DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVELERİN TASARIMINDA PERFORMANS TABANLI PLASTİK TASARIM YÖNTEMİNİN ŞEKİLDEĞİŞTİRMEYE GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM YAKLAŞIMI İLE KIYASLANMASI

MASOUD ÖZBEK

T.C.
BURSA ULUDAĞ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVELERİN TASARIMINDA PERFORMANS TABANLI PLASTİK TASARIM YÖNTEMİNİN ŞEKİLDEĞİŞTİRMEYE GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM YAKLAŞIMI İLE KIYASLANMASI

Masoud ÖZBEK
0000-0002-5321-3945

Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER
0000-0001-5820-0257
(Danışman)

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BURSA – 2022
Her Hakkı Saklıdır

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVELERİN TASARIMINDA PERFORMANS TABANLI PLASTİK TASARIM YÖNTEMİNİN ŞEKİLDEĞİŞTİRMEYE GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM YAKLAŞIMI İLE KIYASLANMASI

Masoud ÖZBEK

Bursa Uludağ Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER

Performans tabanlı plastik tasarım (PTPT) metodu, tasarım aşamasının başında mekanizma durumunu ve hedef ötelenmeyi dikkate alan güçlü ve pratik bir yöntemdir.

Bu araştırmada TBDY-2018'de deprem etkisindeki yapı sistemlerinin tasarımı için iki temel yaklaşımdan biri olan Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım yöntemi (ŞGDT) ile PTPT yöntemi kıyaslanmıştır.

Yöntemlerin kıyası için taşıyıcı sistemi dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveden oluşan 5 ve 10 katlı iki adet bina modeli kullanılmıştır. Binaların bu iki yöntemle ayrı ayrı tasarımları yapıldıktan sonra zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz ve sabit tek modlu itme analizleri ile performansları değerlendirilmiş ve kıyaslanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Performans tabanlı plastik tasarım, Şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım, Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve, Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz, Sabit tek modlu itme analizi

ABSTRACT

MSc Thesis

COMPRASION BETWEEN PERFORMANCE-BASED PLASTİC DESİGN METHOD WİTH DEFORMATİON BASED DESİGN İN THE DESİGN OF ECCENTRİCALLY BRACED FRAME

Masoud ÖZBEK

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 powerful and practical method that takes into account the mechanism state and target offset at the beginning of the design phase.

In this study, Deformation Based Design Method, which is one of the two basic approaches for the design of structural systems under the effect of earthquakes in TBDY-2018, and the PBPD method were compared.

For the comparison of the methods, two building models with 5 and 10 floors, the carrier system of which consists of an eccentric braced steel frame, were used. After the buildings were designed separately with these two methods, their performances were evaluated and compared with non-linear dynamic analysis in the time history and constant single-mode pushover analysis.

Key Words: Performance-based plastic design, Design method, target drift, Eccentrically steel braced frames, Analysis in time history, Nonlinear analysis

TEŞEKKÜR

Her şeyden önce, bu yolda desteklerini ve sevgilerini benden esirgemeyen ailem ve ayrıca rehberlikleriyle bana bir ışık gibi her zaman doğru yolu gösteren sevgili tez danışman hocam Sayın Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER'e yürekten teşekkür ederim. Ve tezimin her aşamasında bana yardımcı olan can dostlarım, yoldaşlarım Sayın İnş. Yük. Müh. Mehmet Fatih ARAT ve Sayın İnş. Yük. Müh. Sayed Nematullah SADAT'a ve her zaman sadakatiyle bana güven, yardımıyla bana köprü ve muhabbetiyle bana ışık gösteren sevgili Muhammed ŞAHİN'e teşekkürlerimi sunarım.

Masoud ÖZBEK
03/10/2022

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET..... i
ABSTRACT..... ii
TEŞEKKÜR..... iii
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ vi
ŞEKİLLER DİZİNİ..... ix
ÇİZELGELER DİZİNİ xii
1. GİRİŞ..... 1
2. KURAMSAL TEMELLER ve KAYNAK ARAŞTIRMASI 2
2.1. Literatür Taraması 2
2.2. Dışmerkez çaprazlı çelik sistemlerin boyutlandırılması 5
2.3. Dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin performans tabanlı plastik tasarım yöntemi ile tasarımı..... 13
2.3.1.Tasarım prosedürü..... 14
2.3.2. İstenilen salınım mekanizması ve hedef ötelenme..... 14
2.3.3.Tasarım taban kesme kuvveti..... 15
2.3.4. Tasarım yanal kuvvet dağılımı..... 18
2.3.5. Akma mekanizması..... 20
2.3.6. Akması öngörülen elemanın tasarımı (Bağ kirişin tasarımı) 22
2.3.7. Elastik bölgede kalacak elemanların tasarımı..... 25
2.4. Şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım yaklaşımı..... 30
2.4.1. Yapısal elemanlarda hasar sınırları ve bölgeleri 30
2.4.2. Binanın deprem performans düzeyleri..... 31
2.4.3. Dışmerkez çaprazlı çelik bina elemanları için yönetmeliğe göre şekildeğiştirme sınırları..... 31
3. MATERYAL ve YÖNTEM..... 33
3.1. Prototip binaların bilgileri 34
3.1.1. Geometrik bilgiler..... 34
3.1.2. Malzeme ve bina bilgileri 37
3.1.3. Deprem verileri 38
3.1.4. Düşey yükler 39
3.2. Prototip Binaların Şekildeğiştirmeye 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 67
3.3. Prototip Binaların Performans Tabanlı Plastik Tasarım Yöntemine Göre Tasarımı 75
3.3.1. Yanal kuvvet dağılımının belirlenmesi 75
3.3.2. Taban kesme kuvvetinin belirlenmesi..... 76
3.3.3. Akması öngörülen elemanların tasarımı 77
3.3.4. Kat rijitlik kontrolleri 77
3.4. Tasarımları PTPT, ŞGDT Yöntemlerine Göre Yapılmış Prototip Binaların Performans Analizleri 82
3.4.1. Prototip binaların statik itme analizi 82
3.4.2. Prototip binaların zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri.....87
4. BULGULAR..... 91

4.1. Kesit türleri ve toplam ağırlıkların kıyaslanması 91
4.2. Yanal yük dağılımlarının kıyaslanması 93
4.3. İtme eğrilerinin karşılaştırılması 94
4.4. Göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması 96
4.5. Kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması 101
5. TARTIŞMA ve SONUÇ 110
KAYNAKLAR 111
EKLER 114
EK 1 (DGT) 115
EK 2 (PTPT) 142
ÖZGEÇMİŞ. 147

SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	Açıklama
A_g	Profil enkesit alanı
A_w	Profil gövde alanı
A_0	Etkin yer ivmesi katsayısı
b_t	Profil başlık genişliği
C_a	Gerekli eksenel kuvvet dayanımının tasarım eksenel kuvvet dayanımına oranı
C_d	Yer değiştirme büyütme katsayısı
C_s	Deprem tasarım katsayısı
D	Sabit yük
d_b	Bağ kirişi profilinde toplam yükseklik
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
e	Bağ kirişi boyu
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
$F_{i\text{-}PD}$	i. kattaki P- Delta yanal kuvvetın etikisi
f_y	Taşıyıcı sistemin akma dayanımı
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	Kirişlerin kolon merkezinden kolon merkezine uzaklığı
M	Toplam kütle
M_p	Karakteristik plastik eğilme dayanımı
M_u	Tasarım momenti
M_{pc}	Yapının tabanındaki kolonların plastik momenti
m	kütle
N	Yapıdaki kat sayısı
P_u	Eksenel Kuvvet
R	Deprem azaltma katsayısı
R_μ	Süneklik azaltma katsayısı
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]
V_i	i. Kattaki kat kesme kuvveti
V_n	Yük katsayısı ile çarpılmamış (yalın) kesme kuvveti taşıma gücü
V_d	Tasarım kesme kuvveti
V_E	Deprem etkilerinden oluşan tasarım kesme kuvveti
V_p	Plastik kesme kuvveti dayanımı
V	Toplam 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
γ	Enerji modifikasyon katsayısı
γ_p	Bağ kirişi plastik dönme açısı
μ_s	Süneklik
θ_p	Plastik dönme, Elastik olmayan ötelenme
θ_u	Hedef tasarım ötelenmesi
θ_y	Akma ötelenmesi
ϕ_y	Akma eğriliği [m^{-1}]
ϕ_u	Göçme öncesi eğrilik [m^{-1}]

Kısaltmalar	**Açıklama**
DGT	Dayanıma Göre Tasarım
ŞGDT	Şekildeğiştirmeye 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
DÇÇ	Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve
MÇÇ	Merkezi çaprazlı çelik çerçeve
TBDY-2018	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018)
UBC-97	Uniform Building Code (Amerikan deprem yönetmeliği)
AISC 341-16	Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (Çelik yapılar için deprem yönetmeliği)
AISC 360-16	Specification for Structural Steel Buildings (Çelik yapı tasarımı yönetmeliği)

ŞEKİLLER DİZİNİ

		Sayfa
Şekil 2.1.	Dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin yaygın örnekleri……..	6
Şekil 2.2.	DÇÇ'lerin mekanizma durumları……..	7
Şekil 2.3.	Bağ kirişi uzunluğu-rijitlik ilişkisi (AISC Seismic Design M)….	8
Şekil 2.4.	Bağ kirişi serbest cisim diyagramı……	9
Şekil 2.5.	Bağ kirişlerin sınıflandırlması (Engelhardt ve Popov. 1989)……	10
Şekil 2.6.	Bağ kirişi dönme açısı hesabı (TBDY-2018)……	11
Şekil 2.7.	Performans tabanlı plastik tasasrım kavramı……	13
Şekil 2.8.	Yanal kuvvet etkisi altında moment aktaran çerçevede mekanizma durumu……..	15
Şekil 2.9.	(a) R_μ ile μ_s arasındaki ilişki (Newmark ve Hall. 1982) (b) γ ile T arasındaki ilişki (Lee ve Goel. 2001) ….....	16
Şekil 2.10.	Farklı depremlerin etkisi altında kat kesme kuvvetlerinin tepe kat kesme kuvvetlerine oranları (Arat. 2020)……	19
Şekil 2.11.	Farklı geometrik şekillere sahip dışmerkez çaprazlı çerçeveler için salınım mekanızma durumu(Goel ve Chao 2005)……..	21
Şekil 2.12.	Mekanizma durumda bağ kirişinin gerekli kesme mukavemetini hesaplamak için bir açıklıklı DÇÇ'nin tasarımı (Goel ve Chao 2010)……..	22
Şekil 2.13.	Yapının son şekildeğiştirme modunda katın kütlesi…….	23
Şekil 2.14.	DÇÇ sisteminin, bag kirişin dışındaki elemanların tasarımı…….	25
Şekil 2.15.	Kiriş parçaları ve çaprazlar ile karşılık gelen kolon serbest cisim diyagramı; (a) Sağa Yönelik Yanal Kuvvetler; (b) Sola Yönelik Yanal Kuvvetler …….....	27
Şekil 2.16.	PTPT akış diyagramı: Taban kesme kuvvetinin ve yanal yük dağılımının belirlenmesi……	28
Şekil 2.17.	Dışmerkezi Çelik Çparazlı Çerçeve için PTPT akış diyagramı: eleman tasarımı…….	29
Şekil 2.18.	Kesitlerde belirtilen hasar bölgeleri……..	30
Şekil 2.19.	Yapı performans hedefleri (Darılmaz. 2018)……	31
Şekil 3.1.	5 ve 10 Katlı yapının şematik plan görünüşü……	34
Şekil 3.2.	5 Katlı yapının şematik kat yükseklikleri (A-A Kesit)…….	35
Şekil 3.3.	5 Katlı yapının üç boyutlu genel sistem görünüşü……	35
Şekil 3.4	10 Katlı yapının şematik kat yükseklikleri (A-A Kesit)……...	36
Şekil 3.5.	10 Katlı yapının üç boyutlu genel sistem görünüşü……..	37
Şekil 3.6.	5 ve 10 katlı ŞGDT ve PTPT yöntemlerine göre tasarlanmış yapıların koordinatlarına ait deprem yatay elastik tasarım spektrumu……..	39
Şekil 3.7.	Kiriş ve kolon elemanların yük etki alanları…….	40
Şekil 3.8.	5 katlı yapıdaki DÇÇ çerçeveye etkiyen düşey yükler…….	42

Şekil 3.9.	SAP 2000 programında 1. kat bağ kirişlerinde tanımlanan plastik kesme kuvveti mafsalı……...	68
Şekil 3.10.	HE200B kesitine ait plastik kesme kuvveti mafsalı tanımı……..	69
Şekil 3.11.	5katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi……..	70
Şekil 3.12.	5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktası……	71
Şekil 3.13.	5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar……...	71
Şekil 3.14.	10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğri……	72
Şekil 3.15.	10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktası……	73
Şekil 3.16.	10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar……...	74
Şekil 3.17.	5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi……..	83
Şekil 3.18.	5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasının belirlenmesi……..	84
Şekil 3.19.	5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar……	84
Şekil 3.20.	10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi……..	85
Şekil 3.21.	10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasının belirlenmesi……..	85
Şekil 3.22.	10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar……	86
Şekil 3.23.	7 numaralı deprem kaydının ölçeklendirilmiş hali……	88
Şekil 3.24.	7 numaralı deprem kaydının ölçeklendirilmemiş hali……..	88
Şekil 3.25.	7 numaralı kaydın ölçeklenmemiş spektrum eğrisi……...	89
Şekil 3.26.	7 numaralı kaydın ölçeklenmiş spektrum eğrisi……	89
Şekil 3.27.	Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi parametreleri……..	90
Şekil 4.1.	5 katlı bina için belirlenen ŞGDT ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılım oranları…….	93
Şekil 4.2.	10 katlı bina için belirlenen ŞGDT ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılım oranları…….	94
Şekil 4.3.	5 katlı binanın itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri…..	95
Şekil 4.4.	10 katlı binanın itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri…	95
Şekil 4.5.	ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın maksimum göreli kat öteleme değerleri……...	96
Şekil 4.6.	PTPT yöntemi ile tasarlanmış 5 katlı binanın maksimum göreli kat öteleme değerleri…….	97

Şekil 4.7	5 katlı binalarının göreli kat öteleme değerlerin ortalamaları…..	97
Şekil 4.8.	ŞGDT yöntemi ile tasarlanmış 10 katlı binanın maksimum göreli kat öteleme değerleri……...	98
Şekil 4.9.	PTPT yöntemi ile tasarlanmış 10 katlı binanın maksimum göreli kat öteleme değerleri…….	99
Şekil 4.10.	10 katlı binalarının göreli kat öteleme değerlerin ortalamaları…	100
Şekil 4.11.	ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binada 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları...	101
Şekil 4.12.	PTPT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binada 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları……	102
Şekil 4.13.	ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları...	103
Şekil 4.14.	PTPT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları...	104
Şekil 4.15.	ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın kat kesme kuvvetleri……...	105
Şekil 4.16	PTPT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın kat kesme kuvvetleri……...	105
Şekil 4.17.	ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın kat kesme kuvvetleri……...	106
Şekil 4.18.	PTPT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın kat kesme kuvvetleri……...	107
Şekil 4.19.	5 katlı tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri..	108
Şekil 4.20.	10 Katlı tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri……...	109
Şekil EK 1.1.	5 katlı binanin ŞGDT yönteminde bağ kirişi dışında kalan elemanların tasarımı……..	115
Şekil EK 2.1.	5 katlı binanin PTPT yönteminde bağ kirişi dışında kalan elemanların tasarımı …….	144

ÇİZELGELER DİZİNİ

Sayfa

Çizelge	2.1.	Rμ ve buna karşılık gelen yapı periyod aralıkları ……...…	17
Çizelge	2.2.	Akma ötelenme oranları θ_y için önerilen değerler…….	18
Çizelge	2.3.	Kısa bağ kirişi plastik dönme açısı sınır değerleri…….	32
Çizelge	3.1.	Tez kapsamındaki yapıların geometrik özellikleri…….	38
Çizelge	3.2.	Malzeme özellikleri……...	38
Çizelge	3.3.	Yapılara ait koordinat ve zemin bilgileri……...	38
Çizelge	3.4.	Yapıların koordinatına ait deprem parametreleri……...	39
Çizelge	3.5.	Yapılara etkiyen düşey yükler……...	40
Çizelge	3.6.	Kiriş üzerindeki yayılı yük…….	41
Çizelge	3.7.	İç ve dış kolona etkiyen düşey yükler……...	41
Çizelge	3.8.	5 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri…….	43
Çizelge	3.9.	10 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri……...	44
Çizelge	3.10.	5 Katlı prototip binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri……	47
Çizelge	3.11.	10 katlı prototip binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri……	47
Çizelge	3.12.	5 ve 10 katlı prototip binanın tasarımında kullanılan yük birleşimleri…….	49
Çizelge	3.13.	5 katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki etkin göreli kat öteleme kontrolü……...	51
Çizelge	3.14.	5 katlı prototip binanın (Y) doğrultusundaki etkin göreli kat öteleme kontrolü……	51
Çizelge	3.15.	10 katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki etkin göreli kat ötelenme kontrolü……..	52
Çizelge	3.16.	10 katlı prototip binanın (Y) doğrultusundaki etkin göreli kat öteleme kontrolü……	52
Çizelge	3.17.	5 katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki ikinci mertebe gösterge değerleri……..	54
Çizelge	3.18.	5 katlı prototip binanın (Y) doğrultusundaki ikinci mertebe gösterge değerleri……..	55
Çizelge	3.19.	10 katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki ikinci mertebe gösterge değerleri……..	55
Çizelge	3.20.	10 katlı prototip binanın (Y) doğrultusundaki ikinci mertebe gösterge değerleri……..	56
Çizelge	3.21.	5 katlı prototip binanın burulma düzensizliği katsayıları……..	57
Çizelge	3.22.	10 katlı prototip binanın burulma düzensizliği katsayıları……	58
Çizelge	3.23.	5 katlı binanın (X) doğrultusundaki rijitlik düzensizliği kontrolü……..	58
Çizelge	3.24.	10 katlı binanın (X) doğrultusundaki rijitlik düzensizliği kontrolü……..	59

Çizelge 3.25. 5 katlı yapıya ait göreli kat ötelemeleri ve bağ kirişi dönme kontrolü…….. 60
Çizelge 3.26. 10 katlı yapıya ait göreli kat ötelemeleri ile bağ kirişi dönme kontrolü…….. 60
Çizelge 3.27. 5 katlı yapının bağ kirişi deprem talebi kapasite kontrolü……. 61
Çizelge 3.28. 10 katlı yapının bağ kirişi deprem talebi kapasite kontrolü….. 61
Çizelge 3.29. 5 katlı yapının bağ kirişi uzunluğunun kontrolü…… 62
Çizelge 3.30. 10 katlı yapının bağ kirişi uzunluğunun kontrolü…….. 62
Çizelge 3.31. 5 katlı binanın bağ kirişi dışındaki kat kirişlerin dayanım kontrolü…….. 63
Çizelge 3.32. 10katlı binanın bağ kirişi dışındaki kat kirişlerin dayanım kontrolü…….. 63
Çizelge 3.33. 5 katlı prototip binanın çapraz elemanların dayanım kontrolü.. 63
Çizelge 3.34. 10 katlı prototip binanın çapraz elemanların dayanım kontrolü 64
Çizelge 3.35. 5 katlı prototip binanın kolonların dayanım kontrolü…… 64
Çizelge 3.36. 10Katlı prototip binanın kolonların dayanım kontrolü……. 64
Çizelge 3.37. 5 katlı prototip binanın A ve D aksları tüm kesitler……... 65
Çizelge 3.38. 5 katlı prototip binanın B ve C aksları tüm kesitler……... 65
Çizelge 3.39. 5 katlı prototip binanın 1 ve 5 aksları tüm kesitler…… 65
Çizelge 3.40. 5 katlı prototip binanın 2, 3 ve 4 aksları tüm kesitler…… 66
Çizelge 3.41. 10 katlı prototip binanın A ve D aksları tüm kesitler……. 66
Çizelge 3.42. 10 katlı prototip binanın B ve C aksları tüm kesitler……. 66
Çizelge 3.43. 10 katlı prototip binanın 1 ve 5 aksları tüm kesitler…….. 67
Çizelge 3.44. 10 katlı prototip binanın 2, 3 ve 4 aksları tüm kesitler…….. 67
Çizelge 3.45. 5 katlı prototip binanın kapasite eğrisi dönüşümü……. 70
Çizelge 3.46. Bağ kirişi dönme açıları ve performans seviyeleri…… 72
Çizelge 3.47. 10 katlı prototip binanın kapasite eğrisi dönüşümü…….. 73
Çizelge 3.48. Bağ kirişi dönme açıları ve performans seviyeleri…… 74
Çizelge 3.49. 5katlı prototip binanın yanal yük dağılım katsayıları……... 75
Çizelge 3.50. 10katlı prototip binanın yanal yük dağılım katsayıları……. 75
Çizelge 3.51. 5ve 10 katlı prototip binanın PTPT yönteminde kullanılacak parametre değerleri…… 76
Çizelge 3.52. 5 katlı PTPT prototip bina için bağ kirişlerin tasarım parametreleri…….. 77
Çizelge 3.53. 5 katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri 77
Çizelge 3.54. 5 katlı PTPT prototip kat rijitlik kontrolü…….. 78
Çizelge 3.55. 5 katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri 78
Çizelge 3.56. 5 katlı PTPT prototip binanın mekanizma durumundaki kiriş ve çaprazlı dış kolon serbest cisim diyagramı için yanal kuvvet……. 79
Çizelge 3.57. 5 katlı PTPT prototip binanın mekanizma durumundaki kiriş ve çaprazlı iç kolon serbest cisim diyagramı için yanal kuvvet 79
Çizelge 3.58. 10 katlı PTPT prototip bina için bağ kirişlerin tasarım parametreleri…….. 79

Çizelge 3.59. 10 katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri…….. 80
Çizelge 3.60. 10 katlı PTPT prototip kat rijitlik kontrolü…… 80
Çizelge 3.61. 10 katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri…….. 81
Çizelge 3.62. 10 katlı PTPT prototip binanın mekanizma durumundaki kiriş ve çaprazlı dış kolon serbest cisim diyagramı için yanal kuvvet……. 81
Çizelge 3.63. 10 katlı PTPT prototip binanın mekanizma durumundaki kiriş ve çaprazlı iç kolon serbest cisim diyagramı için yanal kuvvet 82
Çizelge 3.64. 5katlı prototip binanın kiriş eleman hasar durumları…… 84
Çizelge 3.65. Bağ kirişi dönme açıları ve performans seviyeleri…… 86
Çizelge 3.66. 5 ve 10 katlı prototip binalar için belirlenen deprem kayıtları... 87
Çizelge 4.1. 5 katlı yapı için ŞGDT ve PTPT yöntemi ile seçilen kesitler… 91
Çizelge 4.2. 10 katlı yapı için ŞGDT ve PTPT yöntemi ile seçilen kesitler.. 91
Çizelge 4.3. 5 katlı yapı için, kiriş, çapraz ve kolonların toplam ağırlıkları ve kıyaslanması…….. 92
Çizelge 4.4. 10 katlı yapı için, kiriş, çapraz ve kolonların toplam ağırlıkları ve kıyaslanması…….. 92
Çizelge 4.5. ŞGDT ve PTPT'e göre tasarlanmış binaların dayanım fazlalığı oranları……. 96
Çizelge Ek 1.1. HE200B kesitine ait bilgiler…….. 116
Çizelge Ek 1.2. Bağ kirişindeki seçilen HE200B kesitine ait bilgiler……. 123
Çizelge Ek 1.3. Çapraz kesitindeki seçilen HE200B kesitine ait bilgiler…… 131
Çizelge Ek 1.4. Kolonlardaki seçilen HE280B kesitine ait bilgiler…… 137

1. GİRİŞ

Depreme dayanıklı güçlü ve ekonomik yapılar tasarlanırken, yapı sisteminin uygun yatay rijitliğe ve yüksek sünekliğe sahip olması istenmektedir. Moment aktaran çerçeveler ve merkezi çaprazlı çerçeveler gibi bazı taşıyıcı sistemler tek başına bu isteği karşılamakta yetersiz kalabilmektedir. Dışmerkezi çaprazlar, merkezi çaprazlı çerçevelerdeki istenen rijitliğe sahip olmakla birlikte moment aktaran çerçevelerdeki sünekliğe sahip olan taşıyıcı sitemlerdir.

Mevcut yönetmeliklere göre tasarlanan yapıların tasarım depremleri sırasında büyük deformasyonlara maruz kalacağı bilinmektedir. Bu yaklaşımlarda doğrusal elastik davranışa göre tasarım yapılır, elastik olmayan davranış dolaylı yoldan tasarıma dahil edilir. Ancak tasarım depremlerinde daha iyi yapısal performans elde etmek için, kuvvet-deformasyon arasındaki doğrusal olmayan ilişkiler ve akma mekanizması gibi yapının nihai davranışının bilinmesi gerekmektedir.

Performans Tabanlı Plastik Tasarım (PTPT) yönteminde ise uygun dayanım ve sünekliğe göre akma mekanizması ve hedef ötelenme tasarım sürecinin başında seçilerek yapılır. Bu nedenle PTPT yöntemi ile tasarlanan yapılarda, tasarım depremleri altında daha öngörülebilir yapısal performans elde edilir ve tasarımdan sonra yönetmeliklerde var olan herhangi bir ötelenme veya mekanizma durumunu kontrol edilmesine ihtiyaç yoktur.

2. KURAMSAL TEMELLER ve KAYNAK ARAŞTIRMASI

2.1. Literatür Taraması

Bu bölümde bu konuyla ilgili olarak geçmiş yıllarda yapılmış araştırmalar belirtilmiştir.

Aksoylu ve Özer (2007), betonarme taşıyıcı sistemlerin dış yüklere maruz kaldığında doğrusal olmayan davranışlarını dikkate alarak sismik performanslarını değerlendirmek ve taşıma kapasitelerini hesaplamak için artımsal bir analitik yaklaşım geliştirmiştir. Bu yöntem, betonarme yapı parçalarının doğrusal olmayan davranışını ve geometrideki değişikliklerin denge denklemleri üzerindeki etkisini gösterir.

Chao ve Goel (2008) bu çalışmalarında, birden fazla çelik yapılara PTPT yöntemini uygulamıştır. PTPT yöntemi ile amaçlanan mekanizma durumuna ulaşılmıştır. Çalışmada önerilen yanal kuvvet dağılımının kullanılmasıyla homojen olarak dağılmış plastik mafsallar gözlemlenmiştir.

Goel ve ark. (2010), bu makalede PTPT yöntemini 20 katlı çelik ve betonarmeden yapılmış iki farklı moment aktaran çerçeveye uygulamıştır. Bu örneklerde istenen performans seviyesine ulaşılmakla beraber, PTPT yönteminin mevcut yönetmeliklerde var olan uzun ve yinelemeli süreçleri ortadan kaldırabileceği gösterilmiştir. Bununla birlikte yüksek katlı yapılarda bu sonuçlar daha belirgin şekilde ortaya çıkmıştır. Çalışmadaki bütün sonuçlar zaman tanım alanında yapılan analizlerle kıyaslanmış ve çok yüksek oranda uyum sağlanmıştır.

Liao ve Goel'in (2010), Moment aktaran betonarme yapılar, PTPT yöntemini kullanmasının odak noktasıydı. Bu çalışmada referans olarak 4, 8, 12 ve 20 katlı, moment aktaran betonarme çerçeve kullanılmıştır. Bu çerçeveler PTPT yöntemi kullanılarak modifiye edilmiş ve değerlendirme amacıyla elastik olmayan itme ve zaman alanlarında analizlere tabi tutulmuştur. Sonuçlar, bu çerçevelerin, hedef ötelenme ve hedeflenen akma mekanizmaları dahil olmak üzere istenen tüm performansları sunduğunu gösterdi.

Bayat (2010) bu tezde, merkezi çaprazlı çerçeveler, yüksek katlı moment aktaran çelik çerçeveler gibi farklı yapılara PTPT yönteminin uygulanmasında bazı yenilikler sunulmuştur. Ayrıca Orta ve yüksek katlı merkezi çaprazlı çelik yapıların çökmesine karşı alınan güvenlik önlemleri de bazı ilerlemeler kaydetti.

Sahoo ve Chao (2010) bu çalışmada, PTPT yaklaşımı burkulma önleyici çaprazlı çerçeveler (BÖÇÇ) oluşturmak için kullanılmıştır. Önerilen metodoloji kullanılarak 3, 6 ve 9 katlı bir (BÖÇÇ) binası tasarlandırılmıştır. DD-2 sismik tehlike seviyesi dikkate alınarak bu çerçeveleri değerlendirmek için doğrusal olmayan zaman alanı analizi kullanılmıştır. akma mekanizması ve hedef ötelenme seviyeleri ile ilgili olarak, bu çalışmada bahsedilen tüm BÖÇÇ 'ler belirtilen performans hedeflerini karşılamıştır.

Dalal ve ark. (2012) tarafından bu çalışmada, tasarım depremleri altında PTPT yaklaşımı kullanılarak oluşturulan moment aktaran bir çelik çerçevenin doğrusal olmayan statik ve dinamik analizi incelenmiştir. Statik itme analizi, PTPT yönteminde kirişlerdeki ve temel kolonlarının tabanındaki mafsal oluşumunun, elastik tasarım yaklaşımı kullanılarak geliştirilen çerçevenin kolonlarındaki mafsal oluşumu ile tezat oluşturduğunu ortaya koymuştur. Doğrusal olmayan zaman alanı analizinden elde edilen bilgiler PTPT çerçevesinde tasarım depremlerinin neden olduğu büyük yer değiştirmelere rağmen yapı kararlılığını korumuştur.

Xiong ve ark. (2014) bu çalışmada, merkezi çaprazlı bir çerçevede istenen akma mekanizmasını ve davranışı elde etmek için çapraz elemanlar ve düğüm yerleri oluşturmak için plastik tasarım kullanmıştır. 6 katlı merkezi çaprazlı bir çerçevede, bu teknik şekli başarıyla kullanmıştır. Doğrusal olmayan analizlerin bulgularına göre kat ötelemeleri istenilen bir sınırdaydı ve istenen performansı sağladığını göstermiştir.

Banihashemi ve ark.(2015) bu makalede, düşey yük ve P-Δ etkilerini de dikkata alarak moment aktaran çelik çerçeveler için PTPT yönteminin geliştirilmesini sunmuştur. PTPT yönteminin kıyası için 5 ve 10 katlı iki model çerçeve, PTPT ve elastik tasarım yöntemine dayalı olarak tasarlanmıştır. Yapıların performansları doğrusal olmayan statik itme ve dinamik analiz ile değerlendirilmiştir. Sonuçlar, PTPT yöntemi ile tasarlanan

çerçevelerin, akma mekanizması ve hedef ötelenme seviyeleri açısından performanslarına ulaştığı gözlemlenmiştir. Buna karşılık, elastik tasarım yöntemiyle tasarlanan çerçeveler, kolonların eğilme akması nedeniyle büyük kat ötelemelerine maruz kalmıştır.

Shah ve Dalal (2015) bu makalede, PTPT tekniğindeki yanal yüklerin, gerçek yer hareketleri kullanılarak oluşturulan yeni dağılım faktörüne dayalı olarak nasıl dağıldığını göstermektedir. Yanal kuvvetlerin değerleri, yönetmeliklerde açıklanan yanal kuvvetlerin dağılımından daha büyüktür, bu da daha kontrollü sonuçlara ve daha iyi performansa yol açabilir. "Güçlü kolon-zayıf kiriş" paradigmasına uymak için kolonlar kirişlerden daha yüksek momentler için inşa edilir. Çerçeve hasarının kolonlarda değil, sadece önceden belirlenmiş kiriş konumunda meydana gelmesi nedeniyle can güvenliğinin artmasının yapının tamamen çökmesini durduracağı fark edilmiştir.

Bai ve Ou (2016) bu çalışmada, PTPT yöntemi ile burkulması önlenmiş çaprazlı betonarme moment aktaran çerçevelerin (BÖÇBMAÇ) tasarımı yapılmıştır. Bunun için 5 ve 10 katlı iki farklı bina seçilmiştir. Seçilen binaların performans analizleri doğrusal olmayan statik analiz ve zaman alanı analizleri ile yapılmıştır. Burada BÖÇBMAÇ'ın istenen global akma mekanizmasına başarıyla ulaşabileceği ve önceden seçilmiş hedef ötelenme seviyesinde yineleme olmadan maksimum ötelenme taleplerini sınırlanabileceği ve genel olarak PTPT yaklaşımı BÖÇBMAÇ'a başarıyla uygulanabileceği gösterilmiştir.

Rezaie ve Mortezaie (2017) bu araştırmada zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak PTPT yöntemi modifiye edilmiştir. PTPT yönteminin önerilen modifiye yöntemde iki önemli parametresi değiştirilmiştir. Tasarım taban kesme kuvvetinde değiştirilen paremetrelere bağlı olarak düzenlemeler yapılmıştır. FEMA P695'te kullanılan dört BÖMÇ (4, 8, 12 ve 20 katlı) bina bu çalışmada yeniden tasarlanmıştır. Tasarım sonucu donatı alanları ve kesitlerdeki dağılımın değiştiği görülmüştür.

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. Doğrusal olamayan statik itme analizi,

DD-2 deprem düzey için gerçekleştirilmiş ve yönetmelikte amaçlanan performans kriterlerinin sağlanıp sağlanmadığı irdelenmiştir.

Arat (2020), bu tezde PTPT ile TBDY-2018 yer alan ŞGDT yöntemi kıyaslanmıştır. Her iki yönteme göre 4 ve 9 katl iki adet moment aktaran çelik çerçeveli bina yapılmıştır. Söz konusu dikkate alınmış yapılar dorusal olmayan itme analizi ve zaman tanm alannda dorusal olmayan analizler SAP2000 programı ile değerlendirilmiştir. Göreli kat ötelemeleri, taban kesme kuvvetleri, maksimum kat kesme kuvvetleri ve yanal yük dağılımları dorusal olmayan analizlerden elden edilip kıyaslanmıştır.

Sadat (2021) bu tezde, PTPT ile ŞGDT yöntemlerinin kıyaslanmasında 4 ve 8 katlı moment aktaran betonarme çerçeveli yapı her iki yönteme göre tasarlanmıştır. Yapıların performans alanizleri, tek modlu itme ve zaman tanım alanında doğrusal analiz yöntemleri ile yapılmıştır. Kıyaslamalarda göreli kat ötelemeleri, taban kesme kuvvetleri, kat kesme kuvvetleri ve yanal yük dağılımları yer almıştır.

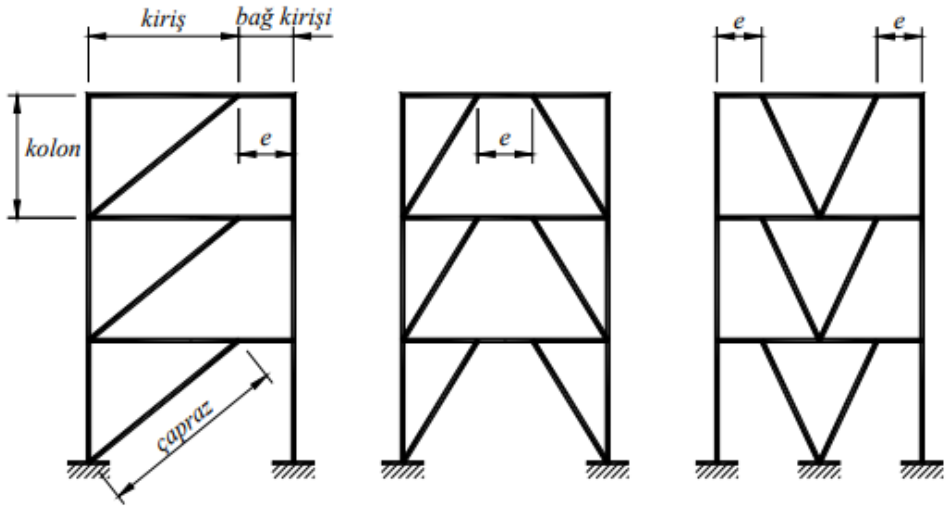
2.2. Dışmerkez çaprazlı çelik sistemlerin boyutlandırılması

Dışmerkez çaprazlı çelik çaçerçeveler, hem merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin yanal elastik rijitliğine hem de moment aktaran çelik çerçevelerin yüksek süneklik ve enerji sönümleme kapasitesine sahiptir. Bu çerçeveler, merkezi çaprazlı çerçevelerin aksine, kolon ve kirişin birleştiği veya çapraz elemanların kirişe birleştiği noktalar arasına belirli bir dışmerkezlik verilerek oluşturulur. Dışmerkezliğin oluştuğu elemana bağ kirişi denir.

Bağ kirişi sistemde enerjinin kontrollü bir şekilde sönümlenmesini sağlar. Bu nedenle yüksek süneklik ve yeterli yatay rijitlik sağlanmasında dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler oldukça uygun sistemlerdir. Bu çerçevelerin kapasite tasaım ilkesine göre çalışma prensibi, tasarım depremleri etkisi altında plastik şekildeğiştirmelerin tamamının bağ kirişleri tarafından karşılanması ve bağ kirişleri dışında kalan kolon, çapraz ve bağ kirişi haricinde kirişin kalan bölümünün elastik davranış sergilemesidir. Döngüsel yükleme sırasında bağ kiriş elemanları, komşu kiriş, çapraz ve kolon elemanlarına iletilen kuvvetleri sınırlayan yapısal sigortalar olarak işlev görür. Bu nedenle, bağ kirişinin

dışındaki bu kesitlerin, Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve (DÇÇ) sisteminin kararlılığını sağlamak için elastik bölgede kalması beklenir. Bu hususta sünek histeretik tepki elde etmek için, çapraz ve kolon burkulmasının önlenmesi, DÇÇ'lerin depreme dayanıklı tasarımı için önemli bir faktördür.

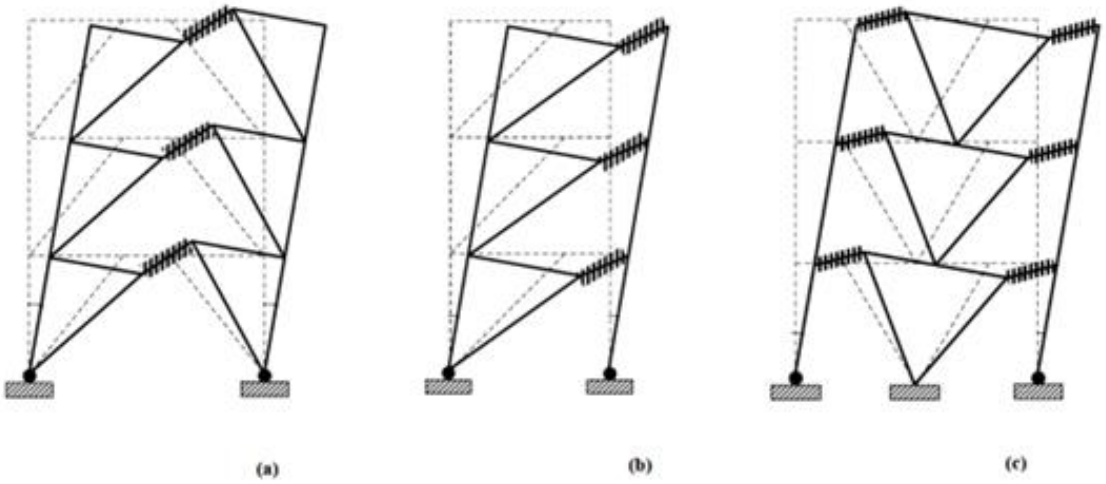
Tipik dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler Şekil 2.1'de gösterilmiştir. Aşağıdaki şekillerde kiriş parçası olan bağ kirişin uzunluğunu "e" ile belirtilmiştir. Bağ kirişleri, yapıda sigorta işlevi gördükleri için sismik enerji tüketen yapı bileşenleridir.



Şekil 2.1. Dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin yaygın örnekleri

Bağ kirişinin davranışını kontrol eden anahtar faktör, bağ kirişin uzunluğudur. Kısa bağ kirişleri kesmeden ve uzun bağ kirişleri eğilmeden akar. Orta uzunlukta bağ kirişleri ise, kesme ve eğilme kombinasyonu nedeniyle akacaktır.

Şekil 2.2'de dışmerkez çelik çerçevelerin mekanizma durumları gösterilmektedir. Tüm çerçevelerde bağ kirişlerinde oluşan plastik deformasyon kesikli çizgilerle gösterilmiştir. Mekanizma durumunda, plastik deformasyonların sadece bağ kirişlerinde yoğunlaşması ve bağ kirişi dışındaki diğer tüm bileşenlerin elastik davranış sergilemesi beklenir.



Şekil 2.2. DÇÇ'lerin mekanizma durumları

Kapasite tasarımı prosedürü uyarınca sünek davranması beklenen bağ kirişi dışında kalan sistem elemanları tasarım depreminde elastik davranış sergilemesi gerekmektedir. Bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti dayanımını, ϕV_n bulmak için gerekli olan karakteristik kesme kuvveti dayanımı aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$V_n = \min(V_p; 2M_p/e) \tag{2.1}$$

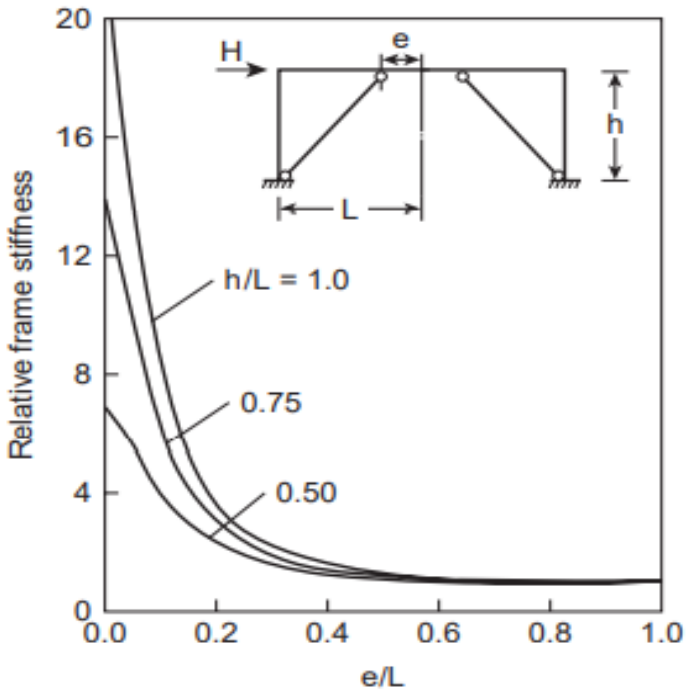
TBDY-2018'e göre bağ kirişinin karakteristik plastik eğilme dayanımı, M_p ve plastik kesme kuvveti dayanımı, V_p aşağıdaki gibi belirlenir:

$$\frac{P_r}{P_y} \le 0.15 \quad için \quad V_p = 0.6F_y(d-2t_f)t_w \quad ve \quad M_p = W_pF_y \tag{2.2}$$

$$\frac{P_r}{P_y} > 0.15 \quad için \quad V_p = 0.6F_yA_w\sqrt{1-(P_r/P_y)^2} \quad ve \quad M_p = W_pF_y\left(\frac{1-P_r/P_y}{0.85}\right) \tag{2.3}$$

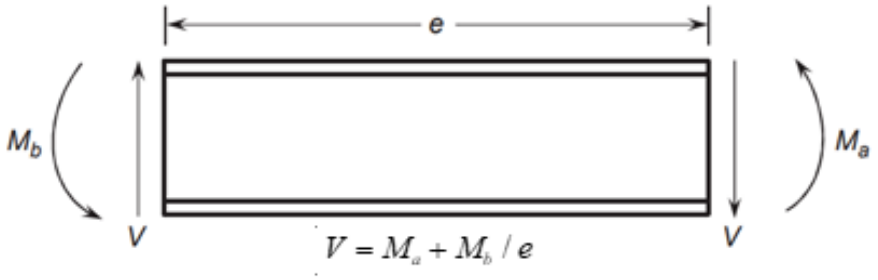
Burada t_w bağ kiriş kesitinin gövde kalınlığı, t_f kesitin flanş kalınlığı, d kesitin derinliği, W_p plastik kesit modülü, F_y akma dayanımını temsil etmektedir.

Tasarım aşamasında göz önüne alınması gereken diğer bir önemli husus ise bağ kirişi elemanının uzunluğudur. Bu uzunluk *L* ile ilişkilendirilecek olursa, *e/L*'nin "0" değerine yaklaşması durumunda dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler (DÇÇ) ile merkezi çaprazlı çelik çerçeveler (MÇÇ) aynı yatay rijitliği sergilerken bu değerin "1" değerine yaklaşması durumunda da bu sistemler moment aktaran çerçeve çelik sistemlere benzer davranış sergilerler. Bu ilişki Şekil 2.3'de gösterilmiştir.



Şekil 2.3. Bağ kirişi uzunluğu-rijitlik ilişkisi (AISC Seismic Design M).

Bağ kirişinin boyu, bağ kirişinin davranışı hakkında bilgi verir. Şekil 2.4'te bağ kirişinin serbest cisim diyagramı görülmektedir.



Şekil 2.4. Bağ kirişi serbest cisim diyagramı

M_a ve M_b momentler, M_p plastik momente eriştiğinde maksimum momentlerin oluştuğu iki uçta plastik mafsal ortaya çıkar. V kesme kuvveti, V_p plastik kesme kuvvetine eriştiğinde ise kesme mafsalı oluşacaktır. Bağ kirişin uçlarında aynı zamanda plastik moment M_p ve plastik kesme kuvveti V_p oluştuğu varsayarak, bağ kiriş uzunluğu aşağıdaki formül ile hesaplanır (Popov & Malley, 1983):

$$e = 2M_P / V_P \tag{2.4}$$

Bağ kirişinin uzunluğu bu ifade ile hesaplanan değerden daha kısa ise kesme mafsalı oluşacaktır. Bu değerden daha uzun ise, bağ kirişinin her iki ucunda plastik mafsal görünecektir. Bu duruma karşılık gelen kesme kuvveti:

$$V_p = 2M_p / e \tag{2.5}$$

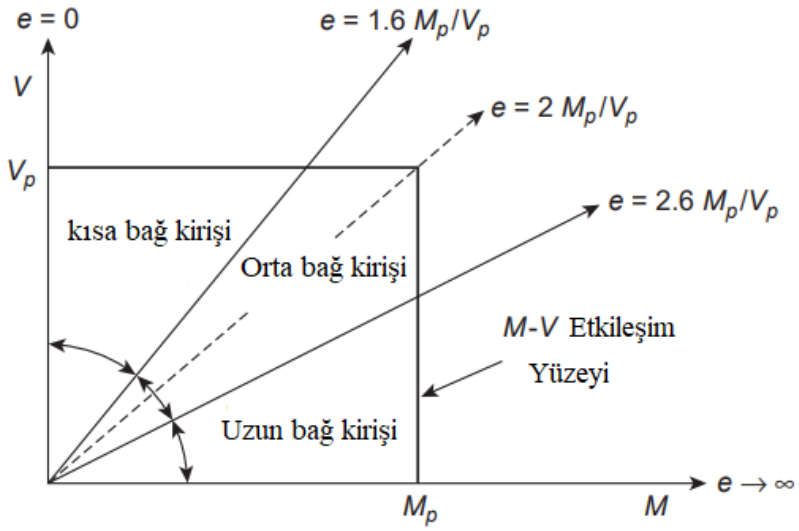
olarak hesaplanacaktır. Ancak deneysel çalışmaların sonuçlarına bakarsak, yeterince rijitleştirilmiş kısa bağ kirişlerin, pekleşme bölgesinin etkisiyle $1.5V_p$'ye eşit bir kesme kuvveti taşıyabildiğini göstermiştir. Pekleşmes nedeniyle kesme akması altındaki bağ kirişinin uç momentleri, artmaya devam edebileceğinden, bağ kirişi uçlarında plastik mafsallar oluşabilir. Bağ kirişinin uç momentlerdeki artış $1.2M_p$ ile sınırlandırılır (Kasai, K. ve Popov, 1986). Bu nedenle, yönetmeliklerde, kesme akması etkisindeki bağ kirişi uzunluğu aşağıdaki ifade ile gösterilecektir:

$$e \le 2 \times \frac{1.2M_p}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p} \tag{2.6}$$

Sonuç olarak;

- $e \le 1.6M_p/V_p$ ise bağ kirişi elemanı kısa ve davranışı kesme etkisindedir.
- $e \ge 2.6M_p/V_p$ ise bağ kirişi elemanı uzun ve davranışı eğilme etkisindedir.
- $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$ ise bağ kirişte eğilme ve kesme etkisinin kombinasyonu ile akma aynı anda meydana gelecektir.

