



**BURKULMASI ÖNLENMİŞ ÇELİK ÇAPRAZLI
YAPILARIN TASARIMINDA PERFORMANS TABANLI
PLASTİK TASARIM YÖNTEMİNİN
ŞEKİLDEĞİŞTİRMEYE GÖRE DEĞERLENDİRME VE
TASARIM YÖNTEMİYLE KIYASLANMASI**

MUHAMMED ŞAHİN



T.C.
BURSA ULUDAĞ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BURKULMASI ÖNLENMİŞ ÇELİK ÇAPRAZLI YAPILARIN TASARIMINDA
PERFORMANS TABANLI PLASTİK TASARIM YÖNTEMİNİN
ŞEKİLDEĞİŞTİRMEYE GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM YÖNTEMİYLE
KIYASLANMASI

Muhammed ŞAHİN
0000-0003-1737-5637

Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER
(Danışman)

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BURSA – 2022
Her Hakkı Saklıdır

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

BURKULMASI ÖNLENMİŞ ÇELİK ÇAPRAZLI YAPILARIN TASARIMINDA PERFORMANS TABANLI PLASTİK TASARIM YÖNTEMİNİN ŞEKİLDEĞİŞTİRMEYE GÖRE DEĞERLENDİRME VE TASARIM YÖNTEMİYLE KIYASLANMASI

Muhammed ŞAHİN

Bursa Uludağ Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER

Performansa Tabanlı Plastik Tasarım (PTPT) yöntemi, tasarım ilkeleri olarak mekanizma durumu ve hedef ötelenme miktarını tasarımın en başında ele alan, çok fazla tekrar gerektirmeyen basit ve güçlü bir tasarım yöntemidir.

Bu çalışmada taşıyıcı sistemi burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeveden oluşan binaların tasarımında PTPT yöntemi ile TBDY-2018’de deprem etkisi altındaki taşıyıcı sistemlerin tasarımında iki temel yaklaşımdan biri olan Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞGDT) yönteminin kıyaslanması amaçlanmıştır.

Bu tez kapsamında taşıyıcı sistemi burkulması önlenmiş çaprazlardan oluşan 5 ve 10 katlı iki adet prototip bina dikkate alınmış ve binalar her iki yöneme göre ayrı ayrı tasarlanmıştır. İki yöneme göre tasarımları yapılan prototip binalar, sabit tek modlu itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlere tabi tutularak performansları belirlenmiş ve kıyaslanmıştır.

Anahtar Kelimeler: Performans tabanlı plastik tasarım, Şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım, Burkulması önlenmiş çapraz, Sabit tek modlu itme analizi, Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz

ABSTRACT

MSc Thesis

COMPARİSON OF PERFORMANCE BASED PLASTİC DESİGN METHOD WITH
DEFORMATION BASED DESIGN METHOD IN THE DESIGN OF BUCKLING-
RESTRAINED BRACED FRAMES

Muhammed ŞAHİN

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

Supervisor: Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER

The Performance-Based Plastic Design (PBPD) method is a simple and powerful design method that does not require many iterations and considers the mechanism state and target drift amount as design principles at the very beginning of the design.

This study, it is aimed to compare the PBPD method and the Deformation Based Design Method approach, which is one of the two basic approaches for the design of building structural systems under the influence of earthquake in TBDY-2018, for the design of buildings whose structural system consists of buckling-restrained braced frames

Within the scope of this thesis, two prototype buildings with 5 and 10 floors, consisting of buckling-restrained braced frames, are considered. These prototype buildings were designed separately according to both methods. The performances of the buildings designed according to the two methods were compared by subjecting the prototype buildings designed according to these two methods to non-linear dynamic analyzes in the inelastic thrust and time history domain.

Key words: Performance-based plastic design, Nonlinear analysis design method, Buckling-restrained braces, Pushover, Time history

TEŞEKKÜR

Eğitim hayatım boyunca her zaman maddi ve manevi destekleri ile yanımda olan ve beni teŐvik eden çok sevdiğim değerli aileme, her zaman kapısı öğrencilerine açık olan ve sürekli olarak sorgulamayı öğreten tez danışman hocam sayın Doç. Dr. Hakan Tacettin TÜRKER'e ve tezimin her aşamasında bana yardımcı olan sayın İnŐ. Yük. Müh. Sayed Nematullah SADAT ve İnŐ. Yük. Mehmet Fatih ARAT'a ve her zaman gerek desteği gerek güler yüzü ile beni mutlu eden çok değerli ve çalışkan arkadaşım sayın Masoud ÖZBEK'e teşekkürlerimi sunarım.

Muhammed ŞAHİN
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 Burkulması Önlenmiş Çaprazlar ve İlgili Yönetmelikler	8
2.2.1 Burkulması önlenmiş çaprazlar hakkında genel bilgiler.....	8
2.2.2 Çelik çerçeve elemanı olarak burkulması önlenmiş çaprazlar.....	14
2.3 BÖÇ'lü Çelik Çerçevelerin Tasarımı.....	15
2.3.1 BÖÇ'lerin tasarımı	16
2.3.2 Taşıyıcı sistem analizi	17
2.4. Burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeveler için performans tabanlı plastik tasarım yöntemi	19
2.4.1. Genel tasarım prosedürü	21
2.4.2. Hedeflenen salınım mekanizması ve hedef ötelenme	21
2.4.3. Tasarım taban kesme kuvveti.....	22
2.4.4. Adım adım BÖÇÇ'nin tasarım prosedürü	27
2.4.5. Kat deprem kuvvetlerinin hesaplanması (P-Δ hariç)	28
2.4.6. Burkulması önlenmiş çaprazların tasarımı.....	30
2.4.7. Elastik davranış sergilemesi beklenen elemanların tasarımı.....	31
2.5. Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı.....	37
2.5.1. Yapısal elemanlarda hasar sınırları ve bölgeleri	37
2.5.2. Yapının deprem performans düzeyleri.....	38
2.5.3. Yeni Çelik Bina Elemanları için izin verilen şekildeğiştirme ve iç kuvvet sınırları.....	39
3. MATERYAL ve YÖNTEM.....	40
3.1. Prototip binaların bilgileri	41
3.1.1. Geometrik bilgiler	41
3.1.2. Malzeme ve zemin bilgileri.....	45
3.1.3. Deprem verileri	45
3.1.4. Düşey yükler	46
3.2. Prototip Binaların Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı İle Tasarımı	49
3.2.1. Prototip binaların dayanıma göre ön tasarımı	49
3.2.2. Statik itme analizi ile sistem performansının belirlenmesi	70
3.3. Prototip Binaların Performans Tabanlı Plastik Tasarım Yöntemine Göre Tasarımı	82
3.3.1. Yanal kuvvet dağılımının belirlenmesi	82
3.3.2. Taban kesme kuvvetinin belirlenmesi.....	83

3.3.3. Akması öngörülen elemanların tasarımı	84
3.3.4. Elastik davranış sergilemesi beklenen elemanların tasarımı.....	87
3.4. Tasarımları PTPT, ŞGDT Yöntemlerine Göre Yapılmış Prototip Binaların Performans Analizleri.....	91
3.4.1. Prototip binaların statik itme analizi	91
3.4.2. Prototip binaların zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri ..	98
4. BULGULAR.....	102
4.1. Kesit türleri ve toplam ağırlıkların kıyaslanması	102
4.2. Yanal yük dağılımlarının kıyaslanması.....	104
4.3. İtme eğrilerinin karşılaştırılması	105
4.4. Görelî kat öteleme oranlarının karşılaştırılması	107
4.5. Kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması	112
5. TARTIŞMA ve SONUÇ	121
KAYNAKLAR	122
EKLER.....	125
EK 1 (DGT)..	126
EK 2 (PTPT)	147
ÖZGEÇMİŞ..	151

SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler Açıklama

E_e	Yapıyı hedef ötelemeye itmek için gereken enerjinin elastik bileşenleri
E_p	Yapıyı hedef ötelemeye itmek için gereken enerjinin plastik bileşenleri
E	Toplam enerji
E_c	Enerji spektrum yöntemi için enerji kapasitesi
F_i	i. Kattaki yanal kuvvet
F_n	Yapının en üst katındaki yanal kuvvet
F_S	Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
F_1	1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
g	Yer çekimi ivmesi [$g = 9.81 \text{ m/s}^2$]
h_j	j. Katın temel seviyesinden yüksekliği
h_n	n. Katın (en üst kat) temel seviyesinden yüksekliği
K_{eff}	Efektif rijitlik
I	Bina önem katsayısı
m	kütle
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 yerdeğiştirme [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 periyodu [s]
$T_p^{(y)}$	(Y) deprem doğrultusunda binanın hakim doğal titreşim periyodu [s]
T_{pA}	Amirik olarak hesaplanan hakim doğal titreşim periyodu [s]
V_i	i. Kattaki kat kesme kuvveti
V_n	n. Kattaki (en üst kat) kat kesme kuvveti
V	Toplam taban kesme kuvveti
V^*	Bir çerçeve için tasarım taban kesme kuvveti
w_j	j. Kattaki sismik ağırlık
w_n	n. Kattaki (en üst kat) sismik ağırlık
W	Yapının toplam sismik ağırlığı
α	Tasarım tabanı kesme kuvveti parametresi
ω	Pekleşme etkisi düzeltme katsayısı
β	Basınç dayanımı düzeltme katsayısı

β_i	Kat kesme kuvveti dağılım katsayısı
Δ	Yanal ötelenme
Δ_y	Akma ötelenme
γ	Enerji modifikasyon katsayısı
μ_s	Süneklik
θ_p	Plastik dönme, Elastik olmayan ötelenme
θ_u	Hedef tasarım ötelenmesi
θ_y	Akma ötelenmesi
$\theta_p^{(KH)}$	Kontrollü hasar performans düzeyi için izin verilen plastik dönme sınırı [rad]



Kısaltmalar

Açıklama

DGT	Dayanıma Göre Tasarım
ŞGDT	Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve 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
BÖÇ	Burkulması Önlenmiş Çapraz
BÖÇÇ	Burkulması Önlenmiş Çaprazlı Çerçeve
BÖS	Burkulmayı Önleyici Sistem
MAÇ	Moment Aktaran Çelik Çerçeve
DÇÇÇ	Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçeve
MAÇKK	Moment Aktaran Çelik Kafes Kiriş
MÇÇÇ	Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa
Şekil 2.1.	Tipik burkulması önlenmiş çapraz şeması..... 10
Şekil 2.2.	BÖÇ bileşenleri ve çelik çekirdek kısımları..... 10
Şekil 2.3.	MÇÇ ve BÖÇÇ sistemlerinin akma mekanizmaları..... 11
Şekil 2.4.	BÖÇ'ün mekanik tanım ve histerik davranışı..... 12
Şekil 2.5.	MÇÇ'nin mekanik tanım ve histerik davranışı..... 12
Şekil 2.6.	BÖÇ ve merkezi çapraz histerik davranışları..... 13
Şekil 2.7.	Çapraz düzenleri A)V-Tipi B) Ters V-Tipi C) Tek Diyagonal D) X Tip..... 15
Şekil 2.8.	Performans tabanlı plastik tasarım kavramı..... 20
Şekil 2.9.	BÖÇ için performans tabanlı plastik tasarım kavramı..... 20
Şekil 2.10.	Yanal kuvvet altında BÖÇÇ mekanizma durumu (salınım mekanizması)..... 22
Şekil 2.11.	A) R_{μ} ile μ_s arasındaki ilişki (Newmark ve Hall (1982)) B) Enerji modifikasyon katsayısı (γ) ile yapının doğal titreşim periyodu (T) arasındaki ilişki (Lee ve Goel 2001)..... 23
Şekil 2.12.	A) R_{μ} , μ_s ve T arasındaki ilişki B) η enerji azaltım faktörü (Sahoo ve Chao 2010)..... 26
Şekil 2.13.	Farklı depremler altında kat kesme kuvvetlerinin tepe kat kesme kuvvetlerine oranları (Sadat 2021)..... 28
Şekil 2.14.	Salınım mekanizma durumu (Sahoo ve Chao 2010)..... 30
Şekil 2.15.	Mekanizma durumunda giriş iç kuvvetleri 33
Şekil 2.16.	Mekanizma durumunda iç kuvvet şemaları A) Dış kolon B) İç kolon..... 34
Şekil 2.17.	PTPT akış diyagramı: Taban kesme kuvveti ve yanal kuvvet dağılımının belirlenmesi..... 35
Şekil 2.18.	Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveler için PTPT akış diyagramı: Eleman tasarımı..... 36
Şekil 2.19.	Kesitlerde belirtilen hasar bölgeleri..... 38
Şekil 2.20.	Yapı performans hedefleri..... 38
Şekil 3.1.	5 ve 10 katlı yapının şematik plan görünüşü..... 41
Şekil 3.2.	5 katlı yapının şematik kat yükseklikleri (A-A Kesit)..... 42
Şekil 3.3.	5 katlı yapının üç boyutlu genel sistem görünüşü..... 42
Şekil 3.4.	10 katlı yapının şematik kat yükseklikleri (A-A Kesit)..... 43
Şekil 3.5.	10 katlı yapının üç boyutlu genel sistem görünüşü..... 44
Şekil 3.6.	Prototip binaların koordinatına ait deprem yatay elastik tasarım spektrumu..... 46
Şekil 3.7.	Kiriş ve kolon elemanların yük etki alanları..... 47
Şekil 3.8.	5 katlı yapıdaki BÖÇ'lü çerçeveye etkiyen düşey yükler..... 48
Şekil 3.9.	BÖÇ kuvvet-deformasyon ilişkisi (AISC 341-10)..... 70
Şekil 3.10.	SAP 2000 programında 5 katlı binanın 1. kat BÖÇ için plastik mafsalsal tanımı..... 72

Şekil 3.11.	SAP 2000 programında 10 katlı binanın 1. kat BÖÇ için plastik mafsalları tanımlaması.....	73
Şekil 3.12.	Leaning kolon modeli.....	74
Şekil 3.13.	5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın itme eğrisi	74
Şekil 3.14.	5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktası	75
Şekil 3.15.	5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar	76
Şekil 3.16.	10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın itme eğrisi ...	78
Şekil 3.17.	10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktası.....	79
Şekil 3.18.	10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar	79
Şekil 3.19.	5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın itme eğrisi	92
Şekil 3.20.	5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasının belirlenmesi	92
Şekil 3.21.	5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar.....	93
Şekil 3.22.	10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın itme eğrisi	95
Şekil 3.23.	10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasının belirlenmesi.....	95
Şekil 3.24.	10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar.....	96
Şekil 3.25.	11 numaralı deprem kaydının ölçeklendirilmiş hali.....	99
Şekil 3.26.	11 numaralı deprem kaydının ölçeklendirilmemiş hali.....	100
Şekil 3.27.	11 numaralı deprem kaydının ölçeklenmemiş spektrum eğrisi.....	100
Şekil 3.28.	11 numaralı deprem kaydının ölçeklenmiş spektrum eğrisi.....	101
Şekil 3.29.	Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi parametreleri.....	101
Şekil 4.1.	5 katlı bina için belirlenen ŞGDT ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılım oranları.....	104
Şekil 4.2.	10 katlı bina için belirlenen ŞGDT ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılım oranları	105
Şekil 4.3.	5 katlı binanın itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri	106
Şekil 4.4.	10 katlı binanın itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri	106
Şekil 4.5.	ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın maksimum göreceli kat öteleme değerleri	107
Şekil 4.6.	PTPT yöntemi ile tasarlanmış 5 katlı binanın maksimum göreceli kat öteleme değerleri.....	108
Şekil 4.7.	5 katlı binalarının göreceli kat öteleme değerlerinin ortalamaları.....	108
Şekil 4.8.	ŞGDT yöntemi ile tasarlanmış 10 katlı binanın maksimum göreceli kat öteleme değerleri	109
Şekil 4.9.	PTPT yöntemi ile tasarlanmış 10 katlı binanın maksimum göreceli kat öteleme değerleri	110

Şekil 4.10.	10 Katlı binalarının görelî kat öteleme değerlerin ortalamaları ...	111
Şekil 4.11.	ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binada 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları	112
Şekil 4.12.	PTPT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binada 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları.....	113
Şekil 4.13.	ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları...	114
Şekil 4.14.	PTPT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları ...	115
Şekil 4.15.	ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın kat kesme kuvvetleri	116
Şekil 4.16	PTPT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın kat kesme kuvvetleri	116
Şekil 4.17.	ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın kat kesme kuvvetleri	117
Şekil 4.18.	PTPT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın kat kesme kuvvetleri	118
Şekil 4.19.	5 katlı tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri ..	119
Şekil 4.20.	10 Katlı tasarımı yapılan binaların ortalama kat kesme kuvvetleri	119
Şekil EK1.1.	Tasarımı yapılan 5 katlı burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeve sistemi	126
Şekil EK1.2.	BÖÇ eleman detay kesitleri.....	127
Şekil EK1.3.	BÖÇ'lerin olası aksenal kuvvet dayanımları.....	133
Şekil EK1.4.	Mekanizma durumunda oluşan iç kuvvetler.....	134

ÇİZELGELER DİZİNİ

Sayfa

Çizelge 2.1.	Dayanım azaltım faktörü ve buna karşılık gelen yapı periyod aralıkları.....	24
Çizelge 2.2.	Çeşitli yapı sistemlerine göre varsayılan akma ötelenme oranları	24
Çizelge 2.3.	Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçevelerin şekildeğiştirme sınırları	39
Çizelge 3.1.	Yapılara ait koordinat ve zemin bilgileri.....	45
Çizelge 3.2.	Yapıların koordinatına ait deprem parametreleri.....	45
Çizelge 3.3.	Yapılara etkiyen düşey yükler.....	46
Çizelge 3.4.	Kiriş üzerindeki yayılı yük.....	47
Çizelge 3.5.	İç ve dış kolona etkiyen düşey yükler.....	48
Çizelge 3.6.	5 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri.....	50
Çizelge 3.7.	10 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri.....	50
Çizelge 3.8.	5 katlı binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri.....	54
Çizelge 3.9.	10 katlı binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri.....	54
Çizelge 3.10.	5 ve 10 katlı binanın tasarımında kullanılan yük birleşimleri....	56
Çizelge 3.11.	5 katlı binanın burkulması önlenmiş çapraz kesitlerin tasarım detayları.....	58
Çizelge 3.12.	5 katlı binanın çaprazlı kiriş kesitlerinin tasarım detayları.....	58
Çizelge 3.13.	5 katlı binanın çaprazlı iç kolon kesitlerinin tasarım detayları...	58
Çizelge 3.14.	10 katlı binanın burkulması önlenmiş çapraz kesitlerin tasarım detayları	59
Çizelge 3.15.	10 katlı binanın çaprazlı kiriş kesitlerinin tasarım detayları.....	60
Çizelge 3.16.	10 katlı binanın çaprazlı iç kolon kesitlerinin tasarım detayları	60
Çizelge 3.17.	5 katlı binanın A ve D aksları tüm kesitler	60
Çizelge 3.18.	5 katlı binanın B ve C aksları tüm kesitler	60
Çizelge 3.19.	5 katlı binanın 1 ve 5 aksları tüm kesitler	61
Çizelge 3.20.	5 katlı binanın 2,3 ve 4 aksları tüm kesitler.....	61
Çizelge 3.21.	10 katlı binanın A ve D aksları tüm kesitler.....	61
Çizelge 3.22.	10 katlı binanın B ve C aksları tüm kesitler.....	61
Çizelge 3.23.	10 katlı binanın 1 ve 5 aksları tüm kesitler.....	62
Çizelge 3.24.	10 katlı binanın 2,3 ve 4 aksları tüm kesitler.....	62
Çizelge 3.25.	5 katlı binanın (X) doğrultusundaki etkin görelî kat öteleme kontrolü	63
Çizelge 3.26.	5 katlı binanın (Y) doğrultusundaki etkin görelî kat öteleme kontrolü.....	64
Çizelge 3.27.	10 katlı binanın (X) doğrultusundaki etkin görelî kat öteleme kontrolü	64
Çizelge 3.28.	10 katlı binanın (Y) doğrultusundaki etkin görelî kat öteleme kontrolü	64
Çizelge 3.29.	5 katlı binanın ikinci mertebe gösterge değerleri	66
Çizelge 3.30.	10 katlı binanın ikinci mertebe gösterge değerleri	66

Çizelge 3.31.	5 katlı binanın burulma düzensizliği katsayıları	68
Çizelge 3.32.	10 katlı binanın burulma düzensizliği katsayıları	68
Çizelge 3.33.	5 katlı binanın (X) doğrultusundaki rijitlik düzensizliği kontrolü.....	69
Çizelge 3.34.	10 katlı binanın (X) doğrultusundaki rijitlik düzensizliği kontrolü.....	69
Çizelge 3.35.	Plastik mafsal sınır değerleri.....	71
Çizelge 3.36.	Eksenel plastik şekildeğiştirme sınırları.....	71
Çizelge 3.37.	5 katlı binanın kapasite eğrisi dönüşümü.....	75
Çizelge 3.38.	5 katlı binanın BÖÇ eleman hasar durumları.....	76
Çizelge 3.39.	5 katlı binanın BÖÇ'lü kiriş eleman hasar durumları.....	77
Çizelge 3.40.	5 katlı binanın BÖÇ'lü kolon eleman hasar durumları.....	77
Çizelge 3.41.	10 katlı binanın kapasite eğrisi dönüşümü.....	78
Çizelge 3.42.	10 katlı binanın BÖÇ eleman hasar durumları.....	80
Çizelge 3.43.	10 katlı binanın BÖÇ'lü kiriş eleman hasar durumları.....	80
Çizelge 3.44.	10 katlı binanın BÖÇ'lü kolon eleman hasar durumları.....	81
Çizelge 3.45.	5 katlı binanın yanal yük dağılım katsayıları.....	82
Çizelge 3.46.	10 katlı binanın yanal yük dağılım katsayıları.....	83
Çizelge 3.47.	5 ve 10 katlı binanın PTPT yönteminde kullanılacak parametre değerleri.....	83
Çizelge 3.48.	5 katlı PTPT bina için BÖÇ tasarım parametreleri.....	84
Çizelge 3.49.	10 katlı PTPT bina için BÖÇ tasarım parametreleri.....	85
Çizelge 3.50.	5 katlı PTPT çelik binanın BÖÇ kesitlerinin tasarım detayları	85
Çizelge 3.51.	5 katlı binanın seçilen BÖÇ kesitlerinin tasarım kriteri.....	86
Çizelge 3.52.	10 katlı PTPT çelik binanın BÖÇ kesitlerinin tasarım detayları.....	86
Çizelge 3.53.	5 katlı binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda kirişe etkileyen iç kuvvetler.....	87
Çizelge 3.54.	10 katlı binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda kirişe etkileyen iç kuvvetler.....	87
Çizelge 3.55.	5 katlı binanın PTPT yöntemi ile çaprazlı kiriş kesitlerinin tasarım detayları.....	88
Çizelge 3.56.	10 katlı binanın PTPT yöntemi ile çaprazlı kiriş kesitlerinin tasarım detayları.....	88
Çizelge 3.57.	5 katlı binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda iç kolana etkileyen iç kuvvetler.....	88
Çizelge 3.58.	10 katlı binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda iç kolana etkileyen iç kuvvetler.....	89
Çizelge 3.59.	5 katlı binanın PTPT yöntemi ile çaprazlı iç kolon kesitlerinin tasarım detayları.....	89
Çizelge 3.60.	10 katlı binanın PTPT yöntemi ile çaprazlı iç kolon kesitlerinin tasarım detayları.....	90
Çizelge 3.61.	5 katlı binanın BÖÇ eleman hasar durumları.....	93

Çizelge	3.62.	5 katlı binanın BÖÇ'ü kiriş eleman hasar durumları.....	94
Çizelge	3.63.	5 katlı binanın BÖÇ'ü kolon eleman hasar durumları.....	94
Çizelge	3.64.	10 katlı binanın BÖÇ eleman hasar durumları.....	97
Çizelge	3.65.	10 katlı binanın BÖÇ'ü kiriş eleman hasar durumları.....	97
Çizelge	3.66.	10 katlı binanın BÖÇ'ü kolon eleman hasar durumları.....	98
Çizelge	3.67.	5 ve 10 katlı binalar için belirlenen deprem kayıtları.....	99
Çizelge	4.1.	5 katlı yapı için ŞGDT ve PTPT yöntemi ile seçilen kesitler...	102
Çizelge	4.2.	10 katlı yapı için ŞGDT ve PTPT yöntemi ile seçilen kesitler...	102
Çizelge	4.3.	5 katlı yapı için BÖÇ, kiriş ve kolonların toplam ağırlıkları ve kıyaslanması.....	103
Çizelge	4.4.	10 katlı yapı için BÖÇ, kiriş ve kolonların toplam ağırlıkları ve kıyaslanması.....	103
Çizelge	4.5.	ŞGDT ve PTPT'e göre tasarlanmış binaların dayanım fazlalığı oranları.....	107
Çizelge	EK1.1.	BÖÇ elaman efektif rijitlik değerleri.....	128
Çizelge	EK1.2.	ŞGDT yöntemi 5 katlı BÖÇ için tasarım sonuçları.....	131
Çizelge	EK1.3.	5 katlı A2 1. kat kolonu tasarım parametreleri.....	131
Çizelge	EK1.4.	BÖÇ'lerin olası çekme ve basınç kuvveti dayanımları.....	132
Çizelge	EK1.5.	A2 aks kolonlarının iç kuvvetleri.....	135
Çizelge	EK1.6.	A2 aks kolonlarının iç kuvvetleri.....	135
Çizelge	EK1.7.	Kiriş iç kuvvetleri.....	141
Çizelge	EK1.8.	Kiriş kesit parametreleri.....	141

1. GİRİŞ

Mevcut yönetmeliklere uygun olarak inşa edilen sünek yapıların, tasarım depremleri karşısında önemli ölçüde elastik olmayan deformasyonlara maruz kalacağı bilinmektedir. Dünya genelinde genel olarak sismik tasarım yaklaşımı dayanıma göre tasarım ile yapılmaktadır. Dayanıma göre tasarımda, yapıların elastik ötesi davranışı dolaylı yoldan tasarıma dahil edilmektedir. Bu tasarım prosedüründe, bina yüksekliğince katlara dağıtılan eşdeğer statik deprem kuvvetleri altında lineer elastik analiz yapılarak gerekli dayanım ve şekil değiştirme talepleri belirlenir. Lineer elastik analiz yapmak için azaltılmış sismik yükler kullanılır.

Performansa tabanlı plastik tasarım (PTPT) yönteminde ise yapının mekanizma durumu ve tasarım depreminde meydana gelmesi öngörülen hedef öteleme değeri, tasarım sürecinin başında dikkate alınır ve tasarım bittiğinde herhangi bir yinelemeye ihtiyaç duyulmaz. Bu nedenle PTPT yönteminde doğrusal elastik olmayan davranış, tasarım aşamasının başında dikkate alınmaktadır. Böylece tasarım süreci kısalmakta, istenen performans kolaylıkla sağlanmakta ve yapıda daha öngörülebilir sonuçlar elde edilmektedir.

2. KURAMSAL TEMELLER ve KAYNAK ARAŞTIRMASI

2.1. Literatür Taraması

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

Leelataviwat ve ark. (1999) bu çalışmalarında performans tabanlı plastik tasarım yönteminin ilk adımlarını atmışlardır. Yöntem yeterli dayanım ve süneklığe sahip yapıların öngörülen bir akma mekanizmasına göre enerji dengesi kavramını kullanarak geliştirilmiştir.

Chao ve ark. (2007) bu makaleleri, çok çeşitli deprem yer hareketlerine maruz kalan örnek yapıların maksimum kat kesmelerinin görelî dağılımı kullanılarak elastik ötesi davranışı içeren yeni bir yanal kuvvet dağılımı geliştirmişlerdir. Sonuçlar, özellikle bu çalışmada incelenen çerçeveli yapı türleri için önerilen yanal kuvvet dağılımının daha rasyonel olduğunu ve yapı genelinde olduğu kadar eleman seviyelerinde de elastik ötesi sismik taleplerin çok daha iyi bir tahminini verdiğini göstermektedir.

Chao ve Goel (2008) bu kitaplarında, birden farklı tipteki çelik yapıların tasarımını PTPT yöntemi ile nasıl yapıldığını göstermişlerdir. Yöntemin önerilen şekilde hedef akma mekanizmalarına ulaştığı ve plastik mafsalların istenen yerlerde oluştuğu gözlemlenmiştir.

Lio,W.C.(2010) bu tezinde, betonarme moment aktaran çerçeve yapılarına uygulanan PTPT yöntemini sunmaktadır. Karmaşık ve histeretik davranışa sahip betonarme yapılar özel bir zorluklardır. Histeretik davranışa göre yapının taban kesmesini belirleyebilmek için FEMA 440 C₂ faktör yaklaşımı kullanılmıştır. Çalışmada FEMA P695'te kullanılan 4, 8, 12 ve 20 katlı dört moment aktaran betonarme çerçeve seçilmiş ve tasarımları yeniden PTPT yöntemi ile yapılmıştır. Her iki yöntem doğrusal olmayan itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlere tabi tutulmuştur. PTPT çerçevelerinde mekanizma ve hedef ötelemeleri de dahil olmak üzere, istenen tüm performans hedeflerini yakalanmış ve iyi sonuçlar elde edilmiştir.

Goel ve ark. (2010), bu makalede 20 katlı çelik ve betonarme moment aktaran çerçeve örneklerini, PTPT yöntemi ile tasarlamıştır. Mevcut tasarımlarda kullanılan hantal ve uzun yinelemeli süreçleri ortadan kaldırılabileceğini göstermiş ve hedeflenen performans sonuçları başarılı bir şekilde elde edilmiştir. PTPT yöntemi yüksek katlı çerçeveler için de özellikle avantajlı olduğu gösterilmiştir. Çalışmada elde edilen sonuçlar zaman tanım alanında yapılan analizlerin kıyaslanmaları sonucu yüksek oranda uyum içerisinde olduğu görülmüştür.

Liao ve Goel (2010) bu makalede, PTPT yaklaşımı ile moment aktaran betonarme çerçeveli yapıların tasarımının gelişimi sunulmaktadır. ACI 318-05 ve ASCE/SEI 7-05 tasarım kriterlerine uygun olarak tasarlanan 4, 8, 12 ve 20 katlı, 4 farklı moment aktaran betonarme çerçeve referans olarak seçilmiş ve PTPT yöntemi ile tasarımı gerçekleştirilmiştir. Kıyaslanmanın yapılabilmesi için çerçeveler, doğrusal olmayan itme ve zaman tanım alanı analizlerine tabi tutulmuştur. PTPT çerçevelerinin akma mekanizmaları ve hedef ötelenmeleri de dahil olmak üzere, istenen tüm performans hedeflerini sağladığını görülmüştür.

Bayat (2010), bu tezde PTPT yöntemi merkezi çaprazlı çerçeveler (MÇÇ), moment aktaran yüksek katlı çelik çerçeveler ve çelik plaka perde duvarlı sistemlere uygulanmış ve kapsamlı bir çalışma sunulmuştur. Ayrıca bu çalışmada PTPT yönteminin hesap adımlarında bazı iyileştirmeler yapılmış ve tasarımda gösterilmiştir.

Sahoo ve Chao (2010), bu makalede performansa tabanlı plastik tasarım yöntemi ile burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerin (BÖÇÇ) tasarımı ilk defa ele alınmıştır. Tasarım taban kesmesi, enerji-iş dengesine dayalı olarak önceden seçilmiş hedef ötelenme ve akma mekanizması kullanılarak elde edilir. Düşük ila orta yükseklikte üç BÖÇÇ (3 katlı, 6 katlı ve 9 katlı) önerilen yöntem ile tasarlanmış ve sismik performansları, DD-2 deprem tehlike seviyesi dikkate alınarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler ile değerlendirilmiştir. BÖÇÇ'lerin özel tasarımları (izotropik ve kinematik sertleşme özellikleri) kuvvet-deformasyon davranışlarının modellenmesinde göz önünde bulundurulmuştur. İstenen tüm performans hedefleri sağlanmıştır.

Dalal ve ark.(2012), bu makalede PTPT yöntemi ile sıkça kullanılan elastik tasarım yöntemi, doğrusal olmayan statik ve dinamik analizlere tabi tutularak kıyaslanmıştır. SAP2000 programı yardımı ile yapılan analizlerde doğrusal olmayan statik itme analizi sonucu elastik tasarım yaklaşımı kullanılarak tasarlanan çerçevenin kolonlarında göçmeye neden olan mafsalların oluşumu görülmüştür. PTPT yönteminde ise kirişlerde ve temel kolonların tabanında mafsal oluşumu görülmektedir. PTPT çerçevesinde dinamik analizler sonucu büyük deformasyonlar oluşsa da yapı stabilitesinin kaybedilmediği görülmüştür. PTPT yönteminin optimum kapasite kullanımı açısından elastik tasarım yönteminden daha üstün olduğu görülmüştür.

Xiong ve ark.(2014), bu makale de merkezi çaprazlı çelik çerçevelerden (MÇÇÇ), üç çerçeve (3, 6, 9 katlı) hem AISC'ye göre ve hem de PTPT yöntemine göre ayrı ayrı tasarımları yapılmıştır. Bu çerçeveler doğrusal olmayan dinamik ve zaman tanım alanı analizlerine tabi tutulmuştur. Sonuçlar, PTPT çerçevelerinin akma mekanizmaları ve hedef ötelenmeler açısından tüm amaçlanan performans hedeflerini karşıladığını, buna karşın diğer çerçevelerin kabul edilemez derecede büyük ötelenmelere ve kararsızlığa yol açan erken çapraz kırılmaları nedeniyle çok zayıf tepki gösterdiğini göstermektedir.

Banihashemi ve ark.(2015) bu makalede, düşey yükler ve $P-\Delta$ etkilerinin dikkate alınması ile moment aktaran çelik çerçeveler için PTPT yönteminin gelişimi sunulmaktadır. PTPT yönteminin geliştirilmesi için, uygun olmayan yapısal mekanizmaları önlemek için gerekli düzenleme kolon momentinde yapılmıştır. 5 ve 10 katlı iki adet yapının tasarımları PTPT ve dayanıma göre tasarım metotları ile yapılmıştır. Performans analizleri için statik itme ve dinamik analizler yapılmıştır. Analiz sonuçlarında, PTPT yöntemi ile tasarımı yapılan çerçevelerin, dayanıma göre tasarlanan çerçevelerden daha üstün performans hedefleri sağladığı görülmektedir.

