaki, ikinci mertebe etkilerin değerleri her iki yapıda Denklem 3.18 ile hesaplanmıştır.

$$\theta_{\|i}^{(x)} = \frac{(\Delta_i^{(x)})_{ort} \sum_{k=1}^{N} w_k}{V_i^{(x)} h_i} \tag{3.18}$$

Çizelge 3.13. 4 Katlı prototip binanın ikinci mertebe gösterge değerleri

Kat	h_i (mm)	$V_i^{(x)}$ (kN)	$\sum_{k=i}^{N} Wk$	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ (mm)	$\theta^x_{ıı,i}$
Çatı	3000	162,59	1759,5	2,135	0,008
3	3000	319,59	4216,5	3,699	0,016
2	3000	427,02	6673,5	4,754	0,025
1	3500	485,61	9162,5	4,462	0,024

Çizelge 3.14. 8 Katlı prototip binanın ikinci mertebe gösterge değerleri

Kat	h_i (mm)	$V_i^{(x)}$ (kN)	$\sum_{k=i}^{N} Wk$	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ (mm)	$\theta^x_{ıı,i}$
Çatı	3000	190,7	1810,50	2,459	0,008
7	3000	358,7	4318,50	4,007	0,016
6	3000	503,2	6826,50	5,510	0,025
5	3000	624,3	9334,50	6,796	0,034
4	3000	721,9	11842,50	7,807	0,043
3	3000	796,2	14350,50	8,453	0,051
2	3000	847,0	16858,50	8,398	0,056
1	3500	874,7	19407,00	6,407	0,041

TBDY 4.9.2.2 uyarınca tüm katlarda elde edilen ikinci mertebe etkisi değerlerinin en büyük değeri Denklem 3.19'de verilen koşulu sağlaması takdirde, ikinci mertebe etkilerinin tasarıma esas iç kuvvetlerin hesabında dikkate alınmasına gerek yoktur.

$$\theta_{||i,maks}{}^{(x)} \leq 0{,}12\frac{D}{C_h R} \tag{3.19}$$

Yukarıdaki denklemde yer alan C_h değeri betonarme yapılar için C_h= 0.5 ve TBDY Tablo 4.1 uyarınca, süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için Dayanım Fazlalığı değeri ise D = 3 alınmıştır.

4 katlı yapı için;

$$\theta_{||i,maks}{}^{(x)} = 0{,}025 \leq 0{,}12\frac{3}{0{,}5\cdot 8} = 0{,}9$$

8 katlı yapı için;

$$\theta_{||i,maks}{}^{(x)} = 0{,}057 \leq 0{,}12\frac{3}{0{,}5\cdot 8} = 0{,}9$$

Yukarıdaki koşullar 4 ve 8 katlı yapılarda sağlandığı için, ikinci mertebe etkileri dikkate alınmamıştır.

Burulma düzensizliği (A1 düzensizliği) kontrolü

Birbirine dik iki deprem yönünün herhangi birisi için, herhangi bir kattaki maksimum göreli kat ötelemesinin o kattın aynı doğrultusundaki ortalama göreli ötelemeye oranını ifade eden A1 düzensizliği katsayısı η_{bi} (Çizelge 3.15, Çizelge 3.16) 1.2'den küçük çıkmıştır.

Çizelge 3.15. 4 Katlı prototip binanın burulma düzensizliği katsayıları

Kat	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ mm	$(\Delta_i^{(x)})_{maks}$ (mm)	(X) Yönü η_{bi}
Çatı	2,135	2,319	1,09
3	3,699	4,018	1,09
2	4,754	5,166	1,09
1	4,462	4,850	1,09

Çizelge 3.16. 8 Katlı prototip binanın burulma düzensizliği katsayıları

Kat	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ mm	$(\Delta i^{(x)})$maks (mm)	(X) Yönü η_{bi}
Çatı	2,459	2,658	1,08
7	4,007	4,340	1,08
6	5,510	5,973	1,08
5	6,796	7,369	1,08
4	7,807	8,469	1,08
3	8,453	9,174	1,09
2	8,398	9,119	1,09
1	6,407	6,962	1,09

Yukarıdaki çizelgelerden göründüğü üzere 4 ve 8 katlı yapılarda burulma düzensizliği katsayıları X deprem doğrultusunda ve yapıların her bir katındaki değerler 1,2'den küçük olduğundan dolayı burulma düzensizlik durumu mevcut değildir.

Döşeme süreksizlikleri (A2 düzensizliği) kontrolü

Yapılarda A2, A3, B1, ve B3 türü düzensizlik bulunmamaktadır.

Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (yumuşak kat) kontrolü

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birisi için, bodrum katlar dışında, herhangi bir i'inci kattaki ortalama göreli kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama göreli kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan rijitlik düzensizliği katsayısı hesaplamaları X yönlerinde 4 ve 8 katlı yapılar için Çizelge 3.17 ve Çizelge 3.18'de verilmektedir.

Çizelge 3.17. 4 Katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki rijitlik düzensizliği kontrolü

Kat	h_i (mm)	$(\Delta_i^x)_{ort}$ (mm)	$(\Delta_i^x)_{ort}/h_i$	η_{ki+1}	η_{ki-1}
Çatı	3000	2,135	0,000712	-	0,577
3	3000	3,699	0,001233	1,733	0,778
2	3000	4,754	0,001585	1,285	1,243
1	3500	4,462	0,001275	0,804	-

Çizelge 3.18. 8 Katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki rijitlik düzensizliği kontrolü

Kat	h_i (mm)	$(\Delta_i^x)_{ort}$ (mm)	$(\Delta_i^x)_{ort}/h_i$	η_{ki+1}	η_{ki-1}
Çatı	3000	2,459	0,0008196	-	0,614
7	3000	4,007	0,0013358	1,630	0,727
6	3000	5,510	0,0018368	1,375	0,811
5	3000	6,796	0,0022652	1,233	0,870
4	3000	7,807	0,0026024	1,149	0,924
3	3000	8,453	0,0028178	1,083	1,007
2	3000	8,398	0,0027993	0,993	1,529
1	3500	6,407	0,0018307	0,654	-

Yukarıdaki Çizelgelerden görüldüğü üzere hesap yapılacak yönde ve her kattaki η_{ki} katsayısının değeri 2.0'den küçük olduğundan dolayı her iki yapıda yumuşak kat (B2 düzensizliği) bulunmamaktadır.

Betonarme elemanların tasarımı

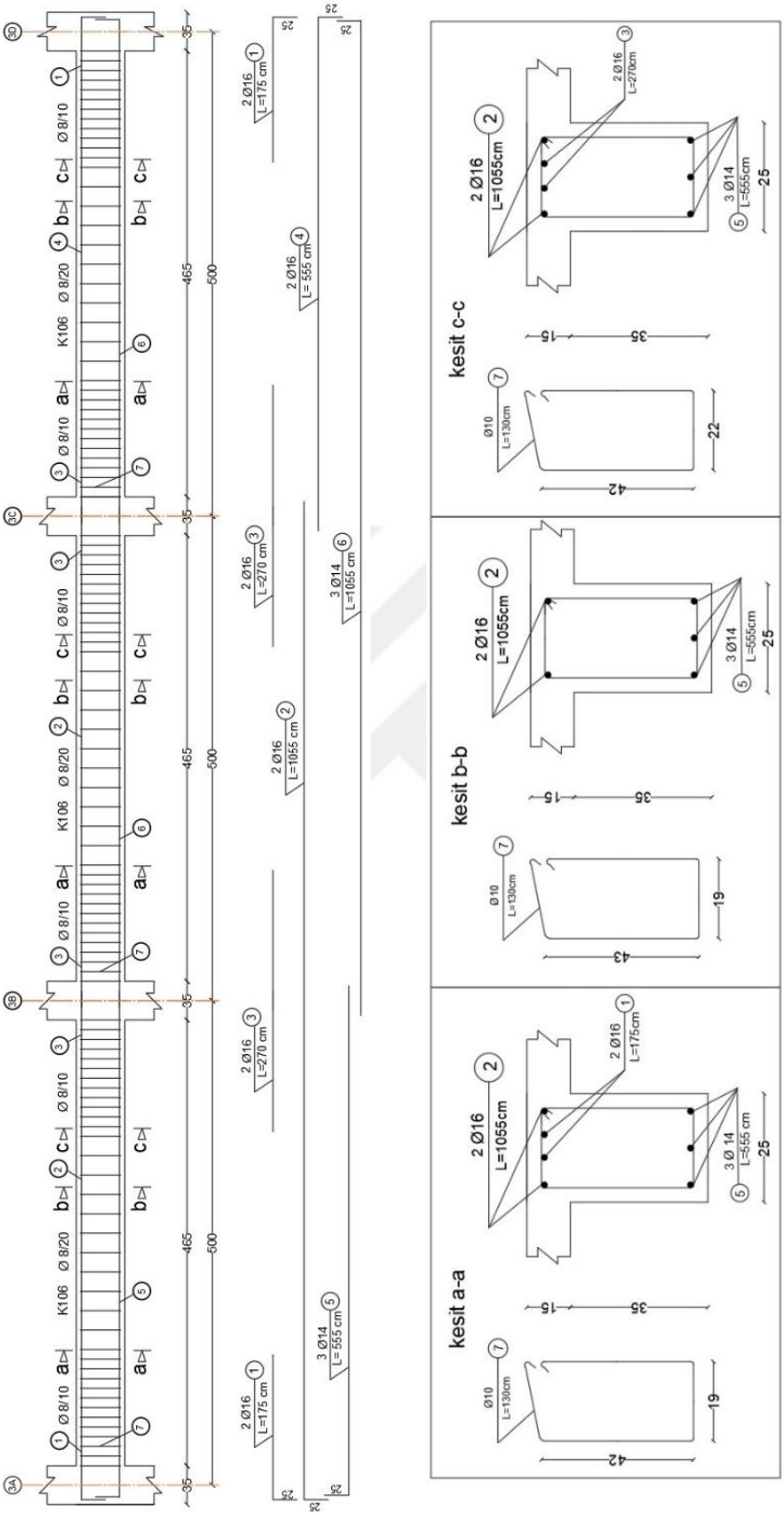
Bu bölünde Şekil 3.1' ve Şekil 3.4'te şematik plan görünüşü verilen 4 ve 8 katlı prototip binaların 3-3 Aks üzerinde yer alan elemanların tasarım hesapları verilmiştir.

Kiriş ve kolon gibi betonarme elemanların tasarım hesapları EK 1'de verilmiştir. Kirişlere ait tasarım sonuçları Çizelge 3.19 ve Çizelge 3.21'de verilmiştir. Çizelge 3.20 ve Çizelge 3.22'de kolonların sonuçları verilmiştir.

Kirişlerin donatı detayları Şekil 3.8 ve Şekil 3.9'de gösterilmiştir. Kolonların donatı detayları Şekil 3.8 ve 3.10'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.19. 4 Katlı prototip binanın kiriş kesitlerinin tasarım detayları

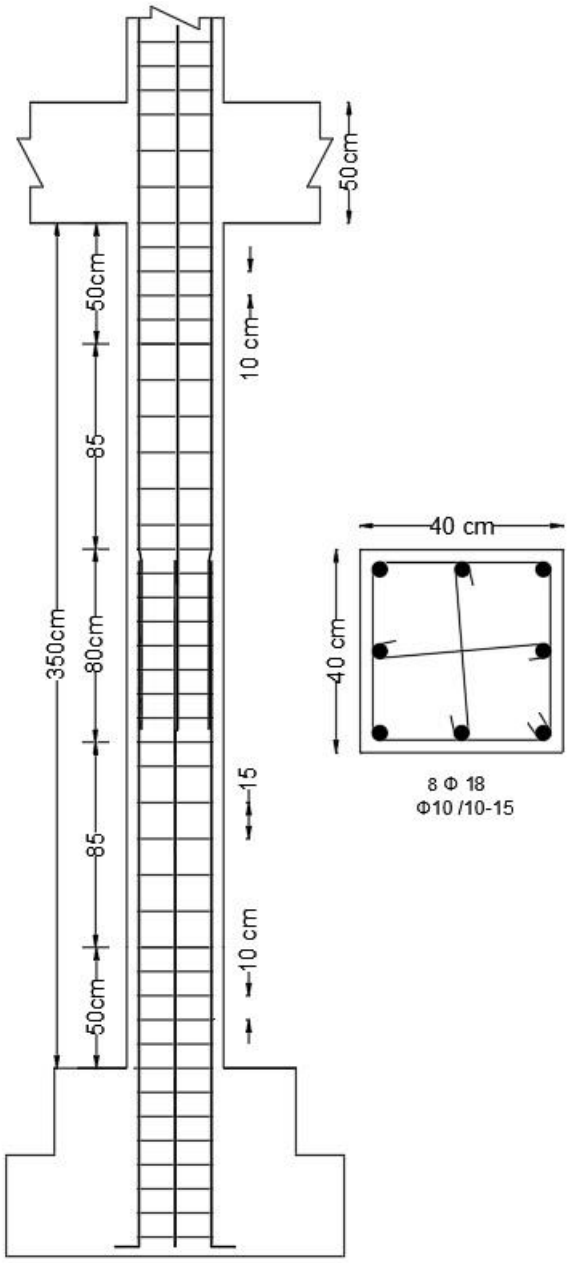
Kat	Kirişler	$b_{w\,(cm)}$	h (cm)	Moment (kNm)		As (Gerekli Boyuna Donatı Alanı) (mm^2)	ϕ (mm)	n (Adet)	As (Seçilen Boyuna Donatı Alanı), (mm^2)	Donatı Oranları (%)	
4	K 403	25	50	Açıklık	43,70	266,93	12	3	336,2	ρ'	0,29
				Mesnet	-70,10	435,19	14	3	461,7	ρ	0,40
3	K 303	25	50	Açıklık	54,32	333,94	12 & 14	2ϕ 12+1ϕ14	378,1	ρ'	0,33
				Mesnet	-98,56	623,28	12	6	672,5	ρ	0,58
2	K 203	25	50	Açıklık	54,83	337,18	12 & 14	2ϕ12+1ϕ14	378,1	ρ'	0,33
				Mesnet	-112,80	720	14	5	769,6	ρ	0,67
1	K 103	25	50	Açıklık	57,24	352,32	14	3	461,8	ρ'	0,40
				Mesnet	-120,00	770	16	4	804,2	ρ	0,70



Şekil 3.8. 4 Katlı prototip binanın 3-3 aksında analizden elde edilen tasarım momentleri ile seçilen eğilme donatıları (1.kat)

Çizelge 3.20. 4 Katlı prototip binanın kolon kesitlerinin tasarım detayları

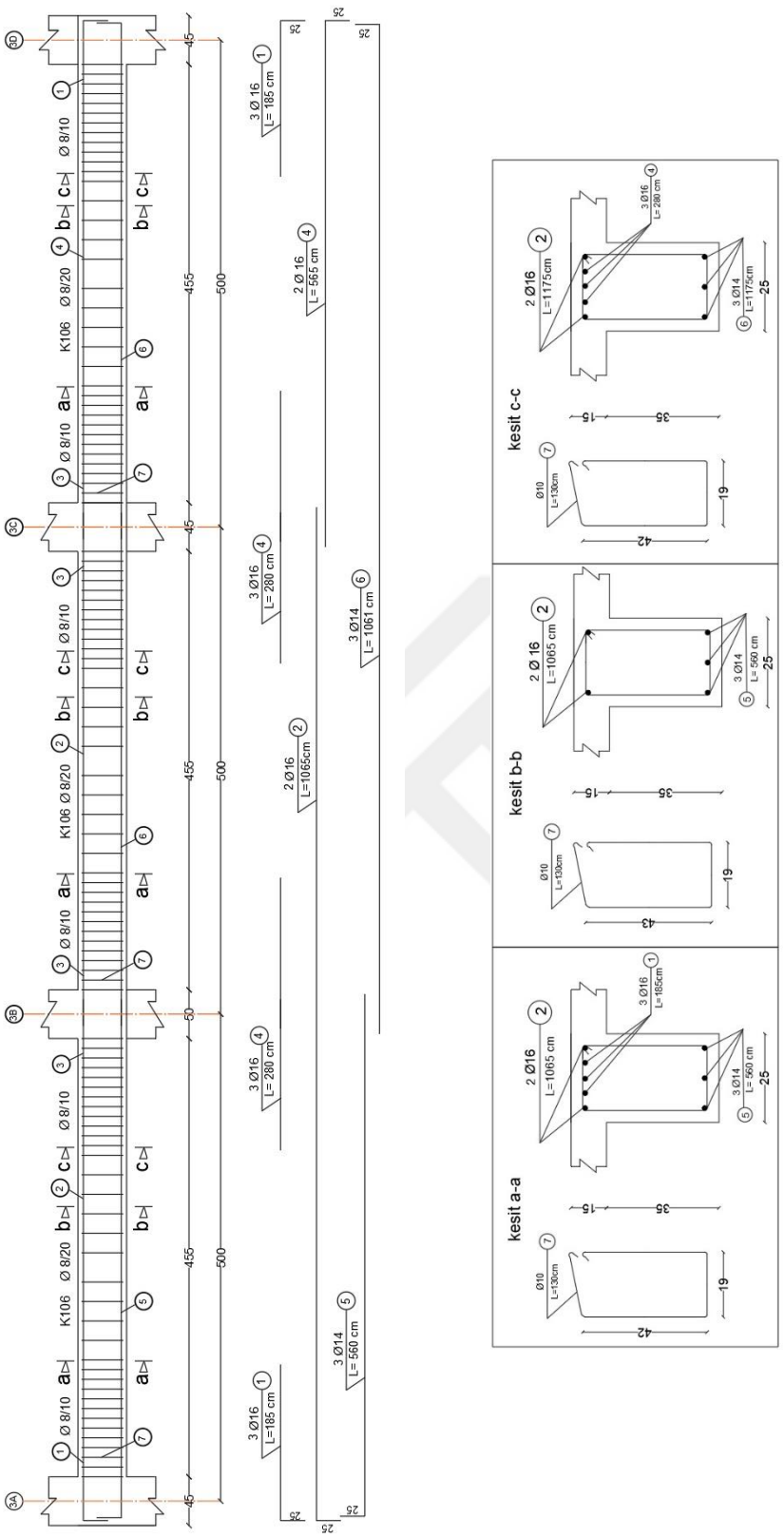
Kat		Kolonlar	$b_{w\ (cm)}$	h (cm)	As (Gerekli Donatı Alanı), (mm^2)	ϕ (mm)	n (Adet)	As (Seçilen Donatı Alanı), (mm^2)	Donatı Oranları (%)	
Dış kolon	4	S 403	40	40	1600	18	8	2035	ρ	1,2
	3	S 303	40	40	1600	18	8	2035	ρ	1,2
	2	S 203	40	40	1600	18	8	2035	ρ	1,2
	1	S 103	40	40	1600	18	8	2035	ρ	1,2
İç kolon	4	S 404	40	40	1600	18	8	2035	ρ	1,2
	3	S 304	40	40	1600	18	8	2035	ρ	1,2
	2	S 20	40	40	1600	18	8	2035	ρ	1,2
	1	S 104	40	40	1600	18	8	2035	ρ	1,2



Şekil 3.9. 4 Katlı prototip binanın 3-3 aksında birinci kattaki S104 kolonun tasarımdan elde edilen boyuna ve enine donatı

Çizelge 3.21. 8 Katlı prototip binanın kiriş kesitlerinin tasarım detayları

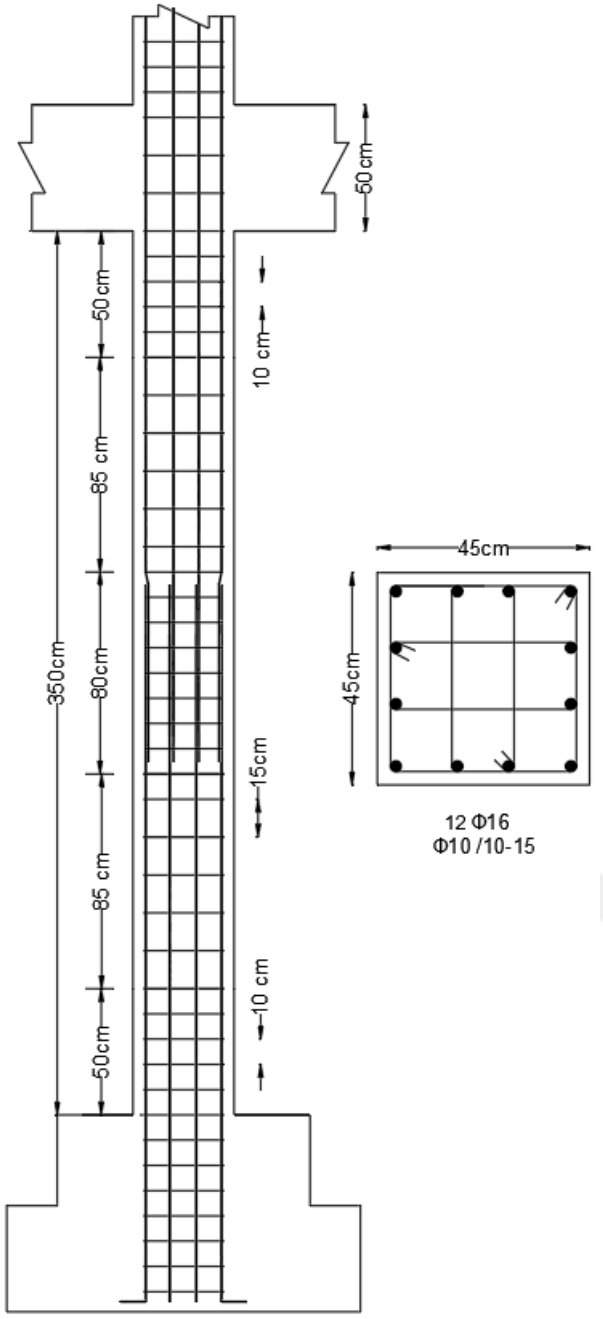
Kat	Kiriş	$b_{w\ (cm)}$	h (cm)	Moment (kNm)		As (Gerekli Boyona Donatı Alanı) (mm^2)	ϕ (mm)	n (Adet)	As (Seçilen Boyuna Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları, (%)	
8	K 803	30	50	Açıklık	40,6	247,3	12	3	336,2	ρ'	0,29
				Mesnet	-68,9	427,4	14	3	461,7	ρ	0,40
7	K 703	30	50	Açıklık	53,4	328,1	12	3	336,2	ρ'	0,29
				Mesnet	-110,6	705,1	14 & 16	2ϕ14+2ϕ16	709,9	ρ	0,62
6	K 603	30	50	Açıklık	53,4	328,1	12	3	336,2	ρ'	0,29
				Mesnet	-124,7	802,8	16	4	804,2	ρ	0,70
5	K 503	30	50	Açıklık	53,2	326,8	14 & 12	2ϕ14+1ϕ 12	416,9	ρ'	0,37
				Mesnet	-138,3	899,1	14 & 16	2ϕ14+3ϕ16	911,0	ρ	0,79
4	K 403	30	50	Açıklık	55,3	340,1	14 & 12	2ϕ14+1ϕ12	416,9	ρ'	0,37
				Mesnet	-148,7	974,2	14 & 16	3ϕ14+3ϕ16	1064,9	ρ	0,93
3	K 303	30	50	Açıklık	57,5	354,1	14 & 12	2ϕ14+1ϕ12	416,9	ρ'	0,37
				Mesnet	155,7	1025,5	14 & 16	3ϕ14+3ϕ16	1064,9	ρ	0,93
2	K 203	30	50	Açıklık	59,0	363,7	14 & 12	2ϕ14+1ϕ12	416,9	ρ'	0,37
				Mesnet	-158,4	1045,4	14 & 16	3ϕ14+3ϕ16	1064,9	ρ	0,93
1	K 103	30	50	Açıklık	59,5	366,9	14	3	461,79	ρ'	0,40
				Mesnet	-151,8	996,8	16	5	1005,3	ρ	0,87



Şekil 3.10. 8 Katlı prototip binanın 3-3 aksında analizden elde edilen tasarım momentleri ile seçilen eğilme donatıları (1.kat)

Çizelge 3.22. 8 Katlı prototip binanın kolon kesitlerinin tasarım detayları

Kat		Kolonlar	$b_{w\ (cm)}$	h (cm)	As (Gerekli Donatı Alanı) (mm^2)	ϕ (mm)	n (Adet)	As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları (%)	
Dış kolon	8	S 803	45	45	2025,0	16	12	1847,16	ρ	1,192
	7	S 703	45	45	2025,0	16	12	1847,16	ρ	1,192
	6	S 603	45	45	2025,0	16	12	1847,16	ρ	1,192
	5	S 503	45	45	2025,0	16	12	1847,16	ρ	1,192
	4	S 403	45	45	2025,0	16	12	1847,16	ρ	1,192
	3	S 303	45	45	2025,0	16	12	1847,16	ρ	1,192
	2	S 203	45	45	2025,0	16	12	1847,16	ρ	1,192
	1	S 103	45	45	2025,0	16	12	1847,16	ρ	1,192
İç kolon	8	S 804	45	45	2025,0	16	12	2412,72	ρ	1,192
	7	S 704	45	45	2025,0	16	12	2412,72	ρ	1,192
	6	S 604	45	45	2025,0	16	12	2412,72	ρ	1,192
	5	S 504	45	45	2025,0	16	12	2412,72	ρ	1,192
	4	S 404	45	45	2025,0	16	12	2412,72	ρ	1,192
	3	S 304	45	45	2025,0	16	12	2412,72	ρ	1,192
	2	S 204	45	45	2025,0	16	12	2412,72	ρ	1,192
	1	S 104	45	45	2025,0	16	12	2412,72	ρ	1,192

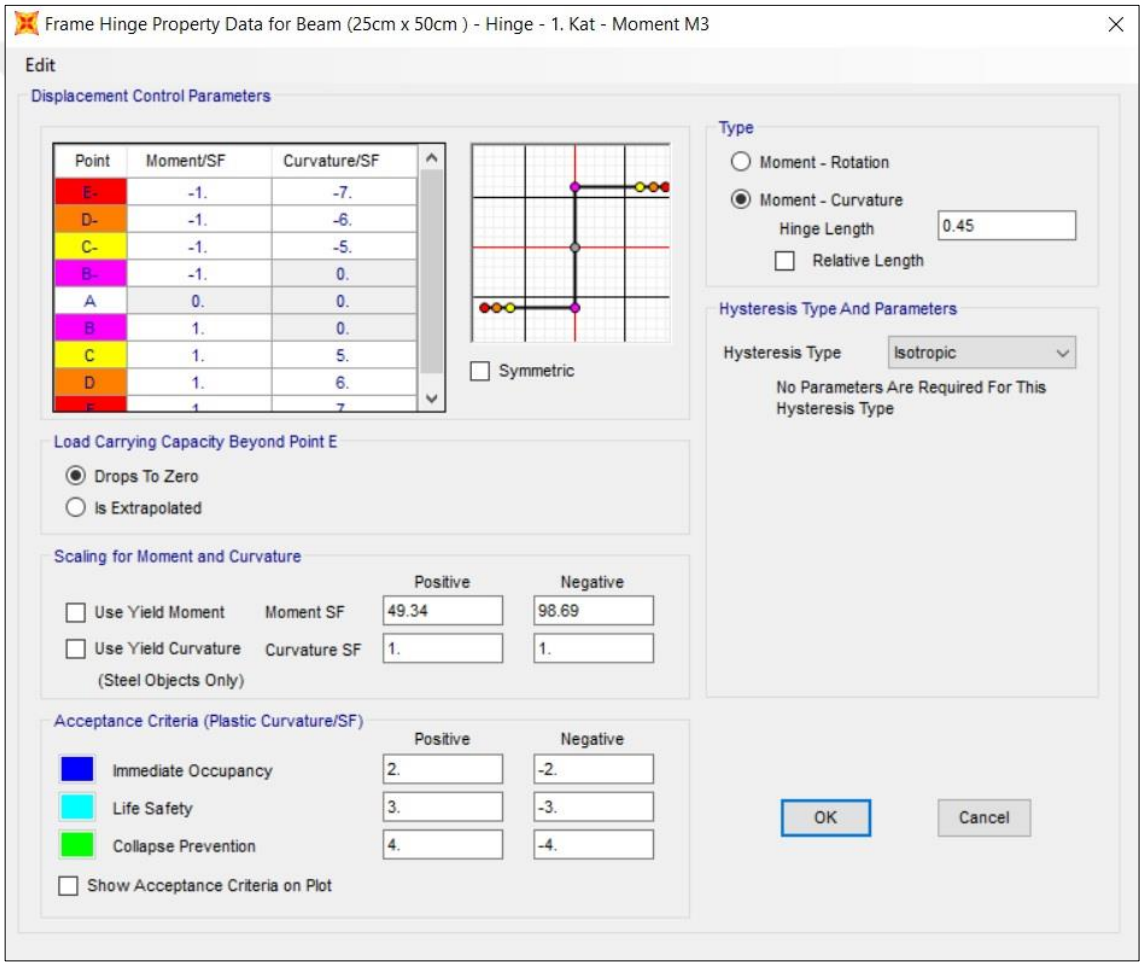


Şekil 3.11. 8 Katlı prototip binanın 3-3 aksında birinci kattaki S104 kolonun tasarımdan elde edilen boyuna ve enine donatıları

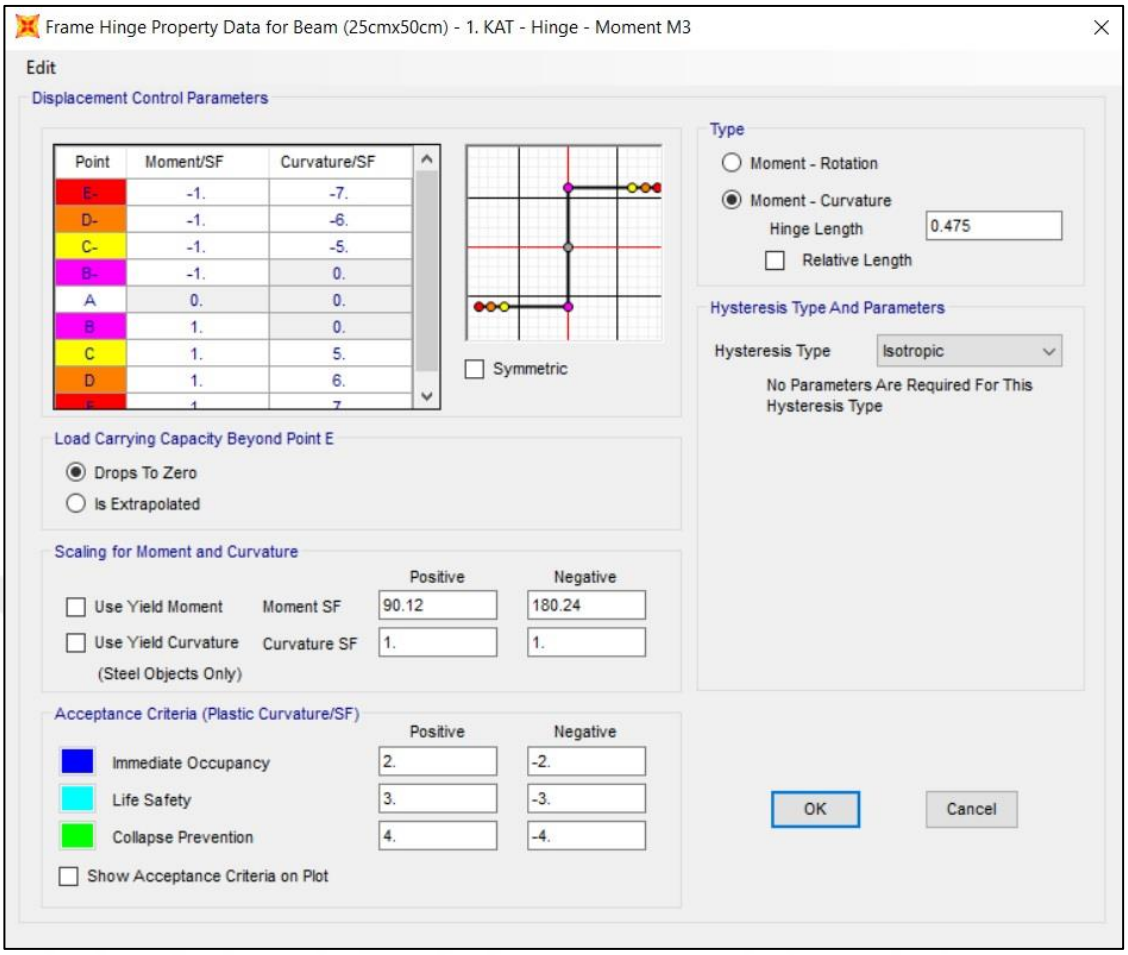
3.2.2. Statik itme analizi ile sistem performansının belirlenmesi

Ön tasarımları DGT yöntemi ile yapılan 4 ve 8 katlı prototip binaların (Şekil 3.1 ve Şekil 3.4'teki) Sabit Tek Modlu İtme Yöntemi ile doğrusal olmayan analizleri yapılarak performans noktaları bulunmuştur. DGT'e göre ön tasarımı yapılan prototip binaların performans hedeflerini tutturup tutturamadıkları kontrol edilmiştir.