Şekil 2.5'te bağ kirişlerin boylarına göre sınıflandırılması gösterilmiştir.

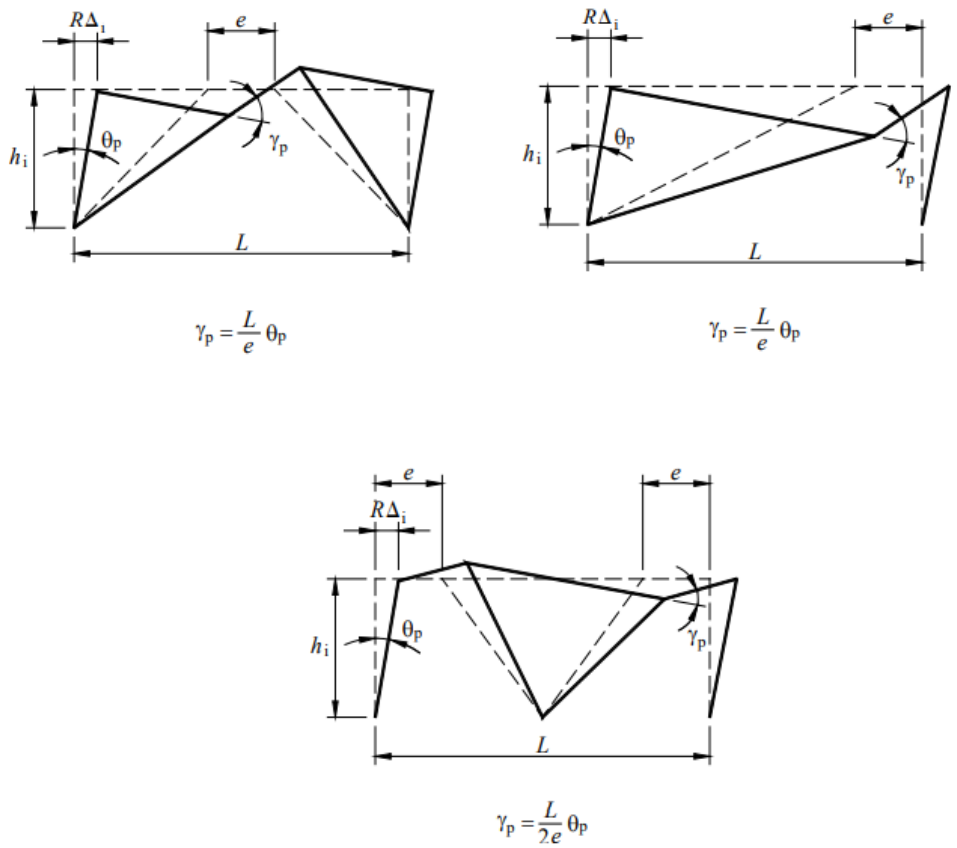


Şekil 2.5. Bağ kirişlerin sınıflandırlması (Engelhardt ve Popov. 1989)

Kat öteleme açısı θ_p değeri plastik dönme kapasitesini aşmamalıdır. Plastik kat öteleme açısı, herhangi bir kat için aşağıdaki verilen denklem ile hesaplanır:

$$\theta_p = \frac{R\,\Delta_i}{I\;h_i} \tag{2.7}$$

Farıklı tip dişmerkezlik durumları için nin tanımı şekil 2.6 'da verilmiştir:



Şekil 2.6. Bağ kirişi dönme açısı hesabı (TBDY-2018).

Burada L, DÇÇ sisteminin açıklık uzunluğunu, h kat yüksekliğini, Δ_i göreli kat ötelemesini, Θ_p plastik kat öteleme açısını, γ_p bağ kiriş elemanının plastik dönme açısını temsil etmektedir.

Çeşitli uzunluklar için bağ kirişlerinin dönme açısını belirlemek için TBDY-2018'de aşağıdaki dönme kısıtlamaları verilmiştir:

- $e \leq 1.6 M_p / V_p$ durumunda γ_p = 0.08 radyan.
- $e \geq 2.6 M_p / V_p$ durumunda γ_p = 0.02 radyan.
- Bağ kirişi uzunluğu bu aralığın içinde olması durumunda enterpolasyon ile belirlenir.

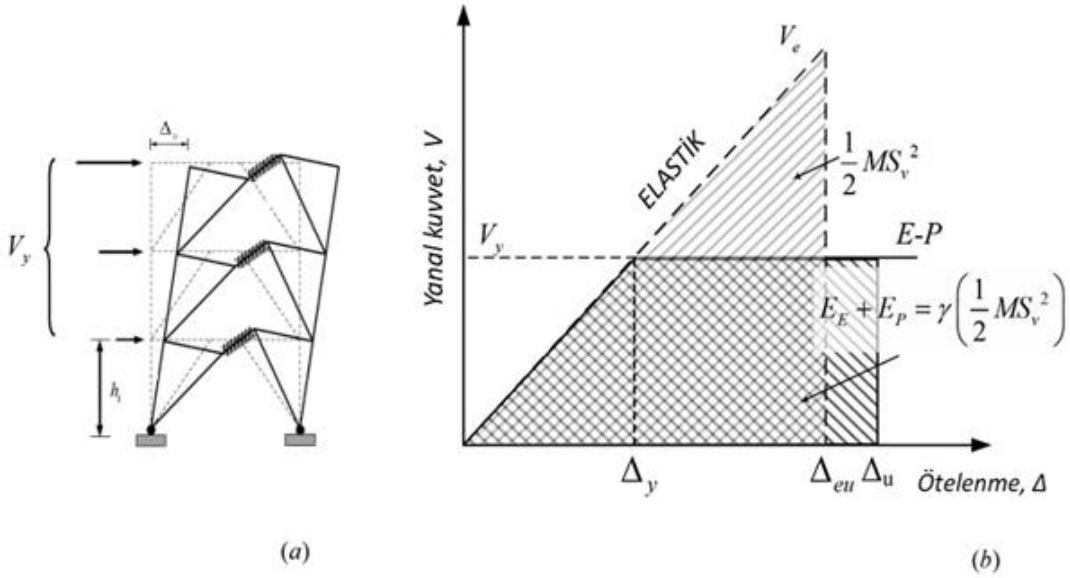
Yukarıda bahsedildiği gibi TBDY-2018'de verilen kurallara göre bağ kirişi uzunluğu tespit edildikten sonra kapasite tasarımı yapılmaktadır. Kapasite tasarımı ilkesine göre bağ kirişlerinin akması halinde diğer sistem unsurları (çaprazlar, bağ kirişin dışındaki diğer kirişler ve kolonlar) hasar görmemesi ve elastik bölgede kalması için bu elemanların boyutlandırılmasında aşağıdaki kurallar dikkate alınmalıdır:

- Bağ kirişinin gerekli dayanımı, deprem etkilerinin V_n/V_E ile çarpılarak büyütülmesiyle belirlenen iç kuvvetlerin TBDY-2018 9.2.5'te tanımlanan yük birleşimlerinde kullanılmasıyla elde edilir.
- Çaprazların gerekli dayanımlarının belirlenmesinde, TBDY-2018 9.2.5'te verilen yük birleşimlerindeki deprem etkileri, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $1.25R_y$ katı ile büyütülecektir. Enkesitleri çok parçalı olan çaprazlar, ancak parçalarının sürekli olarak birleştirilmesi koşulu ile kullanılabilir.
- Bağ kirişi dışında kalan kat kirişlerinin gerekli dayanımının hesaplanmasında ise, ve kirişlerin betonarme döşemelerle kompozit olarak çalıştığı durum varsayılarak. TBDY-2018'de 9.2.5'te listelenen yük kombinasyonları için deprem etkileri dikkate alındığında, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yükleme $1.1R_y$ katı, diğer durumda ise $1.25R_y$ kat artacaktır.
- TBDY-2018 9.2.5'te belirtilen yük kombinasyonları üzerindeki sismik etkiler, kolonların gerekli mukavemetini hesaplamak için, $1.1R_y$ katı sigorta elemanın plastikleşmesine sebep olan yüklemeyle çarpılacaktır.

2.3. Dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerin performans tabanlı plastik tasarım yöntemi ile tasarımı

Tasarım deprem yer hareketleri karşısında öngörülebilir yapısal performans sağlamak için tasarım sürecinin başlangıcında, istenen salınım mekanizmasının ve hedef ötelenmenin seçilmesi gerekmektedir. Performans tabanlı plastik tasarım (PTPT) metodu, mekanizma durumunu ve hedef ötelenmeyi performans sınır durumunun belirleyicileri olarak kullanmaktadır.

Şekil 2.7'de gösterildiği gibi belirli deprem yer hareketi düzeyleri için PTPT'de tasarım taban kesme kuvveti, elastik tek serbest dereceli sistemin hedef ötelenmesine ulaşmak için gerekli iş ile eşdeğer bir elastik-plastik tek serbestlik dereceli sistemin (EP-TSDS) hedef ötelenmesine ulaşmak için gereken enerjinin eşitlenmesiyle hesaplanır. PTPT yönteminin doğrusal olmayan dinamik davranış sonuçlarına dayanarak yanal kuvvet dağılımı dikkate alınır.



Şekil 2.7. Performans tabanlı plastik tasasrım kavramı

Salınım mekanizması (istenen performans) ve hedef ötelenme (kabul edilebilir süneklik ve hasara karşılık gelen) tasarımcı tarafından bu tasarım yönteminde seçilir. Tasarımcı daha sonra belirli bir deprem yer hareketi düzeyleri için tasarım kuvvetlerini ve çerçeve

elemanı boyutlarını seçer.Mevcut tasarım standartlarında kullanılan taşıyıcı sistem davranış katsayısına (R) ve dayanım fazlalığı katsayısına (D) ihtiyaç yoktur.

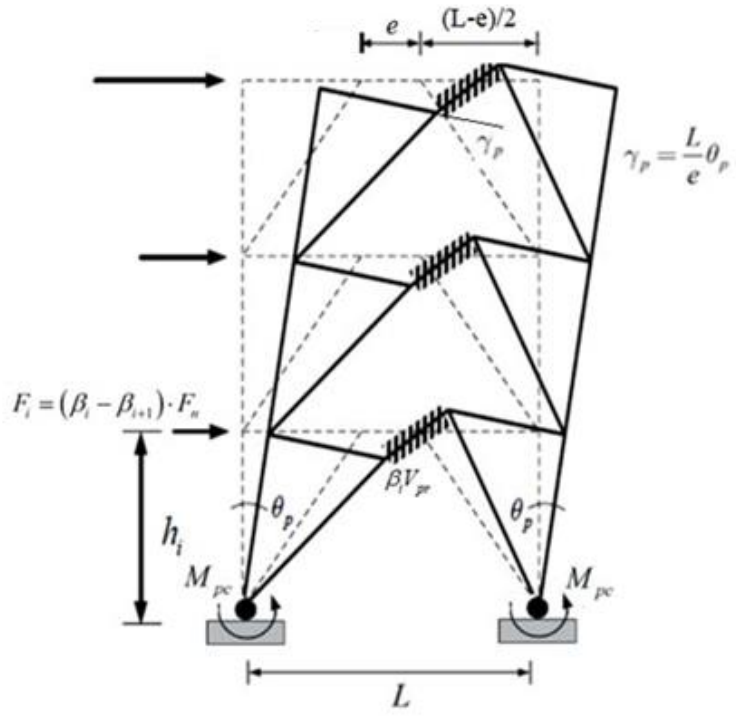
2.3.1.Tasarım prosedürü

PTPT hesaplama adımları aşağıda listelenmiştir:

1. Yapı için, tasarım sismik tehlikesi için planlanan performans hedeflerine uygun olarak istenen akma mekanizması ve hedef ötelenme 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. İkinci mertebe, P-Δ etkisi hesaplanır.
8. Tasarım taban kesme kuvveti, V hesaplanır.
9. Bağ kirişler gibi akması beklenen elemanlar dışmerkez çaprazlı sistemlerde plastik tasarım yöntemi ile belirlenen iç kuvvetlere göre tasarlanacaktır.
10. Kapasite tasarımı ilkesine göre elastik davranış görteren elemaların tasarımı yapılacaktır.

2.3.2. İstenilen salınım mekanizması ve hedef ötelenme

Şekil 2.8'de tipik bir dışmerkez çaprazlı çerçeve sistemin tasarım yanal kuvveti etkisinde hedef ötelenmesine ulaşmış salınım mekanizması gösterilmektedir.



Şekil 2.8. Yanal kuvvetin etkisi altındaki dışmerkez çaprazlı çerçevenin mekanizması

2.3.3.Tasarım taban kesme kuvveti

Belirli bir deprem seviyesi için tasarım taban kesme kuvvetinin belirlenmesi PTPT yönteminde en önemli adımlarından biridir (Goel ve ark. 2010). Daha önce anlatıldığı gibi elastik tek serbestlik dereceli bir sistemin hedef ötelenmesine ulaşması için gerekli iş ile elastik-plastik tek serbestlik dereceli bir sistemin hedef ötelenmesine ulaşması için gerekli enerjinin eşitlenmesi ile gerekli taban kesme kuvveti bulunur. Şekil 2.7'ye göre, sistemin idealize edilmiş bir elastik-plastik kuvvet-deformasyon davranışı varsayarak, iş Denklemi aşağıdaki gibi ifade edilebilir:

$$\left(E_e + E_p\right) = \gamma\left(\frac{1}{2}M.S_v^{\,2}\right) = \frac{1}{2}\gamma M\left(\frac{T}{2\pi}S_a.g\right)^2 \tag{2.9}$$

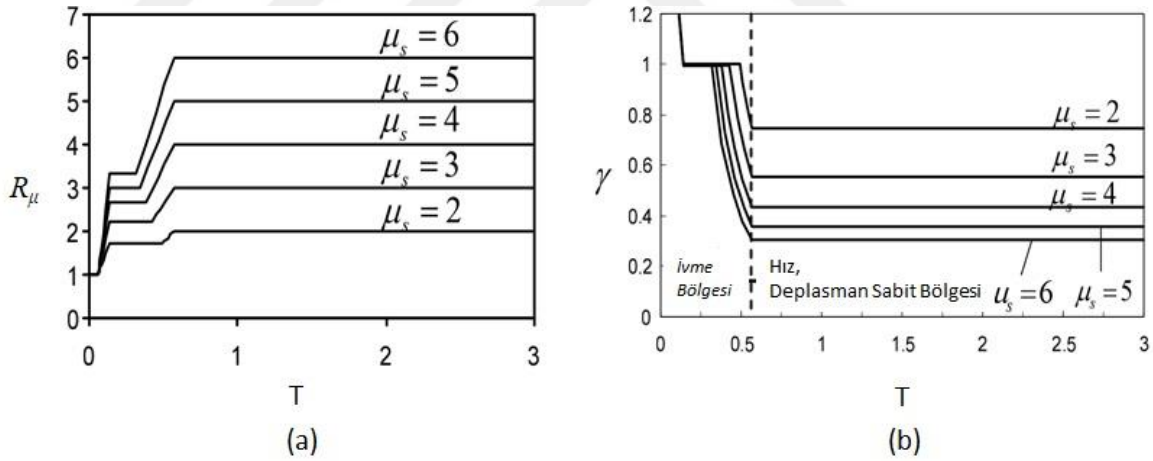
Bu denklemde E_e ve E_p yapıyı hedef ötelemeye taşımak için gereken enerjinin elastik ve plastik bileşenlerini, S_v tasarım spektral hızını, T yapının doğal titreşim periyodunu, S_a

elastik tasarım spektral ivmesini ve M ise sistemin toplam sismik kütlesini ifade etmektedir.

Deklem 2.9'da gösterilen γ enerji modifikasyon katsayısı, μ_s yapısal süneklik katsayısına ve R_μ dayanım azaltım faktörüne bağlıdır ve Denklem 2.10'da gösterilmiştir:

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^{\,2}} \tag{2.10}$$

Çizelge 2.1 ve Şekil 2.9 (a)'da , Newmark ve Hall tarafından elastoplastik sistemler için, zemin koşullarından bağımsız olarak, süneklik faktörü, μ_s ve dayanım azaltım faktörü, R_μ ile ilgili olarak önerilen ilişkileri göstermektedir. Şekil 2.9 (b)'de ise ayrıca μ_s EP-TSDS için Denklem 2.2'den elde edilen enerji modifikasyon katsayısının γ grafiklerini de gösterir.



Şekil 2.9. (a) R_μ ile μ_s arasındaki ilişki (Newmark ve Hall. 1982) (b) γ ile T arasındaki ilişki (Lee ve Goel. 2001)

Çizelge 2.1. *Rμ* ve buna karşılık gelen yapı periyod aralıkları

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

Plastik ötelenme oranı, θ_p akma ötelenme oranı (θ_y) ile hedef ötelenme oranı (θ_u) arasındaki farka eşit olan yapıda oluşacak plastik dönme kısmını temsil eder ($\theta_p = \theta_u - \theta_y$). Yapılan araştırmalar, bina taşıyıcı sisteminin binalarda oluşturulan elastik akma ötelenme değerini etkilediğini göstermektedir. Goel ve ark tarafından, farklı yapısal taşıyıcı sistem türleri için akma ötelenme oranları Çizelge 2.2'de önerilmiştir (Goel & Liao, 2010).

Çizelge 2.2. Akma ötelenme oranları θ_y için önerilen değerler

Sistem Türü	Akma ötelenme oranı θy (%)
Moment Aktaran Betonarme Çerçeve (MABÇ)	0.5
Moment Aktaran Çelik Çerçeve (MAÇÇ)	1
Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçeve (DMÇÇ)	0.5
Moment Aktaran Çelik Kafes Kiriş (MAÇK)	0.75
Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve (MÇÇÇ)	0.3

PTPT yönteminde yapının meydana gelen tabanındaki kesme kuvveti Denklem 2.11 ile hesaplanacaktır.

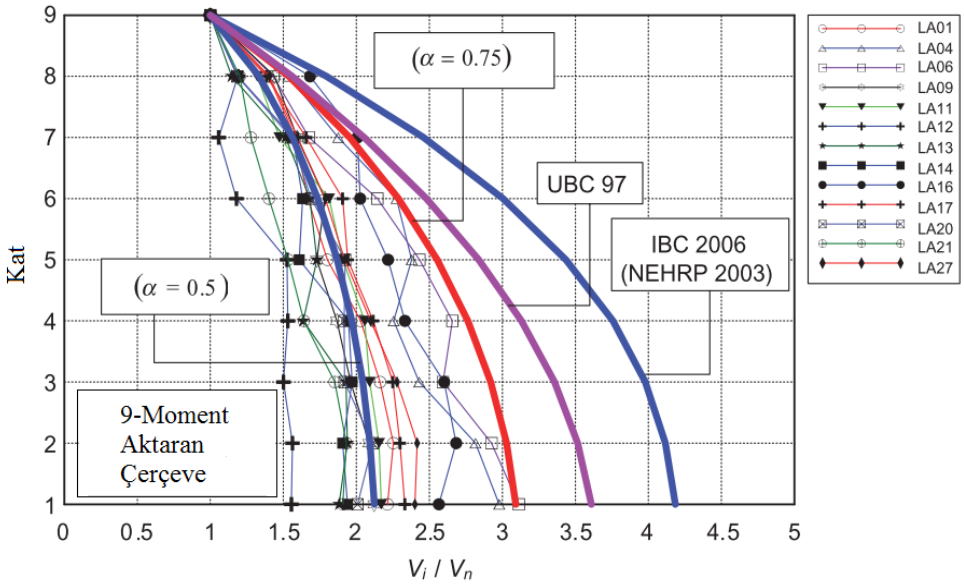
$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a{}^2}}{2} \tag{2.11}$$

Bu formülde, α yapının rijitliğine, model özelliklerine ve tasarım plastik dönme derecesine bağlı olan boyutsuz bir parametredir ve Denklem 2.12 ile bulunur. *W*, ise yapının toplam sismik ağırlığını ifade etmektedir.

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^{n} (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \tag{2.12}$$

2.3.4. Tasarım yanal kuvvet dağılımı

Mevcut yönetmeliklerde tasarım yanal kuvvet dağılımları belirlenirken yapıların elastik davrandığı ve binanın hakim doğal titreşim periyoduna göre bulunmaktadır.



Şekil 2.10. Farklı depremlerin etkisi altında kat kesme kuvvetlerinin tepe kat kesme kuvvetlerine oranları (Sadat. 2021)

Şekil 2.10'da aynı binadaki farklı deprem kayıtlarına göre kat kesme kuvvetlerinin dağılımı gösterilmektedir. Chao ve ark. (2007) önerdiği tasarımın yatay kuvvet dağılımının bir sonucu olan kat kesme kuvvetleri, (IBC 2006) ve (UBC 97) yönetmelikler tarafından önerilen yanal kuvvet dağılımlarıyla aynı grafik üzerinde gösterilmiştir. Bu dağılımda, yüksek mod etkiler de iyi temsil edilmektedir. Burada, çeşitli çelik yapı sistemlerinin doğrusal olmayan dinamik analizleri yoluyla bulunan PTPT'ye ait yanal kuvvet dağılımının daha gerçekçi kat kesme kuvvetleri ve bina yüksekliği boyunca düzgün kat ötelenmesi ürettiği bulunmuştur (Liao. 2010). Tasarım kat kesme kuvveti dağılımı Denklem 2.13'te gösterildiği gibi bulunur.

$$V_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot V \qquad (2.13)$$

V Denklem 2.11'den bulunan tasarım taban kesme kuvvetidir. $i = n$, olduğu zaman Denklem 2.14'teki V_n en üst kattaki kesme kuvvetini veya yanal kuvvet yani F_n değerini ifade edecektir:

$$V_n = F_n = \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot V \tag{2.14}$$

Denklem 2.13 ve Denklem 2.14 birleştirilerek, β_i kat kesme kuvveti dağılım faktörü olarak, V_i / V_n oranı aşağıdaki denklemle bulunur.

$$\frac{V_i}{V_n} = \beta i = \left(\frac{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75T^{-0.2}} \tag{2.15}$$

Denklem 2.15'ten F_i i. kattaki yanal kuvvet Denklem 2.16'dan elde edilecektir.

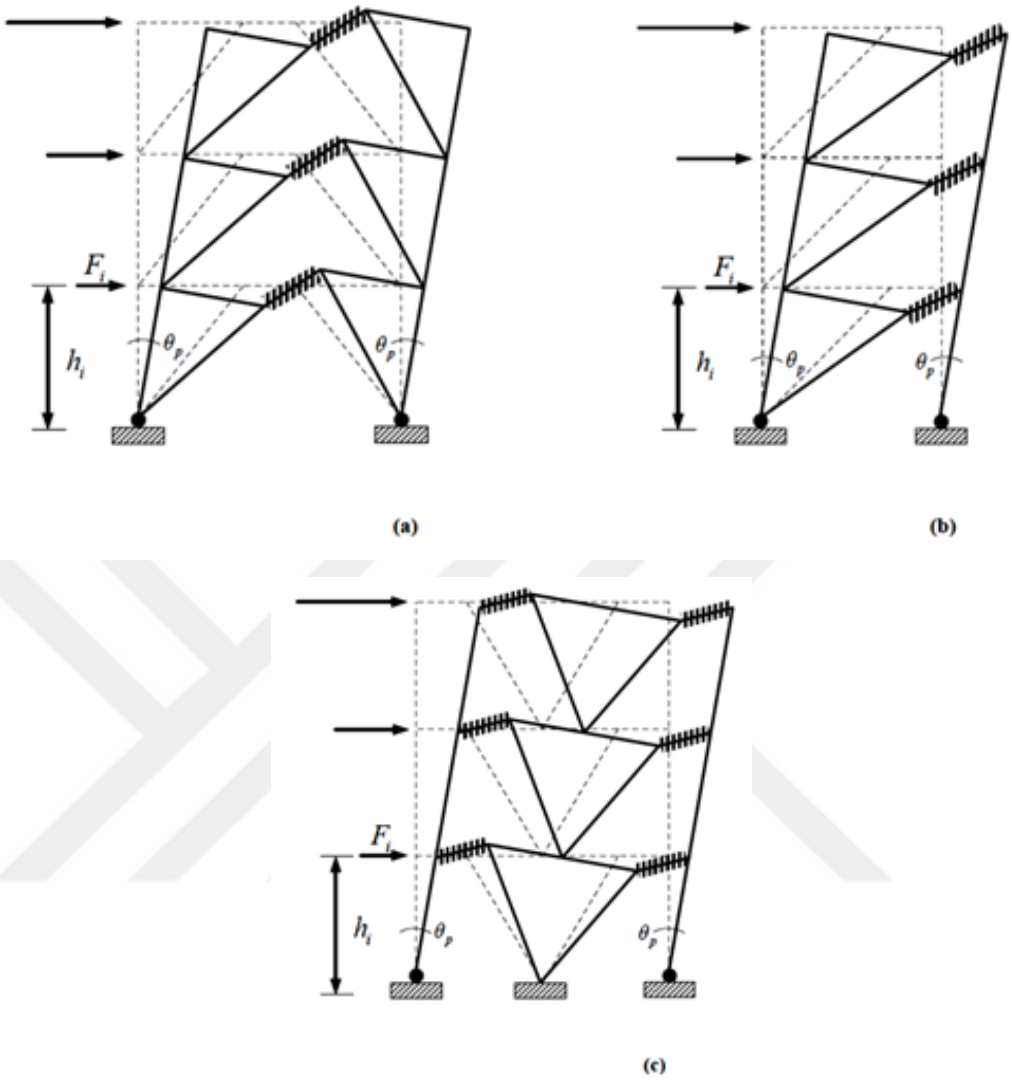
$$F_i = \left(\beta_i - \beta_{i+1} \right) \cdot V_n \tag{2.16}$$

veya

$$F_i = \left(\beta_i - \beta_{i+1} \right) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot V \tag{2.17}$$

2.3.5. Akma mekanizması

Şekil 2.11'de yanal yük altında hedef ötelenmeye ulaşan farklı dışmerkez çaprazlı çelik yapı türlerinin istenen mekanizmaları gösterilmektedir:



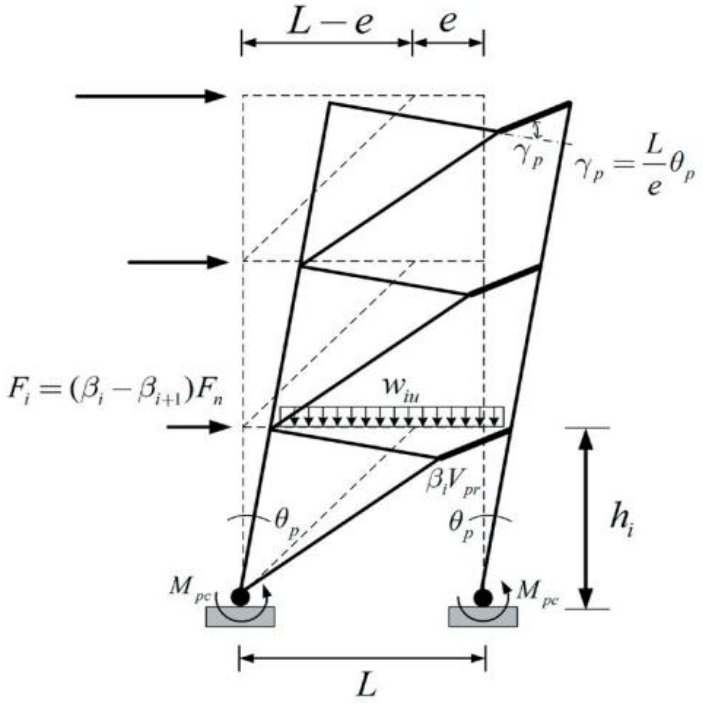
Şekil 2.11. Farklı geometrik şekillere sahip dışmerkez çaprazlı çerçeveler için salınım mekanızma durumu (Goel ve Chao 2005)

2.3.6. Akması öngörülen elemanın tasarımı (Bağ kirişin tasarımı)

Şeki 2.11'de gösterildiği gibi dışmerkez çaprazlı çerçeveler hedef akma mekanizmasına ulaştığında bağ kirişler akar. Elastik olmayan davranış bağ kirişlerinde oluşmalıdır. Bu nedenle bağ kirişin dışında kalan diğer kat kirişler, çaprazlar ve kolonlar gibi elemanlar kapasite tasaım ilkesi ile tasarlanacaktır. Yani bu elemanlar, bağ kirişin tam kapasitesi (akma olayının gerçekleşmesi) dikkate alınarak oluşturulan maksimum kuvvetler altında elastik kalmalıdır. Bağ kirişinin tasarımı için gerekli kesme kuvveti aşağıdaki bağıntı ile elde edilir:

$$\sum_{i=1}^{n} F_i h_i \theta_p = p' M_{pc} \theta_p + \sum_{i=1}^{n} \beta_i V_{pr} L_j \theta_p \qquad (2.18)$$

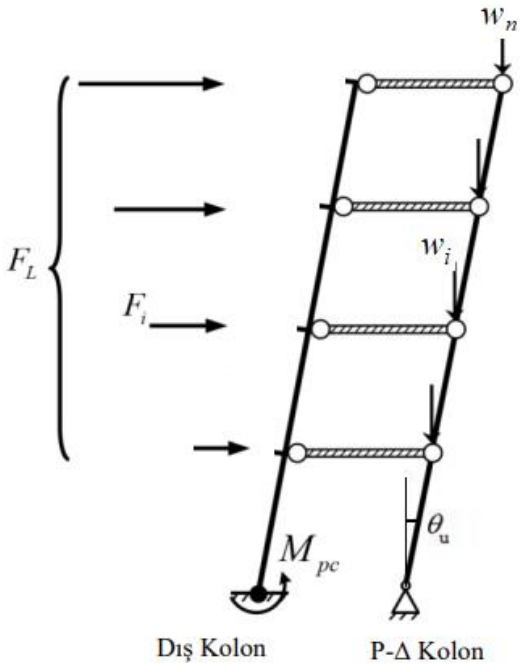
ρ', çaprazlama açıklığı etrafındaki kolon sayısı, β_i kat kesme kuvveti dağılım katsayısı, β_i V_{pr} bağ kirişin (i) katındaki ve (j) açıklığındaki gerekli kesme kuvveti mukavemeti ve M_{pc} birinci katın kolonundaki plastik momenti göstermektedir.



Şekil 2.12. Mekanizma durumda bağ kirişinin gerekli kesme mukavemetini hesaplamak için bir açıklıklı DÇÇ'nin tasarımı (Goel ve Chao, 2010).

Kolonlar tabanda mafsallı mesnetlendiğinden denklem 2.18 deki M_{pc} değeri sıfırdır. Gerekli olan bir başka değişiklik de Denklem 2.18'de görülmeyen $P-\Delta$ etkisidir. Şekil 2.12'ye göre, bu etkinin değeri her katta yaklaşık olarak $F_{i\ \text{P-}\Delta} = w_i\theta_u$ eşittir ve mevcut yanal yüke eklenecektir. Burada w_i, i. kataki bağımlı yerçekimi yükünü göstermekte ve θ_u ise tasarım amacı için sabit olduğu varsayılan hedeflenen tasarım ötelenme oranını temsil etmektedir. Bu nedenle, her seviyedeki F_i aşağıdaki gibi değiştirilir (Goelet al. 2005).

$$F_{i\ Total} = F_i + F_{i\ P-\Delta} \tag{2.19}$$



Şekil 2.13. Yapının son şekildeğiştirme modunda katın kütlesi

Denklem 2.18 ilişkisindeki F_i yerine bu değeri yerleştirirsek, son olarak, bağ kirişin (*i*) katındaki ve (*j*) açıklığındaki kesme mukavemeti şuna eşit olacaktır:

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \frac{\sum_{i=1}^{n} F_{i\ Total} h_i - 2M_{pc}}{L\sum_{i=1}^{n} \beta_i} \tag{2.20}$$

Bu çalışmada kolonlar temele bağlantısı mafsallı olduğundan denklem 2.20 aşağıda verilen halini alır:

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \frac{\sum_{i=1}^{n} F_i h_i}{L\sum_{i=1}^{n} \beta_i} \tag{2.21}$$

Bağ kirişin tasarımı denklem 2.22'ye göre yapılır:

$$\phi V_n = 0.9 V_p = 0.9\left[0.6 F_y (d_b - 2t_f) t_w\right] \geq \beta_i V_{pr} \tag{2.22}$$

Bir kesme bağ kirişindeki P_u eksenel kuvveti $0.15P_y$'yi aşması durumunda bağ kirişinin tasarım kesme dayanımı üzerindeki, eksenel kuvveti etkisi de dikkate alınmalıdır. Bağ kirişin tasarım kesme dayanımı şu şekilde ifade edilir:

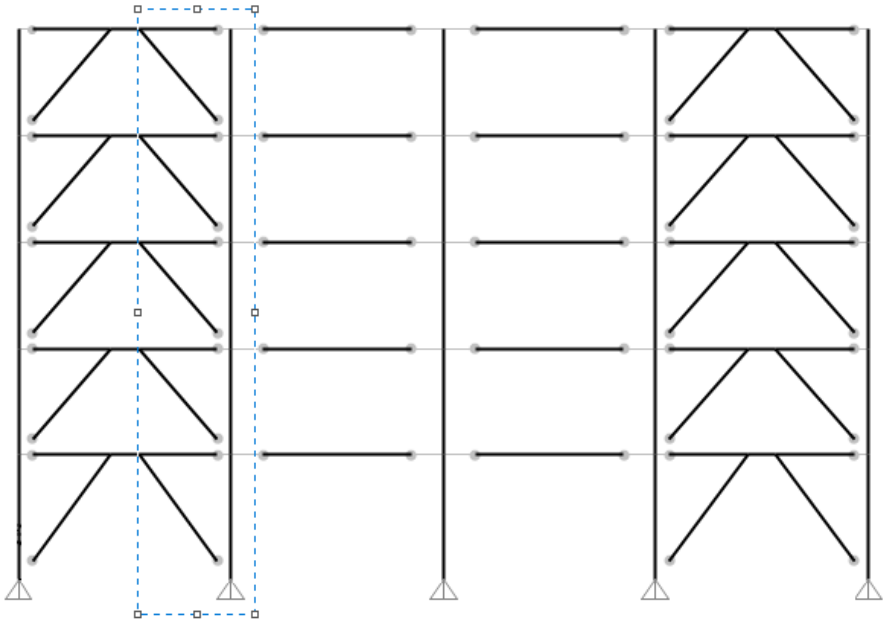
$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.9 V_p \sqrt{1-(P_u / P_y)^2} \\ &= 0.9\left[0.6 F_y (d_b - 2t_f) t_w\right] . \sqrt{1-(P_u / P_y)^2} \geq \beta_i V_{pr} \end{aligned} \tag{2.23}$$

Genel olarak eksenel kuvvetin kesme kapasitesi üzerindeki etkisi ihmal edilebilir düzeydedir. Aslında Chao ve Goel (2005) tarafından yapılan çalışmalarda, doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçların gösterdiği gibi neredeyse tüm kesme bağ kirişlerde hatta çok şiddetli depremlerde veya yer hareketlerinde dahi eksenel kuvvetler $0.03P_y$ ile $0.1P_y$ aralığında kalmıştır. Daha ileri çalışmalar ve araştırmalar neticesinde gerekli eksenel mukavemete sahip bağ kirişler üzerinde $0.15P_y$ aşan bir durum ile karşılaşıldığında kesme mukavemetindeki azalmanın önemsiz olduğu görülmüştür.

2.3.7. Elastik bölgede kalacak elemanların tasarımı

Plastik deformasyon, dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerde veya diğer çerçeve sistemlerinde mafsallar oluştuğunda meydana gelir. Bu esnada sistemdeki diğer elemanlar, bu deformasyon devam ederken yapısal stabiliteleri ve dayanımlarını sağlamalıdırlar. Bu şekilde sistemdeki mafsallaşan elemanlar sünekliklerini kullanabilirler. Örneğin dışmerkez çaprazlı çerçevelerde bağ kirişi dışındaki diğer kat kirişler, çaprazlar ve kolonlar dayanımlarını kaybetmemeleri yanında bu elemanlar elastik bölgede kalacak şekilde yani kapasite tasarım ilkesine göre tasarlanmaktadır. Sistem hedef ötelenmeye ulaştığında, tüm katlarda bağ kirişindeki kesme kuvvetleri ve momentler istenilen maksimum kesme mukavemetine V_u ve istenilen maksimum momente M_u ulaştığı varsayılır. Yanal kuvvetlerinin dengeli dağılımı ile serbest cisim diyagramı etrafındaki moment dengesi kullanılarak diğer elemanlar kolayca hesaplanır.

Ayrıca bu elemanlarda bağ kirişlerinin son deformasyon durumunda düşey yüklere ve $P-\Delta$ etkilerine dayanım sağlayacak elastik bir tasarım yapılır.



Şekil 2.14. DÇÇ sisteminin bag kirişin dışındaki elemanların tasarımı

Şekil 2.15'te gösterilen dış kolon üzerinde yanal kuvvetler sağa doğru etki ediyorsa, bu yanal kuvvetlerin toplamı, F_R, taban kolonların etrafındaki moment dengesi dikkate alınarak elde edilebilir.

$$F_R = \frac{\frac{(L-e)}{2}\sum_{i=1}^{n}(V_u)_i + \sum_{i=1}^{n}(M_B)_i - \frac{(L-e)^2}{8}\sum_{i=1}^{n}W_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^{n}a_i h_i} \tag{2.24}$$

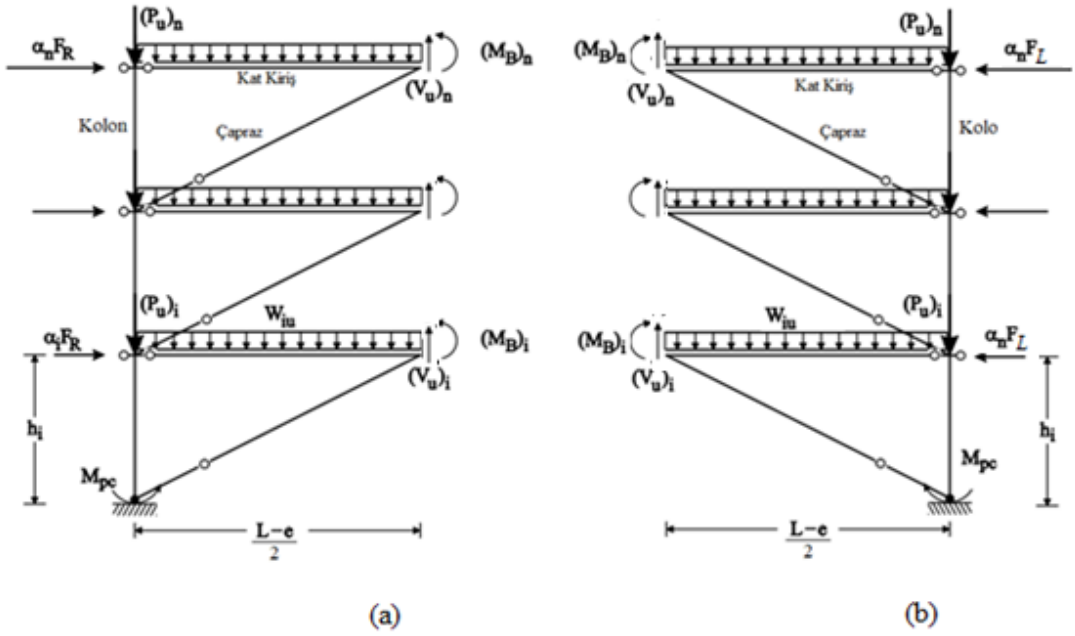
M_B, çapraz ve bağ kirişin bitiş noktasındaki beklenen maksimum momenti olduğunda, W_{iu}, kiriş üzerindeki yayılı yükü ifade etmektedir.

$$\alpha_i = \frac{F_i}{\sum_{i=1}^{n}F_i} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^{n}(\beta_i - \beta_{i+1})} \qquad Ki: \quad i = 1, \beta_{i+1} = 0 \tag{2.25}$$

Yanal kuvvetlerin sola yönlendirildiği durumda, iç kolon üzerinde Şekil 2.15 b uyarınca uygulanan yanal kuvvetlerin toplamı F_L Denklem 2.26'ya göre elde edilebilir:

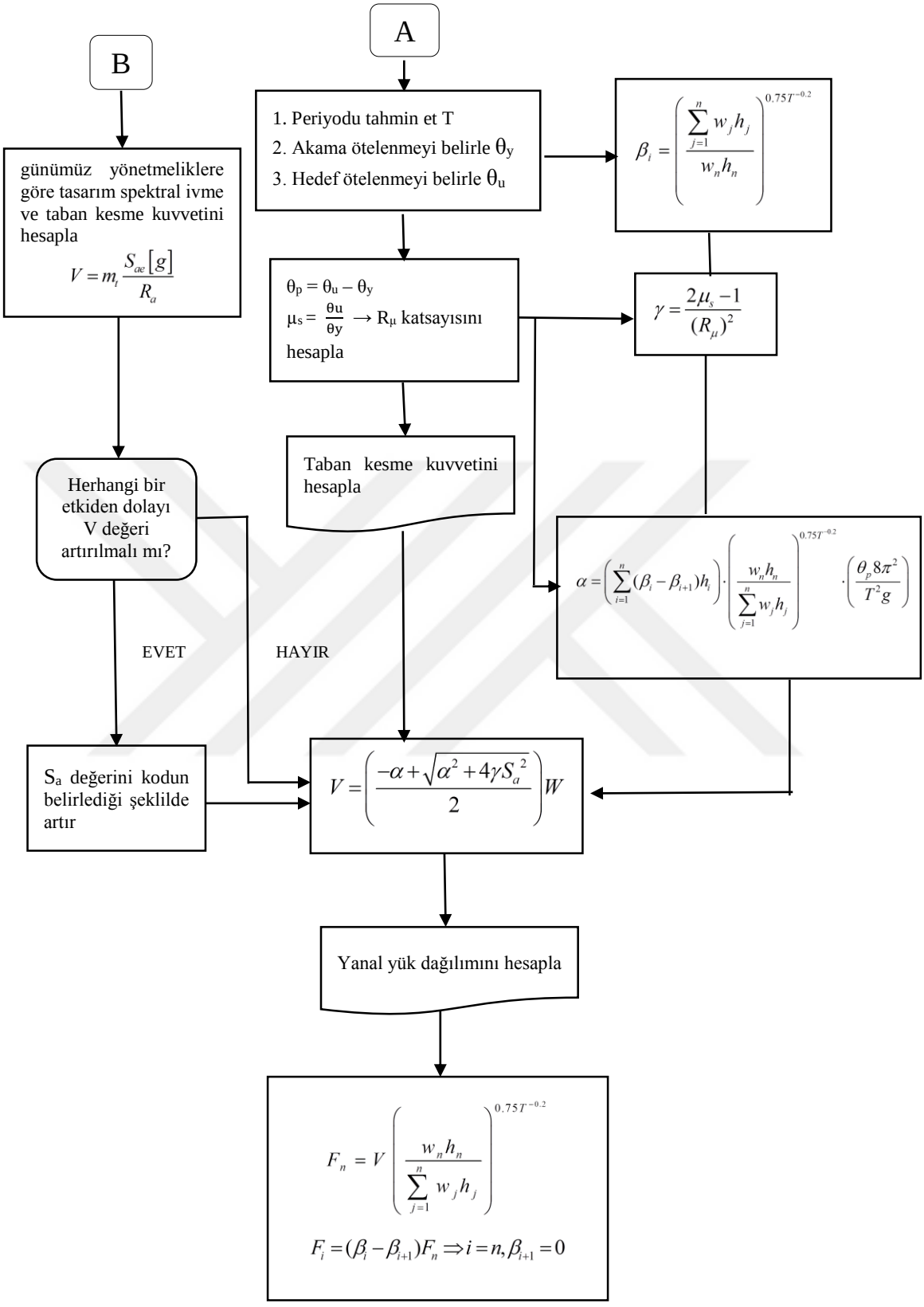
$$F_L = \frac{\frac{(L-e)}{2}\sum_{i=1}^{n}(V_u)_i + \sum_{i=1}^{n}(M_B)_i + \frac{(L-e)^2}{8}\sum_{i=1}^{n}W_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^{n}a_i h_i} \tag{2.26}$$

Yanal kuvvetler yukarıda açıklandığı gibi hesaplandıktan sonra, bir bilgisayar porgramı yardımıyla (bu tezde SAP2000 porgramı kullanılmıştır) Şekil 2.15.a ve 2.15.b'de gösterildiği gibi elastik bir analiz ile bağ kirişi dışındaki diğer kat kirişler, çaprazlar ve kolonların gerekli mukavemeti hesaplanabilir.