Shah ve Dalal (2015), bu makalede 15 katlı L tipinde bir yapı için moment aktaran betonarme çerçevelerin tasarımı PTPT yöntemi ile yapılmıştır. Yanal kuvvetlerin değerleri, diğer tasarım yöntemlerine kıyasla ihtiyatlı ve daha yüksek performans sağlayacağı belirtilmiştir. Çerçevelerdeki plastik mafsallar kolonlarda değil, önceden belirlenmiş kiriş

konumlarında olduğu için can güvenliğinin arttığı ve yapının tamamen göçmesini önlediği belirtilmiştir.

Bai ve Ou (2016) bu çalışmada, burkulma önlenmiş çaprazlı moment aktaran betonarme çerçevelerin (BÖÇMABÇ) ikili sistemi için PTPT yöntemi geliştirilmiştir. İkili sisteminin trilineer kuvvet-deformasyon ilişkisi, akma yer değiştirmesini üretmek için çift doğrusal kapasite eğrisi olarak elde edilmiştir. Kesit iç kuvvetlerini elde etmek için plastik tasarım prosedürü sunulmuştur. 5 ve 10 katlı yapı için uygulanan yöntem, FEMA P695 tarafından önerilen yer hareketleri kullanılarak doğrusal olmayan statik itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerle yapının performansı değerlendirilmiştir. Analitik sonuçlar, her iki BÖÇMABÇ'nin kapasite eğrileri, akma mekanizması, kat ötelenme oranı dağılımı, artık ötelenme, maksimum süneklik ve kümülatif süneklik talepleri açısından amaçlanan performans seviyelerine ulaşabildiğini göstermektedir. Ayrıca, geliştirilen tasarım prosedürü, istenen sismik performansı elde etmek için diğer tipteki BÖÇ'ler içinde kolayca uygulanabilir.

Chan-Anan ve ark. (2016), bu makalede hibrit boşluklu perde duvar (HBPD) sistemi için PTPT yöntemini içermektedir. Akma mekanizması, bağlantı kirişlerinde kesme akması ve temellerde betonarme duvarların eğilme akmasından oluşur. 10 ve 20 katlı iki yapı için farklı bağlantı oranlarına sahip HBPD yapıları tasarlanmış ve bir dizi doğrusal olmayan dinamik analize tabi tutulmuştur. PTPT yöntemi için yüksek mod etkilerini hesaba katan bir tasarım yöntemi sunulmuştur.

Rezaie ve Mortezaie (2017), bu çalışmada PTPT yönteminde, Zemin-Yapı Etkileşimi (ZYE) ile bir takım değişiklikler yapmıştır. Modifiye edilmiş yeni yöntemde, mevcut tasarım prosedürlerine bağlı kalarak PTPT yönteminin sadeliğini korumak için iki önemli parametre değiştirilmiştir. Bunlar ZYE etkisi nedeni ile yapının periyodu ve hedef öteleme değerleridir. PTPT denklemlerinin sadelik ve doğruluğunun korunması için değişikliklerin iyileştirilmesinde çaba gösterilmiş, tüm bunların neticesinde taban kesme kuvvetinde de düzenlemeler yapılmıştır. 4, 8, 12 ve 20 katlı moment aktaran uzay çerçeveler tasarlanmış ve ZYE etkisi olmayan yöntem sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Dalal ve ark. (2017), bu bakalede artan süneklik faktörlerinin, MAÇÇ performansı üzerindeki etkisi incelenmiştir. PTPT yöntemi ile 2,3,4,5 ve 6 süneklik faktörleri için tasarlanmıştır. Süneklik faktörü arttıkça yanal yüklerin azaldığı ve dolayısıyla kesit boyutlarının küçülerek optimum dayanım kullanımına yol açtığı gözlemlenmiştir. Çerçevelerin çoğunda beklenmeyen bir göçme gözlenmez ve sismik yükler altındaki performansları “güçlü kolon-zayıf kiriş” ilkesini sağladığı görülmüştür.

Shoeibi ve ark. (2017), bu makalede yapısal sigorta sistemi ile birleştirilen ikili yapı sistemini PTPT yöntemi kullanılarak, bu ikili sistemin tasarımı için yinelemeli, basit ve yüksek doğrulukta bir prosedür tanıtılmıştır. Bu yöntem, etkileşimleri dikkate alarak iki yapısal sistemin ayrılmasına dayanmaktadır. Bu ikili sistem değiştirilebilir sigorta elemanları, sünek davranışları ile, olay sırasında ve sonrasında ana yapı elemanlarını korumak ve depremlerin yıkıcı etkilerini azaltmak için yeterli bir çözüm olarak sunulmuştur. Bu sistemlerde nispeten düşük maliyet ve kolay onarım süreci ve deprem sonrasında hızlı bir şekilde kullanım sağlandığı savunulmuştur. Bu yöntemde üç performans hedefi vardır: birincisi, düşük deprem tehlike seviyesinde elastik davranış, ikincisi, hızlı onarım için orta deprem tehlike seviyesinde sigortanın elastik olmayan davranışı ve üçüncü, çok yüksek deprem tehlike seviyesinde çökmeyi önleme için tüm yapının elastik olmayan davranışı. Tasarım örnekleri olarak bağlantılı kolon çerçeveli (linked column frame) yapılar seçilmiştir. Bu yöntemle 3, 6 ve 9 katlı üç yapı tasarlanmıştır. Önerilen yöntemi değerlendirmek için doğrusal olmayan statik ve dinamik analiz uygulanmış ve yapılar, elemanların deneysel sonuçlarına ve çeşitli sismik tehlike seviyelerini temsil eden yer hareketlerine göre modellenmiştir. Analiz sonuçları, tasarlanan yapıların performans hedeflerine ulaştığını göstermiştir. Ayrıca, orta deprem tehlike seviyesinde, sadece sigorta elemanları akmış ve diğer yapı elemanları elastik kalmıştır.

Arat (2020), bu tezde PTPT yönteminin kolay uygulanabilirliğini göstermek ve Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım metodu ile karşılaştırmak için 4 ve 9 katlı iki adet moment aktaran çelik çerçeveli yapı kullanılmıştır. PTPT yöntemi ile ilgili tüm detay ve tablolar elde edilmiş ve bu yapılar her iki yöntemle göre kıyaslanmıştır. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz ve doğrusal olmayan itme analizi ile

değerlendirilmiştir. Doğrusal olmayan analizlerden elde edilen maksimum kat ötelenmesi değerleri, kat kesme kuvvetleri, yanal yük dağılımı ve taban kesme kuvvetleri karşılaştırılmıştır.

Sadat (2021), bu tezde betonarme çerçevelerden oluşan binaların tasarımı hem PTPT yöntemi yapılmış hem de TBDY-2018'e göre yapı taşıyıcı sistemlerinin tasarımında Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım yaklaşımı yapılmış ve kıyaslanmıştır. Bu tez kapsamında, 4 ve 8 katlı taşıyıcı sistemi betonarme çerçeveden oluşan iki prototip yapı ele alınmıştır. İki yönteme göre tasarlanan prototip binaların performans analizleri için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz ve doğrusal olmayan itme analizleri yapılarak, maksimum kat ötelenme değerleri, kat kesme kuvvetleri, yanal yük dağılımı, taban kesme kuvvetleri ile kıyaslanmıştır.

2.2 Burkulması Önlenmiş Çaprazlar ve İlgili Yönetmelikler

2.2.1 Burkulması önlenmiş çaprazlar hakkında genel bilgiler

Bilindiği üzere sismik olaylar karşısında, inşaat mühendisliği yapıları son derece yüksek seviyede tekrarlı yatay yüklere maruz kalır. Tasarım depremleri sırasında binalarda oluşan yapısal hasarların bir çoğu göstermiştir ki görelî kat ötelemelerinin ve toplam yer değişimlerinin tolere edilerek yapının sürdürülebilir dayanıma ve kararlı enerji sönümleme yeteneğine sahip olması yapıda en çok istenen davranışlardır (Surendran ve Varma, 2017). Bu, ülkemiz gibi deprem bölgeleri için yapıların tasarımında dikkate alınması gereken önemli bir konudur. Yapıların istenen bu davranışı için bir çok araştırma yapılmış, tasarım modelleri geliştirilmiş ve geliştirilmeye de devam edilmektedir (Karagöz, 2019).

Taşıyıcı sistemi geleneksel merkezi çaprazlı çerçevelerden (MÇÇ) oluşan yapılar da bu amaçla geliştirilmiş sistemlerdir. Ancak bu yapılar, sınırlı süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahiptir. Bu nedenle kararlı histeretik davranışa, yüksek süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahip MÇÇ sistemleri için önemli araştırmalar yapılmıştır. Yapılan çalışmalar sonucu geliştirilmiş sismik davranışa sahip MÇÇ'ler, karşımıza burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveler (BÖÇÇ) olarak çıkmaktadır. Bir BÖÇÇ, burkulması önlenmiş çaprazlara (BÖÇ) sahip bir MÇÇ olarak tanımlanabilir. BÖÇ elemanlarının temelde iki bileşeni vardır: Tüm çaprazın aksel kuvvetini taşıyan bir çelik çekirdek elemanı ve çekirdeğin basınçta burkulmasını önleyen, çekme ve basınçta akmasına izin veren sınırlayıcı veya kısıtlayıcı bir dış eleman, yani kısacası burkulmayı önleyici sistem.

BÖÇ'ler kendi içinde iki temel sınıfa ayrılmaktadır:

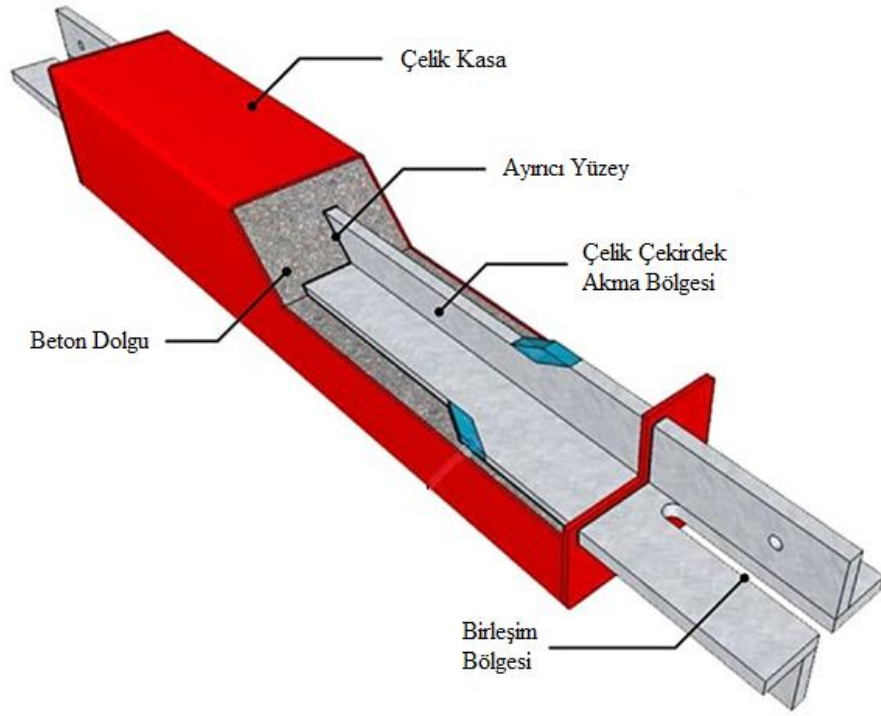
1. Çelik tüp (kasa) yada aynı görevi gören betonarme tüp ile çevrelenmiş BÖÇ'ler
2. Betonarme panellerle korunmuş BÖÇ'ler (Escudero, 2003).

Bu iki BÖÇ sınıfından ilki Japonya ve Amerika'da çok popüler olarak kullanılmakta ve literatürde çok sayıda çalışma bulunmaktadır. İkinci tip ise Japonya'da kullanılmakta ve literatürde bu tip hakkında İngilizce olarak kısıtlı bilgi bulunmaktadır (Özkan, 2013).

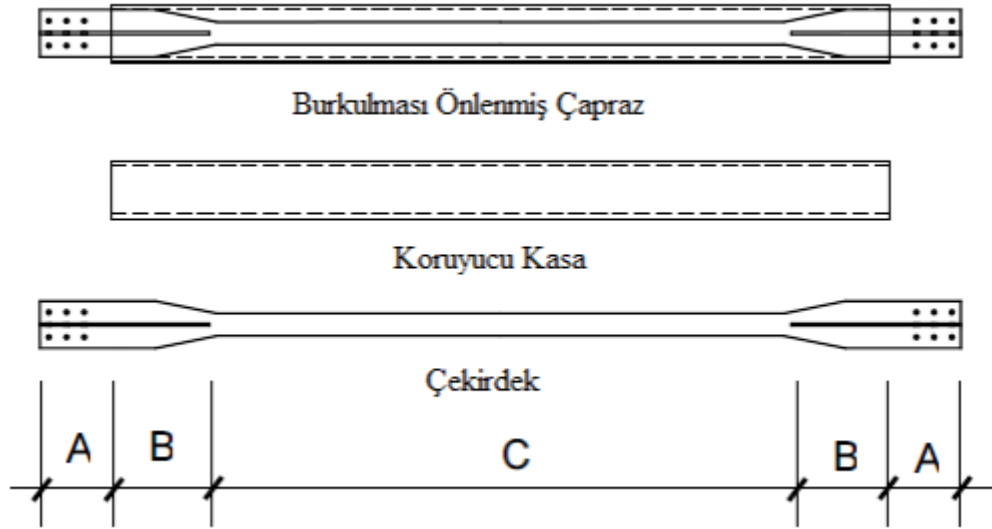
Şekil 2.1'de görüleceği üzere, BÖÇ'ün bileşenleri yukarıda da belirtildiği gibi çelik çekirdek ve burkulmayı önleyici sistem (BÖS), yani beton dolgululu çelik kasadan oluşur. Çekirdek, BÖS'den bağımsız olarak aksel kuvveti taşıyabilmesi için etraflıca ayırıcı yüzey maddesi ile sarılarak ve standart boşluk bırakılarak betondan ayrılmaktadır.

Çekirdek, Şekil 2.2'de gösterildiği gibi, üç bölgeden oluşur. Bunlardan C bölgesi akma bölgesidir ve BÖÇ'lerin enerji sönümlemesinin gerçekleştiği yerdir. Kesit alanının en küçük olduğu ve elastik ötesi şekil değiştirmelerin beklendiği kısımdır. B bölgesi güçlendirme bölgesidir. Bu kısım ise elastik sınırlar içinde kalarak ve yerel burkulmalara izin vermeyecek şekilde kesit alanının, akma bölgesinden büyük tutulduğu yerdir. Akma bölgesi ile birleştiği enkesitte gerilme yığılmalarına meydan vermeden geçişi sağlamak için istavroz şeklinde tasarım yapılır. A bölgesi ise birleşim bölgesidir. Bu kısımda aslında güçlendirme bölgesinin bir uzantısıdır. Elastik sınırlar içinde, dengeli ve kararlı bir davranış için bu bölgenin uzunluğu kısa tutulmaktadır.

BÖÇ'lerin kararlı histeretik davranışına ek olarak, bu tür çaprazların depreme dayanıklı yapısal sistemlerde kullanılmasının önemli bir avantajı da hasar kontrolüdür. Düzgün tasarlanmış bir BÖÇÇ'de, elastik olmayan davranış öncelikle çaprazda yoğunlaşacaktır. BÖÇÇ'nin diğer bileşenleri, yani kirişler, kolonlar ve birleşim elemanları, elastik bölgede kalacak veya minimum hasar alacaktır. BÖÇÇ'deki bu davranış, kirişlerde elastik ötesi davranış ile enerjii sönümleyen Moment Aktaran Çelik Çerçeve (MAÇÇ) veya Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçeve (DMÇÇÇ) gibi diğer depreme dayanıklı sünek taşıyıcı sistemlere göre farklıdır. Bu sistemlerde hasar, çerçeveler boyunca dağılır ve onarımı güçtür. Buna karşılık, BÖÇÇ'deki hasar çaprazda yoğunlaştığından gerekli durumda onarım veya değişim yapılabilir (Fahnestock, Sause ve Ricles 2006).

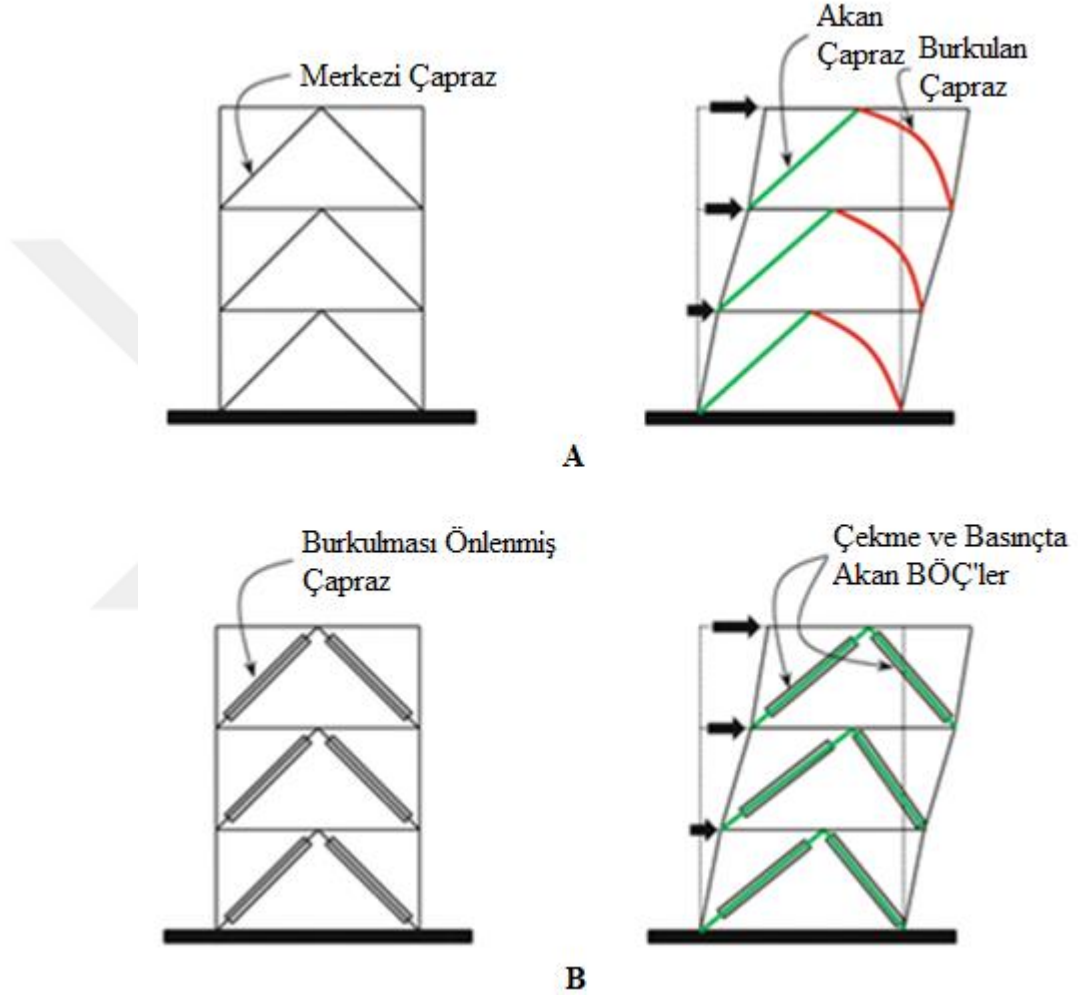


Şekil 2.1. Tipik burkulması önlenmiş çapraz şeması



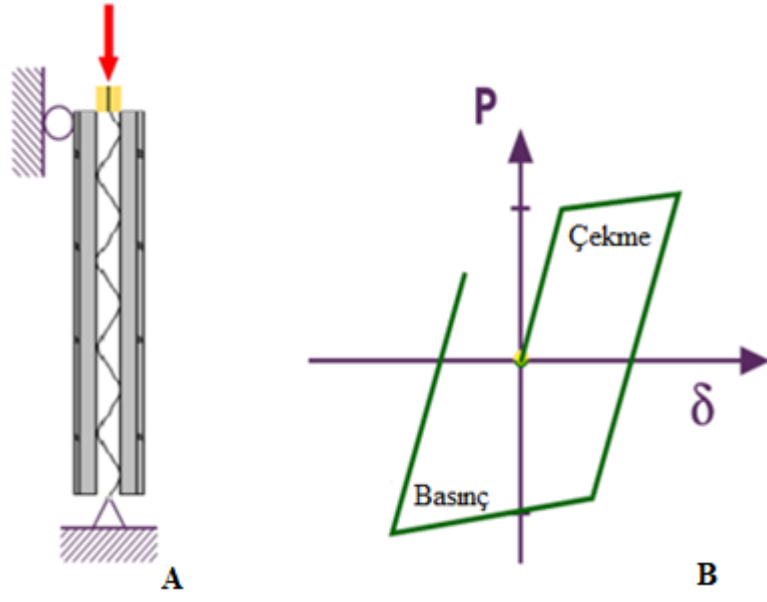
Şekil 2.2. BÖÇ bileşenleri ve çelik çekirdek kesiti

Yatay yük etkisindeki merkezi ve burkulması önlenmiş çaprazlı sistemlerin tipik akma mekanizmaları Şekil 2.3'de gösterilmiştir. BÖÇ'ler, yatay yükler altında simetrik bir davranış gösterir ve tekrarlı yükler altında burkulmadan akar. Merkezi çaprazlarda ise eleman narinliğinden dolayı basınç altında burkulma olayı gerçekleşir. Şekil 2.4 ve Şekil 2.5'de sırasıyla BÖÇÇ ve MÇÇ'nin mekanik tanımı ve dengeli histerik davranışı gösterilmektedir.

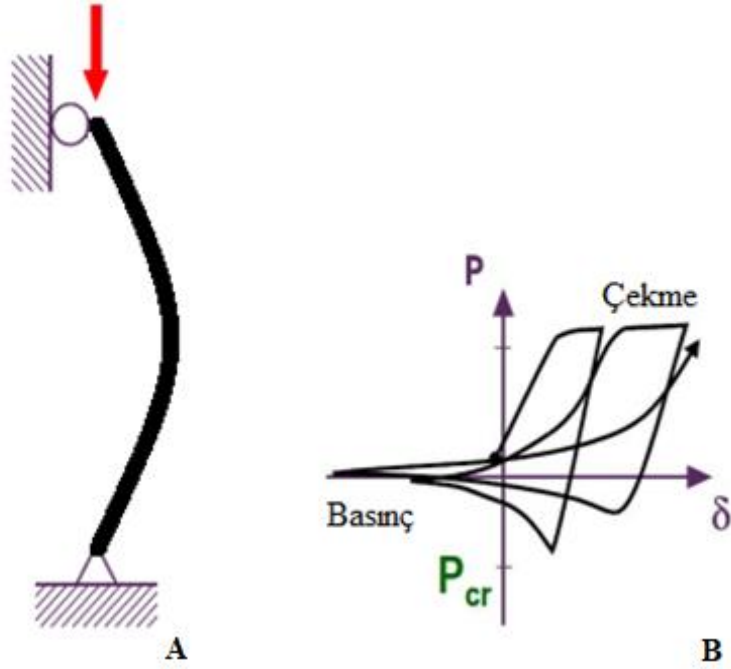


Şekil 2.3. MÇÇ ve BÖÇÇ sistemlerinin akma mekanizmaları

A) Merkezi Çaprazlı Çerçeve **B)** Burkulması Önlenmiş Çaprazlı Çerçeve

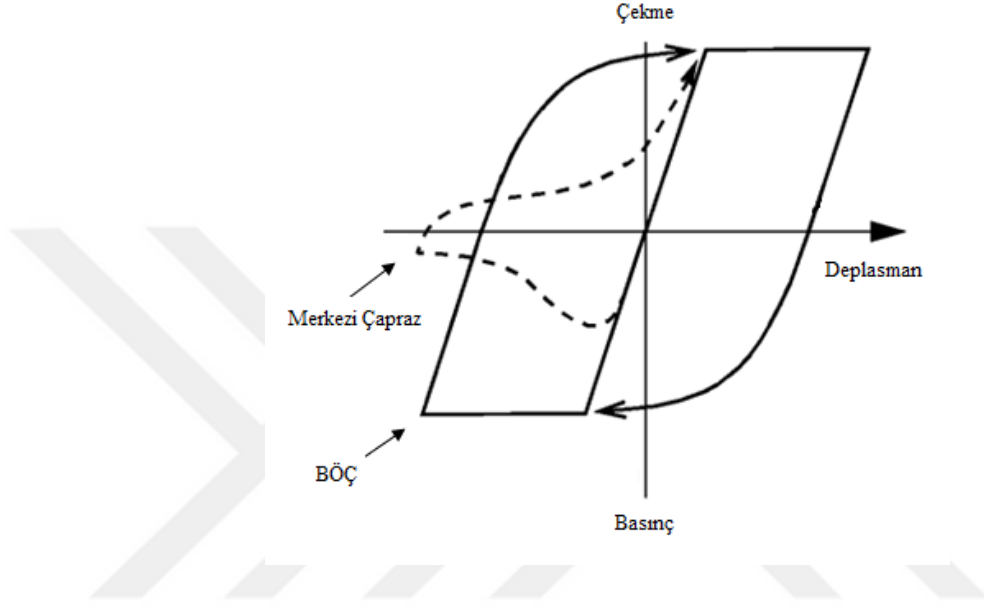


Şekil 2.4. BÖÇ'ün mekanik tanım ve histerik davranışı
 A) Mekanik tanım B) Histerik davranış



Şekil 2.5. MÇÇ'nin mekanik tanım ve histerik davranışı
 A) Mekanik tanım B) Histerik davranış

Merkezi çapraz, tekrarlı çekme yükleri altında iyi performans gösterir ancak Şekil 2.6'da görüldüğü gibi, basınç altında narinlikten dolayı burkulur. BÖÇ ise hem basınç hem de çekme döngülerinde kararlı kuvvet-yer değiştirme eğrileri sergiler. Merkezi çaprazlar burkulmadan sonra dayanımını kaybetmeye başlar ve sonraki çevrimlerde çaprazın kopmasına neden olur. BÖÇ'ler kararlı histerik davranış nedeni ile merkezi çaprazlardan daha yüksek enerji sönümlenme ve yer değiştirme sünekliğine sahiptir.



Şekil 2.6. BÖÇ ve merkezi çapraz histerik davranışları

BÖÇ'ün avantajları aşağıdaki gibi sıralanabilir (Karagöz, 2019):

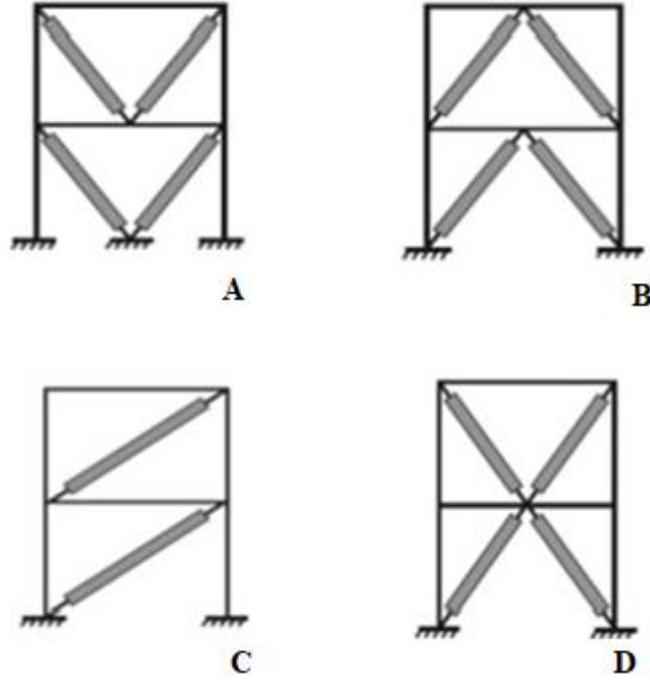
- Elastik olmayan analizler için çevrimsel davranışın kolay modellenmesi
- Yapısal taşıyıcı sisteme kolayca monte edilebilmesi, guse plakalarına bulonlu ya da pimli bağlantı yapılabilmesi
- Kararlı histerik davranış ve yüksek enerji sönümlenme kapasitesine sahip olması
- Çevre koşullarındaki değişikliklere sınırlı hassasiyet göstermesi
- Binanın taşıyıcı sisteminin seçiminde hem rijitlik hem de sağlamlık sağlayarak tasarım esnekliği sunması
- Genel olarak daha zayıf yapı elemanları ve temel kullanım gereksinimi
- Hem çekme hem de basınçta akma meydana gelmesi
- Sismik güçlendirmeye kolay adaptasyon sağlaması
- Sismik tasarımda tüm hasarı BÖÇ karşılayacak şekilde kullanılması halinde yapısal sigorta görevi görmesi ve tasarım depremleri sonrası gerekli durumlarda değiştirilebilmesi

2.2.2 Çelik çerçeve elemanı olarak burkulması önlenmiş çaprazlar

K-tipi dışında, merkezi çaprazların diğer tip uygulamaları BÖÇÇ olarak kullanılabilir (TBDY, 2018). X-tipi ise 2 katta bir uygulanarak kullanılmaktadır. BÖÇ tipleri hakkında ayrıntılı bilgilere AISC 341-10'da ulaşılabilir. Şekil 2.7 A ve B'de örnekleri verilen V-tipi (Chevron) ve ters V-tipi çaprazlarının kullanımında sağlanması gereken koşullar kısaca aşağıdaki şekilde sıralanabilir:

- K tipi çapraz düzen kullanılmamalıdır.
- Kirişler ve birleşim elemanları, çaprazların düşey yük taşımadığı varsayılarak tasarlanmalıdır.
- Çaprazlı kirişlerin tasarımı, çaprazın çekme ve basınç etkisi ile meydana getirdiği reaksiyonları sonucu dengelenmemiş düşey ve yatay yüklere ayrılarak dikkate alınmalıdır.
- BÖÇ'ün çelik çekirdek kısmında ek yapılmasına izin verilmediği gibi çaprazlı kirişlerde de süreklilik istendiğinden ek yapılmasına izin verilmez.

Şekil 2.7 D'de gösterilen X tipi çaprazlar ve Şekil 2.7 C'de gösterilen tek diyagonal çaprazlar için basınç ve çekme etkisi simetrik olarak dağıtılacak şekilde planlanmaktadır.



Şekil 2.7. Çapraz düzenleri
 A) V-tipi B) Ters V-tipi C) Tek diyagonal D) X-tipi

2.3 BÖÇ'lü Çelik Çerçevelerin Tasarımı

Çekme ve basınç etkileri altında plastik şekildeğiştirmeler, burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçevelerde çapraz elemanlarda oluşması sağlanacak şekilde boyutlandırılmalıdır (TBDY, 2018).

TBDY 2018'e göre BÖÇ'lerin tasarımında uygulanması gereken genel koşullar aşağıda verilmiştir:

- BÖÇÇ kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği/kalınlığı, gövde yüksekliği/kalınlığı ve çap/kalınlık oranları TBDY-2018 Tablo 9.3'te verilen λ_{hd} sınır değerlerini aşmayacaktır.
- Burkulması önlenmiş çaprazların uç birleşimlerinde kiriş enkesit yüksekliğini aşmayan miktarda dışmerkezliğe, bu etkinin eleman ve birleşimlerin tasarımda dikkate alınması ile elde edilen iç kuvvetlerin, plastik şekildeğiştirmelerin çapraz

elemanlarda oluşması durumunu değiştirmediğinin gösterilmesi koşulu ile izin verilebilir.

- Burkulması önlenmiş çaprazlar, en az %2 görel kat ötelemesine ve tasarım görel kat ötelemesinin iki katına karşı gelen şekildeğiştirme durumlarının büyüğü esas alınarak boyutlandırılacaktır. Elemanın şekildeğiştirme miktarının belirlenmesinde, aprazlı çerçevelerde düşey yük etkileri nedeniyle oluşan yerdeğiştirme durumu da dikkate alınacaktır.
- B'lerin kesit boyutları, aprazların tasarım deprem yer hareketi etkisi ile çekme ve basınç kuvvetleri altında akacağı durumu esas alınarak belirlenecektir.

Bu çalışmada tasarlanan tüm yapılar TBDY-2018, ÇYTHYE 2016 referans alınarak yapılmıştır.

2.3.1 B'lerin tasarımı

Burkulması önlenmiş aprazlı elik çerçevelerin çapraz elemanları aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılacaktır (TBDY, 2018):

Çapraz elemanlar, aşağıda verilen koşulları sağlayan bir elik çekirdek ve bu çekirdeği sararak burkulmasını önleyen bir sargı sisteminden oluşacaktır.

- a) elik çekirdek olarak 50 mm veya daha kalın levhaların kullanılması halinde, bu levhalar 9.2.3.1(b)'de verilen minimum çentik tokluğu koşulunu sağlayacaktır
- b) elik çekirdekte ek oluşturulmasına izin verilmez.
- c) Burkulmayı önleyen sistem, olası yerdeğiştirme durumunda, elik çekirdeğin yerel ve genel burkulmasını sınırlandırmalıdır.

elik ekirdek, çapraz elemana etkiyen aksenal kuvvetin tamamını karşılayacak şekilde boyutlandırılacaktır. Çapraz elemanın aksenal kuvvet dayanımı, $P_{y_{sc}}$, Denklem 2.1 ile hesaplanacaktır.

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (2.1)$$

Tasarım aksel kuvvet dayanımı, $\phi P_{y_{sc}}$, (YDKT) veya güvenli aksel kuvvet dayanımı, $P_{y_{sc}}/\Omega$, (GKT), $\phi = 0.90$ (YDKT) veya $\Omega = 1.67$ (GKT) alınarak belirlenecektir.