Burada örnek olarak Şekil 3.12 ve Şekil 3.13'te SAP2000 programında 4 ve 8 katlı yapıların 1. kat kirişlerinde tanımlanan plastik mafsallar gösterilmiştir.

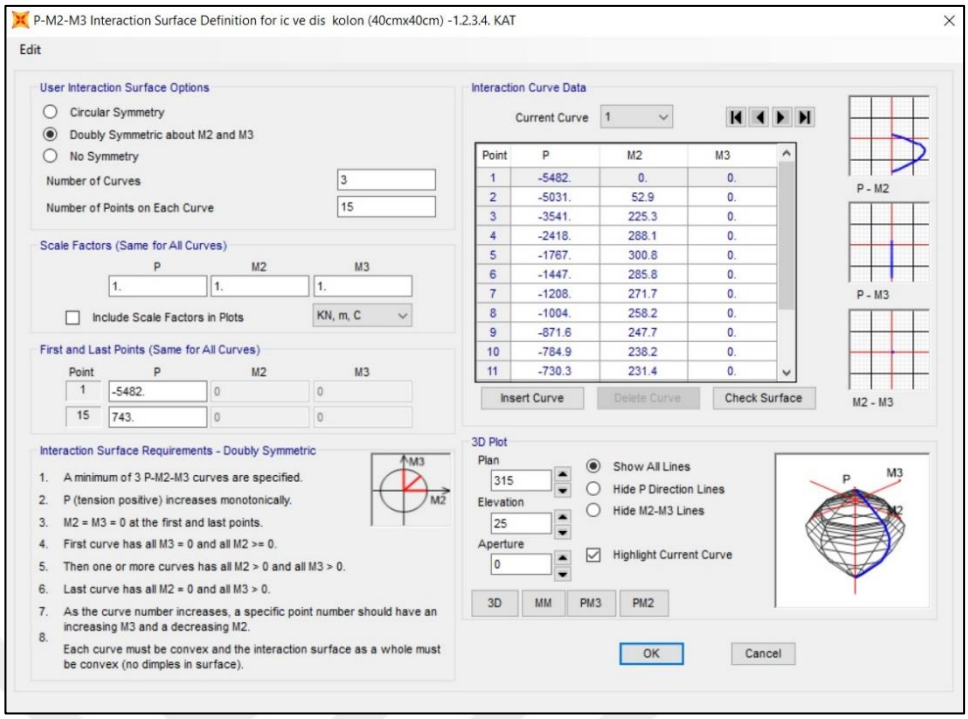


Şekil 3.12. SAP 2000 programında 4 katlı prototip binanın 1. Kat kirişlerinde tanımlanan plastik mafsalın tanımı

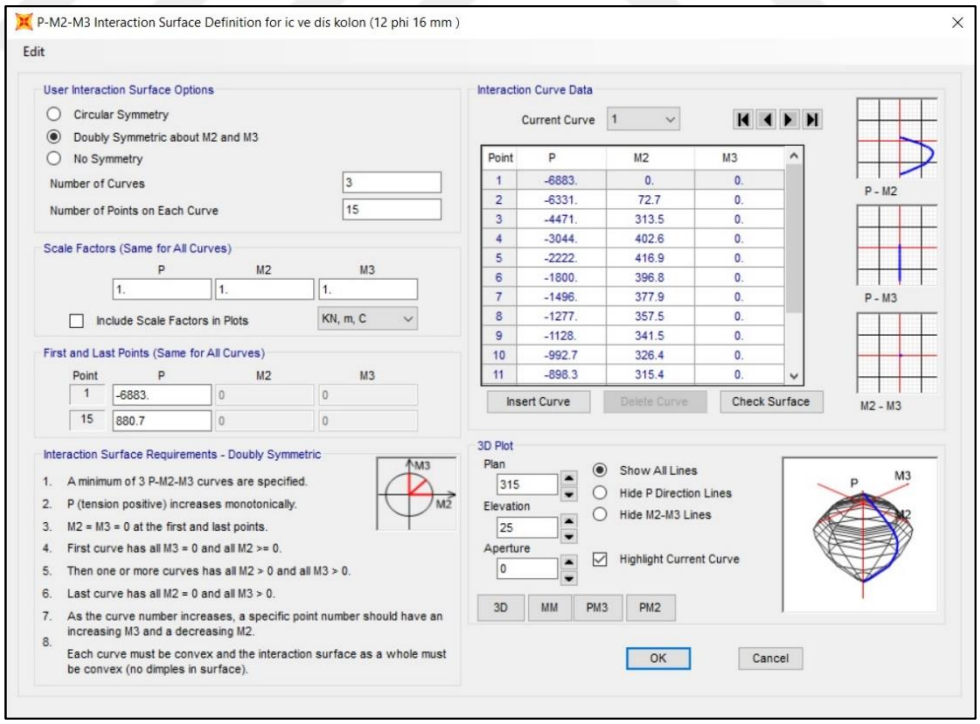


Şekil 3.13. SAP 2000 programında 8 katlı prototip binanın 1. Kat kirişlerinde tanımlanan plastik mafsal tanımı

Yapıların kolonlarına plastik mafsal tanımlamak için, Şekil 3.14 ve Şekil 3.15'ten görüldüğü gibi etkileşimli P-M2-M3 plastik mafsal tipi tanımlanmıştır. XTRACT programı kullanılarak kolonlar için moment-eğrilik ve etkileşim diyagramı hesaplanmıştır.

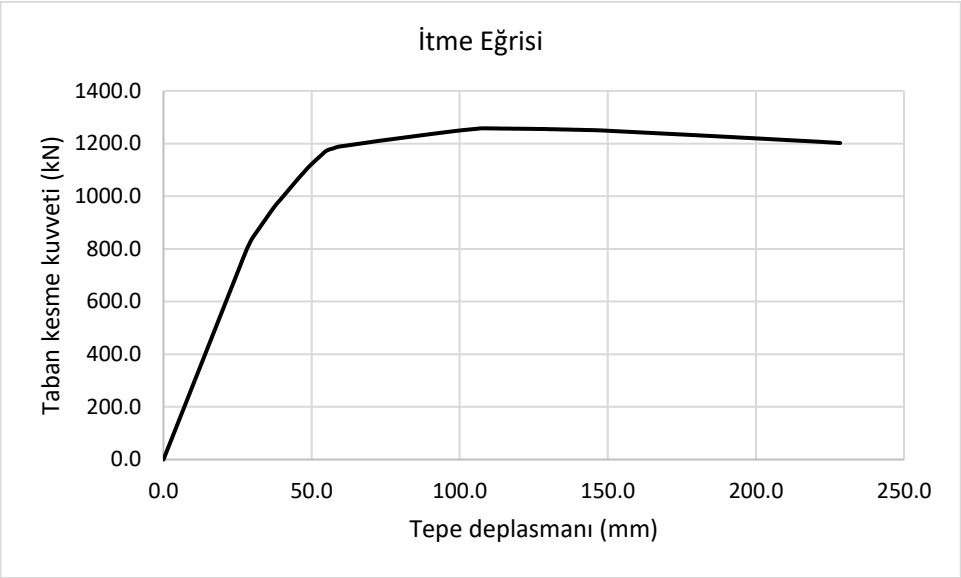


Şekil 3.14. 4 Katlı prototip binanın kolonlarında tanımlanan P-M2-M3 plastik mafsal tanımı



Şekil 3.15. 8 Katlı prototip binanın kolonlarında tanımlanan P-M2-M3 plastik mafsal özellikleri

Gerçekleştirilen itme analiz sonucunda 4 katlı prototip binanın kapasitesine ait yer değiştirmeleri ve buna karşı gelen taban kesme kuvveti (itme eğrisi) elde edilip Şekil 3.16'de gösterilmiştir.



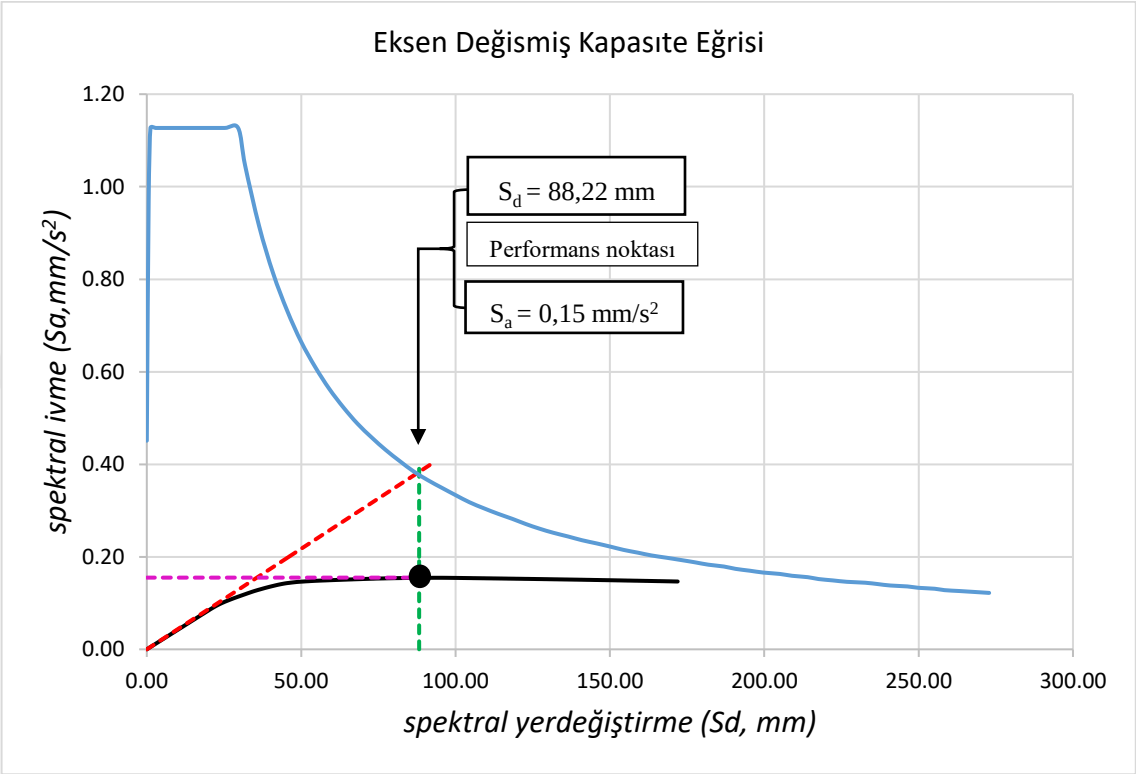
Şekil 3.16. 4 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi

Şekil 3.7'de verilen 4 katlı prototip binanın koordinatlarına ait deprem yatay elastik tasarım spektrumu ve Şekil 3.16'de elde edilen yapının itme kapasite eğrisi aynı şekilde yerleştirilmesi için eksen dönüşümleri yapılmıştır.

Çizelge 3.23. 4 katlı prototip binanın kapasite eğrisi dönüşümü

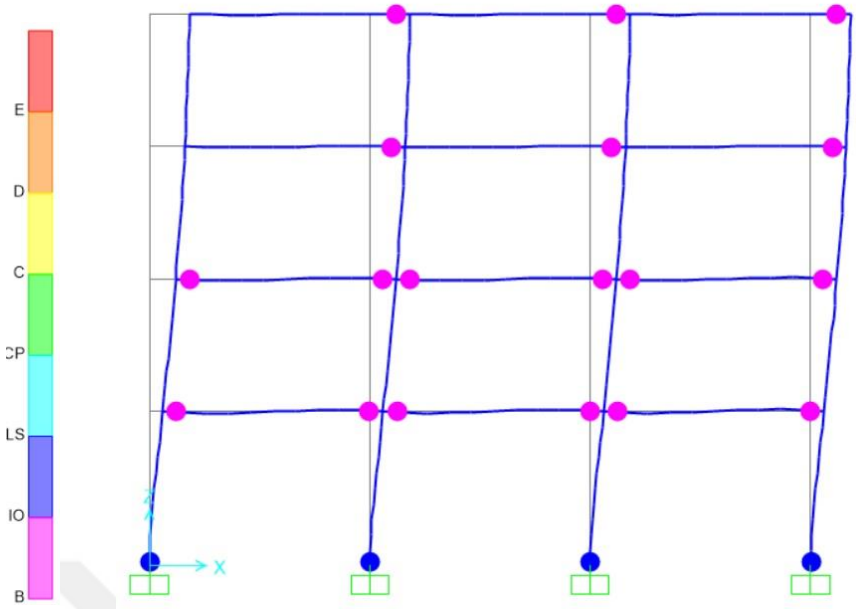
Kat	w	ϕ_{ix1}	M_1	L_1	Γ_1	M_1^*
4	1759.5	45.40	$1160{,}123\frac{w}{g}$	$31{,}875\frac{w}{g}$	0,0275	$0{,}876\frac{w}{g}$
3	2457.0	39.6				
2	2457.0	28.6				
1	2489.0	13.9				
top	**9162.5**					

Bulunan değerler kullanılarak yer değiştirme-taban kesme kuvveti eğrisi, kapasite spektral yerdeğiştirme-spektral ivme eğrisine çevrilerek sistemin performans noktası bulunmuştur.



Şekil 3.17. 4 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktası

Şekil 3.17'den görüldüğü üzere yapının performans noktası, spektral ivme S_a = 0,15 mm/s^2 olarak ve tepe yerdeğiştirme S_d = 88,22 mm olarak bulunmuştur. Bu durumdaki yapıda oluşan plastik mafsalların hasar durumları şekil 3.18'de gösterilmiştir.



Şekil 3.18. 4 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar.

Çizelge 3.24'te 4 katlı yapının her katındaki kirişlerin hasar bölgeleri yüzdelik olarak verilmiştir. Bununla birlikte Çizelge 3.25'te bu yapının her katındaki kolonların hasar bölgeleri yüzdelik olarak gösterilmiştir.

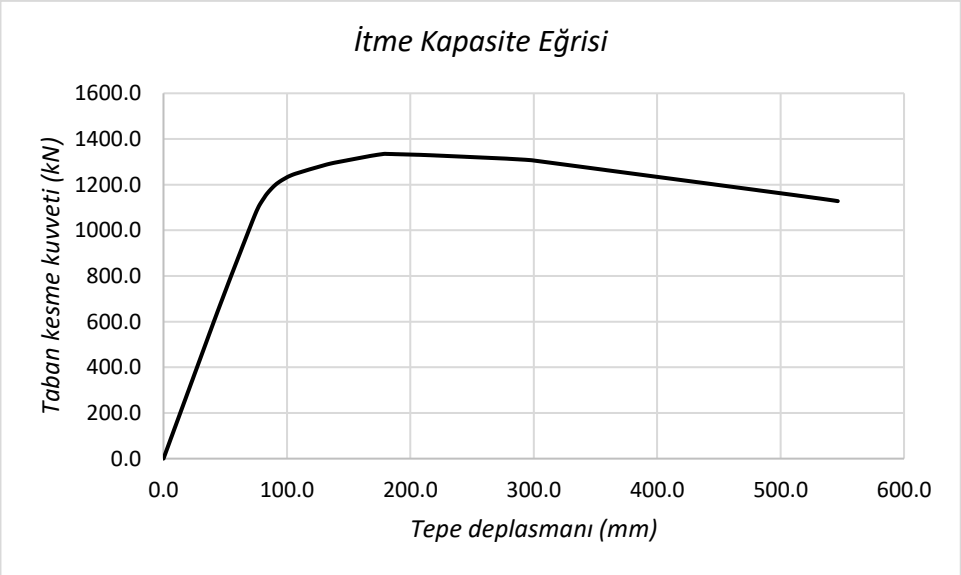
Çizelge 3.24. 4 Katlı prototip binanın kiriş eleman hasar durumları

Kat	Σ Kiriş	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
4	24	%100	%0	%0	%0	%0
3	24	%100	%0	%0	%0	%0
2	24	%100	%0	%0	%0	%0
1	24	%100	%0	%0	%0	%0

Çizelge 3.25. 4 Katlı prototip binanın kolon eleman hasar durumları

Kat	Σ Kolon	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
4	16	%100	%0	%0	%0	%0
3	16	%100	%0	%0	%0	%0
2	16	%100	%0	%0	%0	%0
1	16	%100	%0	%0	%0	%0

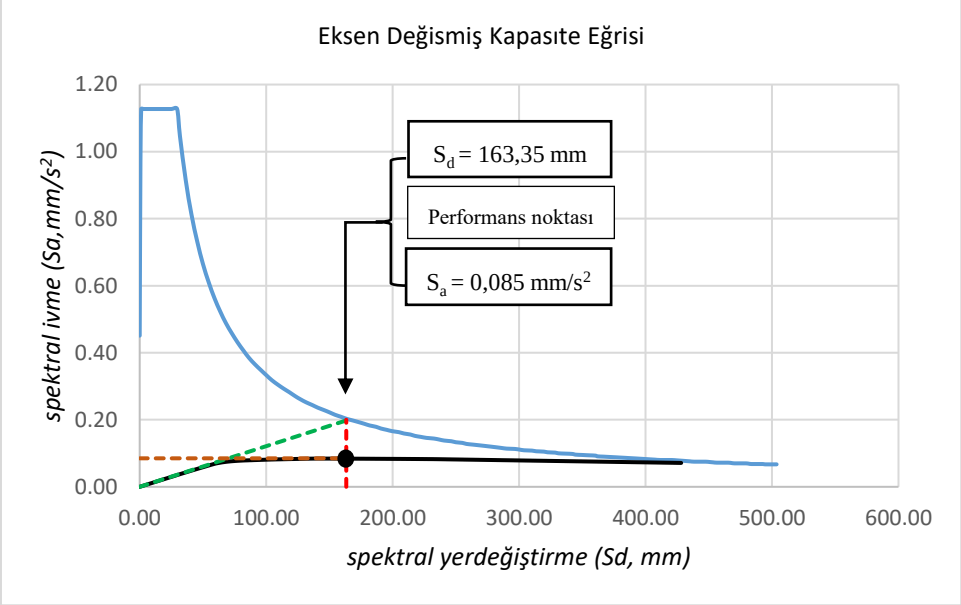
Çizelge 3.24 ve Çizelge 3.25'ten görüldüğü üzere TBDY 15.8.3 gereğince yapı Sınırlı Hasar performans düzeyini sağlamaktadır. 8 katlı binanın itme eğrisi Şekil 3.19 da gösterilmiştir.



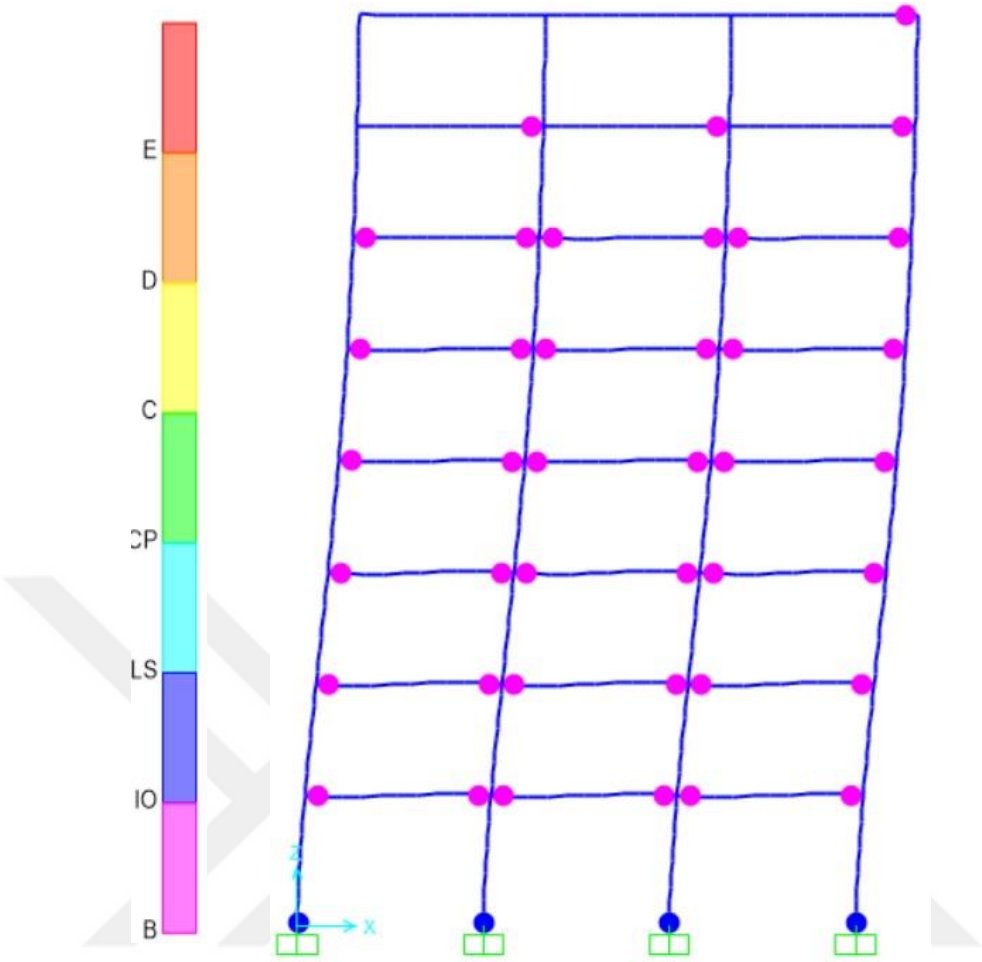
Şekil 3.19. 8 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi

Çizelge 3.26. 8 Katlı prototip binanın kapasite eğrisi dönüşümü

Kat	w	ϕ_{ix1}	M1	L1	Γ_1	M_1^*
8	1810,5	31,9	$523{,}128\frac{w}{g}$	$20{,}825\frac{w}{g}$	0,040	$0{,}829\frac{w}{g}$
7	2508,0	30,7				
6	2508,0	28,4				
5	2508,0	25,1				
4	2508,0	20,7				
3	2508,0	15,6				
2	2508,0	9,9				
1	2548,5	4,3				
Top	19407,0					



Şekil 3.20. 8 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktası



Şekil 3.21. 8 Katlı ŞDGT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar

Çizelge 3.27. 8 Katlı prototip binanın kiriş eleman hasar durumları

Kat	Σ Kiriş	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
8	24	%100	%0	%0	%0	%0
7	24	%100	%0	%0	%0	%0
6	24	%100	%0	%0	%0	%0
5	24	%100	%0	%0	%0	%0
4	24	%100	%0	%0	%0	%0
3	24	%100	%0	%0	%0	%0
2	24	%100	%0	%0	%0	%0
1	24	%100	%0	%0	%0	%0

Çizelge 3.28. 8 Katlı prototip binanın kolon eleman hasar durumları

Kat	Σ Kolon	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
8	16	%100	%0	%0	%0	%0
7	16	%100	%0	%0	%0	%0
6	16	%100	%0	%0	%0	%0
5	16	%100	%0	%0	%0	%0
4	16	%100	%0	%0	%0	%0
3	16	%100	%0	%0	%0	%0
2	16	%100	%0	%0	%0	%0
1	16	%100	%0	%0	%0	%0

Çizelge 3.27 ve Çizelge 3.28'den görüldüğü üzere TBDY 15.8.3 gereğince yapı Sınırlı Hasar performans düzeyini sağlamaktadır.

3.3. Prototip Binaların Performans Tabanlı Plastik Tasarım Yöntemine Göre Tasarımı

Bu bölümde tez kapsamındaki prototip olarak seçilen bölüm 3.1'de verilen 4 ve 8 katlı binaların tasarımları PTPT yöntemi ile yapılmıştır.

Katlara etkiyen yanal deprem kuvveti dağılımı Şekil 2.11'de gösterilen akış şemasına göre elde edilmiştir. Daha sonra bir moment çerçevesinin tasarımı, Şekil 2.12'de verilen akış şeması izlenerek gerçekleştirilmiştir.

Çizelge 3.29. 4 ve 8 Katlı PTPT yapılar için önemli tasarım parametreleri

Yapı	T (S)	L (m)	L' (m)	$w_{k.ü.y}$ üst kat (kN/m)	$w_{k.ü.y}$ normal kat (kN/m)	$w_{k.ü.y}$ üst kat (kN/m)	$w_{k.ü.y}$ normal kat (kN/m)	W (kN)
4 Katlı	0,665	5	4,1	21,8	33,8	33,0	51,0	3032,4
8 Katlı	1,101	5	4	21,8	33,8	33,0	51,0	6518,5

Çizelge 3.29'da 4 ve 8 katlı prototip binalara ait sırası ile periyot, akstan aksa kiriş uzunlukları, plastik mafsallar arası uzunluk, kirişe döşemeden payına gelen yayılı yük (g+0,3q), bir aks için deprem hesabında dikkate alınan kirişe gelen yayılı yük, ve bir aks için toplam ağırlığı göstermektedir. PTPT yönteminde yapının periyodu ampirik formüllerle tahmin edilmektedir. Bu tez kapsamında Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde verilen Denklem 3.2 kullanılması öngörülmüştür. Ancak karşılaştırmaların sağlıklı olması için ŞDGT yaklaşımına göre yapılan hesaplamalarda bulunan periyot değerleri PTPT hesaplarında kullanılmıştır.

3.3.1. Yanal kuvvet dağılımının belirlenmesi

Bölüm 2'de açıklandığı üzere, PTPT yönteminde tasarım yanal kuvvet dağılımı Denklem 2.10 ile belirlenebilir, bu denklem kullanılarak 4 ve 8 katlı binaların yanal kuvvet dağılım oranları sırasıyla Çizelge 3.30 ve 3.31'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.30. 4 Katlı prototip binanın yanal yük dağılım katsayıları

Kat	h_j (m)	w_j (kN)	$w_j h_j$ (kN-m)	$\sum w_j h_j$ (kN-m)	β_i	$\beta_i - \beta_{i+1}$	$(\beta_i - \beta_{i+1}).h_i$
Çatı	12,5	548,2	6852,50	6852,50	1,00	1,00	12,50
3	9,5	825,4	7841,30	14693,80	1,80	0,80	7,63
2	6,5	825,4	5365,10	20058,90	2,29	0,49	3,18
1	3,5	833,4	2916,90	22975,80	2,54	0,25	0,88
∑		**3032,4**			**7,64**	**2,54**	**24,20**

Çizelge 3.31. 8 Katlı prototip binanın yanal yük dağılım katsayıları

Kat	h_j (m)	w_j (kN)	$w_j h_j$ (kN-m)	$\sum w_j h_j$ (kN-m)	β_i	$\beta_i - \beta_{i+1}$	$(\beta_i - \beta_{i+1}).h_i$
Çatı	24,5	570,7	13982,15	13982,15	1,00	1,00	24,50
7	21,5	847,9	18229,85	32212,00	1,77	0,77	16,64
6	18,5	847,9	15686,15	47898,15	2,33	0,56	10,28
5	15,5	847,9	13142,45	61040,60	2,75	0,42	6,55
4	12,5	847,9	10598,75	71639,35	3,07	0,32	4,00
3	9,5	847,9	8055,05	79694,40	3,31	0,23	2,22
2	6,5	847,9	5511,35	85205,75	3,46	0,16	1,01
1	3,5	860,4	3011,40	88217,15	3,54	0,08	0,29
∑		**6518,5**			**21,24**	**3,54**	**65,49**

3.3.2. Taban kesme kuvvetinin belirlenmesi

Bu tez kapsamındaki 4 ve 8 katlı prototip binalar için DD-2 deprem yer hareketi düzeyi (spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu seyrek deprem yer hareketi) dikkate alınmıştır. Taban kesme kuvveti Denklem 2.3 ile hesaplanmıştır. Yapılan hesapların sonuçları Çizelge 3.32'de özetlenmiştir.