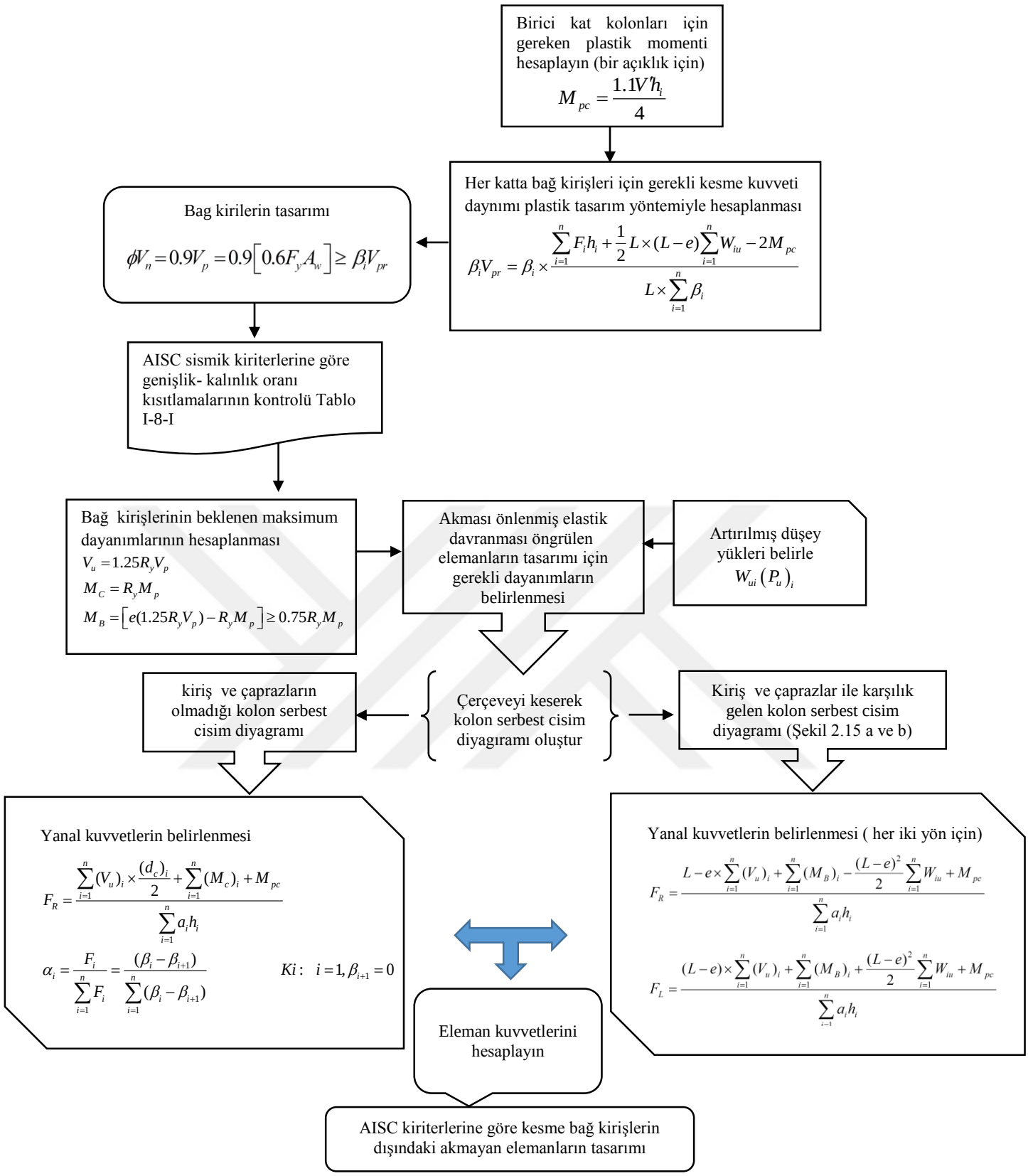


Şekil 2.15. Kiriş ve çaprazlar ile karşılık gelen kolon serbest cisim diyagramı; (a) Sağa Yönelik Yanal Kuvvetler; (b) Sola Yönelik Yanal Kuvvetler

$\alpha_i F_R$, $\alpha_i F_L$, V_u , M_B , W_{ui} ve P_u terimleri, uygulanan yükleri temsil etmektedir. P_u, kolonlarda düşey yüklerden kaynaklanan eksenel kuvvetlerdir. Bu elemanların tasarımı, geleneksel elastik tasarım prosedürleri aracılığıyla güncel yönetmeliklere uygun olarak gerçekleştirilir.



Şekil 2.16. PTPT akış diyagramı: Taban kesme kuvvetinin ve yanal yük dağılımının belirlenmesi



Şekil 2.17. Dışmerkezi Çelik Çparazlı Çerçeve için PTPT akış diyagramı: eleman tasarımı

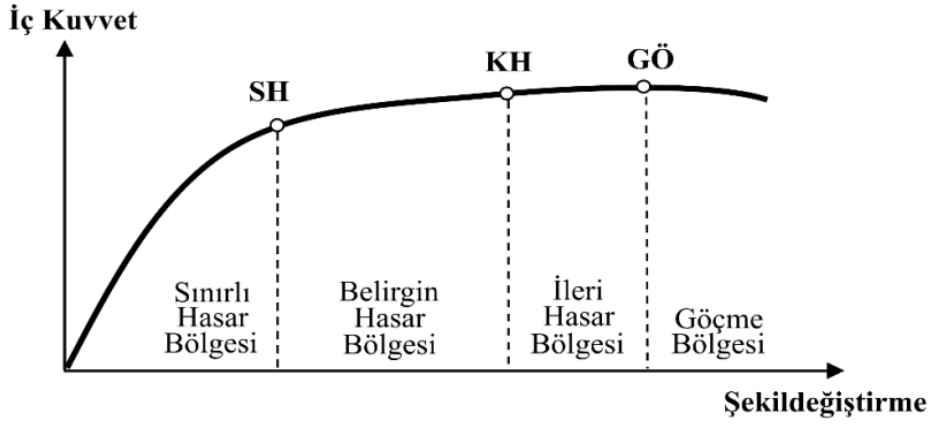
2.4. Şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım yaklaşımı

Deprem etkisindeki yapısal taşıyıcı sistemlerin tasarımı için paratikte mevcut olan iki ana yöntemden biri Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞGDT) yaklaşımıdır. Mevcut yapıların performanslarının değerlendirilmesinde veya ön tasarımı yapılmış yapıların tasarımında ŞGDT yöntemi kullanılmaktadır.

Yeni tasarlanacak binalar için şekildeğiştirme ve dayanım gereksinimleri, ilgili deformasyon ve dayanım kapasitelerinden daha az ise, tasarım şekildeğiştirmeye göre tamamlanır. Aksi takdirde ön tasarım yeniden yapılır ve gerekli eleman kesitleri değiştirilir. Daha sonra istenen performansa uygun olarak tasarım sonlandırılır. (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 davranış, kontrollü hasar durumunda kesit dayanımının güvenli bir biçimde sağlanabileceği elastik ötesi davranış, göçme öncesi hasar durumunda ise kesitte ileri seviyede elastik ötesi davranışı tanımlamaktadır (TBDY-2018).

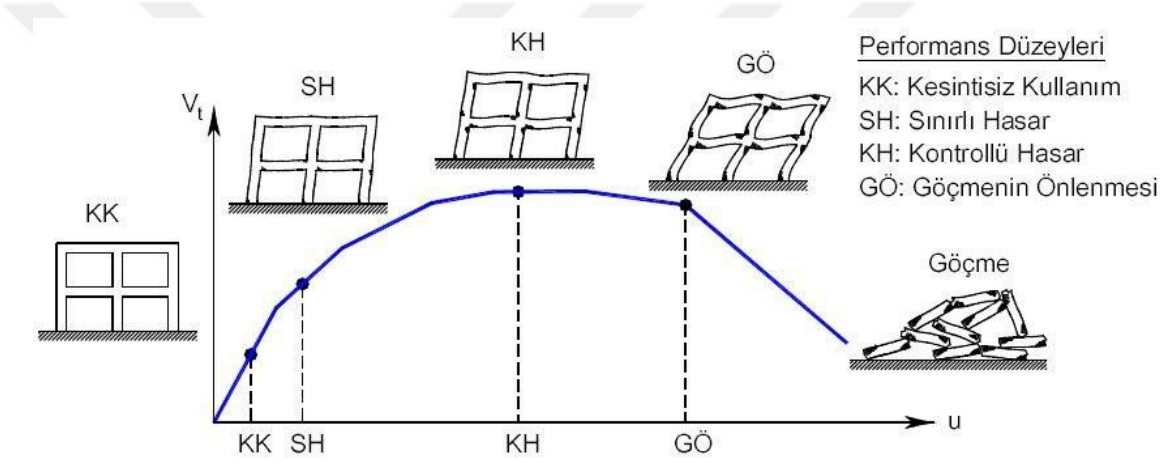


Şekil 2.18. Kesitler için belirtilmiş olan hasar bölgeleri

2.4.2. Binanın deprem performans düzeyleri

Bir binanın performans seviyesi, belirli bir deprem düzeyi sonucunda bir yapının maruz kaldığı hasarın derecesi olarak tanımlanabilir. Bir binanın hasar derecesi, hem depremden sonra işlevini yerine getirme kabiliyetini hem de içinde yaşayanların güvenliğini doğrudan etkiler.

TBDY-2018'de deprem etkisindeki bina taşıyıcı sistemlerine yönelik bina performans seviyeleri, Şekil 2.19'da gösterildiği gibi dört farklı hasar durumu belirlenmiştir.



Şekil 2.19. Yapı performans hedefleri (Darılmaz. 2018)

2.4.3. Dışmerkez çaprazlı çelik bina elemanları için yönetmeliğe göre şekildeğiştirme sınırları

Depreme maruz kalan bir binanın performansı (deprem performansı); belirli deprem yer hareketi düzeyi için bir binada meydana gelebilecek hasarın seviyesi ve dağılımı ile belirlenen yapı güvenliği durumu olarak ifade edilebilir. Mevcut yapıların depreme karşı performansını belirlemek için, doğrusal olmayan statik itme analizi kullanılmaktadır.

Dışmerkez çaprazlı çelik sistemlerde uygulanan doğrusal olmayan statik itme analiziyle birlikte bağ kirişi dönme açıları, plastik mafsalların oluştuğu kesitler ve plastik mafsal dönmeleri elde edilir. TBDY-2018 , Tablo 5C.5'te performans seviyeleri için bağ kirişi

dönme açısı sınır değerleri verilmektedir aşağıdaki çizelgede bu değerler açıklanmıştır:

Çizelge 2.3. Kısa bağ kirişi plastik dönme açısı sınır değerleri

Eleman Tipi	Plastik Dönme Sınırları, rad		
	SH	KH	GÖ
Çelik Bağ Kirişi			
$e \le 1.6\frac{M_{pe}}{V_{ye}}$	0.005	0.12	0.15

Belirtilen çizelgede yazılan SH; sınırlı hasar, KH; kontrölü hasar, GÖ; göçme öncesi performans seviyelerini tanımlamaktadır. Doğrusal olmayan statik itme analizi sonucunda elde edilen kısa bağ kirişi dönme açıları yönetmelikte belirtilen (Çizelge 2.3) sınır değerler kontrol edilerek, bağ kirişlerinin performans seviyeleri elde edilir.

3. MATERYAL ve YÖNTEM

Bu tez kapsamında 5 ve 10 katlı iki adet dışmerkez çaprazlı çelik yapı tasarlanmıştır. Bu tez çalışması kapsamında Performans Tabanlı Plastik Tasarım (PTPT) yönetemiyle Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım ŞGDT yöntemi karşılaştırılması amaçlanmaktadır. Çalışma kapsamında her iki tasarım yöntemine göre tasarlanmış iki adet 5 ve 10 katlı dışmerkez çaprazlı çelik taşıyıcı sisteme sahip yapı dikkate alınmıştır.

Bina taşıyici sistem elemanlarmın boyutlandırılmasında, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik (ÇYTHYE- 2016) ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY- 2018) kullanılacaktır.

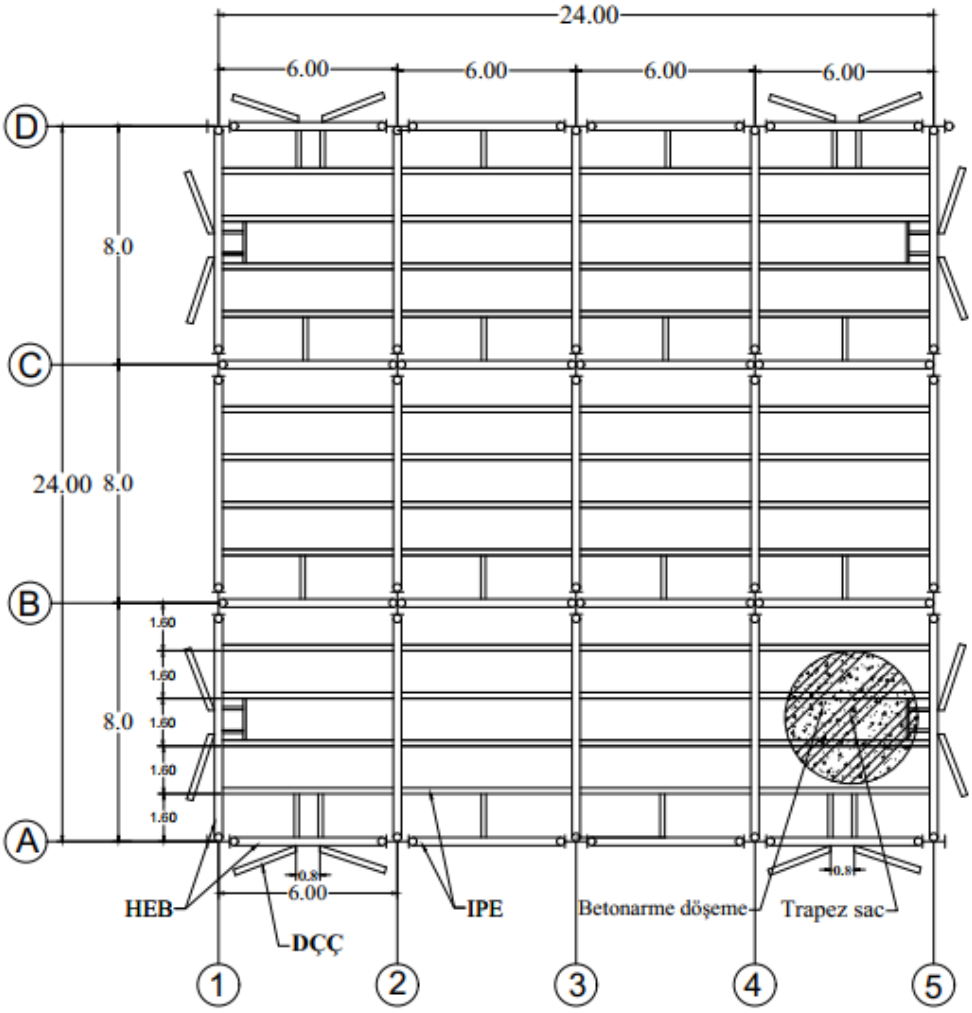
Bina taşıyıcı sisteminin yapısal analizleri, ayrıntıları ÇYTHYE 6.3'te açıklanan genel analiz yöntemi kullanılarak gerçekleştirilecektir. Buna göre, göreli kat ötelemeleri ve sehim kontrollerinde azaltılmamış eleman rijitlikleri esas alınırken, taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların gerekli dayanımları azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci mertebe etkileri gözönünde tutularak elde edilecektir. İkinci mertebe etkilerinin elemanların gerekli dayanımına etkisi, ayrıntıları ÇYTHYE 6.5'te açıklanan yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak dikkate alınacaktır.

Analiz ve boyutlandırma hesaplarında, ayrıntıları ÇYTHYE 5.3.1 de açıklanan Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım Yöntemi (YDKT) kullanılmıştır. Karşılaştırmak için her iki yaklaşıma göre planlanan yapıların statik ve dinamik performans analizleri yapılmıştır.

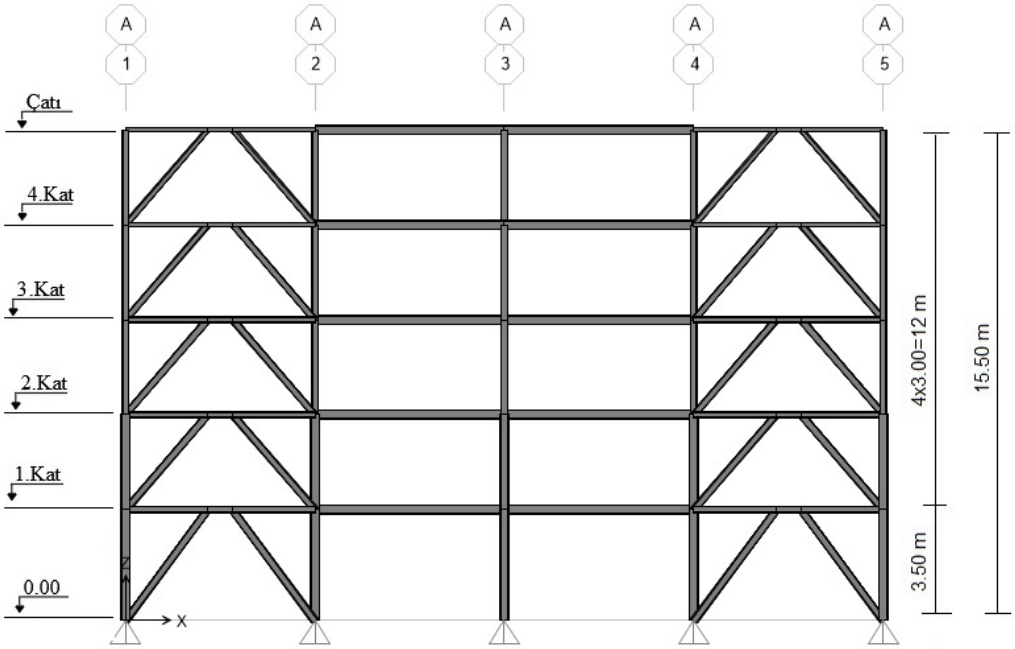
3.1. Prototip binaların bilgileri

3.1.1. Geometrik bilgiler

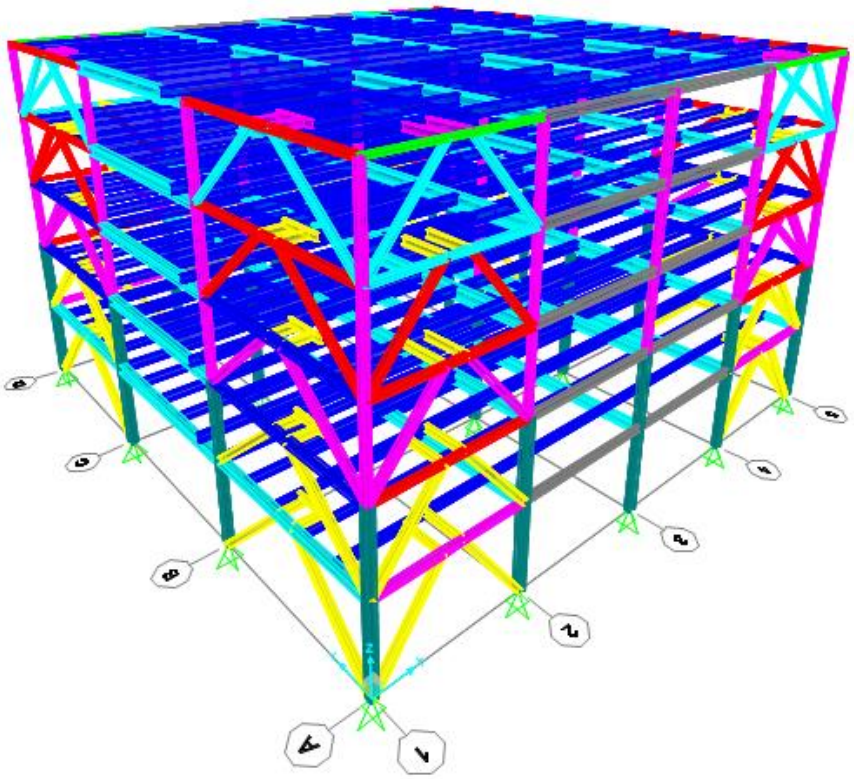
Bu tez içerisindeki tasarımları yapılacak 5 katlı dışmerkez çaprazlı çelik yapının şematik kat planı Şekil 3.1'de, kat yükseklikleri (A-A Kesiti) Şekil 3.2'de ve üç boyutlu genel sistem görünüşü ise Şekil 3.3'te yanı sıra 10 katlı dışmerkez çaprazlı çelik yapının şematik kat planı Şekil 3.4'te, kat yükseklikleri (A-A Kesiti) Şekil 3.5'te ve üç boyutlu genel sistem görünüşü Şekil 3.6'de gösterilmektedir.



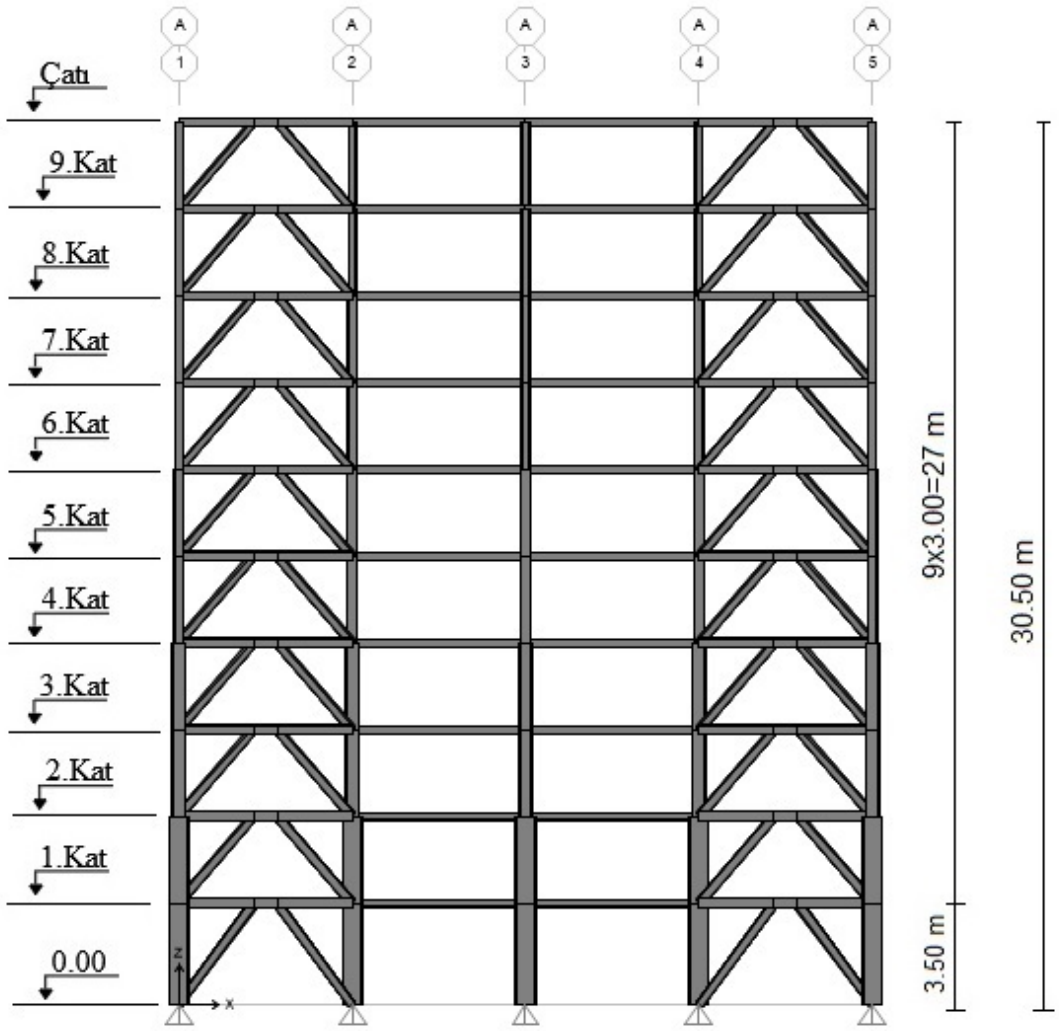
Şekil 3.1. 5 ve 10 katlı yapının planı



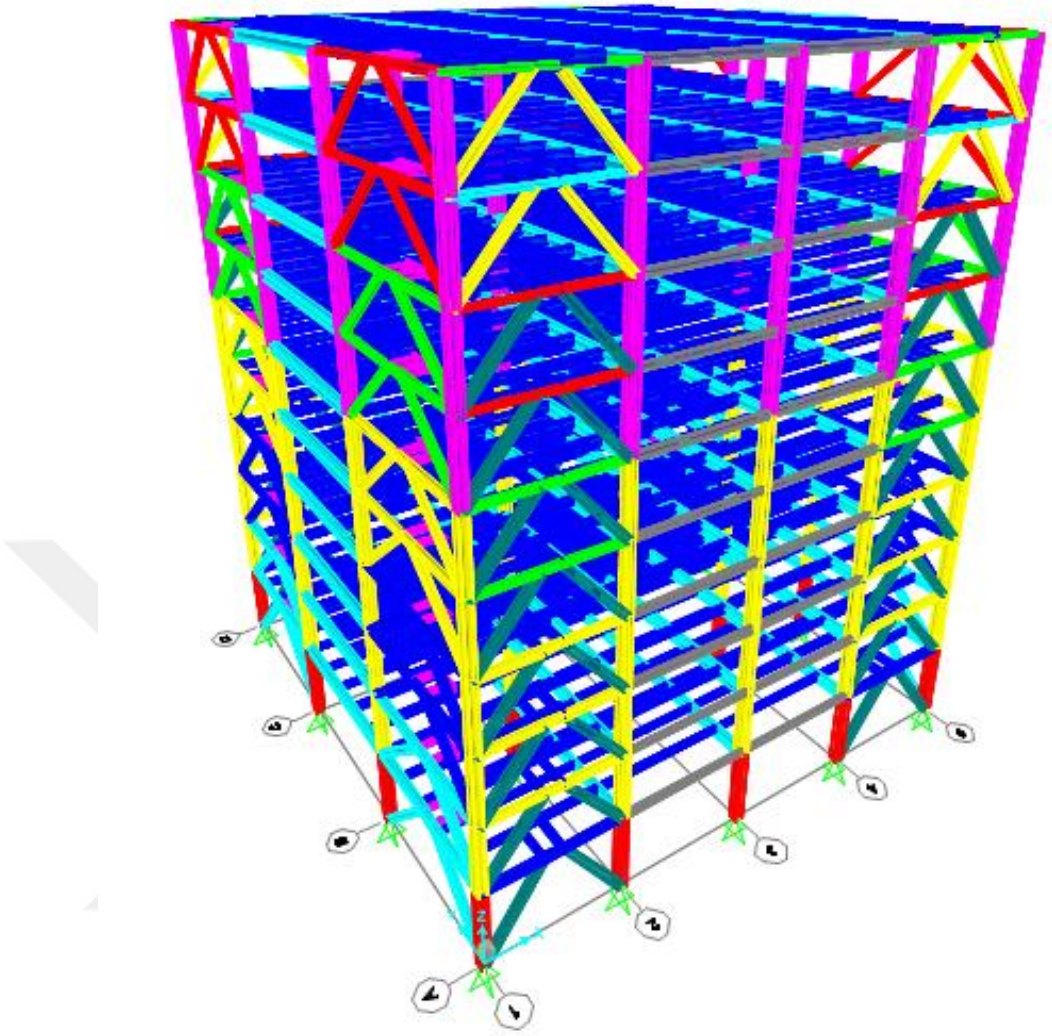
Şekil 3.2. 5 katlı yapının kat yüksekliği bilgileri



Şekil 3.3. 5 Katlı yapının üç boyutlu görünüşü



Şekil 3.4. 10 Katlı yapının kat yüksekliği bilgileri



Şekil 3.5. 10 Katlı yapının üç boyutlu görünüşü

3.1.2. Malzeme ve bina bilgileri

Yapıların kat alanları gibi geometrik özellikler, kat adetleri ve bu yapıların yükseklikleri Çizelge 3.1'de detaylı olarak verilmiştir.

Çizelge 3.1. Tez kapsamındaki yapıların geometrik özellikleri

Yapı Katı	Kat Aralığı	Kat Yüksekliği m	Kat Alanı m2
5 Kat	1	3.5	576(24x24)
	2-5	3	
10 Kat	1	3.5	576(24x24)
	2-10	3	

Yukardaki yapıların tüm elemanlarında çelik malzeme sınıfı S275 kullanılmıştır malzeme ile ilgili detaylar Çizelge 3.2'de verilmiştir.

Çizelge 3.2. Malzeme özellikleri

F_y (Mpa)	F_u (Mpa)	E (Mpa)	F_{ye}(Mpa)	F_{ue} (Mpa)
275	430	200000	302.5	473

3.1.3. Deprem verileri

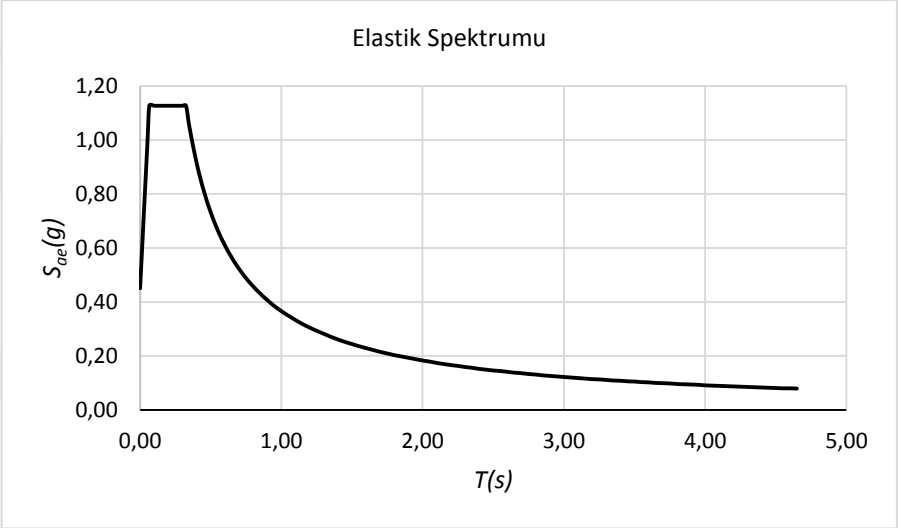
Yapılar İstanbul bölgesinde inşa edileceği ve bununla ilgili koordinat ve zemin sınıfı detayları da Çizelge 3.3'te gösterilmiştir. TDTH kullanılarak yapıların koordinatına ait deprem parametreleri, standard deprem yer hareketi, DD-2 ve sık deprem yer hareketi, DD-3 için elde edildikten sonra Çizelge 3.4'te özetlenmiştir.

Çizelge 3.3. Yapılara ait koordinat ve zemin bilgileri

Enlem	41.030
Boylam	28.800
Yerel Zemin Sınıfı	ZC

Çizelge 3.4. Yapıların koordinatına ait deprem parametreleri

	DD-2	DD-3
S_S	0.988	0.379
S_1	0.274	0.106
S_{DS}	1.186	0.493
S_{D1}	0.411	0.159
T_A	0.07 (s)	0.06 (s)
T_B	0.35 (s)	0.32 (s)
T_L	6 (s)	6 (s)



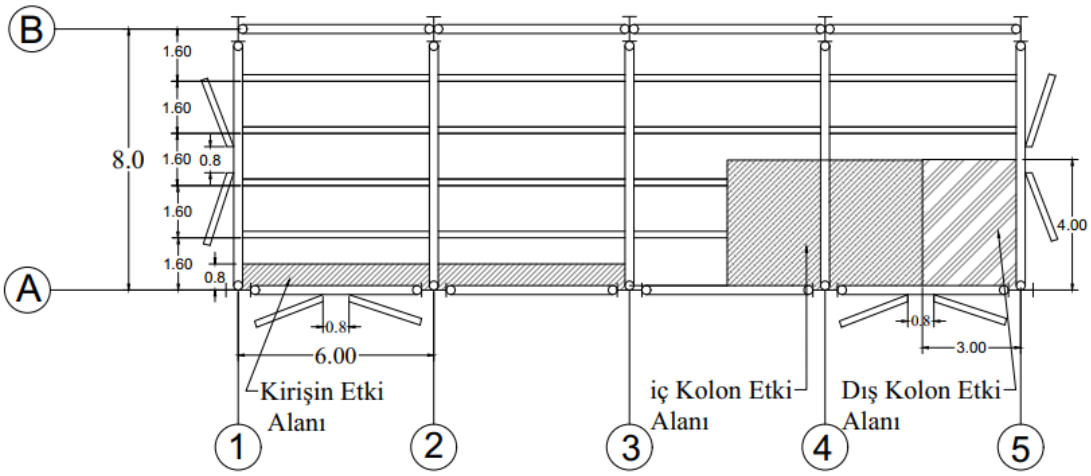
Şekil 3.6. PTPT ve SDGT metodolojileri kullanılarak yapılan 5 ve 10 katlı yapılar için deprem yatay elastik tasarım spektrumu

3.1.4. Düşey yükler

Çizelge 3.5, 5 ve10 katlı yapılara uygulanan sabit ve hareketli düşey yükleri listelemektedir. Hesaplamaları kolaylaştırmak için birim alan başına duvar yükleri yayılı yüklere dönüştürülerek verilmiştir.

Çizelge 3.5. Yapılara etkiyen düşey yükler

Çatı Kat Döşemesi	Çatı kaplaması	1.0	kN/m^2
	İzolasyon	0.2	kN/m^2
	Trapez sac + Betonarme döşeme	2.1	kN/m^2
	Asma tavan + tesisat	0.5	kN/m^2
	Çelik konstrüksiyon	0.5	kN/m2
	Toplan (G)	**4.3**	kN/m^2
	Hareketli yük (Q)	**2.0**	kN/m^2
Normal Kat Döşemesi	Çatı kaplaması	0.5	kN/m^2
	Trapez sac + Betonarme döşeme	2.1	kN/m^2
	Asma tavan + tesisat	0.5	kN/m^2
	Bölme duvarlar	1.0	kN/m2
	Çelik konstrüksiyon	0.8	kN/m2
	Duvarlar	1.5	kN/m^2
	Toplan (G)	**6.4**	kN/m^2
	Hareketli yük (Q)	**2.0**	kN/m^2



Şekil 3.7. Kiriş ve kolon elemanların yük etki alanları

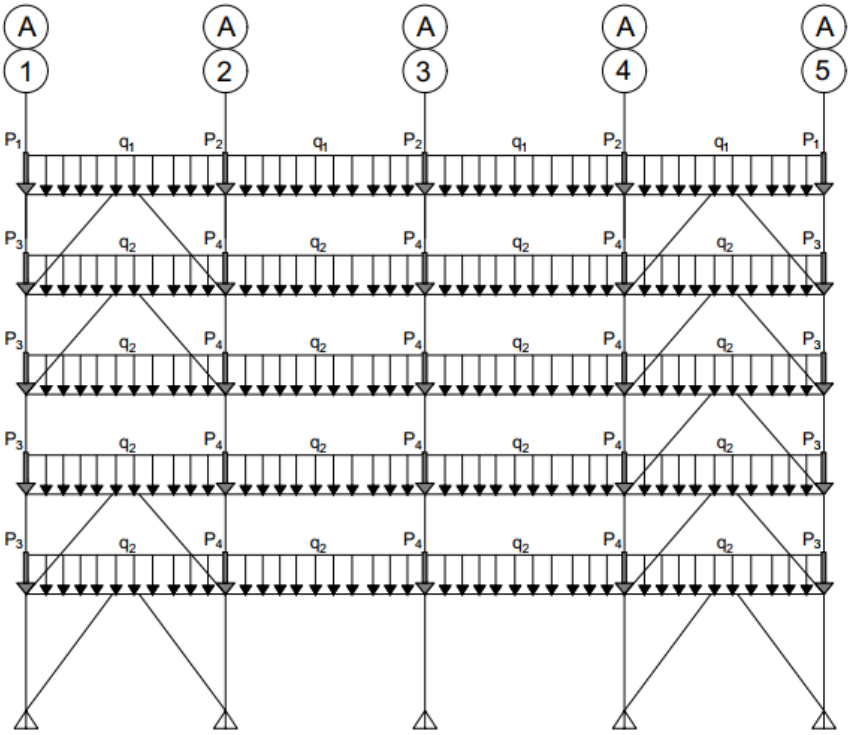
Çizelge 3.6. Kiriş üzerindeki yayılı yük

Kat	Kiriş Yükü	Yük kN/m^2	Etki Alan m	Yük kN/m
Çatı	q_{1-g}	4.30	0.80	3.44
	q_{1-q}	2.00	0.80	1.60
Normal Kat	q_{2-g}	6.40	0.80	5.12
	q_{2-q}	2.00	0.80	1.60

Çizelge 3.6'da 5 ve 10 katlı prototip binalara ait Şekil 3.7'de gösterilen kirişler üzerindeki yayılı yükler gösterilmiştir.

Çizelge 3.7. İç ve dış kolona etkiyen düşey yükler

Kat	**Kolonlar**	**Yük**	**Kolonun Etki Alanı**		**Eksenel Kuvvet**
Birim		kN/m^2	m	m	kN
Çatı Yükü	P1-g	4.30	3.00	4.00	41.28
	P1-q	2.00	3.00	4.00	19.20
	P2-g	4.30	6.00	4.00	82.56
	P2-q	2.00	6.00	4.00	38.40
Normal Kat	P3-g	6.40	3.00	4.00	61.44
	P3-q	2.00	3.00	4.00	19.20
	P4-g	6.40	6.00	4.00	122.88
	P4-q	2.00	6.00	4.00	38.40



Şekil 3.8. 5 katlı yapıdaki DÇÇ çerçeveye etkiyen düşey yükler

3.2. Prototip Binaların Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı İle Tasarımı

Yeni yapılacak bir binanın ŞGDT'ye göre tasarlanabilmesi için ön tasarımı yapılmalıdır. Bu nedenle, bu çalışma kapsamında yapıların ön tasarımı, Dayanım Göre Tasarım yöntemi ile yapılmıştır.

3.2.1. Prototip binaların dayanıma göre ön tasarımı

Yukarıda şematik geometrik özellikleri verilen 5 ve 10 katlı çelik binalar konut olarak her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Her iki yapıda 1.6 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin de bağlantısı mafsallıdır. Çaprazlar bağ kirişlerine rijit olarak bağlanmaktadır. Çapraz-kiriş-kolon birleşim bölgesinde, çaprazların düğüm noktasına bağlantısı mafsallıdır. Kolonlar ±0,00 kotunda her iki eksen etrafında temele mafsallı olarak mesnetlenmiştir.

Bu konuda TBDY-2018 Tablo 3.1'e göre, 5 ve 10 katlı binalar konut olarak kullanıldığından dolayı bina kullanım sınıfı BKS=3 ve bu sınıfa göre bina önem katsayısı I=1.0 olarak elde edilecektir. 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 bulumuştur. 5 katlı yapı için TBDY-2018 Tablo 3.3 kullanılarak DTS=1 ve $10.5 < H_N = 15.5 \leq 17.5$ için bina yükseklik sınıfı BYS=6 elde edilir.

10 katlı yapı için tekrar aynı tablo kullanılarak DTS=1 ve $28 < H_N = 30.5 \leq 42$ olduğundan dolayı, bina yükseklik sınıfı BYS=4 olarak elde edilecektir. Her iki yapı için, deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerle karşılandığından dolayı TBDY-2018 Tablo 4.1 C14'te verilen BYS $\geq$ 2 koşulu sağlanmaktadır. Bu yapılar için dikkate alınan TBDY-2018 Tablo 3.4'te kullanılarak DTS=1 için normal performans hedefinin kontrollü hasar (KH) ve tasarım yaklaşımının da DD-2 deprem yer hareketi düzeyinde dayanıma göre tasarım DGT olduğu bulunmaktadır.

Deprem yüklerinin belirlenmesi

Yukarıda 5 ve 10 katlı prototip binalar için verilen veriler dikkate alındığında TBDY Tablo 4.4'e verilen koşulları sağladığından (DTS=1 ve BYS $\geq$ 4) deprem hesaplarında Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi kullanılmıştır. 10 katlı binada TBDY Tablo 4.4 gereği her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunun sağlanması ve ayrıca B2 türü düzensizliğinin kontrolünün yapılması gerekmektedir.

Çizelge 3.8. 5 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri

Kat	Alan	H_i	G	Q	W_i	m_i
	m^2	m	kN/m^2	kN/m^2	kNs^2/m^2	kNs^2/m
Çatı	576	15.5	4.3	2	2822.40	287.71
4	576	12.5	6.4	2	4032.00	411.01
3	576	9.5	6.4	2	4032.00	411.01
2	576	6.5	6.4	2	4032.00	411.01
1	576	3.5	6.4	2	4032.00	411.01
∑					**18950.40**	**1931.74**

Çizelge 3.9. 10 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri

Kat	Alan	H_i	G	Q	W_i	m_i
	m^2	m	kN/m^2	kN/m^2	kNs^2/m^2	kNs^2/m
Çatı	576	30.5	4.3	2	2822.40	287.71
9	576	27.5	6.4	2	4032.00	411.01
8	576	24.5	6.4	2	4032.00	411.01
7	576	21.5	6.4	2	4032.00	411.01
6	576	18.5	6.4	2	4032.00	411.01
5	576	15.5	6.4	2	4032.00	411.01
4	576	12.5	6.4	2	4032.00	411.01
3	576	9.5	6.4	2	4032.00	411.01
2	576	6.5	6.4	2	4032.00	411.01
1	576	3.5	6.4	2	4032.00	411.01
∑					**39110.40**	**3986.79**

5 ve 10 katlı prototip binaların kat yükseklikleri ve alanı, katlara etkiyen sabit ve hareketli yükler, kat kütleleri ve ağırlıkları Çizelge 3.8 ve Çizelge 3.9'da verilmiştir.

Yapı analizi modelinden elde edilen hakim doğal titreşim periyodu 5 katlı bina için, $T_p^{(X)} = 0.762s$ $T_p^{(Y)} = 0.563s$ ve 10 katlı bina için, $T_p^{(X)} = 1.26s$ $T_p^{(Y)} = 1.08s$'dir. Binanın hakim doğal titreşim periyodunun TBDY-2018, 4.7.3.2'ye göre deprem hesabında göz önüne alınacak en büyük değeri ampirik hakim doğal titreşim periyodunun 1.4 katından daha fazla alınmayacaktır.

$$T_{pA} = C_t \cdot H_N^{3/4} \tag{3.1}$$

Burada C_t katsayısı taşıyıcı sistemi sadece çelik çerçevelerden oluşan binalarda $C_t = 0.08$ ve H_N yapı yüksekliğini temsil etmektedir. 5 ve 10 katlı binalar için ampirik hakim doğal titreşim periyodu aşağıda hesaplanmıştır.

5 katlı için:

$T_{pA} = C_t \cdot H_N^{3/4} = 0.08 \times (15.5)^{3/4} = 0.625s$

$T_p^{(X)} = 0.762 < 1.4 \times 0.625 = 0.875$ olduğu için $T_p^{(X)} = 0.762s$ kullanılacaktır.

$T_p^{(Y)} = 0.563 < 1.4 \times 0.625 = 0.875$ olduğu için $T_p^{(Y)} = 0.563s$ kullanılacaktır.

10 katlı için:

$T_{pA} = C_t \cdot H_N^{3/4} = 0.08 \times (30.5)^{3/4} = 1.038s$

$T_p^{(X)} = 1.26 < 1.4 \times 1.038 = 1.454s$ olduğu için $T_p^{(X)} = 1.26s$ kullanılacaktır.

$T_p^{(Y)} = 1.08 < 1.4 \times 1.038 = 1.454s$ olduğu için $T_p^{(Y)} = 1.08s$ kullanılacaktır.

TBDY-2018 Tablo 4.1'e göre süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik sistemler için taşıyıcı sistem davranış katsayısı *R*=8 olarak tanımlanmaktadır. TBDY 4.2.1'e göre deprem yükü azaltma katsayısı Denklem 3.2 ile belirlenmiştir.

$$T > T_B \quad \text{için} \quad R_a(T) = R/I = 8/1 = 8 \tag{3.2}$$

TBDY 4.7.1'e göre, aşağıda verilen Denklem 3.3'ü kullanarak, dikkate alınan deprem doğrultusunda yapının tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) elde edilmiştir.

$$V_{tE}^{(x)} = m_t S_{aR}(T_p^{(x)}) \geq 0,04 m_t \cdot I \cdot S_{DS} \cdot g \tag{3.3}$$

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

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \tag{3.4}$$

$$T_B = 0.325s < T_P{}^{(X)} = 0.762s < T_L = 6s \left\{ S_{ae}{}^{(X)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.411}{0.762} = 0.540 \right.$$

$$T_B = 0.325s < T_P{}^{(Y)} = 0.563s < T_L = 6s \left\{ S_{ae}{}^{(Y)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.411}{0.563} = 0.729 \right.$$

Azaltılmış tasarım spektral ivmesi,

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

$$S_{aR}{}^{(X)} = \frac{S_{ae}{}^{(X)}(T)}{R_a(T)} = \frac{0.540}{8} = 0.067$$

$$S_{aR}{}^{(Y)} = \frac{S_{ae}{}^{(Y)}(T)}{R_a(T)} = \frac{0.729}{8} = 0.091$$

Eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvveti,

$$V_{tE}{}^{(X)} = m_t \cdot S_{aR}{}^{(X)}(T_p{}^{(X)}) = 1931.74 \times 0.067 \times 9.81 = 1278.15kN$$

$$V_{tE}{}^{(Y)} = m_t \cdot S_{aR}{}^{(Y)}(T_p{}^{(Y)}) = 1931.74 \times 0.091 \times 9.81 = 1727.99kN$$

$$V_{tE}{}^{(X)}{}_{\min} = V_{tE}{}^{(Y)}{}_{\min} = 0.04 \cdot m_t \cdot I \cdot S_{DS} \cdot g = 0.04 \times 1931.74 \times 1 \times 1.186 \times 9.81 = 898.7kN$$

Kontrol,

$$V_{tE}{}^{(X)} = 1278.15kN > V_{tE}{}^{(X)}{}_{\min} = 898.7kN$$
$$V_{tE}{}^{(Y)} = 1727.99kN > V_{tE}{}^{(Y)}{}_{\min} = 898.7kN$$

Sağlanmıştır.

Katlara etkiyen deprem yüklerinin belirlenmesi

Toplam eşdeğer deprem yükü, TBDY 4.7.2'ye göre bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak tanımlanır. Binanın N'inci katında (üst) her iki yönde de çalışan ek eşdeğer deprem yükünü elde etmek için Denklem 3.6 kullanılmıştır.

$$\Delta F_{NE} = 0.0075 N V_{tE} \tag{3.6}$$

$$\Delta F_{NE}{}^{(X)} = 0.0075 \times 5 \times 1278.15 = 47.93kN$$

$$\Delta F_{NE}{}^{(Y)} = 0.0075 \times 5 \times 1727.99 = 64.80kN$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_{NE} tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı ise, N'inci kat dahil olmak üzere, yapının katlarına Denklem 3.7 ile dağıtılmıştır. 5 katlı yapı için elde edilen sonuçlar Çizelge 3.8'de ve 10 katlı yapıya ait sonuçlar Çizelge 3.9'da verilmiştir.

$$F_{iE}{}^{(x)} = (V_{tE}{}^{(x)} - \Delta F_{NE}{}^{(x)}) \frac{m_i H_i}{\sum_{j=1}^{N} m_i H_j} \tag{3.7}$$

Çizelge 3.10. 5 Katlı binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$w_iH_i/\sum w_iH_i$	$F_{iE}{}^{(X)}$ (kN)	$F_{iE}{}^{(Y)}$ (kN)
Çatı	0.2532	359.43	485.93
4	0.2917	358.87	485.18
3	0.2217	272.7	368.74
2	0.1517	186.6	252.29
1	0.0817	100.5	135.85
∑	**1.00**	**1278.1**	**1727.99**

Çizelge 3.11. 10 katlı binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$w_iH_i/\sum w_iH_i$	$F_{iE}{}^{(X)} = F_{iE}{}^{(Y)}$ (kN)
Çatı	0.1327	366.83
9	0.1710	293.32
8	0.1523	261.32
7	0.1337	229.32
6	0.1150	197.33
5	0.0964	165.33
4	0.0777	133.33

3	0.0591	101.33
2	0.0404	69.33
1	0.0218	37.33
∑	**1.00**	**1854.8**

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

$$e_x = e_y = \pm 0.05 \times 24m = \pm 1.2m$$

Yük birleşimleri

TBDY 4.4.4'e göre, depremlerin etkilerini dikkate alan yük kombinasyonları, Denklem 3.8 ve 3.9 ile tanımlanır ve yapısal sistem bileşenlerinin tasarımında temel olarak kullanılır:

$$1,2G + Q + 0,2S + E_d^{(H)} + 0,3E_d^{(z)} \quad (3.8)$$

$$0,9G + E_d^{(H)} 0,3E_d^{(z)} \quad (3.9)$$

TBDY-2018 bölüm 4.4.2'nin kurallarına nazaran (X) ve (Y) doğrultularında birbirine dik tanımlanan depremlerden oluşan deprem etkileri aşağıdaki denklemlerde açıklanmıştır.

$$E_d^{(H)} = \pm E_d^{(x)} \pm 0,3E_d^{(y)} \quad (3.10)$$

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

Yapıdaki düşey deprem etkisi TBDY 4.4.3'e göre hesaplanmıştır. Bu yapı için TBDY 4.4.3.1'de belirtilen istisnai bir durum olmadığından, düşey deprem etkisini kolayca belirlemek için Denklem 3.12 kullanılacaktır.

$$E_d^{(Z)} \approx (2/3) \cdot S_{DS} \cdot G \quad (3.12)$$

$$E_d^{(Z)} \approx (2/3) \cdot S_{DS} \cdot G \approx (2/3) \times 1.186G = 0.79G$$

TBDY-2018 9.2.5.1 uyarınca yük birleşimlerinde hareketli yük %50 oranında azaltılmıştır. Bina taşıyıcı sisteminin sabit ve hareketli yükler ile deprem kuvvetleri altında analizleri sonucunda elde edilen iç kuvvetler, ÇYTHYE 5.3.1, TBDY 4.4 ve TBDY 9.2.5'e uygun olarak, aşağıdaki şekilde birleştirileceklerdir.