YDKT'ye göre minimum BÖÇ alanı şu şekilde belirlenir:

$$A_{sc\min} = \frac{P_{y_{sc}}}{\phi F_{y_{sc}}} \quad (2.2)$$

2.3.2 Taşıyıcı sistem analizi

TBDY-2018 9.9.2.1'de belirtildiği gibi burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeve sistemlerinin kolon, kiriş ve birleşimlerinin boyutlandırılmasında gerekli dayanımlar deprem etkilerinin *dayanım fazlalığı katsayısı*, D ile çarpılarak büyütülmesiyle belirlenen iç kuvvetlerin yük birleşimlerinde kullanılmasıyla elde edilecektir. Ancak bu iç kuvvetler, *kapasite tasarımı ilkesi*'nin gereği olarak, pekleşme ve malzeme dayanım artışı etkileri de gözönüne alınarak tanımlanan akma (mekanizma) durumu ile uyumlu iç kuvvetlerden daha büyük alınmayacaktır. Buna göre BÖÇ dışındaki çerçeve elemanlarının tasarımında D fazlalığı uygulanmış yük birleşiminde oluşan iç kuvvet ile mekanizma sonucu oluşan iç kuvvet kıyaslanmalı, küçük iç kuvvete göre tasarım yapılmalıdır. ŞGDT yönteminin ön tasarımında bu madde dikkate alınarak tasarım yapılmış ve Ek 1'de el hesabında detaylar verilmiştir.

Kolon, kiriş ve birleşimlerin yönetmeliğimizde tanımlanan akma (mekanizma) durumu ile uyumlu iç kuvvetlerinin hesabı için, çapraz elemanların iç kuvvetleri aşağıda Denk. 2.3 ve Denk. 2.4 ile tanımlanmıştır.

$$T = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (2.3)$$

$$P = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (2.4)$$

Denklemlerde belirtilen pekleşme etkisi düzeltme katsayısı, ω , olası yerdeğiştirme durumu için maksimum çekme dayanımının, akma dayanımına ($R_y P_{y_{sc}}$) oranı olarak

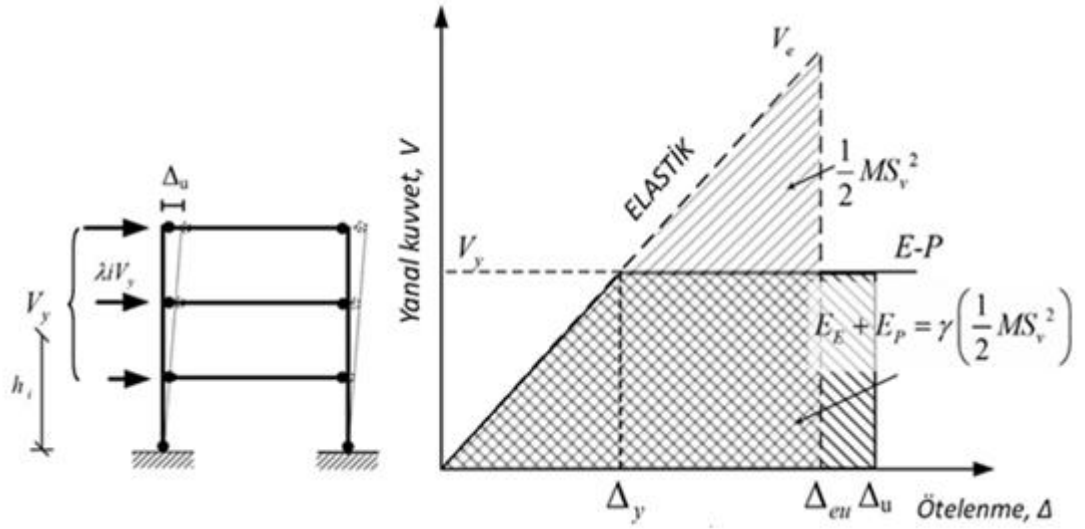
Üretici tarafından belirlenecektir. elik çekirdeğin aksenal akma dayanımı, $P_{y_{sc}}$ 'nin belirlenmesinde, çekme deneyi ile elde edilen akma gerilmesinin kullanılması halinde, R_y katsayısı uygulanmamaktadır. Basınç dayanımı düzeltme katsayısı, β , olası yerdeğiştirme durumu için maksimum basınç kuvvetinin maksimum çekme kuvvetine oranı olarak belirlenecektir. Üretici tarafından belirlenen bu oran hiç bir durumda 1.0 değerinden küçük olamaz. Burkulması önlenmiş çaprazlar düşey yük etkilerinin aktarılmasında gözönüne alınmayacaktır (TBDY, 2018).



2.4. Burkulması önlenmiş çelik çaprazlı çerçeveler için performans tabanlı plastik tasarım yöntemi

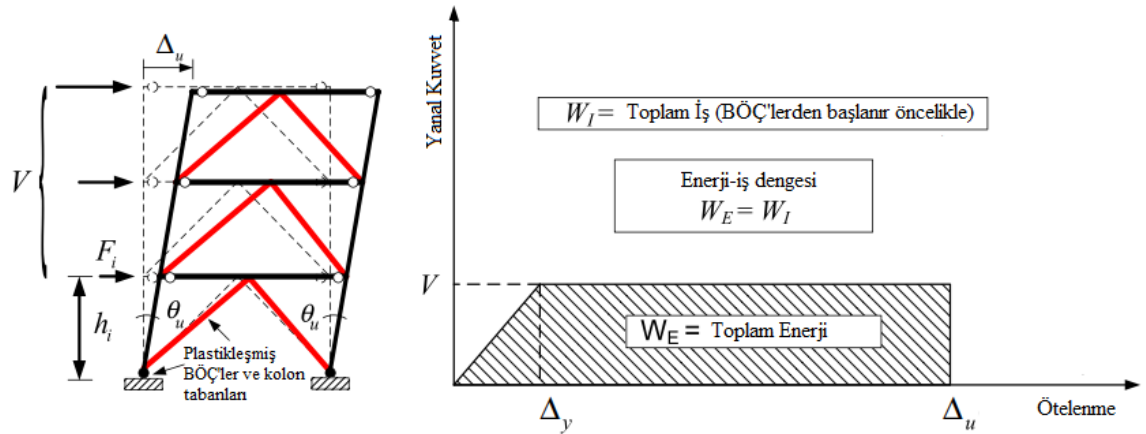
Tasarım depremleri karşısında performans hedefleri olarak daha öngörülebilir sonuçlar için kuvvet-deformasyon arasında doğrusal olmayan ilişkiler gibi yapının nihai davranışı ve yapının akma mekanizması bilinmelidir. Bu nedenle tasarım sürecinde uygun tasarım yanal kuvvetlerinin belirlenmesi ve istenen bir akma mekanizmasının seçimi ve belirli deprem yer hareketi düzeyi için yapı ötelenmesi gibi tasarım faktörleri bu sürecin başından itibaren dahil edilmelidir.

Performans tabanlı plastik tasarım yönteminde elastik ötesi yapısal davranış doğrudan ve pratik olarak hesaba katılır. PTPT, yapısal hasar seviyesi ve dağılımı ile doğrudan ilişkili olup hedef öteleme ve akma mekanizmasını performans sınır durumunun ana bileşenleri olarak ele alır. Kapsamlı bir yöntem olan PTPT’de ilk tasarımdan sonra herhangi bir değerlendirme veya tekrarlama ihtiyacı olmaz. Bu yöntemde tasarım taban kesme kuvveti, belirli deprem yer hareketi düzeyine göre Elastik Tek Serbetlik Dereceli Sistemin monoton olarak hedef ötelenmeye kadar itmek için gereken iş, aynı durumu elde etmek için eşdeğer bir Elastik-Plastik Tek Serbestlik Derecesi Sisteminin (EP-TSDS) gerektirdiği enerjiye eşitlenmesiyle hesaplanır (Şekil 2.8). Ayrıca bu yöntemde, maksimum kat kesme kuvvetlerinin görelî dağılımına dayanan dinamik analiz sonuçlarıyla tutarlı yeni bir yanal kuvvet dağılımı kullanılır.



Şekil 2.8. Performans tabanlı plastik tasarım kavramı

Bu tasarım yönteminde belirlenen hedef ötelenme ve salınım mekanizma durumu dikkate alınarak, yapıya etkiyen deprem kuvveti (taban kesme kuvveti) hesaplanır. Daha sonra taban kesme kuvveti kat hizalarına dağıtılır. Belirlenen mekanizmaya göre hesaplanan kat deprem kuvvetleri etkililir (Şekil 2.9). BÖÇ'lerin iç kuvvet talepleri bulunur ve kesit seçimi yapılarak BÖÇ tasarımı yapılır. Kiriş ve kolon gibi elemanlar kapasite tasarım ilkesine göre hesaplanır.



Şekil 2.9. BÖÇ için performans tabanlı plastik tasarım kavramı

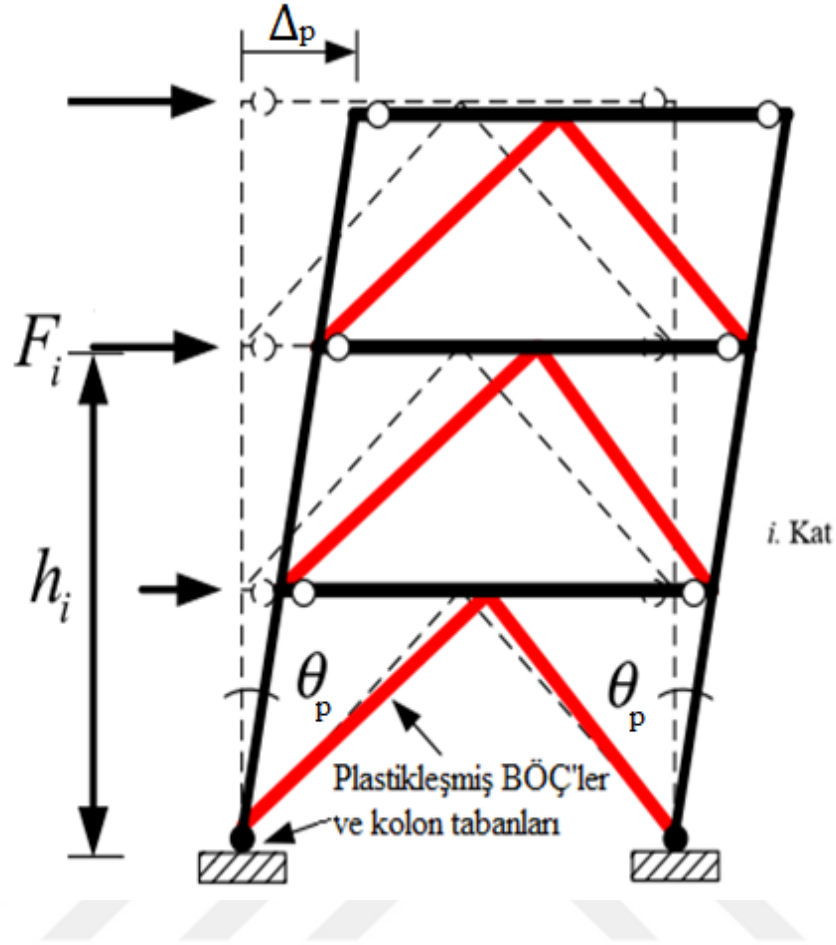
2.4.1. Genel tasarım prosedürü

Aşağıda PTPT sürecinin hesap adımları yer almaktadır. Sonraki bölümlerde ayrıntılar verilecektir:

1. Tasarım depremlerine karşı performans hedeflerine uygun yapı için istenilen akma mekanizması ve hedef ötelenme seçilir.
2. Yapının akma ötelenme oranı, θ_y , belirlenir.
3. Hedef ötelenme oranı, θ_u , belirlenir.
4. Binanın doğal titreşim periyodu (T) tahmin edilir.
5. Elastik tasarım spektral ivme değeri, S_{ae} , belirlenir.
6. Tasarım taban kesme kuvveti, V, hesaplanır.
7. İkinci mertebe P- Δ etkisi hesaplanır.
8. Deprem kuvvetinin katlara dağılımı yapılır.
9. BÖÇ gibi akması beklenen elemanların tasarımında plastik tasarım yöntemi kullanılır.
10. Kolon ve kiriş gibi elastik kalması gereken kesitler, kapasite tasarım ilkesi ile tasarlanır.

2.4.2. Hedeflenen salınım mekanizması ve hedef ötelenme

Şekil 2.10'da tipik bir burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevenin, tasarım yanal kuvvetleri altında hedeflenen öteleme sınırına ulaşmış bir akma mekanizması gösterilmektedir. Bu mekanizma modelinde plastik şekildeğiştirmenin, BÖÇ'lerde ve eğer kolonlar temele rijit bağlı ise bu kolonların tabanında oluşması amaçlanır. Bu çerçevede BÖÇ ve kiriş uçları mafsallı bağlantılıdır.



Şekil 2.10. Yanal kuvvet altında BÖÇÇ mekanizma durumu (salınım mekanizması)

Şekil 2.10'da koyu renkli daireler plastik mafsalları, açık renkli daireler ise mafsal bağlantıları göstermektedir.

2.4.3. Tasarım taban kesme kuvveti

PTPT yönteminde en önemli adımlardan biri, belirlenen deprem yer hareketi düzeyi için taban kesme kuvvetinin belirlenmesidir (Goel ve ark. 2010). Taban kesme kuvveti, tasarımda dikkate alınan maksimum yanıl ötelenmeye göre hesaplanır. Yanal ötelenme kapasitesine göre tasarım yapıldığı için tasarımdan sonra ötelenme kontrolüne ihtiyaç kalmamaktadır. Tek Serbestlikte Sistemin (TSS)'nin elastik davranışı dikkate alınarak hesaplanan taban kesme kuvveti ile eşdeğer EP-TSDS'nin elastik ötesi sünek davranış göstermesi durumlarının enerjilerinin eşitlenmesi ile PTPT yönteminin taban kesme kuvveti hesaplanmaktadır. Sistemin idealleştirilmiş bir E-P kuvvet-deformasyon

davranışı varsayıldığında Şekil 2.8'e göre iş-enerji dengesi Denklem 2.5 şeklinde yazılabilir:

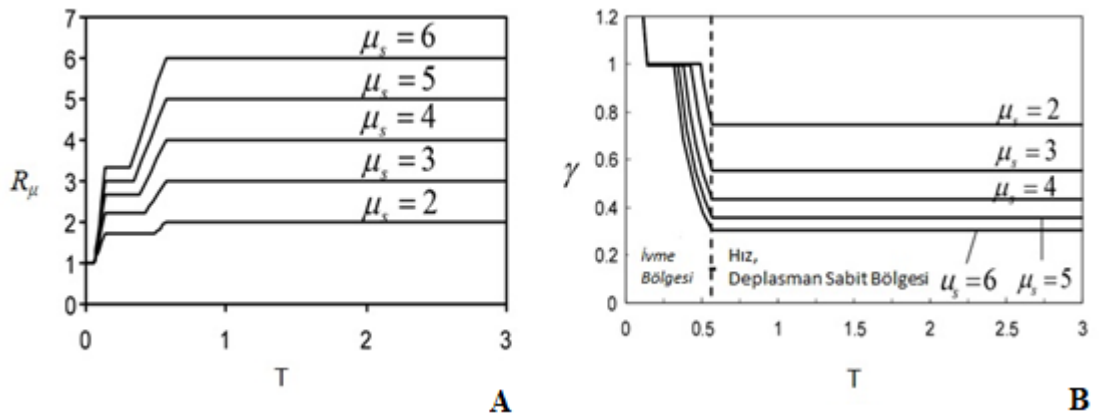
$$(E_e + E_p) = \gamma \left(\frac{1}{2} M \cdot S_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \left(\frac{T}{2\pi} S_a \cdot g \right)^2 \quad (2.5)$$

Burada sırası ile E_e ve E_p , yapıyı hedef ötelenmeye itmek için gerekli elastik ve plastik enerjidir. T , yapının doğal titreşim periyodu ve M ise sistemin toplam sismik kütesidir. S_v , tasarım spektral hız ve S_a ise elastik tasarım spektral ivmeyi temsil etmektedir.

Enerji modifikasyon katsayısı olan γ , yapısal süneklik katsayısına (μ_s) ve dayanım azaltım faktörü (R_μ) bağlıdır. Denklem 2.6'de belirtildiği gibi hesaplanır:

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (2.6)$$

Çizelge 2.1, Şekil 2.11 A'da elastoplastik sistemler için zemin koşullarına bakılmaksızın dayanım azaltım faktörü, R_μ ile süneklik faktörü, μ_s arasındaki ilişki Newmark ve Hall tarafından önerilmiştir. Şekil 2.11 B'de ise EP-TSDS için enerji modifikasyon katsayısının grafikleri verilmiştir.



Şekil 2.11. A) R_μ ile μ_s arasındaki ilişki (Newmark ve Hall (1982)) **B)** Enerji modifikasyon katsayısı (γ) ile yapının doğal titreşim periyodu (T) arasındaki ilişki (Lee ve Goel 2001)

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

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

Yapıda oluşacak hedef ötelenme oranından (θ_u), akma ötelenme oranı (θ_y) çıkarılarak plastik ötelenme oranı (θ_p) belirlenir. Yapılan araştırmalar, bina taşıyıcı sistemi ile akma ötelenmesi arasında ilişkinin taşıyıcı sisteme göre farklılık gösterdiğini göstermiştir. Çeşitli taşıyıcı sistemleri için önerilen akma öteleme oranı (θ_y) Çizelge 2.2'de gösterilmektedir (Lio 2010).

Çizelge 2.2. Çeşitli yapı sistemlerine göre varsayılan akma ötelenme oranları

Sistem Türü	Akma ötelenme oranı θ_y (%)
Moment Aktaran Betonarme Çerçeve (MABÇ)	0,5
Moment Aktaran Çelik Çerçeve (MAÇÇ)	1
Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçeve (DÇÇÇ)	0,5
Moment Aktaran Çelik Kafes Kiriş (MAÇKK)	0,75

Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve
(MÇÇÇ)

0,3

Burkulması Önlenmiş Çaprazlı Çelik
Çerçeve
(BÖÇÇÇ)

0.2 + H*/155

H* = Bina yüksekliği (metre)

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4(\gamma/\eta)S_a^2}}{2} \quad (2.7)$$

Taban kesme kuvveti Denklem 2.7 ile hesaplanır. Bu denklemde W yapının toplam sismik ağırlığı, γ enerji modifikasyon katsayısını, S_{ae} elastik tasarım spektral ivmesini ifade eder. Denklem 2.8 ile elde edilen α , yapının rijitliğine, model özelliklerine ve tasarım plastik dönme miktarına bağlı boyutsuz bir katsayıdır. V ise daha önce bahsedildiği gibi ideal elastik plastik (E-P) kuvvet-deformasyon davranışı ve sistem için tam histeretik döngüler varsayılarak hesaplanmış taban kesme kuvvetidir. η ise enerji azaltma faktörüdür, Şekil 2.12’de verilmektedir.

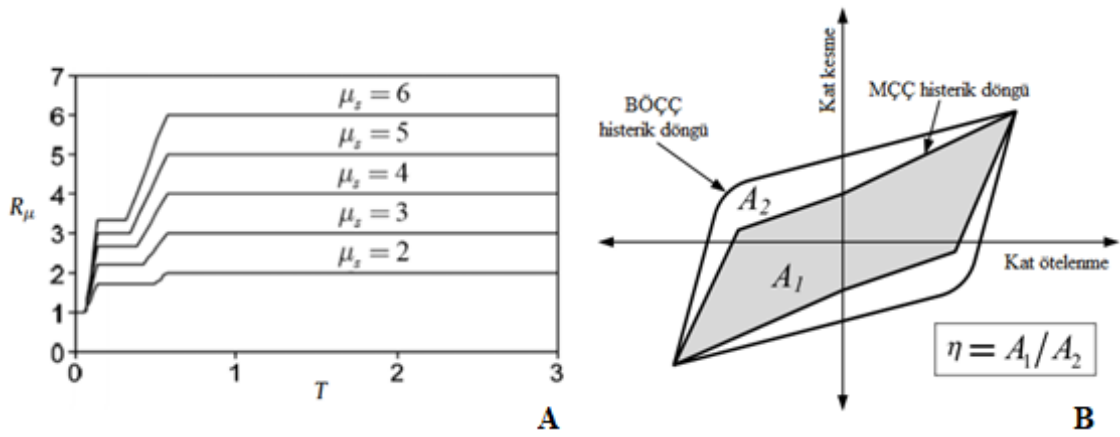
$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (2.8)$$

Denklem 2.8’de β_i , i. kattaki kat kesme kuvveti dağılım faktörünü temsil eder. Şu şekilde denklemle hesaplanır:

$$\beta_i = \left(\sum_{j=i}^n w_j h_j / w_n h_n \right)^{0.75T^{-0.2}} ; \beta_{i+1}, i+1 noktasındaki kat kesme kuvveti dağılım faktörünü temsil eder; w_j , j. seviyedeki ağırlıktır; h_i , tabandan i. seviyedeki yüksekliktir; h_j , tabandan j. seviyedeki yüksekliktir; h_n , tabandan çatı seviyesinin yüksekliğidir; w_n ,$$

çatı seviyesinin ağırlığıdır. Denklem 2.6'da verilen enerji modifikasyon faktörü (γ) ise yukarıda açıklanmıştır.

Yapı dinamiği temel ilkelerine dayalı olarak, tasarım taban kesme kuvvetini belirlemek için kullanılan yöntem, seçilen mekanizma durumunun ve öteleme kontrolünün oluşmasını da sağlar. Elastik olmayan davranış doğrudan hesaba katıldığından PTPT yönteminde taşıyıcı sistem davranış katsayısına (R), bina önem katsayısına (I) ve dayanım fazlalığı katsayısına (D) ihtiyaç yoktur (Arat 2020 ve Sadat 2021).



Şekil 2.12. A) R_μ , μ_s ve T arasındaki ilişki B) η enerji azaltım faktörü (Sahoo ve Chao 2010)

Bir yapısal sistem için R_μ değeri, Şekil 2.12 A'da gösterildiği gibi Newmark ve Hall tarafından önerilen elastik olmayan bir spektrumdan $R_\mu - \mu_s - T$ ilişkisi kullanılarak belirlenebilir. Çeşitli yapısal sistemler, daha yüksek plastik deformasyon seviyelerinde kararsız ve basık (pinched) histerik tepki ile sonuçlanan dayanım ve rijitlikte önemli bir azalma sergiler. Enerji sönümlenme kapasitesindeki bu azalma, Şekil 2.12 B'de gösterildiği gibi bir enerji azaltma faktörü η , ($\eta = A_1/A_2$) kullanılarak tasarımda da hesaba katılabilir. BÖÇÇ'ler tam ve kararlı histeretik tepki gösterdiğinden, η değeri Denklem 2.7 ile birlikte kullanılabilir.

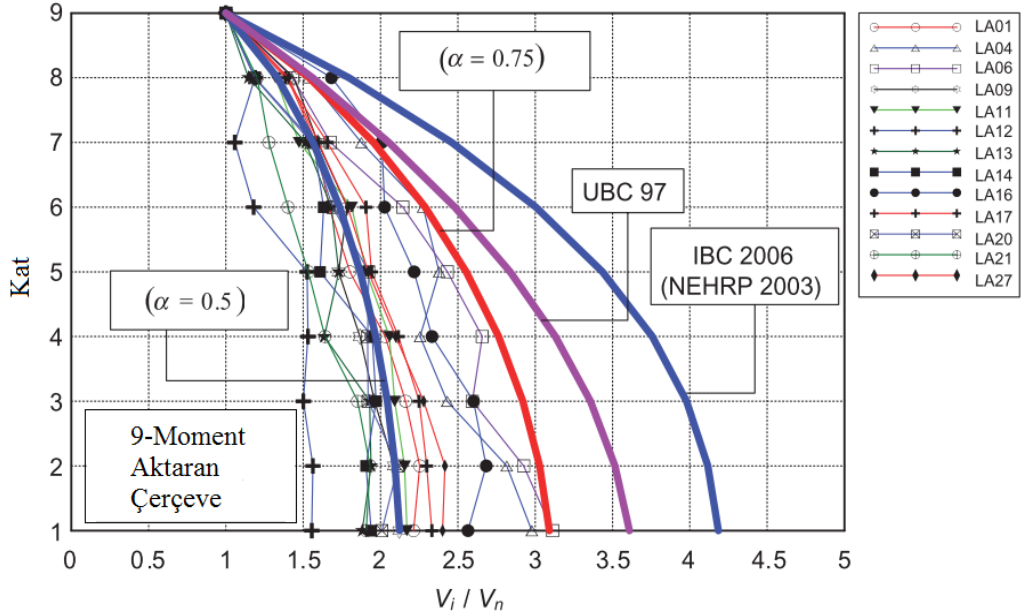
2.4.4. Adım adım BÖÇÇ'nin tasarım prosedürü

Yanal taşıyıcı sistemi BÖÇÇ'den oluşan bina tipi yapıların PTPT yöntemine göre tasarımlarında takip edilecek adımlar aşağıda verilmiştir:

1. Öngörülen deprem düzeyi için amaçlanan hedef ötelenme oranı, θ_u ve hedeflenen salınım mekanizması seçilir. Sistem için doğal titreşim periyodu (T) tahmin edilir. Yönetmeliklerdeki ampirik formüller, sistemin beklenen doğal titreşim periyodunu tahmin etmek için de kullanılabilir.
2. Plastik ötelenme oranı (θ_p), önceden seçilmiş hedef ötelenme oranından (θ_u), akma ötelenme oranı (θ_y) çıkarılarak hesaplanır. BÖÇÇ'ler için akma ötelenme oranının üst sınır değerleri, itme analizi yöntemi ile elde edilebilir. Doğrusal olmayan dinamik analizlere dayanarak, Sahoo ve Chao, BÖÇÇ'lerin toplam bina yüksekliğinin (H) bir fonksiyonu olarak akma ötelenme oranı için basit bir ifade önermiştir ve aşağıda verilen denklemle hesaplanır:
$$\theta_y(\%) = 0.2 + H/155 \quad (H\text{'ın birimi metredir})$$
3. Modal özelliklere ve plastik ötelenme oranına bağlı α değeri Denklem 2.8 kullanılarak hesaplanır ve Denklem 2.6 kullanılarak γ değeri bulunur. Denklem 2.7 kullanılarak yapının tasarım taban kesme oranı (V/W) belirlenir. Yanal yük, çeşitli kat seviyelerinde Chao ve arkadaşları tarafından önerilen ve elastik olmayan davranışı hesaba katan bir yanal yük dağılımına dayalı olarak dağıtılır.
4. Çaprazlara gelen iç kuvvetler hesaplanarak BÖÇ'ler yönetmeliklere göre boyutlandırılır.
5. Nihai durumda BÖÇÇ'lerden beklenen maksimum talep için kapasite tasarım ilkesine dayalı olarak BÖÇÇ'lerin kiriş ve kolonları (elastik davranış sergileyecek elemanlar) için kesit boyutları belirlenir

2.4.5. Kat deprem kuvvetlerinin hesaplanması

Mevcut yönetmeliklerde kullanılan yanal kuvvet dağılım formülleri, yapıların doğrusal elastik hakim doğal titreşim periyodunu dikkate alarak bulunmaktadır.



Şekil 2.13. Farklı depremler altında kat kesme kuvvetlerinin tepe kat kesme kuvvetlerine oranları (Sadat 2021)

Şekil 2.13’de farklı deprem kayıtları altında dinamik analizi yapılan aynı bina için kat kesme kuvvetleri gösterilmiştir. Chao ve ark. (2007) tarafından önerilen tasarım yanal kuvvet dağılımından kaynaklı kat kesme kuvvetleri grafiksel olarak gösterilmektedir. Referans olması amacıyla IBC 2006 ve UBC 97 yönetmeliklerinde önerilen tasarım yanal kuvvet dağılımları da şekil üzerinde yer almıştır.

PTPT’de farklı bir yanal kuvvet dağılımının kullanıldığı daha önce belirtilmişti. Bu dağılım kullanılarak tasarlanan yapılarda yapılan dinamik analizler sonucu taban kesme kuvvetinde gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edilmekle beraber yapının ileri mod etkilerinde iyi temsil edildiği görülmüştür (Liao 2010).

$$V_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^n w_j h_j}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot V \quad (2.9)$$

Denklem 2.9'da tasarım kat kesme kuvvet dağılımı gösterilmektedir. Burada yer alan üstel terimler yukarıda belirtildiği gibi deney sonuçlarından bulunmuştur (Chao ve Goel, 2007). En üst kattaki kesme kuvveti, V_n , bu kattaki yanal kuvvet değerini, F_n 'yi verir:

$$V_n = F_n = \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot V \quad (2.10)$$

Denklem 2.9 ve Denklem 2.10 birleştirilerek gerekli düzenlemeler yapıldığında Denklem 2.11'de gösterildiği gibi kesme dağılım faktörü, β_i olarak adlandırılan V_i / V_n oranı elde edilir.

$$\frac{V_i}{V_n} = \beta_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75T^{-0.2}} \quad (2.11)$$

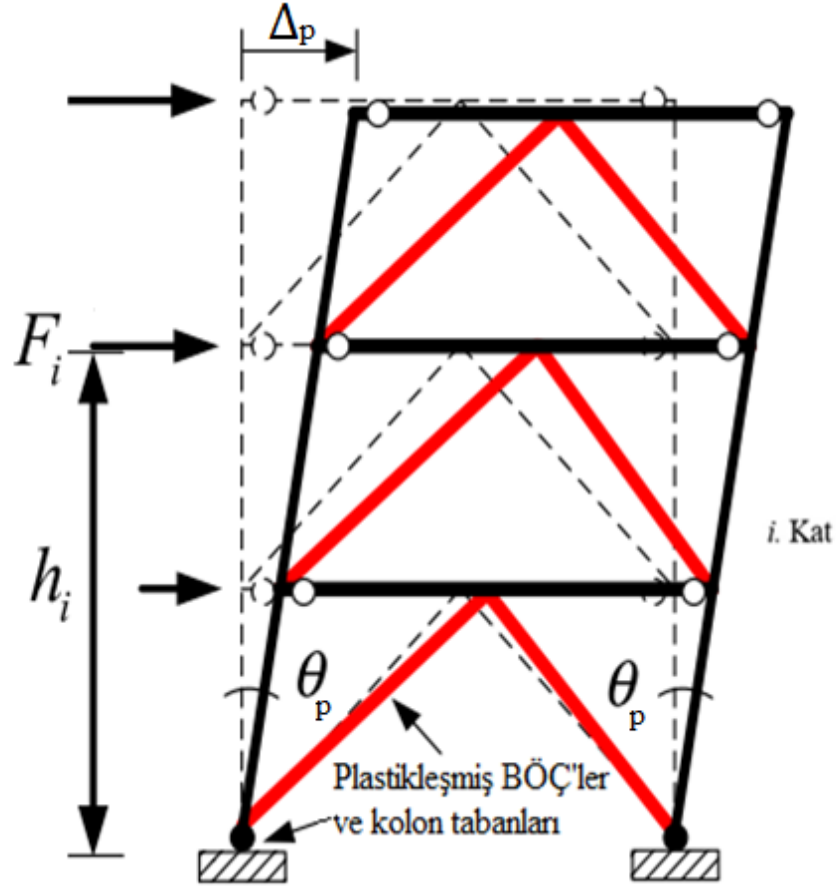
Böylece her katın yanal kuvvet değeri, F_i , Denklem 2.12 veya Denklem 2.13 ile bulunur.

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot V_n \quad (2.12)$$

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \cdot V \quad (2.13)$$

2.4.6. Burkulması önlenmiş çaprazların tasarımı

PTPT yönteminde hedeflenen akma mekanizma durumunda plastik mafsalları oluşan kesitlerin yeterli dayanımının da sağlanması gereklidir. Aşağıda Şekil 2.14'te gösterildiği gibi burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveler için plastik mafsallar çaprazlarda ve kolonlar temele rijit bağlı ise kolon tabanında oluşması istenilmektedir.



Şekil 2.14. Salınım mekanizma durumu (Sahoo ve Chao 2010)

Şekil 2.14'de gösterildiği gibi BÖÇÇ için hedef akma mekanizmasında çaprazların akması öngörülür. Bir veya birkaç katta elastik olmayan deformasyonun yoğunlaşma olasılığını en aza indirmek için, yapı yüksekliği boyunca çapraz elemanının dayanım dağılımının, tasarım kat çapraz dağılımını yakından takip etmesi arzu edilir. Çaprazlar, nihai durumlarında yani çekme ve basınçta akma halinde (plastik mafsalları) ve toplam

tasarım kat kesme kuvvetine direnecek surette tasarlanırlar. Bu tasarım esnasında kolonların katkısı ihmal edilir (Goel ve Chao 2008, Sahoo ve Chao 2010).

$$(V_{kat\ kesmesi})_i \leq (\phi_t P_{yt} + \phi_c P_{yc})_i \cos \alpha_i \quad (2.14)$$

Çaprazların gerekli akma kapasitesi bulunurken öncelikle Denklem 2.14 hesaplanır. Burada $V_{kat\ kesmesi}$, binadan alınan bir bölmeli eşdeğer bir çerçeve için i . seviyesindeki kat kesme kuvvetidir, P_{yt} , çapraz elemanlarının eksenel çekme dayanımıdır, P_{yc} , çapraz elemanların eksenel basınç dayanımıdır, $\phi_t = \phi_c = 0.9$ (AISC) ve α çapraz elemanlarının yatay ile açısıdır (bkz. Şekil 2.14).

BÖÇ'lerin tasarımında minimum gerekli alan, $A_{böç}$, Denklem 2.15 ile bulunur.

$$(A_{böç})_i = \frac{(V_{kat\ kesmesi})_i}{(\phi_t + \beta \phi_c) F_y \cos \alpha_i} \quad (2.15)$$

Burada β , basınç dayanımı düzeltme katsayısı, F_y , seçilen malzeme için akma gerilmesidir.

Bundan sonraki adımda ise kapasite tasarım ilkesi gereği seçilen BÖÇ'lerin maksimum akma dayanım hesabı yapılarak elastik davranış sergilemesi beklenen elemanların tasarımı yapılır.