Çizelge 3.32. 4 ve 8 Katlı prototip binanın PTPT yönteminde kullanılacak parametre değerleri.

Tasarım Parametre	4 Katlı Yapı	8 Katlı Yapı
$S_{ae}(T)$	0,427	0,238
T	0,857	1,541
C_2	1,090	1,067
θ_u	2,0%	2,0%
θ_y	0,50%	0,50%
$R_\mu{}^*$	3,67	3,75
$\theta_p{}^*$	1,335%	1,375%
$\theta_u{}^*$	1,835%	1,875%
γ^*	0,471	0,462
$\mu_s{}^*$	3,670	3,750
α	1,388	0,860
V/W	0,059	0,02931
$V_{(P\text{-}\Delta \text{ olmadan})}$ kN	179,89	191,08
$\sum Fi_{(P\text{-}\Delta)}$ kN	0,00	130,37
V^* Taban kesme kuvveti (kN)	179,89	321,45

Not: V^*, bir çerçeve için tasarım taban kesmesidir; + tasarımda kullanılan taban kesmesini temsil eder.

3.3.3. Akması öngörülen elemanların tasarımı

Birinci kat kolunun tabanında oluşması beklenen plastik mafsal eğilme moment değeri M_{pc} hesabındaki ψ katsayısı yapı yüksekliğine göre 1,1-1,5 arasında kullanılabileceği önerilmiştir (Goel ve Chao 2008). Bu çalışmada uygulamaya konu olan her iki yapı için ψ değeri 1,3 alınmıştır. İçteki bir aks için hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) bir açıklığa gelen taban kesme kuvvetini bir aksta bulunan açıklık sayısına (3) bölünmüştür.

Yanal yükler uygulandığında, kirişlerin anti-simetrik deforme olmuş şekli nedeniyle simetrik düşey yüklerin yaptığı dış iş sıfır olduğundan düşey yüklerin kiriş uç

momentlerinin bulunmasında etkisi olmamaktadır. Kirişin gerekli moment dayanımı, Denklem 3.20 ile hesaplanmıştır.

$$\beta_i \cdot M_{pb-pozitiv} = \beta_i \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n} F_i \cdot h_i - 2 \cdot M_{pc}}{(1+x) \cdot \sum_{i=1}^{n} \left(\beta_i \cdot \frac{L}{L_i'} \right)} \tag{3.20}$$

Yukarıdaki bağıntıda, moment aktaran çerçeveler için önemli tasarım parametrelerinden birisi, kirişlerin tasarımında $M_{pb\text{-}negatif}$, $M_{pb\text{-}pozitif}$ oranı olduğuna dikkat edilmelidir. ACI 318 (Bölüm 21.3.2.2) göre, bu oranın 2.0'i geçmemesi gerekmektedir. Hesaplanan kiriş uçlarındaki eğilme momentleri Çizelge 3.33 ve Çizelge 3.34'te verilmiştir. Bu çizelgelerde verilen gerekli eğilme momentleri kullanarak kiriş donatıları hesaplanmış ve sonuçlar Çizelge 3.35 ve Çizelge 3.36'da özetlenmiştir.

Çizelge 3.33. 4 Katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri

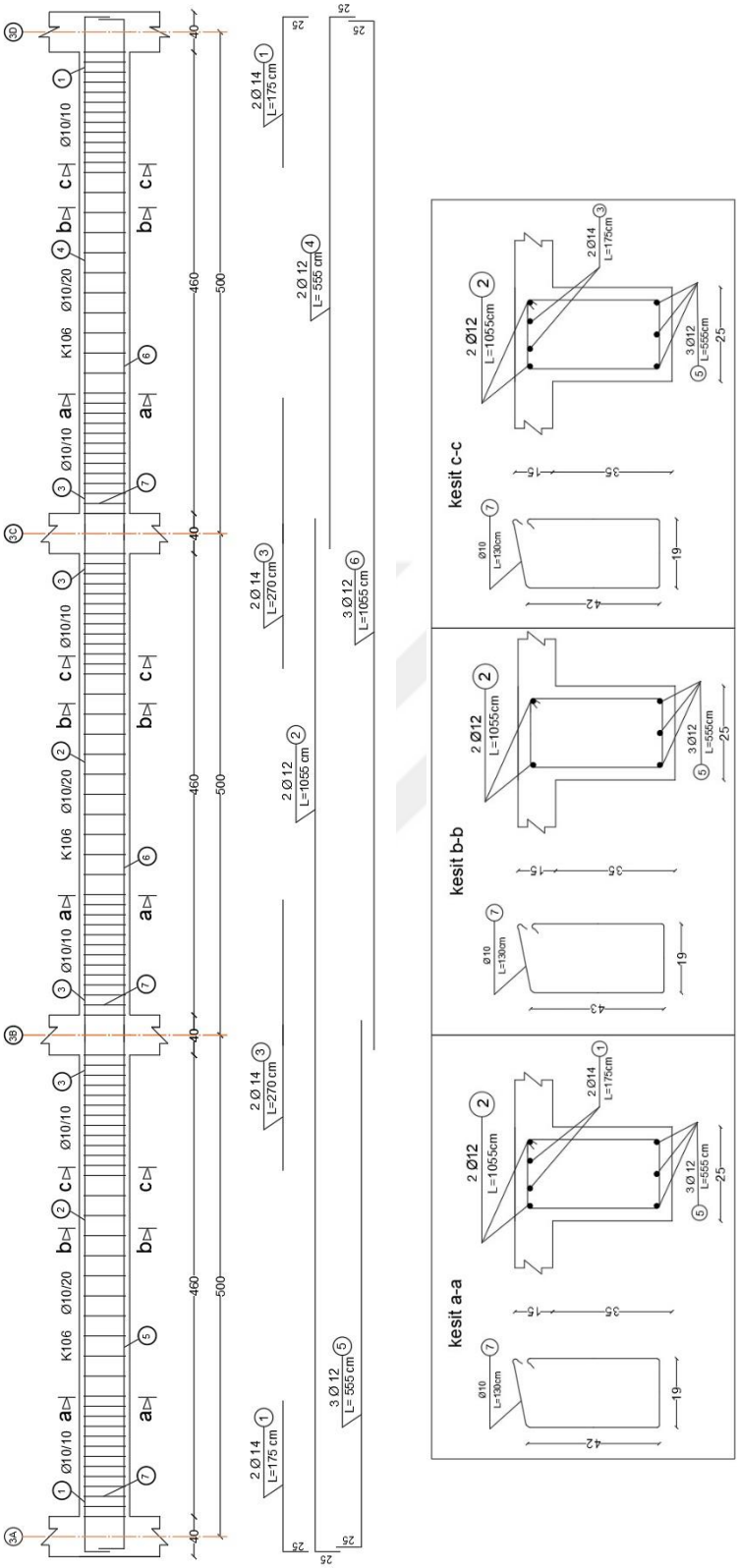
Kat	h_i (m)	F_i (kN)	$F_{i\text{-}PD}$ (kN)	$F_i^*=F_i+F_{i\text{-}PD}$ (kN)	$F_i^*/3$ (kN)	$Fi^*/3 \cdot h_i$ (kN)	$M_{pb\text{-}poz}$ (kNm)	$M_{pb\text{-}neg}$ (kNm)
Çatı	12,5	70,61	0,00	70,61	23,54	294,21	15,49	30,99
3	9,5	56,73	0,00	56,73	18,91	179,63	27,94	55,88
2	6,5	34,64	0,00	34,64	11,55	75,04	35,54	71,09
1	3,5	17,92	0,00	17,92	5,97	20,91	39,48	78,95
∑		**179,89**	**0,00**	**179,89**				

Çizelge 3.34. 8 Katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri

Kat	h_i (m)	F_i (kN)	$F_{i\text{-}PD}$ (kN)	$F_i^*=F_i+F_{i\text{-}PD}$ (kN)	$F_i^*/3$ (kN)	$Fi^*/3 \cdot h_i$ (kN)	$M_{pb\text{-}poz}$ (kNm)	$M_{pb\text{-}neg}$ (kNm)
Çatı	24,5	53,90	11,41	65,32	21,77	533,43	20,34	40,68
7	21,5	41,73	16,96	58,69	19,56	420,61	36,08	72,17
6	18,5	29,96	16,96	46,92	15,64	289,36	47,39	94,78
5	15,5	22,76	16,96	39,72	13,24	205,23	55,98	111,96
4	12,5	17,25	16,96	34,21	11,40	142,53	62,49	124,98
3	9,5	12,58	16,96	29,54	9,85	93,53	67,23	134,47
2	6,5	8,38	16,96	25,34	8,45	54,89	70,39	140,79
1	3,5	4,51	17,21	21,71	7,24	25,33	72,09	144,19
∑		**191,08**	**130,37**	**321,45**				

Çizelge 3.35. 4 Katlı PTPT betonarme prototip binanın kiriş kesitlerinin tasarım detayları

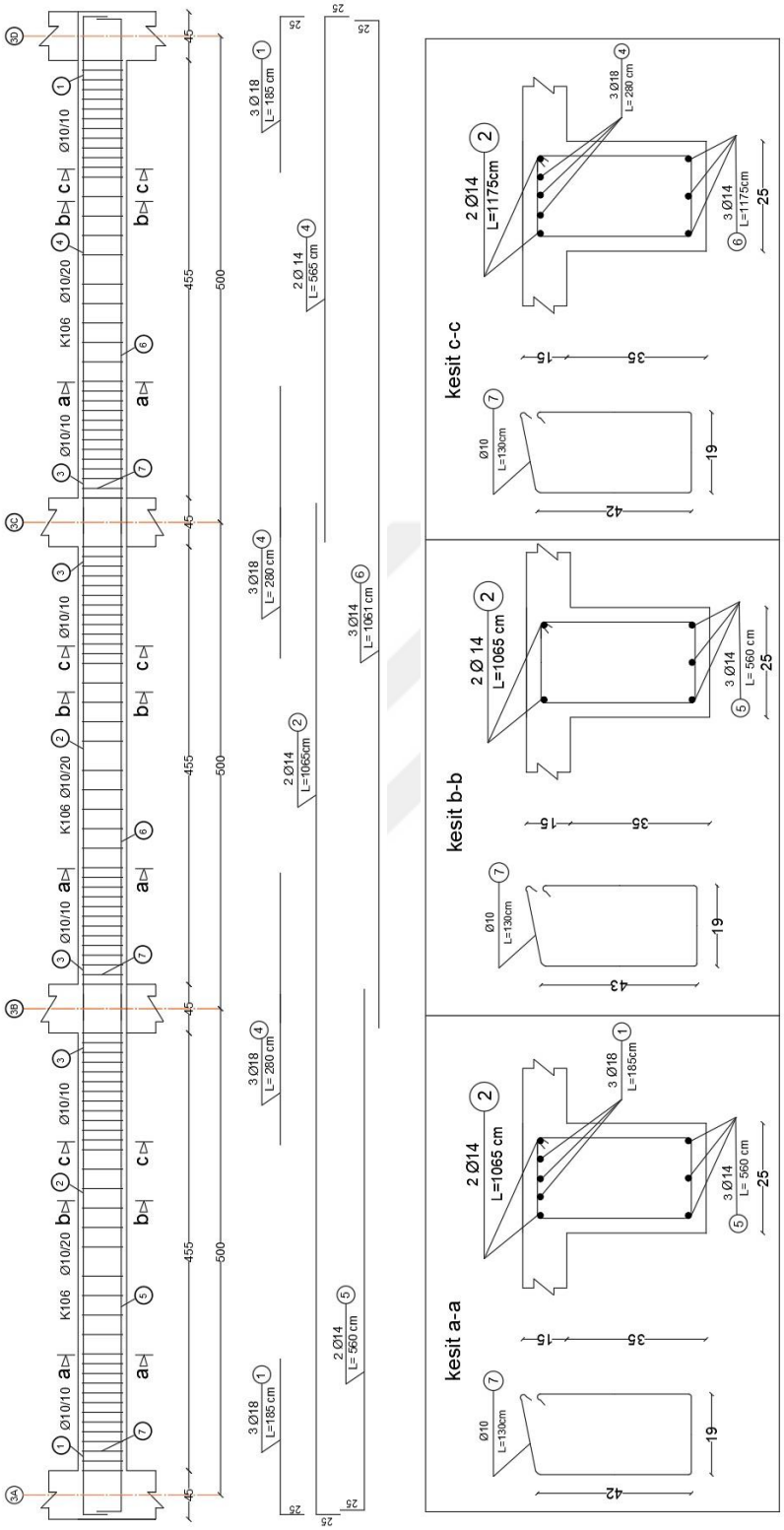
Kat	Kirişler	$b_{w\,(cm)}$	h (cm)	Moment (kNm)		As, (Gerekli Boyuna Donatı Alanı), (mm^2)	ϕ (mm)	n (Adet)	As,(Seçilen Boyuna Donatı Alanı), (mm^2)	Donatı Oranları (%)	
4	K403	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	15,5	93,1	12	3	336,27	ρ'	0,29
				$M_{pb\text{-}neg}$	31,0	187,9	12	3	336,27	ρ	0,29
3	K303	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	27,9	168,8	12	3	336,27	ρ'	0,29
				$M_{pb\text{-}neg}$	55,9	343,9	12	4	448,36	ρ	0,39
2	K203	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	35,5	434,5	12	3	336,27	ρ'	0,29
				$M_{pb\text{-}neg}$	71,1	441,6	12	4	448,36	ρ	0,39
1	K103	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	39,5	240,6	12	3	336,27	ρ'	0,29
				$M_{pb\text{-}neg}$	79,0	493,2	12 & 14	2ϕ12+2ϕ14	532,04	ρ	0,46



Şekil 3.22. 4 Katlı PTPT göre tasarlanmış prototip binanın donatı detayı (1. kat ve 3-3 aksı)

Çizelge 3.36. 8 Katlı PTPT betonarme prototip binanın kiriş kesitlerinin tasarım detayları

Kat	Kirişler	$b_{w\,(cm)}$	h (cm)	Moment (kNm)		As, (Gerekli Boyuna Donatı Alanı) (mm^2)	ϕ (mm)	n (Adet)	As, (Seçilen Boyuna Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları (%)	
4	K803	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	20,3	119,5	12	3	336,27	ρ'	0,29
				$M_{pb\text{-}neg}$	40,7	248,1	12	3	336,27	ρ	0,29
3	K703	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	36,1	219,5	12	3	336,27	ρ'	0,29
				$M_{pb\text{-}neg}$	72,2	448,8	14	3	461,79	ρ	0,40
2	K603	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	47,4	290,1	12	3	336,27	ρ'	0,29
				$M_{pb\text{-}neg}$	94,8	598,0	12 & 16	2ϕ12+2ϕ16	626,3	ρ	0,54
1	K503	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	56,0	344,6	12&14	2ϕ14+1ϕ12	419,95	ρ'	0,37
				$M_{pb\text{-}neg}$	112,0	714,7	12 & 18	2ϕ14+2ϕ18	733,1	ρ	0,64
4	K403	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	62,5	386,1	12&14	2ϕ14+1ϕ12	419,95	ρ'	0,37
				$M_{pb\text{-}neg}$	125,0	804,98	12 & 16	2ϕ12+3ϕ16	827,36	ρ	0,72
3	K303	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	67,2	442,9	14	3	461,79	ρ'	0,40
				$M_{pb\text{-}neg}$	134,5	872,0	14 & 18	3ϕ14+2ϕ18	970,71	ρ	0,84
2	K203	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	70,4	437,1	14	3	461,79	ρ'	0,40
				$M_{pb\text{-}neg}$	140,8	917,11	14 & 18	3ϕ14+2ϕ18	970,71	ρ	0,84
1	K103	25	50	$M_{pb\text{-}poz}$	72,1	448,1	14	3	461,79	ρ'	0,40
				$M_{pb\text{-}neg}$	144,2	941,6	14 & 18	2ϕ14+3ϕ18	1071	ρ	0,93



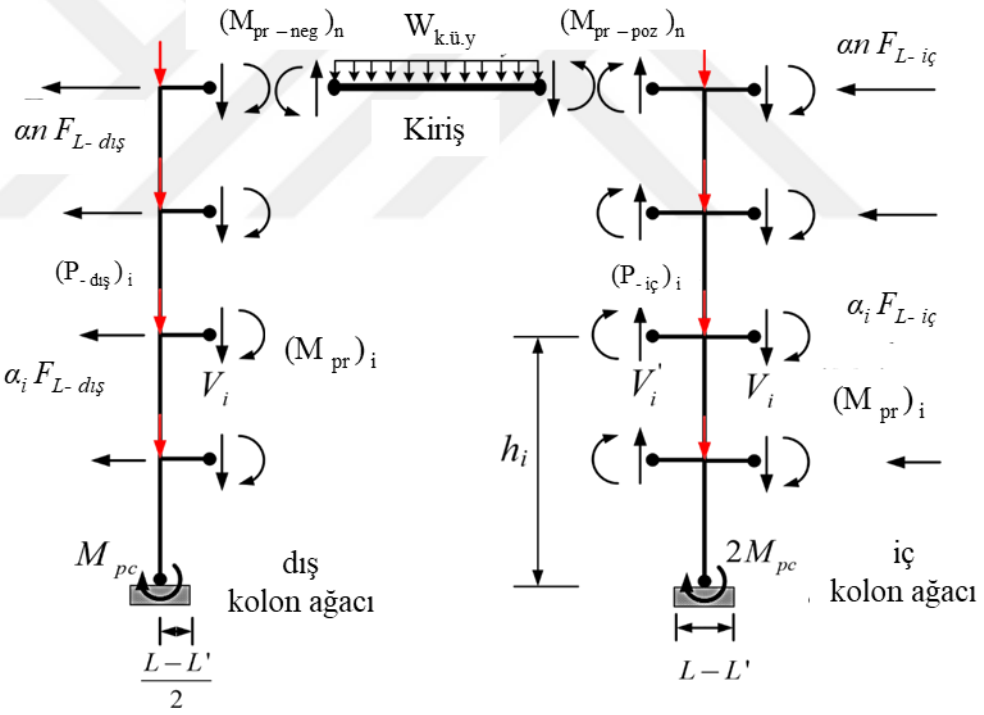
Şekil 3.23. 8 Katlı PTPT göre tasarlanmış prototip binanın donatı detayı (1. kat ve 3-3 aksı)

3.3.4. Doğrusal elastik davranması gereken elemanların tasarımı

Bu bölümde 4 ve 8 katlı yapıların çerçevesindeki doğrusal davranacak elemanlarının (kolonlar) tasarımı yapılmıştır. Bölüm 2.3.8'de açıklanan "kolon ağacı" yöntemine göre kolonlara gelen momentler hesaplanmıştır. Kirişlerinin plastik mafsal bölgelerindeki maksimum moment kapasitelerini (M_{pr}) Denklem 3.21 kullanılarak hesaplanmıştır.

$$M_{pr} = \xi \cdot M_{pb} = 1,25 \cdot M_{pb} \tag{3.21}$$

Kirişin dayanım fazlalığı katsayısı (ξ) ACI dikkate alınarak 1,25 seçilmiştir. Kolon momentlerini bulmak için kullanılan kolon ağacı yönteminde dikkate alınan serbest cisim diyagramları Şekil 3.24'te gösterilmektedir.



Şekil 3.24. İç ve dış kolonlarda kolon ağacı yönteminin uygulanışı

Dış kolon ağacı

Şekil 2.8'den gösterildiği üzere, çerçeve hedeflenen ötelenmeye ulaştığında, tüm kat kiriş uçlarında plastik mafsalların oluştuğu varsayılır. Bununla birlikte V_i ve V_i' aşağıdaki Denklem 3.22 ve Denklem 3.23 ile hesaplanmıştır.

$$V_i = \frac{\left|M_{pr-pozitiv}\right|_i + \left|M_{pr-negetiv}\right|_i}{L'} + \frac{w_{i-küy} \cdot L'}{2} \tag{3.22}$$

$$V_i' = \frac{\left|M_{pr-pozitiv}\right|_i + \left|M_{pr-negetiv}\right|_i}{L'} - \frac{w_{i-küy} \cdot L'}{2} \tag{3.23}$$

Tabandaki kolonlarının maksimum kapasitelerine (M_{pc}) ulaştığı varsayılır. $F_{L\text{-dış}}$, Denklem 3.24 ile hesaplanmaktadır.

$$F_{L-dış} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(M_{pr-negativ}\right)_i + \sum_{i=1}^{n} V_i \cdot \left(\frac{L-L'}{2}\right)_i + M_{pc}}{\sum_{i=1}^{n} \alpha_i h_i} \tag{3.24}$$

Burada;

$$\alpha i = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^{n}(\beta_i - \beta_{i+1})} \Rightarrow i = n, \beta_{n+1} = 0 \tag{3.25}$$

İç kolon ağacı

İç kolonlar için yanal kuvvetlerin toplamı, $F_{L\text{-iç}}$, aşağıdaki gibi benzer şekilde hesaplanır:

$$F_{L-iç} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\left|M_{pr-pozitiv}\right|_i + \left|M_{pr-negetiv}\right|_i\right) + \sum_{i=1}^{n}\left[V_i + V_i'\right] \cdot \left(\frac{L-L'}{2}\right)_i + 2M_{pc}}{\sum_{i=1}^{n} \alpha_i h_i} \tag{3.26}$$

4 ve 8 katlı prototip binanın kolonları için önemli tasarım parametreleri Çizelge 3.37 ve 3.38'de verilmiştir.

Çizelge 3.37. 4 Katlı prototip binanın mekanizma durumundaki iç ve dış kolona etkiyen yanal yükler ve kesme kuvvetleri

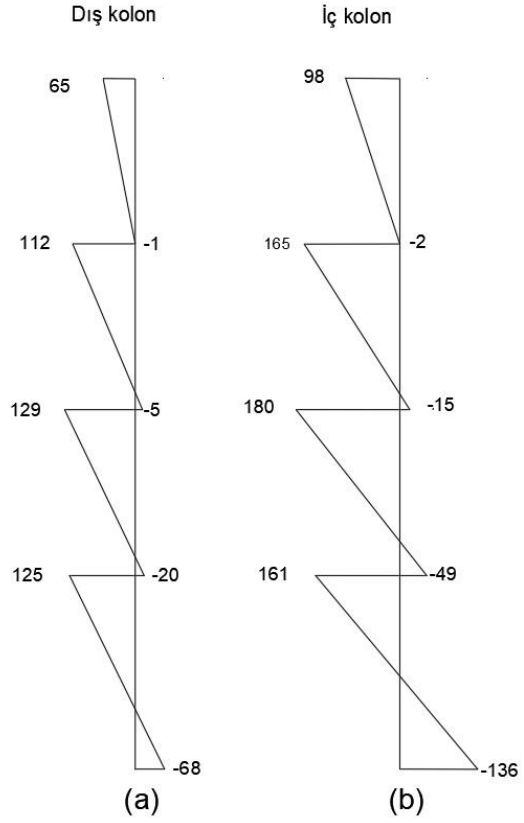
Kat	h_i (m)	V_i (kN)	V_i' (kN)	α_i	$\alpha_i . hi$	Dış Kolon		İç Kolon	
						$\alpha_i.F_{L\text{-dış}}$ (kN)	Kesem Kuvveti (kN)	$\alpha_i.F_{L\text{-iç}}$ (kN)	Kesem Kuvveti (kN)
Çatı	12,5	58,86	-30,52	0,393	4,906	21,76	21,76	33,37	33,37
3	9,5	94,85	-43,73	0,315	2,996	17,48	39,24	26,81	60,18
2	6,5	101,80	-36,78	0,193	1,251	10,67	49,91	16,37	76,56
1	3,5	105,40	-33,18	0,100	0,349	5,52	55,44	8,47	85,03
∑		**360,90**	**144,22**	**1,000**	**9,50**	**55,44**		**85,03**	

Çizelge 3.38. 8 Katlı prototip binanın mekanizma durumundaki iç ve dış kolona etkiyen yanal yükler ve kesme kuvvetleri

Kat	h_i (m)	V_i (kN)	V_i' (kN)	α_i	$\alpha_i . h_i$	Dış Kolon		İç Kolon	
						$\alpha_i.F_{L\text{-dış}}$ (kN)	Kesem Kuvveti (kN)	$\alpha_i.F_{L\text{-iç}}$ (kN)	Kesem Kuvveti (kN)
Çatı	24,5	62,67	-24,53	0,28	6,91	24,63	24,63	34,84	34,84
7	21,5	101,43	-33,77	0,22	4,70	19,07	43,70	26,97	61,81
6	18,5	112,03	-23,17	0,16	2,90	13,69	57,40	19,37	81,18
5	15,5	120,08	-15,12	0,12	1,85	10,40	67,80	14,71	95,89
4	12,5	126,18	-9,02	0,09	1,13	7,88	75,68	11,15	107,04
3	9,5	130,63	-4,57	0,07	0,63	5,75	81,43	8,13	115,17
2	6,5	133,60	-1,60	0,04	0,28	3,83	85,26	5,41	120,58
1	3,5	135,19	-0,01	0,02	0,08	2,06	87,32	2,91	123,49
∑		**921,80**	**111,8**		**18,4**	**87,32**		**123,49**	

Çizelge 3.39. 4 Katlı prototip binanın mekanizma durumunda kolonlarda oluşacak moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvvet değerleri

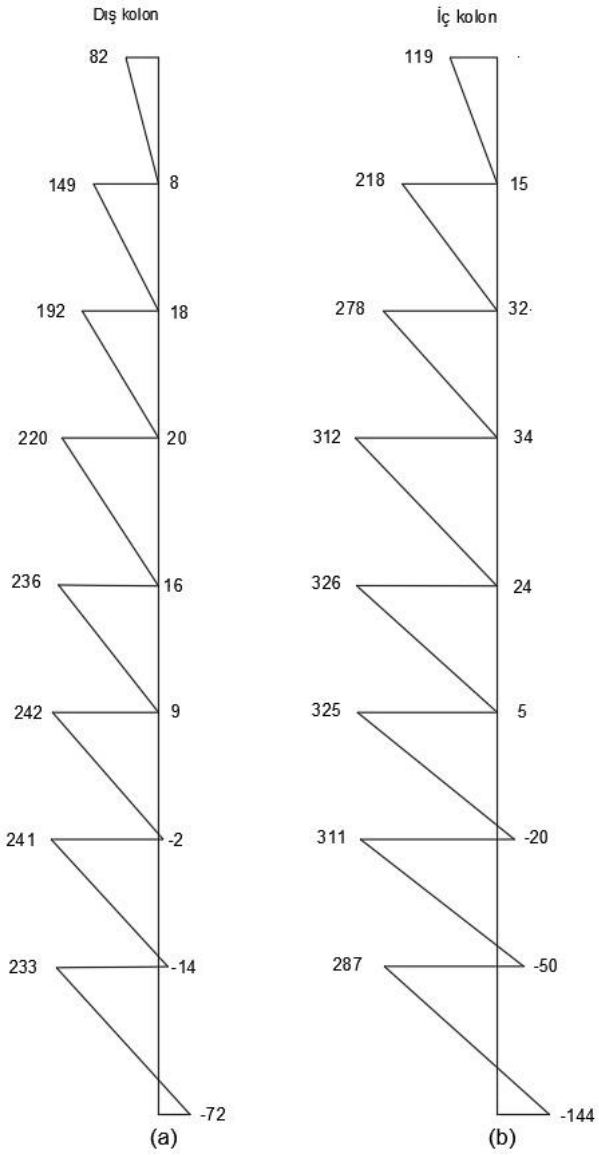
	Kat	$M_{u\text{-üst}}$ (kNm)	$M_{u\text{-alt}}$ (kNm)	δ_s	$M_{u\text{-üst}}$ (kNm)	$M_{u\text{-alt}}$ (kNm)	Eksenel Kuvvet Pu (kN)	Kesme (kips)
Dış Kolon	4	65,2	-0,05	1,0000011660	65,2	-0,05	58,9	21,76
	3	112,48	-5,23	1,0000030449	112,5	-5,23	153,7	39,24
	2	129,4	-20,30	1,0000050615	129,4	-20,30	255,5	49,91
	1	125,8	-68,21	1,0000071493	125,8	-68,21	360,9	55,44
İç Kolon	4	98,33	-1,79	1,0000017706	98,3	-1,79	89,4	33,37
	3	165,35	-15,20	1,0000045158	165,4	-15,20	228,0	60,18
	2	180,44	-49,2	1,0000072610	180,4	-49,22	366,5	76,56
	1	161,1	-136,4	1,0000086915	161,2	-136,42	438,8	85,03



Şekil 3.25. 4 Katlı prototip binanın kolon ağacı yöntemine göre sonuçlar.(a) dış kolon (b) iç kolon

Çizelge 3.40. 8 Katlı prototip binanın mekanizma durumunda kolonlarda oluşacak moment ve eksenel kuvvet değerleri

	Kat	$M_{u\text{-üst}}$ (kNm)	$M_{u\text{-alt}}$ (kNm)	δ_s	$M_{u\text{-üst}}$ (kNm)	$M_{u\text{-alt}}$ (kNm)	Eksenel Kuvvet Pu (kN)	Kesme (kips)
Dış Kolon	Çatı	82,18	8,28	1,000004630635	82,18	8,28	62,67	24,63
	7	149,20	18,09	1,000009261313	149,21	18,09	164,10	43,70
	6	192,58	20,39	1,000013892034	192,58	20,39	276,12	57,40
	5	220,38	16,97	1,000018522798	220,38	16,97	396,21	67,80
	4	236,28	9,23	1,000023153605	236,29	9,23	522,39	75,68
	3	242,63	-1,66	1,000027784455	242,64	-1,66	653,02	81,43
	2	241,12	-14,66	1,000032415347	241,13	-14,66	786,62	85,26
	1	233,17	-72,45	1,000037046283	233,18	-72,45	921,80	87,32
İç Kolon	Çatı	119,87	15,35	1,000004630635	119,87	15,35	87,20	34,84
	7	218,27	32,84	1,000009261313	218,27	32,84	222,40	61,81
	6	278,16	34,63	1,000013892034	278,16	34,63	357,60	81,18
	5	312,15	24,49	1,000018522798	312,16	24,49	492,80	95,89
	4	326,42	5,30	1,000023153605	326,42	5,30	628,00	107,04
	3	325,03	-20,47	1,000027784455	325,04	-20,47	763,20	115,17
	2	311,11	-50,63	1,000032415347	311,12	-50,63	898,40	120,58
	1	287,33	-144,90	1,000037046283	287,34	-144,90	1033,60	123,49



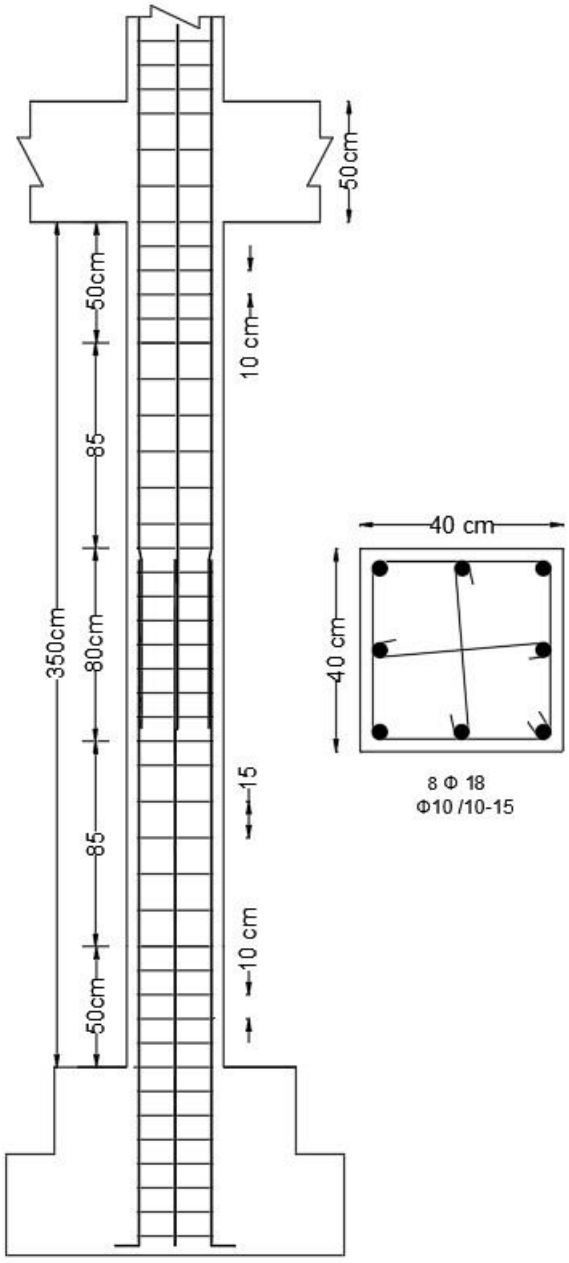
Şekil 3.26. 8 Katlı prototip binanın kolon ağacı yöntemine göre sonuçlar.(a) dış kolon (b) iç kolon

Kolonlarının tasarımı

Burada 4 ve 8 katlı binaların PTPT yöntemine göre elde edilen moment ve eksenel kuvvetlerine göre kolonların tasarımı TBDY ve TS500'e göre yapılmıştır. Donatılar sırasıyla çizelge 3.41 ve Çizelge 3.42'de gösterilmiştir. Kolonların tasarımı ile ilgili hesaplar Ek 2'de verilmiştir.