Çizelge 3.12. 5 ve 10 katlı prototip binanın tasarımında kullanılan yük birleşimleri

a) Düşey yük birleşimleri

$1.4(G + N_{GX} + N_{GY})$

$1.2(G + N_{GX} + N_{GY}) + 1.6(Q + N_{QX} + N_{QY})$

b) Düşey yük + deprem yük birleşimleri

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(XP)} \pm 0.3E^{(YP)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(YP)} \pm 0.3E^{(XP)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(XN)} \pm 0.3E^{(YN)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(YN)} \pm 0.3E^{(XN)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(XP)} \pm 0.3E^{(YN)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(YP)} \pm 0.3E^{(XN)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(XN)} \pm 0.3E^{(YP)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(YN)} \pm 0.3E^{(XP)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(XP)} \pm 0.3E^{(YP)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(YP)} \pm 0.3E^{(XP)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(XN)} \pm 0.3E^{(YN)}$

$1.437(G \pm N_{GX} \pm N_{GY}) + 0.5(Q \pm N_{QX} \pm N_{QY}) \pm E^{(YN)} \pm 0.3E^{(XN)}$

Yatay deprem kuvvetleri (kat kesme kuvvetleri), ±%5 dışmerkezlik etkisi dikkate alınarak uygulanmaktadır. Birbirine dik (X) ve (Y) doğrultularındaki deprem etkilerinin birleştirilmesi amacıyla oluşturulan yük birleşimlerinde ($\pm E^{(X)} \pm 0.3E^{(Y)}$ ve $\pm E^{(Y)} \pm 0.3E^{(X)}$), 0.30 katsayısı ile çarpılan deprem kuvvetleri, binanın kütle merkezine etkimektedir.

Yukarıdaki düşey yük birleşimlerinde yer alan fiktif yükler, N_{GX}, N_{GY}, N_{QX} ve N_{QY} ÇYTHYE Denk.(6.1) ile, örneğin N_G için tipik olarak aşağıda gösterildiği şekilde hesaplanmaktadır.

Yi= YDKT veya GKT yük birleşimleri ile belirlenen (i) kat döşemesine etkiyen toplam düşey yük , α=1.0 ve i kat numaralarını göstermek üzere, N=0.002αYi

TBDY 4.3.5'e göre, yönetmeliğin gerekli gördüğü yerlerde, çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının tasarımında arttırılmış deprem yüklemeleri gözönüne alınacaktır.

Arttırılmış deprem yüklemelerinde, deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler, V_n/V_E oranı olarak tanımlanan tasarım büyütme katsayısı esas alınarak veya dayanım fazlalığı katsayısı, deprem etkilerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler için $D = 2.5$ ile çarpılarak arttırılır.

Sistem analizleri SAP2000 bilgisayar yazılımından yararlanarak gerçekleştirilmiştir. Aşağıdaki bölümlerde, analiz sonuçları değerlendirilerek, göreli kat ötelemeleri ve ikinci mertebe etkileri kontrol edilecektir.

Etkin göreli kat ötelemelerinin kontrolü

5 ve 10 katlı yapıların analiz sonuçlarına göre TBDY 4.9'a bağlı göreli kat öteleme kontrolü denklem 3.13 ile yapılmıştır.

$$\Delta_i^{(x)} = u_i^{(x)} - u_{i-1}^{(x)} \tag{3.13}$$

Burada 5 ve 10 katlı yapıların her bir deprem doğrultusu için ve demplasmanın maksimum değerleri, sayısal olarak Çizelge 3.11, 3.12, 3.13 ve 3.14'de verilmiştir. Hesabı yapılacak deprem doğrultusu için, yapının i'inci katındaki kolonların etkin göreli kat ötelemesi Denklem 3.14 ile elde edilmiştir.

$$\delta_i^{(x)} = \frac{R}{I}\Delta_i^{(x)} \tag{3.14}$$

Çizelge 3.13. 5 katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki etkin göreli kat öteleme kontrolü

Kat	H_i	u_{ix}	Δ_{ix}	$\delta_{ix}=R/I.\Delta_{ix}$	δ_{ix}/h	$(\delta_{ix}/h)_{max}$	λ	$\leq 0.016\ k/\lambda$
Birim	mm	mm	mm	mm				
Çatı	3000	17.30	3.05	24.37	0.0081			
4	3000	14.26	3.68	29.43	0.0098			
3	3000	10.58	3.52	28.13	0.0094	**0.0098**	0.387	**0.02068**
2	3000	7.06	3.40	27.23	0.0091			
1	3500	3.66	3.66	29.26	0.0084			

Çizelge 3.14. 5 katlı prototip binanın (Y) doğrultusundaki etkin göreli kat öteleme kontrolü

Kat	H_i	u_{iy}	Δ_{iy}	$\delta_{iy}=R/I.\Delta_{iy}$	δ_{iy}/h	$(\delta_{iy}/h)_{max}$	λ	$\leq 0.016\ k/\lambda$
Birim	mm	mm	mm	mm				
Çatı	3000	13.21	2.22	17.76	0.0059			
4	3000	10.99	3.16	25.24	0.0084			
3	3000	7.83	2.60	20.79	0.0069	**0.0084**	0.387	**0.02068**
2	3000	5.24	2.53	20.25	0.0068			
1	3500	2.70	2.70	21.63	0.0062			

Çizelge 3.15. 10 katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki etkin göreli kat ötelenme kontrolü

Kat	H_i	U_{ix}	Δ_{ix}	$\delta_{ix}=R/I.\ \Delta_{ix}$	δ_{ix}/h	$(\delta_{ix}/h)_{max}$	λ	$\leq 0.016\ k/\lambda$
Birim	mm	mm	mm	mm				
Çatı	3000	38.120	3.71	29.70	0.0099			
9	3000	34.407	4.02	32.19	0.0107			
8	3000	30.384	4.01	32.10	0.0107			
7	3000	26.371	4.20	33.63	0.0112			
6	3000	22.167	4.17	33.40	0.0111			
5	3000	17.992	4.14	33.15	0.0110	**0.0112**	0.387	**0.0207**
4	3000	13.849	3.84	30.71	0.0102			
3	3000	10.010	3.57	28.58	0.0095			
2	3000	6.437	3.20	25.61	0.0085			
1	3500	3.236	3.24	25.89	0.0074			

Çizelge 3.16. 10 katlı prototip binanın (Y) doğrultusundaki etkin göreli kat öteleme kontrolü

Kat	H_i	U_{iy}	Δ_{iy}	$\delta_{iy}=R/I.\ \Delta_{iy}$	δ_{iy}/h	$(\delta_{iy}/h)_{max}$	λ	$\leq 0.016\ k/\lambda$
Birim	mm	mm	mm	mm				
Çatı	3000	27.85	2.29	18.34	0.0061			
9	3000	25.56	2.77	22.19	0.0074			
8	3000	22.78	2.99	23.95	0.0080			
7	3000	19.79	3.24	25.93	0.0086			
6	3000	16.55	3.15	25.23	0.0084			
5	3000	13.39	3.16	25.27	0.0084	**0.0086**	0.387	**0.0207**
4	3000	10.23	2.85	22.80	0.0076			
3	3000	7.38	2.67	21.37	0.0071			
2	3000	4.71	2.27	18.16	0.0061			
1	3500	2.44	2.44	19.54	0.0056			

Yukarıdaki çizelgelerden görüldüğü üzere δ_i/h_i oranlarının maksimum değerleri, 5 katlı yapı için (X ve Y) doğrultusunda $(\delta_i^{(x)}/h_i)_{maks} = 0.0098$, $(\delta_i^{(y)}/h_i)_{maks} = 0.0084$ ve 10 katlı yapı için ise (X ve Y) doğrultusunda $(\delta_i^{(x)}/h_i)_{maks} = 0.0112$, $(\delta_i^{(y)}/h_i)_{maks} = 0.0086$ elde

edilmektedir. Ayrıca TBDY 4.9.1.3'e göre dolgu duvarlar ile çerçeve elemanları arasında boşluk olmaması ve esnek derz olması durumları için sırası ile Denklem 3.15 ve Denklem 3.16 koşullarını sağlaması gerekmektedir.

$$\lambda \frac{\delta_{i,maks}^{(x)}}{h_i} \leq 0.008k \tag{3.15}$$

$$\lambda \frac{\delta_{i,maks}^{(x)}}{h_i} \leq 0.016k \tag{3.16}$$

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'e göre çelik yapılar için 0.5 alınmaktadır. Buna göre λ katsayısı X yönü için aşağıdaki şekilde elde edilmiştir.

DD-2 deprem yer hareketi için, (5 katlı yapı)

$$T_B = 0.35s < T_P^{(X)} = 0.762 < T_L = 6s \rightarrow S_{ae}^{(x)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.411}{0.762} = 0.540$$

DD-3 deprem yer hareketi için, (5 katlı yapı)

$$T_B = 0.32s < T_P^{(X)} = 0.762 < T_L = 6s \rightarrow S_{ae}^{(x)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.159}{0.762} = 0.209$$

$$\lambda^{(x)} = \frac{S_{ae}^{(x)}(T)_{,DD-3}}{S_{ae}^{(x)}(T)_{,DD-2}} = \frac{0.209}{0.540} = 0.387$$

$$\frac{\delta_{i,maks}^{(x)}}{h_i} = 0.0098 < (0.016.k) / \lambda^{(x)} = 0.008 / 0.387 = 0.02068$$

5 katlı yapıda yukarıdaki aşamaların sonucu X deprem doğrultusunda (0.0098 < 0.02068) etkin göreli kat ötelemeleri koşulu sağlanmıştır.

DD-2 deprem yer hareketi için, (10 katlı yapı)

$$T_B = 0.35s < T_P^{(X)} = 1.26 < T_L = 6s \rightarrow S_{ae}^{(x)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.411}{1.26} = 0.325$$

DD-3 deprem yer hareketi için, (10 katlı yapı)

$$T_B = 0.32s < T_P^{(X)} = 1.26 < T_L = 6s \rightarrow S_{ae}^{(x)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0.159}{1.26} = 0.126$$

$$\lambda^{(x)} = \frac{S_{ae}^{(x)}(T)_{,DD-3}}{S_{ae}^{(x)}(T)_{,DD-2}} = \frac{0.126}{0.325} = 0.387$$

$$\frac{\delta_{i,maks}^{(x)}}{h_i} = 0.0112 < (0.016.k) / \lambda^{(x)} = 0.008 / 0.387 = 0.02068$$

10 katlı yapıda yukarıdaki aşamaların sonucu X deprem doğrultusunda (0.0112< 0.02068) koşulunu sağlandığı için etkin göreli kat ötelemeleri koşulu sağlanmıştır..

İkinci mertebe etkileri

TBDY 4.9.2'ye göre, dikkate alınan deprem doğrultusu için her bir kattaki, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri her iki yapıda Denklem 3.17 ile hesaplanmıştır.

$$\theta_{\square i}^{(x)} = \frac{(\Delta_i^{(x)})_{ort} \sum_{k=1}^{N} w_k}{V_i^{(x)} h_i} \qquad (3.17)$$

Çizelge 3.17. 5 katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki ikinci mertebe gösterge değerleri

Kat	h_i (mm)	$V_i^{(x)}$ (kN)	$\sum_{k=i}^{N} Wk$	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ (mm)	$\theta^x{}_{\text{ת},i}$
Çatı	3000	359.4	2822	2.960	0.0077
4	3000	718.3	6854	3.557	0.0113
3	3000	991.0	10886	3.409	0.0125
2	3000	1177.7	14918	3.296	0.0139
1	3500	1278.1	18950	3.534	0.0150

Çizelge 3.18. 5 katlı prototip binanın (Y) doğrultusundaki ikinci mertebe gösterge değerleri

Kat	h_i (mm)	$V_i^{(y)}$ (kN)	$\sum_{k=i}^{N} Wk$	$(\Delta_i^{(y)})_{ort}$ (mm)	$\theta^y{}_{\eta,i}$
Çatı	3000	485.93	2822	2.104	0.0041
4	3000	971.11	6854	2.991	0.0070
3	3000	1339.85	10886	2.454	0.0066
2	3000	1592.14	14918	2.385	0.0074
1	3500	1727.99	18950	2.538	0.0080

Çizelge 3.19. 10 katlı prototip binanın (X) doğrultusundaki ikinci mertebe gösterge değerleri

Kat	h_i (mm)	$V_i^{(x)}$ (kN)	$\sum_{k=i}^{N} Wk$	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ (mm)	$\theta^x{}_{\eta,i}$
Çatı	3000	366.83	2822	3.61	0.0093
9	3000	660.15	6854	3.90	0.0135
8	3000	921.48	10886	3.88	0.0153
7	3000	1150.80	14918	4.06	0.0175
6	3000	1348.13	18950	4.03	0.0189
5	3000	1513.45	22982	4.00	0.0202
4	3000	1646.78	27014	3.70	0.0203
3	3000	1748.11	31046	3.44	0.0204
2	3000	1817.44	35078	3.08	0.0198
1	3500	1854.77	39110	3.10	0.0187

Çizelge 3.20. 10 katlı prototip binanın (Y) doğrultusundaki ikinci mertebe gösterge değerleri

Kat	h_i (mm)	$V_i^{(y)}$ (kN)	$\sum_{k=i}^{N} Wk$	$(\Delta_i^{(y)})_{ort}$ (mm)	$\theta^{y}_{\text{ıı},i}$
Çatı	3000	366.83	2822	2.19	0.0056
9	3000	660.15	6854	2.65	0.0092
8	3000	921.48	10886	2.86	0.0113
7	3000	1150.80	14918	3.10	0.0134
6	3000	1348.13	18950	3.01	0.0141
5	3000	1513.45	22982	3.01	0.0152
4	3000	1646.78	27014	2.72	0.0148
3	3000	1748.11	31046	2.54	0.0150
2	3000	1817.44	35078	2.15	0.0138
1	3500	1854.77	39110	2.31	0.0139

TBDY 4.9.2.2 uyarınca tüm katlarda elde edilen ikinci mertebe etkisi değerlerinin en büyük değeri Denklem 3.18'de verilen koşulu sağlaması takdirde, ikinci mertebe etkilerinin tasarıma esas iç kuvvetlerin hesabında dikkate alınmasına gerek yoktur.

$$\theta_{\square i,maks}{}^{(x)} \le 0.12\frac{D}{C_h R} \tag{3.18}$$

Burada yerel ikinci mertebe etkileri, yürürlükteki çelik yönetmeliğine göre eleman tasarımında göz önüne alınabilir. Yukarıdaki denklemde yer alan C_h değeri çelik yapılar için C_h= 1 ve TBDY Tablo 4.1 uyarınca, süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için Dayanım Fazlalığı değeri ise $D = 2.5$ alınmıştır.

5 katlı yapı için;

$$\theta_{i,maks}^{(X)} = 0.0150 \le 0.12\frac{2.5}{1\times 8} = 0.038$$

$$\theta_{i,maks}^{(Y)} = 0.0080 \le 0.12\frac{2.5}{1\times 8} = 0.038$$

10 katlı yapı için;

$$\theta_{i,maks}^{(X)} = 0.0204 \le 0.12\frac{2.5}{1\times 8} = 0.038$$

$$\theta_{i,maks}^{(X)} = 0.0152 \le 0.12\frac{2.5}{1\times 8} = 0.038$$

Yukarıdaki koşullar 5 ve 10 katlı yapılarda sağlanmakla beraber, ikinci mertebe etkilerin ÇYTHYE 6.1 uyarınca dikkate alınması gerekmektedir.

Burulma düzensizliği (A1 düzensizliği) kontrolü

Çizelge 3.21. 5 katlı prototip binanın burulma düzensizliği katsayıları

Kat	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ m	$(\Delta_i^{(x)})_{maks}$ m	(X) Yönü η_{bi}
Çatı	2.960	3.05	1.03
4	3.557	3.68	1.03
3	3.409	3.52	1.03
2	3.296	3.40	1.04
1	3.534	3.66	1.04

Çizelge 3.22. 10 katlı prototip binanın burulma düzensizliği katsayıları

Kat	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ mm	$(\Delta i^{(x)})$maks mm	(X) Yönü η_{bi}
Çatı	3.61	3.71	1.03
9	3.90	4.02	1.03
8	3.88	4.01	1.03
7	4.06	4.20	1.04
6	4.03	4.17	1.04
5	4.00	4.14	1.04
4	3.70	3.84	1.04
3	3.44	3.57	1.04
2	3.08	3.20	1.04
1	3.10	3.24	1.04

Yukarıdaki çizelgelerden göründüğü üzere 5 ve 10 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.

Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (yumuşak kat) kontrolü

Çizelge 3.23. 5 katlı binanın (X) doğrultusundaki rijitlik düzensizliği kontrolü

Kat	h_i (m)	$(\Delta_i^x)_{ort}$ (m)	$(\Delta_i^x)_{ort}/h_i$	η_{k-1}	η_{ki+1}
Çatı	3.0	0.0021	0.0007	0.7	-
4	3.0	0.0030	0.0010	1.2	1.4
3	3.0	0.0025	0.0008	1.0	0.8
2	3.0	0.0024	0.0008	1.1	1.0
1	3.5	0.0025	0.0007	-	0.9

Çizelge 3.24. 10 katlı binanın (X) doğrultusundaki rijitlik düzensizliği kontrolü

Kat	h_i (m)	$(\Delta_i^x)_{ort}$ (m)	$(\Delta_i^x)_{ort}/h_i$	η_{ki-1}	η_{k+1}
Çatı	3.0	0.0036	0.0012	0.93	-
9	3.0	0.0039	0.0013	1.00	1.08
8	3.0	0.0039	0.0013	0.96	1.00
7	3.0	0.0041	0.0014	1.01	1.05
6	3.0	0.0040	0.0013	1.01	0.99
5	3.0	0.0040	0.0013	1.08	0.99
4	3.0	0.0037	0.0012	1.08	0.93
3	3.0	0.0034	0.0011	1.12	0.93
2	3.0	0.0031	0.0010	1.16	0.90
1	3.5	0.0031	0.0009	-	0.86

Yukarıdaki Çizelge 3.23 ve Çizelge 3.24'te 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.

Çelik elemanların tasarımı

Bu bölümde Şekil 3.1'de şematik plan görünüşü verilen 5 ve 10 katlı prototip binaların A-A aks üzerinde yer alan elemanların tasarım hesapları verilmiştir.

Dışmerkez çaprazlı çelik sistemine ait bağ kiriş elemanı, kat kiriş, çapraz ve kolon gibi çelik elemanların tasarım hesapları EK 1'de verilmiştir. Dışmerkez çaprazlı çelik sisteminin bağ kiriş elemanının tasarım sonuçları aşağıdaki Çizelgeler'de verilmiştir.

Bağ kirişi tasarım kontrolü

DÇÇ'lerin tasarımında göreli kat ötelemesi ve bağ kirişlerinin dönme kontrolü en önemli faktörlerden sayılmaktadır. ASCE 7-10 ve TBDY-2018'de, bu tezin genel kapsamında bahsedildiği gibi kısa bağ kirişlerinin, plastik dönme açısı sınır değeri 0.08 rad ile sınırlandırılmıştır.

Aşağıdaki çizelgelerde 5 ve 10 katlı yapı için kısıa bağ kirişlerin tasarımına ait dönme kontrolü ve bağ kirişi plastik dönme açısı kontrolleri yapılmıştır, burada bağ kirişi kesitleri bu kontroller ışığında seçilmiştir.

Çizelge 3.25. 5 katlı yapıya ait göreli kat ötelemeleri ve bağ kirişi dönme kontrolü

Kat birim	U_{ix} mm	Δ_i mm	Θ_P rad	Υ_P rad	Υ_{Pmax} rad	Kontrol
Çatı	17.30	3.05	0.0081	0.061	0.08	√
4	14.26	3.68	0.0098	0.074	0.08	√
3	10.58	3.52	0.0094	0.070	0.08	√
2	7.06	3.40	0.0091	0.068	0.08	√
1	3.66	3.66	0.0084	0.063	0.08	√

Çizelge 3.26. 10 katlı yapıya ait göreli kat ötelemeleri ile bağ kirişi dönme kontrolü

Kat birim	U_{ix} mm	Δ_i mm	Θ_P rad	Υ_P rad	Υ_{Pmax} rad	Kontrol
Çatı	38.12	3.71	0.0099	0.074	0.08	√
9	34.41	4.02	0.0107	0.080	0.08	√
8	30.38	4.01	0.0107	0.080	0.08	√
7	26.37	4.20	0.0112	0.080	0.08	√
6	22.17	4.18	0.0111	0.079	0.08	√
5	17.99	4.14	0.0110	0.078	0.08	√
4	13.85	3.84	0.0102	0.077	0.08	√
3	10.01	3.57	0.0095	0.071	0.08	√
2	6.44	3.20	0.0085	0.064	0.08	√
1	3.24	3.24	0.0074	0.055	0.08	√

Bağ kirişi dönme kontrolü ve göreli kat ötelemesi kontrolünü sağlayan kesitler kullanılarak, bağ kirişinin dayanım kontrolü yukarıda anlatılan yüklerin oluşturduğu iç kuvvetlere göre yapılmıştır. Seçilen kiriş kesitlerinin kesme kapasitesinin yeterli olup olmadığı Çizelge 3.27 ve Çizelge 3.28'de kontrol edilmiştir.

Çizelge 3.27. 5 katlı yapının bağ kirişi deprem talebi kapasite kontrolü

Kat Birim	V_d kN	Kesit	$\phi_v V_n$ kN	Talep/Kapasite
Çatı	75.78	HE140B	120.58	0.63
4	128.69	HE160B	159.19	0.81
3	164.57	HE180B	191.86	0.86
2	181.67	HE180B	191.86	0.95
1	213.07	HE200B	227.21	0.94

Çizelge 3.28. 10 katlı yapının bağ kirişi deprem talebi kapasite kontrolü

Kat Birim	V_d kN	Kesit	$\phi_v V_n$ kN	Talep/Kapasite
Çatı	83.18	HE140B	120.58	0.69
9	115.28	HE160B	159.19	0.72
8	175.78	HE180B	191.86	0.92
7	189.99	HE180B	191.86	0.99
6	222.32	HE200B	227.21	0.98
5	226.17	HE200B	227.21	1.00
4	248.73	HE220B	265.22	0.94
3	246.89	HE220B	265.22	0.93
2	242.25	HE220B	265.22	0.91
1	304.48	HE240B	305.91	1.00

Kısa bağ kirişi olarak, tasarlanan bağ kirişleri için 0.8 m uzunluğun dayanım kontrollerini sağlayan kesitler için, kesme kuvveti kapasiteleri ve eğilme momenti kapasiteleri ve kısa bağ kirişi boyu kontrolleri ayrı ayrı hesaplanıp Denklem 2.6'yı sağlayıp-sağlamadığı Çizelge 3.29 ve Çizelge 3.30'da yapılmıştır.

Çizelge 3.29. 5 katlı yapının bağ kirişi uzunluğunun kontrolü

Kat Birim	e m	$1.6M_p/V_p$ m	Kontrol
Çatı	0.8	0.81	√
4	0.8	0.81	√
3	0.8	0.88	√
2	0.8	0.99	√
1	0.8	0.99	√

Çizelge 3.30. 10 katlı yapının bağ kirişi uzunluğunun kontrolü

Kat Birim	e m	$1.6M_p/V_p$ m	Kontrol
Çatı	0.8	0.80	√
9	0.8	0.88	√
8	0.8	0.99	√
7	0.8	0.99	√
6	0.8	1.12	√
5	0.8	1.12	√
4	0.8	1.23	√
3	0.8	1.23	√
2	0.8	1.23	√
1	0.8	1.36	√

Bağ kirişi dışında kalan elemanların tasarımı

Bağ kirişin dışındaki diğer elemanların tasarımı kapasite tasarımın ilkesine göre hesaplanmıştır.

Çizelge 3.31. 5 katlı binanın bağ kirişi dışındaki kat kirişlerin dayanım kontrolü

Kat birim	Enkesit	$\phi_b M_n$ kN -m	M_u kN -m	$\phi_c P_n$ kN	P_u kN	Bileşik Etki	Kontrol
Çatı	HE140B	60.64	32.25	781.75	149.80	0.63	√
4	HE160B	87.62	48.19	1056.10	216.27	0.69	√
3	HE180B	119.05	60.90	1337.80	271.91	0.66	√
2	HE180B	119.05	52.89	1337.80	279.76	0.60	√
1	HE200B	159.14	84.96	1657.32	299.41	0.62	√

Çizelge 3.32. 10 katlı binanın bağ kirişi dışındaki kat kirişlerin dayanım kontrolü

Kat birim	Enkesit	$\phi_b M_n$ kN -m	M_u kN -m	$\phi_c P_n$ kN	P_u kN	Bileşik Etki	Kontrol
Çatı	HE140B	78.83	17.87	781.75	158.85	0.40	√
9	HE160B	113.90	32.98	1056.10	221.15	0.47	√
8	HE180B	154.76	31.35	1337.80	283.33	0.39	√
7	HE180B	154.76	32.77	1337.80	294.71	0.41	√
6	HE200B	206.89	48.85	1657.32	355.23	0.42	√
5	HE200B	206.89	50.97	1657.32	368.17	0.44	√
4	HE220B	266.09	72.16	1985.02	429.97	0.46	√
3	HE220B	266.09	69.12	1985.02	440.99	0.45	√
2	HE220B	266.09	74.69	1985.02	452.30	0.48	√
1	HE240B	338.80	108.10	2358.18	425.49	0.41	√

Çapraz elemanların tasarımı

Çizelge 3.33. 5 katlı binanın çapraz elemanların dayanım kontrolü

Kat birim	Enkesit	$\phi_b M_n$ Kn-m	M_u Kn-m	$\phi_c P_n$ Kn	P_u Kn	Bileşik Etki	Kontrol
Çatı	HE160B	87.62	34.60	766.19	269.71	0.70	√
4	HE180B	119.05	48.71	1040.10	395.00	0.74	√
3	HE200B	159.14	60.59	1350.32	493.11	0.70	√
2	HE220B	204.68	72.94	1677.76	507.15	0.62	√
1	HE220B	204.68	75.16	1578.95	585.31	0.70	√

Çizelge 3.34. 10 katlı binanın çapraz elemanların dayanım kontrolü

Kat birim	Enkesit	$\phi_b M_n$ Kn-m	M_u Kn-m	$\phi_c P_n$ Kn	P_u Kn	Bileşik Etki	Kontrol
Çatı	HE220B	204.68	57.20	1677.76	227.26	0.35	√
9	HE220B	204.68	69.87	1677.76	316.71	0.44	√
8	HE280B	379.67	100.30	2700.75	404.32	0.34	√
7	HE280B	379.67	104.38	2700.75	423.87	0.35	√
6	HE280B	379.67	113.26	2700.75	523.68	0.40	√
5	HE280B	379.67	117.31	2700.75	555.35	0.48	√
4	HE280B	379.67	121.66	2700.75	672.24	0.53	√
3	HE280B	379.67	124.44	2700.75	715.66	0.56	√
2	HE280B	379.67	127.37	2700.75	764.21	0.58	√
1	HE280B	379.67	116.60	2600.91	823.47	0.59	√

Kolonların tasarımı

Çizelge 3.35. 5 katlı binanın kolonların dayanım kontrolü

Kat birim	Enkesit	$\phi_c P_n$ Kn	P_u Kn	$P_u / \phi_c P_n$	Kontrol
Çatı	HE200B	1574.95	181.32	0.12	√
4	HE200B	1574.95	503.86	0.32	√
3	HE200B	1574.95	922.50	0.59	√
2	HE280B	2920.98	1374.99	0.47	√
1	HE280B	2812.96	1887.00	0.67	√

Çizelge 3.36. 10 Katlı binanın kolonların dayanım kontrolü $P_u / \phi_c P_n$

Kat birim	Enkesit	$\phi_c P_n$ Kn	P_u Kn	$P_u / \phi_c P_n$	Kontrol
Çatı	H400x237	7105.65	158.11	0.02	√
9	H400x237	7105.65	490.61	0.07	√
8	H400x237	7105.65	901.81	0.13	√
7	H400x237	7105.65	1426.45	0.20	√
6	H400x262	7861.85	1996.81	0.25	√
5	H400x262	7861.85	2654.04	0.34	√

4	H400x262	7861.85	3342.50	0.43	√
3	H400x262	7861.85	3498.49	0.44	√
2	H400x262	7861.85	4149.46	0.53	√
1	H400x288	8487.45	4806.54	0.57	√

Çizelge 3.37. 5 katlı binanın A ve D aksları tüm kesitler

Kat	Bağ kiriş	Kat Kiriş	Çapraz	Kolon	Ana Kiriş
Çatı	HE140B	HE140B	HE160B	HE200B	IPE270
4	HE160B	HE160B	HE180B	HE200B	IPE270
3	HE180B	HE180B	HE200B	HE200B	IPE270
2	HE180B	HE180B	HE220B	HE280B	IPE270
1	HE200B	HE200B	HE220B	HE280B	IPE270

Çizelge 3.38. 5 katlı binanın B ve C aksları tüm kesitler

Kat	Tüm Kolonlar	Ana Kiriş
5	HE200B	IPE300
4	HE200B	IPE300
3	HE200B	IPE300
2	HE280B	IPE300
1	HE280B	IPE300

Çizelge 3.39. 5 katlı binanın 1 ve 5 aksları tüm kesitler

Kat	Bağ kiriş	Kat Kiriş	Çapraz	Kolon	Ana Kiriş
Çatı	HE180B	HE180B	HE160B	HE200B	HE360B
4	HE180B	HE180B	HE180B	HE200B	HE360B
3	HE240B	HE240B	HE200B	HE200B	HE360B
2	HE240B	HE240B	HE220B	HE280B	HE360B
1	HE260B	HE260B	HE220B	HE280B	HE360B

Çizelge 3.40. 5 katlı binanın 2, 3 ve 4 aksları tüm kesitler

Kat	Tüm Kolonlar	Ana Kiriş
5	HE200B	HE360B
4	HE200B	HE360B
3	HE200B	HE360B
2	HE280B	HE360B
1	HE280B	HE360B

Çizelge 3.41. 10 katlı binanın A ve D aksları tüm kesitler

Kat	Bağ kiriş	Kat Kiriş	Çapraz	Kolon	Ana Kiriş
Çatı	HE140B	HE140B	HE220B	H400x237	IPE270
9	HE160B	HE160B	HE220B	H400x237	IPE270
8	HE180B	HE180B	HE280B	H400x237	IPE270
7	HE180B	HE180B	HE280B	H400x237	IPE270
6	HE200B	HE200B	HE280B	H400x262	IPE270
5	HE200B	HE200B	HE280B	H400x262	IPE270
4	HE220B	HE220B	HE280B	H400x262	IPE270
3	HE220B	HE220B	HE280B	H400x262	IPE270
2	HE220B	HE220B	HE280B	H400x262	IPE270
1	HE240B	HE240B	HE280B	H400x288	IPE270

Çizelge 3.42. 10 katlı binanın B ve C aksları tüm kesitler

Kat	Tüm Kolonlar	Ana Kiriş
10	H400x237	IPE300
9	H400x237	IPE300
8	H400x237	IPE300
7	H400x237	IPE300
6	H400x262	IPE300
5	H400x262	IPE300
4	H400x262	IPE300
3	H400x262	IPE300
2	H400x262	IPE300
1	H400x288	IPE300

Çizelge 3.43. 10 katlı binanın 1 ve 5 aksları tüm kesitler

Kat	Bağ kiriş	Kat Kiriş	Çapraz	Kolon	Ana Kiriş
10	HE180B	HE180B	HE180B	H400x237	HE360B
9	HE180B	HE180B	HE180B	H400x237	HE360B
8	HE200B	HE200B	HE200B	H400x237	HE360B
7	HE200B	HE200B	HE200B	H400x237	HE360B
6	HE220B	HE220B	HE220B	H400x262	HE360B
5	HE220B	HE220B	HE220B	H400x262	HE360B
4	HE240B	HE240B	HE240B	H400x262	HE360B
3	HE240B	HE240B	HE240B	H400x262	HE360B
2	HE260B	HE260B	HE260B	H400x262	HE360B
1	HE260B	HE260B	HE260B	H400x288	HE360B

Çizelge 3.44. 10 katlı binanın 2, 3 ve 4 aksları tüm kesitler

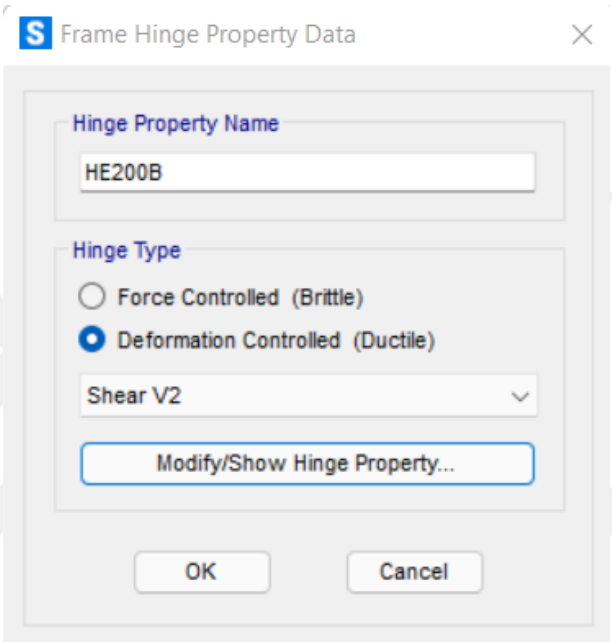
Kat	Tüm Kolonlar	Ana Kiriş
10	H400x237	HE360B
9	H400x237	HE360B
8	H400x237	HE360B
7	H400x237	HE360B
6	H400x262	HE360B
5	H400x262	HE360B
4	H400x262	HE360B
3	H400x262	HE360B
2	H400x262	HE360B
1	H400x288	HE360B

3.2.2. Statik itme analizi ile sistem performansının belirlenmesi

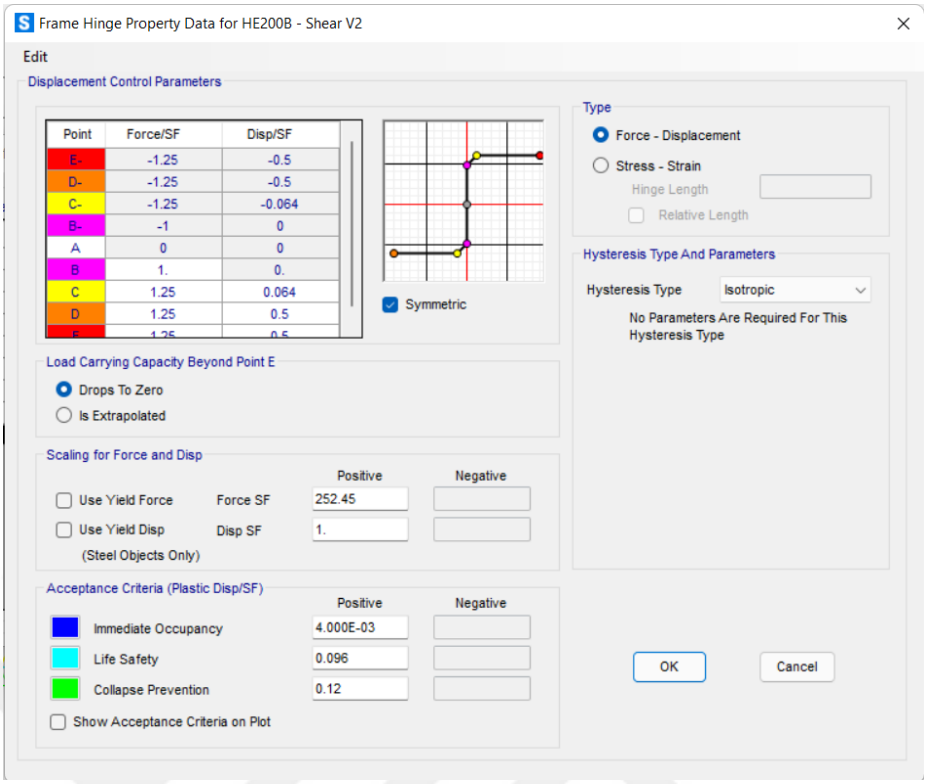
Ön tasarımları DGT yöntemi ile yapılan 5 ve 10 katlı prototip binaların (Şekil 3.1 ve Şekil 3.4) Sabit Tek Modlu İtme Yöntemi ile doğrusal olmayan analizleri yapılarak performans noktaları bulunmuştur. DGT'e göre ön tasarımı yapılan prototip binaların performans hedefleri için değerlendirmeler yapılmıştır. Bağ kirişleri kısa bağ kirişi olarak tasarlandığından akma durumu, kesme kuvveti etkisiyle olacağından plastik mafsallar, plastik kesme mafsalı olarak tanımlanmıştır (Şekil 3.9).

Plastik mafsallar tanımlanırken yönetmelik TBDY-2018'de verilmiş olan performans düzeylerine göre hasar sınırları tanımlanmıştır. Bu tanımlamada kullanılan kısa bağ

kirişlerinin dönme açılarının sınır değerleridir. Kullanılan analiz programında plastik kesme mafsallarının hasar sınırları, deplasman olarak tanımlanmaktadır. Bu sebeple yönetmelikte verilen bağ kirişi dönme açıları, bağ kirişi boyu ile çarpılarak bağ kirişi yatay yer değiştirmelerine dönüştürülmüş ve programa öyle tanımlanmıştır (Şekil 3.10). Performans seviyeleri için kısa bağ kirişi dönme açısı sınır değerleri önceki bölümlerde Çizelge 2.3'te verilmiştir.



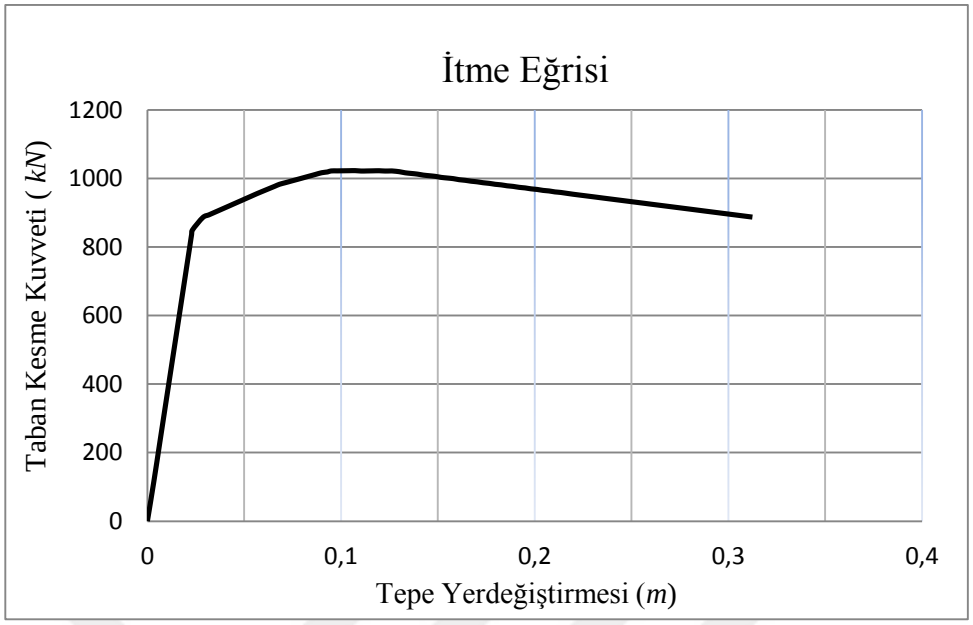
Şekil 3.9. SAP 2000 programında 1. kat bağ kirişlerinde tanımlanan plastik kesme kuvveti mafsalı



Şekil 3.10. HE200B kesitine ait plastik kesme kuvveti mafsalı tanımı

Şekil 3.10'da plastik kesme kuvveti mafsalı tanımlanırken kullanılan arayüzdeki akma dayanımı değerleri 'kN', yer değiştirme değerleri ise 'm' cinsinden girilmiştir.

Gerçekleştirilen itme analiz sonucunda 5 katlı prototip binanın kapasitesine ait yer değiştirmeleri ve buna karşı gelen taban kesme kuvveti (itme eğrisi) elde edilip Şekil 3.11'de gösterilmiştir.



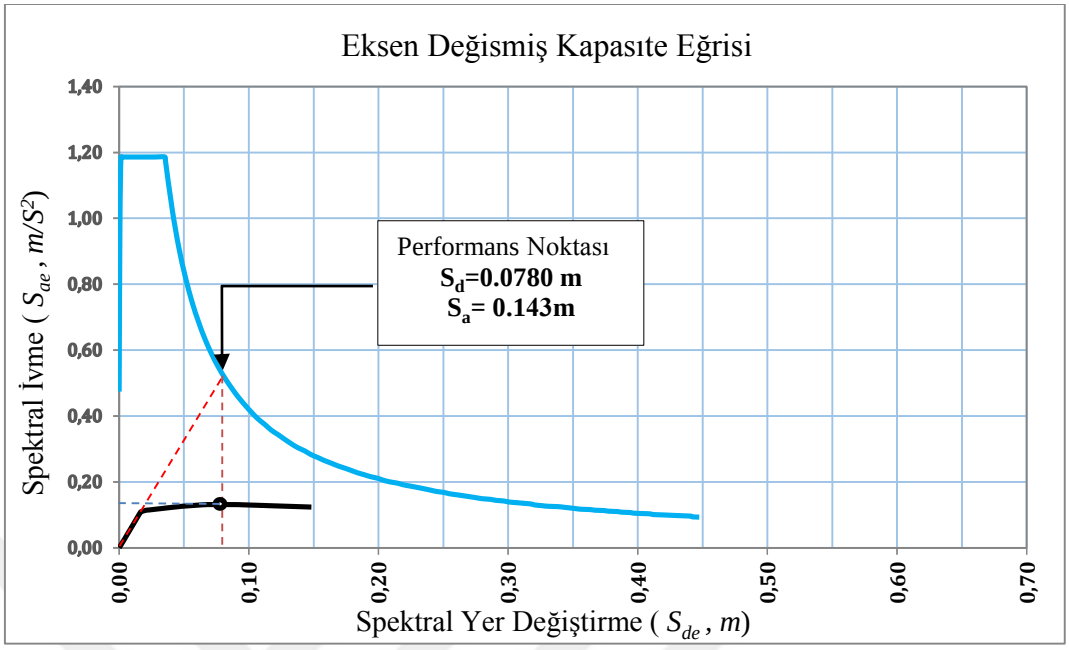
Şekil 3.11. 5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi

Şekil 3.7'de verilen 5 katlı prototip binanın koordinatlarına ait deprem yatay elastik tasarım spektrumu ve Şekil 3.10'da elde edilen yapının itme kapasite eğrisi aynı şekilde gösterilebilmesi için eksen dönüşümleri yapılmıştır.

Çizelge 3.45. 5 katlı prototip binanın kapasite eğrisi dönüşümü

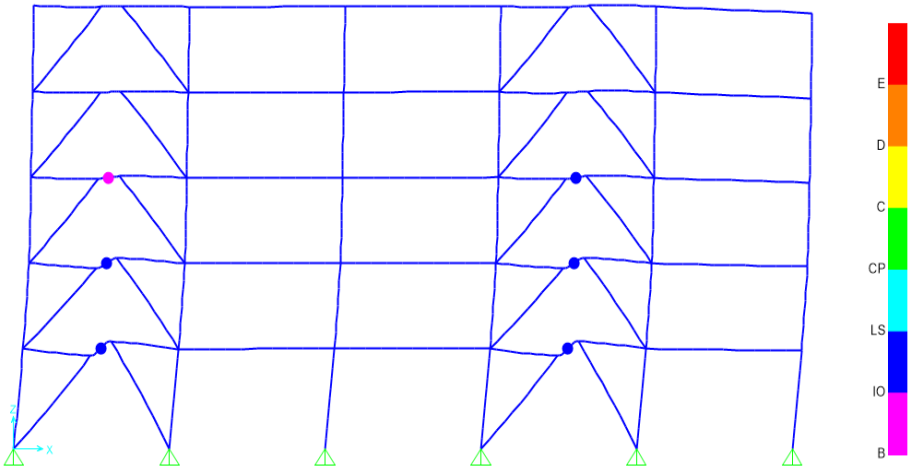
Kat	w	ϕ_{ix1}	M_1	L_1	Γ_1	M_1^*
Çatı	1411.2	0.0444	794.60	25.19	31.54	0.80
4	2016	0.0367				
3	2016	0.0273				
2	2016	0.0182				
1	2016	0.0094				
∑	**9475.20**					

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



Şekil 3.12. 5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktası

Şekil 3.11'de görüldüğü üzere yapının performans noktası, tepe yerdeğiştirme S_d = 0.078 m olarak bulunmuştur. Bu durumdaki yapıda oluşan plastik mafsalların hasar durumları Şekil 3.12'de gösterilmiştir.

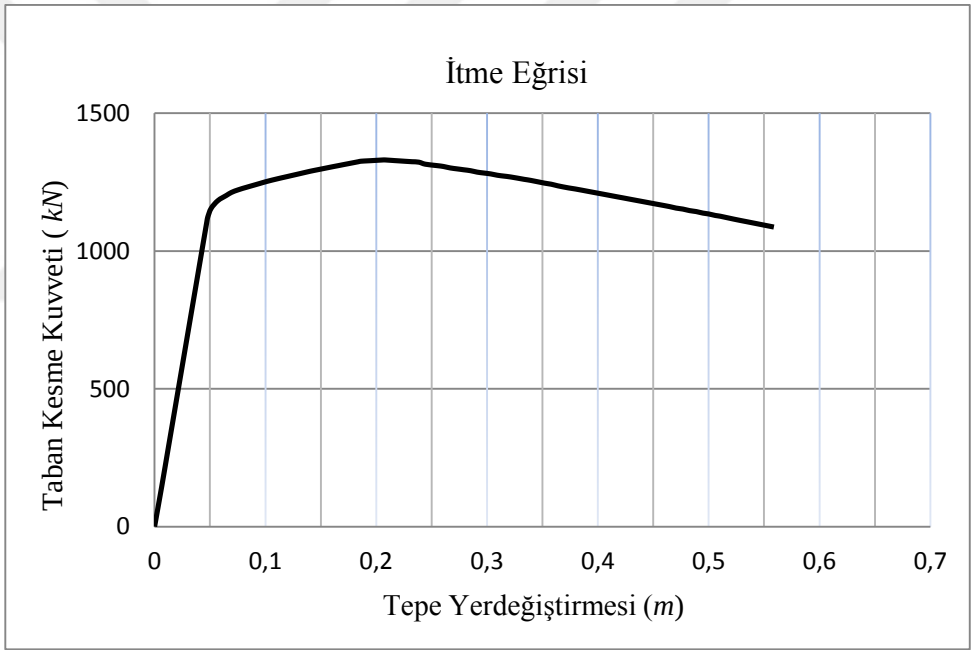


Şekil 3.13. 5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar.