2.4.7. Elastik davranış sergilemesi beklenen elemanların tasarımı

Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerde kolonlar ve kirişler dayanımlarını kaybetmeden elastik bölgede kalacak şekilde tasarlanmaktadır. Akmayan (plastikleşmeyen) elemanların tasarımı, kapasite tasarım ilkelerine göre yapılır. Akmayan elemanlar, nihai hallerinde, düşey yüklerin ve çaprazlardan kaynaklanan kuvvetlerin toplamına direnecek (elastik) bir tasarım dayanımına sahip olmalıdır.

$$(P_{yt})_i = R_y F_y (A_{böç})_i \quad (2.16)$$

$$(P_{yc})_i = \beta R_y F_y (A_{böç})_i \quad (2.17)$$

$$(P_{ut})_i = \omega R_y F_y (A_{böç})_i \quad (2.18)$$

$$(P_{uc})_i = \omega \beta R_y F_y (A_{böç})_i \quad (2.19)$$

Burada P_{yt} ve P_{yc} sırasıyla çekme ve basınçta BÖÇ akma dayanımları, P_{ut} ve P_{uc} , çekme ve basınçta BÖÇ maksimum dayanımlarıdır (nihai plastik dayanım). R_y , malzeme dayanım fazlalığı katsayısı, ω ise çekme dayanımı düzeltme katsayısıdır.

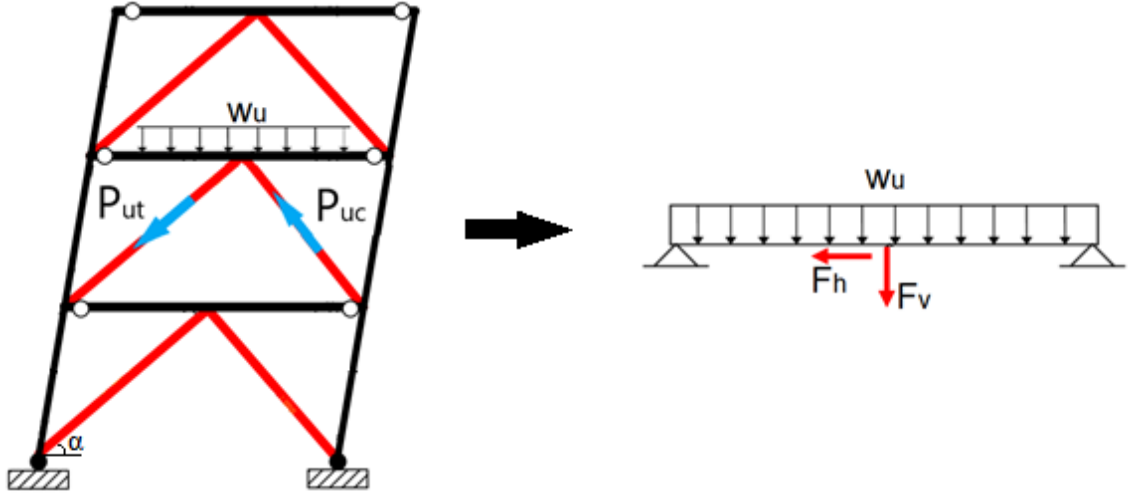
Kirişlerin tasarımı

BÖÇ'ler burkulmadıkları için sistem simetrik bir davranış gösterir. Bu nedenle MÇÇ'de olduğu gibi aşırı düzeyde dengesiz yük ile karşılaşılmaz. Çaprazlı kirişler, çaprazların hiçbir düşey yüke maruz kalmayacağı varsayılarak tasarlanmalıdır. Denklem 2.20 ve 2.21'e göre kiriş elemanı seçilmelidir. Şekil 2.15'de kiriş ve kolonlara gelen yükler gösterilmiştir.

$$(F_h)_i = ((P_{ut})_i + (P_{uc})_i) \cos \alpha_i \quad (2.20)$$

$$(F_v)_i = ((P_{ut})_i - (P_{uc})_i) \sin \alpha_i \quad (2.21)$$

Burada F_h ve F_v , çaprazlardan kirişe gelen sırasıyla yatay (eksenel) ve düşey (kesme) yüklerdir.

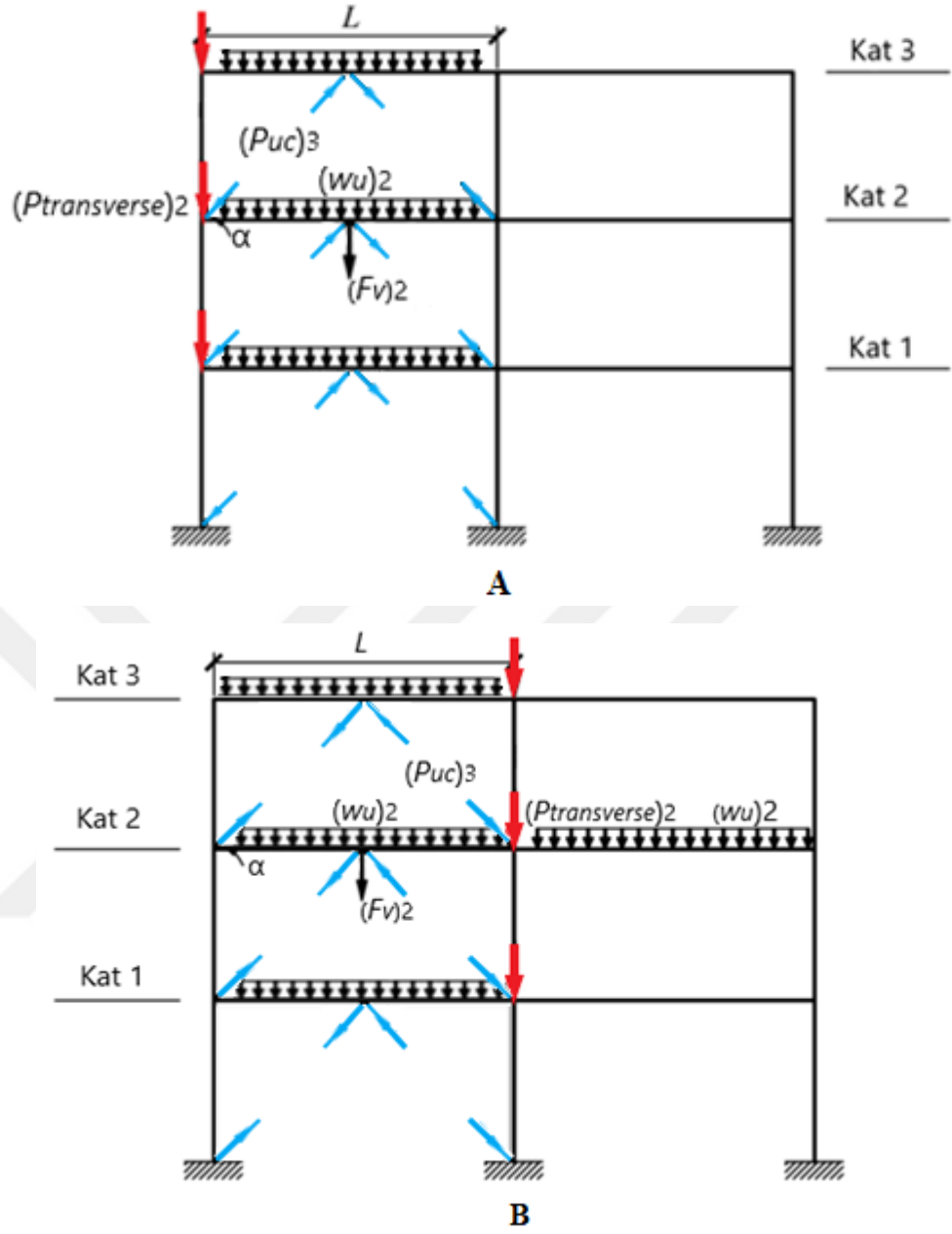


Şekil 2.15. Mekanizma durumunda kiriş iç kuvvetleri

Kolonların tasarımı

Kiriş mafsallı modellendiği için kolonlara moment aktarmaz. Kolon tasarımı için sadece eksenel yükler dikkate alınmıştır. Eksenel kuvvetler öncelikle düşey yüklerden ve sonrasında ise çapraz kuvvetlerin düşey bileşeninden kaynaklanır.

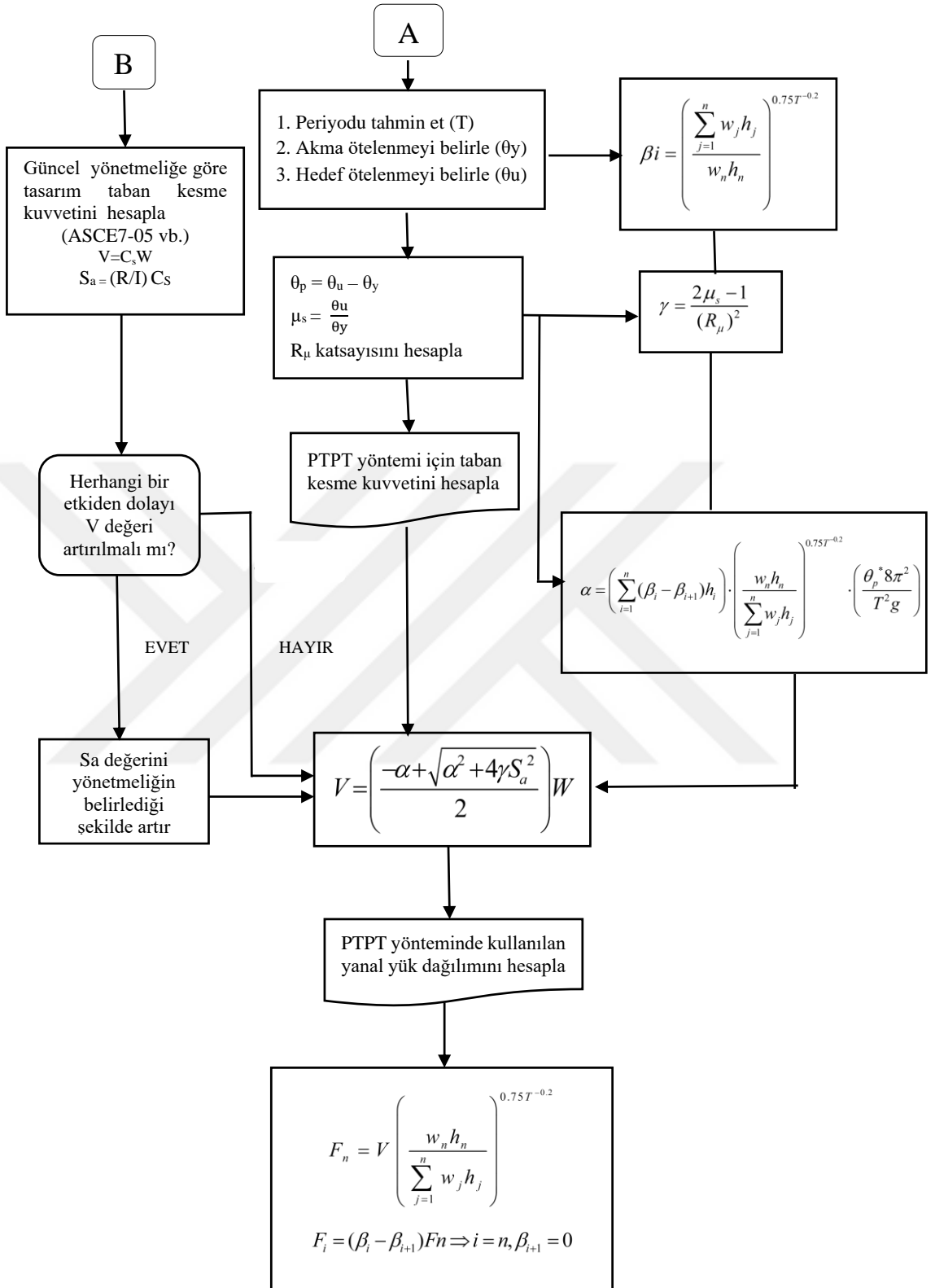
BÖÇÇ mekanizma durumunda, Şekil 2.15'te gösterildiği gibi kirişte dengesiz bir kuvvet oluşur ve tipik bir dış ve iç kolondaki eksenel iç kuvvet talebi Şekil 2.16'da olduğu gibi tanımlanabilir.



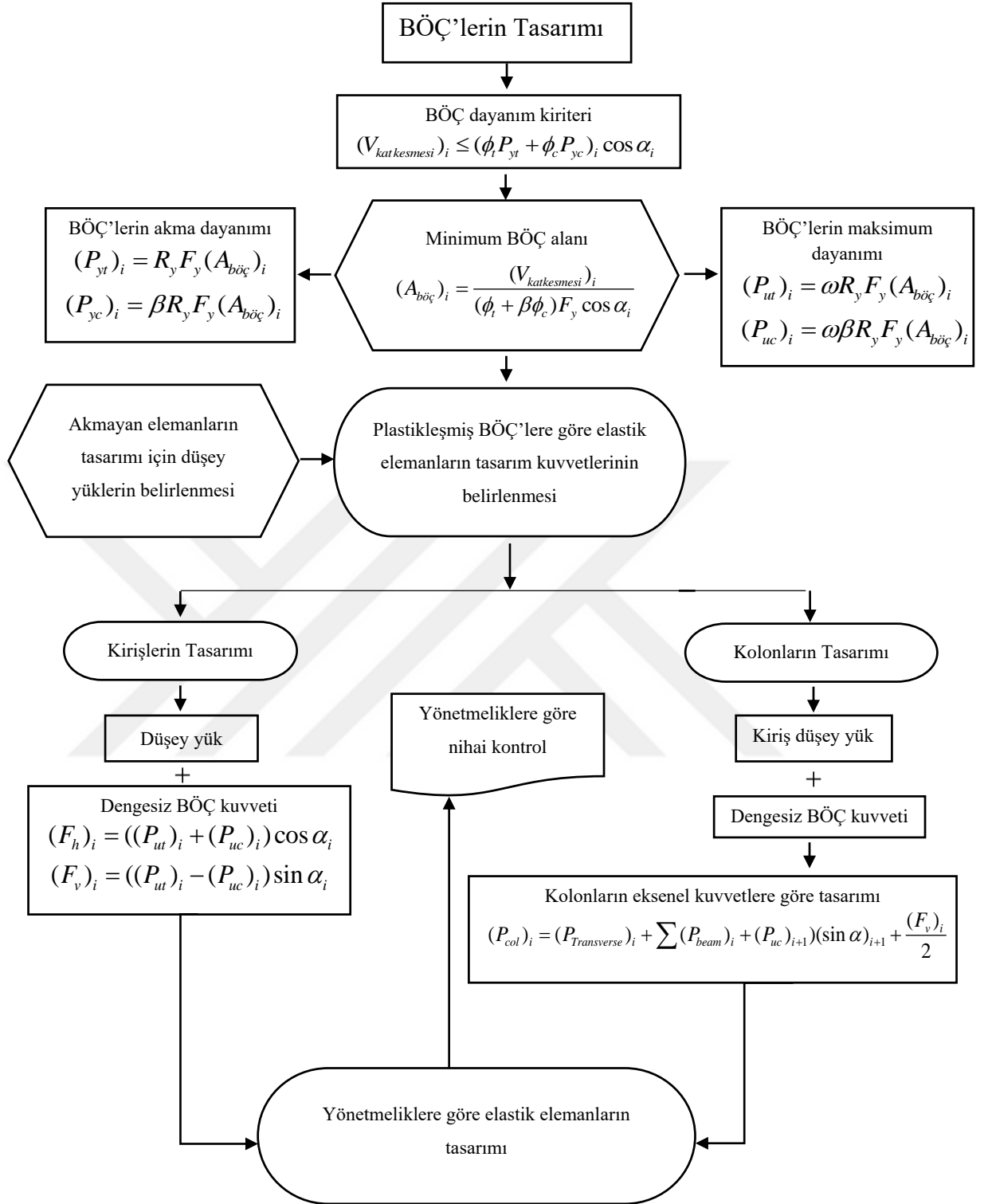
Şekil 2.16. Mekanizma durumunda iç kuvvet şemaları
A) Dış kolon **B)** İç kolon

Denklem 2.22'de kolonlar için iç kuvvet talebi verilmiştir.

$$(P_{col})_i = (P_{transverse})_i + \sum (P_{beam})_i + (P_{uc})_{i+1}(\sin \alpha)_{i+1} + \frac{(F_v)_i}{2} \quad (2.22)$$



Şekil 2.17. PTPT akış diyagramı: Taban kesme kuvveti ve yanal kuvvet dağılımının belirlenmesi



Şekil 2.18. Burkulması önlenmiş çaprazlı çerçeveler için PTPT akış diyagramı: Eleman tasarımı

2.5. Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım Yaklaşımı

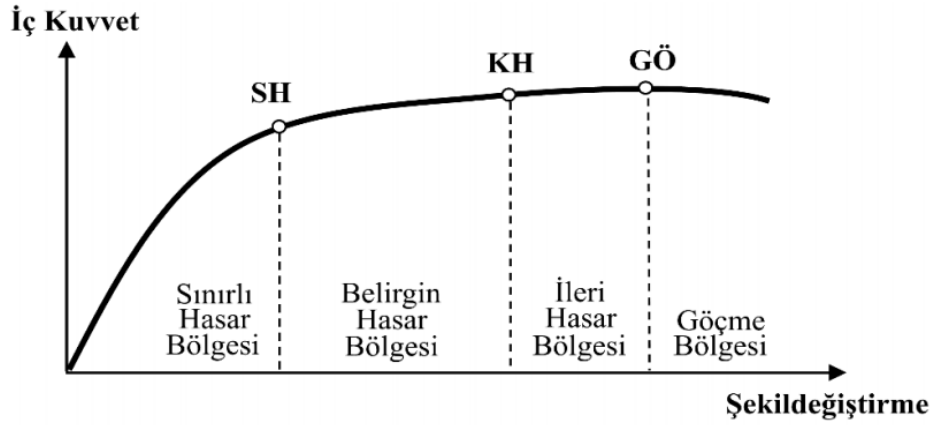
Şekildeğiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞGDT) metodu sismik yapı tasarımında TBDY-2018’de yer alan iki ana yöntemden biridir. Bu yaklaşım, ön tasarımı yapılmış yapıların tasarımlarının yapılmasında veya mevcut yapıların değerlendirilmesinde kullanılır.

ŞGDT’de tasarım depremlerine uyumlu olacak doğrusal olmayan itme analizleri ile sünek olmayan elemanlarda dayanım kapasiteleri ve sünek elemanlarda ise şekildeğiştirme kapasiteleri bulunur. Performans hedefleri ile kıyaslamalar yapılır. Eğer yapılar için şekildeğiştirme ve dayanım talepleri analiz sonuçlarından elde edilen şekildeğiştirme ve dayanım kapasitelerinin altında ise şekildeğiştirmeye göre tasarım tamamlanır. Değilse, eleman kesitleri veya sistem değiştirilerek hesaplar tekrarlanır ve ŞGDT’ye uygun olarak tasarım tamamlanır (TBDY, 2018).

2.5.1. Yapısal elemanlarda hasar sınırları ve bölgeleri

Sınırlı Hasar (SH), Kontrollü Hasar (KH) ve Göçme Öncesi Hasar (GÖ) olmak üzere sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç hasar sınırı belirlenmiştir. Bu sınırlar hakkında gerekli kriterlere seçilen sistem türüne göre yönetmeliğimizde ayrı ayrı değinilmekle beraber genel olarak SH için kesitte sınırlı elastik ötesi davranış, KH için kesit dayanımında güvenle elastik ötesi davranış ve GÖ için ise kesitte dayanımını çok fazla kaybetmeden ileri seviyede elastik ötesi davranış beklenir. Ancak sünek olmayan (gevrek) elemanlarda yukarıda bahsedilen sınıflandırmalar geçerli değildir (TBDY, 2018).

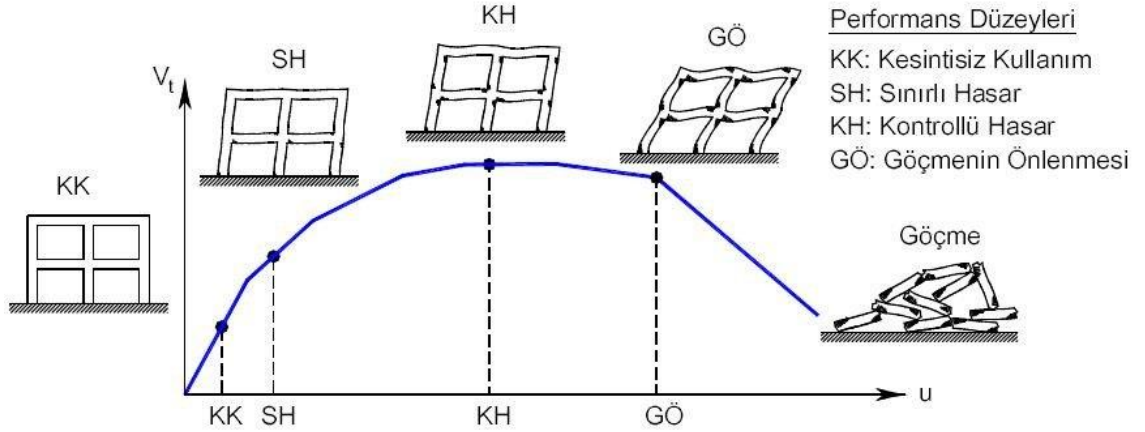
Şekil 2.19 görüldüğü üzere sistemin hasar tespitinde kritik kesitlerinin hasarı SH’ya ulaşmamış elemanlar ise sınırlı hasar bölgesindedir. SH ile KH arasında yer alan elemanlar belirgin hasar bölgesinde ve KH ile GÖ arasında yer alan elemanlar ileri hasar bölgesinde, GÖ’yü geçen elemanlar göçme bölgesinde yer almaktadır (TBDY, 2018).



Şekil 2.19. Kesitlerde belirtilen hasar bölgeleri

2.5.2. Yapının deprem performans düzeyleri

Tasarım depremlerine maruz kalan bir binanın hasar derecesinin belirlenmesi ile binanın performans seviyesi bulunur. Bir binanın hasar seviyesi, hem depremden sonra işlevini yerine getirme kabiliyeti hem de içinde yaşayanların can güvenliği ile doğrudan ilişkilidir. Şekil 2.20’de temsili olarak TBDY-2018’de 4 farklı hasar durumu için performans hedefleri gösterilmiştir.



Şekil 2.20. Yapı performans hedefleri (Darılmaz 2018)

2.5.3. Yeni Çelik Bina Elemanları için izin verilen şekildeğiştirme ve iç kuvvet sınırları

Burkulması engellenmiş çelik çaprazlarda aksenal eleman rijitliği, akmasına izin verilen çekirdek eleman ile akmasına izin verilmeyen transfer elemanlarının seri şekilde bağlanması ile elde edilecektir. Rijitlik hesabında burkulması engellenmiş çaprazların bağlandığı bayrak levhaları ile kolon-kiriş bölgesi tam rijit kabul edilebilir. Burkulması engellenmiş çelik çaprazlarda akma şekildeğiştirmesi, yukarıda verilen bilgi ışığında aşağıda verilmiştir (TBDY, 2018).

Akma şekildeğiştirmesi:

$$\Delta_y = \frac{P_{bec} l_{bec}}{EA_{bec}} \quad (2.23)$$

Çizelge 2.3. Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçevelerin şekildeğiştirme sınırları

Eleman Tipi	Eksenal Plastik Şekildeğiştirme Sınırları		
	SH	KH	GÖ
Burkulması engellenmiş çelik çaprazlar	Δ_y	10 Δ_y	13.3 Δ_y

3. MATERYAL ve YÖNTEM

Tezin amacı doğrultusunda tasarlanan ve değerlendirilen yapıların özellikleri ve kullanılan yöntemler bu bölümde anlatılacaktır.

Çalışma kapsamında PTPT yönetiminin ŞGDT yaklaşımı ile kıyaslanması hedeflenmiştir. Beş ve on katlı burkulması önlenmiş çapraz çerçeveli çelik taşıyıcı sisteme sahip iki adet prototip bina ele alınarak her iki tasarım yöntemleri ile ayrı ayrı tasarlanmıştır. ŞGDT yaklaşımı ile tasarım iki aşamadan oluşmaktadır. İlk aşama Dayanım Göre Tasarım (DGT), ikinci aşama ise DGT'ye göre tasarlanan binanın performans hedeflerini sağlayıp sağlamadığının kontrolü.

Bina taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılmasında, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik (ÇYTHYE) 2016 ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) 2018 kullanılmıştır.

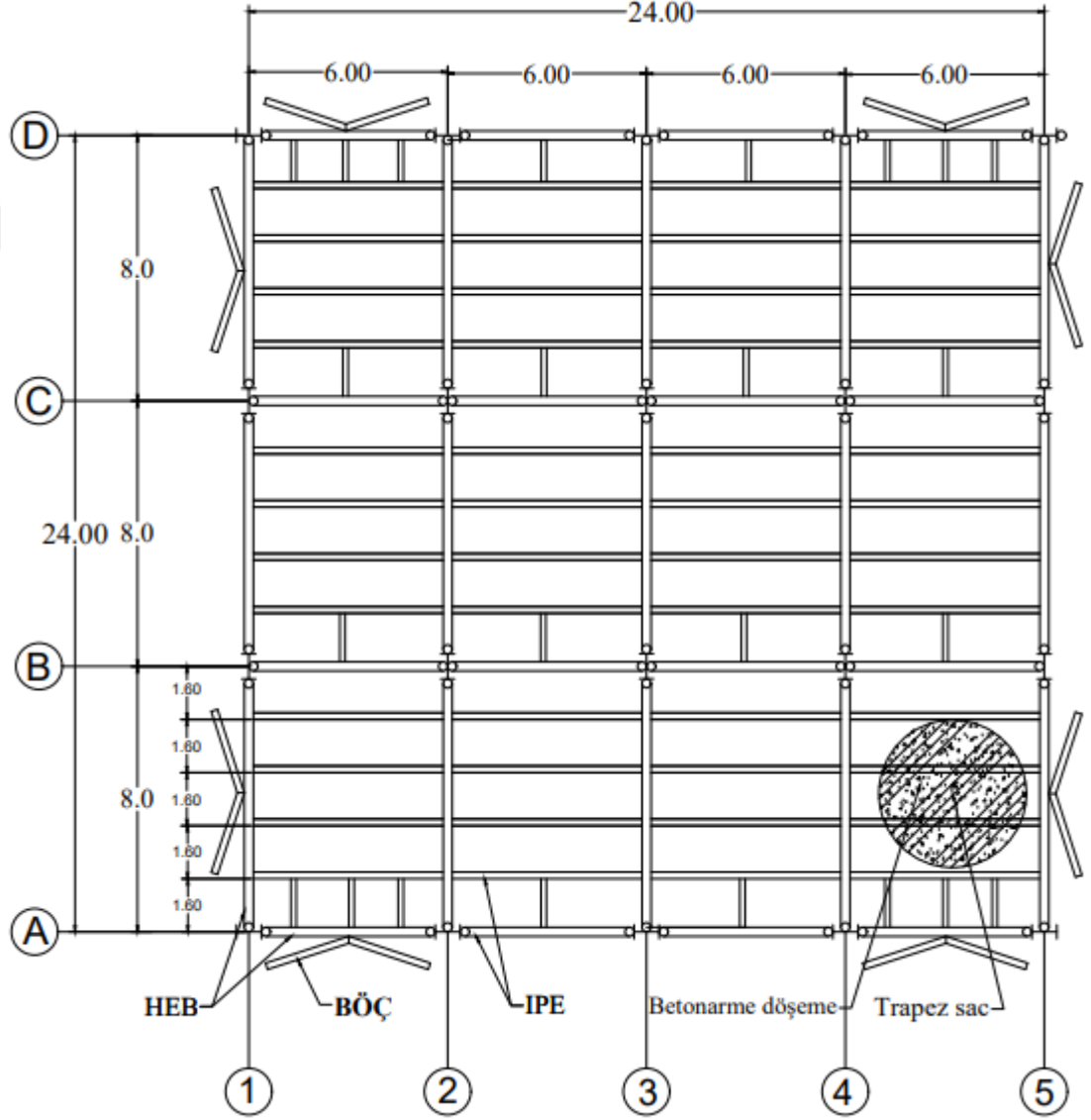
DGT'ye göre binaların stabilite analizleri, genel analiz yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Buna göre, göreceli kat ötelemeleri ve sehim kontrollerinde azaltılmamış eleman rijitlikleri esas alınırken, taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların gerekli dayanımları azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci merteye etkileri gözönünde tutularak elde edilecektir. İkinci merteye etkilerinin elemanların gerekli dayanım kuvvetleri, ayrıntıları ÇYTHYE 6.5'te açıklanan yaklaşık ikinci merteye analizi yapılarak dikkate alınmıştır.

Taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların boyutlandırma hesaplarında, Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım Yöntemi (YDKT) kullanılmıştır (ÇYTHYE 2016). Boyutlandırmaları iki yöntemle göre ayrı ayrı yapılan binaların, doğrusal olmayan itme yöntemlerinden sabit tek modlu itme yöntemi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile performans analizleri yapılmıştır. Bu analizler sonucunda binaların hedeflenen performansları sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmiş ve performans sonuçları kıyaslanmıştır.

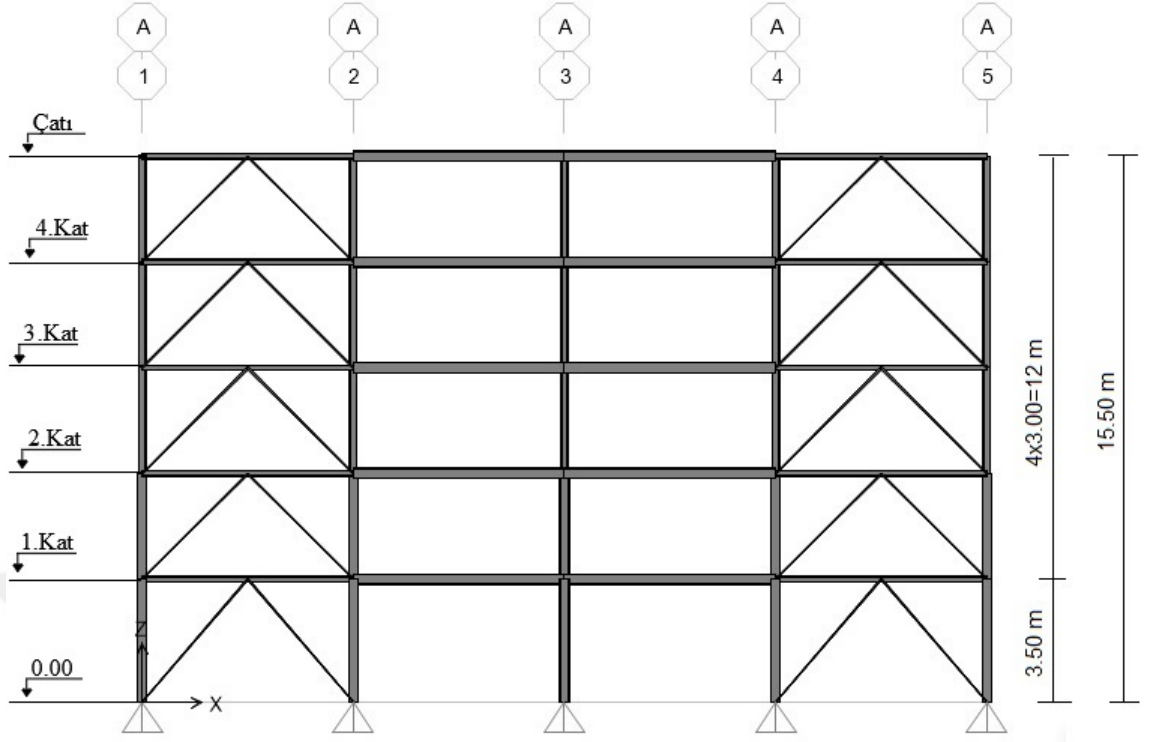
3.1. Prototip binaların bilgileri

3.1.1. Geometrik bilgiler

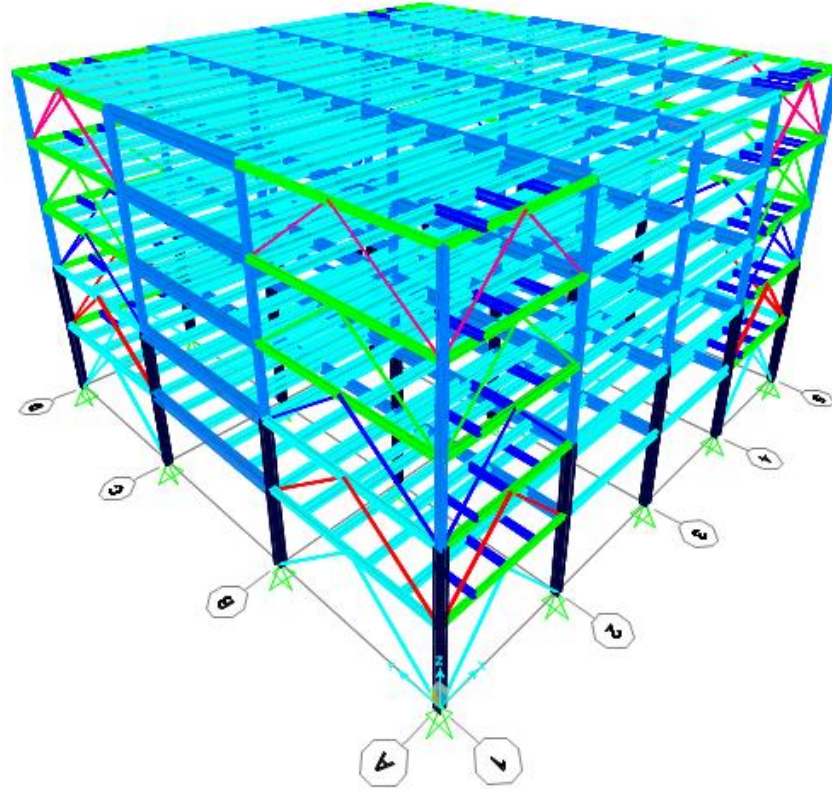
Tasarımları yapılacak 5 ve 10 katlı çelik binaların şematik kat planları, kat yükseklikleri ve üç boyutlu genel sistem görünüşleri aşağıda detaylı şekilde verilmiştir.