Çizelge 3.41. 4 Katlı PTPT betonarme prototip binanın kolonların tasarım detayları

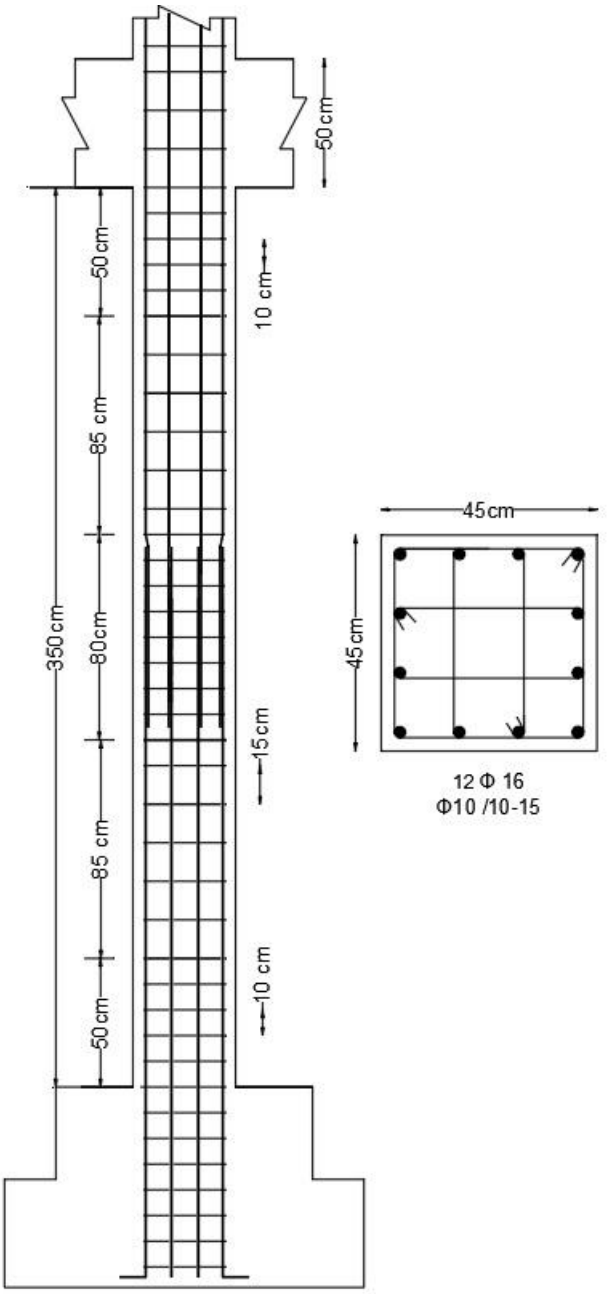
Kat		Kolonlar	$b_{w\,(cm)}$	h (cm)	As (Gerekli Donatı Alanı) (mm^2)	ϕ (mm)	n (Adet)	As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları (%)	
Dış kolon	4	S 403	40	40	876,7	18	8	2035	ρ	1,2
	3	S 303	40	40	876,7	18	8	2035	ρ	1,2
	2	S 203	40	40	876,7	18	8	2035	ρ	1,2
	1	S 103	40	40	876,7	18	8	2035	ρ	1,2
İç kolon	4	S 404	40	40	876,7	18	8	2035	ρ	1,2
	3	S 304	40	40	964,4	18	8	2035	ρ	1,2
	2	S 20	40	40	964,4	18	8	2035	ρ	1,2
	1	S 104	40	40	964,4	18	8	2035	ρ	1,2



Şekil 3.27. PTPT yöntemine göre tasarlanmış 4 katlı prototip binanın S104 kolonunun boyuna ve enine donatıları (Dış kolon)

Çizelge 3.42. 8 Katlı PTPT prototip binanın kolon kesitlerinin tasarım detayları

Kat		Kolonlar	$b_{w\ (cm)}$	h (cm)	As (Gerekli Donatı Alanı) (mm^2)	ϕ (mm)	n (Adet)	As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları (%)	
Dış kolon	8	S 803	45	45	1110,0	16	12	2412,7	ρ	1,10
	7	S 703	45	45	1110,0	16	12	2412,7	ρ	2,10
	6	S 603	45	45	1665,0	16	12	2412,7	ρ	1,10
	5	S 503	45	45	1665,0	16	12	2412,7	ρ	1,10
	4	S 403	45	45	1665,0	16	12	2412,7	ρ	1,10
	3	S 303	45	45	1665,0	16	12	2412,7	ρ	1,10
	2	S 203	45	45	1665,0	16	12	2412,7	ρ	1,10
	1	S 103	45	45	1110,0	16	12	2412,7	ρ	1,10
İç kolon	8	S 804	45	45	1665,0	16	12	2412,7	ρ	1,10
	7	S 704	45	45	1665,0	16	12	2412,7	ρ	1,10
	6	S 604	45	45	1665,0	16	12	2412,7	ρ	1,10
	5	S 504	45	45	2774,0	18	12	3053,0	ρ	1,50
	4	S 404	45	45	2774,0	18	12	3053,0	ρ	1,50
	3	S 304	45	45	2774,0	18	12	3053,0	ρ	1,50
	2	S 204	45	45	2774,0	18	12	3053,0	ρ	1,50
	1	S 104	45	45	1110,0	16	12	2412,7	ρ	1,10



Şekil 3.28. PTPT yöntemine göre tasarlanmış 8 katlı prototip binanın S104 kolonunun boyuna ve enine donatıları (Dış kolon)

3.4. Tasarımları PTPT, ŞDGT Yöntemlerine Göre Yapılmış Prototip Binaların Performans Analizleri

Tasarımları PTPT ve ŞDGT yöntemlerine göre yapılan 4 ve 8 katlı prototip binalar tek modlu statik itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlere tabi tutulmuştur. Ardından bu analizlerden elde edilen sonuçlara göre kıyaslanma yapılmıştır.

3.4.1. Prototip binaların statik itme analizi

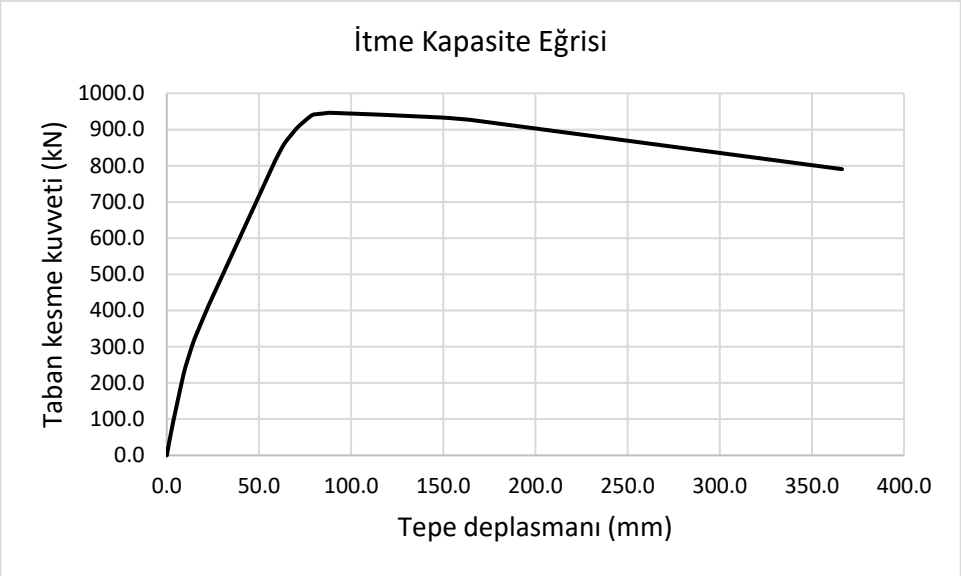
Bu bölümünde daha önce ŞDGT ve PTPT yöntemlerine göre tasarlanmış yapıların performans analizleri statik itme analizi ile yapılmıştır.

Tasarımı ŞDGT 'e göre yapılmış binaların statik itme analizleri:

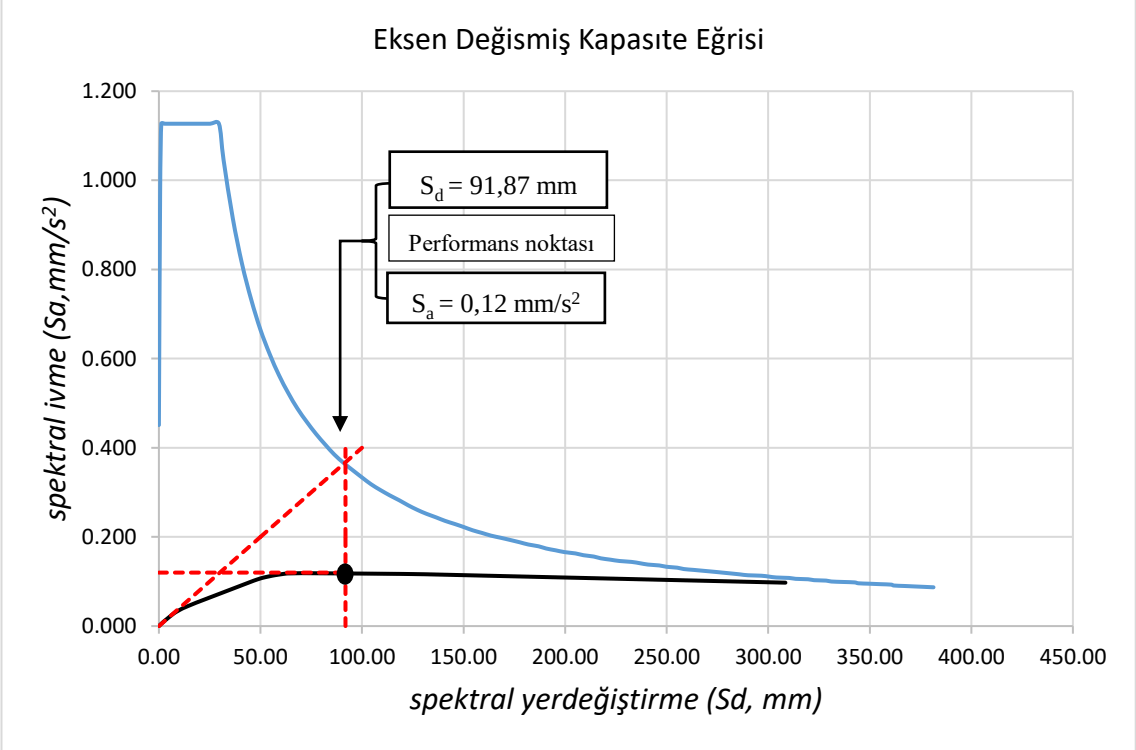
Bölüm 3.2.2'de 4 ve 8 katlı binaların ŞDGT'e göre tasarımları yapılırken statik itme analizleri yapıldığından dolayı tekrar burada verilmemiştir.

Tasarımı PTPT 'e göre yapılmış binaların statik itme analizleri:

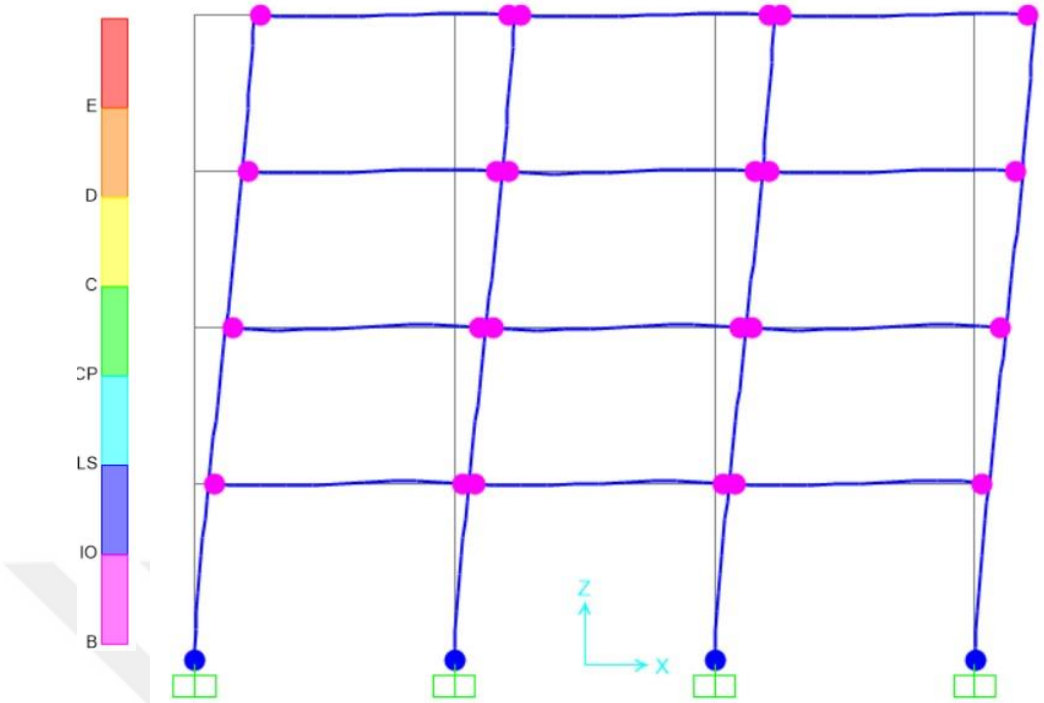
Burada bölüm 3.3'te Performans Tabanlı Plastik Tasarım yöntemine göre tasarlanmış 4 ve 8 katlı yapıların statik itme analizleri yapılmıştır. PTPT yöntemine göre tasarımları yapılan 4 katlı prototip binanın statik itme eğrisi Şekil 3.29'da, performans noktasının belirlenmesi Şekil 3.30'de, performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar Şekil 3.31'de verilmiştir.



Şekil 3.29. 4 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi



Şekil 3.30. 4 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasının belirlenmesi



Şekil 3.31. 4 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar

Yapıdaki kiriş ve kolonların hasar durumunu belirlemek için sahip oldukları plastik mafsallardan hasar durumu ileride olanınki kabul edilir. Çizelge 3.43'te PTPT yöntemi ile tasarlanan 4 katlı yapının her katındaki kirişlerin hasar bölgeleri yüzde cinsinden verilmiştir. Bununla birlikte Çizelge 3.44'te bu yapının her katındaki kolonların hasar bölgeleri yüzdelik olarak gösterilmiştir.

Çizelge 3.43. 4 katlı prototip binanın kiriş eleman hasar durumları

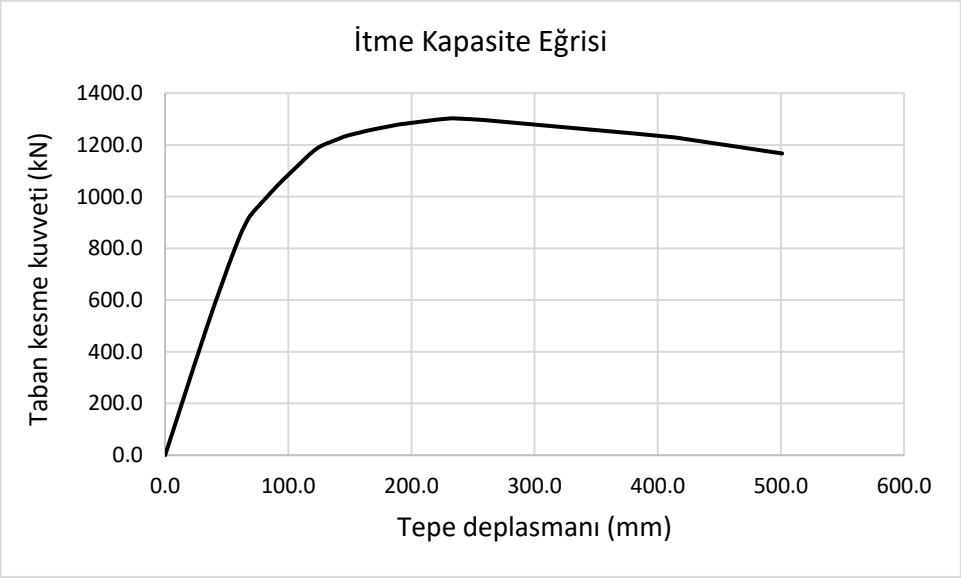
Kat	Σ Kiriş	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
4	24	%100	%0	%0	%0	%0
3	24	%100	%0	%0	%0	%0
2	24	%100	%0	%0	%0	%0
1	24	%100	%0	%0	%0	%0

Çizelge 3.44. 4 katlı prototip binanın kolon eleman hasar durumları

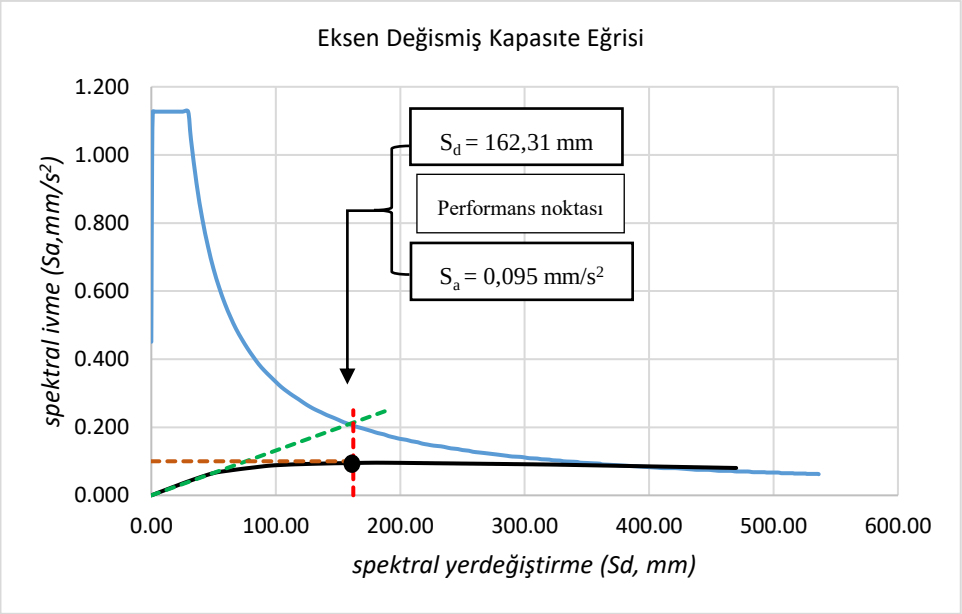
Kat	Σ Kolon	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
4	16	%100	%0	%0	%0	%0
3	16	%100	%0	%0	%0	%0
2	16	%100	%0	%0	%0	%0
1	16	%100	%0	%0	%0	%0

Çizelge 3.43 ve Çizelge 3.44'ten görüldüğü üzere TBDY 15.8.3 gereğince bina Sınırlı Hasar performans düzeyini sağlamaktadır.

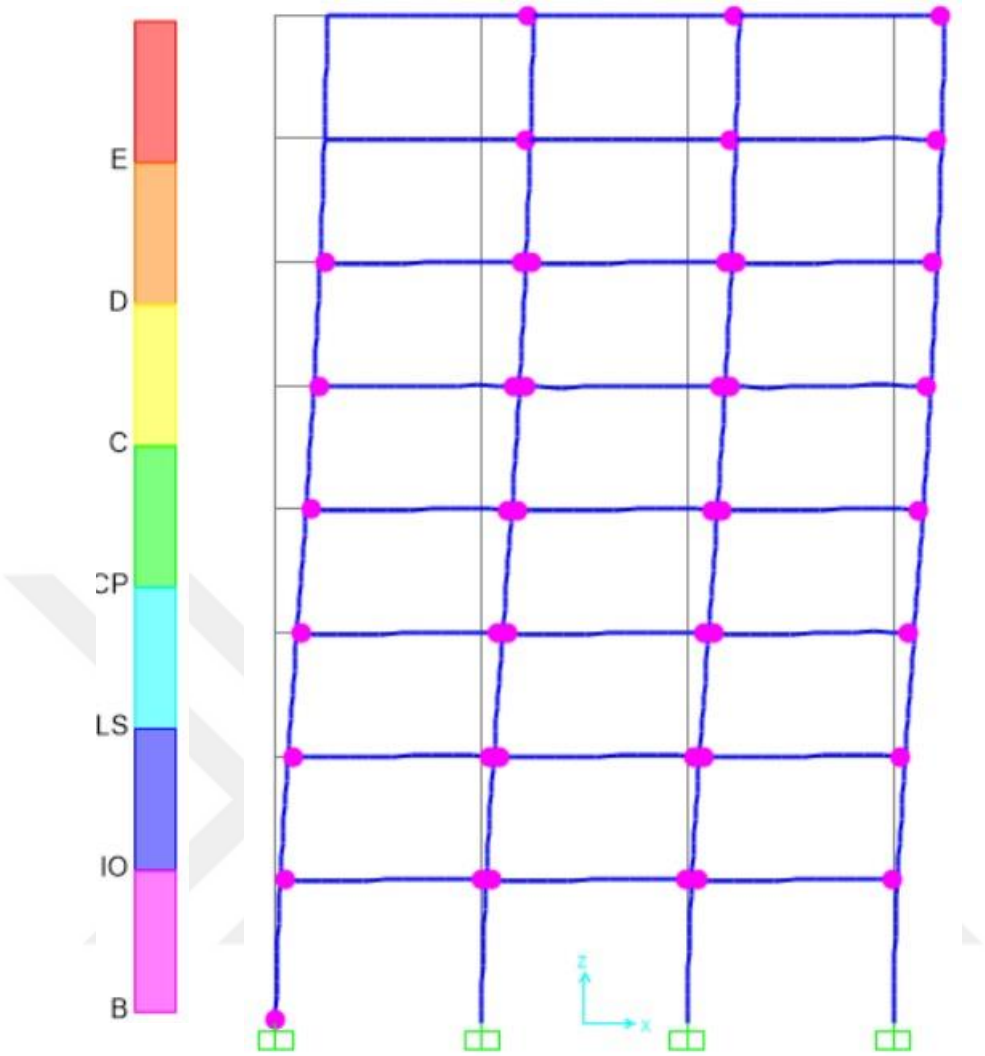
PTPT yöntemine göre tasarımları yapılan 8 katlı prototip binanın statik itme eğrisi Şekil 3.32'de, performans noktasının belirlenmesi Şekil 3.33'te, performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar Şekil 3.34'te verilmiştir.



Şekil 3.32. 8 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi



Şekil 3.33. 8 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasının belirlenmesi



Şekil 3.34. 8 Katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar

Çizelge 3.45'te PTPT yöntemi ile tasarlanan 8 katlı prototip binanın her katındaki kirişlerin hasar bölgeleri yüzde cinsinden verilmiştir. Bununla birlikte Çizelge 3.46'de ise bu yapının her katındaki kolonların hasar bölgeleri yüzdelik olarak gösterilmiştir.

Çizelge 3.45. 8 katlı prototip binanın kiriş eleman hasar durumları

Kat	Σ Kiriş	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
8	24	%100	%0	%0	%0	%0
7	24	%100	%0	%0	%0	%0
6	24	%100	%0	%0	%0	%0
5	24	%100	%0	%0	%0	%0
4	24	%100	%0	%0	%0	%0
3	24	%100	%0	%0	%0	%0
2	24	%100	%0	%0	%0	%0
1	24	%100	%0	%0	%0	%0

Çizelge 3.46. 8 katlı prototip binanın kolon eleman hasar durumları

Kat	Σ Kolon	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
8	16	%100	%0	%0	%0	%0
7	16	%100	%0	%0	%0	%0
6	16	%100	%0	%0	%0	%0
5	16	%100	%0	%0	%0	%0
4	16	%100	%0	%0	%0	%0
3	16	%100	%0	%0	%0	%0
2	16	%100	%0	%0	%0	%0
1	16	%100	%0	%0	%0	%0

Çizelge 3.45 ve Çizelge 3.46'dan görüldüğü üzere TBDY 15.8.3 gereğince bina Sınırlı Hasar performans düzeyini sağlamaktadır. Sınırlı Hasar Bölgesi'ndedir, Bu durumdaki binaların Sınırlı Hasar Performans Düzeyinde olduğu kabul edilir.

3.4.2. Prototip binaların zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri

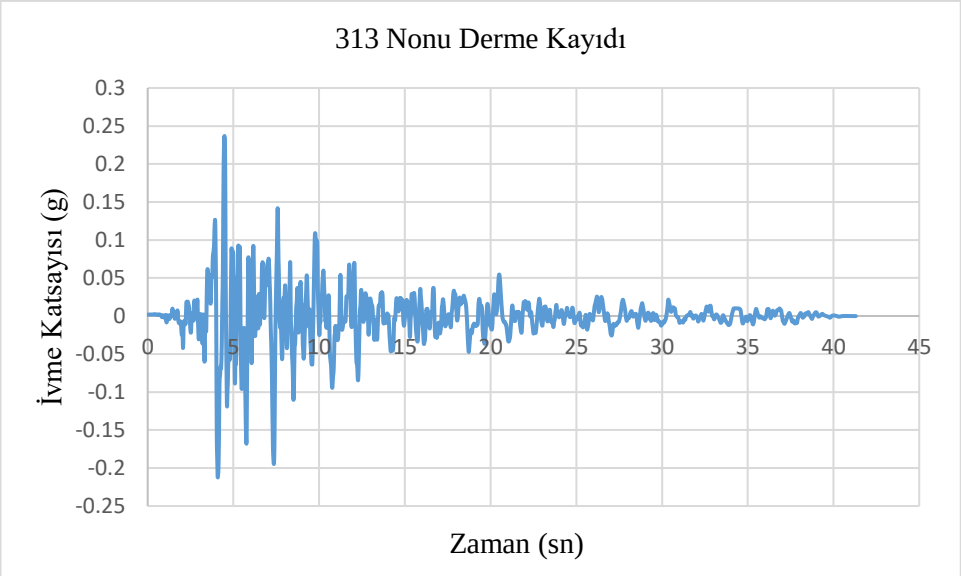
Tezin bu bölümünde daha önce, ŞDGT ve PTPT yöntemlerine göre tasarlanmış prototip binaların performans analizleri zaman tanım alanında dinamik analiz yöntemi ile yapılmıştır.