Çizelge 3.46. Bağ kirişi dönme açıları ve performans seviyeleri

KAT	Δ_p mm	e mm	Υ rad	$\Upsilon_{sınır}$ rad	Oran	Performans Seviyesi
Çatı	0.00	800	0.000	0.12	0.00	SH(IO)
4	0.00	800	0.000	0.12	0.00	SH(IO)
3	5.44	800	0.015	0.12	0.12	KH(LS)
2	35.02	800	0.093	0.12	0.78	KH(LS)
1	51.38	800	0.115	0.12	0.92	KH(LS)

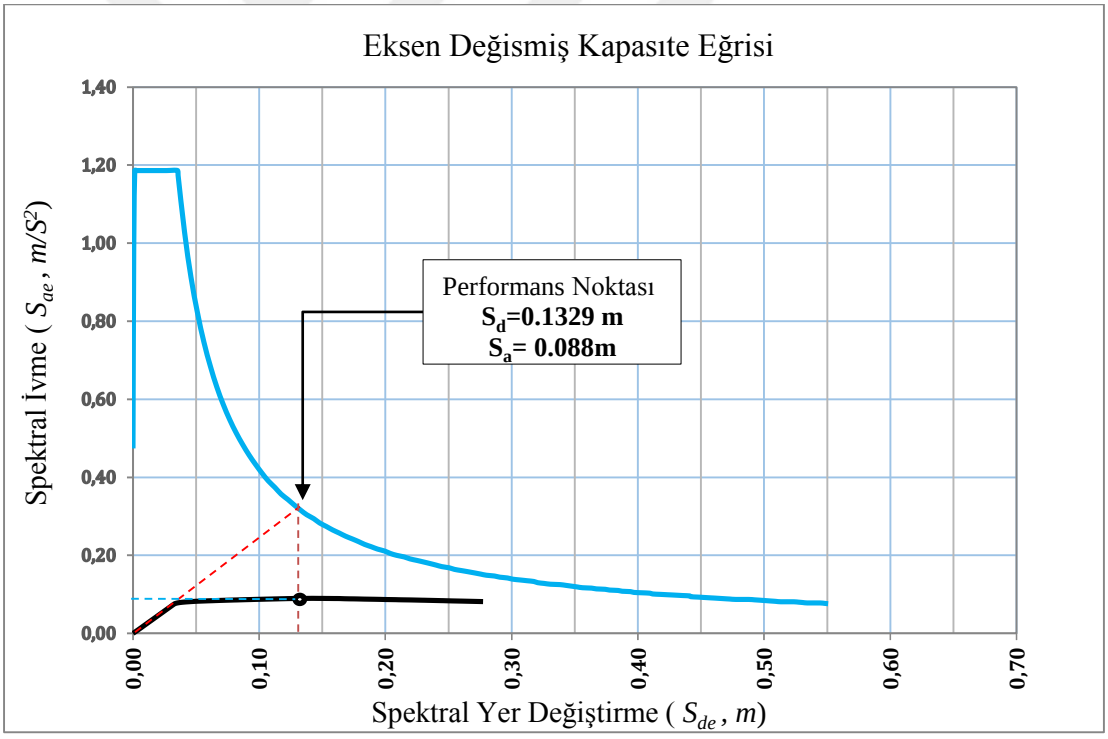
Çizelge 3.46'da 5 katlı yapının her katındaki bağ kirişlerinin dönme açıları ve sağladıkları performans düzeyleri kontrol edilmiştir. Bütün kesitler kontrollü hasar performans seviyesini sağlamaktadır. 10 katlı binanın itme eğrisi Şekil 3.13'te gösterilmektedir.



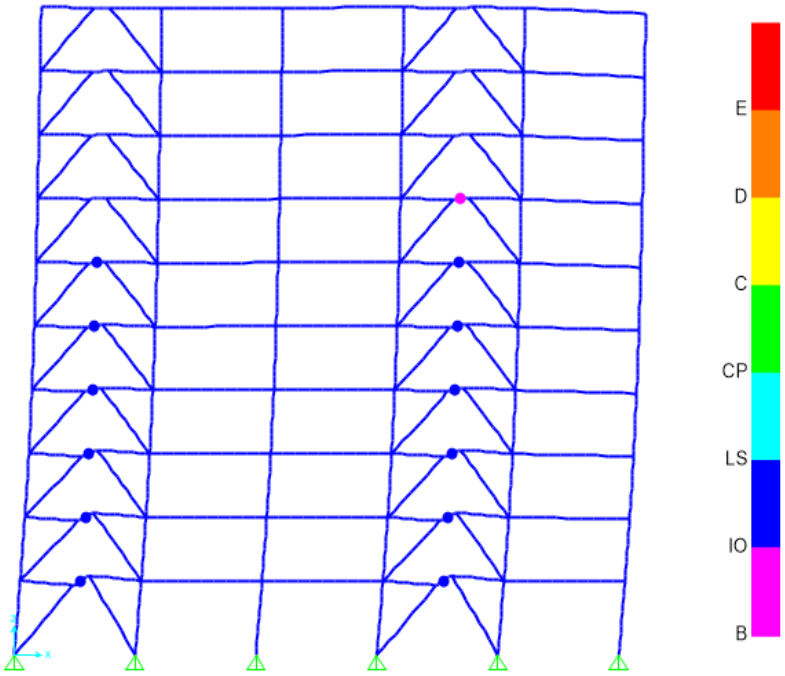
Şekil 3.14. 10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi

Çizelge 3.47. 10 katlı prototip binanın kapasite eğrisi dönüşümü

Kat	w	ϕ_{ix1}	M1	L1	Γ_1	M_1^*
Çatı	1411.2	0.0360	1510.62	37.31	40.48	0.92
9	2016	0.0327				
8	2016	0.0289				
7	2016	0.0252				
6	2016	0.0211				
5	2016	0.0171				
4	2016	0.0131				
3	2016	0.0094				
2	2016	0.0060				
1	2016	0.0030				
Top	**19555.20**					



Şekil 3.15. 10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktası



Şekil 3.16. 10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar

Çizelge 3.48. Bağ kirişi dönme açıları ve performans seviyeleri

KAT	Δ_p mm	e mm	Υ rad	$\Upsilon_{sınır}$ rad	Oran	Performans Seviyesi
Çatı	0.00	800	0.000	0.12	0.00	SH(IO)
9	0.00	800	0.000	0.12	0.00	SH(IO)
8	0.00	800	0.000	0.12	0.00	SH(IO)
7	2.58	800	0.007	0.12	0.06	SH(IO)
6	4.18	800	0.011	0.12	0.09	KH(LS)
5	11.60	800	0.031	0.12	0.26	KH(LS)
4	18.27	800	0.049	0.12	0.41	KH(LS)
3	27.53	800	0.073	0.12	0.61	KH(LS)
2	37.07	800	0.099	0.12	0.82	KH(LS)
1	44.60	800	0.102	0.12	0.85	KH(LS)

Çizelge 3.48'de 10 katlı yapının her katındaki bağ kirişlerinin dönme açıları ve sağladıkları performans düzeyleri kontrol edilmiştir. Bütün kesitler kontrollü hasar performans seviyesini sağlamaktadır.

3.3. Prototip Binaların Performans Tabanlı Plastik Tasarım Yöntemine Göre Tasarımı

Bu bölümde tez kapsamındaki prototip olarak Bölüm 3.1'de verilen 5 ve 10 katlı binaların tasarımları PTPT yöntemi ile yapılmıştır.

Şekil 2.15'te gösterildiği gibi akış şemasına göre katlara etkiyen yanal deprem kuvveti dağılımı elde edilmiştir. Daha sonra bir dışmerkez çaprazlı çelik çerçevenin tasarımı, Şekil 2.16'da verilen akış şeması izlenerek gerçekleştirilmiştir.

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 5 ve 10 katlı binaların yanal kuvvet dağılım oranları sırasıyla Çizelge 3.49 ve 3.50'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.49. 5 katlı prototip binanın yanal yük dağılım katsayıları

Kat	h_j (m)	w_j (kN)	w_jh_j (kN-m)	$\sum w_jh_j$ (kN-m)	β_i	$\beta_i - \beta_{i+1}$	$(\beta_i-\beta_{i+1}).h_i$
Çatı	15.5	2822.40	43747	43747	1.00	1.00	15.50
4	12.5	4032.00	50400	94147	1.83	0.83	10.44
3	9.5	4032.00	38304	132451	2.40	0.57	5.41
2	6.5	4032.00	26208	158659	2.77	0.37	2.40
1	3.5	4032.00	14112	172771	2.97	0.19	0.68
∑		**18950.40**			**10.98**	**2.97**	**34.42**

Çizelge 3.50. 10 katlı prototip binanın yanal yük dağılım katsayıları

Kat	h_j (m)	w_j (kN)	w_jh_j (kN-m)	$\sum w_jh_j$ (kN-m)	β_i	$\beta_i-\beta_{i+1}$	$(\beta_i-\beta_{i+1}).h_i$
Çatı	30.5	2822.40	86083	86083	1.00	1.00	30.50
9	27.5	4032.00	110880	196963	1.83	0.83	22.79
8	24.5	4032.00	98784	295747	2.46	0.63	15.46
7	21.5	4032.00	86688	382435	2.97	0.51	10.91

6	18.5	4032.00	74592	457027	3.38	0.41	7.62
5	15.5	4032.00	62496	519523	3.71	0.33	5.13
4	12.5	4032.00	50400	569923	3.97	0.26	3.24
3	9.5	4032.00	38304	608227	4.16	0.19	1.83
2	6.5	4032.00	26208	634435	4.29	0.13	0.85
1	3.5	4032.00	14112	648547	4.36	0.07	0.24
∑		**39110.40**			**32.13**	**4.36**	**98.57**

3.3.2. Taban kesme kuvvetinin belirlenmesi

Taban kesme kuvveti Denklem 2.11 ile hesaplanmıştır. Yapılan hesapların sonuçları Çizelge 3.51'de özetlenmiştir.

Çizelge 3.51. 5 ve 10 katlı prototip binanın PTPT yönteminde kullanılacak parametre değerleri.

Tasarım Parametre	5 Katlı Yapı	10 Katlı Yapı
$S_{ae}(T)$	0.539	0.357
T	0.762	1.150
θ_u	2.0%	2.0%
θ_y	0.5%	0.5%
R_μ	4.00	4.00
θ_p	1.5%	1.5%
ɣ	0.438	0.438
μ_s	4.00	4.00
α	2.410	2.061
V/W	0.052	0.027
$V_{(P\text{-}\Delta \text{ olmadan})}$ kN	979.94	1046.82
$\sum Fi_{(P\text{-}\Delta)}$ kN	379.01	782.21
V^* Taban kesme kuvveti (kN)	1358.95	1829.03

3.3.3. Akması öngörülen elemanların tasarımı

Şeki 2.11'de gösterildiği gibi dışmerkez çaprazlı çerçeveler için hedef akma mekanizması kullanılırken bağ kirişlerin plastikleşmesinden bahsetmiştik. Çizelge 3.51'de görüldüğü üzere buradaki taban kesme kuvveti tüm binanın taban kesme kuvvetidir. Deprem duğrultusundaki yanal yük taşıyıcı çerçevelerin her bir açıklığına denk gelen taban kesme kuvveti Çizelge 3.52 ve 3.53'te verilmiştir. Ek 2'de hesap detayları verilmiştir.

Çizelge 3.52. 5 katlı PTPT prototip bina için bağ kirişlerin tasarım parametreleri

Kat	C_{vi}'	V	F_i	$F_{i\ P\text{-}\Delta}$	$F_{i\ Total}$	$F_i h_i$	$F_i/4$	$F_i h_i/4$
		kN	kN	kN	kN	kN-m	kN	kN-m
Çatı	0.34		330.23	56.45	386.68	5993.49	96.67	1498.37
4	0.28		275.68	80.64	356.32	4453.95	89.08	1113.49
3	0.19	979.94	188.06	80.64	268.70	2552.67	67.18	638.17
2	0.12		122.03	80.64	202.67	1317.36	50.67	329.34
1	0.07		63.94	80.64	144.58	506.04	36.15	126.51
∑	**1.00**		**979.94**	**379.01**	**1358.95**	**14823.50**		

Çizelge 3.53. 5 katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri

Kat	$\beta i.V_{pr}$	Tasarım Kesiti	ϕV_n	M_p	V_p	$b_f / 2t_f$
	kN		kN	kN-m	kN	
Çatı	58.55	HE140 B	120.58	67.65	133.98	5.83
4	106.47	HE140 B	120.58	67.65	133.98	5.83
3	138.50	HE160 B	159.19	97.35	176.88	6.15
2	159.29	HE180 B	191.86	132.55	213.18	6.43
1	170.18	HE180 B	191.86	132.55	213.18	6.43

Çizelge 3.53'te ÇYTHYE göre $0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ve $\frac{h}{t_w}$ kriterlerini sağladığı gösterilmiştir.

3.3.4. Kat rijitlik kontrolleri

Genel olarak kat rijitlikleri bina yüksekliği boyunca düşer ve maksiumum kat rijitliği birinci katta olması beklenir (Goel & Chao, 2005). Kat rijitlik hesaplamaları Çizelge 3.54'te verilmiştir.

Çizelge 3.54. 5 katlı PTPT prototip kat rijitlik kontrolü

K_{Kolon}	$K_{Çapraz}$	K_{Kat}
kN/mm	kN/mm	kN/mm
1265.78	23163.27	24429.05
5063.11	27916.93	32980.04
5063.11	33059.52	38122.64
17128.89	38591.05	55719.94
3522.33	36702.85	40225.18

Birinci katın kat rjijitliği küçük olduğu için ikinci katın kat rijitliği alınarak artış oranı miktarında denklem 2.27'ye göre birinci katın bağ kirişi artırılacaktır.

$$K_t = 55719.94$$

$$V_p^{'} = V_p \frac{K_t}{K_{Kat}} = V_p \frac{55719.94}{40225.18} = 1.39 V_p$$

$$V_p^{'} = 1.39 \times 213.18 = 295.30 kN$$

Böylece bağ kirişinin kesiti birinci katta HE180B yerine HE220B seçilmiştir. Diğer kesitlerin seçimi kapasaite tasarım ilkesine göre yapılmışır

Çizelge 3.55. 5 katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri

Kat	Tasarım Kesiti	ϕV_n	V_u	M_B	$0.75R_yM_p$	$b_f / 2t_f$
		kN	kN	kN-m	kN-m	
Çatı	HE140 B	120.58	217.72	86.23	65.96	5.83
4	HE140 B	120.58	217.72	86.23	65.96	5.83
3	HE160 B	159.19	287.43	103.39	94.92	6.15
2	HE180 B	191.86	346.42	104.82	129.24	6.43
1	HE220 B	265.22	478.87	87.44	221.74	6.88

Çizelge 3.56. 5 katlı PTPT prototip binanın mekanizma durumundaki kiriş ve çaprazlı dış kolon serbest cisim diyagramı için yanal kuvvet

Kat	h_i	w_{iu}	$(P_n)_i$	α_i	α_i x h_i	F_R	α_i x F_R
birim	m	kN/m	kN			kN-m	kN
Çatı	15.50	5.74	68.92	0.34	5.22	**389.83**	131.37
4	12.50	8.16	97.89	0.28	3.52		109.67
3	9.50	8.16	97.89	0.19	1.82		74.81
2	6.50	8.16	97.89	0.12	0.81		48.55
1	3.50	8.16	97.89	0.07	0.23		25.44
∑				**1.00**	**11.60**		**389.83**

Çizelge 3.57. 5 katlı PTPT prototip binanın mekanizma durumundaki kiriş ve çaprazlı iç kolon serbest cisim diyagramı için yanal kuvvet

Kat	h_i	w_{iu}	$(P_n)_i$	α_i	α_i x h_i	F_L	α_i x F_L
birim	m	kN/m	kN			kN-m	kN
Çatı	15.50	5.74	137.84	0.34	5.22	**412.19**	138.90
4	12.50	8.16	195.78	0.28	3.52		115.96
3	9.50	8.16	195.78	0.19	1.82		79.10
2	6.50	8.16	195.78	0.12	0.81		51.33
1	3.50	8.16	195.78	0.07	0.23		26.90
∑				**1.00**	**11.60**		**412.19**

Çizelge 3.58. 10 katlı PTPT prototip bina için bağ kirişlerin tasarım parametreleri

Kat	C_{vi}'	V	F_i	$F_{i\ P\text{-}\Delta}$	$F_{i\ Total}$	F_ih_i	$F_i/4$	$F_ih_i/4$
		kN	kN	kN	kN	kN-m	kN	kN-m
Çatı	0.23	**1046.82**	240.01	56.45	296.46	9042.08	74.12	2260.52
9	0.19		198.93	80.64	279.57	7688.05	69.89	1922.01
8	0.14		151.47	80.64	232.11	5686.80	58.03	1421.70
7	0.12		121.74	80.64	202.38	4351.26	50.60	1087.82
6	0.09		98.83	80.64	179.47	3320.20	44.87	830.05
5	0.08		79.46	80.64	160.10	2481.62	40.03	620.41
4	0.06		62.21	80.64	142.85	1785.59	35.71	446.40
3	0.04		46.28	80.64	126.92	1205.78	31.73	301.44
2	0.03		31.21	80.64	111.85	727.04	27.96	181.76
1	0.02		16.66	80.64	97.30	340.56	24.33	85.14
∑	**1.00**		**1046.82**	**782.21**	**1829.03**	**36628.98**	**457.26**	**9157.25**

Çizelge 3.59. 10 katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri

Kat	$\beta i.V_{pr}$ kN	Tasarım Kesiti	ϕV_n kN	M_p kN-m	V_p kN	$b_f / 2t_f$
Çatı	47.50	HE140 B	120.58	67.65	133.98	5.83
9	86.87	HE140 B	120.58	67.65	133.98	5.83
8	116.85	HE160 B	159.19	97.35	176.88	6.15
7	140.94	HE160 B	159.19	97.35	176.88	6.15
6	160.50	HE180 B	191.86	132.55	213.18	6.43
5	176.23	HE180 B	191.86	132.55	213.18	6.43
4	188.54	HE200 B	227.21	176.55	252.45	6.67
3	197.70	HE200 B	227.21	176.55	252.45	6.67
2	203.88	HE220 B	265.22	227.70	294.69	6.88
1	207.18	HE220 B	265.22	227.70	294.69	6.88

Çizelge 3.60. 10 katlı PTPT prototip kat rijitlik kontrolü

k_{Kolon} kN/mm	$k_{Çapraz}$ kN/mm	k_{Story} kN/mm
70853.34	38591.05	109444.39
70853.34	38591.05	109444.39
70853.34	55358.50	126211.83
70853.34	55358.50	126211.83
79484.44	55358.50	134842.94
79484.44	55358.50	134842.94
79484.44	55358.50	134842.94
79484.44	55358.50	134842.94
79484.44	55358.50	134842.94
15575.51	52338.26	67913.77

10 katlı binaya da ait birinci katın kat rjijitliği kücük olduğu için ikinci katın kat rijitliği alınarak artış oranı miktarında Denklem 2.27'ye göre birinci katın bağ kirişi artırılacaktır.

$$K_t = 283802.00$$

$$V_p^{'} = V_p \frac{K_t}{K_{Kat}} = V_p \frac{134842.94}{67913.77} = 1.99 V_p$$

$$V_p^{'} = 1.99 \times 294.69 = 585.11 kN$$

10 katlı yapıda da bağ kirişinin kesiti birinci katta HE220B kesiti yerine HE340B seçilmiştir. Diğer kesitlerin seçimi kapasaite tasarım ilkesine göre yapılmışır.

Çizelge 3.61. 10 katlı PTPT prototip bina için kirişlerin tasarım parametreleri

Kat	Tasarım Kesiti	ϕV_n	V_u	M_B	$0.75R_yM_p$	$b_f / 2t_f$
		kN	kN	kN-m	kN-m	
Çatı	HE140 B	120.58	217.72	86.23	65.96	5.83
9	HE140 B	120.58	217.72	86.23	65.96	5.83
8	HE160 B	159.19	287.43	103.39	94.92	6.15
7	HE160 B	159.19	287.43	103.39	94.92	6.15
6	HE180 B	191.86	346.42	104.82	129.24	6.43
5	HE180 B	191.86	346.42	104.82	129.24	6.43
4	HE200 B	227.21	410.23	98.67	172.14	6.67
3	HE200 B	227.21	410.23	98.67	172.14	6.67
2	HE220 B	265.22	478.87	87.09	222.01	6.88
1	HE340 B	529.25	955.60	96.38	645.65	6.98

Çizelge 3.62. 10 katlı PTPT prototip binanın mekanizma durumundaki kiriş ve çaprazlı dış kolon serbest cisim diyagramı için yanal kuvvet

Kat	h_i	w_{iu}	$(P_n)_i$	α_i	α_i x h_i	F_R	α_i x F_R
birim	m	kN/m	kN			kN-m	kN
Çatı	30.5	5.74	68.92	0.23	6.99		120.45
9	27.5	8.16	97.89	0.19	5.23		99.83
8	24.5	8.16	97.89	0.14	3.55		76.02
7	21.5	8.16	97.89	0.12	2.50		61.10
6	18.5	8.16	97.89	0.09	1.75	**525.36**	49.60
5	15.5	8.16	97.89	0.08	1.18		39.88
4	12.5	8.16	97.89	0.06	0.74		31.22
3	9.5	8.16	97.89	0.04	0.42		23.23
2	6.5	8.16	97.89	0.03	0.19		15.66
1	3.5	8.16	97.89	0.02	0.06		8.36
∑				**1.00**	**22.60**		**525.36**

Çizelge 3.63. 10 katlı PTPT prototip binanın mekanizma durumundaki kiriş ve çaprazlı iç kolon serbest cisim diyagramı için yanal kuvvet

Kat	h_i	w_{iu}	$(P_n)_i$	α_i	α_i x h_i	F_L	α_i x F_L
birim	m	kN/m	kN			kN-m	kN
Çatı	30.5	5.74	137.84	0.23	6.99		125.88
9	27.5	8.16	195.78	0.19	5.23		104.33
8	24.5	8.16	195.78	0.14	3.55		79.45
7	21.5	8.16	195.78	0.12	2.50		63.85
6	18.5	8.16	195.78	0.09	1.75	**549.03**	51.83
5	15.5	8.16	195.78	0.08	1.18		41.68
4	12.5	8.16	195.78	0.06	0.74		32.63
3	9.5	8.16	195.78	0.04	0.42		24.27
2	6.5	8.16	195.78	0.03	0.19		16.37
1	3.5	8.16	195.78	0.02	0.06		8.74
∑				**1.00**	**22.60**		**549.03**

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

Tasarımları PTPT ve ŞGDT yöntemlerine göre yapılan 5 ve 10 katlı prototip binalar sabit tek modlu statik itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlere tabi tutulmuştur. Ardından bu analizlerden elde edilen sonuçlara göre kıyaslanmalar yapılmıştır.

3.4.1. Prototip binaların statik itme analizi

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

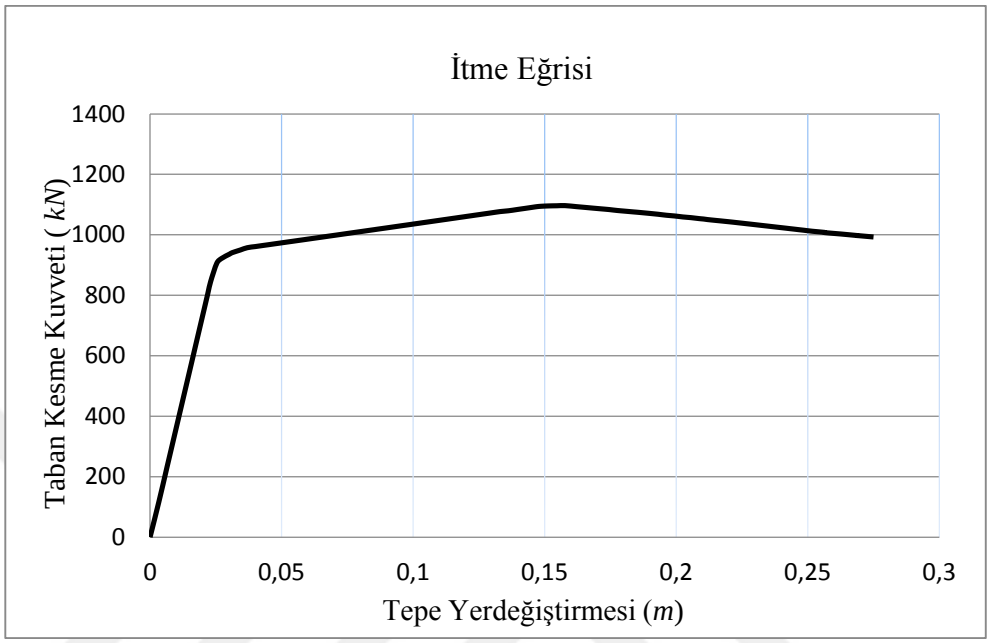
Tasarımı ŞGDT 'e göre yapılmış binaların statik itme analizleri:

Bölüm 3.2.2'de 5 ve 10 katlı binaların ŞGDT'e göre tasarımları yapılırken statik itme analizleri yapıldığından dolayı tekrar burada verilmemiştir.

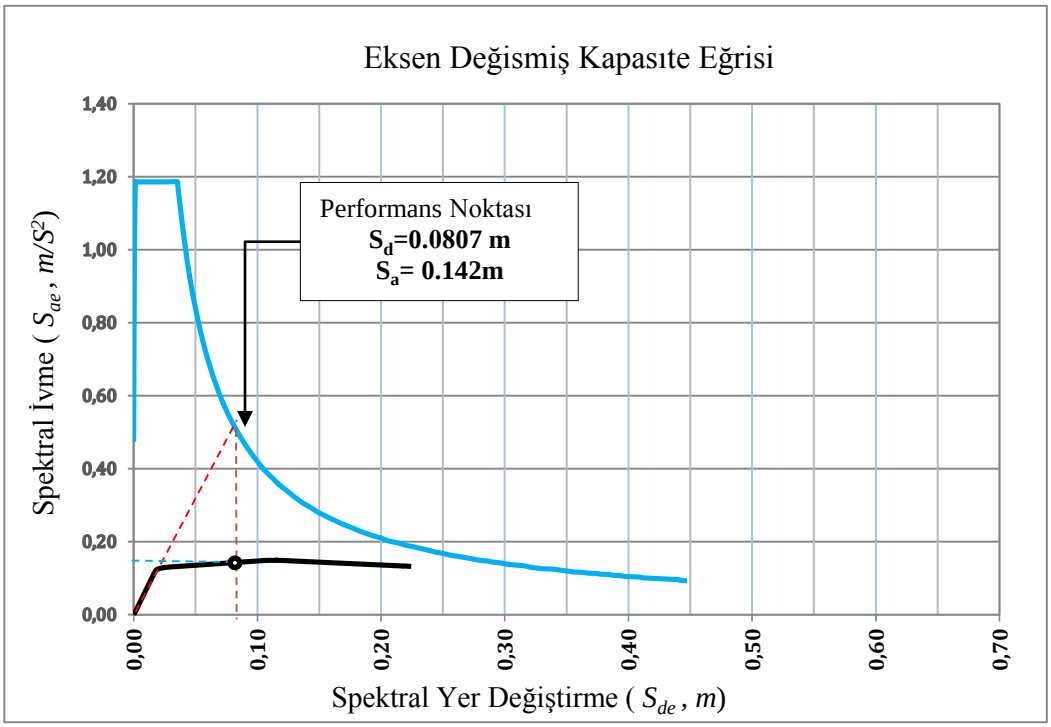
Tasarımı PTPT 'e göre yapılmış binaların statik itme analizleri:

Burada bölüm 3.3'te Performans Tabanlı Plastik Tasarım yöntemine göre tasarlanmış 5 ve 10 katlı yapıların statik itme analizleri yapılmıştır. PTPT yöntemine göre tasarımları

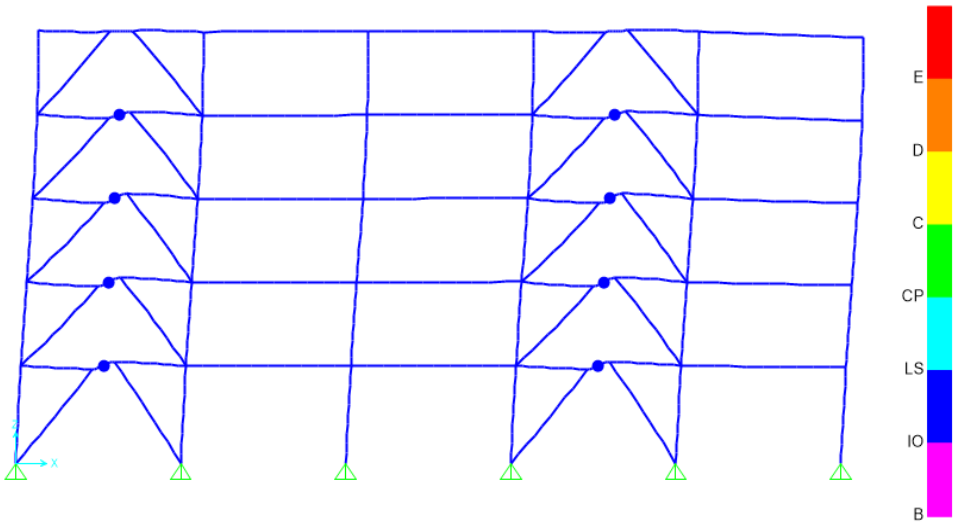
yapılan 5 katlı prototip binanın statik itme eğrisi Şekil 3.16'da, performans noktasının belirlenmesi Şekil 3.17'de, performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar Şekil 3.18'de verilmiştir.



Şekil 3.17. 5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi



Şekil 3.18. 5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasının belirlenmesi



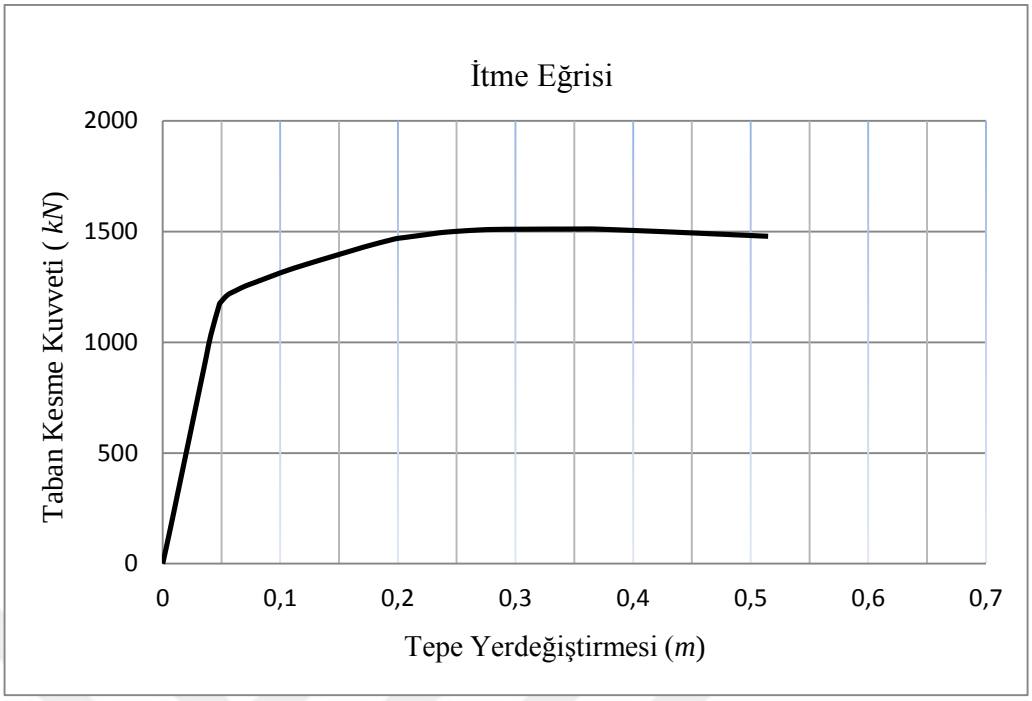
Şekil 3.19. 5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar

Çizelge 3.64'te PTPT yöntemi ile tasarlanan 5 katlı yapının her katındaki bağ kirişlerinin dönme açıları ve sağladıkları performans düzeyleri kontrol edilmiştir. 5 katlı bina kontrollü hasar performans seviyesini sağlamaktadır.

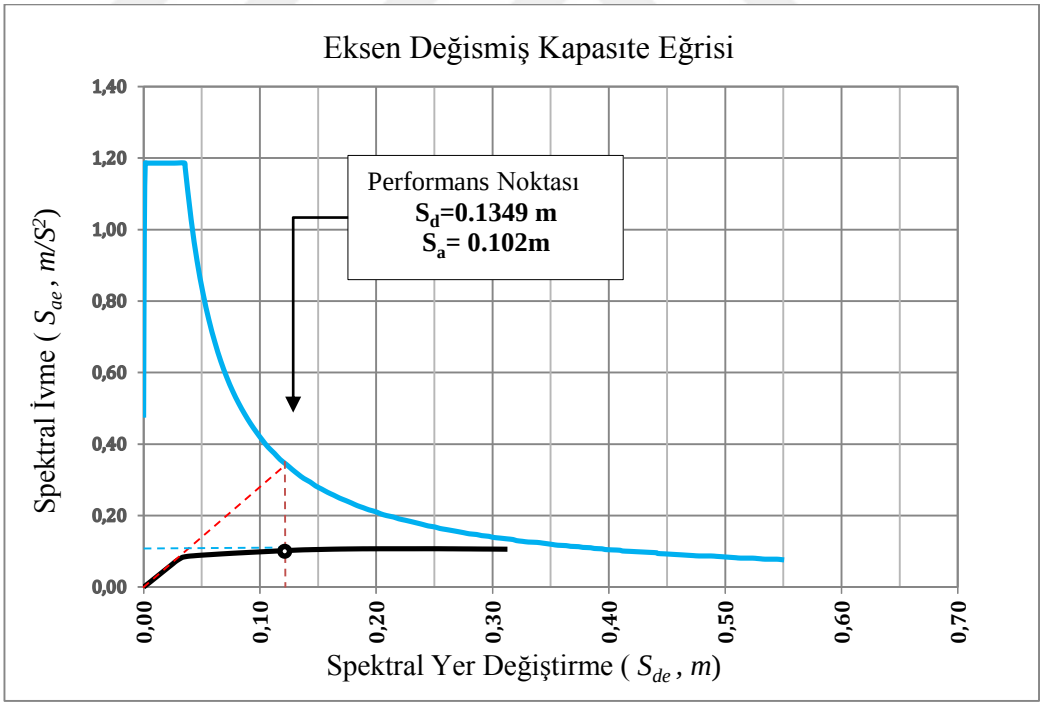
Çizelge 3.64. 5 katlı prototip binanın kiriş eleman hasar durumları

KAT	Δ_p mm	e mm	Υ rad	$\Upsilon_{sınır}$ rad	Oran	Performans Seviyesi
Çatı	0.00	800	0.000	0.12	0.00	SH(IO)
4	16.86	800	0.045	0.12	0.37	KH(LS)
3	29.62	800	0.079	0.12	0.66	KH(LS)
2	28.74	800	0.077	0.12	0.64	KH(LS)
1	26.56	800	0.061	0.12	0.51	KH(LS)

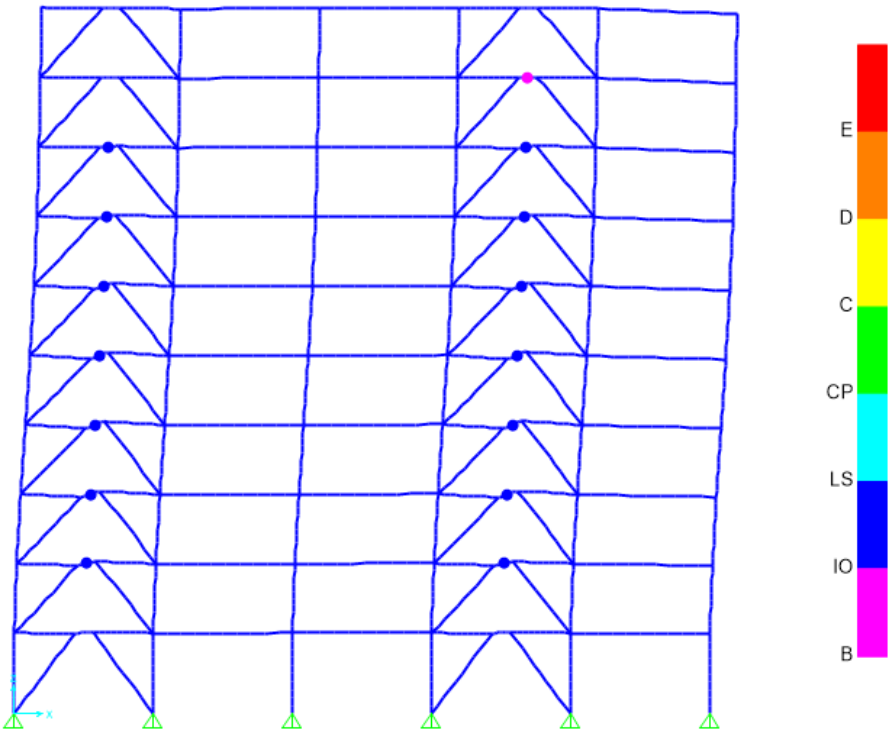
PTPT yöntemine göre tasarımları yapılan 10 katlı prototip binanın statik itme eğrisi Şekil 3.19'da, performans noktasının belirlenmesi Şekil 3.20'de, performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar Şekil 3.21'de verilmiştir.



Şekil 3.20. 10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın itme eğrisi



Şekil 3.21. 10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasının belirlenmesi



Şekil 3.22. 10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış prototip binanın performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar

Çizelge 3.65. Bağ kirişi dönme açıları ve performans seviyeleri

KAT	Δ_p mm	e mm	Υ rad	$\Upsilon_{sınır}$ rad	Oran	Performans Seviyesi
Çatı	0.00	800	0.000	0.12	0.00	SH(IO)
9	0.43	800	0.001	0.12	0.01	SH(IO)
8	4.37	800	0.012	0.12	0.10	KH(LS)
7	15.11	800	0.040	0.12	0.34	KH(LS)
6	24.12	800	0.064	0.12	0.54	KH(LS)
5	31.59	800	0.084	0.12	0.70	KH(LS)
4	32.18	800	0.086	0.12	0.72	KH(LS)
3	27.65	800	0.074	0.12	0.61	KH(LS)
2	14.56	800	0.039	0.12	0.32	KH(LS)
1	0.00	800	0.000	0.12	0.00	SH(IO)

Çizelge 3.65'te 10 katlı yapının her katındaki bağ kirişlerinin dönme açıları ve sağladıkları performans düzeyleri kontrol edilmiştir. 10 katlı bina kontrollü hasar performans seviyesini sağlamaktadır.

3.4.2. Prototip binaların zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri

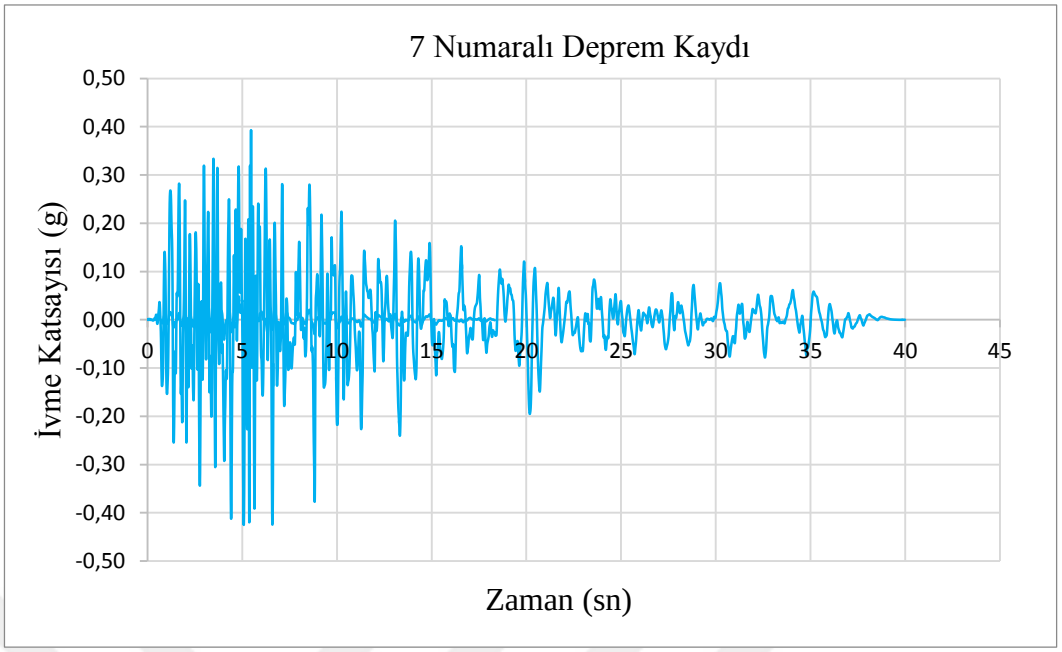
Tezin bu bölümünde daha önce, ŞGDT ve PTPT yöntemlerine göre tasarlanmış prototip binaların performans analizleri zaman tanım alanında dinamik analiz yöntemi ile yapılmıştır.

Doğrusal olmayan dinamik analizlerde SAP2000 programı kullanılmıştır. 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.

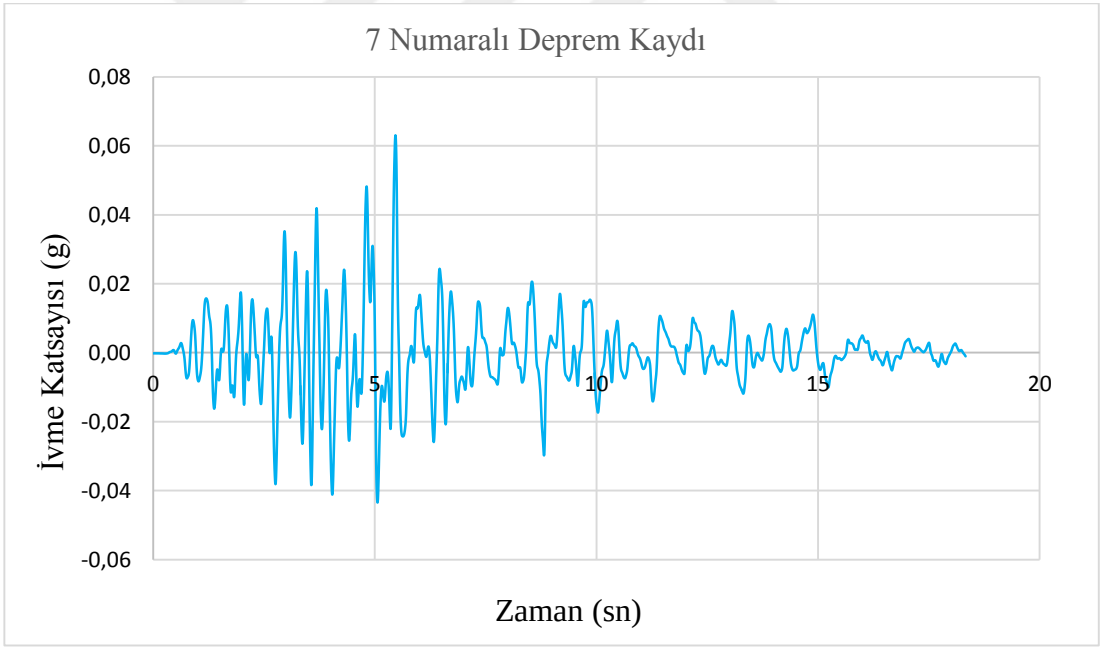
Çizelge 3.66. 5 ve 10 katlı prototip binalar için belirlenen deprem kayıtları

Kayıt Numarası	Deprem Adı	Yıl	istasyon Adı	Deprem Büyüklüğü
1	Helena_ Montana-01	1935	Carroll College	6.60
7	Northwest Calif-02	1941	Ferndale City Hall	6.60
8	Northern Calif-01	1941	Ferndale City Hall	6.40
23	San Francisco	1957	Golden Gate Park	5.28
25	Northern Calif-04	1960	Ferndale City Hall	5.70
42	Lytle Creek	1970	Cedar Springs Pumphouse	5.33
52	San Fernando	1971	Anza Post Office	6.61
62	San Fernando	1971	Colton - So Cal Edison	6.60
71	San Fernando	1971	Lake Hughes #12	6.60
78	San Fernando	1971	Palmdale Fire Station	6.61
81	San Fernando	1971	Pearblossom Pump	6.59

Çizelge 3.47'de söz konusu olan 5 ve 10 katlı prototip binaların zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizi için kullanılan deprem kayıt bilgileri verilmiştir. Örnek olarak 7 numaralı deprem kaydının ölçeklenmiş ve ölçeklenmemiş halleri sırasıyla, Şekil 3.23 ve Şekil 3.24'te gösterilmiştir.