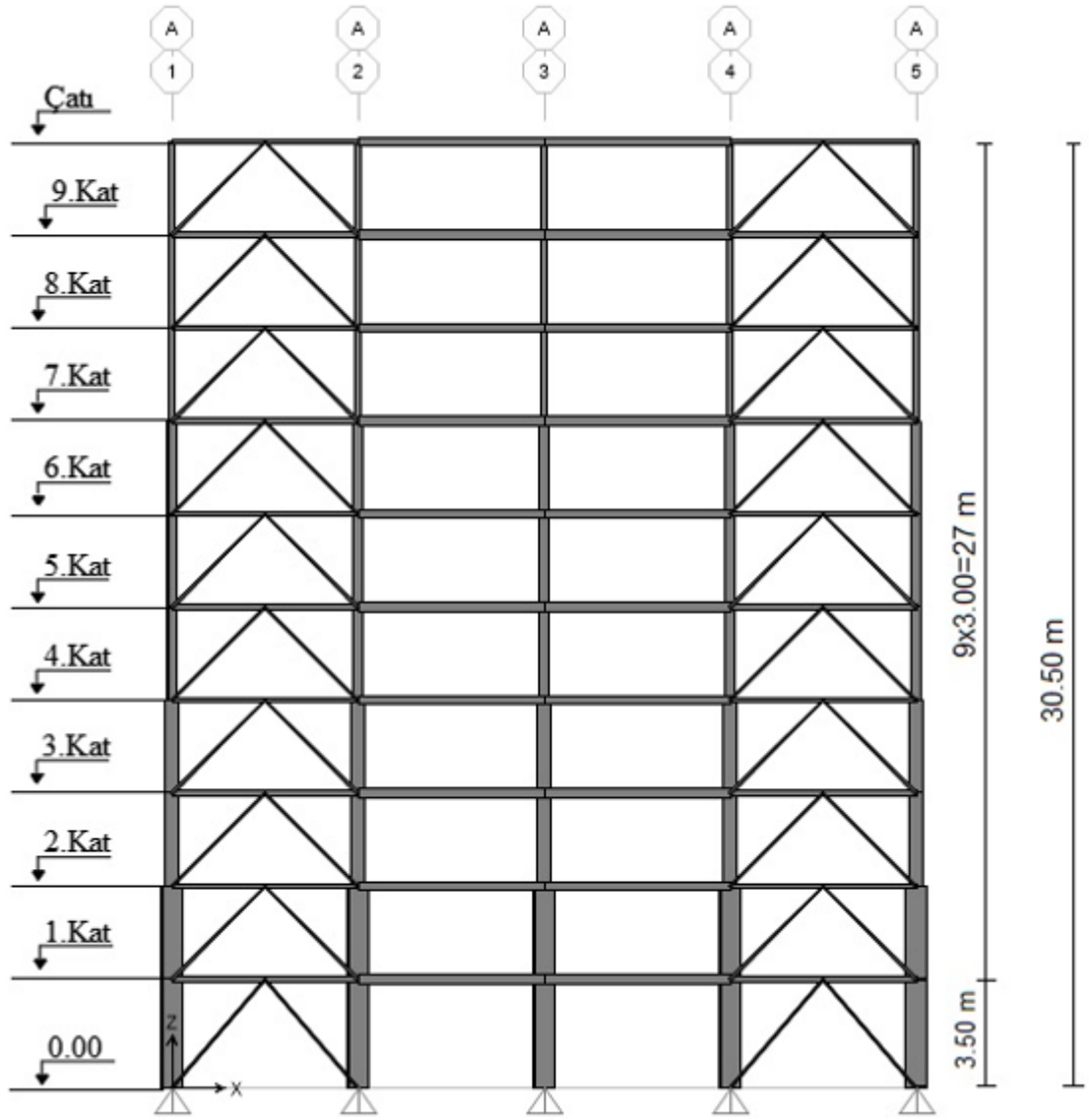
Şekil 3.1. 5 ve 10 katlı yapının şematik plan görünüşü



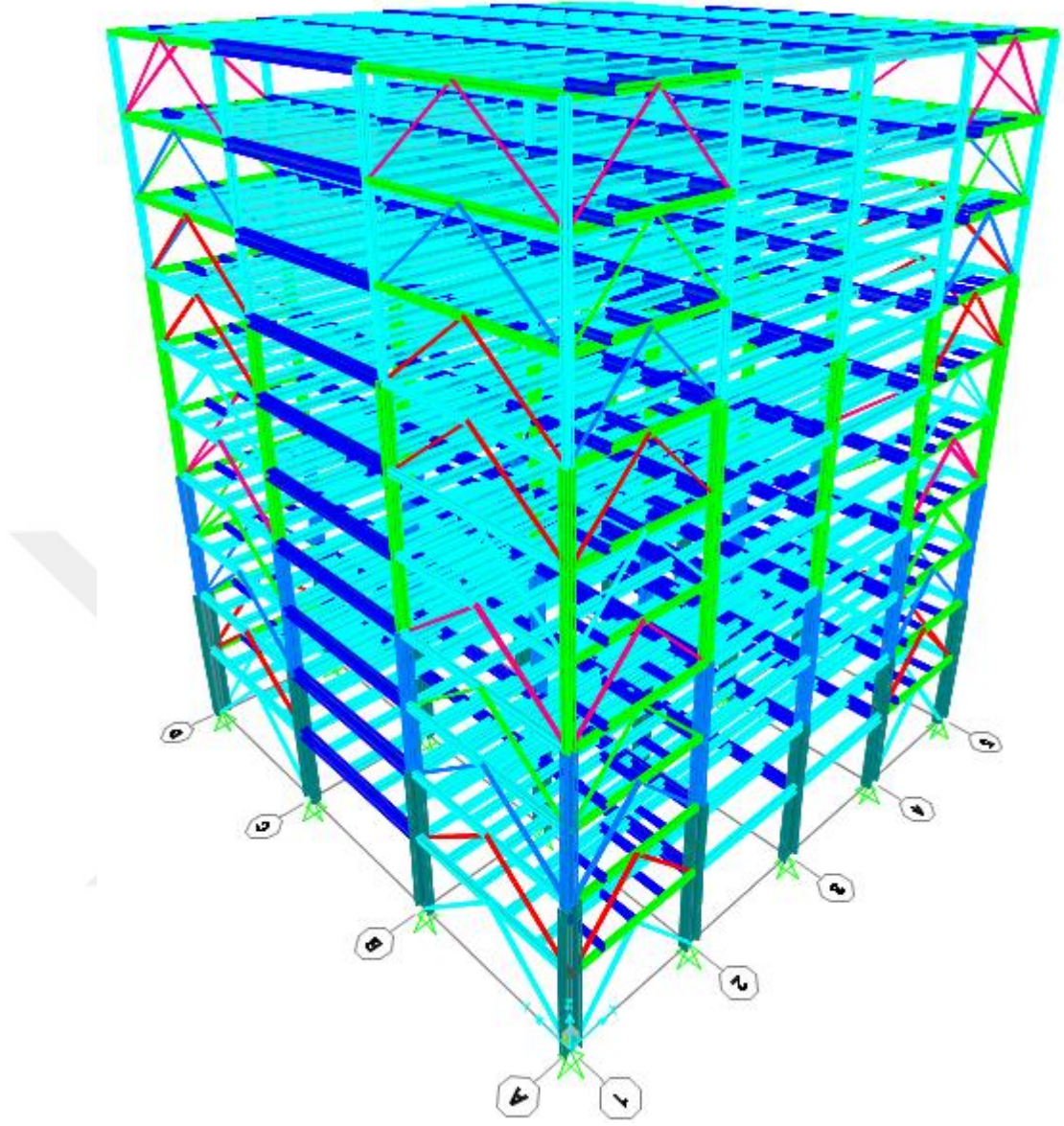
Şekil 3.2. 5 katlı yapının şematik kat yükseklikleri (A-A Kesit)



Şekil 3.3. 5 katlı yapının üç boyutlu genel sistem görünüşü



Şekil 3.4. 10 katlı yapının şematik kat yükseklikleri (A-A Kesit)



Şekil 3.5. 10 katlı yapının üç boyutlu genel sistem görünüşü

3.1.2. Malzeme ve zemin bilgileri

Yapıların tüm kolon ve kirişlerinde çelik malzeme sınıfı S275, BÖÇ elemanlarında ise S235 dikkate alınmıştır.

3.1.3. Deprem verileri

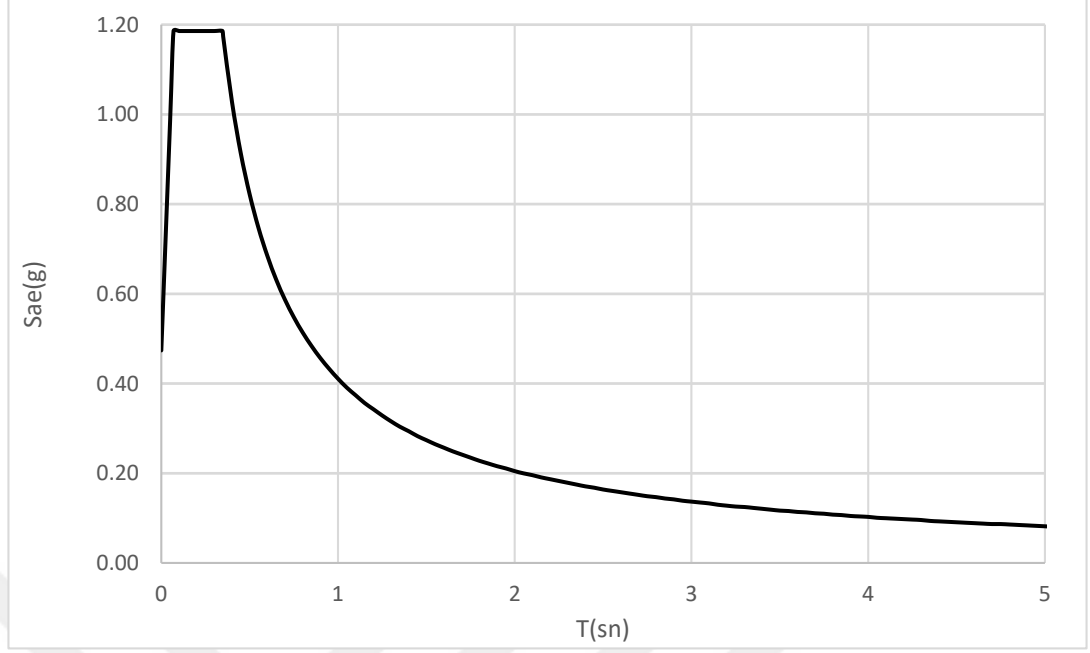
Çizelge 3.1'de binaların İstanbul bölgesinde yapılacağı varsayılarak koordinatlar ve zemin sınıfı bilgileri verilmiştir. DD-2 ve DD-3 deprem yer hareketi düzeyleri için deprem parametreleri (Çizelge 3.2) ve yatay elastik tasarım spektrumu (Şekil 3.6) AFAD'ın sunduğu Türkiye Deprem Tehlike Haritasından elde edilmiştir

Çizelge 3.1. Yapılara ait koordinat ve zemin bilgileri

Enlem	41.03
Boylam	28.8
Yerel Zemin Sınıfı	ZC

Çizelge 3.2. 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. Prototip binaların koordinatına ait deprem yatay elastik tasarım spektrumu

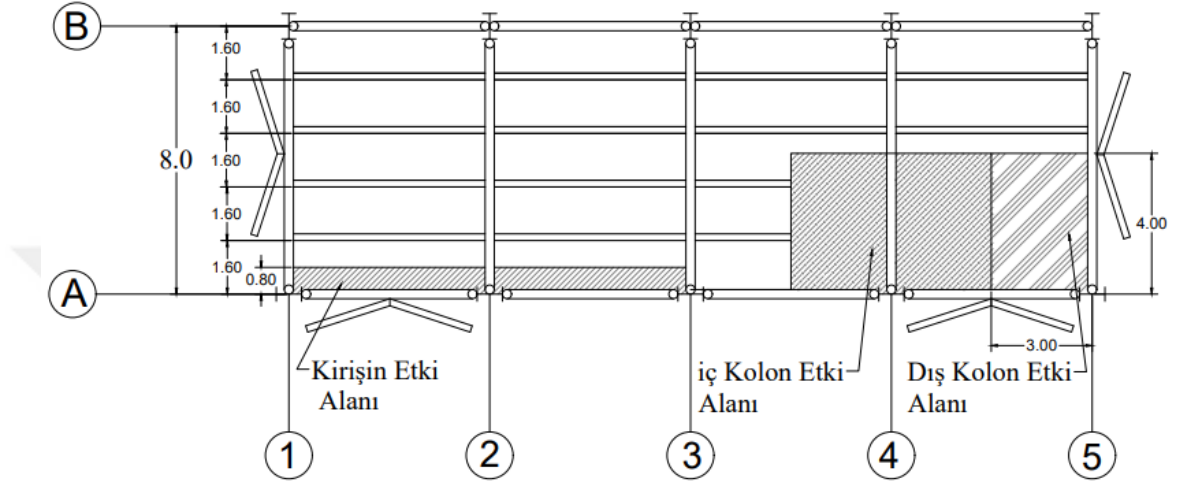
3.1.4. Düşey yükler

Çizelge 3.3'de yapıların sabit ve hareketli düşey yükleri verilmiştir. Hesabın kolaylığı açısından duvar yükleri yayılı yüklere dönüştürülerek birim alan için verilmiştir.

Çizelge 3.3. 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/m ²
	Toplan (G)	4.3	kN/m²
Normal Kat Döşemesi	Hareketli yük (Q)	2.0	kN/m²
	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/m ²

Çelik konstrüksiyon	0.8	kN/m ²
Duvarlar	1.5	kN/m ²
Toplan (G)	6.4	kN/m²
Hareketli yükü (Q)	2.0	kN/m²



Şekil 3.7. Kiriş ve kolon elemanların yük etki alanları

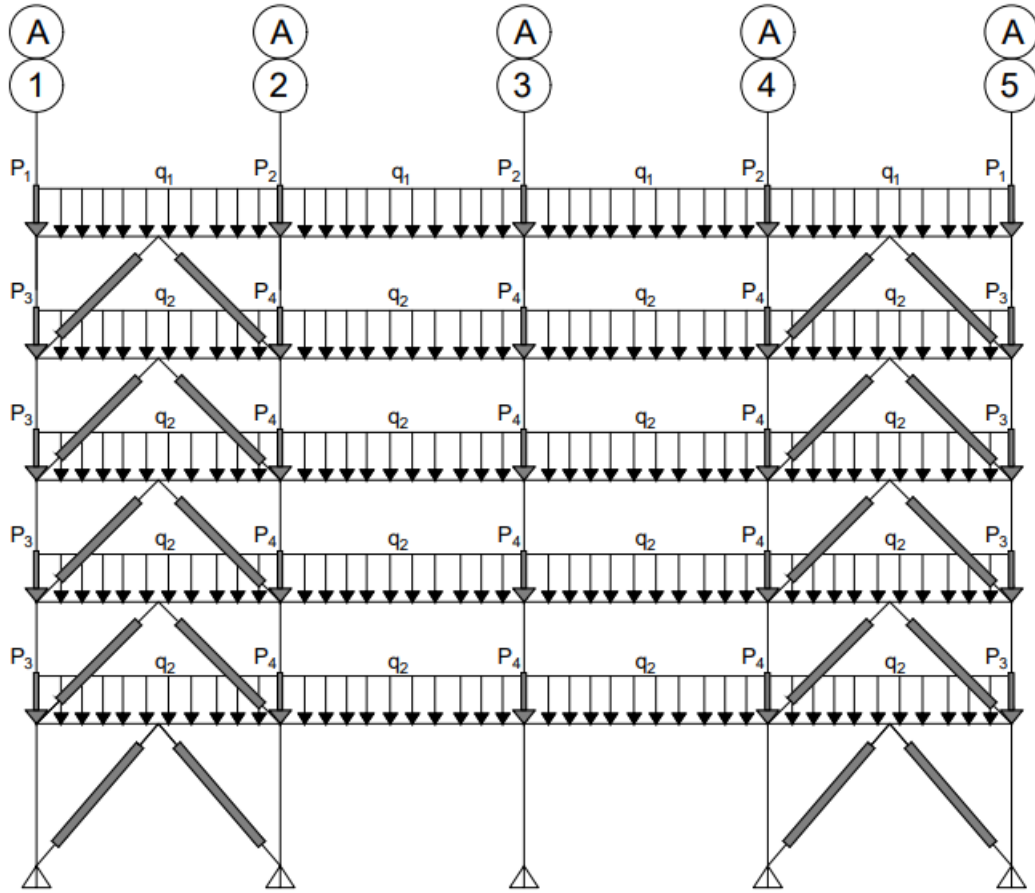
Çizelge 3.4. Kiriş üzerindeki yayılı yük

Kat	Kiriş Yüğü	Yük	Etki Alan	Yük
		kN/m ²	m	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 3.4'te 5 ve 10 katlı prototip binalara ait Şekil 3.7'de gösterilen kirişler üzerindeki yayılı yükler gösterilmiştir.

Çizelge 3.5. İç ve dış kolona etkiyen düşey yükler

Kat	Kolonlar	Yük	Kolonun Etki Alanı		Eksenel Kuvvet
			m	m	
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 BÖÇ'lü çerçeveye etkiyen düşey yükler

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

şGDT ile tasarımı yapılacak yeni yapıların n tasarımının yapılmış olması gerekmektedir. Bu nedenle yapıların n tasarımı Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımı kullanılarak yapılacaktır.

3.2.1. Prototip binaların dayanıma göre ön tasarımı

Geometrik zellikleri yukarıda verilen binalar konut olarak kullanılacaktır. Her iki yapıda 1.6 m aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana ereve kirişlerinin de bağlantısı mafsallıdır. Çaprazlar da hem ana kirişlere hem de kolonlara mafsallı bağlantılıdır. Kolonlar $\pm 0,00$ kotunda her iki eksen etrafında temele mafsallı olarak mesnetlenmiştir.

TBDY-2018'e göre konut olarak kullanılacak binalar için Tablo 3.1'den $BKS=3$ ve $I = 1.0$ olarak bulunur. Tablo 3.2'den $BKS = 3$ ve $S_{DS} \geq 0,75$ durumlarından her iki yapı için $DTS = 1$ elde edilir. 5 katlı yapı için 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 aynı tablodan $DTS=1$ ve $28 < H_N = 30,5 \leq 42$ olduğundan dolayı bina yükseklik sınıfı $BYS = 4$ olarak bulunur. Deprem etkilerinin tamamı her iki yapı için burkulması önlenmiş aprazlı çerçevelerle karşılandığı için TBDY-2018 Tablo 4.1 C14'te verilen $BYS \geq 2$ koşulu sağlanmaktadır. Bu yapılar için TBDY-2018 Tablo 3.4 kullanılarak $DTS = 1$ ve yeni yapılacak binalar 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

TBDY-2018 Tablo 4.4'te (DTS=1 ve $BYS \geq 4$) belirtilen gereksinimleri karşıladığı için, 5 ve 10 katlı prototip yapılar için 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 düzensizliğin kontrolünün yapılması gerekmektedir.

Çizelge 3.6. 5 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri

Kat	Alan m ²	h _i m	G kN/m ²	Q kN/m ²	w _i kNs ² /m ²	m _i 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
Σ					18950.40	1931.74

Çizelge 3.7. 10 katlı yapının kat ağırlıkları ve kat kütleleri

Kat	Alan m ²	h _i m	G kN/m ²	Q kN/m ²	w _i kNs ² /m ²	m _i 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
Σ					39110.40	3986.79

Çizelge 3.6 ve 3.7'de beş ve on katlı prototip binaların kat yükseklikleri ve alanları, katlarda etkiyen sabit ve hareketli yükler ile kat kütleleri ve ağırlıkları listelenmektedir. 5 katlı yapı analizi modelinden elde edilen hakim doğal titreşim periyodları $T_p^{(x)} = 1.024$ ve $T_p^{(y)} = 0.965$ 'dir. El hesabında ise $T_p^{(x)} = 1.15$ ve $T_p^{(y)} = 0.98$ çıkmaktadır. Buradaki farklılığın temel sebebi analiz programında rijit diyaframlar kolon ve ana kiriş birleşim noktalarına atanmıştır. Bunun nedeni ise x yönündeki çaprazlı ana kirişlerin yanal destek uçlarına ve y yönündeki ikincil kiriş birleşim noktalarına rijit diyafram atandığında ana kirişlerde basınç ve çekme kuvvetleri analiz programında elde edilememektir. İki boyutlu analizde periyotların el hesabına daha da yakın olduğu görülmüştür. 10 katlı yapıda ise yapı analizi modelinden elde edilen hakim doğal titreşim periyodları $T_p^{(x)} = 1.80$ ve $T_p^{(y)} = 1.54$ 'dir. Deprem hesabında dikkate alınacak yapının maksimum hakim doğal titreşim periyodu, TBDY-2018 4.7.3.2'de belirtildiği üzere ampirik hakim doğal titreşim periyodunun 1,4 katından fazla alınmayacaktır.

$$T_{pA} = C_t \cdot H_N^{3/4} \quad (3.1)$$

Denklem 3.1'de C_t katsayısı, taşıyıcı sistemi çelik çerçevelerden veya çaprazlı çelik çerçevelerden oluşan binalarda $C_t = 0.08$ 'i ve H_N ise yapı yüksekliğini temsil etmektedir. 5 katlı için T_{pA} değeri,

$$T_{pA} = C_t \cdot H_N^{3/4} = 0,08 \cdot (15,5)^{3/4} = 0,625s$$

$1,4 \cdot 0,625 = 0,875 < T_p^{(x)} = 1,024$ olduğu için yönetmeliğimiz gereği periyot değeri $1.4T_{pA} = 0,875s$ kullanılacaktır.

10 katlı için T_{pA} değeri,

$$T_{pA} = C_t \cdot H_N^{3/4} = 0,08 \cdot (30,5)^{3/4} = 1,038s$$

$1,4 \cdot 1,038 = 1,454 < T_p^{(x)} = 1,80$ olduğu için yönetmeliğimiz gereği periyot değeri $1.4T_{pA} = 1,454s$ kullanılacaktır.

Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeve sistemleri için taşıyıcı sistem davranış katsayısı TBDY-2018 Tablo 4.1'de $R=8$ olarak belirtilmiştir. TBDY 4.2.1'de belirtildiği üzere deprem yükü azaltma katsayısını hesaplamak için Denklem 3.2 kullanılmıştır.

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

TBDY 4.7.1'e göre, dikkate alınan sismik doğrultuda tüm yapıya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükünü (temel kesme kuvveti) belirlemek için Denklem 3.3 kullanılmıştır.

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

$S_{ae}(T)$ değeri bina periyodunun T_A ve T_B 'ye göre hesaplanan doğrultudaki durumu dikkate alınarak hesaplanmıştır.

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

5 katlı bina için,

$$T_B = 0,35s < T_p^{(x)} = T_p^{(y)} = 0,875s < T_L = 6s$$

$$S_{ae}^{(x)}(T) = S_{ae}^{(y)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,411}{0,875} = 0,470$$

Azaltılmış tasarım spektral ivmesi,

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

$$S_{aR}^{(x)} = \frac{S_{ae}^{(x)}(T)}{R_a(T)} = \frac{0,470}{8} = 0,0587$$

5 katlı bina için eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvveti,

$$V_{iE}^{(x)} = V_{iE}^{(y)} = m_t \cdot S_{aR}^{(x)}(T_p^{(x)}) = w \cdot S_{aR}^{(x)}(T_p^{(x)}) = 18950,40 \cdot 0,0587 = 1112,8kN$$

$$V_{iE}^{(x)}_{\min} = V_{iE}^{(y)}_{\min} = 0,04 \cdot m_t \cdot I \cdot S_{DS} \cdot g = 0,04 \cdot 1931,74 \cdot 1 \cdot 1,186 \cdot 9,81 = 899kN$$

Kontrol,

$$V_{iE}^{(x)} = V_{iE}^{(y)} = 1112,8kN > V_{iE}^{(x)}_{\min} = V_{iE}^{(y)}_{\min} = 899kN \Rightarrow \text{olduğundan } V_{iE}^{(x)} = 1112,8$$

alınmıştır.

10 katlı bina için eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvveti,

$$V_{tE}^{(x)} = V_{tE}^{(y)} = m_t \cdot S_{aR}^{(x)}(T_p^{(x)}) = w \cdot S_{aR}^{(x)}(T_p^{(x)}) = 39110,40 \cdot 0,0353 = 1382,3kN$$

$$V_{tE}^{(x)}_{\min} = V_{tE}^{(y)}_{\min} = 0,04 \cdot m_t \cdot I \cdot S_{DS} \cdot g = 0,04 \cdot 3986,79 \cdot 1 \cdot 1,186 \cdot 9,81 = 1854,8kN$$

Kontrol,

$$V_{tE}^{(x)} = V_{tE}^{(y)} = 1382,3kN < V_{tE}^{(x)}_{\min} = V_{tE}^{(y)}_{\min} = 1854,8kN \Rightarrow \text{olduğundan}$$

$$V_{tE}^{(x)}_{\min} = 1854,8 \text{ alınmıştır.}$$

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. katında (çatı katı) her iki yönde de etkiyen ek eşdeğer deprem yükünü elde etmek için Denklem 3.6 kullanılmıştır.

$$\Delta F_{NE} = 0,0075 N V_{tE} \quad (3.6)$$

$$\Delta F_{NE}^{(x)} = \Delta F_{NE}^{(y)} = 0,0075 \cdot 5 \cdot 1112,8 = 41,8kN$$

Denklem 3.7 ile ΔF_{NE} tepe kuvveti dışında kalan toplam eşdeğer deprem yükü, N. kattan itibaren binanın katlarına dağıtılır. Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri 5 katlı bina için Çizelge 3.8'de, 10 katlı için ise Çizelge 3.9'da verilmiştir.

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

Çizelge 3.8. 5 katlı binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$w_i H_i / \sum w_i H_i$	$F_{iE}^{(x)} = F_{iE}^{(y)}$ (kN)
Çatı	0.2532	312.92
4	0.2917	312.44
3	0.2217	237.45
2	0.1517	162.47
1	0.0817	87.48
Σ	1,000	1112.8

Çizelge 3.9. 10 katlı binanın katlarına etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Kat	$w_i H_i / \sum w_i H_i$	$F_{iE}^{(x)} = F_{iE}^{(y)}$ (kN)
Çatı	0.1327	306.51
9	0.1710	305.21
8	0.1523	271.92
7	0.1337	238.62
6	0.1150	205.33
5	0.0964	172.03
4	0.0777	138.73
3	0.0591	105.44
2	0.0404	72.14
1	0.0218	38.85
Σ	1,000	1854.8

Yapının (X) ve (Y) yönlerindeki ek dışmerkezlikler TBDY 4.5.10 uyarınca aşağıda hesaplanmıştır.

$$e_x = e_y = \pm 0,05 \cdot 24,0m = \pm 1,2m$$

Yük birleşimleri

Taşıyıcı sistem elemanlarının tasarımında deprem etkisini içeren yük birleşimleri TBDY 4.4.4.2'de Denklem 3.8 ve Denklem 3.9 ile tanımlanmıştır:

$$1.2G + Q + 0.2S + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(z)} \quad (3.8)$$

$$0.9G + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(z)} \quad (3.9)$$

Birbirine dik yatay doğrultuda deprem etkilerinin birleştirilmesinde TBDY-2018 bölüm 4.4.2'de belirtilen kurallar geçerlidir. Bu depremlerin (X) ve (Y) yatay yönlerinde birleşimleri Denklem 3.10 ve 3.11'de belirtildiği gibi yapılacaktır.

$$E_d^{(H)} = \pm E_d^{(x)} \pm 0.3E_d^{(y)} \quad (3.10)$$

$$E_d^{(H)} = \pm 0.3E_d^{(x)} \pm E_d^{(y)} \quad (3.11)$$

TBDY 4.4.3'e göre binanın düşey deprem etkisi hesaplanmıştır. Bu yapı için TBDY 4.4.3.1'de belirtilen özel durumlardan biri olmadığından, düşey deprem etkisini yaklaşık olarak hesaba katmak için Denklem 3.12 kullanılacaktır.

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

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

TBDY 9.2.5.1 uyarınca deprem etkisi içeren yük birleşimlerinde hareketli yükler 5 kN/m²'den küçük olduğu için %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 3.10. 5 ve 10 katlı 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), \pm %5 dışmerkezlilik etkisi dikkate alınarak uygulanmıştır. 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.

$Y_i =$ YDKT veya GKT yük birleşimleri ile belirlenen (i) kat döşemesine etkiyen toplam düşey yük, $\alpha = 1.0$ ve i. kat numaralarını göstermek üzere, $N = 0.002\alpha Y_i$

TBDY 9.6.2 uyarınca, burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçevelerin kolon, kiriş ve birleşimlerinin boyutlandırılmasında gerekli dayanımlar, TBDY 9.2.6 esas alınarak belirlenmiştir. TBDY 9.2.6'ya göre, gerekli dayanımlar, deprem etkilerinin dayanım fazlalığı katsayısı ile çarpılarak büyütülmesi ile belirlenen iç kuvvetlerin TBDY 9.2.5'te tanımlanan yük birleşimlerinde kullanılmasıyla elde edilmiştir. Ancak, bu iç kuvvetler mekanizma durumu ile uyumlu iç kuvvetlerden daha büyük alınmayacaktır. Ayrıca, yönetmeliğin ilgili maddelerinde açıklandığı yerlerde, gerekli dayanımlar, mekanizma durumu esas alınarak hesaplanan iç kuvvetlerin TBDY 9.2.5'te tanımlanan yük

birleşimlerinde kullanılmasıyla elde edilecektir. Kapasite tasarımı ilkesinin gereği olarak, pekleşme ve malzeme dayanım artışı etkileri de gözönüne alınarak tanımlanan mekanizma durumu ile uyumlu iç kuvvetler, TBDY 9.9.2.1 ve TBDY 9.9.3.2'ye göre belirlenmiştir.

TBDY Tablo 4.1'e göre, deprem etkilerinin tamamının burkulması önlenmiş merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı binalar için dayanım fazlalığı katsayısı, $D = 2.5$ değerini almaktadır.

Sistem analizleri SAP2000 bilgisayar yazılımı kullanılarak gerçekteştirilmiştir. Aşağıdaki bölümlerde, analiz sonuçları değerlendirilerek, görel kat ötelemeleri ve ikinci mertebe etkileri kontrol edilecektir.

Çelik elemanların tasarımı

Bu bölümde Şekil 3.1'de planları verilen 5 ve 10 katlı prototip binaların kesitlerinin tasarım hesapları verilmiştir.

Ek 1'de BÖÇ, kiriş ve kolonların detaylı el hesapları yapılmıştır. A-A aksının kesit detayları BÖÇ'ler için Çizelge 3.11 ve Çizelge 3.14'te, çaprazlı kirişler için Çizelge 3.12 ve Çizelge 3.15, çaprazlı iç kolonlar için ise Çizelge 3.13 ve Çizelge 3.16'da verilmiştir.

Çizelge 3.11. 5 katlı binanın burkulması önlenmiş çapraz kesitlerin tasarım detayları

Kat	Pr Sistem (NL)	$A_{scmin} = P_{y_{sc}} / (F_{y_{sc}} * \phi)$	Seçilen Kesit	b	h	Asc (Seçilen Kesit)
	kN	mm ²		mm	mm	mm ²
5	64.91	306.92	BÖÇ20x20	20	20	400
4	123.91	585.85	BÖÇ20x30	20	30	600
3	178.33	843.17	BÖÇ20x45	20	45	900
2	207.03	978.85	BÖÇ20x50	20	50	1000
1	251.65	1189.83	BÖÇ20x60	20	60	1200

Çizelge 3.12. 5 katlı binanın çaprazlı kiriş kesitlerinin tasarım detayları

Kat	P kN	M3 kNm	Seçilen Kesit	Kapasite
5	-125.47	-5.12	HE160B	0.11
4	-229.94	-8.36	HE160B	0.19
3	-323.08	-9.33	HE160B	0.36
2	-366.87	-9.20	HE160B	0.40
1	-398.77	-10.52	HE160B	0.44

Çizelge 3.13. 5 katlı binanın çaprazlı iç kolon kesitlerinin tasarım detayları

Kat	P kN	M3 kN-m	Seçilen Kesit	Kapasite
5	-161.85	-6.29	HE200B	0.10
4	-503.29	-6.29	HE200B	0.36
3	-949.40	3.64	HE200B	0.63
2	-1490.58	9.65	HE280B	0.54
1	-2084.44	9.64	HE280B	0.77

Çizelge 3.14. 10 katlı binanın burkulması önlenmiş çapraz kesitlerin tasarım detayları

Kat	Pr Sistem (NL) kN	Ascmin=Pysc/(Fysc*φ) mm ²	Seçilen Kesit	b mm	h mm	Asc (Seçilen Kesit) mm ²
10	67.08	317.15	BÖÇ20x25	20	25	500
9	125.46	593.21	BÖÇ20x35	20	35	700
8	189.90	897.85	BÖÇ20x55	20	55	1100
7	240.61	1137.61	BÖÇ20x65	20	65	1300
6	280.88	1328.05	BÖÇ20x70	20	70	1400
5	321.64	1520.74	BÖÇ20x80	20	80	1600
4	345.30	1632.64	BÖÇ20x85	20	85	1700
3	366.59	1733.30	BÖÇ20x90	20	90	1800
2	378.97	1791.80	BÖÇ20x95	20	95	1900
1	443.80	2098.36	BÖÇ20x105	20	105	2100

Çizelge 3.14’de bazı kesitler Çizelge 3.27’de de görüleceği üzere TBDY-2018 de belirtilen etkin görelî kat öteleme kontrolünün sağlanması amacıyla gerekli alandan daha büyük kesitler seçilmiştir.