Doğrusal olmayan dinamik analizler SAP2000 programı ile yapılmıştır. Analiz için gerekli deprem kayıtları *PEER*'in yer hareketleri veri tabanlarından alınmıştır. Bu kayıtların seçiminde deprem büyüklükleri, fay uzaklıkları, kaynak mekanizmaları ve yerel zemin koşulları dikkate alınmıştır.

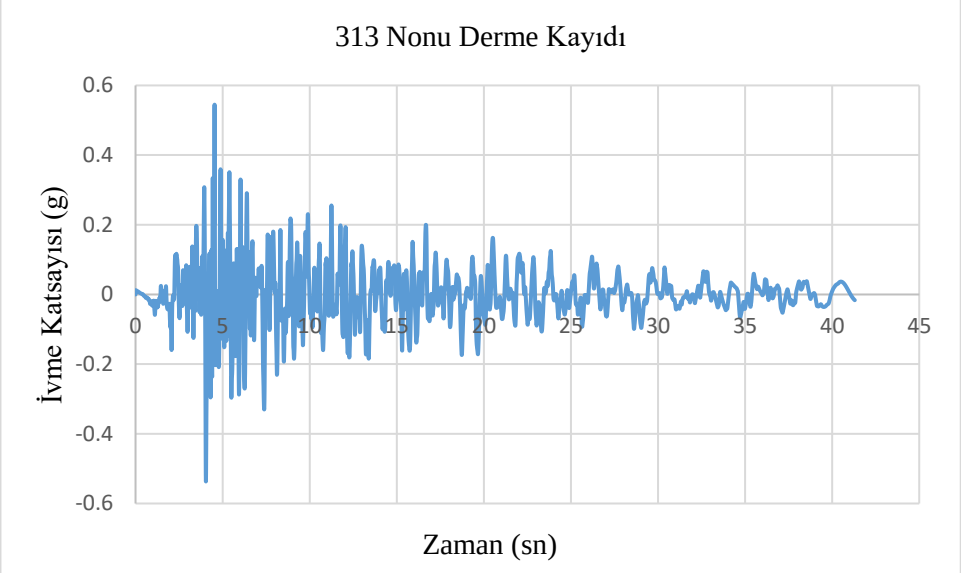
Çizelge 3.47. 4 ve 8 Katlı prototip binalar için belirlenen deprem kayıtları

Kayıt Numarası	Deprem Adı	Yıl	istasyon Adı	Deprem Büyüklüğü
28	Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array #12	6,19
70	San Fernando	1971	Lake Hughes #1	6,61
290	Irpinia_ Italy-01	1980	Mercato San Severino	6,9
313	Corinth_ Greece	1981	Corinth	6,6
524	N. Palm Springs	1986	Joshua Tree	6,06
548	Chalfant Valley-02	1986	Benton	6,19
850	Landers	1992	Desert Hot Springs	7,28
1083	Northridge-01	1994	Sunland - Mt Gleason Ave	6,69
3505	Chi-Chi_ Taiwan-06	1999	TCU125	6,3
4848	Chuetsu-oki_ Japan	2007	Joetsu Ogataku	6,8
6875	Joshua Tree_ CA	1992	Morongo Valley Fire Station	6,1

Çizelge 3.47'de söz konusu olan 4 ve 8 katlı prototip binaların zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi için kullanılan deprem kayıt bilgileri verilmiştir. Örnek olarak 313 nolu deprem kaydının ölçeklenmiş ve ölçeklenmemiş halleri sırasıyla, Şekil 3.35 ve Şekil 3.36'da gösterilmiştir.

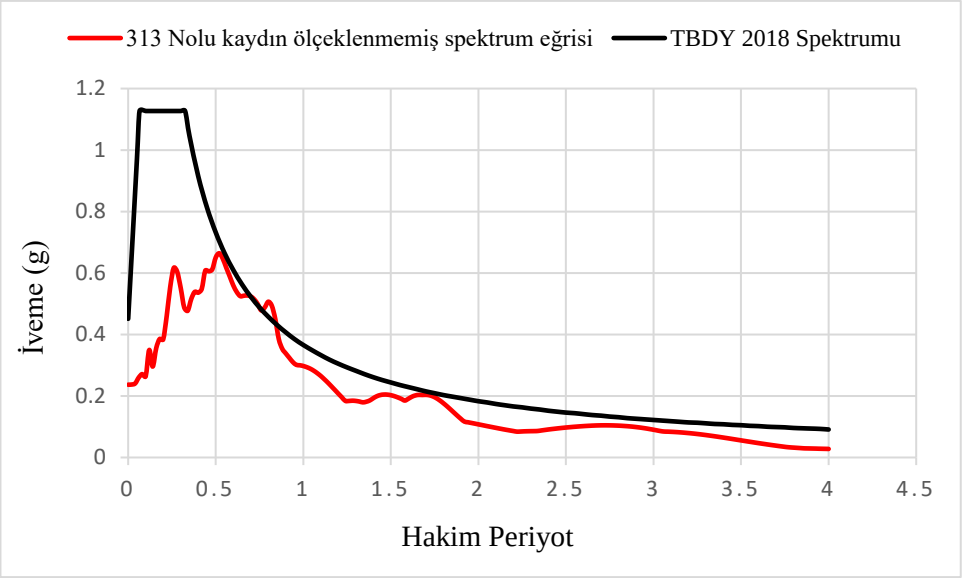


Şekil 3.35. 313 Nolu deprem kaydının ölçeklendirilmiş hali

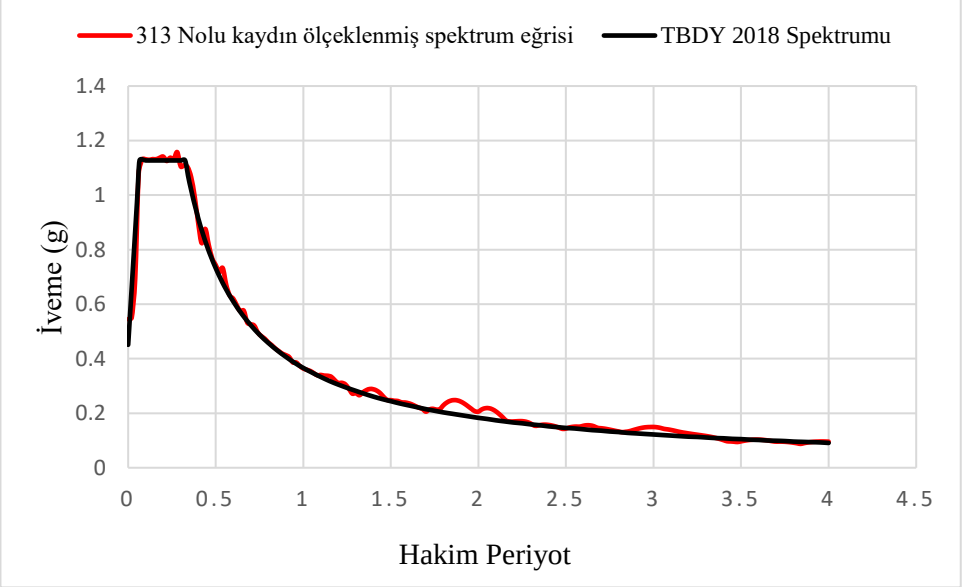


Şekil 3.36. 313 Nolu deprem kaydının ölçeklendirilmemiş hali

Binaların koordinatına ait deprem yatay elastik tasarım spektrumu (Şekil 3.7) ölçeklendirme işleminde kullanılmıştır. Ayrıca deprem kayıtlarından elde ettiğimiz spektrum eğrilerinin, ölçeklenmiş ve ölçeklenmemiş spektrum eğrilerinin TBDY 2018'e göre belirlenen spektrum eğrisi ile karşılaştırılması sırasıyla Şekil 3.37 ve Şekil 3.38'de gösterilmiştir.

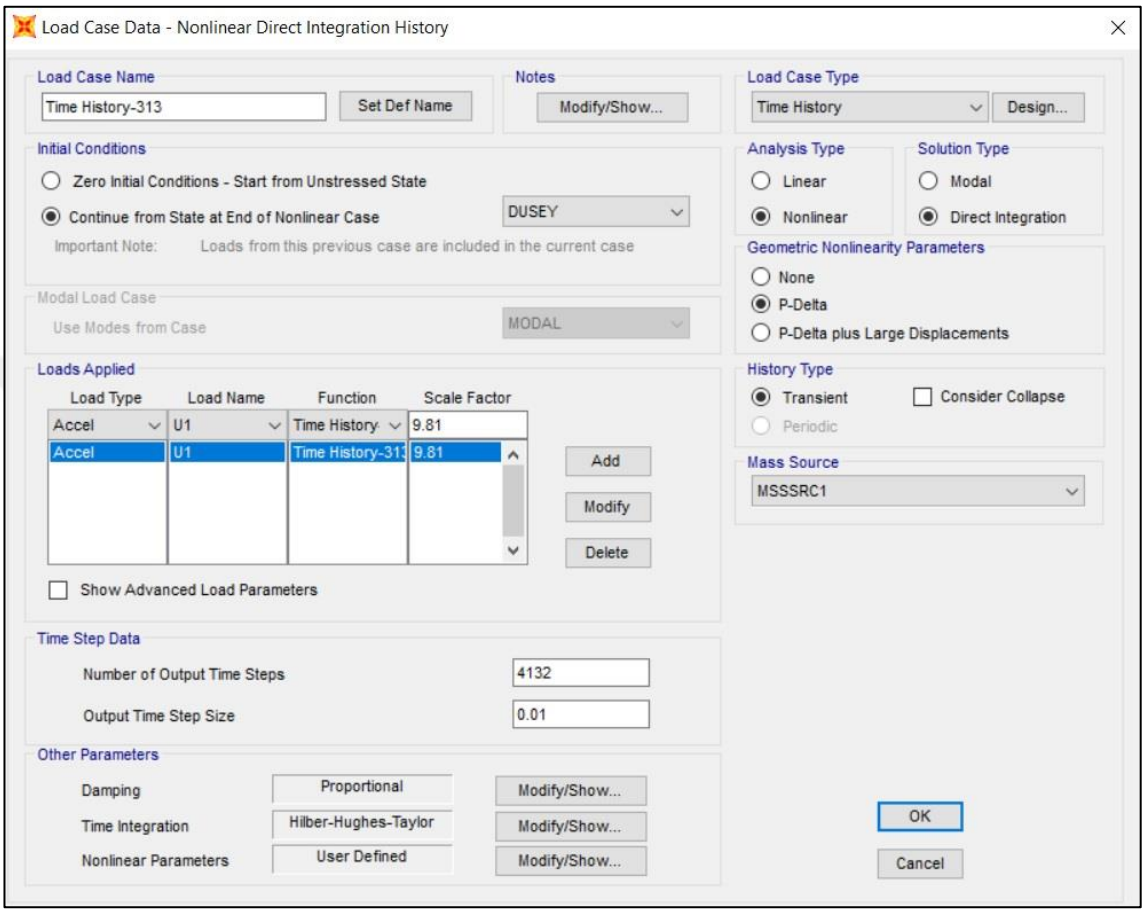


Şekil 3.37. 313 Nolu kaydın ölçeklenmemiş spektrum eğrisi



Şekil 3.38. 313 Nolu kaydın ölçeklenmiş spektrum eğrisi

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analize başlangıç adımı olarak düşey yükleme dikkate alınarak analiz gerçekleştirilmiştir. Zaman tanım alanında analiz için SAP2000 programına deprem kaydının girişi Şekil 3.39'de gösterilmiştir.



Şekil 3.39. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi parametreleri

4. BULGULAR

Tezin bu bölümünde, daha önce ŞDGT ve PTPT yöntemlerine göre tasarlanan yapıların performans analizlerinden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. karşılaştırmalar binaların kiriş ve kolonlarına yerleştirilen boyuna donatıların ağırlıkları, yanal yük dağılımları, kapasite eğrileri, göreli kat ötelemeleri, kat kesme kuvvetleri, tasarım taban kesme kuvvetleri, kesitlere yerleştirilecek donatı miktarı ve oranları, kat kesme kuvvetleri dikkate alınarak yapılmıştır.

4.1. Boyuna donatı ağırlıkların kıyaslanması

Uygulamaya konu 4 ve 8 katlı prototip binalar için ŞDGT ve PTPT yaklaşımları kullanılarak gerçekleştirilen tasarımların sonucunda, betonarme elemanların en kesitleri aynı olduğundan dolayı sadece kiriş ve kolonlara yerleştirilecek boyuna donatıların ağırlıkları Çizelge 4.1'de verilmiştir.

Çizelge 4.1. Kiriş ve kolonlara yerleştirilecek boyuna donatıların ağırlıkları ve karşılaştırılması (PTPT/ŞDGT)

Yapı	4 Katlı prototip bina			8 Katlı prototip bina		
Eleman	Kiriş (ton)	Kolon (ton)	Toplam (ton)	Kiriş (ton)	Kolon (ton)	Toplam (ton)
PTPT	2,8	4,0	6,8	7,6	9,5	17,1
ŞDGT	3,7	4,0	7,7	8,4	9,2	17,6
PTPT/ŞDGT	0,76	1,0	0,88	0,90	1,03	0,97

Çizelge 4.1'den görüldüğü üzere PTPT yöntemine göre tasarlanan 4 katlı yapının kiriş ve kolonlarına yerleştirilecek donatı miktarı, aynı yapının ŞDGT yöntemin tasarım sonucuna göre kiriş ve kolonlara yerleştirilecek donatı miktarı daha azdır. 4 katlı prototip bina dikkate alındığında, PTPT yöntemine ile tasarım, ŞDGT yaklaşımı ile tasarıma göre %11,6 daha az donatı gerektirmektedir. 8 katlı prototip bina için PTPT yöntemi %2 lik daha az donatı gerektirmektedir.

4 ve 8 katlı yapıların ŞDGT ve PTPT yöntemlerine göre elde edilen kiriş elemanlarının en kesitleri ve donatı oranları sırasıyla Çizelge 4.2 ve Çizelge 4.3'te verilmiştir.

Çizelge 4.2. 4 Katlı prototip bina için ŞDGT ve PTPT yöntemi ile elde edilen kirişlerin en kesitleri ve donatı oranları

KAT	bw (cm)	h (cm)	ŞDG	ŞDG		PTPT	PTPT		PTPT/ŞDGT
			As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları	(%)	As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları	(%)	
4	25	50	336,27	ρ'	0,29	336,27	ρ'	0,29	1,000
			461,79	ρ	0,40	336,27	ρ'	0,29	0,728
3	25	50	378,11	ρ'	0,33	336,27	ρ'	0,29	0,889
			672,57	ρ	0,58	448,36	ρ	0,39	0,667
2	25	50	378,11	ρ'	0,33	336,27	ρ'	0,29	0,889
			769,65	ρ	0,67	448,36	ρ	0,39	0,583
1	25	50	461,82	ρ'	0,40	336,27	ρ'	0,29	0,728
			804,24	ρ	0,70	532,04	ρ	0,46	0,662

Çizelge 4.3. 8 Katlı prototip bina için ŞDGT ve PTPT yöntemi ile elde edilen kirişlerin en kesitleri ve donatı oranları

KAT	bw (cm)	h (cm)	ŞDG	ŞDG		PTPT	PTPT		PTPT/ŞDGT
			As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları (%)		As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları (%)		
8	25	50	336,27	ρ'	0,29	336,27	ρ'	0,29	1,000
			461,76	ρ	0,40	336,27	ρ	0,29	0,728
7	25	50	336,27	ρ'	0,29	336,27	ρ'	0,29	1,000
			709,98	ρ	0,62	461,79	ρ	0,40	0,650
6	25	50	336,27	ρ'	0,29	336,27	ρ'	0,29	1,000
			804,24	ρ	0,70	626,3	ρ	0,54	0,779
5	25	50	416,95	ρ'	0,37	419,95	ρ'	0,37	1,007
			911,04	ρ	0,79	733,1	ρ	0,64	0,805
4	25	50	416,95	ρ'	0,37	419,95	ρ'	0,37	1,007
			1064,97	ρ	0,93	827,36	ρ	0,72	0,777
3	25	50	416,95	ρ'	0,37	461,79	ρ'	0,40	1,108
			1064,97	ρ	0,93	970,71	ρ	0,84	0,911
2	25	50	416,95	ρ'	0,37	461,79	ρ'	0,40	1,108
			1064,97	ρ	0,93	970,71	ρ	0,84	0,911
1	25	50	461,79	ρ'	0,40	461,79	ρ'	0,40	1,000
			1005,30	ρ	0,87	1071	ρ	0,93	1,065

4 ve 8 katlı binaların ŞDGT ve PTPT yöntemlerine göre elde edilen iç ve diş kolonların en kesitleri ve donatı oranları sırasıyla Çizelge 4.4 ve Çizelge 4.5'te gösterilmiştir.

Çizelge 4.4. 4 Katlı prototip bina için ŞDGT ve PTPT yöntemi ile elde edilen iç ve diş kolonların en kesitleri ve donatı oranları

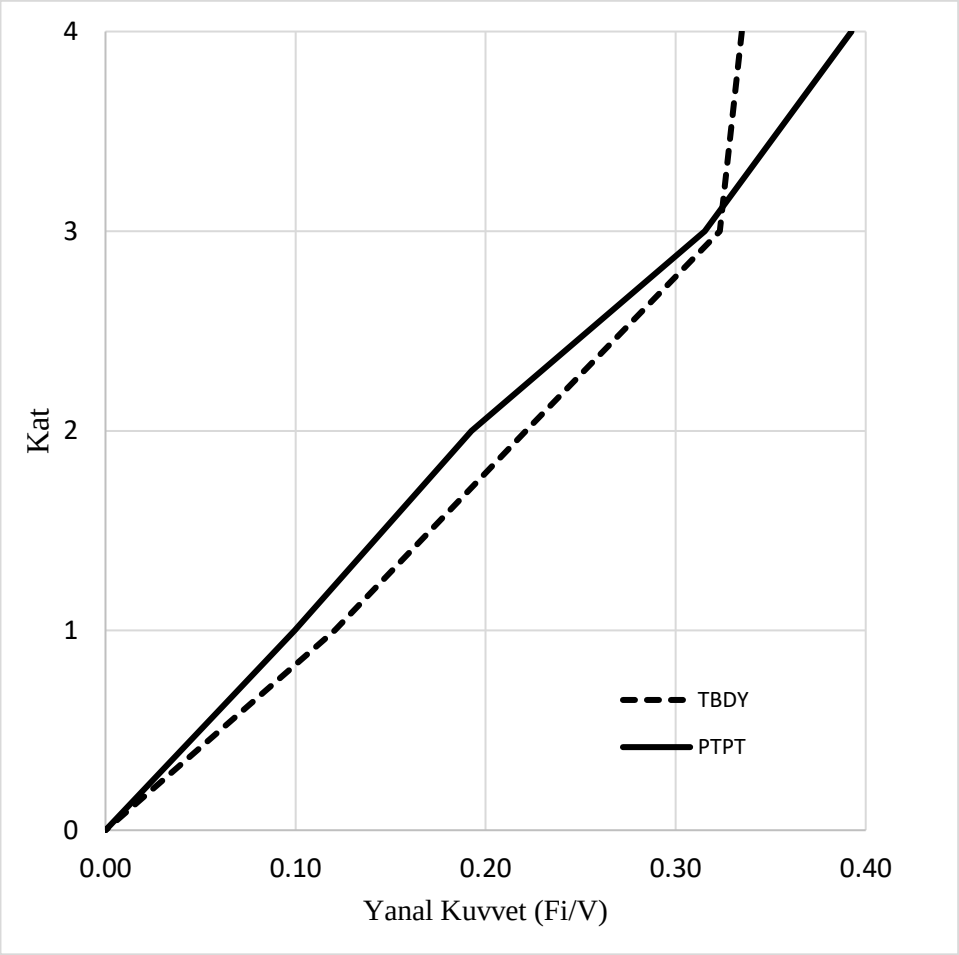
Kat		$b_{w\,(cm)}$	h (cm)	ŞDG	ŞDG		PTPT	PTPT		PTPT/ŞDGT
				As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları (%)		As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları (%)		
Dış kolon	4	40	40	2035	ρ	1,2	2035	ρ	1,2	1,0
	3	40	40	2035	ρ	1,2	2035	ρ	1,2	1,0
	2	40	40	2035	ρ	1,2	2035	ρ	1,2	1,0
	1	40	40	2035	ρ	1,2	2035	ρ	1,2	1,0
İç kolon	4	40	40	2035	ρ	1,2	2035	ρ	1,2	1,0
	3	40	40	2035	ρ	1,2	2035	ρ	1,2	1,0
	2	40	40	2035	ρ	1,2	2035	ρ	1,2	1,0
	1	40	40	2035	ρ	1,2	2035	ρ	1,2	1,0

Çizelge 4.5. 8 Katlı prototip bina için ŞDGT ve PTPT yöntemi ile elde edilen iç ve diş kolonların en kesitleri ve donatı oranları

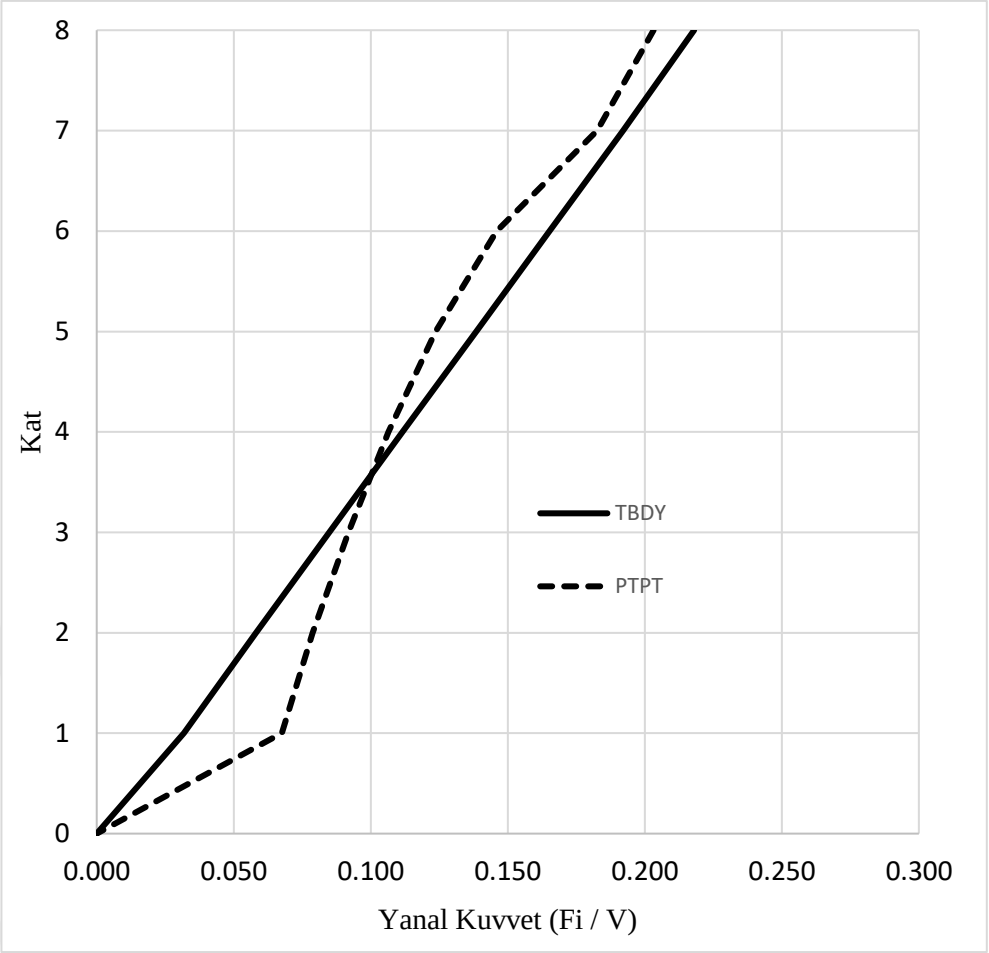
Kat		b_w (cm)	h (cm)	ŞDG	ŞDG		PTPT	PTPT		PTPT/ŞDGT
				As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları (%)		As (Seçilen Donatı Alanı) (mm^2)	Donatı Oranları (%)		
Dış kolon	8	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0
	7	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	2,10	1,0
	6	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0
	5	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0
	4	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0
	3	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0
	2	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0
	1	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0
İç kolon	8	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0
	7	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0
	6	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0
	5	45	45	2412,72	ρ	1,192	3053,00	ρ	1,50	1,2
	4	45	45	2412,72	ρ	1,192	3053,00	ρ	1,50	1,2
	3	45	45	2412,72	ρ	1,192	3053,00	ρ	1,50	1,2
	2	45	45	2412,72	ρ	1,192	3053,00	ρ	1,50	1,2
	1	45	45	2412,72	ρ	1,192	2412,72	ρ	1,10	1,0

4.2. Yanal yük dağılımlarının kıyaslanması

Bu bölümde PTPT yöntemine göre katlara etkiyen yanal yük oranları ile eşdeğer deprem yükü yöntemine (TBDY) göre katlara gelen yanal yük oranları kıyaslanmıştır. Bu kıyaslama sonuçları Şekil 4.1 ve Şekil 4.2'de gösterilmiştir.



Şekil 4.1. 4 Katlı prototip binanın için belirlenen TBDY ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılımı



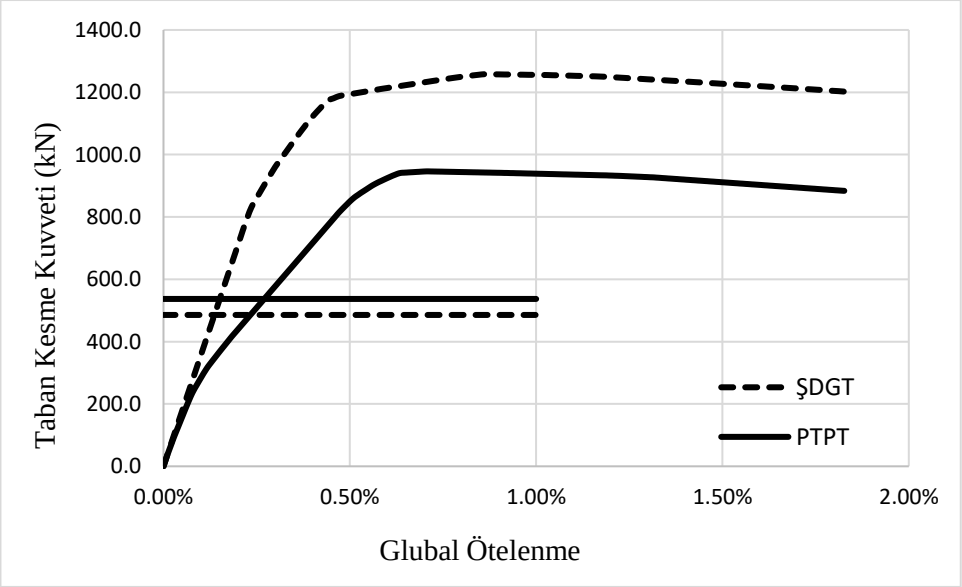
Şekil 4.2. 8 Katlı prototip binanın için belirlenen TBDY ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılımı

Şekil 4.1'den görüldüğü üzere üst katta yanal kuvvet dağılımı PTPT yöntemine göre tasarlanmış 4 katlı prototip binada, ŞDGT yöntemine göre tasarlanan binaya göre yüksek, ama her iki yöntemde de alt katlara gelen yanal kuvvet dağılım arasında fazla fark gözlenmemiştir. Şekil 4.2'de ise PTPT yöntemine göre tasarlanmış 8 katlı binanın yanal kuvvet dağılımı ŞDGT yöntemine göre alt katlarda düşük ve üst katlarda yüksek çıkmıştır.

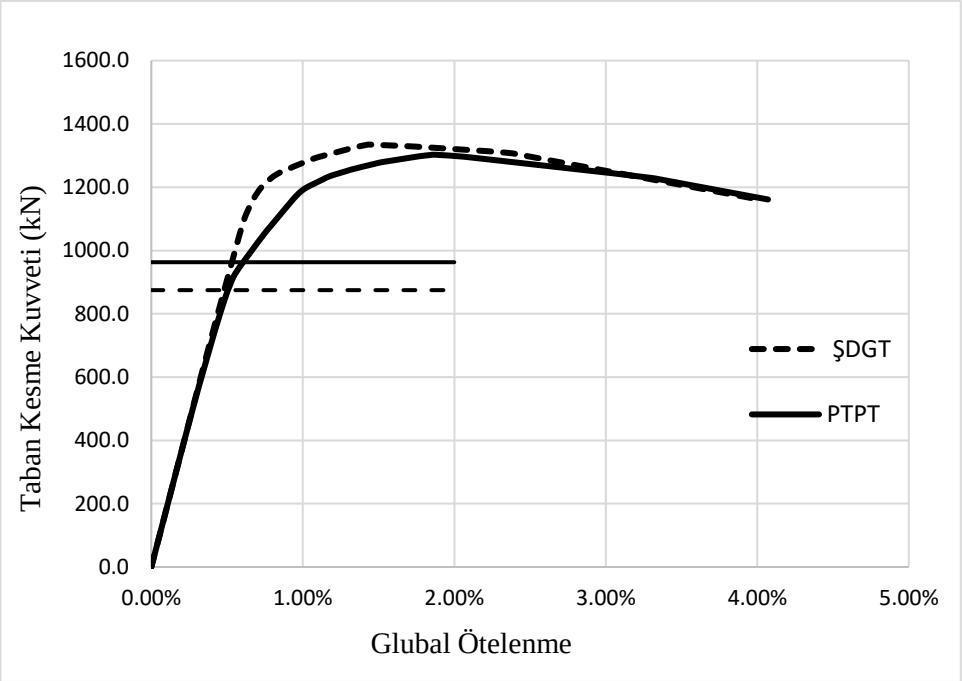
4.3. İtme eğrilerinin karşılaştırılması

4 ve 8 katlı prototip binalar statik itme analizlerinden elde edilen itme eğrilerinin kıyaslanması Şekil 4.3 ve Şekil 4.4'te verilmiştir. Bu şekillerde tasarım aşamasında yapılan analizde esas alınan deprem taban kesme kuvvetleri de gösterilmiştir. Bu

şekillerde yatay düz eğriler binaların tasarımında kullanılan toplam deprem kuvvetlerini (taban kesme kuvvetlerini) göstermektedir. Bu şekillerde talep edilen (gerekli) taban kesme kuvveti ile sistemin yatay yük taşıma kapasitesi görülebilmektedir. Binaların belli oranlarda rezerv bir kapasiteye (kapasite fazlalığına) sahip oldukları görülmektedir. Bu tez kapsamında reserv kapasitelere sayısal bir değer verebilmek için Dayanım Fazlalığı Oranı (DFO) tanımı yapılmıştır. Bu tez kapsamında Dayanım Fazlalığı Oranı binanın yatay yük taşıma kapasitesinin, talep edilen taban kesme kuvvetine oranı olarak tanımlanmıştır. Çizelge 4.6'de hesaplanan DFO'ı verilmiştir. Görüldüğü gibi PTPT yöntemine göre tasarlanan binaların DFO ları genel olarak daha küçüktür.