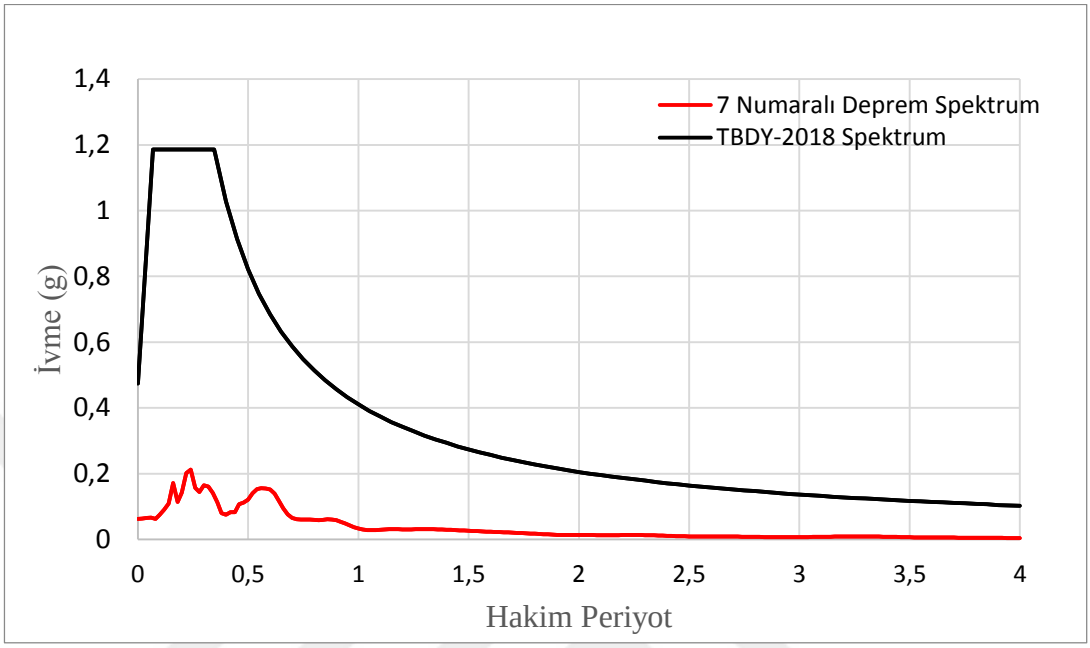
Şekil 3.23. 7 numaralı deprem kaydının ölçeklendirilmiş hali



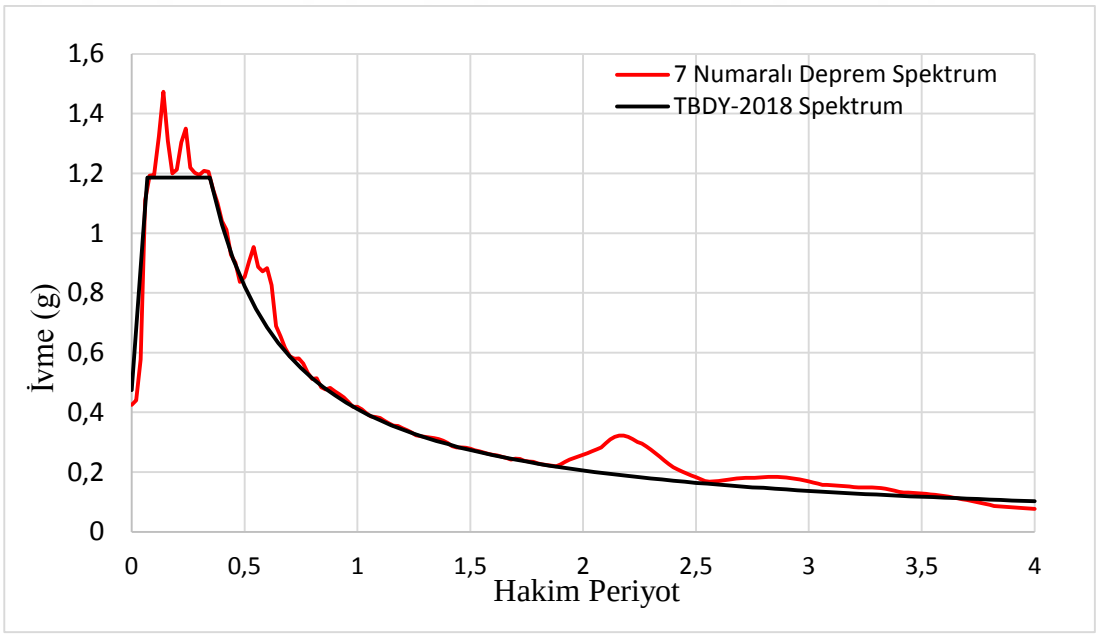
Şekil 3.24. 7 numaralı deprem kaydının ölçeklendirilmemiş hali

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 3.25 ve Şekil 3.26'da gösterilmiştir.

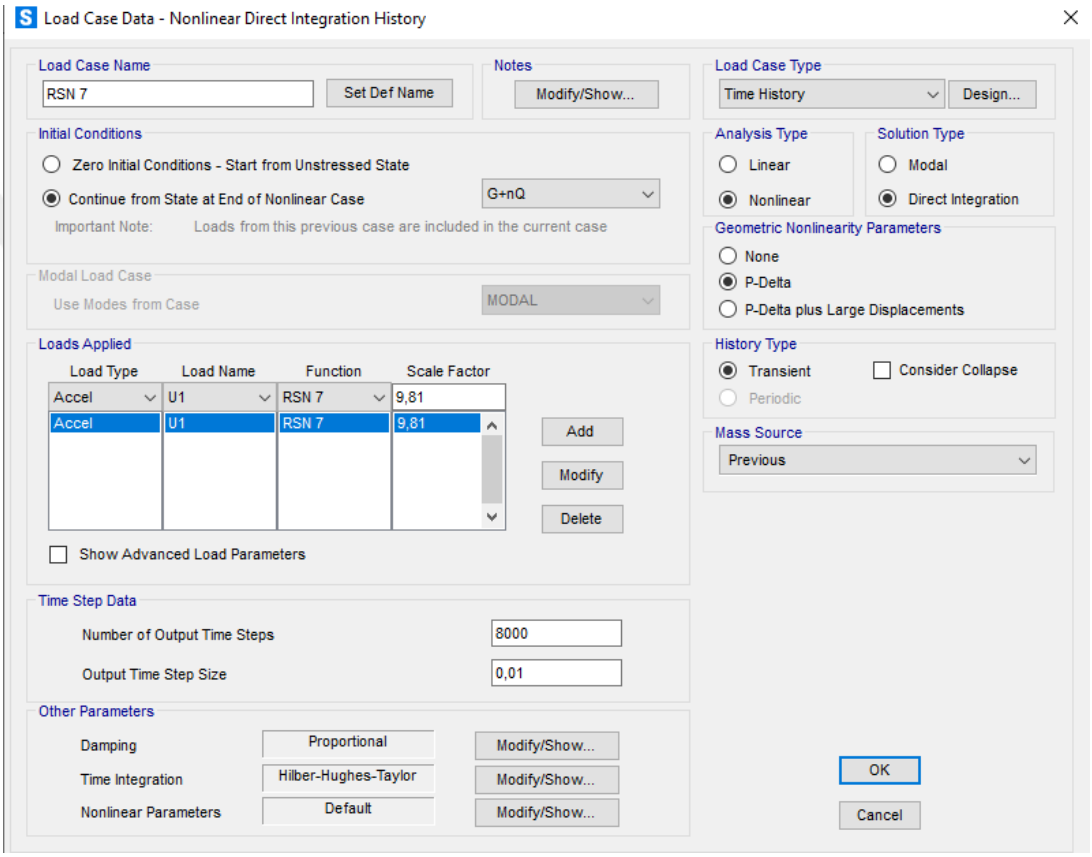


Şekil 3.25. 7 numaralı kaydın ölçeklenmemiş spektrum eğrisi



Şekil 3.26. 7 numaralı 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 3.27'de gösterilmiştir.



Şekil 3.27. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi parametreleri

4. BULGULAR

Bu bölümde ŞGDT ve PTPT yöntemlerine göre tasarlanan yapıların performans analizlerinden elde edilen sonuçlar kıyaslanmıştır. Kıyaslamalar, binaların kesit türlerini ve toplam kesitlerin ağırlıklarını, yanal yük dağılımlarını, kapasite eğrilerini, göreli kat ötelemelerini, kat kesme kuvvetlerini, tasarım taban kesme kuvvetlerini dikkate alarak yapılmıştır.

4.1. Kesit türleri ve toplam ağırlıkların kıyaslanması

ŞGDT ve PTPT yaklaşımları kullanılarak gerçekleştirilen tasarımların sonucunda, seçilen çelik elemanların en kesitleri, 5 ve 10 katlı yapı için sırası ile Çizelge 4.1 ve Çizelge 4.2'de verilmiştir.

Çizelge 4.1. 5 katlı yapı için ŞGDT ve PTPT yöntemi ile seçilen kesitler

	ŞGDT			**PTPT**		
Eleman	Bağ Kirişi	Çapraz	Kolon	Bağ Kirişi	Çapraz	Kolon
5	HE140B	HE160B	HE200B	HE140B	HE160B	HE200B
4	HE160B	HE180B	HE200B	HE140B	HE180B	HE200B
3	HE180B	HE200B	HE200B	HE160B	HE200B	HE200B
2	HE180B	HE220B	HE280B	HE180B	HE220B	HE280B
1	HE200B	HE220B	HE280B	HE220B	HE260B	HE300B

Çizelge 4.2. 10 katlı yapı için ŞGDT ve PTPT yöntemi ile seçilen kesitler

	ŞGDT			**PTPT**		
Eleman	Bağ Kirişi	Çapraz	Kolon	Bağ Kirişi	Çapraz	Kolon
10	HE140B	HE220B	H400x237	HE140B	HE220B	H400x237
9	HE160B	HE220B	H400x237	HE140B	HE220B	H400x237
8	HE180B	HE280B	H400x237	HE160B	HE260B	H400x237
7	HE180B	HE280B	H400x237	HE160B	HE260B	H400x237
6	HE200B	HE280B	H400x262	HE180B	HE260B	H400x262
5	HE200B	HE280B	H400x262	HE180B	HE280B	H400x262

4	HE220B	HE280B	H400x262	HE200B	HE280B	H400x262
3	HE220B	HE280B	H400x262	HE200B	HE280B	H400x262
2	HE220B	HE280B	H400x262	HE220B	HE280B	H400x288
1	HE240B	HE280B	H400x288	HE340B	HE320B	H400x314

Çizelge 4.3. 5 katlı yapı için, kiriş, çapraz ve kolonların toplam ağırlıkları ve kıyaslanması

Eleman	**Kiriş**	**Çapraz**	**Tüm Kolonlar**	**Toplam**
	ton	ton	ton	ton
PTPT	5.55	10.36	12.62	28.53
ŞGDT	5.73	9.63	12.12	27.48
PTPT/ŞGDT	0.97	1.08	1.04	1.04

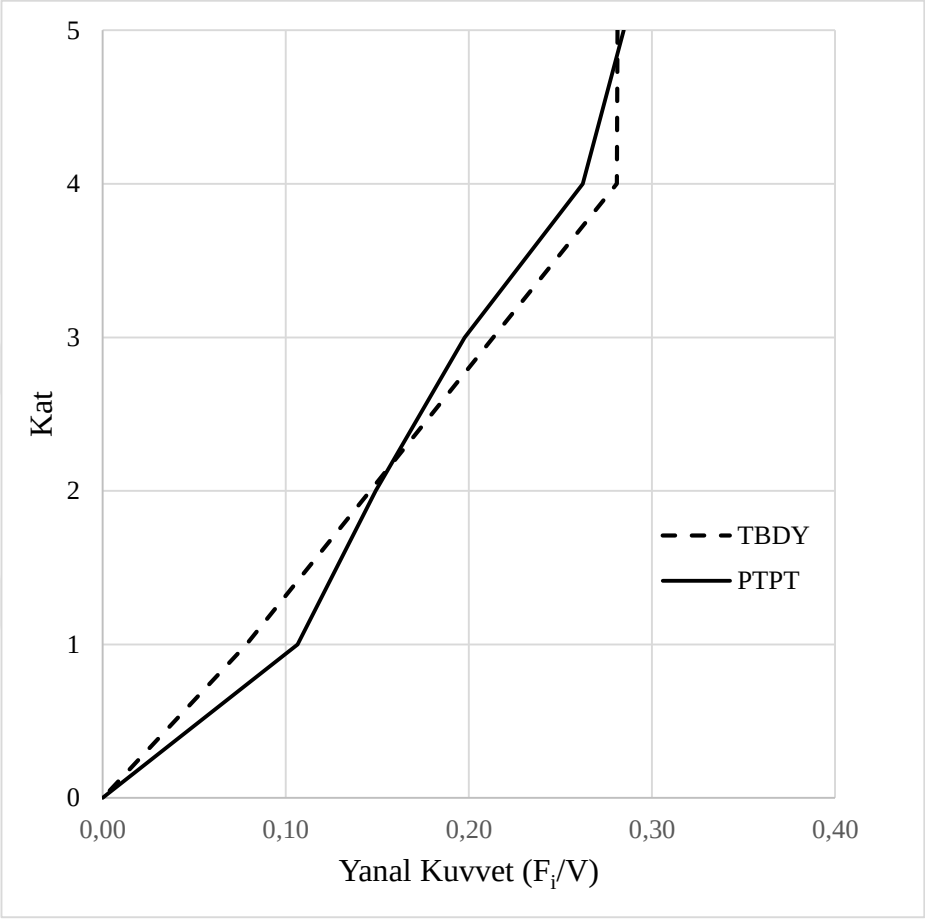
Çizelge 4.4. 10 katlı yapı için, kiriş, çapraz ve kolonların toplam ağırlıkları ve kıyaslanması

Eleman	**Kiriş**	**Çapraz**	**Tüm Kolonlar**	**Toplam**
	ton	ton	ton	ton
PTPT	13.92	30.64	79.04	123.59
ŞGDT	14.29	30.79	77.36	122.44
PTPT/ŞGDT	0.97	1.00	1.02	1.01

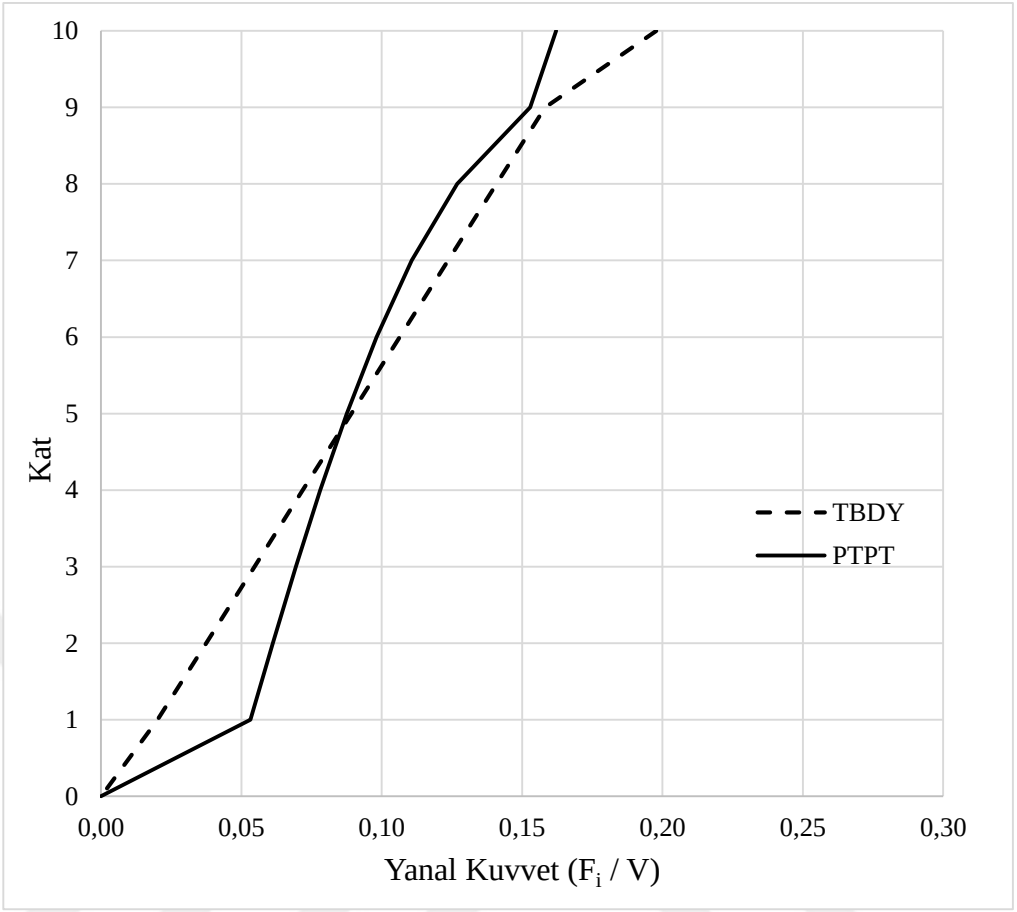
Çizelge 4.3 ve Çizelge 4.4'te verilen kıyaslamalar Şekil 3.1'de gösterilen plan kesiti için A ve D akslarına göre yapılmıştır. Çizelge 4.1'den görüldüğü üzere 5 katlı yapının seçilen tüm kesitleri her iki yöntem için de yaklaşık olarak aynı sonuçları vermiştir. PTPT ile tasarlanan 10 katlı prototip bina kiriş ve çapraz kesitlerinde yaklaşık olarak ŞGDT'ye daha yakın ve kolonlar kısmında ise kat rijitliği düzeltmesinden alt katlarda fark görülmektedir Çizelge 4.3 ve Çizelge 4.4'te ise yapının toplam ağırlıkları kıyaslanmış ve iki yöntem arasında %1-%4 kadar ŞGDT yönteminin daha az çıktığı görülmüştür.

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. 5 katlı bina için belirlenen ŞGDT ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılım oranları



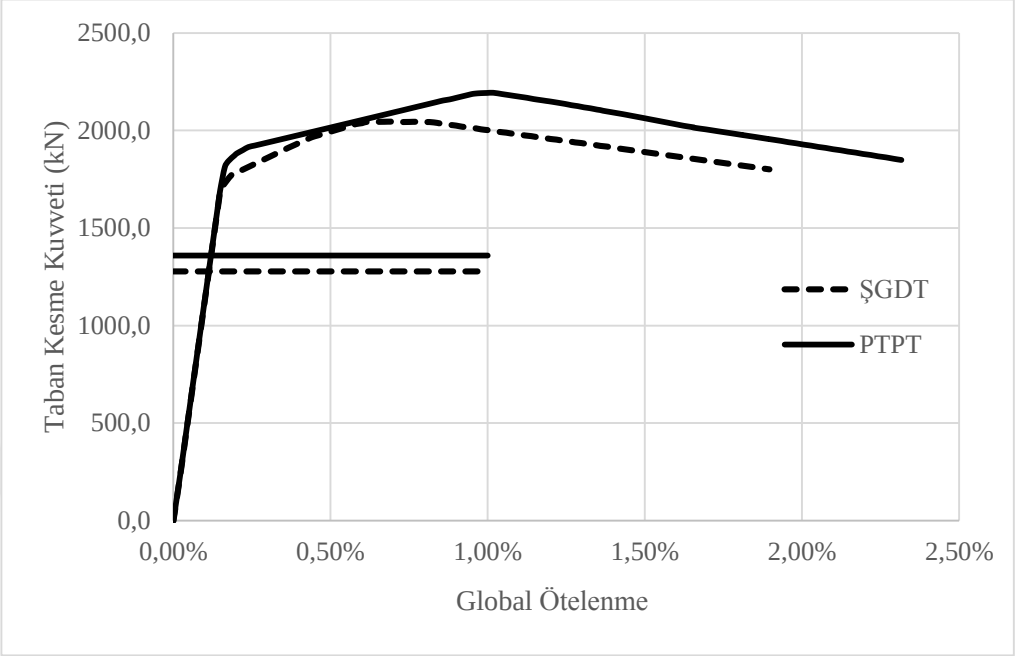
Şekil 4.2. 10 katlı bina için belirlenen ŞGDT ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılım oranları

Şekil 4.1'den görüldüğü üzere üst katlarda PTPT yöntemi ile bulunan yanal kat kuvvetleri ŞGDT'ye göre daha düşük alt katta ise yüksektir. Şekil 4.2'de de benzer durum söz konusudur.

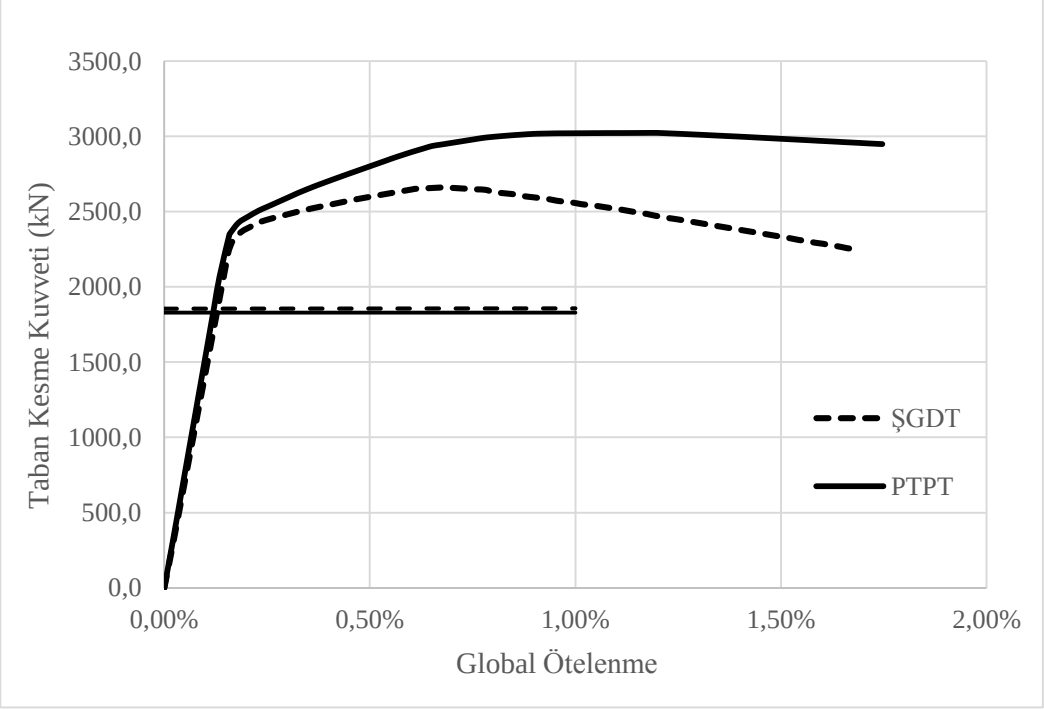
4.3. İtme eğrilerinin karşılaştırılması

5 ve 10 katlı binaların statik itme analizlerinden elde edilen itme eğrilerinin kıyaslanması Şekil 4.3 ve Şekil 4.4'te gösterilmiştir. Şekillerde tasarım aşamasında kullanılan taban kesme kuvvetleri de gösterilmiştir. Bu şekillerde talep edilen (gerekli) taban kesme kuvveti ile sistemin yatay yük taşıma kapasitesi görülmektedir. Aynı zamanda şekillerde de görüldüğü üzere yapıların belli oranlarda rezerv bir kapasiteye (kapasite fazlalığına) sahip oldukları görülmektedir. Bu rezerv kapasiteleri sayısal olarak irdelemek için Çizelge 4.5'de görüleceği üzere bir Dayanım Fazlalığı Oranı (DFO) tanımı yapılmıştır.

DFO binanın yatay yük taşıma kapasitesinin, talep edilen taban kesme kuvvetine oranı olarak tanımlanmıştır.



Şekil 4.3. 5 katlı binanın itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri



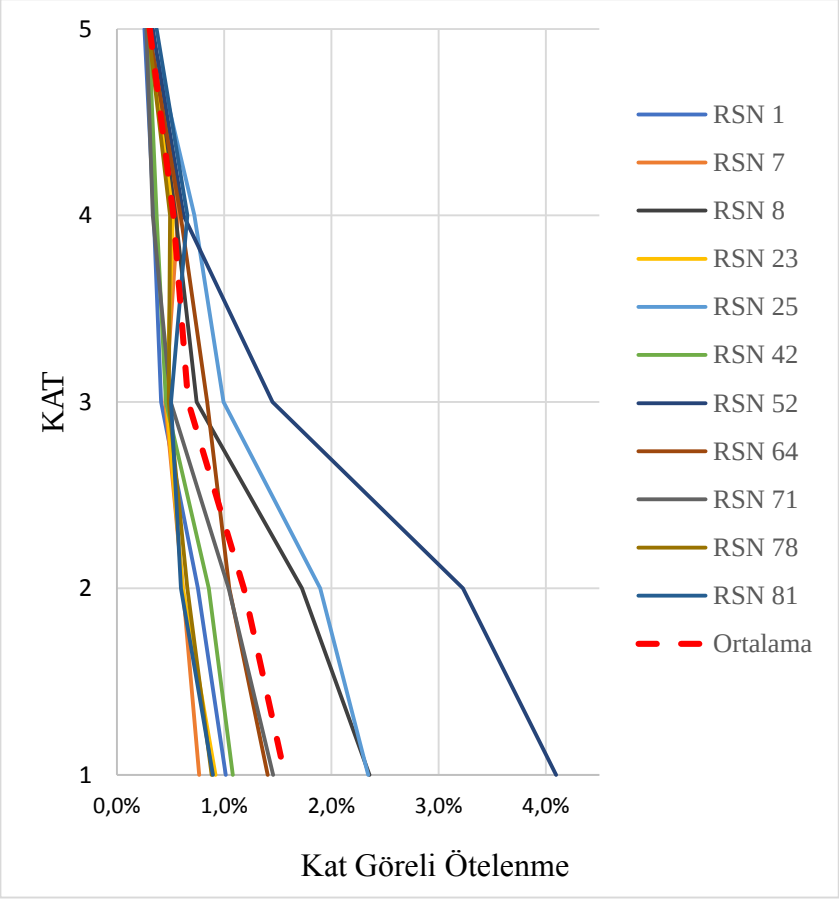
Şekil 4.4. 10 katlı binanın itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri

Çizelge 4.5. ŞGDT ve PTPT'e göre tasarlanmış binaların dayanım fazlalığı oranları

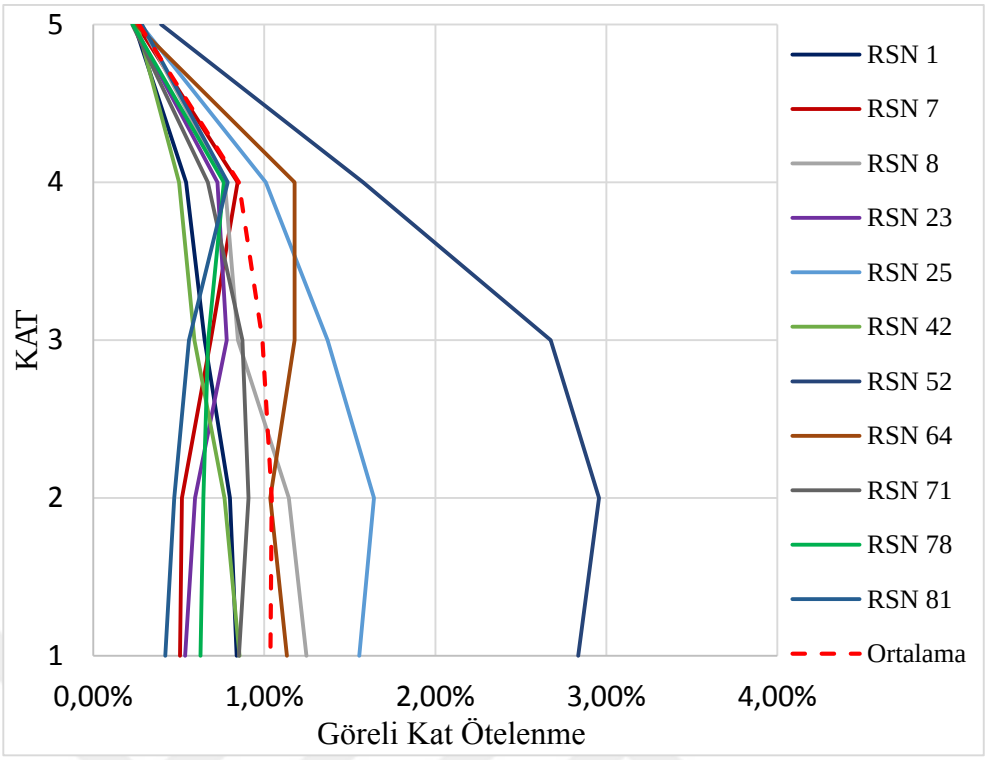
Yapı	ŞGDT	PTPT
5 Katlı	1.60	1.61
10 Katlı	1.43	1.65

4.4. Göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması

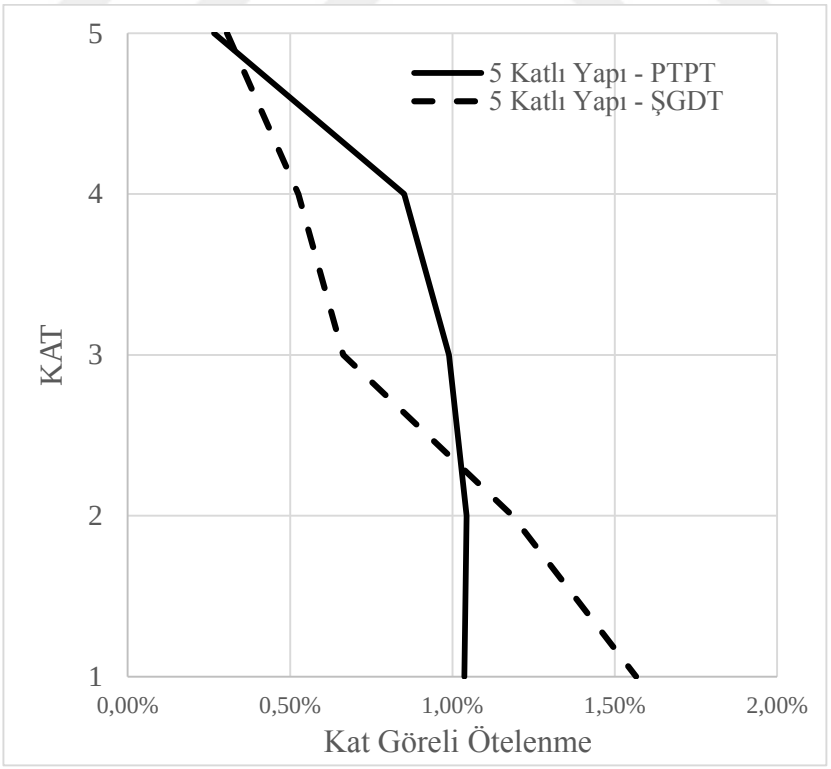
Burada Çizelge 3.67'de detayları verilen 11 farklı deprem kaydına göre binaların zaman tanım alanı analizlerinde oluşan maksimum göreli kat ötelemeleri kıyaslanmıştır. Elde edilen sonuçlar Şekil 4.5-Şekil 4.10'da gösterilmiştir.



Şekil 4.5. ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın maksimum göreli kat öteleme değerleri

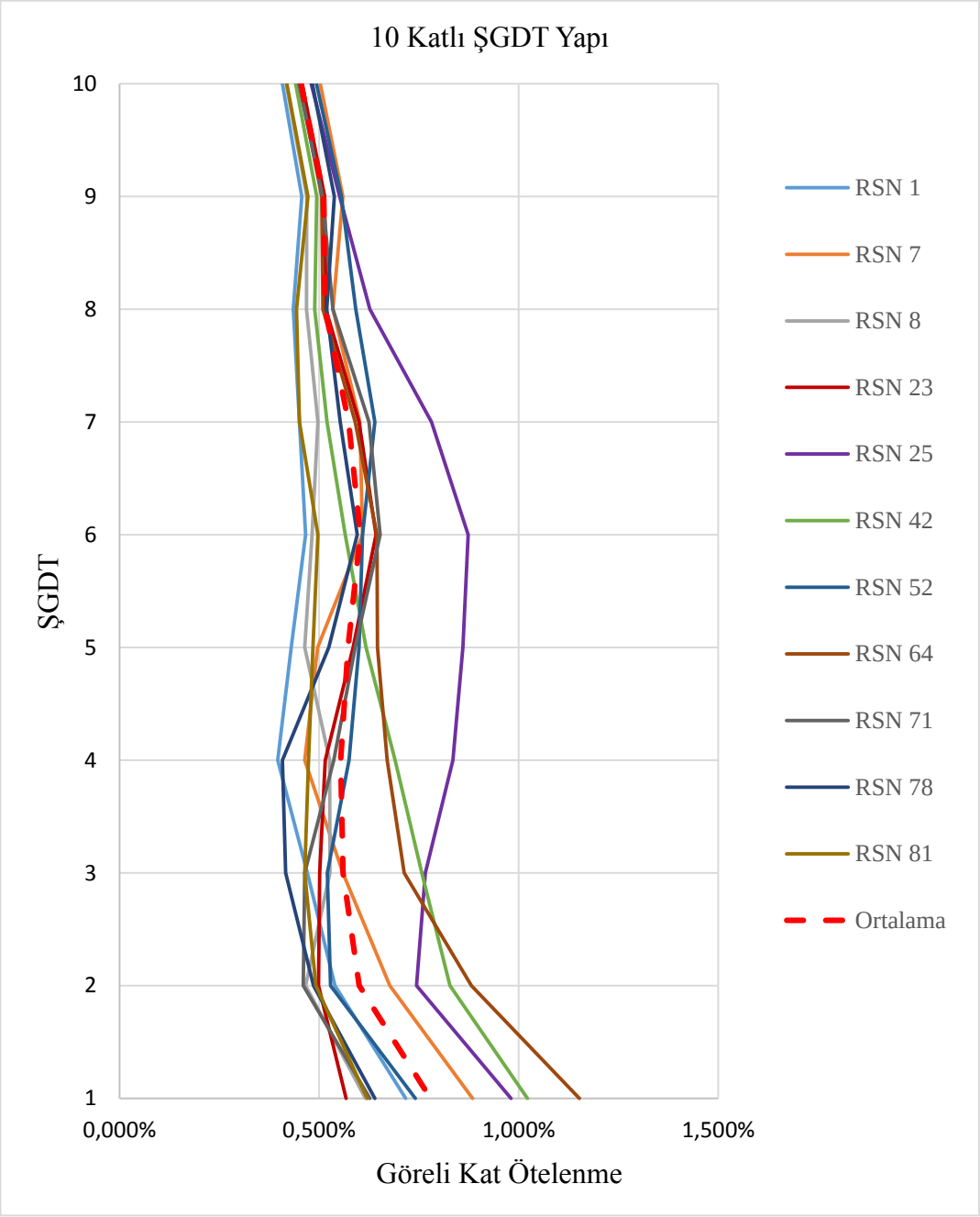


Şekil 4.6. PTPT yöntemi ile tasarlanmış 5 katlı binanın maksimum göreli kat öteleme değerleri

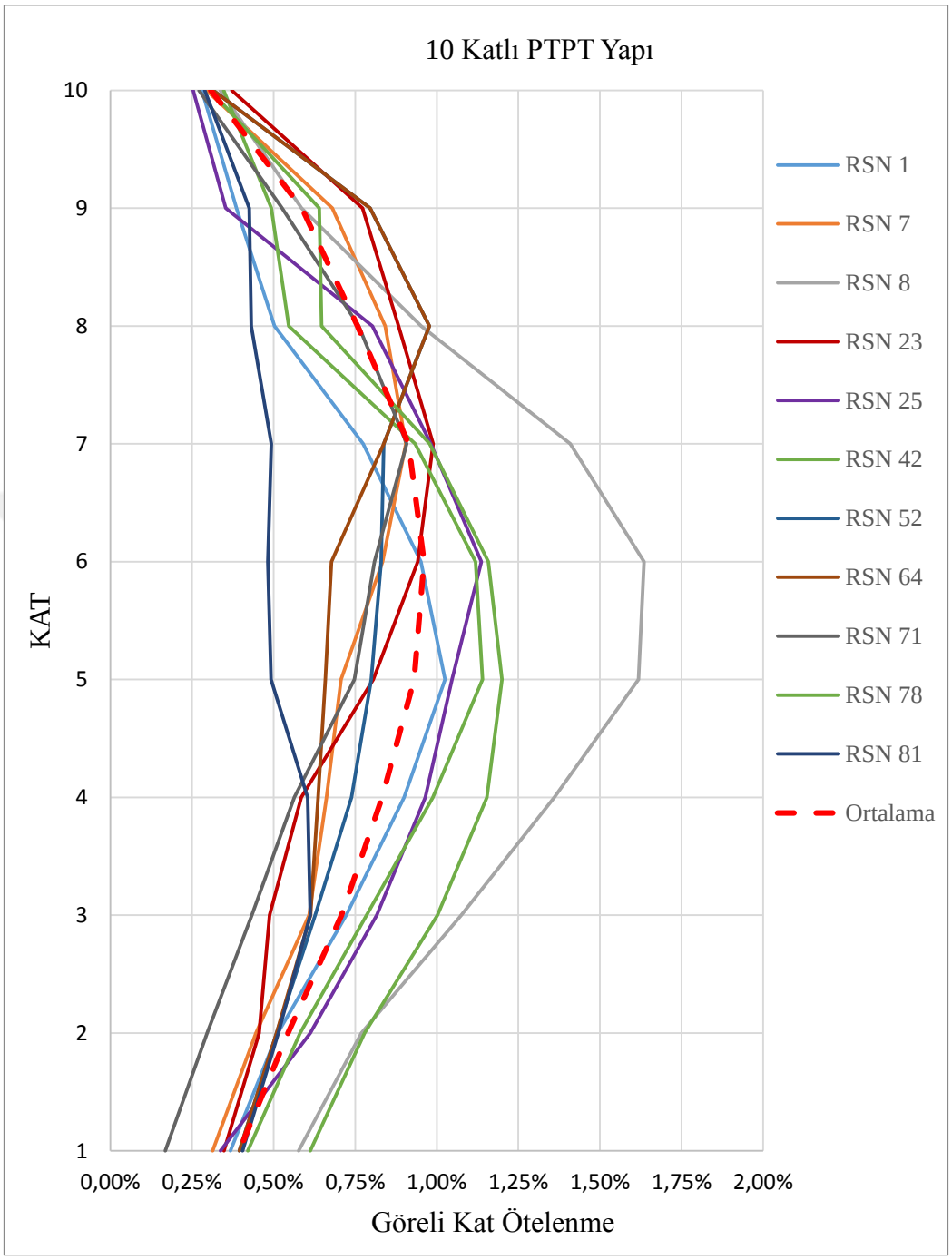


Şekil 4.7. 5 katlı binalarının göreli kat öteleme değerlerin ortalamaları

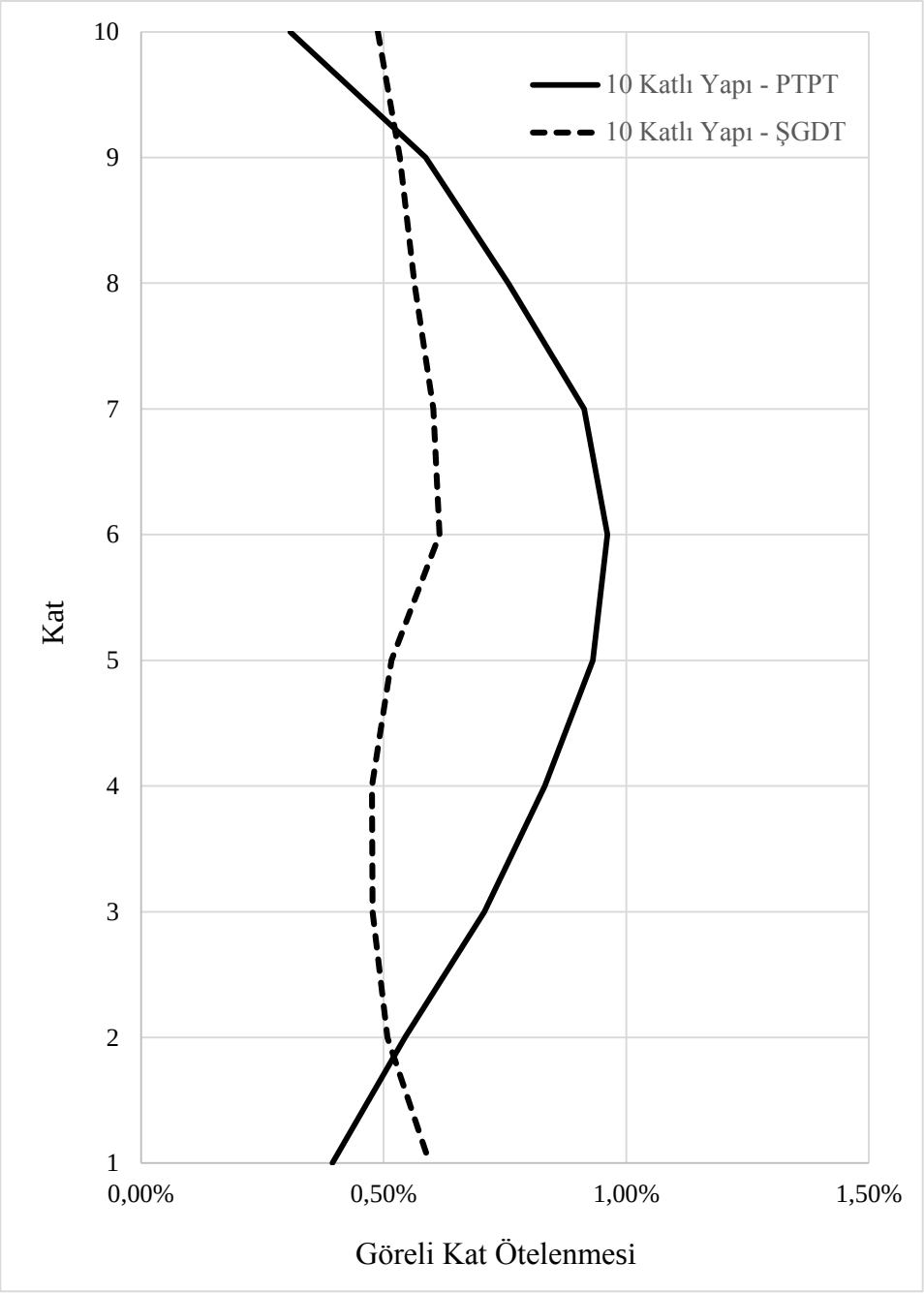
Şekil 4.5'te ŞGDT ve Şekil 4.6'da PTPT yöntemi ile tasarlanmış 5 katlı binalar için 11 farklı deprem altında maksimum göreli kat öteleme değerleri gösterilmiştir. Şekil 4.7'de 5 katlı yapının her iki yönteme göre tasarım sonuçlarından elde edilen ortalama göreli kat ötelemeler verilmiştir. Her iki yönteme göre tasarlanmış binaların göreli kat ötelenmeleri sınır değerlerden küçük çıkmıştır.



Şekil 4.8. ŞGDT yöntemi ile tasarlanmış 10 katlı binanın maksimum göreli kat öteleme değerleri



Şekil 4.9. PTPT yöntemi ile tasarlanmış 10 katlı binanın maksimum göreli kat öteleme değerleri

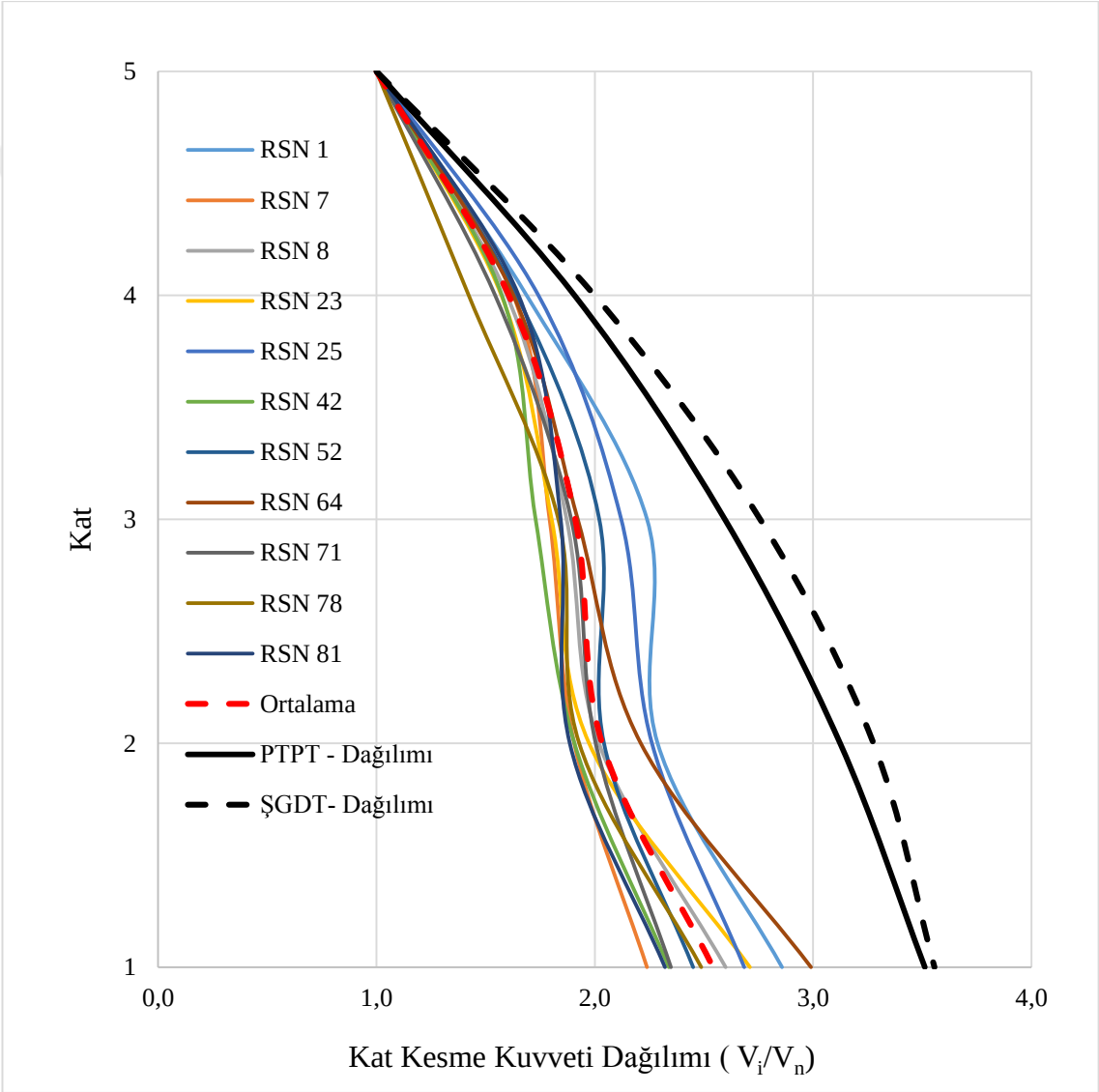


Şekil 4.10. 10 katlı binalarının göreli kat öteleme değerlerin ortalamaları

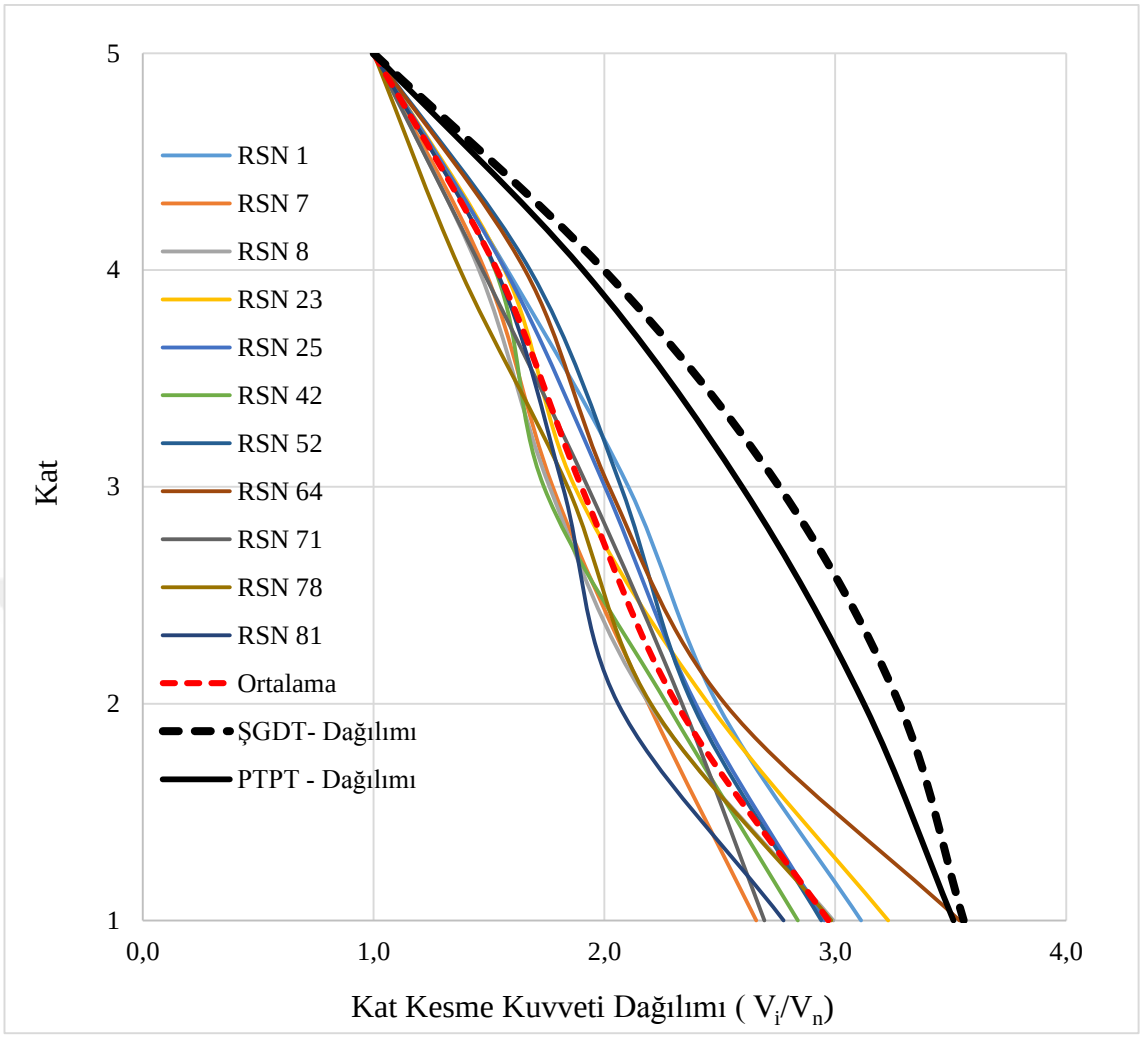
Şekil 4.8'de ŞGDT ve Şekil 4.9'de PTPT yöntemi ile tasarlanmış 10 katlı binalar için 11 farklı deprem kaydı altında maksimum göreli kat öteleme değerleri gösterilmiştir. Şekil 4.10'da ise her iki yöntem kıyaslanmıştır. Her iki yönteme göre tasarlanmış prototip binaların göreli kat ötelemeleri sınır değerlerden küçük çıkmıştır.