Çizelge 3.15. 10 katlı binanın çaprazlı kiriş kesitlerinin tasarım detayları

Kat	P kN	M3 kNm	Seçilen Kesit	Kapasite
10	-140.60	-5.47	HE160B	0.13
9	-246.70	-8.60	HE160B	0.30
8	-365.83	-9.48	HE160B	0.41
7	-454.11	-9.26	HE160B	0.49
6	-519.51	-9.50	HE160B	0.54
5	-585.10	-9.75	HE160B	0.60
4	-619.60	-9.53	HE160B	0.63
3	-647.57	-9.66	HE160B	0.65
2	-660.49	-9.47	HE160B	0.66
1	-699.40	-9.76	HE160B	0.70

Çizelge 3.16. 10 katlı binanın çaprazlı iç kolon kesitlerinin tasarım detayları

Kat	P kN	M3 kN-m	Seçilen Kesit	Kapasite
10	-161.44	-6.01	HE200B	0.09
9	-497.34	-6.02	HE200B	0.35
8	-934.74	3.09	HE200B	0.61
7	-1478.56	-3.32	HE300B	0.45
6	-2109.49	7.54	HE300B	0.64
5	-2813.13	7.57	HE300B	0.85
4	-3590.56	24.46	HE450B	0.76
3	-4411.87	44.92	HE450B	0.95
2	-5274.58	75.71	HE700B	0.82
1	-6161.47	75.70	HE700B	0.98

İkincil ara kirişler 5 ve 10 katlı yapının tüm katlarında IPE300 alınmıştır.

Çizelge 3.17. 5 katlı binanın A ve D aksları tüm kesitler

Kat	BÖÇ	Çaprazlı Kiriş	Tüm Kolonlar	Ana Kiriş
5	BÖÇ20x20	HE160B	HE200B	IPE300
4	BÖÇ20x30	HE160B	HE200B	IPE300
3	BÖÇ20x45	HE160B	HE200B	IPE300
2	BÖÇ20x50	HE160B	HE280B	IPE300
1	BÖÇ20x60	HE160B	HE280B	IPE300

Çizelge 3.18. 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 3.19. 5 katlı binanın 1 ve 5 aksları tüm kesitler

Kat	BÖÇ	Çaprazlı Kiriş	Tüm Kolonlar	Ana Kiriş
5	BÖÇ20x20	HE160B	HE200B	HE360B
4	BÖÇ20x30	HE160B	HE200B	HE360B
3	BÖÇ20x45	HE160B	HE200B	HE360B
2	BÖÇ20x50	HE180B	HE280B	HE360B
1	BÖÇ20x60	HE180B	HE280B	HE360B

Çizelge 3.20. 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 3.21. 10 katlı binanın A ve D aksları tüm kesitler

Kat	BÖÇ	Çaprazlı Kiriş	Tüm Kolonlar	Ana Kiriş
10	BÖÇ20x25	HE160B	HE200B	IPE300
9	BÖÇ20x35	HE160B	HE200B	IPE300
8	BÖÇ20x55	HE160B	HE200B	IPE300
7	BÖÇ20x65	HE160B	HE300B	IPE300
6	BÖÇ20x70	HE160B	HE300B	IPE300
5	BÖÇ20x80	HE160B	HE300B	IPE300
4	BÖÇ20x85	HE160B	HE450B	IPE300
3	BÖÇ20x90	HE160B	HE450B	IPE300
2	BÖÇ20x95	HE160B	HE700B	IPE300
1	BÖÇ20x105	HE160B	HE700B	IPE300

Çizelge 3.22. 10 katlı binanın B ve C aksları tüm kesitler

Kat	Tüm Kolonlar	Ana Kiriş
10	HE200B	IPE300
9	HE200B	IPE300
8	HE200B	IPE300
7	HE300B	IPE300

6	HE300B	IPE300
5	HE300B	IPE300
4	HE450B	IPE300
3	HE450B	IPE300
2	HE700B	IPE300
1	HE700B	IPE300

Çizelge 3.23. 10 katlı binanın 1 ve 5 aksları tüm kesitler

Kat	BÖÇ	Çaprazlı Kiriş	Tüm Kolonlar	Ana Kiriş
10	BÖÇ20x25	HE160B	HE200B	HE360B
9	BÖÇ20x35	HE160B	HE200B	HE360B
8	BÖÇ20x55	HE160B	HE200B	HE360B
7	BÖÇ20x65	HE160B	HE300B	HE360B
6	BÖÇ20x70	HE160B	HE300B	HE360B
5	BÖÇ20x80	HE160B	HE300B	HE360B
4	BÖÇ20x85	HE160B	HE450B	HE360B
3	BÖÇ20x90	HE160B	HE450B	HE360B
2	BÖÇ20x95	HE160B	HE700B	HE360B
1	BÖÇ20x105	HE160B	HE700B	HE360B

Çizelge 3.24. 10 katlı binanın 2,3 ve 4 aksları tüm kesitler

Kat	Tüm Kolonlar	Ana Kiriş
10	HE200B	HE360B
9	HE200B	HE360B
8	HE200B	HE360B
7	HE300B	HE360B
6	HE300B	HE360B
5	HE300B	HE360B
4	HE450B	HE360B
3	HE450B	HE360B
2	HE700B	HE360B
1	HE700B	HE360B

Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Etkin görelî kat kontrolü TBDY bölüm 4.9'a göre yapılmıştır. Ardışık iki kat arasındaki yatay yer değiştirme farkını gösteren azaltılmış görelî kat ötelemesi, TBDY 4.9'a göre bina çerçevesindeki herhangi bir kolon için Denklem 3.13 kullanılarak hesaplanır.

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

$u_i^{(x)}$ ve $u_{i-1}^{(x)}$ her bir deprem yönüne göre, binanın ardışık iki katında herhangi bir kolonun uçlarında azaltılmış deprem yüklerinin neden olduğu en büyük yatay yer değiştirmelerdir. Çizelge 3.25, 3.26, 3.27 ve 3.28'te %5 ek dışmerkezlilik ile uygulanan azaltılmış deprem yükleri kullanılarak, 5 ve 10 katlı yapıların her deprem doğrultusundaki $\Delta_i^{(x)}$ ve $\Delta_i^{(y)}$ yer değiştirmelerinin maksimum değerleri sayısal olarak verilmiştir.

Denklem 3.14, hesabı yapılacak deprem yönü için gerekli olan binanın i. katındaki kolonların etkin görelî kat ötelenmesini belirlemek için kullanılır.

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

Çizelge 3.25. 5 katlı binanın (X) doğrultusundaki etkin görelî kat öteleme kontrolü

Kat	H _i	U _{ix}	Δ _{ix}	δ _{ix} =R/I. Δ _{ix}	δ _{ix} /h	(δ _{ix} /h) _{max}	λ	≤0.016 k/λ
Birim	mm	mm	mm	mm				
Çatı	3000.0	27.60	4.88	39.06	0.0130			
4	3000.0	22.71	5.90	47.17	0.0157			
3	3000.0	16.82	5.55	44.44	0.0148	0.0157	0.387	0.02068
2	3000.0	11.26	5.53	44.22	0.0147			
1	3500.0	5.74	5.74	45.89	0.0131			

Çizelge 3.26. 5 katlı binanın (Y) doğrultusundaki etkin görelî kat öteleme kontrolü

Kat Birim	H _i mm	U _{iy} mm	Δ _{iy} mm	δ _{iy} =R/I. Δ _{iy} mm	δ _{iy} /h	(δ _{iy} /h) _{max}	λ	≤0.016 k/λ
Çatı	3000.0	24.50	4.20	33.62	0.0112			
4	3000.0	20.30	5.22	41.74	0.0139			
3	3000.0	15.08	5.00	39.99	0.0133	0.0139	0.387	0.02068
2	3000.0	10.08	5.00	40.04	0.0133			
1	3500.0	5.08	5.08	40.61	0.0116			

Çizelge 3.27. 10 katlı binanın (X) doğrultusundaki etkin görelî kat öteleme kontrolü

Kat Birim	H _i mm	U _{ix} mm	Δ _{ix} mm	δ _{ix} =R/I. Δ _{ix} mm	δ _{ix} /h	(δ _{ix} /h) _{max}	λ	≤0.016 k/λ
Çatı	3000.0	69.96	6.71	53.71	0.018			
9	3000.0	63.25	7.75	61.98	0.021			
8	3000.0	55.50	7.49	59.93	0.020			
7	3000.0	48.01	7.64	61.08	0.020			
6	3000.0	40.37	7.71	61.66	0.021			
5	3000.0	32.66	7.30	58.36	0.019	0.02066	0.387	0.02068
4	3000.0	25.37	6.92	55.39	0.018			
3	3000.0	18.45	6.39	51.12	0.017			
2	3000.0	12.05	5.80	46.42	0.015			
1	3500.0	6.25	6.25	50.02	0.014			

Çizelge 3.28. 10 katlı binanın (Y) doğrultusundaki etkin görelî kat öteleme kontrolü

Kat Birim	H _i mm	U _{iy} mm	Δ _{iy} mm	δ _{iy} =R/I. Δ _{iy} mm	δ _{iy} /h	(δ _{iy} /h) _{max}	λ	≤0.016 k/λ
Çatı	3000.0	54.71	4.82	38.57	0.0129			
9	3000.0	49.89	4.74	37.94	0.0126			
8	3000.0	45.14	5.28	42.28	0.0141	0.01649	0.387	0.02068
7	3000.0	39.86	5.97	47.74	0.0159			
6	3000.0	33.89	6.18	49.47	0.0165			

5	3000.0	27.71	5.98	47.84	0.0159
4	3000.0	21.73	5.76	46.05	0.0153
3	3000.0	15.97	5.46	43.65	0.0146
2	3000.0	10.52	5.07	40.52	0.0135
1	3500.0	5.45	5.45	43.61	0.0125

δ_i/h_i oranlarının maksimum değerleri yukarıdaki çizelgelerde verilmiştir. 5 katlı bina için $(\delta_i^{(x)}/h_i)_{\text{maks}} = 0.0157$ ve 10 katlı bina için $(\delta_i^{(x)}/h_i)_{\text{maks}} = 0.02066$. Dolgu duvarlar ve çerçeve elemanları arasında boşluk ve esnek derz olmaması için TBDY 4.9.1.3'e göre Denklem 3.15 ve 3.16 sağlanmalıdır.

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

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

λ yapının dikkate alınan sismik yönündeki hakim titreşim periyoduna göre DD-3 deprem yer hareketinin elastik tasarım spektral ivmesinin DD-2 deprem yer hareketinin elastik tasarım spektral ivmesine oranıdır. TBDY-2018'e göre çelik yapılar için k katsayısı 0,5'dir. Aşağıda X yönü için 5 katlı yapının λ katsayısı hesabı verilmiştir.

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

$$T_B = 0,350s < T_p^{(X)} = 0,875 < T_L = 6s \rightarrow S_{ae}^{(x)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,411}{0,875} = 0,470$$

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

$$T_B = 0,32s < T_p^{(X)} = 0,875 < T_L = 6s \rightarrow S_{ae}^{(x)}(T) = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,159}{0,875} = 0,182$$

$$\lambda^{(x)} = \frac{S_{ae}^{(x)}(T)_{DD-3}}{S_{ae}^{(x)}(T)_{DD-2}} = \frac{0,182}{0,470} = 0,387$$

$$\frac{\delta_{i,\text{maks}}^{(x)}}{h_i} = 0,0157 < (0,016.k) / \lambda^{(x)} = 0,008 / 0,387 = 0,02068$$

Yukarıdaki işlemlerde görüldüğü gibi 5 katlı bina için X yönünde ($0.0157 < 0.02068$) etkin görelî kat ötelemeleri koşulu sağlanmıştır.

İkinci mertebe etkileri

TBDY 4.9.2'ye göre, her iki yapıda dikkate alınan deprem yönünde ikinci mertebe gösterge değeri Denklem 3.17 ile hesaplanmıştır.

$$\theta_{li}^{(x)} = \frac{(\Delta_i^{(x)})_{ort} \sum_{k=1}^N W_k}{V_i^{(x)} h_i} \quad (3.17)$$

Çizelge 3.29. 5 katlı binanın ikinci mertebe gösterge değerleri

Kat	h_i (mm)	$V_i^{(x)}$ (kN)	$\sum_{k=i}^N W_k$	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ (mm)	$\theta_{\eta,i}^x$
Çatı	3000	312.9	2822	4.69	0.0141
4	3000	625.4	6854	5.65	0.0206
3	3000	862.8	10886	5.32	0.0224
2	3000	1025.3	14918	5.28	0.0256
1	3500	1112.8	18950	5.48	0.0267

Çizelge 3.30. 10 katlı binanın ikinci mertebe gösterge değerleri

Kat	h_i (mm)	$V_i^{(x)}$ (kN)	$\sum_{k=i}^N W_k$	$(\Delta_i^{(x)})_{ort}$ (mm)	$\theta_{\eta,i}^x$
Çatı	3000	306.5	2822	6.502	0.0200
9	3000	611.7	6854	7.520	0.0281
8	3000	883.6	10886	7.248	0.0298
7	3000	1122.3	14918	7.365	0.0326

6	3000	1327.6	18950	7.424	0.0353
5	3000	1499.6	22982	7.019	0.0359
4	3000	1638.3	27014	6.653	0.0366
3	3000	1743.8	31046	6.129	0.0364
2	3000	1815.9	35078	5.555	0.0358
1	3500	1854.8	39110	5.981	0.0360

TBDY 4.9.2.2 uyarınca analiz sonucu tüm katlarda bulunan ikinci merteye etki değerlerinin en büyüğü Denklem 3.18’de verilen koşulun sağlanması halinde dikkate alınmayabilir.

$$\theta_{||i,maks}^{(x)} \leq 0,12 \frac{D}{C_h R} \quad (3.18)$$

C_h değeri çelikler yapılar için $C_h= 1$ ’dir. TBDY Tablo 4.1 uyarınca, Dayanım Fazlalığı değeri ise $D = 2.5$ alınmıştır.

5 katlı yapı için;

$$\theta_{||i,maks}^{(x)} = 0.0267 \leq 0.12 \frac{2.5}{1.0 \times 8} = 0.038$$

10 katlı yapı için;

$$\theta_{||i,maks}^{(x)} = 0.0366 \leq 0.12 \frac{2.5}{1.0 \times 8} = 0.038$$

Yukarıdaki koşullar 5 ve 10 katlı yapılarda sağlanmakla beraber, ikinci merteye etkilerin ÇYTHYE 6.1 uyarınca dikkate alınması gerektiğinden ikinci merteye etkileri dikkate alınmıştır.

Burulma düzensizliği (A1 düzensizliği) kontrolü

Çizelge 3.17 ve 18’de görüldüğü üzere A1 düzensizliği katsayısı (η_{bi}) 1.2’den küçük çıkmıştır.

Çizelge 3.31. 5 katlı binanın burulma düzensizliği katsayıları

Kat	$(\Delta_i^{(x)})_{\text{ort}}$ mm	$(\Delta_i^{(x)})_{\text{maks}}$ mm	(X) Yönü η_{bi}
Çatı	4.69	4.88	1.04
4	5.65	5.90	1.04
3	5.32	5.56	1.04
2	5.28	5.53	1.05
1	5.48	5.74	1.05

Çizelge 3.32. 10 katlı binanın burulma düzensizliği katsayıları

Kat	$(\Delta_i^{(x)})_{\text{ort}}$ mm	$(\Delta_i^{(x)})_{\text{maks}}$ mm	(X) Yönü η_{bi}
Çatı	6.50	6.71	1.03
9	7.52	7.75	1.03
8	7.25	7.49	1.03
7	7.37	7.64	1.04
6	7.42	7.71	1.04
5	7.02	7.30	1.04
4	6.65	6.92	1.04
3	6.13	6.39	1.04
2	5.55	5.80	1.04
1	5.98	6.25	1.05

Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (yumuşak kat) kontrolü

Çizelge 3.33 ve 3.34’de X deprem doğrultusu için rijitlik düzensizliği katsayıları verilmiştir.

Çizelge 3.33. 5 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_{ki+1}
Çatı	3.0	0.0047	0.0016	0.83	-
4	3.0	0.0056	0.0019	1.06	1.20
3	3.0	0.0053	0.0018	1.01	0.94
2	3.0	0.0053	0.0018	1.12	0.99
1	3.5	0.0055	0.0016	-	0.89

Çizelge 3.34. 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_{ki+1}
Çatı	3.0	0.0065	0.0022	0.86	-
9	3.0	0.0075	0.0025	1.04	1.16
8	3.0	0.0072	0.0024	0.98	0.96
7	3.0	0.0074	0.0025	0.99	1.02
6	3.0	0.0074	0.0025	1.06	1.01
5	3.0	0.0070	0.0023	1.05	0.95
4	3.0	0.0067	0.0022	1.09	0.95
3	3.0	0.0061	0.0020	1.10	0.92
2	3.0	0.0056	0.0019	1.08	0.91
1	3.5	0.0060	0.0017	-	0.92

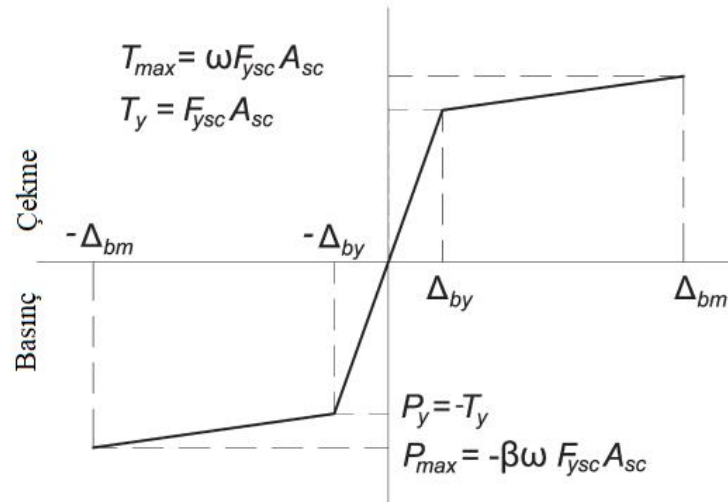
Çizelgelerden de görüleceği üzere her iki yapıda da yumuşak kat (B2 düzensizliği) yoktur ($\eta_{ki} < 2.0$).

3.2.2. Statik itme analizi ile sistem performansının belirlenmesi

Ön tasarımı DGT yöntemi ile yapılan 5 ve 10 katlı prototip binaların performans noktaları *Sabit Tek Modlu İtme Yöntemi* ile bulunmuştur. TBDY-2018 5.5.2.1'e göre *Tek Modlu İtme Yöntemleri* için $BYS \geq 5$ koşulu sağlanmalıdır. 10 katlı yapıda bu koşul sağlanmamakla birlikte (BYS=4) PTPT ve ŞGDT yöntemlerinin kıyası yapıldığı için bu yöntem kullanılmıştır. Ön tasarımı yapılan binaların analiz sonucunda performans hedeflerini sağlayıp sağlamadıkları kontrol edilmiştir.

Plastik mafsal modeli

Şekil 3.9'da BÖÇ elemanı için kuvvet-deformasyon ilişkisi verilmiştir. BÖÇ'lerin çekme ve basınç akma dayanımları aynıdır. Ancak şekilden de görüldüğü gibi kopma dayanımları, akma sonrası basınç dayanımı düzeltme katsayısı, β , ve çekme düzeltme katsayısı, ω , ile basınç ve çekme için farklı kapasite değerleri almaktadır. Bu değerler deneyler sonucunda elde edilmektedir. Ek 1'de DGT de belirtildiği gibi $\omega=1.42$, $\beta=1.14$ olarak belirlenmiştir. Beklenen akma dayanımı artırma katsayısı, R_y , malzeme dayanımı deneyler sonucu ile belirlendiğinden 1.00 olarak alınmıştır. Çizelge 2.3'de belirtildiği gibi BÖÇ için şekildeğiştirme sınır değerleri TBDY-2018'de belirtilmiştir.



Şekil 3.9. BÖÇ kuvvet-deformasyon ilişkisi (AISC 341-10)

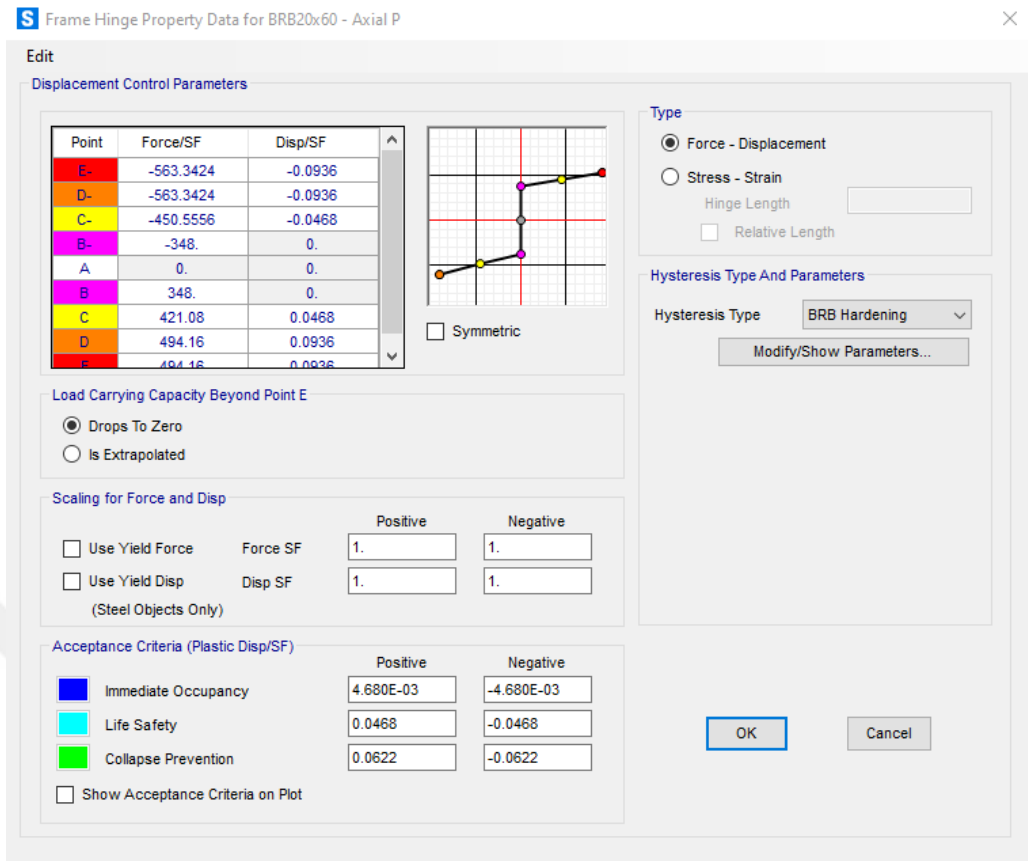
Şekil 3.10 ve Şekil 3.11’de örnek olarak SAP2000 programı ile 5 ve 10 katlı yapının 1. kata ait burkulması önlenmiş çapraz elemanların tanımlanan plastik mafsal sınır değerleri gösterilmiştir. Çizelge 3.35’te plastik mafsal sınır değerleri, Çizelge 3.36’da ise eksenel plastik şekildeğiştirme sınırları verilmiştir.

Çizelge 3.35. Plastik mafsal sınır değerleri

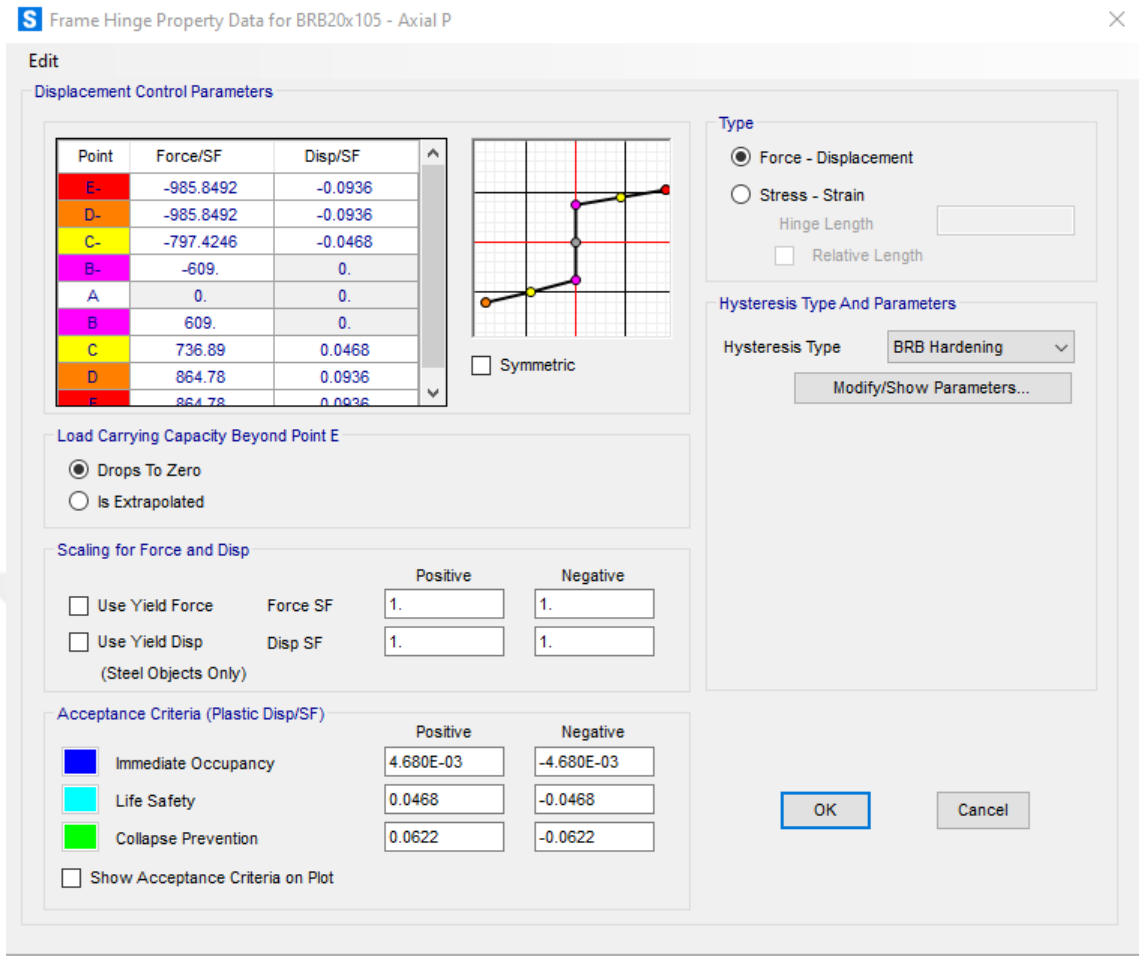
Numune	SH mm	KH mm	GÖ mm
BÖÇ20x60	4.68	46.80	62.24
BÖÇ20x105	4.68	46.80	62.24

Çizelge 3.36. Eksenel plastik şekildeğiştirme sınırları

Numune	L mm	L _{ysc} mm	L _{ysc} /L	A _{sc} mm ²	F _{ysc} MPa	P _{ysc} kN	R _y	E MPa	Δ _{by} mm	w	β	T _{max} kN	P _{max} kN
BÖÇ20x60	4610	3227	0.7	1200	290	348	1	200000	4.68	1.42	1.14	494.16	563.34
BÖÇ20x105	4610	3227	0.7	2100	290	609	1	200000	4.68	1.42	1.14	864.78	985.85



Şekil 3.10. SAP 2000 programında 5 katlı binanın 1. kat BÖÇ için plastik mafsals tanımları

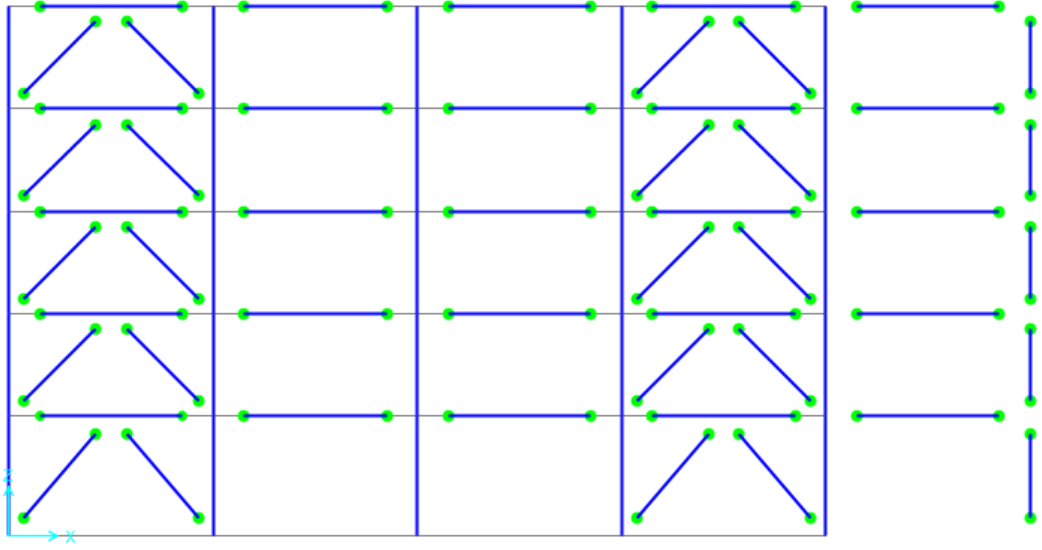


Şekil 3.11. SAP 2000 programında 10 katlı binanın 1. kat BÖÇ için plastik mafsalları tanımlama ekranı

Yapıların kolon uçlarına ve kiriş orta noktalarına plastik mafsalları, program tarafından otomatik olarak P-M3 plastik mafsalları tipi seçilerek tanımlanmıştır.

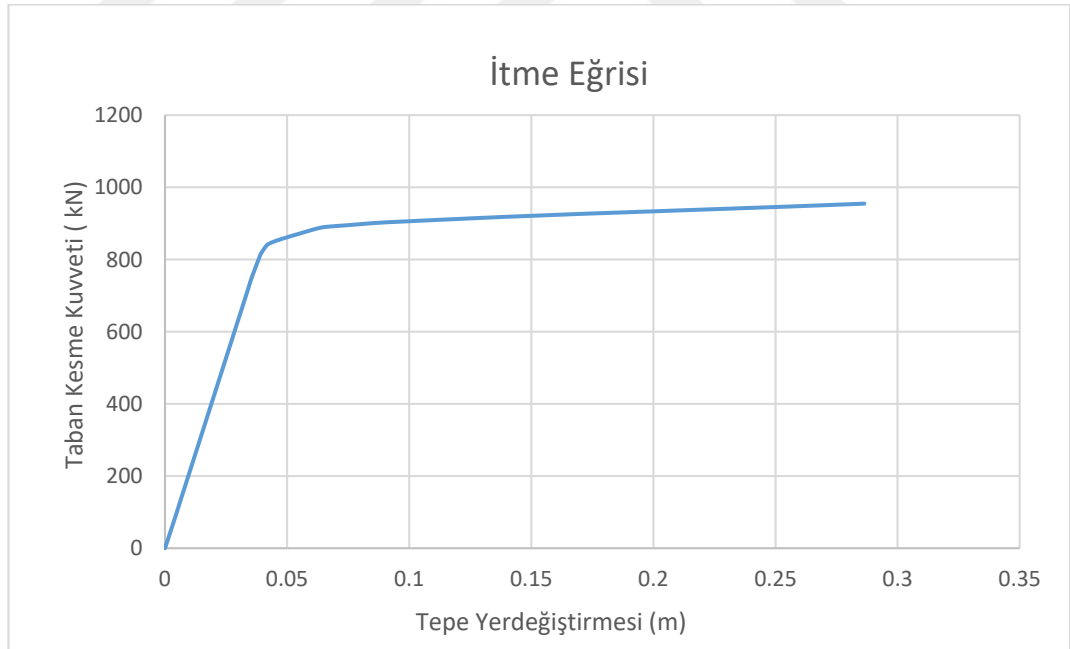
İkinci mertebe etkileri

Sabit Tek Modlu İtme Yöntemi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerinde iki boyutlu yapı kullanılarak performanslar belirlenmiştir. Seçilen iki boyutlu çerçeve binanın yarısını temsil etmektedir. İki boyutlu yapıda yanal yük taşıyan BÖÇ'lü çerçevelerin dışında kalan ve sadece düşey yük taşıyan kolonların (leaning column), sistemde ikinci mertebe etkilerine katkıları olmaktadır. Bu kolonların ikinci mertebe etkilerine katkılarını dikkate almak için analiz modelinde BÖÇ'lü çerçeveye Şekil 3.12'de gösterildiği gibi tüm katlarda mafsallı olarak bağlanmıştır. Leaning kolonunun herhangi bir yanal rijitliğe etkisi yoktur.



Şekil 3.12. Leaning kolon modeli

Gerçekleştirilen statik analiz sonucunda 5 katlı prototip binanın itme eğrisi, Şekil 3.13'te gösterilmiştir.



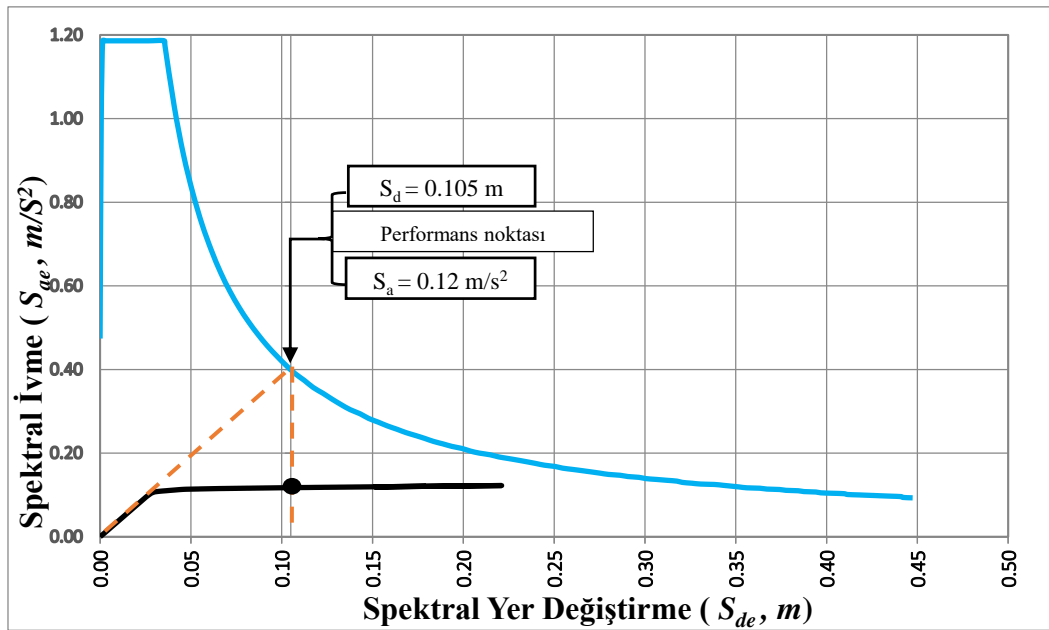
Şekil 3.13. 5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın itme eğrisi

Şekil 3.6’da verilen 5 katlı deprem yatay elastik tasarım spektrumu ile Şekil 3.13’te bulunan yapının itme kapasite eğrisi aynı şekil üzerinde birleştirilebilmesi için eksen dönüşümleri yapılmıştır.