Şekil 4.3. 4 Katlı prototip binanın itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri



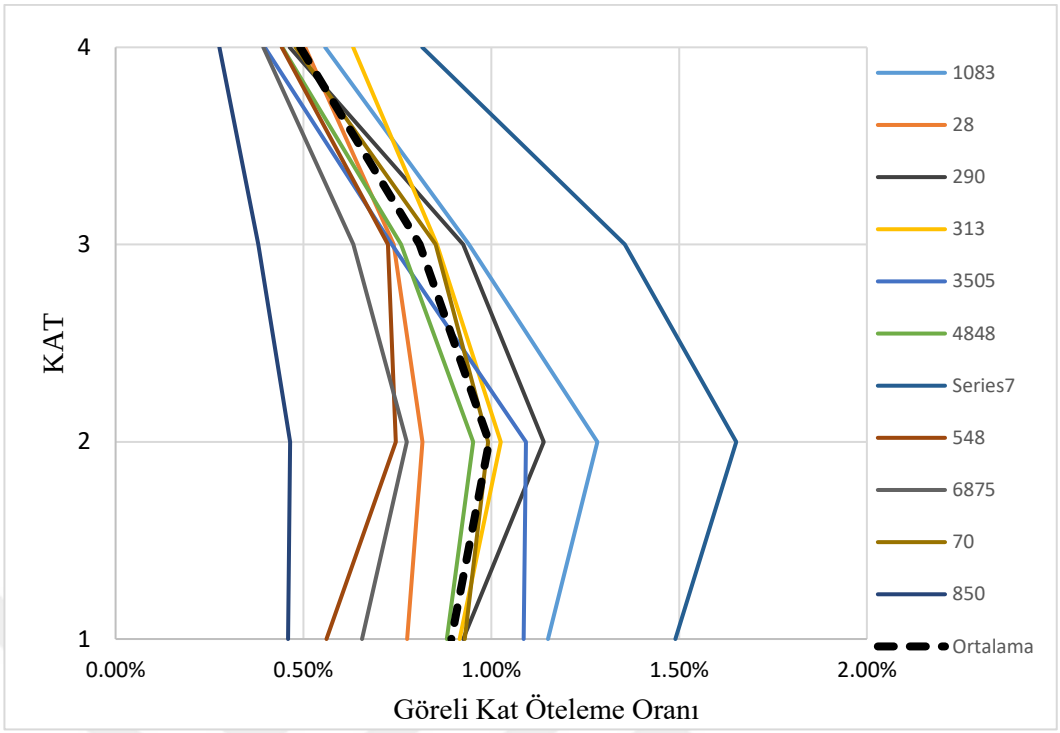
Şekil 4.4. 8 Katlı prototip binanın itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri

Çizelge 4.6. ŞDGT ve PTPT 'e göre tasarlanmış binaların dayanım fazlalığı oranları

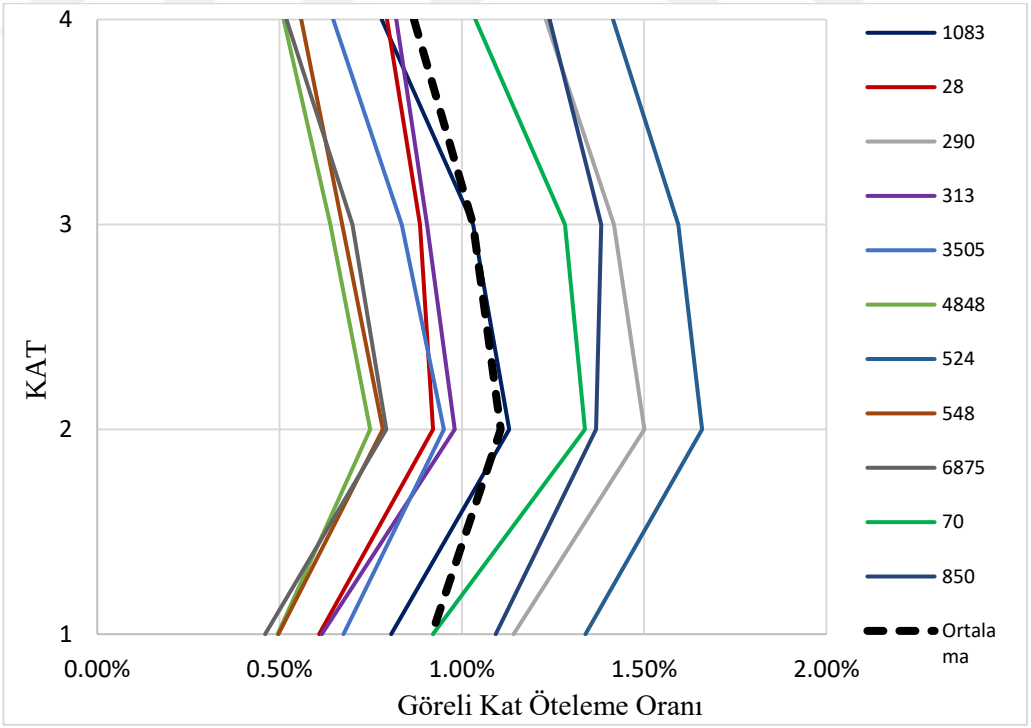
Yapı	ŞDGT	PTPT
4 Katlı	2,59	1,75
8 Katlı	1,52	1,35

4.4. Göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması

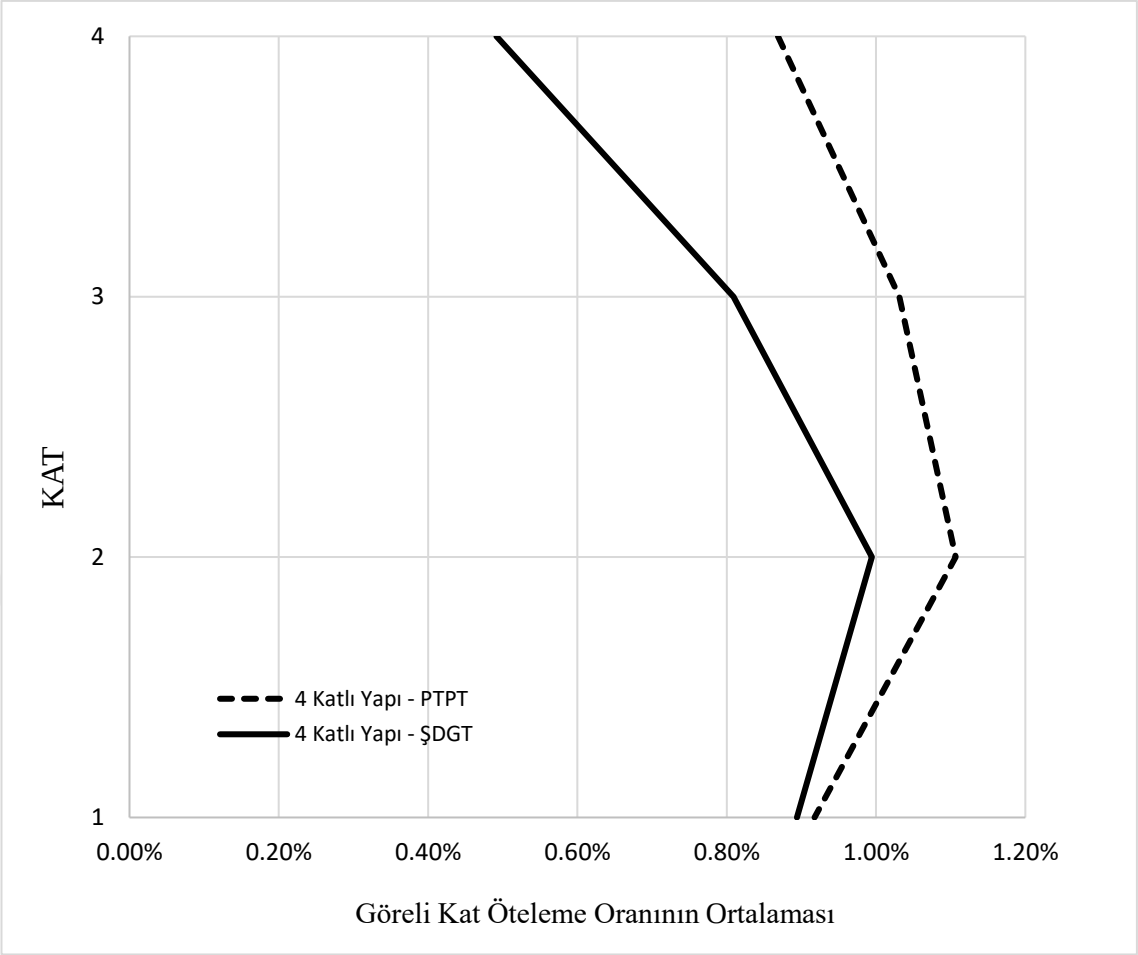
Burada seçilen 11 farklı deprem kaydı altında prototip binaların zaman tanım alanında analizlerinde oluşan maksimum göreli kat ötelenmeleri kıyaslanmıştır. Elde edilen sonuçlar sırasıyla Şekil 4.5,-Şekil 4.10'de gösterilmiştir.



Şekil 4.5. ŞDGT yöntemine göre tasarlanan 4 katlı prototip binanın maksimum göreli kat ötelenme değerleri

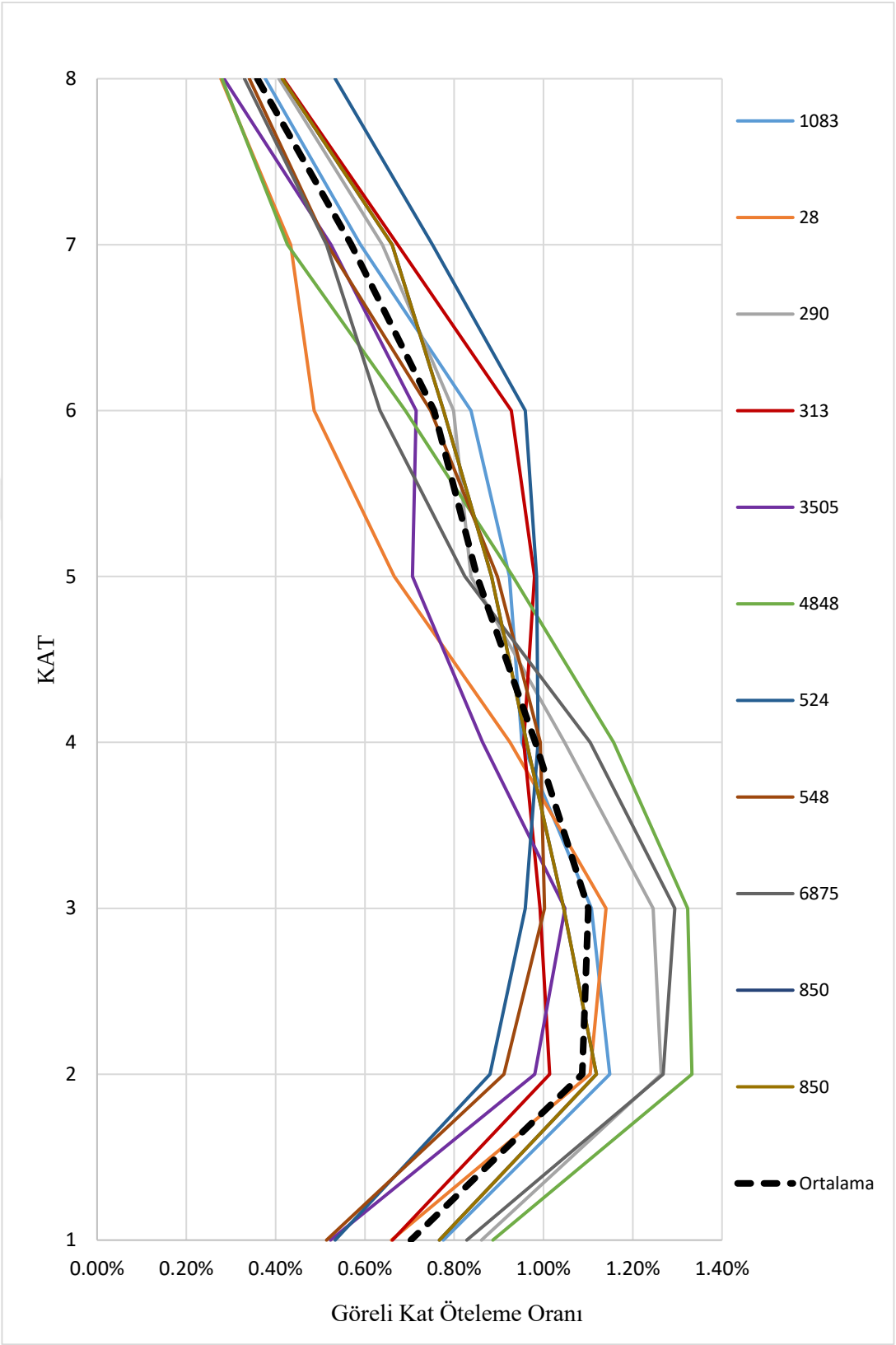


Şekil 4.6. PTPT yöntemi ile tasarlanmış 4 katlı prototip binanın maksimum göreli kat ötelenme değerleri

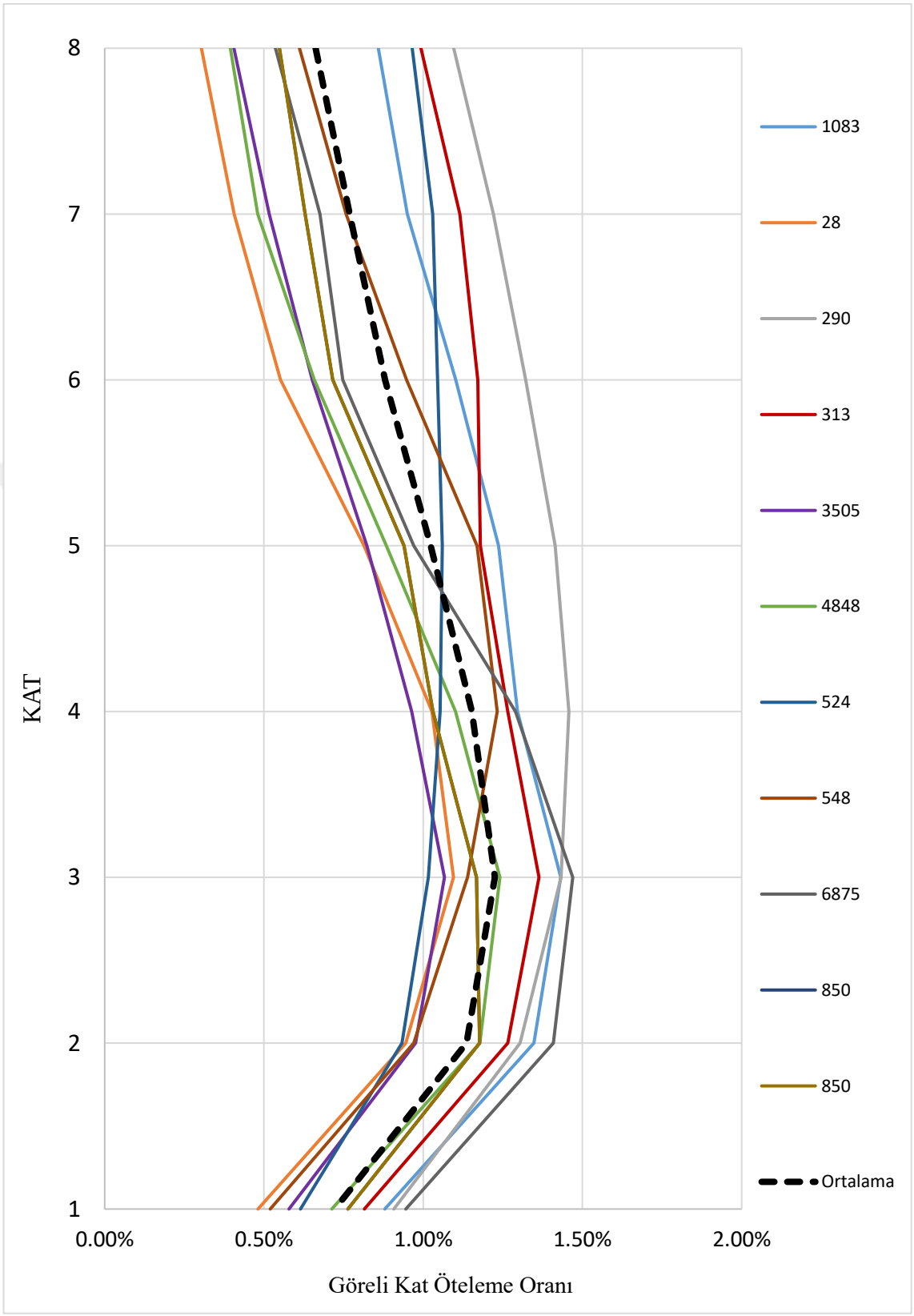


Şekil 4.7. 4 Katlı binalarının göreli kat ötelenme değerlerin ortalamaları

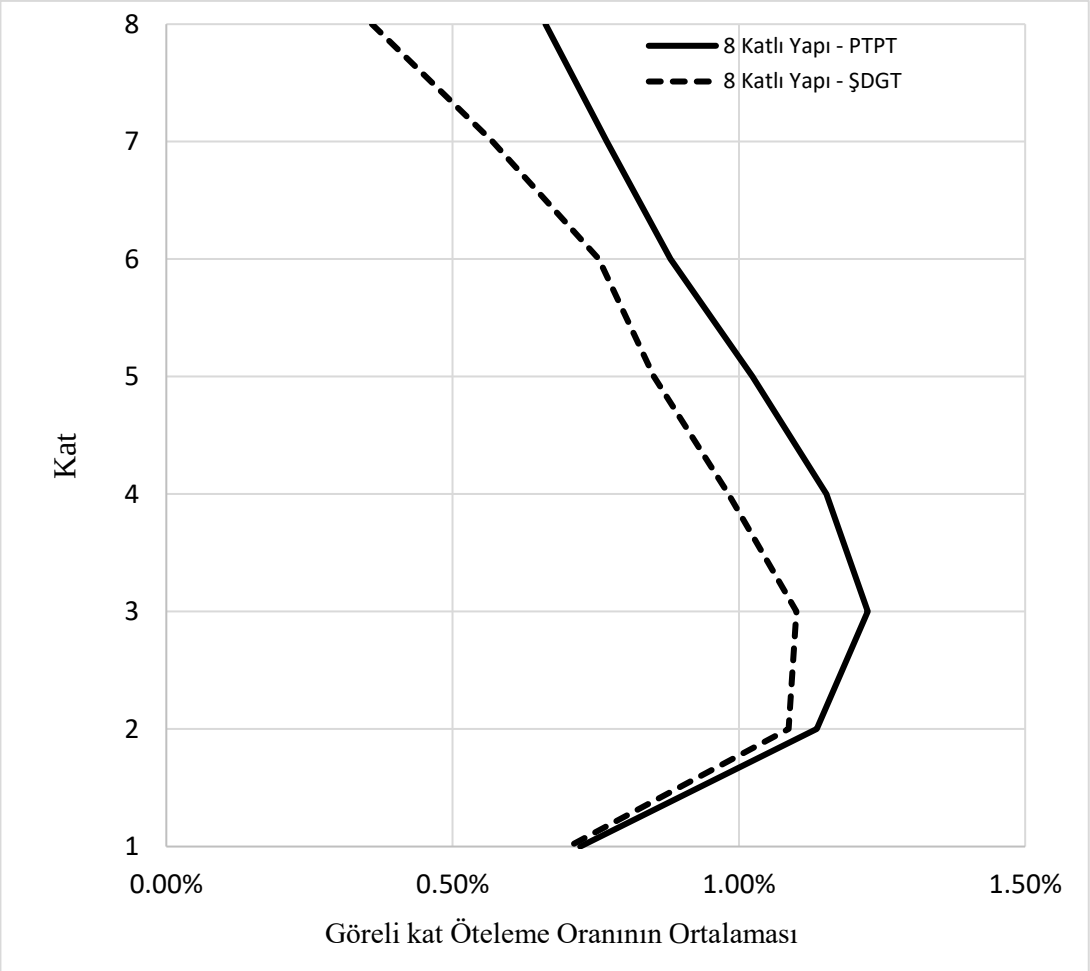
Şekil 4.5'te ŞDGT ve Şekil 4.6'da ise PTPT yöntemi ile tasarlanmış 4 katlı binalar için 11 farklı deprem altında maksimum göreli kat ötelenme değerleri gösterilmiştir. Şekil 4.7'de 4 katlı yapının her iki tasarım yöntemlerine göre tasarlanmış durumundan elde edilen ortalama göreli kat ötelenme sonuçları verilmiştir. Bu grafikten görüldüğü gibi PTPT yöntemi ile tasarlanmış yapıda göreli kat ötelenme miktarı ŞDGT yöntemi ile tasarlanan yapıdan biraz daha yüksek çıkmıştır. Bunun sebebi ise PTPT yöntemi ile tasarlanmış yapının kirişlerine yerleştirilecek donatı miktarı, ŞDGT yöntem ile tasarlanan yapıdan daha az olmasıdır. Bu donatı farklılığı yapının rijitliğini etkileyerek daha fazla ötelenmeye maruz bırakmıştır. Ama her iki yönteme göre tasarlanmış prototip binaların göreli kat ötelemeleri sınır değerlerden küçük çıkmıştır.



Şekil 4.8. ŞDGT yöntemi ile tasarlanmış 8 katlı prototip binanın maksimum göreli kat ötelenme değerleri



Şekil 4.9. PTPT yöntemi ile tasarlanmış 8 katlı prototip binanın maksimum göreli kat ötelenme değerleri

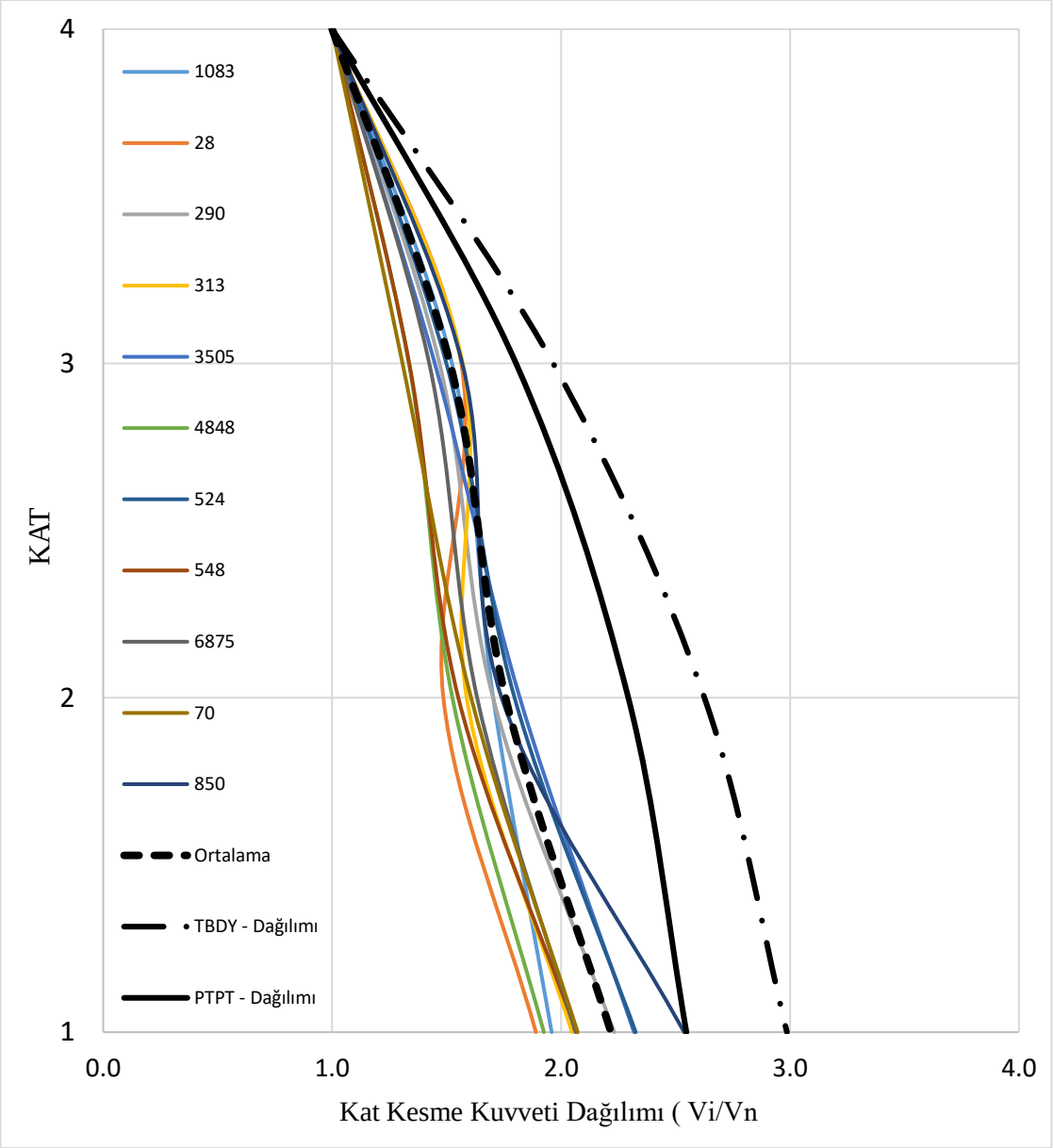


Şekil 4.10. 8 Katlı binalarının göreli kat ötelenme değerlerin ortalamaları

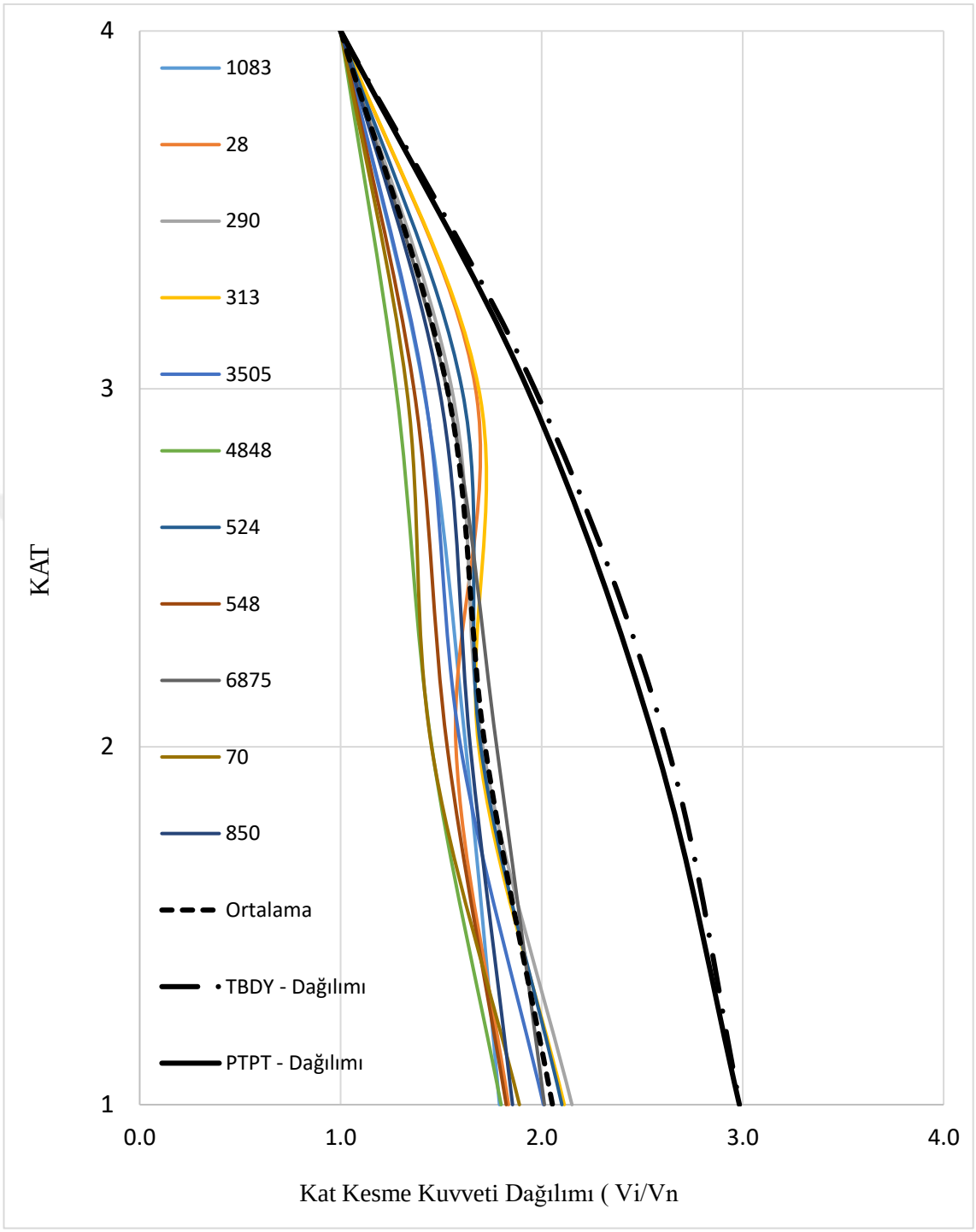
Şekil 4.8'de ŞDGT ve Şekil 4.9'de PTPT yöntemi ile tasarlanmış 8 katlı binalar için 11 farklı deprem kaydı altında maksimum göreli kat ötelenme değerleri gösterilmiştir. Şekil 4.10'da 8 katlı yapının her iki tasarım yöntemine göre tasarlanmış durumundan elde edilen ortalama kat göreli ötelenme sonuçlar tek grafikte gösterilmiştir. Bu grafikten görüldüğü gibi PTPT yöntemi ile tasarlanmış yapıda alt katlardaki göreli kat ötelenme miktarı ŞDGT yöntemi ile tasarlanan yapı ile yakın , ama üst katlarda daha yüksek bulunmuştur. Bunun sebebi ise PTPT yöntemi ile tasarlanmış yapının kirişlerine yerleştirilecek donatı miktarı, ŞDGT yöntem ile tasarlanan yapıdan daha az olmasıdır. Bu donatı farklılığı yapının rijitliğini etkileyerek daha fazla ötelenmeye maruz bırakmıştır. Ama her iki yönteme göre tasarlanmış prototip binaların göreli kat ötelemeleri sınır değerlerden küçük çıkmıştır.