4.5. Kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması

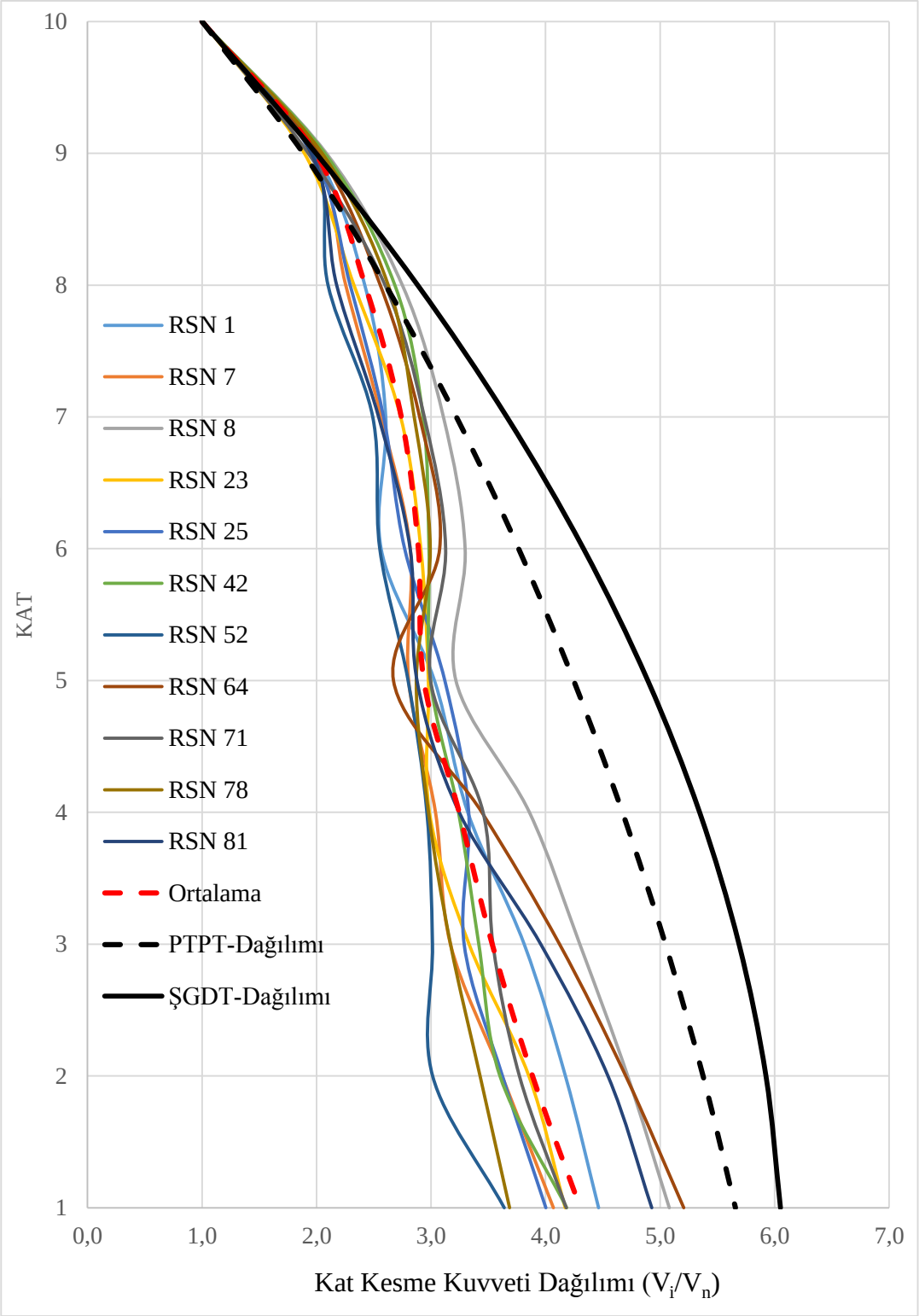
Bu bölümde 11 farklı deprem kaydı ile analizler yapılmış 5 ve 10 katlı prototip binaların bu analiz sonuçlarından elde edilen maksimum kat kesme kuvvetleri grafik üzerinde gösterilmiştir. Kat kesme kuvvetleri en üst kat kesme kuvvetine orantılanarak normalize edilmiştir. Aynı şekiller üzerinde PTPT ve ŞGDT yöntemlerinin hesaplanan kat kesme kuvvetleri gösterilmiştir.



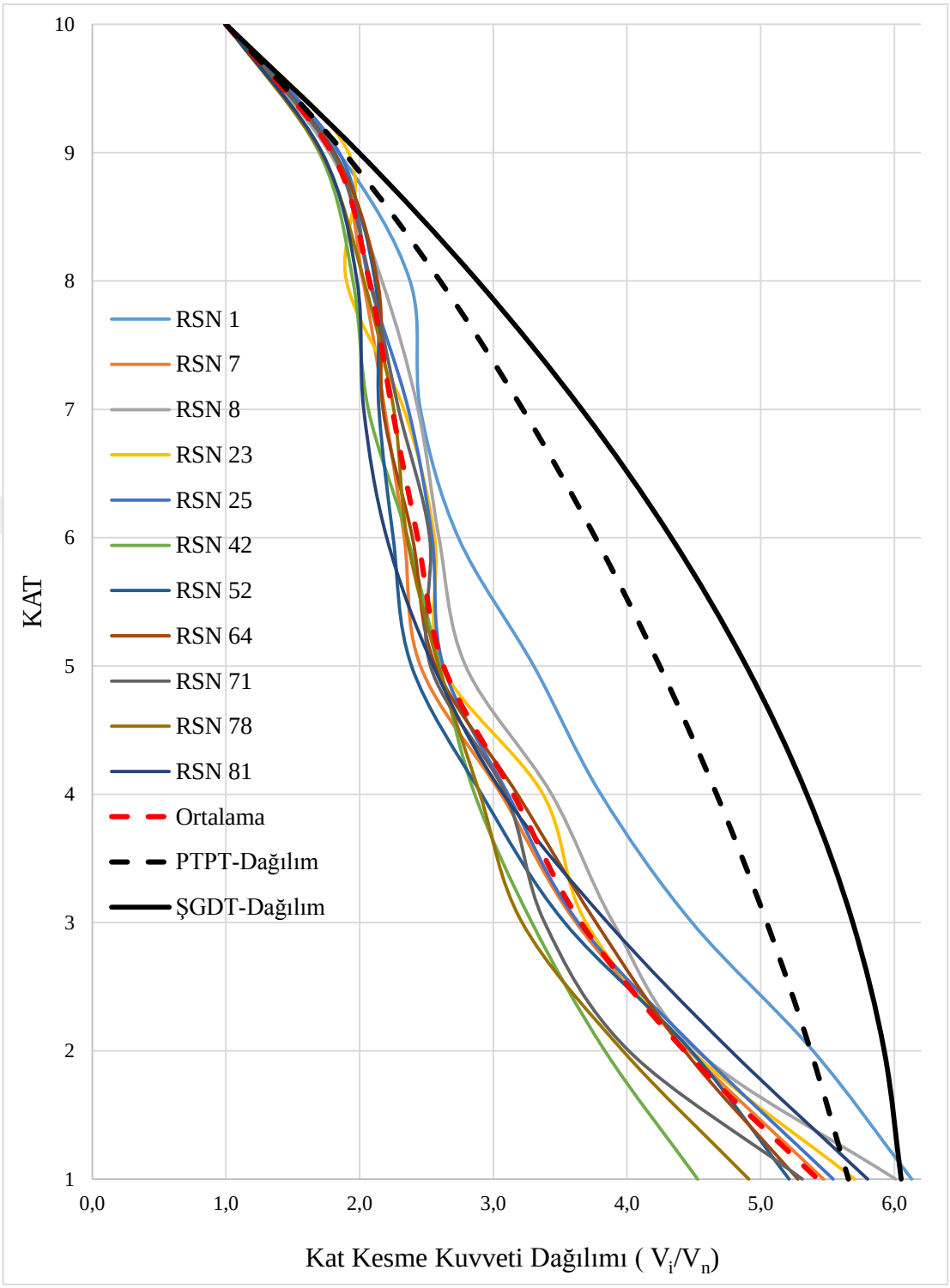
Şekil 4.11. ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binada 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



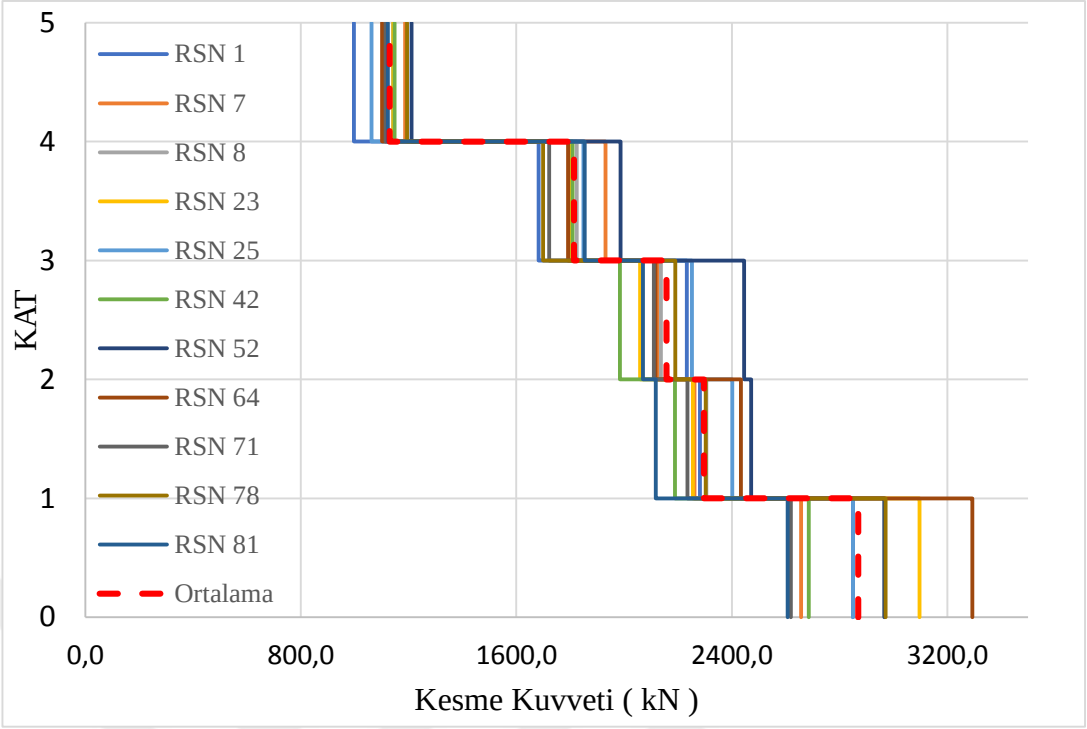
Şekil 4.12. PTPT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binada 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



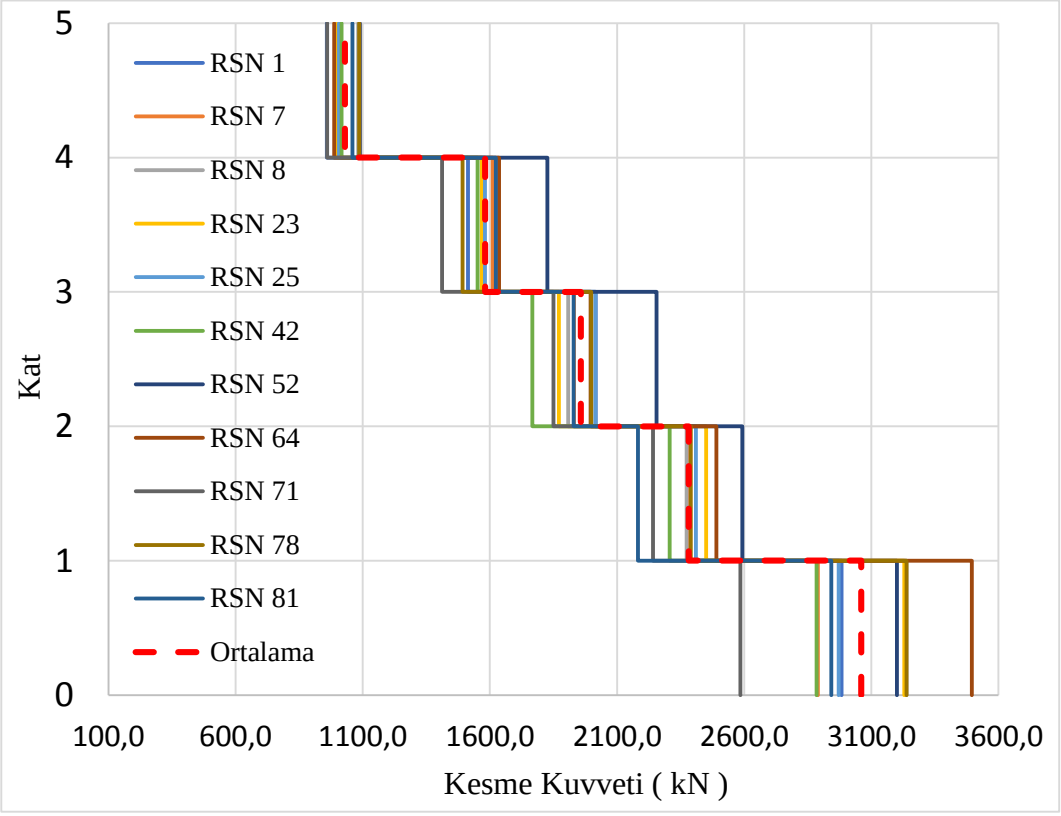
Şekil 4.13. ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



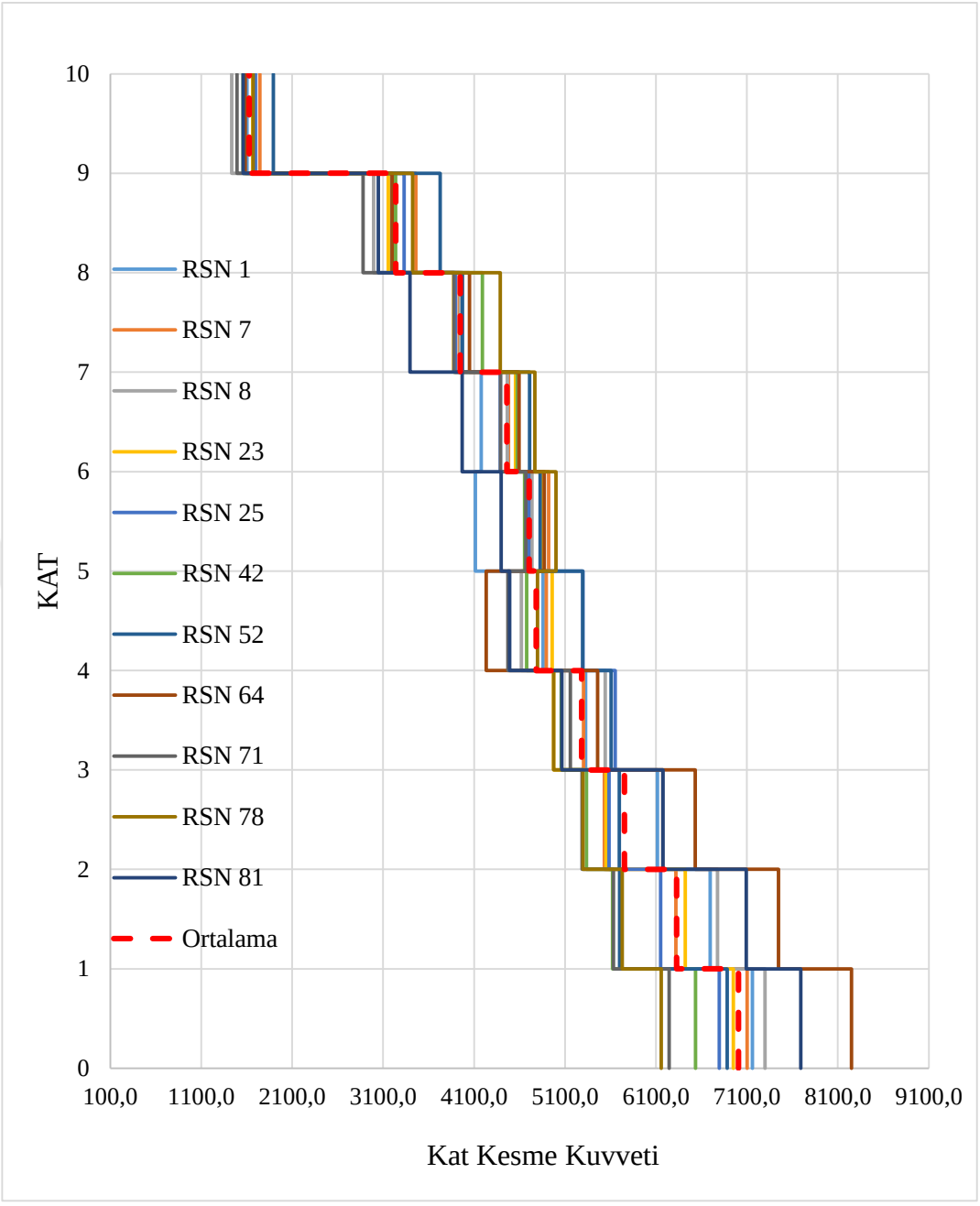
Şekil 4.14. PTPT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



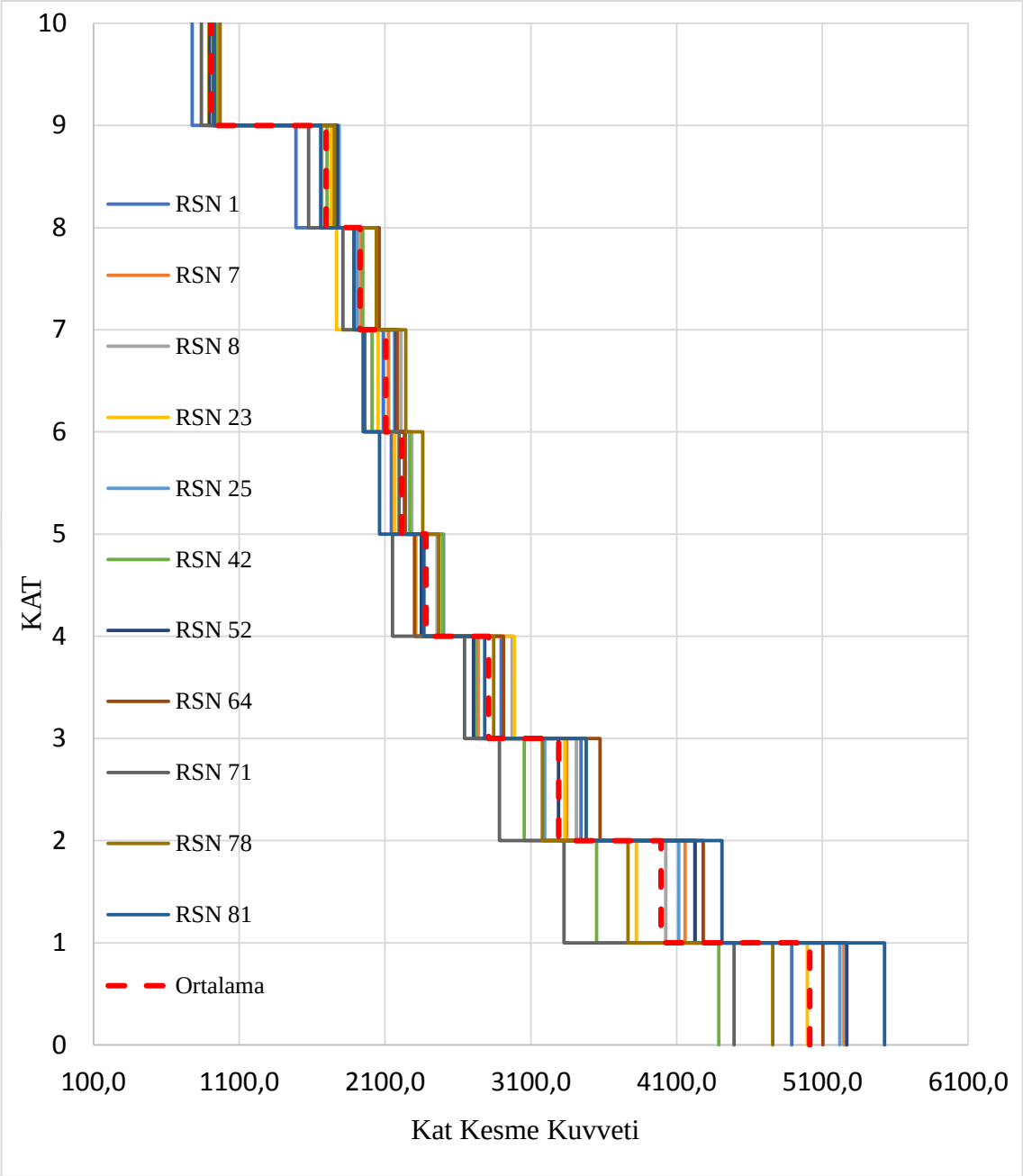
Şekil 4.15. ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın kat kesme kuvvetleri



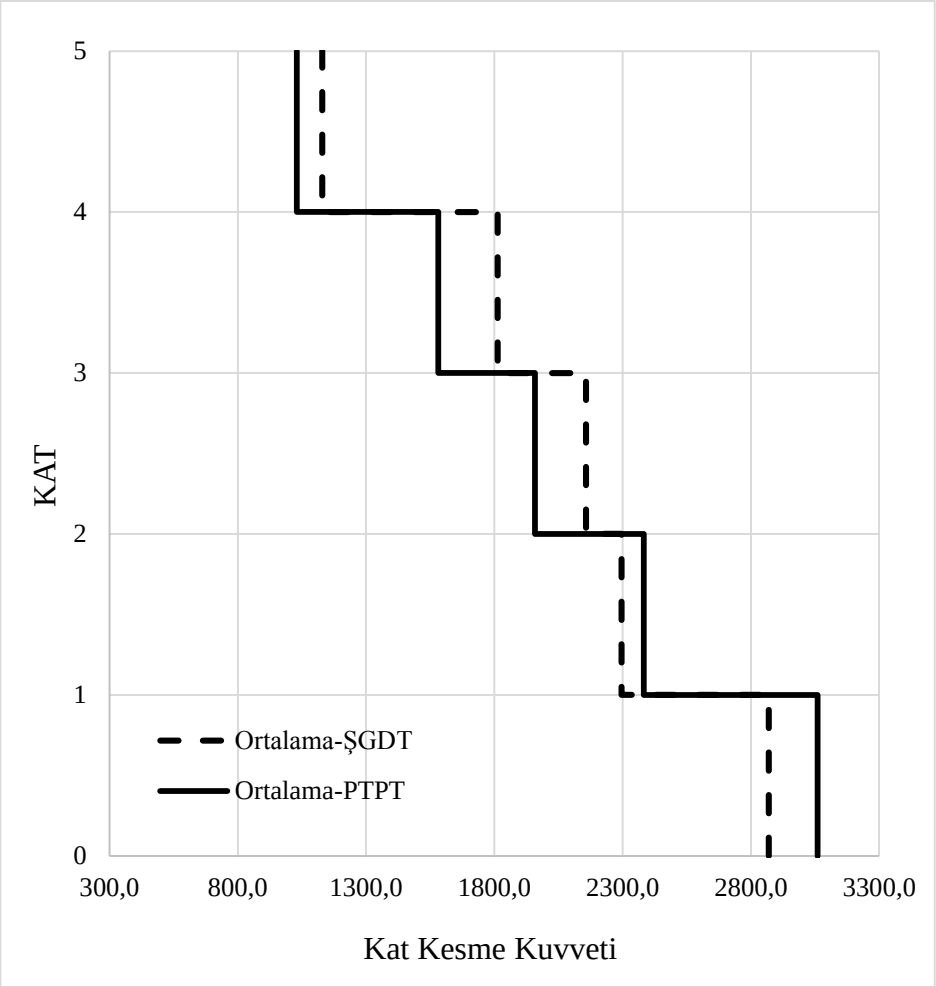
Şekil 4.16. PTPT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın kat kesme kuvvetleri



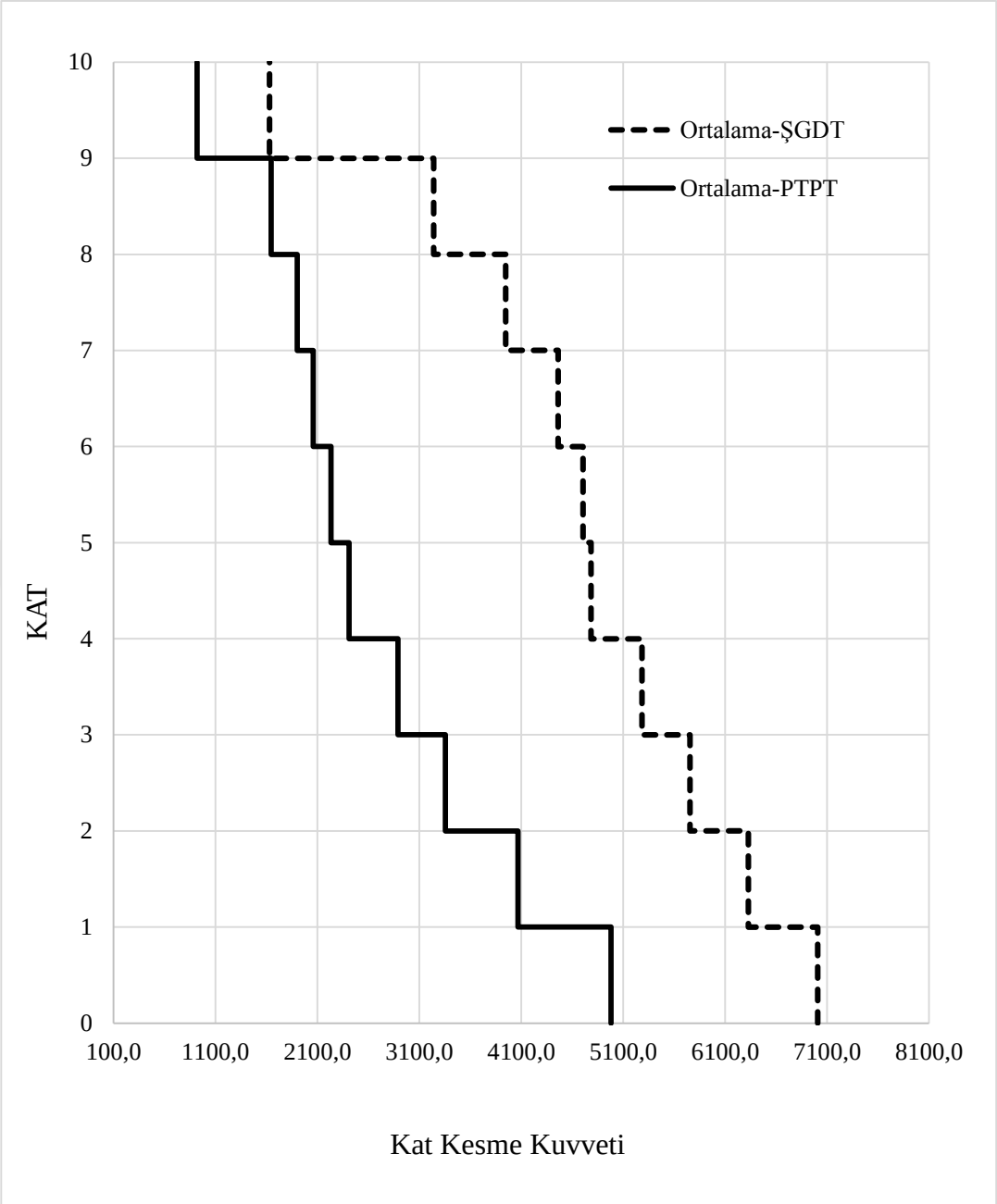
Şekil 4.17. ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın kat kesme kuvvetleri



Şekil 4.18. PTPT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın kat kesme kuvvetleri



Şekil 4.19. 5 katlı tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri



Şekil 4.20. 10 Katlı tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri

Yukarıda Şekil 4.19 ve Şekil 4.20'de ŞGDT ve PTPT yöntemleri kullanılarak tasarımı yapılan sırasıyla 5 ve 10 katlı binaların dinamik analizler sonucu ortalama kat kesme kuvvetleri kıyaslanmıştır. 5 katlı yapıda iki yöntemde de aynı düzeyde sonuçlar alınmasına rağmen 10 katlı yapıda ise PTPT yönteminden elde edilen kat kesme kuvvetleri, ŞGDT yönteminden daha düşük çıkmıştır.

5. TARTIŞMA ve SONUÇ

Bu çalışma kapsamında dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve sistemine sahip 5 ve 10 kattan oluşan iki adet prototip bina, PTPT ve ŞGDT yöntemleri ile tasarlanmıştır. Her iki yönteme göre tasarımları yapılan binaların performansları, zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz ve sabit tek modlu itme analizleri ile yapılmış ve kıyaslanmıştır. Tez kapsamında yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlar aşağıda maddeler halinde verilmiştir:

- PTPT ve ŞGDT yöntemlerine göre tasarlanan binaların tasarımlarında dikkate alınan hedef performansları sağladıkları gözlemlenmiştir.
- İki yöntemde de binaların göreli kat ötelemeleri sınır değerden küçük çıkmıştır.
- Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde kat kesme kuvvetlerinin kıyaslanması sonucu PTPT yönteminde kullanılan yatay yük dağılımının yönetmelikte verilen yük dağılımına göre yapı davranışını kısmi de olsa daha iyi temsil ettiği gözlemlenmiştir.
- PTPT yöntemine göre tasarlanan bina, ŞGDT'de tasarlanan binaya göre kolonların ağırlığının daha fazla ve kirişlerin ağırlığının daha az olduğu görülmüştür.
- İki yöntem için seçilen kesitler iki binada da yaklaşık olarak aynı olmakla birlikte; bağ kirişi PTPT yönteminde daha küçük, kolon ve çaprazlarda ise genellikle aynı çıktığı görülmüştür.
- PTPT'nin pratik ve etkili bir yöntem olduğu görülmüştür.
- PTPT yöntemi dışmerkez çaprazlı çelik binaların tasarımında güvenle kullanılabilecek bir yöntem olduğu değerlendirilmiştir.

KAYNAKLAR

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

Pourzeynali, S. ve Shakeri, A. (2015). "A Comparative study on the Ductility and Energy Dissipation Capacity of SMRF and V-EBF System", Scientia Iranica, 22(4):1470-1480

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.

Okazaki, T., Engelhardth, M.D., Nakashima, M. ve Suita, K. (2004). "Experimental Study on Link-to-Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames", 13th World Conference on Earthquake Engineering, 1-6 August 2004, Vancouver.

Demirezen, B. (2019). D-Tipi Dışmerkez Çelik Çaprazlı Çerçeve Sistemlerin Yatay Yükler Altında Davranışı.*Yüksek Lisans Tezi*, İnşaat Mühendisliği, Yıldız Teknik Üniversitesi, Türkiye.

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.

Escudero, E. O. (2003). Comparative Parametric Study on Normal and Buckling Restrained Steel Braces. *Universita degli Studi di Pavia.*

Fahnestock, L. A., Sause, R., & Ricles, J. M. (2006). Analytical and Large-Scale Experimental Studies of Earthquake-Resistant Buckling-Restrained Braced Frame Systems. *Civil and Environmental Engineering, ATLSS Report No: 06-01, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, USA.*

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 .

Ricles, J.M. ve Popov, E.P. (1989). Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames UCB/EERC Report No. 87/07, University of California, Berkeley.

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.

Newmark NM, Hall WJ. Earthquake spectra and design. El Cerrito (CA): Earthquake Engineering Research Institute; 1982.

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, N.S. (2021). Betonarme çerçevelerin tasarımında performans tabanlı plastik tasarım yönteminin şekildeğiştirmeye göre tasarım yöntemiyle kıyaslanması. *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.

Hu, S., Xiong, J., Zhou, Q. ve Lin, Z. (2018). "Analytical and Numerical Investigation of Overstrength Factors for Very Short Shear Links in EBF's", *KSCE Journal of Civil Engineering* 00(0):1-10.

Popov, E.P., Ricles, J.M. ve Kasai, K. (1992). "Methodology for Optimum EBF Link Desing", Earthquake Engineering, 3983-3988

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

Özhendekçi, D. (2015). Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçevelerde Sistem Katsayısı (R) ve Süneklik, *Doktora Tezi*, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

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.

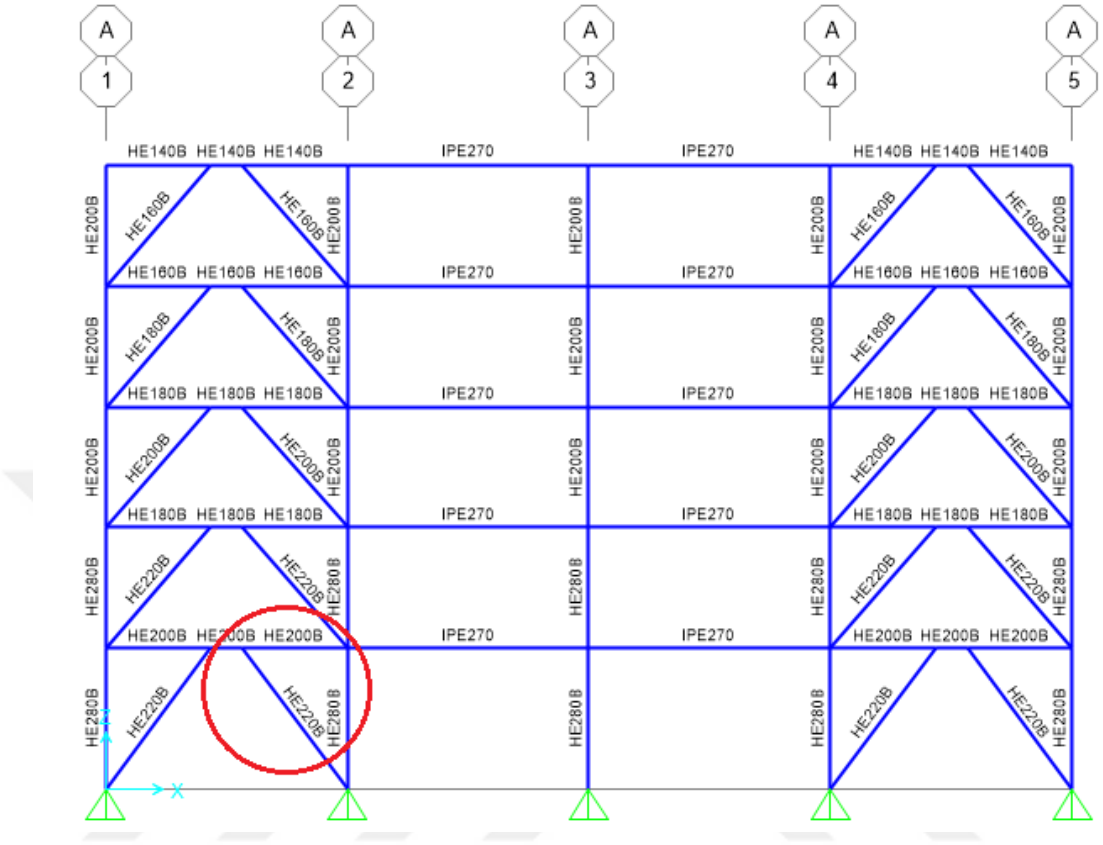
Xiong, E. G., He, H., Cui, F. F., Bai, L. (2014). Performance-based plastic design method for steel concentrically braced frames using target drift and yield mechanism. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 60(1):127-134.

EKLER

EK 1 5 Katlı protitip binanın kat kiriş, çapraz ve kolonların tasarımı (DGT)

EK 2 5 Katlı yapının kat kiriş, çapraz ve kolon tasarımı (PTPT)

EK 1 (DGT)



Şekil Ek 1.1. 5 katlı binanin ŞGDT yönteminde bağ kirişi dışında kalan elemanların tasarımı

- **Bağ Kirişinin Boyutlandırılması**

4 aksı boyunca, A aksı arasındaki birinci kat bağ kirişinin tasarım dayanım kontrolü, **TBDY 9.8.2.2** ye göre belirlenen ve genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri içeren yük birleşimleri altında hesaplanan en elverişsiz iç kuvvetler (gerekli dayanımlar) esas alınarak yapılacaktır. Söz konusu bağ kirişi enkesitine ait karakteristikler aşağıda verilmiştir.

Çizelge Ek 1.1. HE200B kesitine ait bilgiler

Enkesit	Sınıf	F_Y N/mm^2	F_Y N/mm^2	E N/mm^2
HE200B	**S**275	275	430	200000

d mm	b_f mm	t_f mm	t_w mm	h mm	Area mm^2
200	200	15	9	134	7810

I_{33}/I_X mm^4	Z_{33}/W_{px} mm^3	$R22/i_y$ mm	S_{33}/W_{ex} mm^3	J mm^4	$R33/i_X$ mm
56960000	643000	50.642	569600	597000	85.400

Sistem analizleri sonunda sabit ve hareketli düşey yükler ile deprem etkileri altında bağ kirişinde oluşan iç kuvvetler,

$V_u = 213.07\ kN$
$M_u = 90.18\ kN-m$

Söz konusu bağ kirişi için gerekli dayanımlar

$$1.437(G + N_G^{(X)} + N_G^{(Y)}) + 0.5(Q + N_Q^{(X)} + N_Q^{(Y)}) + E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$$

Yük birleşimlerinden elde edilen en elverişsiz kesme kuvveti, eksenel kuvvet ve eğilme momenti dayanımlarıdır. Bağ kirişi için en elverişsiz iç kuvvetler verilen yük birleşimi altında elde edilmiştir.

Gerekli eksenel kuvvet dayanımı, ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan boyutlandırma hesaplarında dikkate alınmayacaktır.

Gerekli eğilme momenti dayanımı, M_r, ilgili yük birleşimi altında **ÇYTHYE 6.5**'e göre, yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanacaktır.

$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$

Yukarıdaki bağıntıda verilen M_{nt}, yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti olarak tanımlanır ve

boyutlandırmada belirleyici olan yük birleşimindeki sadece düşey yüklerden (1.437G +0.5Q) oluşan eğilme momenti dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

M_{lt}, yatay ötelenmesi önlenmemiş sistemde YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti olarak tanımlanır ve +%5 dişmerkezliğin uygulandığı ve boyutlandırmada belirleyici olan yük birleşimindeki sadece yatay yük ($E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$) etkisinde oluşan eğilme momenti dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

TBDY 9.8.2.2 esas alınarak yapılacak dayanım kontrolü için yukarıda açıklandığı gibi, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre bağ kirişi uçlarında oluşan eğilme momentleri, ilgili yük birleşiminin sadece düşey yükleri (1.437G +0.5Q) etkisinde,

$$M_{nt_X} = 6.82 \ kN-m$$

ve ilgili yük birleşiminin sadece yatay yükleri ($E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$) etkisinde ise,

$$M_{lt_X} = 81.48 \ kN-m$$

ÇYTHYE 6.5.2.1'e göre,

B_1 arttırma katsayısının belirlenmesi

Bağ kirişinde gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan $P_r \cong 0.0$ olarak varsayılabilir.

$$B_{1X} = \frac{C_m}{1-\frac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1.0 \qquad \alpha = 1.0$$

ÇYTHYE 6.5.2.1(b) uyarınca, eğilme düzleminde mesnetler arasında yanal yük bulunduğundan, güvenli yönde kalmak üzere, $C_m = 1.0$ değeri kullanılabilr. Bu durumda,

$$B_{1X} = \frac{C_m}{1-\frac{\alpha P_r}{P_{el}}} = \frac{1.0}{1-\frac{1.0(0.0)}{P_{el}}} = 1.0 \quad \textit{olduğundan} \qquad B_{1X} = 1.0$$

Olarak elde edilir.

ÇYTHYE 6.5.2.2'ye göre,

B_2 arttırma katsayısının belirlenmesi

Bu katsayı, söz konusun bağ kirişinin bulunduğu döşeme seviyesinin alt ve üst katları için hesaplanan B_2 değerlerinin büyüğüne eşit olarak alınacaktır.

Buna göre birinci kat için,

$$B_{2X} = \frac{1.0}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}} \geq 1.0 \qquad P_{e,kat} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}$$

Çaprazlı çelik çerçevelerde, $P_{mf} = 0$ olması nedeniyle, $R_M = 1$

Birinci kat için,

$$P_{kat} = 1.437(4.3 \times 576 + 4 \times 6.4 \times 576) + 0.5(5 \times 2 \times 576) = 27628.59 \ kN$$
$$H_X = 359.43 + 358.87 + 272.74 + 186.61 + 100.48 = 1278.15 \ kN$$
$$\Delta_{H_X} = 0.0037m$$

L =3500 mm (kat yüksekliği)

$$P_{e,kat} = 1.0 \times \frac{1278.15 \times 3500}{0.0037} = 1223246.4kN$$

$$B_2 = \frac{1.0}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 27628.59}{1223246.4}} = 1.02 \geq 1.0$$ olduğundan $B_2 = 1.023$

İkinci kat için,

$$P_{kat} = 1.437(6.4 \times 576) + 0.5(2 \times 576) + 15881.88 = 21755.23 \ kN$$
$$H_X = 359.43 + 358.87 + 272.74 + 186.61 = 1177.66 \ kN$$
$$\Delta_{H_X} = 0.0034m$$

L =3000 mm (kat yüksekliği)

$$P_{e,kat} = 1.0 \times \frac{1177.66 \times 3.0}{0.0034} = 1037939.1kN$$

$$B_2 = \frac{1.0}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.0 \times 1177.66}{1037939.1}} = 1.02 \geq 1.0$$ olduğundan $B_2 = 1.021$

Olarak hesaplanır. Böylece

$$B_2 = maks(1.023, 1.021) = 1.023$$

Değerini alır.

Bu durumda söz konusu bağ kirişi için **TBDY 9.8.2.2** uyarınca, kirişi enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli eğilme momenti dayanımı,

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1.0 \times 6.82 + 1.023 \times 81.48 = 90.18 \ kN-m$$

Olarak hesaplanır.

Burada ***B₁*** katsayısı eleman bazında hesaplandığından, x altı indisi, yerel eksen takımına göre eğilme eksenini, sistem genelinde hesaplanan ***B₂*** katsayısındaki y alt indisi ise, iç kuvvet hesabında alınan y-ekseni doğrultusundaki aks sisteminin doğrultusu göstermektedir.

Bağ kirişi enkesiti için enkesit koşulunun kontrolü

TBDY 9.8.1 uyarınca bağ kirişi enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlar,**TBDY Tablo 9.3** te λ_{hd} verilen sınır değerini aşmayacaktır.

Yerel burkulma sınır durumu için kesitin sınıflandırılması

Başkık parçası için,

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 15} = 6.67 \le \lambda_{hd} = 0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30\sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.09$$ olduğundan

süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulu sağlamaktadır.

Gövde parçası,

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{134}{9} = 14.89 \le \lambda_{hd} = 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45\sqrt{\frac{200000}{275}} = 66.07$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşullar sağlanmaktadır.

Bağ kirişinin yanal doğrultuda desteklenmesi

TBDY 9.8.3'e göre, bağ kirişinin iki ucundaki alt ve üst başlıklarının, **TBDY 9.2.8.2(b)**'de verilen özel koşullar esas alınarak yanal doğrultuda desteklenmesi gerekmektedir. Buna göre, bağ kirişinin alt ve üst başlığı, bağ kirişi uçlarından (çapraz birleşim noktalarından) burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklenmektedir. Bu durumda, bu destek noktaları arasındaki L_b uzaklığının, süneklik düzeyi yüksek kirişlerin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık için verilen.

$$L_b \le 0.086 i_y \frac{E}{F_y}$$ **TBDY (9.2)**

Koşulunu sağlaması gerekmektedir.

$L_b = 0.80m \le 0.086(50.642)\frac{200000}{275}\times 10^{-3} = 3.167m$ olduğundan

belirtilen koşul sağlanmaktadır. Bu elemanların dayanım bakımından yeterliliği **Denk.(9.5b)** ile hesaplanan gerekli dayanım, P_{br} esas alınarak, rijitlik bakımından yeterliliği ise, **CYTHYE Denk.(16.8)** ile hesaplanan rijitlik esas alınarak sağlanmalıdır.

Bağ kirişinin tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi

Kuvvetli asal eksen etrafında eğilme etkisindeki, çift simetri eksenli I-enkesitli elemanın karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n **CYTHYE 9.2** uyarınca belirlenecektir.

Bağ kirişi alt ve üst başlığı, bağ kirişi uçlarından (çapraz birleşim noktalarından) burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklendiğinden, burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklenmeyen uzunluk L_b=0.8m olarak alınır.

$$L_b = 800mm \le L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(50.642)\sqrt{\frac{200000}{275}} = 2403.66mm$$

$L_b \le L_p$ olduğundan, bağ kirişinin karakteristik eğilme momenti dayanımını, M_n , **CYTHYE 9.2.1** e uygun olarak aşağıdaki gibi belirlenir.

$$\frac{P_r}{P_y} \le 0.15 \;\; için \;\; V_p = 0.6F_y(d-2t_f)t_w \quad ve \quad M_p = W_p F_y$$

$$M_n = M_p = 275\times 643\times 10^3 \times 10^{-6} = 176.83 \; kN-m$$

buna göre tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{dx}

$$M_{d_x} = \phi_b . M_{n_x}$$
$$M_{d_x} = 0.90\times 176.83 = 159.14 \; kN-m$$

Değerini almaktadır.