Çizelge 3.37. 5 katlı binanın kapasite eğrisi dönüşümü

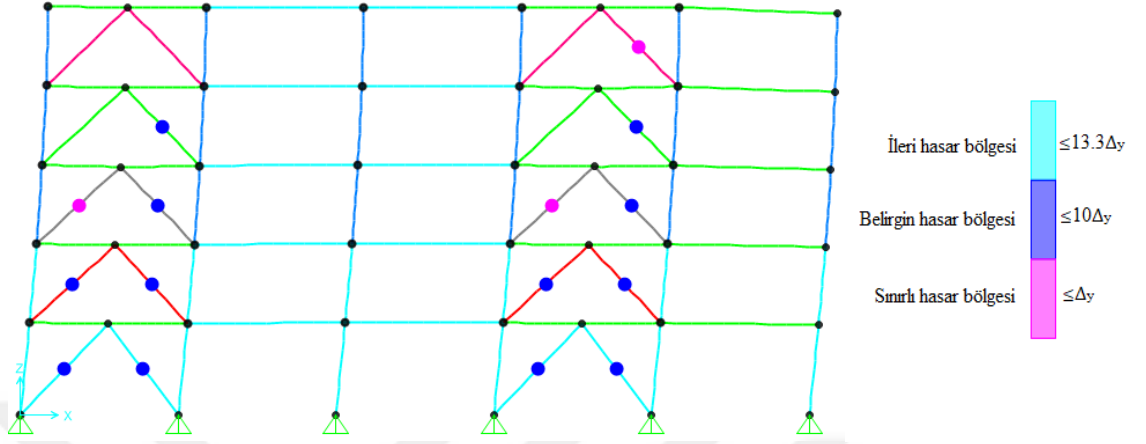
Kat	w (kN)	ϕ_{ixl} (m)	M_1	L_1	Γ_1	M_1^*
5	1411.2	0.0466				
4	2016	0.0387				
3	2016	0.0289				
2	2016	0.0195	0.89	26.69	29.944	799.28
1	2016	0.0101				
Σ	9475.20					

Çizelge 3.37’e verilen parametreler ile yer değiştirme-taban kesme kuvveti eğrisi, kapasite spektral yerdeğiştirme-spektral ivme eğrisine çevrilerek sistemin performans noktası bulunmuştur.



Şekil 3.14. 5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktası

Şekil 3.14'den görüldüğü üzere yapının performans noktasında oluşan plastik mafsalların hasar durumları Şekil 3.15'te gösterilmiştir.



Şekil 3.15. 5 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar

5 katlı yapı için Çizelge 3.38'de BÖÇ'lerin hasar bölgeleri, Çizelge 3.39 ve 3.40'da ise sırası ile kiriş ve kolonların hasar bölgeleri yüzdelik olarak verilmiştir.

Çizelge 3.38. 5 katlı binanın BÖÇ eleman hasar durumları

Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
5	25%	0%	0%	0%	75%
4	0%	50%	0%	0%	50%
3	50%	50%	0%	0%	0%
2	0%	100%	0%	0%	0%
1	0%	100%	0%	0%	0%
Σ	15%	60%	0%	0%	25%

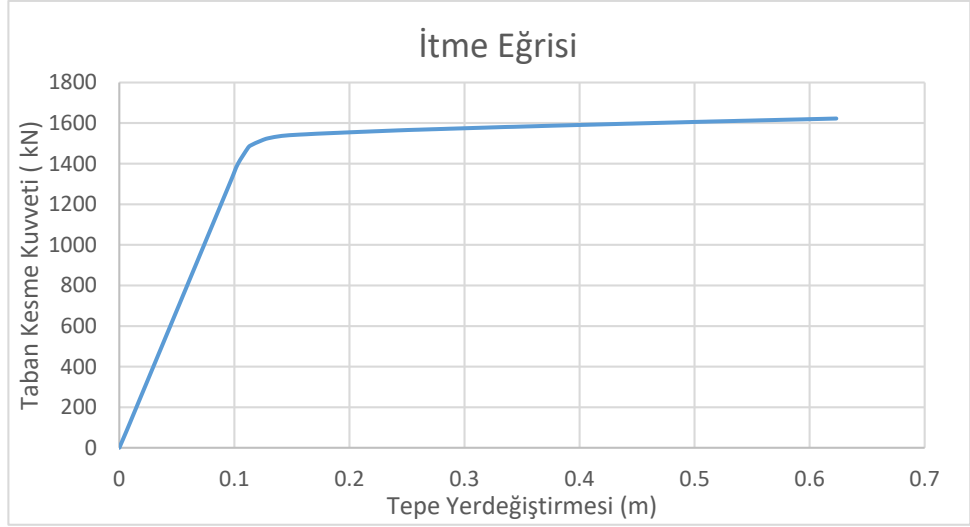
Çizelge 3.39. 5 katlı binanın BÖÇ'lü kiriş eleman hasar durumları

Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
5	0%	0%	0%	0%	100%
4	0%	0%	0%	0%	100%
3	0%	0%	0%	0%	100%
2	0%	0%	0%	0%	100%
1	0%	0%	0%	0%	100%
Σ	0%	0%	0%	0%	100%

Çizelge 3.40. 5 katlı binanın BÖÇ'lü kolon eleman hasar durumları

Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
5	0%	0%	0%	0%	100%
4	0%	0%	0%	0%	100%
3	0%	0%	0%	0%	100%
2	0%	0%	0%	0%	100%
1	0%	0%	0%	0%	100%
Σ	0%	0%	0%	0%	100%

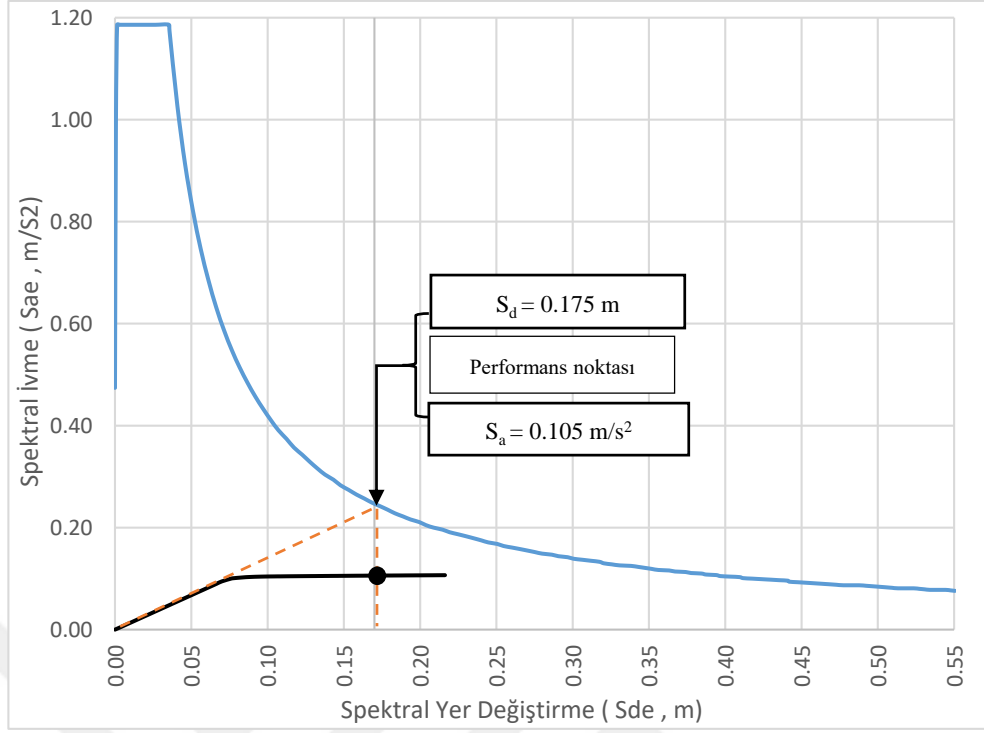
TBDY 15.8.3 uyarınca Çizelge 3.38, 3.39 ve 3.40'dan görüldüğü üzere BÖÇ'lerden İleri Hasar Bölgesine geçmiş eleman olmaması ve elastik davranış sergilemesi beklenen elemanlarda da herhangi bir hasar durumunun söz konusu olmadığı nedeni ile Kontrollü Hasar performans düzeyini sağlamaktadır. Şekil 3.16'da 10 katlı bina için itme eğrisi gösterilmiştir.



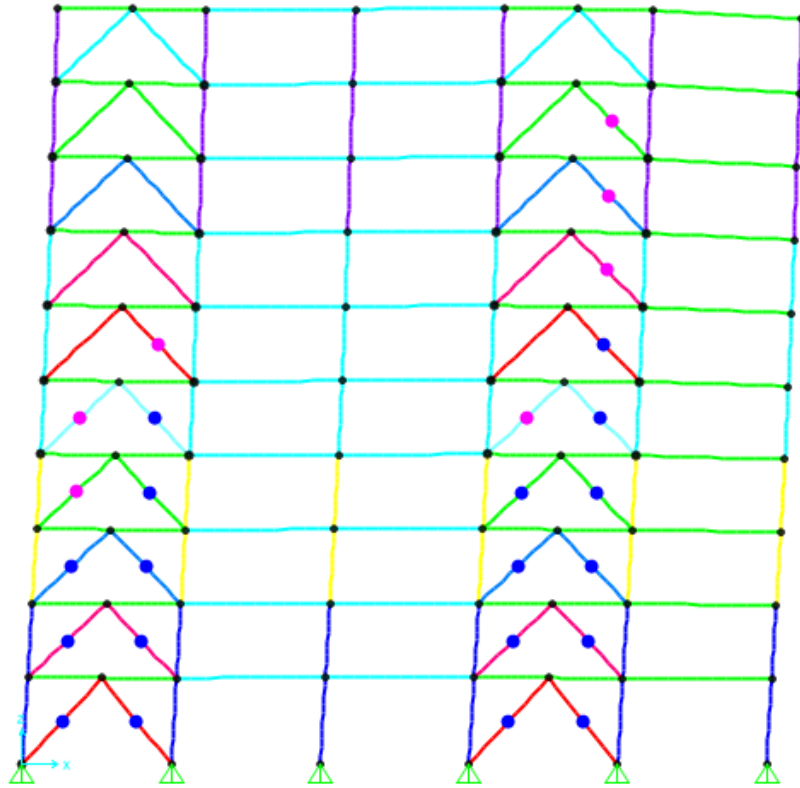
Şekil 3.16. 10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın itme eğrisi

Çizelge 3.41. 10 katlı binanın kapasite eğrisi dönüşümü

Kat	W(kN)	$\phi_{ix1}(m)$	M1	L1	Γ_1	M_1^*
10	1411.2	0.0371				
9	2016	0.0336				
8	2016	0.0294				
7	2016	0.0254	0.96	37.98	39.679	1506.90
6	2016	0.0213				
5	2016	0.0171				
4	2016	0.0132				
3	2016	0.0095				
2	2016	0.0062				
1	2016	0.0032				
Σ	19555.20					



Şekil 3.17. 10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktası



Şekil 3.18. 10 katlı ŞGDT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar

Çizelge 3.42. 10 katlı binanın BÖÇ eleman hasar durumları

Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
10	0%	0%	0%	0%	100%
9	25%	0%	0%	0%	75%
8	25%	0%	0%	0%	75%
7	25%	0%	0%	0%	75%
6	25%	25%	0%	0%	50%
5	50%	50%	0%	0%	0%
4	25%	75%	0%	0%	0%
3	0%	100%	0%	0%	0%
2	0%	100%	0%	0%	0%
1	0%	100%	0%	0%	0%
Σ	17.5%	45%	0%	0%	37.5%

Çizelge 3.43. 10 katlı binanın BÖÇ'lü giriş eleman hasar durumları

Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
10	0%	0%	0%	0%	100%
9	0%	0%	0%	0%	100%
8	0%	0%	0%	0%	100%
7	0%	0%	0%	0%	100%
6	0%	0%	0%	0%	100%
5	0%	0%	0%	0%	100%
4	0%	0%	0%	0%	100%
3	0%	0%	0%	0%	100%
2	0%	0%	0%	0%	100%
1	0%	0%	0%	0%	100%
Σ	0%	0%	0%	0%	100%

Çizelge 3.44. 10 katlı binanın BÖÇ'lü kolon eleman hasar durumları

Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
10	0%	0%	0%	0%	100%
9	0%	0%	0%	0%	100%
8	0%	0%	0%	0%	100%
7	0%	0%	0%	0%	100%
6	0%	0%	0%	0%	100%
5	0%	0%	0%	0%	100%
4	0%	0%	0%	0%	100%
3	0%	0%	0%	0%	100%
2	0%	0%	0%	0%	100%
1	0%	0%	0%	0%	100%
Σ	0%	0%	0%	0%	100%

TBDY 15.8.3 uyarınca Çizelge 3.42, 3.43 ve 3.44'den görüldüğü üzere yapı Kontrollü Hasar performans düzeyini sağlamaktadır.

3.3. Prototip Binaların Performans Tabanlı Plastik Tasarım Yöntemine Göre Tasarımı

Tezin bu bölümünde Bölüm 3.1’de planları verilen 5 ve 10 katlı binaların PTPT yöntemi ile tasarımları yapılacaktır.

Öncelikle Şekil 2.17’de gösterilen akış şemasına göre katlara etkiyen yanal deprem kuvvet dağılımı bulunmuş. Daha sonra burkulması önlenmiş çaprazlı çerçevelerin tasarımı için Şekil 2.18’de verilen akış şeması izlenmiştir.

PTPT yaklaşımında yapının periyot tahmini ampirik formüllerle yapılmaktadır. TBDY-2018’de ise Denklem 3.1’de gösterildiği üzere periyotlar bulunmalıdır. Bu tez kapsamında kıyaslama yapıldığı için ŞGDT yaklaşımında kullanılan periyot değerleri PTPT’de de kullanılacaktır.

3.3.1. Yanal kuvvet dağılımının belirlenmesi

PTPT yönteminin tasarım yanal kuvvet dağılım oranları (β_i) Bölüm 2’de açıklandığı üzere Denklem 2.10 ile belirlenmiştir. EK 2’de β_i için detaylı el hesapları yapılmıştır. Çizelge 3.45 ve 3.46’da 5 ve 10 katlı yapı için bu oranlar sırasıyla gösterilmiştir.

Çizelge 3.45. 5 katlı binanın yanal yük dağılım katsayıları

Kat	h_j (m)	w_j (kN)	$w_j h_j$ (kN-m)	$\sum w_j h_j$ (kN-m)	β_i	$\beta_i - \beta_{i+1}$	$(\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot h_i$
Çatı	15.5	2822.40	43747	43747	1.00	1.00	15.50
4	12.5	4032.00	50400	94147	1.80	0.80	10.06
3	9.5	4032.00	38304	132451	2.35	0.54	5.16
2	6.5	4032.00	26208	158659	2.70	0.35	2.28
1	3.5	4032.00	14112	172771	2.88	0.18	0.64
Σ		18950.40	172771.20				33.63

Çizelge 3.46. 10 katlı binanın yanal yük dağılım katsayıları

Kat	h_j (m)	w_j (kN)	$w_j h_j$ (kN-m)	$\sum w_j h_j$ (kN-m)	β_i	$\beta_i - \beta_{i+1}$	$(\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot h_i$
Çatı	30.5	2822.40	86083	86083	1.00	1.00	30.50
9	27.5	4032.00	110880	196963	1.78	0.78	21.42
8	24.5	4032.00	98784	295747	2.36	0.58	14.25
7	21.5	4032.00	86688	382435	2.82	0.46	9.94
6	18.5	4032.00	74592	457027	3.20	0.37	6.90
5	15.5	4032.00	62496	519523	3.49	0.30	4.62
4	12.5	4032.00	50400	569923	3.73	0.23	2.91
3	9.5	4032.00	38304	608227	3.90	0.17	1.64
2	6.5	4032.00	26208	634435	4.02	0.12	0.76
1	3.5	4032.00	14112	648547	4.08	0.06	0.22
Σ		39110.40	648547.20				93.15

3.3.2. Taban kesme kuvvetinin belirlenmesi

Her iki yöntemde de DD-2 deprem yer hareket düzeyi dikkate alınmıştır. Denklem 2.6 ile taban kesme kuvvetleri hesaplanmış ve Çizelge 3.47'de her iki binanın sonuçları gösterilmiştir.

Çizelge 3.47. 5 ve 10 katlı binanın PTPT yönteminde kullanılacak parametre değerleri.

Tasarım Parametre	5 Katlı Yapı	10 Katlı Yapı
$S_{ae}(T)$	0.470	0.283
$T(1.4T_{pA})$	0.875	1.454
θ_u	1.75%	1.75%
θ_y	0.30%	0.40%
θ_p	1.45%	1.35%
μ_s	5.8	4.4
R_μ	5.8	4.4

γ	0.313	0.402
α	1.778	1.176
V/W	0.038	0.027
V (P-Δ olmadan) kN	721.76	1044.80
$\sum F_{i(P-\Delta)}$ kN	331.63	684.43
V Taban kesme kuvveti (kN)	1053.39	1729.23

3.3.3. Akması öngörülen elemanların tasarımı

Çizelge 3.47’de bulunan taban kesme kuvveti tüm yapıya etkiyen taban kesme kuvvetidir. Ancak eleman tasarımı yapılan binada bir çerçeve için hesap yapılmaktadır. Bu nedenle deprem doğrultusundaki yanal yük taşıyıcı çerçevelerin her bir açıklığına denk gelen taban kesme kuvveti hesaplanarak yanal yükler belirlenmiş ve kesitler boyutlandırılmıştır. Çizelge 3.48 ve Çizelge 3.49’da 5 ve 10 katlı yapıların herbir açıklığı için yanal kuvvet değerleri verilmektedir. Ek 2’de 5 katlı bina için PTPT tasarım hesap detayları verilmiştir.

Çizelge 3.48. 5 katlı PTPT bina için BÖÇ tasarım parametreleri

Kat	C_{vi}	V	F_i	$F_{i P-\Delta}$	$F_{i Total}$	$F_i/4$	V_i
Birim		kN	kN	kN	kN	kN	kN
Çatı	0.35		250.54	49.39	299.94	74.98	74.98
4	0.28		201.61	70.56	272.17	68.04	143.03
3	0.19	721.76	135.99	70.56	206.55	51.64	194.67
2	0.12		87.76	70.56	158.32	39.58	234.25
1	0.06		45.85	70.56	116.41	29.10	263.35
\sum	1.00		721.76	331.63	1053.39	263.35	

$$F_i = C_{vi}V \rightarrow C_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j j_j} \right)^{0.75T-0.2}$$

Çizelge 3.49. 10 katlı PTPT bina için BÖÇ tasarım parametreleri

Kat	C_{vi}	V	F_i	$F_{iP-\Delta}$	F_{iTotal}	$F_i/4$	V_i
Birim		kN	kN	kN	kN	kN	kN
Çatı	0.25		256.26	49.39	305.65	76.41	76.41
9	0.19		199.62	70.56	270.18	67.54	143.96
8	0.14		149.05	70.56	219.61	54.90	198.86
7	0.11		118.50	70.56	189.06	47.27	246.13
6	0.09	1044.80	95.51	70.56	166.07	41.52	287.64
5	0.07		76.40	70.56	146.96	36.74	324.38
4	0.06		59.59	70.56	130.15	32.54	356.92
3	0.04		44.22	70.56	114.78	28.70	385.62
2	0.03		29.77	70.56	100.33	25.08	410.70
1	0.02		15.87	70.56	86.43	21.61	432.31
Σ	1.00		1044.80	684.43	1729.23	432.31	

Çizelge 3.50. 5 katlı PTPT çelik binanın BÖÇ kesitlerinin tasarım detayları

Kat	α	V_i	Minumum	Seçilen	$A_{BÖÇ}$	P_{yt}	P_{yc}
Birim	Derece	kN	$A_{BÖÇ}$	Çapraz	mm^2	kN	kN
			mm^2				
Çatı	45	74.98	234.29	20x15	300.0	87	99.18
4	45	143.03	446.90	20x25	500.0	145	165.30
3	45	194.67	608.25	20x35	700.0	203	231.42
2	45	234.25	731.92	20x40	800.0	232	264.48
1	49.4	263.35	894.08	20x45	900.00	261.00	297.54

Çizelge 3.51. 5 katlı binanın seçilen BÖÇ kesitlerinin tasarım kriteri

Kat	$\frac{(V_{katkesmesi})_i}{0.9 \cos \alpha}$	Seçili Çaprazın Bilinen Mukaveti ($P_{yt}+P_{yc}$) _i	<
	kN	kN	
Çatı	117.83	186.18	✓
4	224.75	310.30	✓
3	305.89	434.42	✓
2	368.08	496.48	✓
1	449.63	558.54	✓

Çizelge 3.52. 10 katlı PTPT çelik binanın BÖÇ kesitlerinin tasarım detayları

Kat	α	V_i	Minumum $A_{BÖÇ}$	Seçilen Çapraz	$A_{BÖÇ}$	P_{yt}	P_{yc}
Birim	Derece	kN	mm ²		mm ²	kN	kN
Çatı	45	76.41	238.76	20x15	300	87	99.18
9	45	143.96	449.80	20x25	500	145	165.30
8	45	198.86	621.35	20x35	700	203	231.42
7	45	246.13	769.04	20x40	800	232	264.48
6	45	287.64	898.76	20x45	900	261	297.54
5	45	324.38	1013.56	20x55	1100	319	363.66
4	45	356.92	1115.23	20x60	1200	348	396.72
3	45	385.62	1204.89	20x65	1300	377	429.78
2	45	410.70	1283.26	20x70	1400	406	462.84
1	49.4	432.31	1467.71	20x75	1500	435	495.90

3.3.4. Elastik davranış sergilemesi beklenen elemanların tasarımı

Bölüm 2.4.7'de açıklandığı üzere bu bölümde 5 ve 10 katlı yapıların elastik davranış sergilemesi istenen elemanları (kolon ve kirişler) tasarlanmıştır. Bu elemanların tasarımında önemli parametreler aşağıdaki çizelgelerde verilmiştir.

Çizelge 3.53. 5 katlı binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda kirişe etkileyen iç kuvvetler

Kat	wu	α	P _{ut}	P _{uc}	F _h	F _v	P _u *	M _u
	kN/m	Derece	kN	kN	kN	kN	kN	kN.m
Çatı	5.74	45	123.54	140.84	186.9	-12.23	93.47	7.50
4	8.16	45	205.90	234.73	311.6	-20.38	155.78	6.13
3	8.16	45	288.26	328.62	436.2	-28.54	218.10	-6.09
2	8.16	45	329.44	375.56	498.5	-32.61	249.26	-12.21
1	8.16	49.4	370.62	422.51	516.1	-39.40	258.07	-22.38

P_u* → Basıç

Çizelge 3.54. 10 katlı binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda kirişe etkileyen iç kuvvetler

Kat	wu	α	P _{ut}	P _{uc}	F _h	F _v	P _u *	M _u
	kN/m	Derece	kN	kN	kN	kN	kN	kN.m
Çatı	5.74	45	123.54	140.84	186.9	-12.23	93.47	7.500
9	8.16	45	205.90	234.73	311.6	-20.38	155.78	6.134
8	8.16	45	288.26	328.62	436.2	-28.54	218.10	-6.096
7	8.16	45	329.44	375.56	498.5	-32.61	249.26	-12.211
6	8.16	45	370.62	422.51	560.8	-36.69	280.41	-18.326
5	8.16	45	452.98	516.40	685.5	-44.84	342.73	-30.556
4	8.16	45	494.16	563.34	747.8	-48.92	373.88	-36.671
3	8.16	45	535.34	610.29	810.1	-53.00	405.04	-42.785
2	8.16	45	576.52	657.23	872.4	-57.07	436.20	-48.900
1	8.16	49.4	617.70	704.18	860.2	-65.66	430.12	-61.782

Çizelge 3.55. 5 Katlı binanın PTPT yöntemi ile çaprazlı kiriş kesitlerinin tasarım detayları

Kat	Seçilen Kesit	Kapasite
Çatı	HE160B	0.11
4	HE160B	0.19
3	HE160B	0.36
2	HE160B	0.40
1	HE160B	0.44

Çizelge 3.56. 10 Katlı binanın PTPT yöntemi ile çaprazlı kiriş kesitlerinin tasarım detayları

Kat	Seçilen Kesit	Kapasite
Çatı	HE160B	0.15
9	HE160B	0.16
8	HE160B	0.30
7	HE160B	0.41
6	HE160B	0.51
5	HE160B	0.72
4	HE160B	0.82
3	HE180B	0.69
2	HE180B	0.77
1	HE180B	0.87

Çizelge 3.57. 5 katlı binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda iç kolana etkileyen iç kuvvetler

Kat	$P_{transverse}$ kN	$P_{kiriş}$ kN	$P_{uc.sinç}$ kN	$(F_v)/2$ kN	$P_{u(toplam)}$ kN	P_u (kümülatif) kN
Çatı	137.84	17.23	0.00	-6.11	148.95	148.95
4	195.78	24.47	99.59	-10.19	309.65	458.60
3	195.78	24.47	165.98	-14.27	371.96	830.56
2	195.78	24.47	232.37	-16.31	436.31	1266.87
1	195.78	24.47	265.56	-19.58	466.23	1733.10

Çizelge 3.57’de kat 1 için, Çizelge 3.5’e göre $P_{transverse} = (1.437)(122.88)+(0.5)(38.40)$, Çizelge 3.4’e göre $P_{kiriş} = [1.437(5.12)(6)+0.5(1.6)(6)]/2$, Çizelge 3.53’e göre $F_v/2 = (-39.40)/2$

Çizelge 3.58. 10 katlı binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda iç kolana etkiyen iç kuvvetler

Kat	$P_{transverse}$ kN	$P_{kiriş}$ kN	$P_{uc.sinö}$ kN	$F_v/2$ kN	$P_u(toplam)$ kN	P_u (kümülatif) kN
Çatı	137.84	17.23	0.00	-6.11	148.95	148.95
9	195.78	24.47	99.59	-10.19	309.65	458.60
8	195.78	24.47	165.98	-14.27	371.96	830.56
7	195.78	24.47	232.37	-16.31	436.31	1266.87
6	195.78	24.47	265.56	-18.34	467.47	1734.34
5	195.78	24.47	298.76	-22.42	496.59	2230.92
4	195.78	24.47	365.15	-24.46	560.94	2791.86
3	195.78	24.47	398.34	-26.50	592.10	3383.96
2	195.78	24.47	431.54	-28.54	623.25	4007.21
1	195.78	24.47	464.73	-32.63	652.35	4659.56

Çizelge 3.59. 5 katlı binanın PTPT yöntemi ile çaprazlı iç kolon kesitlerinin tasarım detayları

Kat	Seçilen Kesit	Kapasite
Çatı	HE200B	0.15
4	HE200B	0.45
3	HE200B	0.82
2	HE280B	0.54
1	HE280B	0.83

Çizelge 3.60. 10 katlı binanın PTPT yöntemi ile çaprazlı iç kolon kesitlerinin tasarım detayları

Kat	Seçilen Kesit	Kapasite
Çatı	HE200B	0.15
9	HE200B	0.45
8	HE200B	0.82
7	HE280B	0.54
6	HE280B	0.74
5	HE280B	0.95
4	HE400B	0.77
3	HE400B	0.93
2	HE700B	0.75
1	HE700B	0.98

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

Bu bölümde PTPT ve ŞGDT yaklaşımları kullanılarak tasarlanan 5 ve 10 katlı prototip binaların performans analizleri yapılmıştır. Analiz sonuçlarına göre gerekli kıyaslamalara bulgular bölümünde yer verilmiştir.

3.4.1. Prototip binaların statik itme analizi

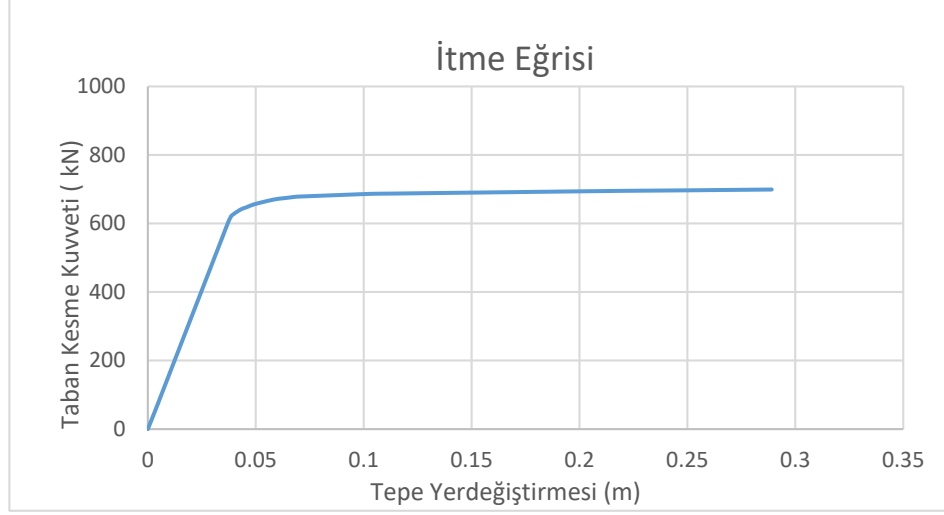
Bu bölümde ŞGDT ve PTPT tasarım yöntemleri kullanılarak tasarlanmış yapıların performans analizi için sabit tek modlu itme analizi kullanılmıştır.

Tasarımı ŞGDT'e göre yapılmış binaların statik itme analizleri:

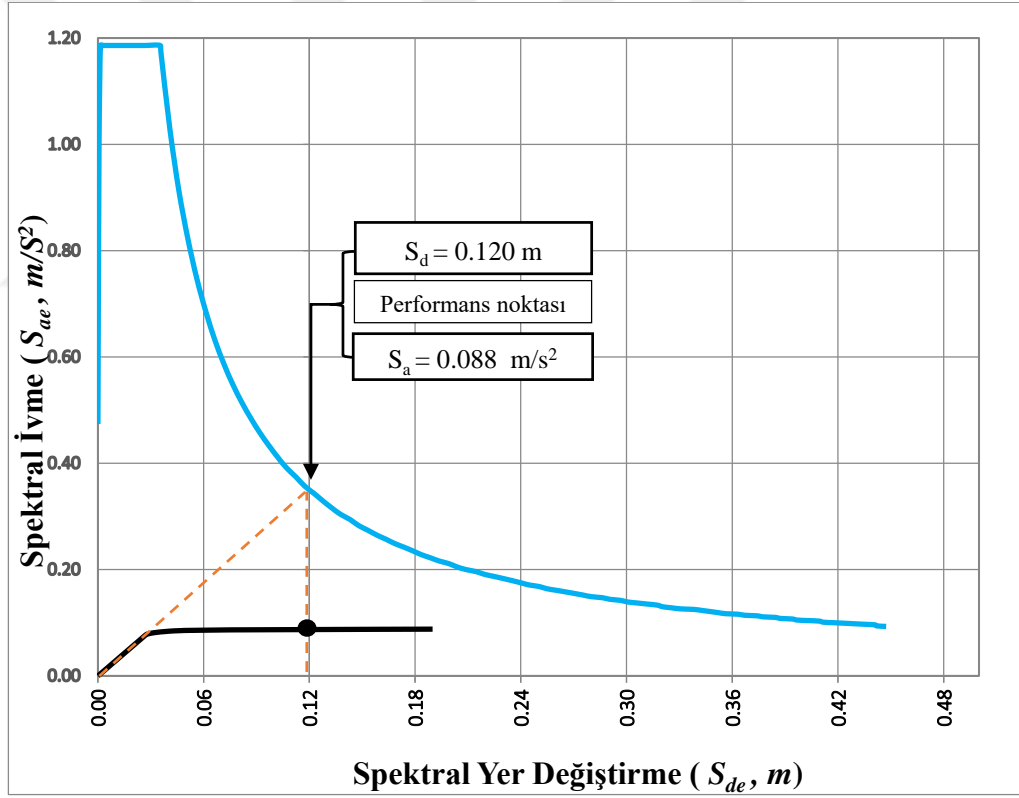
ŞGDT'ye göre tasarımları yapılan binalarda statik itme analizi kullanıldığından burada tekrar gösterilmemiştir.