4.5. Kat Kesme Kuvvetlerinin Karşılaştırılması

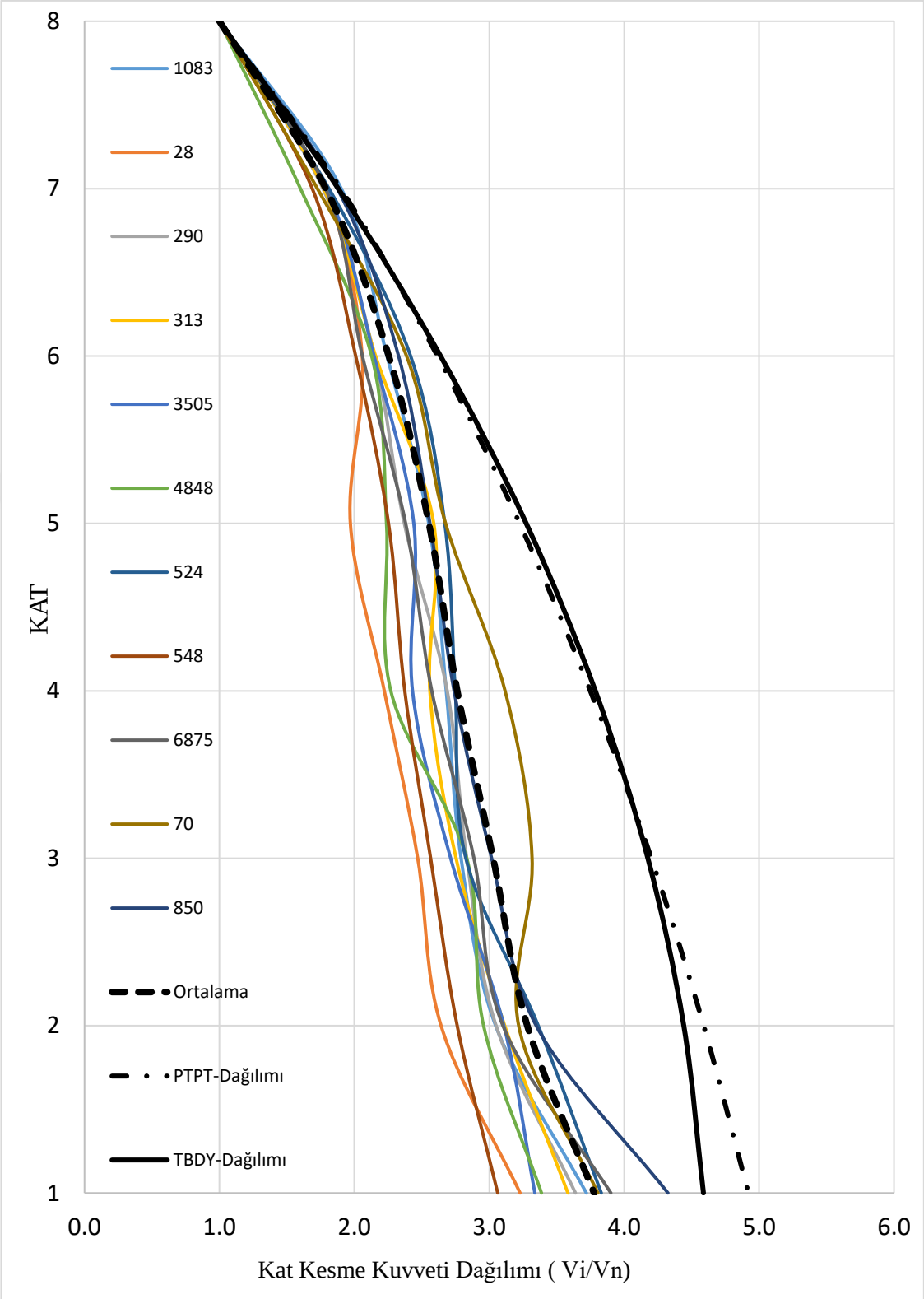
Bu bölümde 11 farklı deprem kaydı dikkate alınarak analizi yapılmış 4 ve 8 katlı prototip binaların analizlerinden elde edilen maksimum kat kesme kuvvetleri grafik üzerinde gösterilmiştir. kat kesme kuvvetleri en üst kat kesme kuvvetine orantılanarak normalize edilmiştir.



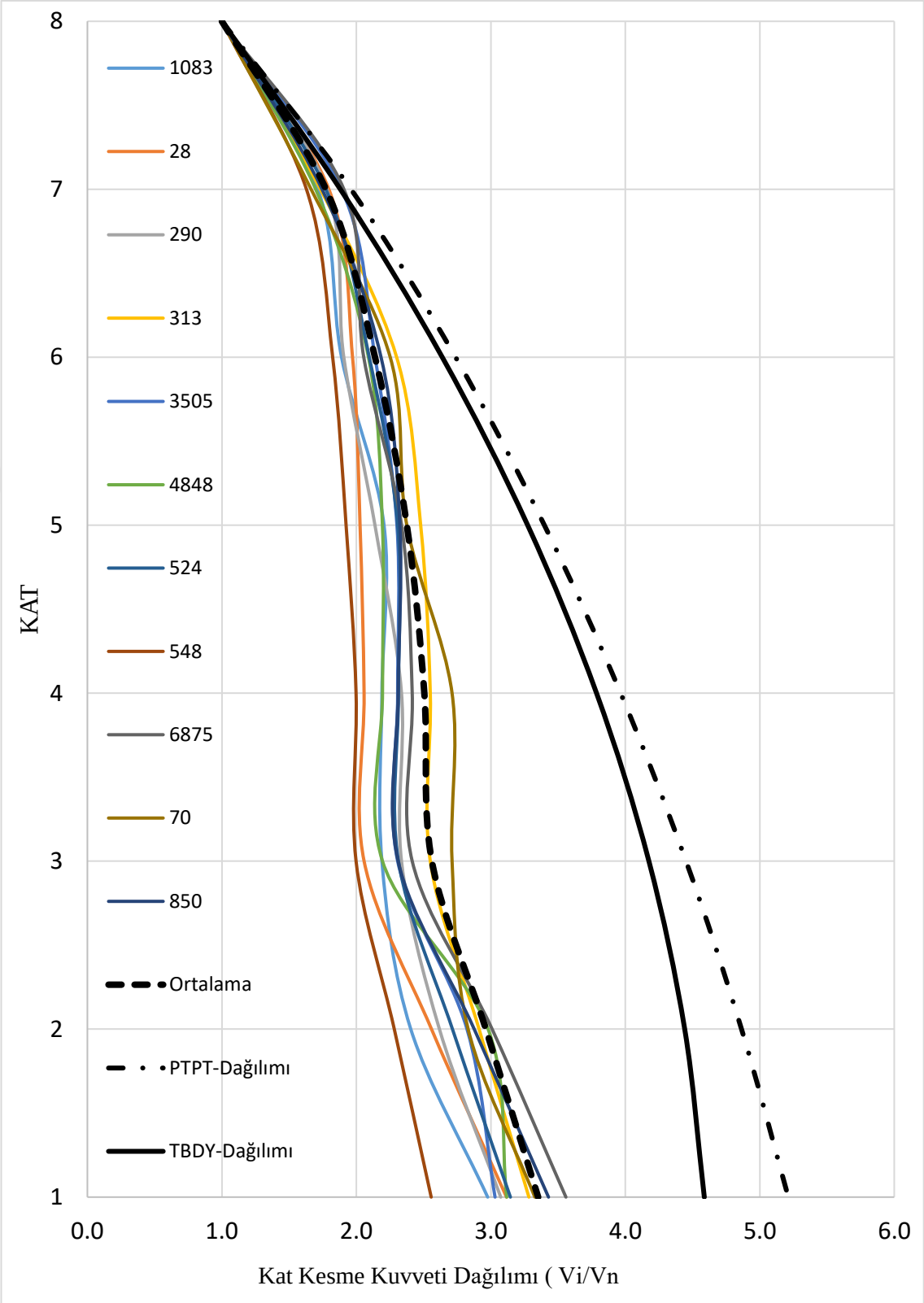
Şekil 4.11. PTPT yöntemine göre tasarlanan 4 katlı prototip binada 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



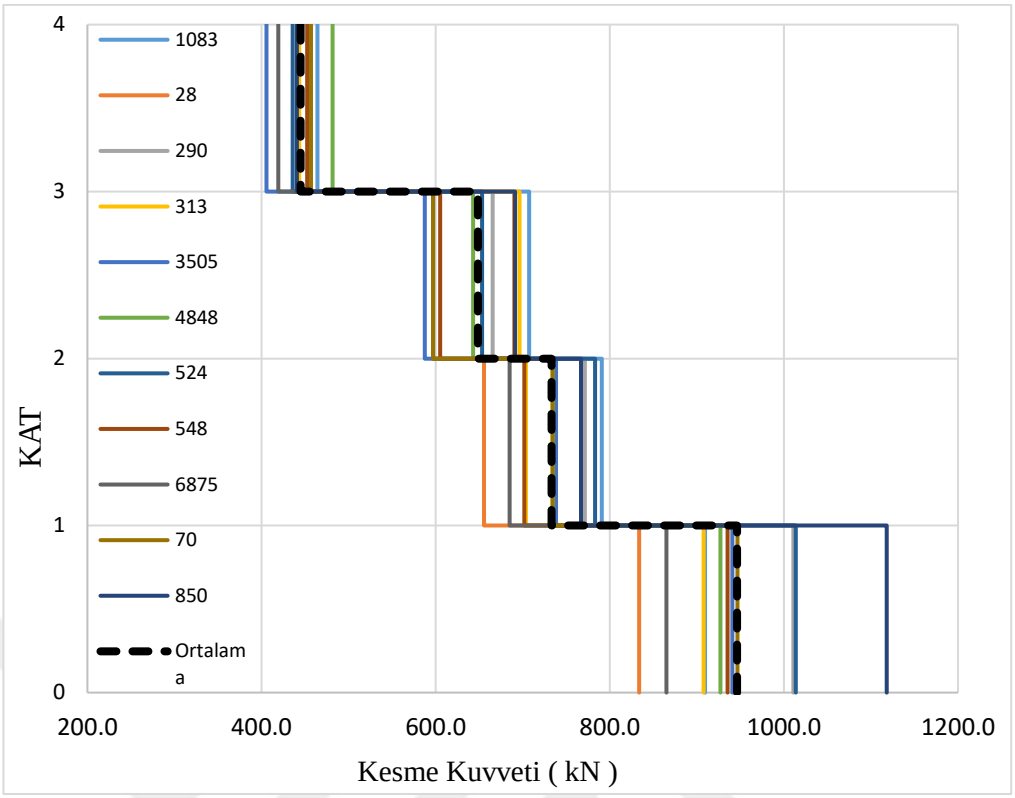
Şekil 4.12. ŞDGT yöntemine göre tasarlanan 4 katlı prototip binada 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



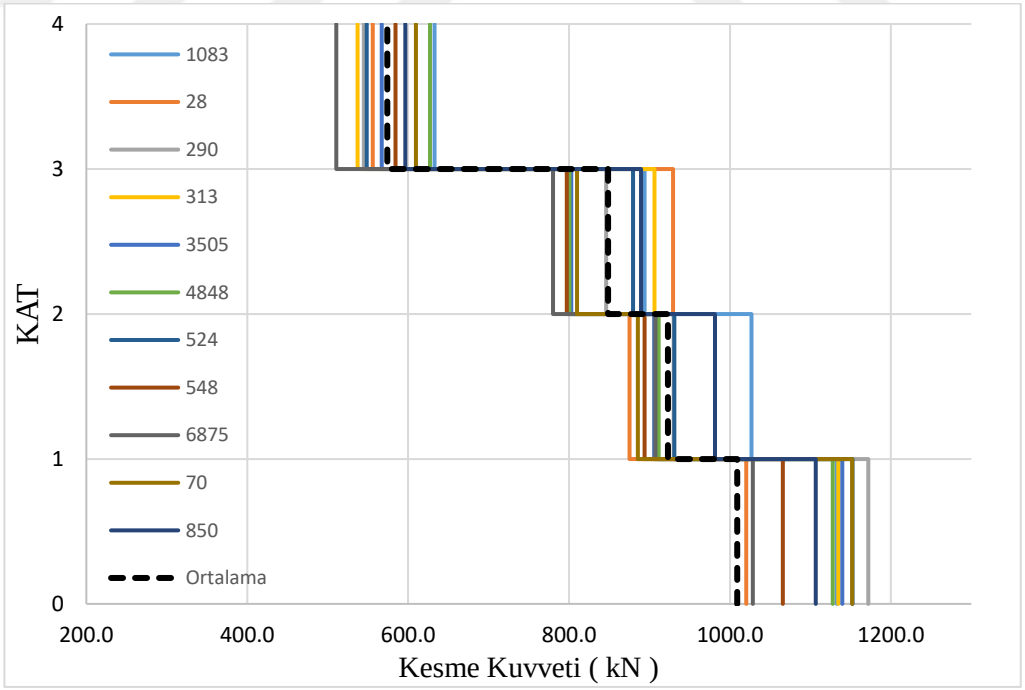
Şekil 4.13. PTPT yöntemine göre tasarlanan 8 katlı prototip binanın 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



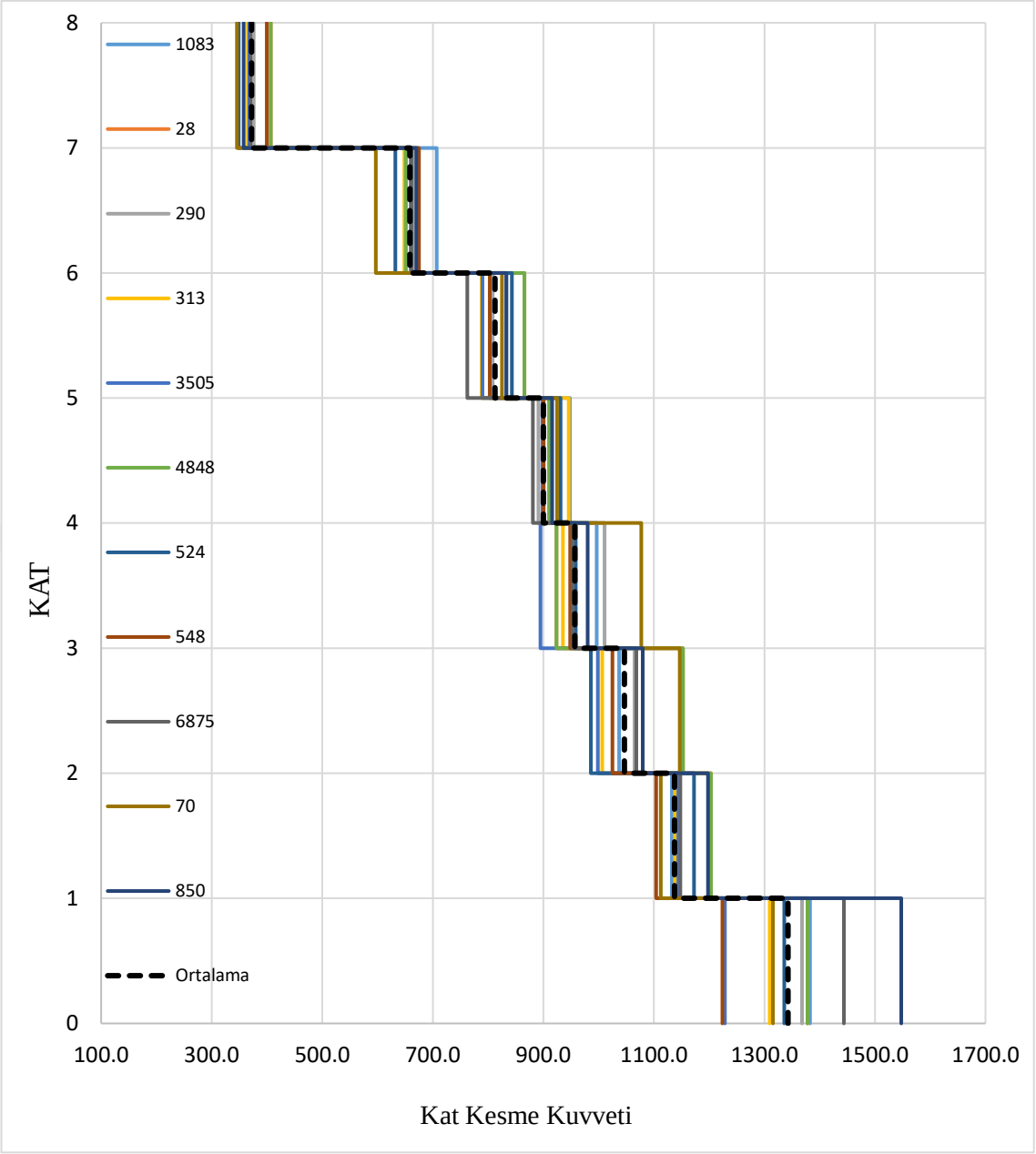
Şekil 4.14. ŞDGT yöntemine göre tasarlanan 8 katlı prototip binanın 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



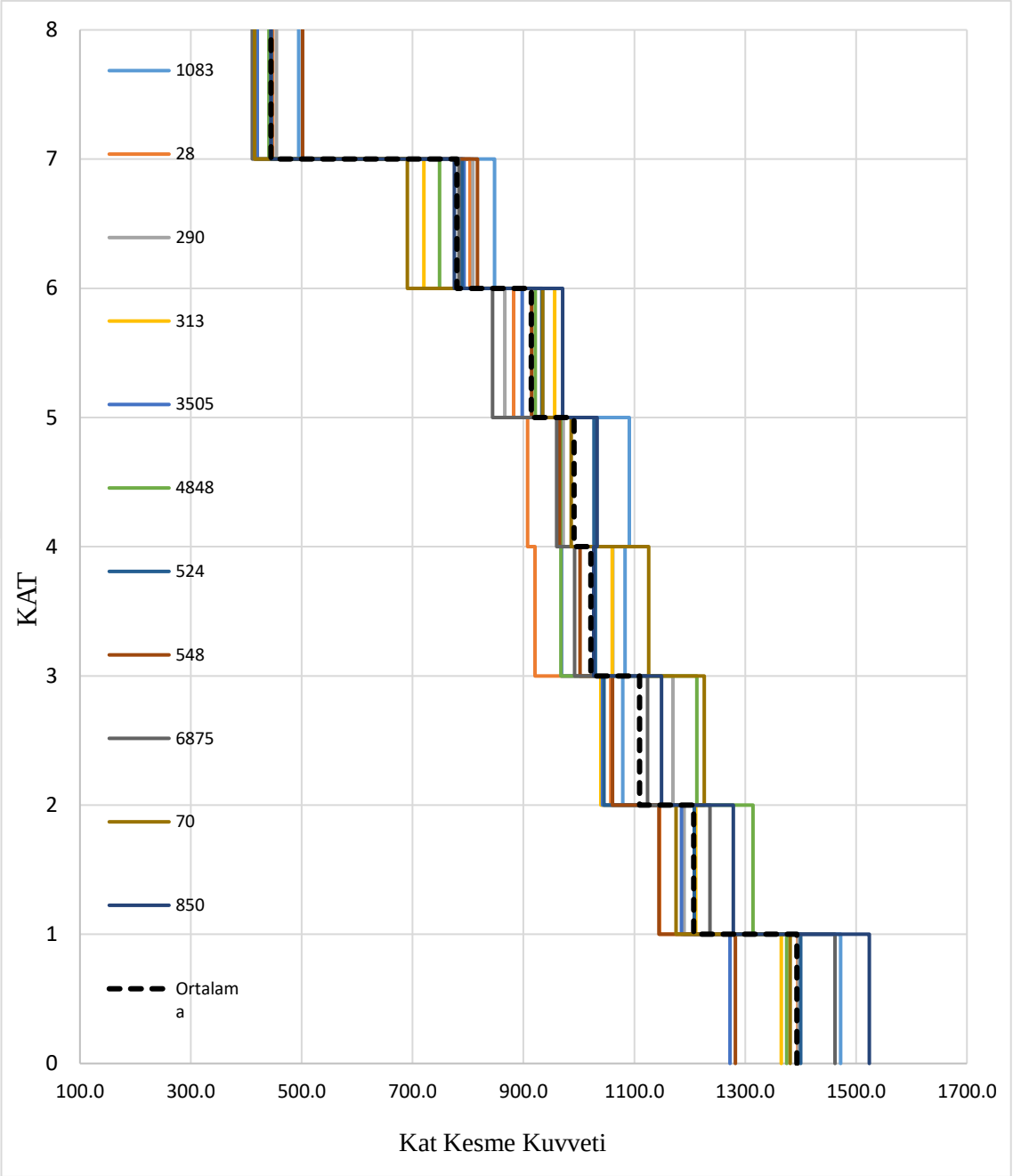
Şekil 4.15. PTPT yöntemine göre tasarlanan 4 katlı prototip binanın kat kesme kuvvetleri



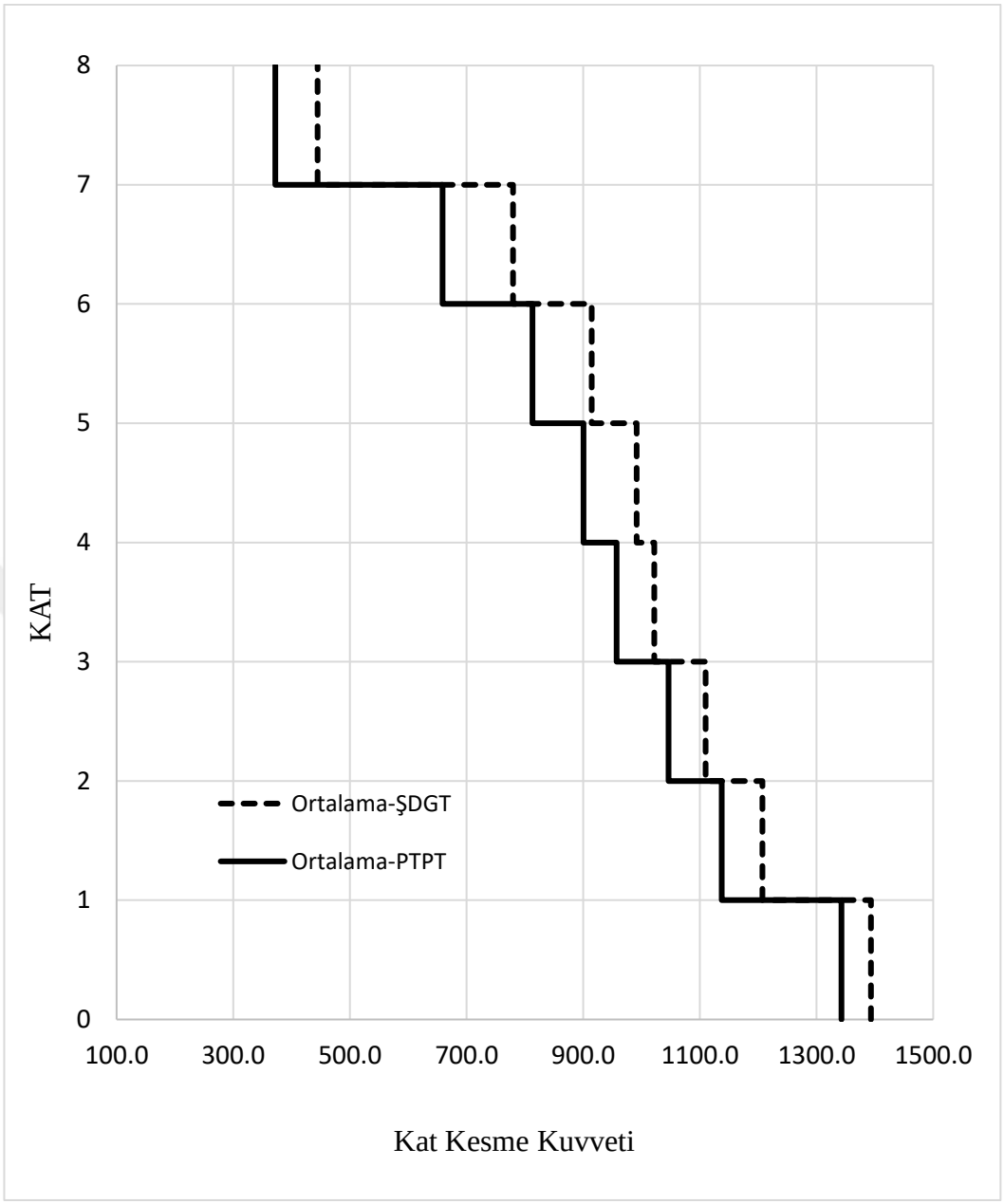
Şekil 4.16. ŞDGT yöntemine göre tasarlanan 4 katlı prototip binanın kat kesme kuvvetleri



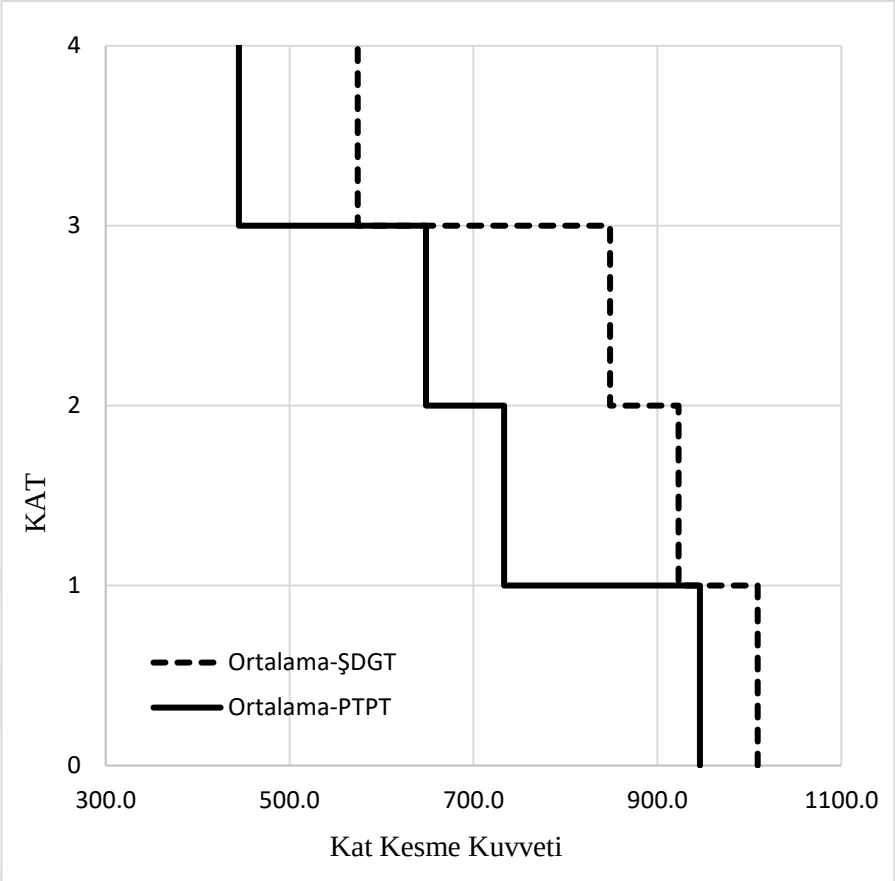
Şekil 4.17. PTPT yöntemine göre tasarlanan 8 katlı prototip binanın kat kesme kuvvetleri



Şekil 4.18. ŞDGT yöntemine göre tasarlanan 8 katlı prototip binanın kat kesme kuvvetleri



Şekil 4.19. 8 katlı tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri



Şekil 4.20. 4 Katlı tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri

Yukarıdaki Şekil 4.19'da 8 katlı, Şekil 4.20'de 4 katlı binaların ŞDGT ve PTPT yöntemleri kullanılarak tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri kıyaslanmıştır. Şekil 4.19'den görüldüğü üzere 8 katlı binalar için PTPT yöntemi ile tasarlanmış yapıdan elde edilen kat kesme kuvvetleri, ŞDGT yöntemi ile tasarlanandan daha düşük çıkmıştır. Ama Şekil 4.20'den görüldüğü üzere 4 katlı yapılar için kat kesme kuvvetlerinin ortalaması üst ve alt katlarda her iki tasarım yönteminde neredeyse yakındır, fakat orta katlarda ise PTPT yöntemi ile tasarlamış yapıdaki kat kesme kuvvetin ortalama değeri ŞDGT yaklaşımına göre tasarlanan yapının kat kesme kuvvetin ortalamasına göre daha düşüktür.