Bağ kirişinin tasarım eğilme momenti dayanımının kontrolü,

$1.437(G+N_G^{(X)}+N_G^{(Y)})+0.5(Q+N_Q^{(X)}+N_Q^{(Y)})+E_N^{(X)}-0.3E_N^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli eğilme momenti dayanımı, $M_u = 90.18 \; kN-m$ olmak üzere,

$$\frac{M_u}{M_d} = \frac{90.18}{159.14} = 0.57 \le 1.0 \surd$$

Bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi,

TBDY 9.8.2.3'e göre, bağ kirişinin karakteristik kesme kuvveti dayanımı, **TBDY Denk.(9.18)** ile, kiriş gövdesinin kesme kuvveti etkisinde akma ve enkesitin eğilme momenti etkisinde akma smir durumlarından elde edilen en küçük kesme kuvveti dayanımı olarak belirlenmektedir.

TBDY 9.8.2.3 uyarınca, **TBDY Denk.(9.19)** ile

$$\frac{P_r}{P_y} \le 0.15 \quad için \quad V_p = 0.6 \times 275 \times (200 - 2 \times 15) \times 9 \times 10^{-3} = 252.45$$

$$M_n = M_p = 275 \times 643 \times 10^3 \times 10^{-6} = 176.83 \; kN - m$$

Bağ kirişi uzunluğu, $e = 800 \; mm$ olmak üzere, karakteristik kesme kuvveti dayanımı, V_n

$$V_n = \min\left(V_p, \frac{2M_p}{e}\right) = \min\left(252.45, \frac{2 \times 176.83}{0.8}\right) = 252.45 \; kN$$

Olarak elde edilir.

Bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti dayanımının

$$V_d = \phi_v V_n$$

$$V_d = 0.9 \times 252.45 = 227.21 \; kN$$

Bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü

$1.437(G + N_G^{(X)} + N_G^{(Y)}) + 0.5(Q + N_Q^{(X)} + N_Q^{(Y)}) + E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, $V_u = 213.07 \; kN$ olmak üzere,

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{213.07}{227.21} = 0.94 \le 1.0 \surd$$

Bağ kirişinin dönme açısının kontrolü

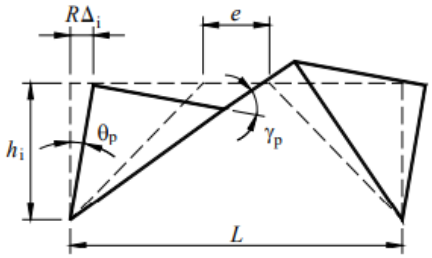
$$\theta_p = \frac{R}{I} \frac{\Delta_i}{h_i}$$

Denklemi ile bulunan göreli kat ötelemesi açısından dolayı meydana gelen bağ kirişi dönme açısı, incelenen bağ kirişinin bulunduğu birinci katın göreli kat ötelemesi açısı,

$\theta_p = \frac{R}{I}\frac{\Delta_i}{h_i} = \frac{8}{1}\left(\frac{3.66}{3.5}\right) = 0.0084$ rad olmak üzere,

Aşağıdaki şekilde verilen bağıntıdan yararlanılarak

$\gamma_p = \frac{L}{e}\theta_p = \frac{6}{0.8} \times 0.0084 = 0.063$ rad şeklinde elde edilmektedir.



$\gamma_p = \frac{L}{e}\theta_p$

Bağ kirişi uzunluğu

$e = 0.8m \le 1.6\frac{M_p}{V_p} = 1.6\frac{176.83}{252.45} = 1.12m$

koşulunu sağladığından, **TBDY 9.8.4(a)** uyarınca bağ kirişi dönme açısı 0.08 radyanı aşmamalıdır.

Değeri için

$\gamma_p = 0.063\ rad \le 0.08$ radyan koşulunu sağlamaktadır.

- **Bağ Kirişi Dışında Kalan Kiriş Bölümünün Boyutlandırılması**

Birinci kat, I aksı çerçevesi, A-B aksları arası dişmerkez çapraz sisteminin kat kiriş elemanlarında dayanım kontrolleri yapılacaktır ve aşağıda kirişin enkesitine ait karakteristikler aşağıda verilmiştir.

Çizelge Ek 1.2. Bağ kirişindeki seçilen HE200B kesitine ait bilgiler

Enkesit	Sınıf	F_Y N/mm^2	F_Y N/mm^2	E N/mm^2
HE200B	**S**275	275	430	200000

d mm	b_f mm	t_f mm	t_w mm	h mm	Area mm^2
200	200	15	9	134	7810

I_{33}/I_X mm^4	Z_{33}/W_{px} mm^3	$R22/i_y$ mm	S_{33}/W_{ex} mm^3	J mm^4	$R33/i_X$ mm
56960000	643000	50.642	569600	597000	85.400

Sistem analizleri sonunda, sabit ve hareketli düşey yükler ile deprem etkileri altında birinci kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan bölümünde oluşan iç kuvvetler,

$P_{nt} = 4.53\ kN$ $\quad$ $P_E = 174.03\ kN$

$V_{nt} = 14.35\ kN$ $\quad$ $V_E = 17.22\ kN$

$M_{nt} = 9.73\ kN-m$ $\quad$ $M_E = 44.27\ kN-m$

Söz konusu kat kirişi için gerekli dayanımlar, genel analiz yöntemni gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertebe etkilerin gözönüne alınması suretiyle, deprem etkilerini içeren $1.437(G + N_G^{(X)} + N_G^{(Y)}) + 0.5(Q + N_Q^{(X)} + N_Q^{(Y)}) + E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$ Yük birleşimdeki yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler, **TBDY 9.8.6.3** uyarınca, bağ kinişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin $\mathbf{1.1R_y}$ katı ile büyütülerek elde edilecektir.

Bu kat kirişi için en elverişsiz iç kuvvetler verilen yük birleşimi altında elde edilmiştir. Buna göre, bağ kirişi karakteristik kesme kuvveti dayanımı, $V_n = 252.45\ kN$ ve yukarıda verilen yük birleşiminde yatay deprem etkileri altında bağ kirişinde oluşan kesme kuvveti

$V_E = 213.07\ kN$ olmak üzere, kat kirişi için gerekli dayanımların hesabında yatay deprem kilerinden oluşan iç kuvvetler,

$\frac{1.1RyV_n}{V_E} = \frac{1.1 \times 1.3 \times 252.45}{213.07} = 1.69$ katsayısı ile çarpılarak arttırılacaktır.

Bu durumda, kat kirişinin bağ kirişi dışında kalan kısmı için deprem etkili iç kuvvetler,

$P_{Emh} = 1.69P_E = 1.69 \times 174.03 = 294.87\ kN$

$V_{Emh} = 1.69V_E = 1.69 \times 17.22 = 29.18\ kN$

$M_{Emh} = 1.69M_E = 1.69 \times 44.27 = 75.01\ kN-m$

olarak elde edilir. Gerekli eğilme momenti dayanımı ve eksenel kuvvet dayanımı, **ÇYTHYE 6.5**'e göre yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanacaktır.

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$
$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Yukarıdaki bağıntıda verilen M_{nt} ve P_{nt} sırasıyla yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti ve eksenel kuvvet olarak tanımlanır ve boyutlandırmada belirleyici olan yük birleşimindeki sadece düşey yüklerden (1.437G +0.5Q) oluşan eğilme momenti dayanımı ve eksenel kuvveti dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

M_{lt} ve P_{lt} yatay ötelenmesi önlenmemiş sistemde YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti ve eksenel kuvvet olarak tanımlanır ve +%5 dişmerkezliğin uygulandığı ve boyutlandırmada belirleyici olan yük birleşimindeki sadece yatay yükten ($E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$) oluşan eğilme momenti ve eksenel kuvvet dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

Dayanım kontrolü için, yukarıda açıklandığı gibi, ilgili yük birleşiminin sadece düşey yükler (1.437G +0.5Q) etkisinde, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre oluşan iç kuvvele $P_{nt} = 4.53\ kN$ $M_{nt_X} = 9.73\ kN-m$ olarak elde edilir.

Aynı kirişte, ilgili yük birleşiminin sadece **TBDY 9.8.6.3** uyarınca belirlenen arttırılmış yatay yükleri ($E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$) etkisinde kiriş ucunda oluşan iç kuvvetler ise,

$P_{lt} = 294.87\ kN$ $M_{lt_X} = 75.01\ kN-m$ değerini almaktadır.

CYTHYE 6.5.2.1'e göre,

B_2 arttırma katsayısının belirlenmesi

Kat kirişin bağ kirişi dışında kalan bölümünün tasarımında bağ kirişinin plastikleşmesine karşı gelen arttırılmış deprem yükleri kullanıldığından $P-\Delta$ etkilerinin hesaba katılmasına gerek kalmamaktadır. Buna göre $B_{2_x}=1.00$ olarak kullanılacaktır.

B_1 arttırma katsayısının belirlenmesi

$$B_{1X}=\frac{C_m}{1-\frac{\alpha P_r}{P_{el}}}\geq 1.0 \qquad \alpha=1.0$$

$$P_r=P_{nt}+B_2P_{lt}=4.53+1.0(294.87)=299.41\ kN$$

$$P_{el}=\frac{\pi^2 0.8EI}{(KL)^2}=\frac{\pi^2 0.8\times 200000\times 5696\times 10^4}{(1.0\times 2600)^2}\times 10^{-3}=13292.37\ kN$$

ÇYTHYE 6.5.2.1(b) uyarınca, eğilme düzleminde mesnetler arasında yanal yük bulunduğundan, güvenli yönde kalmak üzere, $C_m=1.0$ değeri kullanılabilr. Bu durumda,

$$B_1=\frac{C_m}{1-\frac{\alpha P_r}{P_{el}}}=\frac{1.00}{1-\frac{1.0\times 299.41}{13292.37}}=1.02\geq 1.0 \qquad olduğundan \qquad B_{1X}=1.07$$

Olarak elde edilir.

Bana göre söz konusu kirşi için, kiriş enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli eksenel kuvvet dayanımı,

$$P_r=P_{nt}+B_2P_{lt}=4.53+1.0(294.87)=299.41\ kN$$
$$M_r=B_1M_{nt}+B_2M_{lt}=1.02(9.73)+1.0(75.01)=84.96\ kN-m$$

Olarak hesaplanır.

Enkesit koşullarının kontrolü

TBDY 9.8.1 uyarınca, kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlar,**TBDY Tablo 9.3** te λ_{hd} verilen sınır değerini aşmayacaktır.

Yerel burkulma sınır durumu için kesitin sınıflandırılması

Başkık parçası için,

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2\times 15} = 6.67 \le \lambda_{hd} = 0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30\sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.09$$ olduğundan

süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulu sağlamaktadır.

Gövde parçası,

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{134}{9} = 14.89 \le \lambda_{hd} = 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45\sqrt{\frac{200000}{275}} = 66.07$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşullar sağlanmaktadır.

Kat kirişinin karakteristik basınç dayanımının belirlenmesi

TBDY 9.2.8 uyarınca, süneklik düzeyi yüksek olarak tasarlanan yatay yük taşıyıcı sistemlerin kirişlerinin alt ve üst başlıkları yanal burkulmaya karşı desteklenmelidir. Söz konusu kat kirişinin üst başlığı açıklık boyunca başlıklı çelik ankrajlarla bağlanan betonarme döşeme tarafından sürekli olarak yanal doğrultuda desteklidir. Kat kirişi alt başlığı ise, kolona bağlanan uçlardan ve bağ kirişi uçlarından (çapraz birleşim noktalarından) burulma ve yanal ötelenmeye karşı desteklenmektedir, yani kuvvetli yönde eğilme durumunda kiriş kompozit döşeme ile desteklendiğinden sadece zayım yönde kontröl yapılması yeterlidir Destek noktaları arasındaki L_{cy} uzaklığının, süneklik düzeyi yüksek elemanlar olarak tasarlanan kirişlerin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık için verilen,

$$L_b \le 0.086 i_y \frac{E}{F_y} \qquad \textbf{TBDY (9.2)}$$

Koşulunu sağlaması gerekmektedir. Buna göre, bu destekler gözönüne alınınca kat kirişinin desteklenmeyen uzunluğu 2600 mm olarak elde edilir.

$L_b = 2.60m \le 0.086(50.642)\frac{200000}{275}\times 10^{-3} = 3.167m$ olduğundan

belirtilen koşul sağlanmaktadır.

$K_y = 1.00$ ile hesaplandığından burkulma boyu aşağıdaki değeri almaktadır.

$L_b = L_{cy} = 1.00\times 2600 = 2600mm$

Yerel burkulma sınır durumu için kesitin sınıflandırılması

Başkık parçası için,(Tablo 5.1A, durum1)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2\times 15} = 6.67 \le \lambda_r = 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{200000}{275}} = 15.10$$

Gövde parçası,(Tablo 5.1A, durum 5)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{134}{9} = 14.89 \le \lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{200000}{275}} = 40.10$$

Yerel burkulma sınır durumuna göre enkesit, başlık ve gövde parçalarının *genişlik/kalınlık* oranları **ÇYY Tablo 5.1A** da verilen λ_r sınır değerini aşmadığından narin olmayan enkesit olarak değerlendirilir.

ÇYY 8.2.1 uyarınca, elemanın eksenel basınç kuvveti dayanımını, x- ve y-asal eksenleri etrafında eğilmeli burkulma sınır durumları esas alınarak hesaplanan dayanımlarının küçüğü belirleyecektir.

Narinlik oranı

$$\frac{L_{Cy}}{i_y} = \frac{2600}{50.642} = 51.34$$

ÇYY 8.1.1 uyarınca, narinlik oranları $L_c/i < 200$ koşulunu sağlamaktadır.

Eğilmeli burkulma sınır durumunda karakteristik basınç kuvveti dayanımı, P_n

Eğilmeli burkulma sınır durumunda kiritik burkulma gerilmesi, F_{cr}, için elastik burkulma gerilmesi, F_e,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{C_X}}{i_X}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{\left(\frac{2600}{50.642}\right)^2} = 748.11 \ \ N/mm^2$$

ÇYY 8.2 uyarınca

$$\lambda_{maks} = 51.34 < 4.71\sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02 \quad \text{olduğundan}$$

Eğilmeli burkulma sınır durumunda kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y = \left(0.658^{\frac{275}{748.11}}\right)275 = 235.78 \ \ N/mm^2$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı,

$$P_n = F_{cr}A_g = (235.78)(7810)10^{-3} = 1841.47\ kN$$

Buna göre, tasarım basınç kuvveti dayanımı,

$$P_c = \phi P_n = 0.9(1841.47) = 1657.32\ kN$$

Kirişin karakteristik eğilme momenti dayanımının belirlenmesi (kuvvetli yönde eğilme altında)

ÇYY 5.4 uyarınca

Yerel burkulma sınır durumu için kesitin sınıflandırılması

Başkık parçası için,(Tablo 5.1B, durum10)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f}\frac{200}{2\times 15} = 6.67 \le \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{200000}{275}} = 10.25$$

Gövde parçası,(Tablo 5.1B, durum 15)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{134}{9} = 14.89 \le \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{275}} = 101.4$$

Yerel burkulma sınır durumuna göre enkesit, başlık ve gövde parçalarının *genişlik/kalınlık* oranları **ÇYY Tablo 5.1B** de verilen λ_p sınır değerini aşmadığından kompakt olarak değerlendirilir.bu durumda, kuvvetli asal ekseni etrafında eğilme etkisindeki, çift simetri eksenli I-enkesitli elemanın karakteristik eğilme momenti dayanımı,M_n **ÇYY 9.2** uyarınca belirlenecektir.

Akma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n

$$M_n = M_p = F_y W_{pX} = 275\times 643\times 10^3 \times 10^{-6} = 176.83\ kN-m$$

Yerel burulmalı burkulma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n

kirişin alt başlığı kolona birleşen noktada ve bağ kirişi ucunda yanal olarak desteklendiğinden, $L_b = 2600\ mm$ olarak belirlenir.

$$L_b = 2600mm \ge L_p = 1.76 i_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(50.642)\sqrt{\frac{200000}{275}} = 2403.66mm$$

$$i_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{6}\frac{ht_w}{b_f t_f}\right)}} = \frac{200}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{6}\frac{(134)(9)}{(200)(15)}\right)}} = 55.89mm$$

$h_o = d\text{-}t_f = 200\text{-}15 = 185$ mm

değerleri ile elastik olmayan yanal burulmada sınır uzunluk, L_r

$$L_r = 1.95 i_{ts}\frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{J_c}{W_{ex}h_o}+\sqrt{\left(\frac{J_c}{W_{ex}h_o}\right)^2+6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1.95(55.89)\frac{200000}{0.7(275)}\sqrt{\frac{597000}{(569600)(185)}+\sqrt{\left(\frac{597000}{(569600)(185)}\right)^2+6.76\left(\frac{0.7(275)}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 12331.44\ mm$$

$$L_p = 2403.66\,mm < L_b = 2600\,mm < L_r = 12331.44\,mm$$

olduğundan, karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n **ÇYY 9.2.2(b)** uyarınca hesaplanacaktır.

Moment düzeltme katsayısı, C_b

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_y W_{ex})\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

$$M_n = 1.67\times\left[176.83-(176.83-0.7(275)(569.6\times10^{-3})\left(\frac{2600-2403.66}{12331.44-2403.66}\right)\right] = 293.08\,kN-m \le M_p$$

$$M_n = 293.08\ kN-m > M_p = 176.83\ kN-m$$

$$M_n = M_p == 173.86\ kN-m$$

<u>buna göre tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{Cx}</u>

$$M_{C_X} = \phi_b . M_{n_X}$$
$$M_{C_X} = 0.90 \times 176.83 = 159.14 \ kN - m$$

Bileşik etkiler altında dayanım kontrolü

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{299.41}{1657.32} = 0.18 < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_C} + \left(\frac{M_{r_X}}{M_{C_X}} \right) = \frac{299.41}{2 \times 1657.32} + \left(\frac{84.96}{159.14} \right) = 0.62 \le 1.0 \ \checkmark$$

kirişin karakteristik kesme kuvveti dayanımının belirlenmesi,

Çift simitri eksenli I-enkesitte **ÇYY 10.2.1(a)** uyarınca,

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{134}{9} = 14.89 \le \lambda = 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24\sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41$$ olduğundan

$\phi_V = 1.0 \ \ ve \ \ C_{V1} = 1.0$ alınacaktır.

karakteristik kesme kuvveti dayanımının, V_n

ÇYY 10.2 uyarınca

$$V_n = V_p = 0.6 F_Y A_w C_{V1} = 0.6 \times 275 \times (200 - 2 \times 15) \times 9 \times 1.0 \times 10^{-3} = 252.45 \ kN$$

kirişin tasarım kesme kuvveti dayanımının kontrolü

$1.437(G + N_G^{(X)} + N_G^{(Y)}) + 0.5(Q + N_Q^{(X)} + N_Q^{(Y)}) + E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$ yük birleşimi altında elde edilen gerekli kesme kuvveti dayanımı, $V_u = 43.52 \ kN$ olmak üzere,

$$V_d = \phi_v V_n$$
$$V_d = 1.0 \times 252.45 = 252.45 \ kN$$
$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{43.52}{252.45} = 0.17 \le 1.00$$

- **Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve Sisteminin Çaprazlarının Boyutlandırması**

Birinci kat, I aksı çerçevesi, A-B aksları arası dişmerkez çapraz sistemi çapraz elemanlarında dayanım kontrolleri yapılacaktır.ki aşağıda çaprazın enkesitine ait karakteristikler aşağıda verilmiştir.

Çizelge Ek 1.3. Çapraz kesitindeki seçilen HE200B kesitine ait bilgiler

Enkesit	Sınıf	F_Y N/mm^2	F_Y N/mm^2	E N/mm^2
HE200B	**S**275	275	430	200000

d mm	b_f mm	t_f mm	t_w mm	h mm	Area mm^2
220	220	16	9.5	152	9100

I_{33}/I_X mm^4	Z_{33}/W_{px} mm^3	$R22/i_y$ mm	S_{33}/W_{ex} mm^3	J mm^4	$R33/i_X$ mm
80910000	827000	55.894	735545.5	770000	94.293

TBDY 9.8.6.2 uyarınca çaprazların gerekli dayanımlarının belirlenmesinde, **TBDY 9.2.5**'te verilen yük birleşimlerindeki deprem etkileri, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin **1.25R$_y$** katı ile büyütülecektir.

Bölüm 9B.4.4'de örneklendirildiği gibi düşey sabit ve hareketli yükler ile artırılmış deprem etkilerinden dolayı $1.437(G+N_G^{(X)}+N_G^{(Y)})+0.5(Q+N_Q^{(X)}+N_Q^{(Y)})+E_N^{(X)}-0.3E_N^{(Y)}$ yük birleşimi ile elde edilen çapraz elemanı iç kuvvetleri aşağıdaki değerleri almaktadır.

$P_{nt}=42.22\ kN$ $\quad$ $P_E=282.07\ kN$

$V_{nt}=0.67\ kN$ $\quad$ $V_E=8.61\ kN$

$M_{nt}=2.93kN-m$ $\quad$ $M_E=37.52\ kN-m$

Buna göre, bağ kirişi karakteristik kesme kuvveti dayanımı, $V_n = 252.45\ kN$ ve yukarıda verilen yük birleşiminde yatay deprem etkileri altında bağ kirişinde oluşan kesme kuvveti $V_E = 213.07\ kN$ olmak üzere, kat kirişi için gerekli dayanımların hesabında yatay deprem kilerinden oluşan iç kuvvetler,

$\frac{1.25RyV_n}{V_E} = \frac{1.25 \times 1.3 \times 252.45}{213.07} = 1.93$ katsayısı ile arttırılacaktır.

Bu durumda, çapraz elemanı için deprem etkili iç kuvvetler,

$P_{Emh} = 1.93P_E = 1.93 \times 282.07 = 543.10\ kN$

$V_{Emh} = 1.93V_E = 1.93 \times 8.61 = 16.57\ kN$

$M_{Emh} = 1.93M_E = 1.93 \times 37.52 = 72.23\ kN-m$

olarak elde edilir. Gerekli eğilme momenti dayanımı ve eksenel kuvvet dayanımı, **ÇYTHYE 6.5**'e göre yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanacaktır.

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$
$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Yukarıdaki bağıntıda verilen M_{nt} ve P_{nt} sırasıyla yatay ötelenmesi önlenmiş sistemde YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti ve eksenel kuvvet olarak tanımlanır ve boyutlandırmada belirleyici olan yük birleşimindeki sadece düşey yüklerden (1.437G +0.5Q) oluşan eğilme momenti dayanımı ve eksenel kuvveti dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

M_{lt} ve P_{lt} yatay ötelenmesi önlenmemiş sistemde YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti ve eksenel kuvvet olarak tanımlanır ve +%5 dişmerkezliğin uygulandığı ve boyutlandırmada belirleyici olan yük birleşimindeki sadece yatay yükten ($E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$) oluşan eğilme momenti ve eksenel kuvvet dayanımı olarak elde edilebilmektedir.

Dayanım kontrolü için, yukarıda açıklandığı gibi, ilgili yük birleşiminin sadece düşey yükler (1.437G +0.5Q) etkisinde, çapraz enkesiti yerel eksen takımına göre oluşan iç kuvvele $P_{nt} = 42.22\ kN$ $M_{nt_x} = 2.93\ kN-m$ olarak elde edilir.

Aynı çaprazda, ilgili yük birleşiminin sadece **TBDY 9.8.6.3** uyarınca belirlenen arttırılmış yatay yükleri ($E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$) etkisinde çapraz ucunda oluşan iç kuvvetler ise,

$P_{lt} = 543.10\ kN$ $M_{lt_X} = 72.23\ kN-m$ değerini almaktadır.

CYTHYE 6.5.2.1'e göre,

B_2 arttırma katsayısının belirlenmesi

Kat kirişin bağ kirişi dışında kalan bölümünün tasarımında bağ kirişinin plastikleşmesine karşı gelen arttırılmış deprem yükleri kullanıldığından $P-\Delta$ etkilerinin hesaba katılmasına gerek kalmamaktadır. Buna göre $B_{2_X} = 1.00$ olarak kullanılacaktır.

B_1 arttırma katsayısının belirlenmesi

$$B_{1X} = \frac{C_m}{1-\frac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1.0 \qquad \alpha = 1.0$$

$L_X = L_y = 1.00$ ile hesaplanan Çaprazın burkulma boyu aşağıdaki değeri almaktadır,

$$L_b = 1.00 \times 4360 = 4360\ mm$$
$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 42.22 + 1.0(543.10) = 585.31\ kN$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 0.8EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 0.8 \times 200000 \times 8091 \times 10^4}{(1.0 \times 4360)^2} \times 10^{-3} = 6714.42\ kN$$

ÇYTHYE 6.5.2.1(a) uyarınca,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) = 0.6 - 0.4(0) = 0.6$$

$B_{1X} = \frac{C_m}{1-\frac{\alpha P_r}{P_{el}}} = \frac{0.6}{1-\frac{1.0 \times 585.31}{6714.42}} = 0.65 \leq 1.0$ olduğundan $B_{1X} = 1.0$ olarak elde edilir.

Bana göre söz çapraz için, çapraz enkesiti yerel eksen takımına göre gerekli eğilme momenti dayanımı ve gerekli eksenel kuvvet dayanımı,

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 42.22 + 1.0(543.10) = 585.31\ kN$$
$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1.0(2.93) + 1.0(72.23) = 75.16\ kN-m$$

Olarak hesaplanır.

Enkesit koşullarının kontrolü

TBDY 9.8.1 uyarınca çapraz enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlar,**TBDY Tablo 9.3** te λ_{hd} verilen sınır değerini aşmayacaktır.

Yerel burkulma sınır durumu için kesitin sınıflandırılması

Başkık parçası için,

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{220}{2\times 16} = 6.88 \le \lambda_{hd} = 0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30\sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.09$$ olduğundan

süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulu sağlamaktadır.

Gövde parçası,

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{152}{9} = 16.00 \le \lambda_{hd} = 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45\sqrt{\frac{200000}{275}} = 66.07$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşullar sağlanmaktadır.

Çaprazın karakteristik basınç dayanımının belirlenmesi

$K_y = 1.00$ ile hesaplandığından burkulma boyu aşağıdaki değeri almaktadır.

$$L_{C_x} = L_{C_y} = 1.00\times 4360 = 4360 \ mm$$

Yerel burkulma sınır durumu için kesitin sınıflandırılması

Başkık parçası için,(Tablo 5.1A, durum1)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{220}{2\times 16} = 6.88 \le \lambda_r = 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{200000}{275}} = 15.10$$

Gövde parçası,(Tablo 5.1A, durum 5)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{152}{9.5} = 16 \le \lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{200000}{275}} = 40.10$$

Yerel burkulma sınır durumuna göre enkesit, başlık ve gövde parçalarının *genişlik/kalınlık* oranları **ÇYY Tablo 5.1A** da verilen λ_r sınır değerini aşmadığından narin olmayan enkesit olarak değerlendirilir.

ÇYY 8.2.1 uyarınca, elemanın eksenel basınç kuvveti dayanımını, x- ve y-asal eksenleri etrafında eğilmeli burkulma sınır durumları esas alınarak hesaplanan dayanımlarının küçüğü belirleyecektir.

Narinlik oranı

$$\frac{L_{C_y}}{i_y} = \frac{4360}{55.894} = 78.00$$

$$\frac{L_{C_X}}{i_X} = \frac{4360}{94.293} = 46.24$$

ÇYY 8.1.1 uyarınca, narinlik oranları $L_c/i < 200$ koşulunu sağlamaktadır.

Eğilmeli burkulma sınır durumunda karakteristik basınç kuvveti dayanımı, P_n

$$\left(\frac{L_C}{i}\right) = maks\left(78.00, 46.24\right) = 78.00$$

Olduğundan, elemanın eksenel basınç kuvveti dayanımını, y-asal ekseninde eğilmeli burkulma sınır durumu belirleyecektir.

Eğilmeli burkulma sınır durumunda kiritik burkulma gerilmesi, F_{cr}, için elastik burkulma gerilmesi, F_e,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{\left(78.00\right)^2} = 324.08 \ \ N/mm^2$$

ÇYY 8.2 uyarınca

$$\lambda_{maks} = 78.00 < 4.71\sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02 \quad \text{olduğundan}$$

Eğilmeli burkulma sınır durumunda kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{275}{324.08}}\right) 275 = 192.79 \ \ N/mm^2$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı,

$$P_n = F_{cr} A_g = \left(192.79\right)\left(9100\right)10^{-3} = 1754.39 \ kN$$

Buna göre, tasarım basınç kuvveti dayanımı,

$$P_c = \phi P_n = 0.9\left(1754.39\right) = 1578.95 \ kN$$

Çaprazın karakteristik eğilme momenti dayanımının belirlenmesi (kuvvetli yönde eğilme altında)

ÇYY 5.4 uyarınca

Yerel burkulma sınır durumu için kesitin sınıflandırılması

Başkık parçası için,(Tablo 5.1B, durum10)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{220}{2\times 16} = 6.88 \le \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{200000}{275}} = 10.25$$

Gövde parçası,(Tablo 5.1B, durum 15)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{152}{9.5} = 16.00 \le \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{200000}{275}} = 101.4$$

Yerel burkulma sınır durumuna göre enkesit, başlık ve gövde parçalarının *genişlik/kalınlık* oranları **ÇYY Tablo 5.1B** de verilen λ_p sınır değerini aşmadığından kompakt olarak değerlendirilir.bu durumda, kuvvetli asal ekseni etrafında eğilme etkisindeki, çift simetri eksenli I-enkesitli elemanın karakteristik eğilme momenti dayanımı,M_n **ÇYY 9.2** uyarınca belirlenecektir.

Akma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n

$$M_n = M_p = F_y W_{pX} = 275\times 827\times 10^3 \times 10^{-6} = 227.4\ kN-m$$

Yerel burulmalı burkulma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n

Çaprazın desteklenmeyen boyu, $L_b = 4360\ mm$ olarak belirlenir.

$$L_b = 4360\ mm \ge L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(55.894)\sqrt{\frac{200000}{275}} = 2652.93\ mm$$

$$L_p = 2652.93 mm < L_b = 4360 mm < L_r = 12960.93 mm$$

olduğundan, karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n **ÇYY 9.2.2(b)** uyarınca hesaplanacaktır.

Moment düzeltme katsayısı, C_b

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_y W_{ex})\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

$$M_n = 1.67 \times \left[227.4 - (227.4 - 0.7(275)(735.5 \times 10^{-3}) \left(\frac{4360 - 2652.93}{12960.93 - 2652.93} \right) \right] = 316.90 \;\; kN - m \leq M_p$$

$$M_n = 316.90 \; kN - m > M_p = 227.4 \; kN - m$$

$$M_n = M_p = 227.4 \; kN - m$$

buna göre tasarım eğilme momenti dayanımı, M_{Cx}

$$M_{C_x} = \phi_b . M_{n_x}$$
$$M_{C_x} = 0.90 \times 227.4 = 204.6 \; kN - m$$

Bileşik etkiler altında dayanım kontrolü

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{585.31}{1578.95} = 0.37 > 0.2 \text{ olduğundan}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{r_x}}{M_{C_x}} + \frac{M_{r_y}}{M_{C_y}} \right) = \frac{585.31}{1578.95} + \left(\frac{75.16}{204.68} + 0 \right) = 0.70 \leq 1.0 \; \checkmark$$

- **Dışmerkez Çaprazlı Çerçeve Sisteminin Kolonlarının Boyutlandırması**

birinci kat kolonunun tasarım dayanımı kontrolü, **TBDY 9.8.6**'ya göre belirlenen arttırılmış deprem etkileri ve genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertebe etkilerin gözönüne alınması suretiyle hesaplanan en elverişsiz iç kuvvetler (gerekli dayanımlar) altında yapılacaktır. kolonun enkesitine ait karakteristikler aşağıda verilmiştir.

Çizelge Ek 1.4. Kolonlardaki seçilen HE280B kesitine ait bilgiler

Enkesit	Sınıf	F_Y N/mm^2	F_Y N/mm^2	E N/mm^2
HE280B	**S**275	275	430	200000

d mm	b_f mm	t_f mm	t_w mm	h mm	Area mm^2

220	220	16	9.5	152	9100

I_{33}/I_X mm^4	Z_{33}/W_{px} mm^3	$R22/i_y$ mm	S_{33}/W_{ex} mm^3	J mm^4	$R33/i_X$ mm
80910000	827000	55.894	735545.5	770000	94.293

Sistem analizleri sonunda, sabit ve hareketli düşey yükler ile deprem etkileri altında bu kolonda oluşan iç kuvvetler,

$P_{nt} = 1151.19\ kN$ $\qquad$ $P_E = 434.28\ kN$

Olarak elde edilir.

Bu kolon için gerekli dayanımlar, genel analiz yöntemi gereğince azaltılmış eleman rijitlikleri ile ikinci mertebe etkilerin gözönüne alınması sütetiyle, deprem etkilerini içeren,

$$1.437(G + N_G^{(X)} + N_G^{(Y)}) + 0.5(Q + N_Q^{(X)} + N_Q^{(Y)}) + E_N^{(X)} - 0.3E_N^{(Y)}$$

yük birleşimindeki yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler, **TBDY 9.8.6.4** uyarınca, bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan yüklemenin **1.1 R_y** katı ile büyütülerek elde edilecektir. Bu kolon için en elverişsiz iç kuvvetler verilen yük birleşimi altında elde edilmiştir.

Gerekli kesme kuvveti ve eğilme momenti dayanımları ihmal edilebilir düzeyde küçük olduğundan boyutlandırma hesaplarında dikkate alınmayacaktır.

Buna göre, kolon için gerekli dayanımlar, yatay deprem etkilerinden oluşan iç kuvvetler,

$$\frac{1.1R_yV_n}{V_E} = \frac{1.1\times1.3\times252.45}{213.07} = 1.69$$

katsayısı ile arttırılarak hesaplanacaktır.

Bu durumda deprem etkisi altında kolonda oluşan eksenel basınç kuvveti,

$P_{Emh} = 1.69P_E = 1.69\times434.28 = 735.81\ kN$

olarak gözönüne alınmalıdır.

Gerekli eksenel kuvvet dayanımı, **ÇYTHYE 6.5**'e göre yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanacaktır.

$P_r = P_{nt} + B_2P_{lt}$

Kolonların tasarımında bağ kirişinin plastikleşmesine neden olan arttırılmış deprem yükleri kullanıldığından, P-Δ etkilerinin hesaba katılmasına gerek yoktur. Bu durumda, $B_{2_x} = 1.00$ olarak alınacaktır. Sadece düşey yükler etkisinde, ihmal edilebilir düzeydeki eğilme etkileri altında küçük şekildeğiştirmeler oluştuğundan, $B_1 = 1.00$ olarak alınmıştır. Böylece, söz konusu kolon için gerekli eksenel kuvvet dayanımı,

$P_r = P_u = 1151.19 + 1.00 \times 735.81 = 1887.0 \ kN$

Enkesit koşullarının kontrolü

TBDY 9.8.1 uyarınca kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlar,**TBDY Tablo 9.3** te λ_{hd} verilen sınır değerini aşmayacaktır.

Yerel burkulma sınır durumu için kesitin sınıflandırılması

Başkık parçası için,

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{280}{2 \times 18} = 7.78 \le \lambda_{hd} = 0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30\sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.09$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşulu sağlamaktadır.

Gövde parçası,

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{196}{10.5} = 18.67 \le \lambda_{hd} = 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{200000}{275}} = 40.18$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşullar sağlanmaktadır.

Kolonun tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi

$K_y = 1.00$ ile hesaplandığından burkulma boyu aşağıdaki değeri almaktadır.

$L_{C_x} = L_{C_y} = 1.00 \times 4360 = 4360 \ mm$

Yerel burkulma sınır durumu için kesitin sınıflandırılması

Başkık parçası için,(Tablo 5.1A, durum1)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{220}{2 \times 16} = 6.88 \le \lambda_r = 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{200000}{275}} = 15.10$$

Gövde parçası,(Tablo 5.1A, durum 5)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{152}{9.5} = 16 \le \lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{200000}{275}} = 40.10$$

Eğilmeli burkulma sınır durumunda karakteristik basınç kuvveti dayanımı, P_n

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

$$K_X = 1.00$$

$$\frac{L_{C_X}}{i_X} = \frac{3500}{121.284} = 28.86$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{C_X}}{i_X}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{(28.86)^2} = 2367.88 \ {}^{N}\!/_{mm^2}$$

ÇYY 8.2 uyarınca

$$\lambda_{maks} = 28.86 < 4.71\sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02 \quad \text{olduğundan}$$

Eğilmeli burkulma sınır durumunda kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y = \left(0.658^{\frac{275}{2367.88}}\right)275 = 261.95 \ {}^{N}\!/_{mm^2}$$

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

$$K_X = 1.00$$

$$\frac{L_{C_y}}{i_y} = \frac{3500}{70.953} = 49.33$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{C_y}}{i_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{(49.33)^2} = 810.39 \ {}^{N}\!/_{mm^2}$$

ÇYY 8.2 uyarınca

$$\lambda_{maks} = 49.33 < 4.71\sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02 \quad \text{olduğundan}$$

Eğilmeli burkulma sınır durumunda kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y = \left(0.658^{\frac{275}{810.39}} \right) 275 = 238.59 \, N/mm^2$$

Kiritik burkulma gerilmesi,F_{cr}

$$F_{cr} = \min\left[261.95,\ 238.59\right] = 238.59 \ \ kN$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı,

$$P_n = F_{cr} A_g = (238.59)(13100)10^{-3} = 3125.51 \ kN$$

Buna göre, tasarım basınç kuvveti dayanımı,

$$P_c = \phi P_n = 0.9(3125.51) = 2812.96 \ kN$$

Kolunun eksenel basınç kuvveti altında dayanımının kontrolü

$$P_u = 1887.0 \ kN$$

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{1887.0}{2812.96} = 0.67 \le 1.00$$

EK 2 (PTPT)

β paremetrelerinin elde edilmesi,

Çatı ve 4. Kat için,

$$\beta_5 = \left(\frac{\sum_{j=1}^{5} w_5 h_5}{w_5 h_5} \right)^{0.75T^{-0.2}} = \left(\frac{43747}{43747} \right)^{0.75(0.762)^{-0.2}} = 1.00$$

$$\beta_4 = \left(\frac{43747}{94147} \right)^{0.75(0.762)^{-0.2}} = 1.83$$

F_i ve C_{vi} paremetrelerinin elde edilmesi,

Çatı ve 4. Kat için,

$$F_5 = C'_{V5} V \rightarrow C_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j j_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} = (1.00) \left(\frac{43747}{172771} \right)^{0.75(0.762)^{-0.2}} = 0.34$$

$F_5 = 0.34(979.94) = 330.23$ kN

$$F_4 = C'_{V4} V \rightarrow C_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j j_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} = (0.83) \left(\frac{43747}{172771} \right)^{0.75(0.762)^{-0.2}} = 0.28$$

$F_4 = 0.28(979.94) = 275.68$ kN

Not: Hesaplar Excel programında yapılması nedeniyle el hesabında bazı küsürat farklılıkları ortaya çıkmaktadır.

PTPT yönteminde P-Δ etkisi hesabı,

Çatı katı için,

$$F_{i(p-\Delta)} = w_i \theta_u$$

$$F_{5(P-\Delta)} = w_5 \theta_u = (2822.40)(0.02) = 56.45kN$$

$$F_{4(P-\Delta)} = w_4 \theta_u = (4032.00)(0.02) = 80.64kN$$

- **Bağ Kirişinin Boyutlandırılması**

Çelik sınıfı

S 275 $F_y = 275$ kN/mm^2 $F_u = 430$ kN/mm^2

Bu çalışmada kolonlar temele mafsal bağlantı olduğu için bağ kirişinin tasarım kesme kuvveti mukavemeti aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \frac{\sum_{i=1}^{n} F_i h_i}{L\sum_{i=1}^{n} \beta_i} = 1.00 \frac{3705.88}{6 \times 10.98} = 56.25kN$$

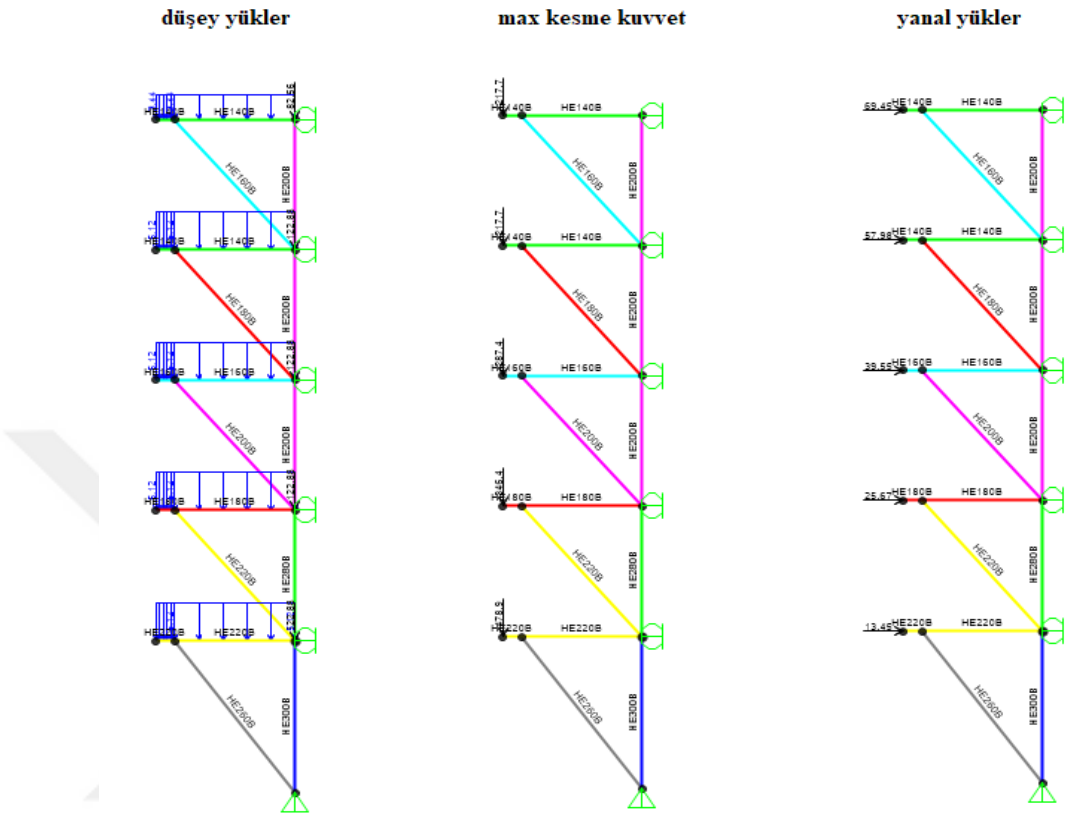
Beşinci katta bağ kirişin tasarım kesme kuvveti 56.25 kN değerini almıştır, bağ kirişinin boy ve dönme kuralları dikkate alınarak 5 katlı binada çatı katı için bağ kirişin tasarımında seçilmiş olan kesit HE140 B karar alınmıştır.

$$\phi V_n = 0.9V_p = 0.9\left[0.6F_y(d_b - 2t_f)t_w\right] \geq \beta_i V_{pr}$$
$$\phi V_n = 0.9V_p = 0.9\left[0.6 \times 275 \times 10^{-3} \times (140 - 2 \times 12) \times 7\right] \geq \beta_i V_{pr}$$
$$\phi V_n = 0.9V_p = 0.9\left[133.98\right] \geq \beta_i V_{pr}$$
$$\phi V_n = 0.9V_p = 120.58\ kN \geq 56.25kN$$

Daha sonra bağ krişinde beklenen maksimum kesme kuvveti ve momenti hesaplayacağız:

$$V_u = 1.25R_y V_p = 1.25 \times 1.1 \times 133.98 = 184.2kN$$
$$M_B = \left[e(1.25R_y V_p) - R_y M_p\right] \geq 0.75R_y M_p$$
$$M_B = \left[e(1.25 \times 1.1 \times 133.98) - 1.1 \times 67.65\right] \geq 0.75 \times 1.1 \times 67.65$$
$$M_B = 72.96kN - m \geq 55.81kN - m$$

Bağ Kirişi Dışında Kalan Elemanların Tasarımı



Şekil Ek 2.1. 5 katlı binanin PTPT yönteminde bağ kirişi dışında kalan elemanların tasarımı

Bu elemanların tasarımı için sap 2000'de kolayca yapılabilir, yukarıdaki şekilde gördüğünuz üzere bağ kirşinde oluşan makzimum kesme kuveti ve düşey yüklerle birlikte yanal yükler de girildikten sonra bağ kirişi dışındaki diğer elemanlarda oluşan iç kuvvetlere göre elemanların tasarımı yapılacaktır.

- **Bağ Kirişi Dışında Kalan Kirişin Tasarımı**

Çaprazlı birinci kat kirişi için el hesabı,

Mekanizma durumu ile uyumlu kat kirişin iç kuvvetlerinin hesabı

5 katlı prototip binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda kirişe etkiyen iç kuvvetler aşağıda verilmiştir:

P_r = 397.03 kN M_r = 91.13 kNm

Çelik sınıfı

S 275 F_y = 275 kN/mm^2 F_u = 430 kN/mm^2

Enkesit

HE220B

Kirişin tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımı,

$P_c = \phi P_n$ = (0.9) 2205.58 = 1985.02 kN

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımı,

$M_d = \phi M_n$ = (0.9) 227.43 = 204.68 kNm

Kapasite:

Bileşik etki,

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{397.03}{1985.02} = 0.20 \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) = \frac{397.03}{1985.02} + \frac{8}{9}\left(\frac{91.13}{204.68}\right) = 0.65 \leq 1 \checkmark$$

- **Çapraz Elemanın Tasarımı**

birinci kat çaprazı için el hesabı,

Mekanizma durumu ile uyumlu çaprazın iç kuvvetlerinin hesabı

5 katlı prototip binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda çapraza etkiyen iç kuvvetler aşağıda verilmiştir:

P_r = 677.22 kN M_r = 93.04 kNm

Çelik sınıfı

S 275 F_y = 275 kN/mm^2 F_u = 430 kN/mm^2

Enkesit

HE260B

Çaprazın tasarım eksenel basınç kuvveti dayanımı,

$P_c = \phi P_n = (0.9)\ 2514.65 = 2263.18$ kN
Çaprazın tasarım eğilme momenti dayanımı,

$M_d = \phi M_n = (0.9)\ 352.83 = 317.54$ kNm

Kapasite:

Bileşik etki,

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{677.22}{2263.18} = 0.27 > 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) = \frac{677.22}{2263.18} + \frac{8}{9}\left(\frac{93.04}{317.54}\right) = 0.6 \leq 1 \checkmark$$

- **Kolonların Tasarımı**

Birinci kat A2 kolonunun (Bkz. Şekil 3.2) en kesitine ait karekteristikler aşağıda verilmiştir.

Çelik sınıfı

S 275 $F_y = 275$ kN/mm^2 $F_u = 430$ kN/mm^2

Enkesit

HE300B

Aşağıda mekanizma halinde iç kolona etkiyen iç kuvvetler verilmiştir.

$P_u = 2053.3$ kN

HE300B kolonun tasarım eksenel basınç kuvvet dayanımı,

$P_d = \phi P_n = (0.9)\ 3618.13 = 3256.32$ kN

Kapasite,

$$\frac{P_u}{P_d} = \frac{2053.3}{3256.32} = 0.65 < 1$$