5. SONUÇ (TARTIŞMA ve SONUÇ)

Bu çalışma kapsamında betonarme çerçeve sistemine sahip 4 ve 8 kattan oluşan iki adet prototip bina, PTPT ve ŞDGT yöntemlerine göre tasarlanmıştır. Tasarımları her iki yönteme göre yapılan prototip binaların performans hedefleri hesaplanmış, zaman tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analizleri yapılmıştır. Tez çalışması kapsamında yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlar aşağıda maddeler halinde verilmiştir:

- PTPT ve ŞDGT yöntemlerine göre tasarlanan prototip binaların tasarımlarında dikkate alınan hedef performansları sağladıkları gözlemlenmiştir.
- PTPT ve ŞDGT yaklaşımlarına göre tasarlanan prototip binaların göreli kat ötelemeleri sınır değerlerden küçük çıkmıştır.
- PTPT yöntemi ile tasarlanan prototip binaların göreli kat öteleme değerleri ŞDGT yaklaşımına göre tasarlanan binalarınkinden biraz daha büyük çıkmıştır. Buna PTPT'e göre tasarlanan binaların kiriş kapasitelerinin daha küçük olmasının neden olduğu değerlendirilmiştir.
- Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde PTPT yöntemine göre tasarlan prototip binaların yükseklik boyunca göreli kat öteleme dağılımları daha uniformdur.
- Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde kat kesme kuvvetlerinin kıyaslanmasından PTPT yönteminde kullanılan yatay yük dağılımının yönetmelikte verilen yük dağılımından daha gerçekçi olduğu gözlemlenmiştir.
- İki yönteme göre yapılan tasarımlarda kesit boyutları aynı seçilmiş, donatılar ise farklı çıkmıştır. 4 katlı prototip bina için PTPT yönteminde bulunan boyuna donatı miktarı ŞDGT yaklaşımı ile bulunan donatı miktarından %11 daha az çıkmıştır. 8 katlı prototip bina için bu fark % 2 civarıdır.
- PTPT yöntemi betonarme binaların tasarımında güvenle kullanılabilecek bir yöntem olduğu değerlendirilmiştir.
- PTPT yönteminin elle çözümü yapılabilen basit bir yöntem olması, tasarım aşamasında bazı parametrelerin belirli aralık değerlerinde değiştirilebilmesi bu yöntemin betonarme binaların ön tasarımında da kullanılabileceğini göstermektedir.

KAYNAKLAR

Arat, M. F. 2020. Performans tabanli plastik tasarim yönteminin şekil değiştirmeye göre tasarim yöntemiyle kiyaslanmasi.*Yüksek Lisans Tezi*, İnşaat Mühendisliği, Uludağ Üniversitesi, Türkiye.

Aksylu, G., Özer, E. 2007. Betonarme yapı sistemlerinin doğrusal olmayan hesabı için bir artımsal analiz yöntemi. *İtüdergisi*,6(3):35-48.

Bai, J., Ou, J. 2016. Earthquake-resistant design of buckling-restrained braced RC moment frames using performance-based plastic design method. *Engineering Structures*, 107 : 66-79.

Banihashemi, M. R., Mirzagoltabar, A. R., Tavakoli, H. R . 2015. Development of the performance based plastic design for steel moment resistant frame. *International Journal of Steel Structures*, 15(1): 51-62.

Bayat, M. R. 2010. Performance-based plastic design of earthquake resistant steel structures: concentrically bracedframes, tall moment frames, plate shear wall frames. *Doktora Tezi*, the Faculty of the Graduate School, The University of Texas, Arlington, USA.

Celep, Z. 2017. *Betonarme taşıyıcı sistemlerde doğrusal olmayan davranış ve çözümleme*. İstanbul: İlah Gazetecilik.

Darılmaz, K. 2018. Türkiye bina deprem yönetmeliğine kısa bakış betonarme sistemlerin modellenmesi, analizi ve boyutlandırılması. TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Antalya Şubesi,http://www.imo.org.tr/resimler/dosya_ekler/c047eaa5e409ee3_ek.pdf?tipi=1&turu=X&sube=21-(21.05.2020)

Dalal, S. P., Vasanwala, S. A., Desai, A. K. 2012. Comparison of elastic design and performance based plastic design method based on the ınelastic response analysis using sap2000. *International Journal of Computer Applications*, 45(9):1-13.

Dağ, R. 2014. Betonarme binaların deprem etkileri altındaki davranışına dolgu duvarların etkisinin incelenmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Deprem Mühendisliği ve Afet Yönetimi Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.

Doğangün, A. 2019. *Betonarme yapıların hesap ve tasarımı.* İstanbul: Birsen Yayınevi.

FEMA. 2009. "Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project)," FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

Goel, S. C., Liao, W. C., Bayat, M. R., Chao, S. H. 2010. Performance-based plastic design (PBPD) method for earthquake-resistant structures: An overview. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19:115–137.

Goel, S. C., Chao, S.H. 2008. Performance-based plastic design earthquake-resistant steel structures. John A. Martin & Associates, Inc., Los Angeles, USA, 248 pp .

Liao, W.C. 2010. Performance-based plastic design of earthquake resistant reinforced concrete moment frames. *Doktora Tezi*, Civil Engineering, The University of Michigan, Michigan, USA.

PEER. 2006. Pasific Earthquake Engineering Research Center, PEER Strong Motion Database. https://ngawest2.berkeley.edu (Erişim Tarihi: 08.10.2020) adresinden alınmıştır.

Rezaie, F., Mortezaie, H. 2017. Considering the soil effects on design process of performance-based plastic design for reinforced concrete structures. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 50(2): 411– 425.

Sadat, S.Q. 2020. Mevcut deprem yönetmeliği (TBDY-2018) ve yürürlükten kaldirilan deprem yönetmeliği (TDY-2007) nin yeni betonarme bina tasarimi açisindan kiyaslanmasi. *Yüksek Lisans Tezi*, İnşaat Mühendisliği, Uludağ Üniversitesi, Türkiye.

Shah, U.A., Dalal, S.P.2015. Performance based plastic design of l-shaped RCC frame. *International Journal of Advance Engineering and Research Development*, 2:102-112.

Sahoo, D. R., Chao, S. H. 2010. Performance-based plastic design method for buckling-restrained braced frames. *Engineering Structures*, 32 : 2950-2958.

TBDY, 2018. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı.

TS 500, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarım Esasları, Türk Standartları Enstitüsü.

Liao, W. C., Goel, S.C. 2010. Performance Based Plastic Design (PBPD) of RC special moment frame structures. *Concrete under Severe Conditions – Castro-Borges et al. (eds)*, 1631-1638.

Liao, W. C., Goel, S. C. 2012. Performance-based plastic design and energy-based evaluation of seismic resistant RC moment frame. *Journal of Marine Science and Technology*, 20(3) : 304 -310.

Kurt, Z., Tonyalı, Z. 2020. Performance analysis of a reinforced concrete frame system according to TBEC-2018. *A Journal of Structural Science and Innovation,* 6-22.

Xiong, E. G., He, H., Cui, F. F., Bai, L.2014. Performance-based plastic design method for steel concentrically braced frames using target drift and yield mechanism. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 60(1):127-134.

EKLER

EK 1 4 Katlı protitip binanın kiriş ve kolon tasarımı (DGT)

EK 2 4 Katlı yapının kolonların tasarımı (PTPT)

EK 1

- **Kirişlerin tasarımı**

Süneklik düzeyi yüksek kirişlerin betonarme tasarımı kapsamında enkesit koşulları, boyuna donatı oranları, boyuna donatının düzenlenmesi, enine donatı koşulları ve kesme güvenliği hesapları için TBDY7.4'teki koşullar dikkate alınmıştır. Kirişlerin tasarımında lazım olduğu durumlarda TS 500 ilkeleri de kullanılmıştır.

Burada Şekil 3.1'de şematik plan görünüşü verilen 4 katlı yapının birinci kattaki 3-3 Aks üzerinde +3,5 kotunda yer alan K103 kirişin tasarımı detaylı bir şeklinde aşağıda sunulmaktadır. Bunun gibi diğer katların kiriş tasarımları TBDY ve TS500'e göre yapılarak gerekli durumlarda elde edilen sonuçlar ise çizelge haline getirilmiştir. K103 ve diğer tüm binadaki kirişlerin tasarımındaki kullanılacak açıklık momentleri ve kolon yüzünden itibaren mesnet momentleri SAP2000 V20 ile Zarf (envelope) yük birleşimi dikkate alınarak elde edilmiştir.

1. Kat → K 103

$h_f = 150mm$

$h = 500mm$

$b_w = 250mm$

$d = 460mm$

Açıklık alt donatı hesabı:

$M_d = \ 57,24kNm$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \Rightarrow a = 460 - \sqrt{(460)^2 - \frac{2 \cdot 57,24 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 20 \cdot 250}} = 30,28mm$$

Donatı alanı: $A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - \frac{a}{2})} = \frac{57,24 \cdot 10^6}{365(460 - \frac{30,28}{2})} = 352,52mm^2 \rightarrow A_S(Gerekli)$

Seçilen donatı $3\phi 14mm \rightarrow (461,82mm^2)$

Kesitteki donatı oranı: $\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{461,82}{250 \cdot 460} = 0,0040$

Minimum donatı oranı: $\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,8 \cdot \frac{1,26}{365} = 0,0027$

$\rho \geq \rho_{\min}$ koşulu: $\rho = 0,0040 > \rho_{\min} = 0,0027$ sağlanmıştır.

$\rho \leq \rho_{\max}$ koşulu:

Dengeli donatı oranı;

$$\rho_b = 0,85k1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_{yd}} \right) = 0,85 \cdot 0,82 \cdot \frac{20}{365} \left(\frac{700}{700 + 365} \right) \rightarrow \rho_b = 0,025$$

$$\rho_{\max} \leq 0,85\rho_b = 0,85 \cdot 0,025 = 0,02$$

$\rho \leq \rho_{\max} \rightarrow 0,0040 < 0,02 \Rightarrow$ sağlanmıştır.

$$A_{S\min} = \rho_{\min} \cdot A_c = 0,0027 \cdot 250 \cdot 460 = 310,5mm^2$$

$$A_{S\max} = \rho_{\max} \cdot A_c = 0,02 \cdot 250 \cdot 460 = 2300mm^2$$

$$A_{S\min} < A_S < A_{S\max}$$

$$A_{S\min} = 310,5mm^2 < A_S (3\phi 14mm = 461,82mm^2) < A_{S\max} = 2300mm^2$$

Kirişin açıklıktaki moment taşıma gücünün belirlenmesi:

$$M_r = A_S \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 461,82 \cdot 365 \cdot \left(460 - \frac{32,56}{2} \right) = 74790584,02Nmm = 74,79kNm$$

$M_r = 74,79kNm > M_d = 61,4kNm \Rightarrow$ sağlanmıştır.

Yukarıda hesaplanan açıklık alt donatıları sağ ve sol mesnetlere uzatılmıştır. :

Sağ ve sol mesnet üst donatı hesabı:

$M_d =$ -120 kNm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_d}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}} \Rightarrow a = 460 - \sqrt{(460)^2 - \frac{2 \cdot 120 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 20 \cdot 250}} = 66,14mm$$

Donatı alanı: $A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - \frac{a}{2})} = \frac{120 \cdot 10^6}{365(460 - \frac{66,14}{2})} = 770,07mm^2 \rightarrow A_S(Gerekli)$

Seçilen donatı : $(4\phi 16mm) \rightarrow (804,25mm^2)$

$2\phi 16mm$ montaj donatı olarak kirişin üst bölgesinde yerleştirilen donatı ve mesnette ise $2\phi 16mm$ ek edilecektir.

Kesitteki donatı oranı: $\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{804,25}{250 \cdot 460} = 0,007$

Minimum donatı oranı: $\rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,8 \cdot \frac{1,26}{365} = 0,0027$

$\rho \geq \rho_{\min}$ koşulu: $\rho = 0,007 > \rho_{\min} = 0,0027$ sağlanmıştır.

$\rho \leq \rho_{\max}$ koşulu:

Dengeli donatı oranı:

$$\rho_b = 0,85k1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_{yd}} \right) = 0,85 \cdot 0,82 \cdot \frac{20}{365} \left(\frac{700}{700 + 365} \right) \rightarrow \rho_b = 0,025$$

$$\rho_{\max} \leq 0,85\rho_b = 0,85 \cdot 0,025 = 0,02$$

$$\rho \leq \rho_{\max} \rightarrow 0,007 < 0,02 \Rightarrow \text{sağlanmıştır.}$$

$$A_{S\min} = \rho_{\min} \cdot A_c = 0,0027 \cdot 250 \cdot 460 = 310,5mm^2$$

$$A_{S\max} = \rho_{\max} \cdot A_c = 0,02 \cdot 250 \cdot 460 = 2300mm^2$$

$$A_{S\min} < A_S < A_{S\max}$$

$$A_{S\min} = 310,5mm^2 < A_S (4\phi 16mm = 804,25mm^2) < A_{S\,maks} = 2300mm^2$$

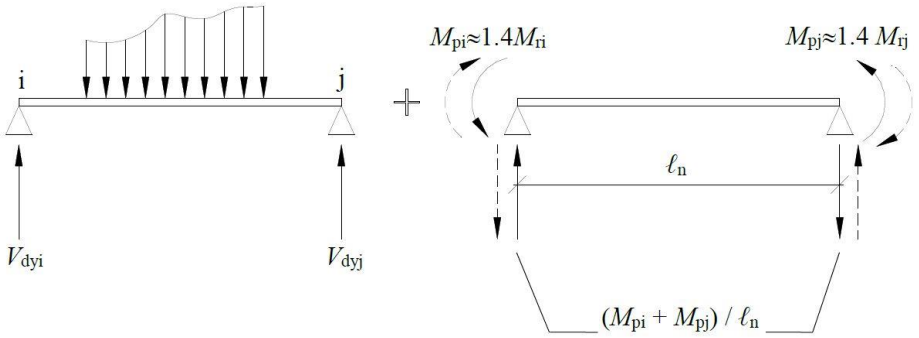
Kirişin sağ üst mesnetindeki moment taşıma gücünün belirlenmesi:

$$M_r = A_S \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 804,25 \cdot 365 \cdot \left(460 - \frac{68,83}{2} \right) = 124929041,8Nmm = 124,93kNm$$

$M_r = 124,93kNm > M_d = 124,5kNm \Rightarrow$ sağlanmıştır

Betonarme kirişin kesme donatısısın hesabı:

Bu bölümde yukarıda eğilme tasarımı yapılan 3-3 aksı üzerindeki K103 kirişin etriye hesabı aşağıda yapılmaktadır.



Şekil EK1.1. Kirişin kesme tasarımın prensibi

K103 kirişin seçilen donatıları

	Sol uç	Sağ uç
Üst	804,25 mm^2	804,25 mm^2
Alt	461,82 mm^2	461,82 mm^2

$$V_e = V_{dy} + \frac{M_{pi}^{\pm} + M_{pj}^{\mp}}{l_n} \qquad \text{(A.1)}$$

Hesaplanan moment kapasiteleri toplu olarak aşağıda verilmektedir:

- Sol mesnet – çekme üstte

$M_{ri} = 124,93 kNm$

$M_{pi,1} = 1,4 M_{ri,1} = 1,4 \cdot 124,93 = 174,90 kNm$

- Sol mesnet – çekme altta

$M_{ri2} = 74,79 kNm$

$M_{pi2} = 1,4 \cdot 74,79 = 104,70 kNm$

- Sağ mesnet – çekme üstte

$M_{rj} = 124,93 kNm$

$M_{pj1} = 1,4 M_{rj} = 1,4 \cdot 124,93 = 174,90 kNm$

- Sağ mesnet – çekme altta

$M_{rj2} = 74,79 kNm$

$M_{pj2} = 1,4 \cdot 74,79 = 104,70 kNm$

Kiriş mesnet yüzündeki düşey yüklerden meydana gelen kesme kuvveti (pd=g+q):

$$v_d = \frac{36,73 \cdot 4,65}{2} = 85,4kN$$

Deprem durumu için enine donatı hesabında esas alınacak kesme kuvveti için aşağıdakilerden büyük olanı dikkate alınır.

$$V_e = V_{dy} + \frac{M_{pi}^{+} + M_{pj}^{-}}{l_n} \Rightarrow V_e = 85,4 + \frac{174,90 + 104,7}{4,65} = 145,6kN$$

$$V_e = V_{dy} + \frac{M_{pi}^{-} + M_{pj}^{+}}{l_n} \Rightarrow V_e = 85,4 + \frac{104,7 + 174,90}{4,65} = 145,6kN$$

Bunlardan büyük olanı $V_e = 145,6kN$ dir. Yönetmelik geriği Dayanım fazlalığı dikkate alınarak deprem hesabından ve düşey yüklerden hesaplanan kesme kuvveti $97,73kN$ olarak elde edilmiştir, bu duruma göre $V_e = 97,73kN$ alınmaktadır.

Kiriş kesitin kesme kuvvete karşı kontrolü:

$V_e \le 0,85 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_{ck}} \Rightarrow V_e = 97,73kN \le 0,85 \cdot 250 \cdot 470 \cdot \sqrt{30} = 547,03kN$ sağlanmıştır.

Yönetmeliğye göre kirişin maksimum taşıyabilecek kesme kuvveti:

$V_{e,\max} = 0,22 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \Rightarrow 0,22 \cdot 20 \cdot 250 \cdot 460 = 506,0kN$

Kesme kuvvete karşı betonun kesme dayanımı:

$V_{cr} = 0,65 \cdot f_{ctd} \cdot A_c = 0,65 \cdot 1,26 \cdot 250 \cdot 460 = 97,95kN$

$V_e = 97,73kN < V_{cr} = 97,95kN$ olduğu için etriye hesap yapılmasına gerek yoktur. Ama yönetmelik koşullarına göre etriye yerleştirilmiştir.

Yukarıdaki hesaplama sonucunda; Sarılma bölgesinde

Seçilen etriye: ϕ 8 /100

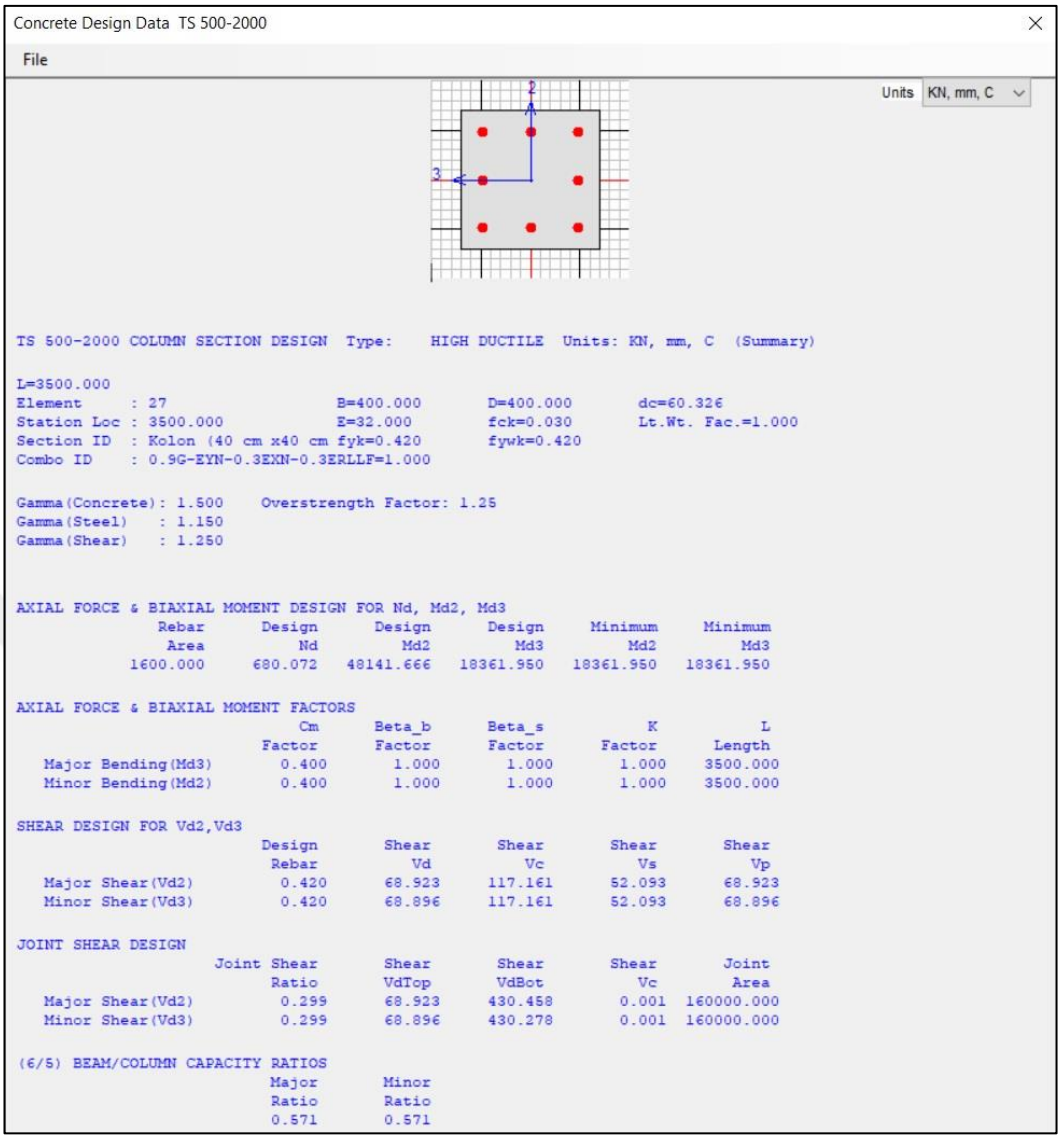
Kirişin orta bölgesinde:

Seçilen etriye: ϕ 8 /200

- **Kolon tasarımı**

Süneklik düzeyi yüksek kolonların betonarme tasarımı kapsamında enkesit koşulları, boyuna donatı oranları, boyuna donatının düzenlenmesi, enine donatı koşulları, kolonların kirişlerden güçlü olması koşulu ve kesme güvenliği hesapları için TBDY 7.3'te verilen kurallar esas alınmıştır. Kolonların tasarımında gerekli olduğu durumlarda TS 500 ilkeleri de göz önüne alınmıştır. Burada birinci kattaki B-3 Aks üzerinde +0,00 kotunda yer alan S104 kolonun tasarımı detaylı bir şeklinde aşağıda sunulmaktadır.

Şekil A.2'den görüldüğü üzere S104 kolonun boyuna donatısının hesabını yapmak için SAP2000 v20 ortamında, Çizelge 3.10'da verilen çeşitli yük birleşimleri dikkate alınarak deneme ve tekrarlama tasarım sunucunda 40 cm x 40 cm en kesiti uygun ve yeterli bulunmuştur. Bu kolon için en elverişiz yüklemenin ***0,9G-EYN-0,3EXN-0,3EZ*** yüklemesi olduğu görülmektedir. Bunula birlikte normal kuvvet ve moment etkisi altında minimum donatı alanı **1600 mm^2** yeterli olduğu hesaplanmıştır. dolayısıyla yukarıdaki bulunan donatı alanına göre kolonun boyuna donatısı olarak 8 ϕ18 mm seçilmiştir.



Şekil EK1.2. 4 Katlı yapıda S104 kolonun tasarım özet raporu

$b_w = 400\ mm\ >\ 300\ mm \Rightarrow$ sağlanmıştır.

$h = 400\ mm\ >\ 300\ mm \Rightarrow$ sağlanmıştır.

TBDY 7.3.2'ye göre boyuna donatı koşulları kontrolü:

$$\%1 \le \rho = \frac{A_{st}}{A_c} = \frac{1847{,}16}{400 \cdot 400} = 0{,}0115 = 1{,}15\% \le \%4 \Rightarrow \text{sağlanmıştır.}$$

$\phi 18mm > 14mm \Rightarrow$ sağlanmıştır.

TBDY 7.3.5'e göre güçlü kolon-zayıf kiriş kontrolü:

Şekil A.2'dan görüldüğü gibi güçlü kolon-zayıf kiriş *(BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS)* değeri 1'den küçük olduğu için bu şart sağlanmaktadır. Yani bu duruma göre, yapı hasar alacak yüklere maruz kaldığında plastik mafsallar öncelikle kirişlerde oluşacaktır.

Kolon enine donatı hesabı:

S104 kolonun tasarımı için dikkate alınan senaryodan gelen eksenel yük $N_d = 663{,}94$ kN $< 0{,}2A_cf_{ck} = 735$ kN olduğu için, gerekli enine donatısı TBDY 7.3.4.1(b) Denk.(7.1)'e göre hesaplanmıştır. Kolonun enine donatısı olarak kullanılacak donatının aralığı 100 mm seçilip ve TBDY Denk.(7.1)'e göre en küçük enine donatı aralığı aşağıdaki gibi elde edilmiştir:

$$\phi 8 \rightarrow A_o = \pi \cdot \frac{8^2}{4} = 50,26 mm^2$$

Kesme donatısı toplam kesit alanının belirlenmesi:

Kolon için iki kollu iki etriye seçildiğinden dolayı göz önüne alınan yön için enine donatı alanı, n (dört etriye kolu) göstermek üzre, aşağıda hesaplanmıştır:

$$A_{sh} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_w^{\,2}}{4} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 8^2}{4} = 201,06 mm^2$$

$$A_{sh} \geq 0,30 s b_k \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}$$

$$201,06 mm^2 \geq 0,30 \cdot 100 \cdot 350 \left(\frac{400 \cdot 400}{360 \cdot 360} - 1 \right) \frac{30}{420} = 176 mm^2 \Rightarrow \text{sağlanmıştır.}$$

$$A_{sh} \geq 0,75 s b_k \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}$$

$$201,06 mm^2 \geq 0,075 \cdot 100 \cdot 350 \cdot \frac{30}{420} = 187,5 mm^2 \Rightarrow \text{sağlanmıştır.}$$

TBDY 7.3.4'e göre enine donatı koşullarının kontrolü:

Sarılma bölgesi $s_c = 100 mm < 150 mm > 50 mm < \frac{b_{\min}}{3} < 6\phi l \Rightarrow$ sağlanmıştır.

Orta bölgesi $s_o = 150 mm < 200 mm < \frac{b_{\min}}{2} \Rightarrow$ sağlanmıştır

EK 2

- İç kolon tasarımı

1. Kat → S103

Analiz sonucunda: $N_d = 438,8\ kN$

$M_d = 136,64 kNm$

Seçilen kolon önboyutlar:

$b = 400\ mm > 300\ mm$

$h = 400\ mm > 300\ mm$

$d" = 350\ mm$

$d"/h = 350/400 = 0,875 = 0,9$

Eksenel kuvvete göre boyutların kontrol edilmesi :

$Nd \le 0,4 \cdot A_c \cdot f_{ck}$

$438,8kN < 0,4 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 30 = 1920kN \Rightarrow$ sağlanmaktadır.

Kullanılacak abak için :

$$\frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \Rightarrow \frac{438,8 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 20} = 0,137$$

$$\frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \Rightarrow \frac{136,4 \cdot 10^6}{400 \cdot 400^2 \cdot 20} = 0,106$$

Yukarıdaki 0,137 ve 0,106 değerleri kullanılarak d"/h =9 abaktan mekanik donatı oranı elde edlimiştir

$\rightarrow abak \rightarrow \psi = 0,11$

$$\rho_t = \psi \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,11 \cdot \frac{20}{365} = 0,006$$

$A_s = \rho_t \cdot b \cdot h = 0,006 \cdot 400 \cdot 400 = 964,38 mm^2 \Rightarrow$ (Gerekli donatı alanı)

Seçilen donatının sayısı ve miktarı

$8\phi 18 \Rightarrow A_s = 2035 mm^2$

TBDY 7.3.2 'ye göre boyuna donatı koşulları kontrolü:

$$\%1 \le \rho = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{2035}{400 \cdot 400} = 0,012 = \%1,2 \le \%4 \Rightarrow$$ sağlanmaktadır.

Kolon enine donatı hesabı:

S 103 kolonun tasarımı için dikkate alınan eksenel yük $N_d = 438,8$ kN $< 0,2A_c f_{ck} = 960$ kN olduğu için, gerekli enine donatısı TBDY 7.3.4.1(b) Denk.(7.1)'e göre hesaplanmıştır. Kolonun enine donatısı olarak kullanılacak donatının aralığı 100 mm seçilip ve TBDY Denk.(7.1)'e göre en küçük enine donatı aralığı aşağıdaki gibi elde edilmiştir:

$$\phi 10 \rightarrow A_o = \pi \cdot \frac{10^2}{4} = 78,5mm^2$$

Kesme donatısı toplam kesit alanının belirlenmesi:

Kolon için iki kollu iki etriye seçildiğinden dolayı göz önüne alınan yön çin enine donatı alanı, n (dört etriye kolu) göstermek üzre, aşağıda hesaplanmıştır:

$$A_{sh} = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi_w^{\,2}}{4} = \frac{4 \cdot \pi \cdot 10^2}{4} = 314mm^2$$

$$A_{sh} \geq 0,30sb_k \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}$$

$$314mm^2 \geq 0,30 \cdot 100 \cdot 350 \left(\frac{400 \cdot 400}{360 \cdot 360} - 1 \right) \frac{30}{420} = 176mm^2 \Rightarrow \text{sağlanmıştır.}$$

$$A_{sh} \geq 0,75sb_k \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}$$

$$314mm^2 \geq 0,075 \cdot 100 \cdot 350 \cdot \frac{30}{420} = 187,5mm^2 \Rightarrow \text{sağlanmıştır.}$$

TBDY 7.3.4'e göre enine donatı koşullarının kontrolü:

Sarılma bölgesi $s_c = 100mm < 150mm > 50mm < \frac{b_{\min}}{3} < 6\phi l \Rightarrow$ sağlanmıştır.

Orta bölgesi $s_o = 150mm < 200mm < \frac{b_{\min}}{2} \Rightarrow$ sağlanmıştır.