Tasarımı PTPT'e göre yapılmış binaların statik itme analizleri:

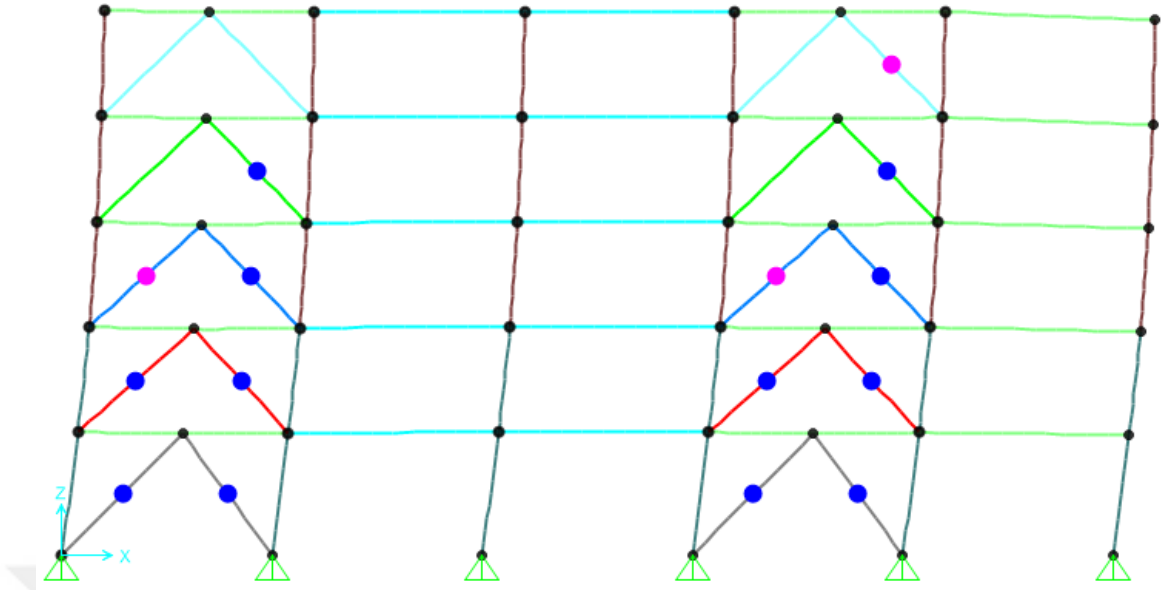
Burada Bölüm 3.3'te PTPT'ye göre tasarlanmış binaların statik itme analizleri yapılacaktır. 5 katlı bina için statik itme eğrisi, performans noktasının belirlenmesi, performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar sırası ile Şekil 3.19, Şekil 3.20 ve Şekil 3.21'de verilmiştir.



Şekil 3.19. 5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın itme eğrisi



Şekil 3.20. 5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasının belirlenmesi



Şekil 3.21. 5 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasında oluşan plastik mafsallar

PTPT yaklaşımı kullanılarak oluşturulan 5 katlı binanın her katına ait BÖÇ, kiriş ve kolon için hasar bölge yüzdeleri sırasıyla Çizelge 3.61, 3.62 ve 3.63'te gösterilmiştir.

Çizelge 3.61. 5 katlı binanın BÖÇ eleman hasar durumları

Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
5	25%	0%	0%	0%	75%
4	0%	50%	0%	0%	50%
3	50%	50%	0%	0%	0%
2	0%	100%	0%	0%	0%
1	0%	100%	0%	0%	0%
Σ	15%	60%	0%	0%	25%

Çizelge 3.62. 5 katlı binanın BÖÇ'lü kiriş eleman hasar durumları

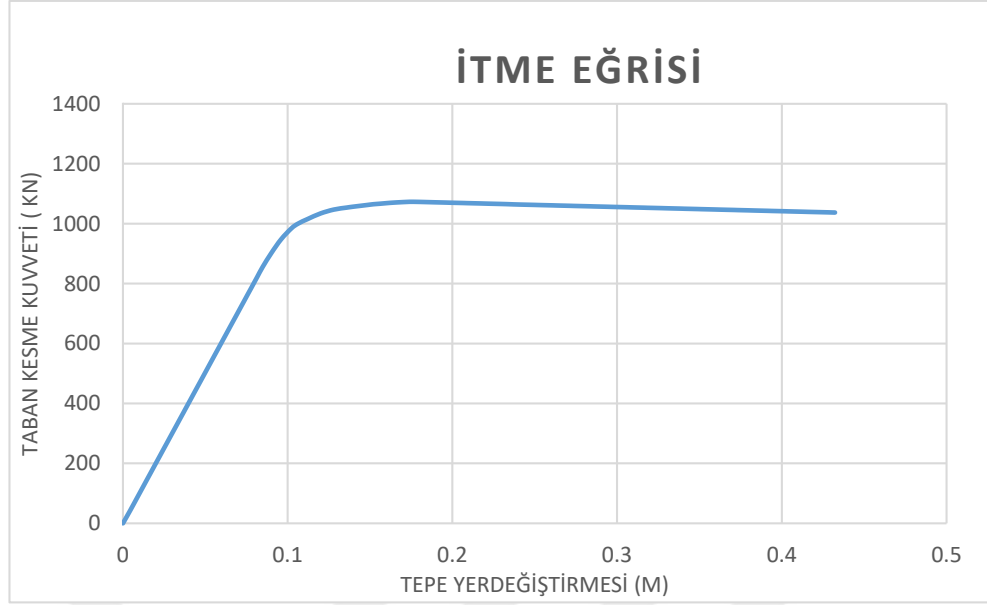
Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
5	0%	0%	0%	0%	100%
4	0%	0%	0%	0%	100%
3	0%	0%	0%	0%	100%
2	0%	0%	0%	0%	100%
1	0%	0%	0%	0%	100%
Σ	0%	0%	0%	0%	100%

Çizelge 3.63. 5 katlı binanın BÖÇ'lü kolon eleman hasar durumları

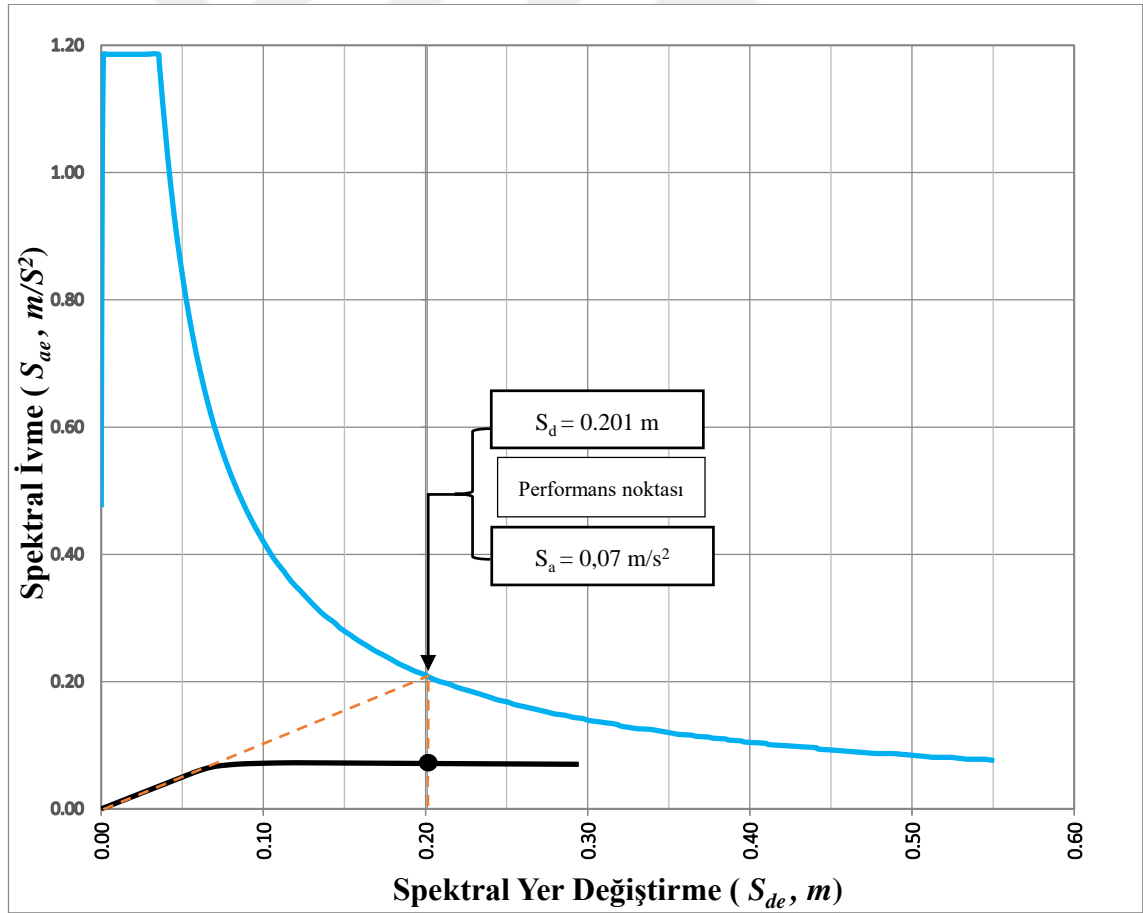
Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
5	0%	0%	0%	0%	100%
4	0%	0%	0%	0%	100%
3	0%	0%	0%	0%	100%
2	0%	0%	0%	0%	100%
1	0%	0%	0%	0%	100%
Σ	0%	0%	0%	0%	100%

TBDY 15.8.3 uyarınca Çizelge 3.61, 3.62 ve 3.63'ten görüldüğü üzere göre bina Kontrollü Hasar performans düzeyindedir.

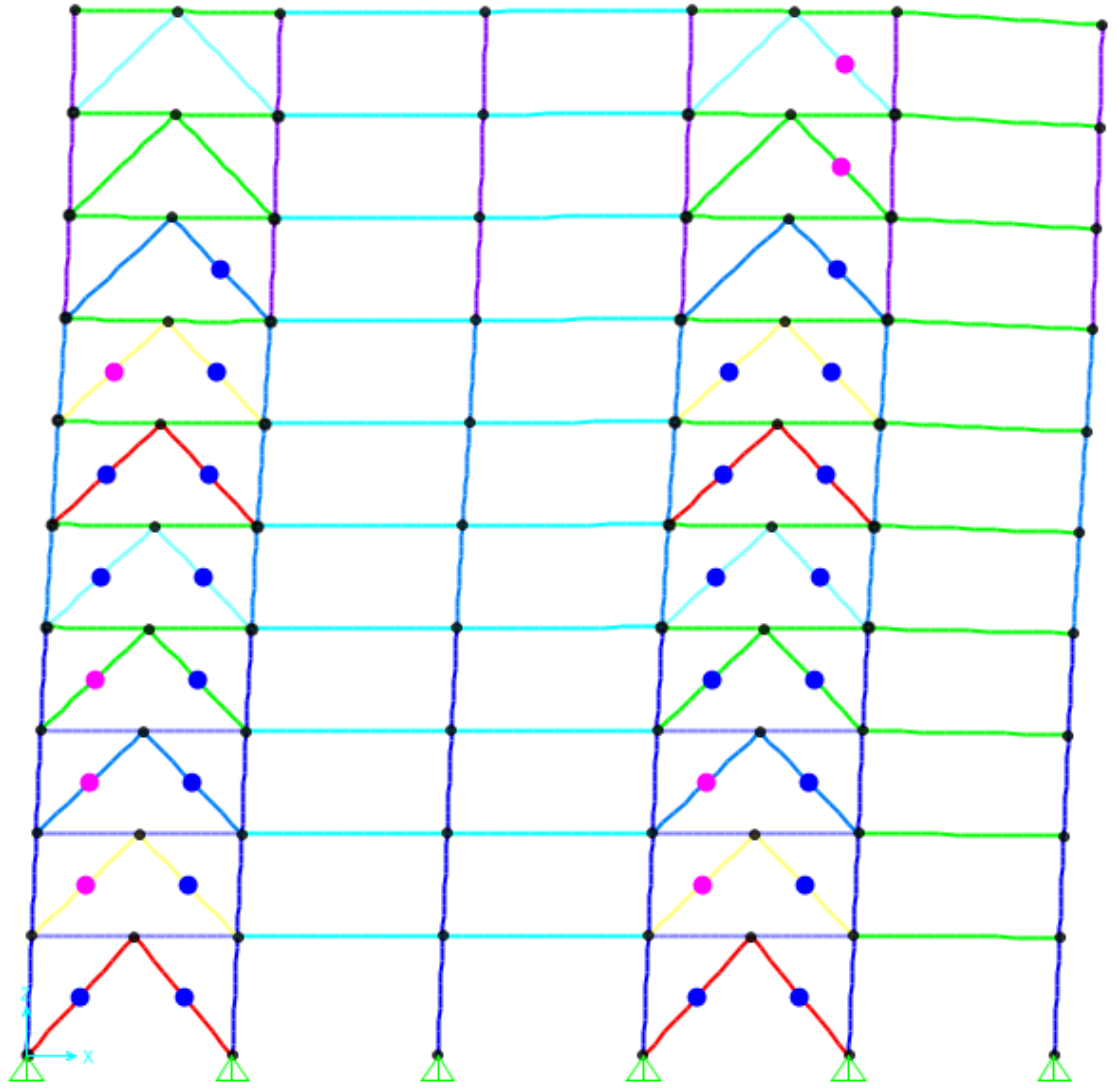
PTPT yöntemine göre tasarımı yapılan 10 katlı bina için statik itme eğrisi, performans noktasının belirlenmesi, performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar sırası ile Şekil 3.22, 3.23 ve 3.24'de verilmiştir.



Şekil 3.22. 10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın itme eğrisi



Şekil 3.23. 10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasının belirlenmesi



Şekil 3.24. 10 katlı PTPT yöntemine göre tasarlanmış binanın performans noktasındaki oluşan plastik mafsallar

PTPT yaklaşımı kullanılarak oluşturulan 10 katlı binanın her katına ait BÖÇ, giriş ve kolon için hasar bölge yüzdeleri sırasıyla Çizelge 3.64, 3.65 ve 3.66'da gösterilmiştir

Çizelge 3.64. 10 katlı binanın BÖÇ eleman hasar durumları

Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
10	25%	0%	0%	0%	75%
9	25%	0%	0%	0%	75%
8	0%	50%	0%	0%	50%
7	25%	75%	0%	0%	0%
6	0%	100%	0%	0%	0%
5	0%	100%	0%	0%	0%
4	25%	75%	0%	0%	0%
3	50%	50%	0%	0%	0%
2	50%	50%	0%	0%	0%
1	0%	100%	0%	0%	0%
Σ	20%	60%	0%	0%	20%

Çizelge 3.65. 10 katlı binanın BÖÇ'lü giriş eleman hasar durumları

Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
10	0%	0%	0%	0%	100%
9	0%	0%	0%	0%	100%
8	0%	0%	0%	0%	100%
7	0%	0%	0%	0%	100%
6	0%	0%	0%	0%	100%
5	0%	0%	0%	0%	100%
4	0%	0%	0%	0%	100%
3	0%	0%	0%	0%	100%
2	0%	0%	0%	0%	100%
1	0%	0%	0%	0%	100%
Σ	0%	0%	0%	0%	100%

Çizelge 3.66. 10 katlı binanın BÖÇ'lü kolon eleman hasar durumları

Kat	SHB	BHB	İHB	GB	HASARSIZ
10	0%	0%	0%	0%	100%
9	0%	0%	0%	0%	100%
8	0%	0%	0%	0%	100%
7	0%	0%	0%	0%	100%
6	0%	0%	0%	0%	100%
5	0%	0%	0%	0%	100%
4	0%	0%	0%	0%	100%
3	0%	0%	0%	0%	100%
2	0%	0%	0%	0%	100%
1	0%	0%	0%	0%	100%
Σ	0%	0%	0%	0%	100%

TBDY 15.8.3 uyarınca Çizelge 3.64, 3.65 ve 3.66'dan görüldüğü üzere göre bina Kontrollü Hasar performans düzeyindedir.

3.4.2. Prototip binaların zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizleri

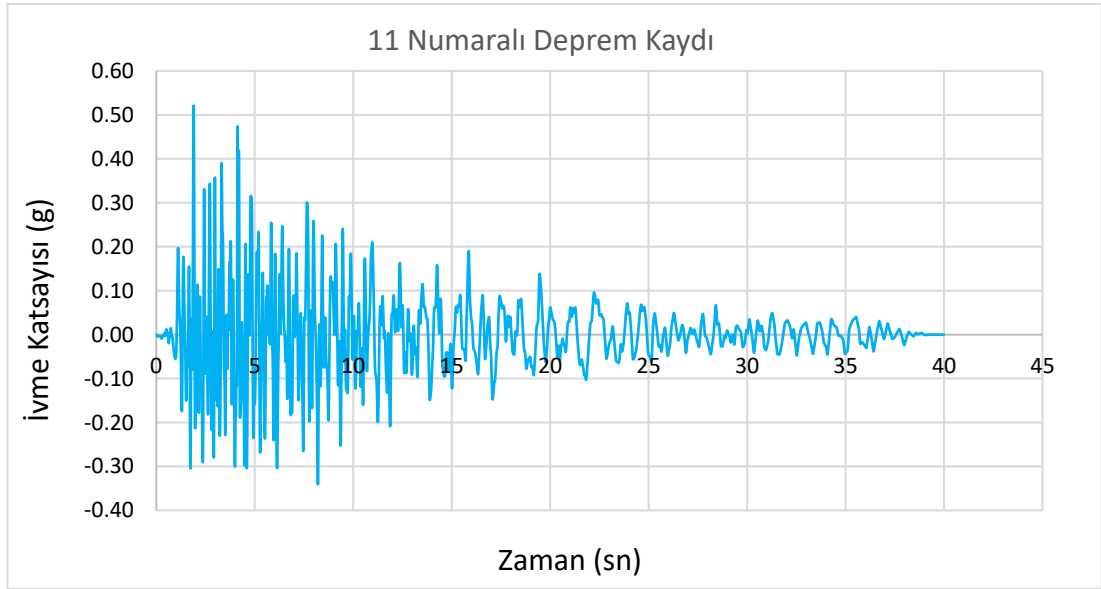
Bu bölümde ŞGDT ve PTPT tasarım yöntemleri kullanılarak tasarlanmış yapıların performans analizi zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz ile yapılmıştır.

SAP2000 programı kullanılarak yapılan analizlerde kullanılan deprem kayıtları *PEER*'in yer hareketleri veri tabanlarından alınmıştır. Bu kayıtların seçiminde deprem büyüklükleri, fay uzaklıkları ve yerel zemin koşulları dikkate alınmıştır.

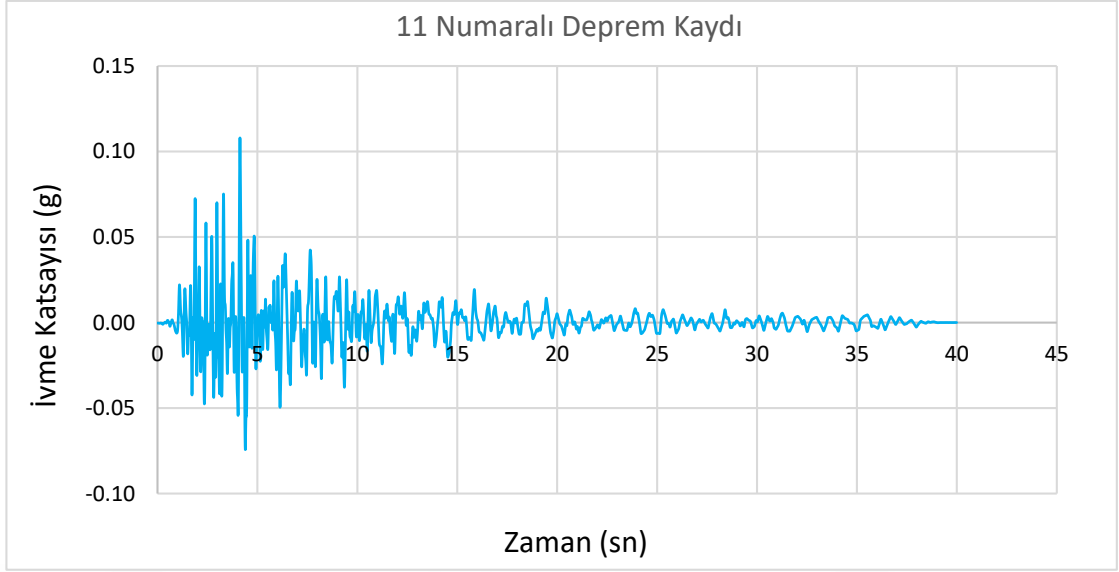
Çizelge 3.67. 5 ve 10 katlı binalar için belirlenen deprem kayıtları

Kayıt Numarası	Deprem Adı	Yıl	İstasyon Adı	Deprem Büyüklüğü
6	Imperial Valley-02	1940	El Centro Array #9	6.95
11	Northwest Calif-03	1951	Ferndale City Hall	5.8
12	Kern County	1952	LA - Hollywood Stor FF	7.36
21	Imperial Valley-05	1955	El Centro Array #9	5.4
30	Parkfiel	1966	Cholame - Shandon Array #5	6.19
35	Northern Calif-06	1967	Hollister City Hall	5.2
41	Lytle Creek	1970	Castaic - Old Ridge Route	5.33
56	San Fernando	1971	Carbon Canyon Dam	6.61
95	Managua_ Nicaragua-01	1972	Managua_ ESSO	6.24
97	Point Mugu	1973	Port Hueneme	5.65
101	Northern Calif-07	1975	Cape Mendocino	5.2

Çizelge 3.67’de 5 ve 10 katlı binaların dinamik analizi için kullanılan 11 adet deprem verileri verilmiştir 11 numaralı deprem kaydı için ölçeklenmiş ve ölçeklenmemiş deprem kayıtları sırasıyla, Şekil 3.25 ve 3.26’da gösterilmiştir.

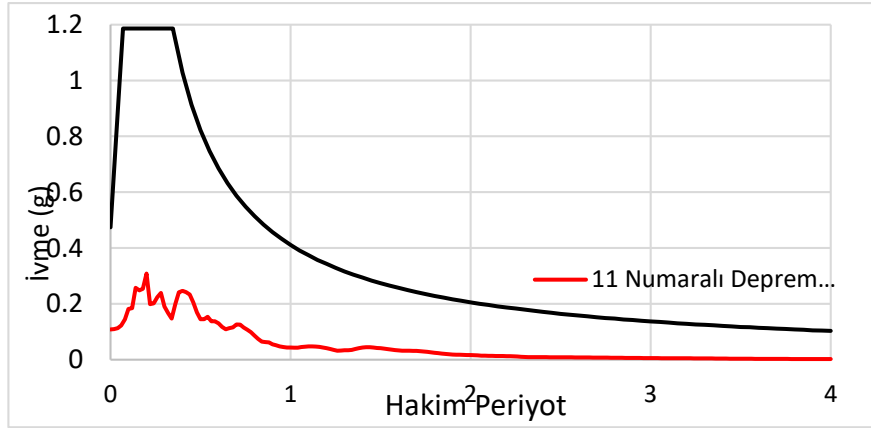


Şekil 3.25. 11 numaralı deprem kaydının ölçeklendirilmiş hali

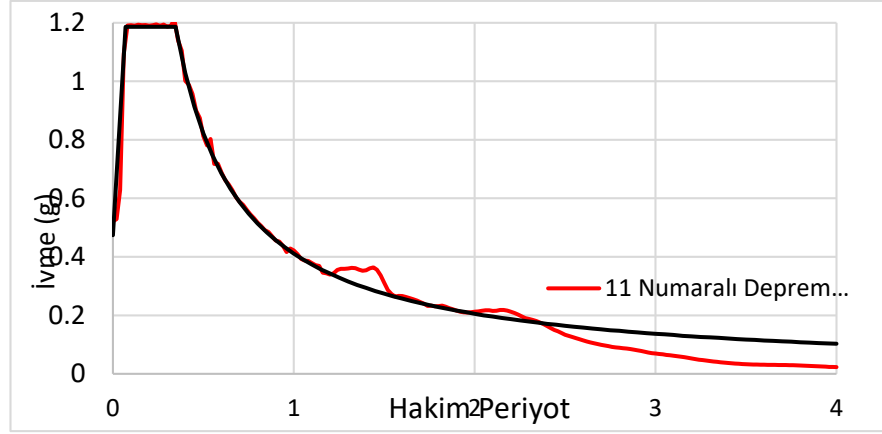


Şekil 3.26. 11 numaralı deprem kaydının ölçeklendirilmemiş hali

Ölçeklendirme işleminde kullanılan yatay elastik spektrum Şekil 3.6'da verilmiştir. Ayrıca deprem kayıtlarından elde edilen tepki spektrum eğrilerinin ölçeklenmiş ve ölçeklenmemiş eğrileri ile TBDY-2018'e göre belirlenen tasarım spektrum eğrisinin karşılaştırılması Şekil 3.36 ve 3.37'de gösterilmiştir.



Şekil 3.27. 11 numaralı deprem kaydının ölçeklenmemiş spektrum eğrisi



Şekil 3.28. 11 numaralı deprem kaydının ölçeklenmiş spektrum eğrisi

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizin başlangıç adımında düşey yükleme dikkate alınmıştır. SAP2000 programına deprem kayıtlarının girişi Şekil 3.29'da gösterilmiştir.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: Time History 2 [Set Def Name]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [G+nQ]

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	RSN 11	9.81
Accel	U1	RSN 11	9.81

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

- Number of Output Time Steps: 7998
- Output Time Step Size: 5.000E-03

Other Parameters:

- Damping: Proportional [Modify/Show...]
- Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear

Solution Type:

- Modal
- Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

History Type:

- Transient [Consider Collapse]
- Periodic

Mass Source: MSSSRC1

[OK] [Cancel]

Şekil 3.29. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi parametreleri

4. BULGULAR

Bu bölümde tasarımları ŞGDT ve PTPT yöntemlerine göre yapılan yapıların performans analiz sonuçları kıyaslanmıştır. Binaların kesit türleri ve toplam kesitlerin ağırlıkları, yanal yük dağılımları, kapasite eğrileri, görelî kat ötelemeleri, kat kesme kuvvetleri, tasarım taban kesme kuvvetleri dikkate alınarak kıyaslamalar yapılmıştır.

4.1. Kesit türleri ve toplam ağırlıkların kıyaslanması

ŞGDT ve PTPT yöntemleri ile tasarlanan yapılarda 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

Eleman	ŞGDT			PTPT		
	BÖÇ	Kiriş	Kolon	BÖÇ	Kiriş	Kolon
5	BÖÇ20x20	HE160B	HE200B	BÖÇ20x15	HE160B	HE200B
4	BÖÇ20x30	HE160B	HE200B	BÖÇ20x25	HE160B	HE200B
3	BÖÇ20x45	HE160B	HE200B	BÖÇ20x35	HE160B	HE200B
2	BÖÇ20x50	HE160B	HE280B	BÖÇ20x40	HE160B	HE280B
1	BÖÇ20x60	HE160B	HE280B	BÖÇ20x45	HE160B	HE280B

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

Eleman	ŞGDT			PTPT		
	BÖÇ	Kiriş	Kolon	BÖÇ	Kiriş	Kolon
10	BÖÇ20x25	HE160B	HE200B	BÖÇ20x15	HE160B	HE200B
9	BÖÇ20x35	HE160B	HE200B	BÖÇ20x25	HE160B	HE200B
8	BÖÇ20x55	HE160B	HE200B	BÖÇ20x35	HE160B	HE200B
7	BÖÇ20x65	HE160B	HE300B	BÖÇ20x40	HE160B	HE280B
6	BÖÇ20x70	HE160B	HE300B	BÖÇ20x45	HE160B	HE280B
5	BÖÇ20x80	HE160B	HE300B	BÖÇ20x55	HE160B	HE280B
4	BÖÇ20x85	HE160B	HE450B	BÖÇ20x60	HE160B	HE400B

3	BÖÇ20x90	HE160B	HE450B	BÖÇ20x65	HE180B	HE400B
2	BÖÇ20x95	HE160B	HE700B	BÖÇ20x70	HE180B	HE700B
1	BÖÇ20x105	HE160B	HE700B	BÖÇ20x75	HE180B	HE700B

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

Eleman	BÖÇ	BÖÇ'lü Kiriş	Tüm Kolonlar	Toplam
	ton	ton	ton	ton
PTPT	1,12	5,08	12,12	18,33
ŞGDT	1,44	5,08	12,12	18,64
PTPT/ ŞGDT	0,78	1,00	1,00	0,98

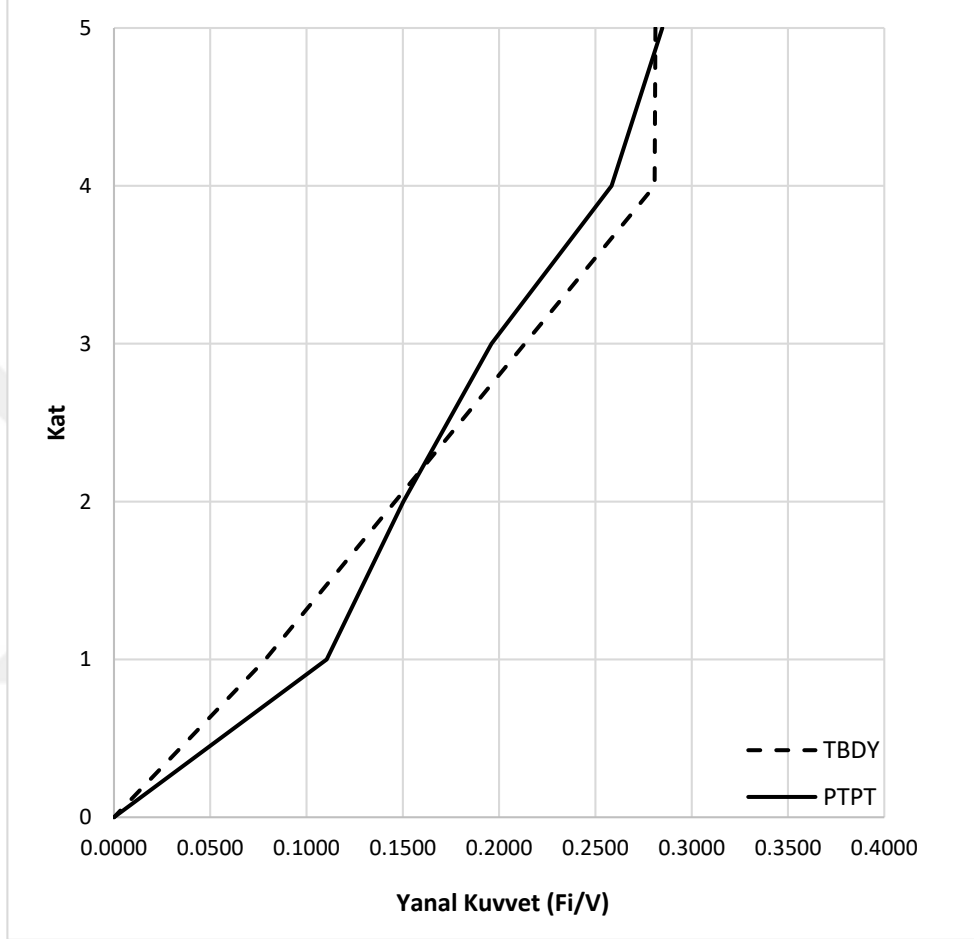
Çizelge 4.4. 10 katlı yapı için BÖÇ, kiriş ve kolonların toplam ağırlıkları ve kıyaslanması

Eleman	BÖÇ	BÖÇ'lü Kiriş	Tüm Kolonlar	Toplam
	ton	ton	ton	ton
PTPT	3,45	10,78	39,46	53,69
ŞGDT	4,74	10,16	41,66	56,56
PTPT/ ŞGDT	0,73	1,06	0,95	0,95

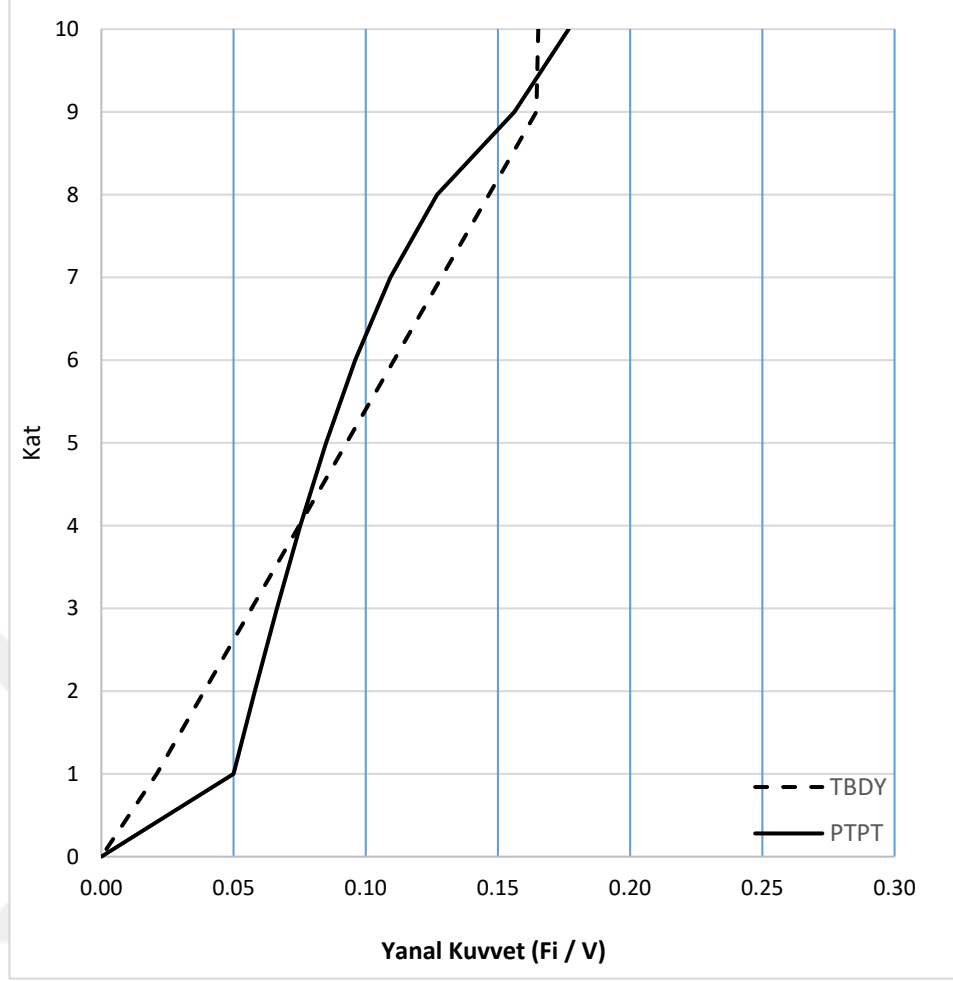
Çizelge 4.3 ve Çizelge 4.4'te verilen kıyaslamalar Şekil 3.1'de gösterilen plan kesiti için A ve D akslarına göre yapılmıştır. Çizelge 4.1'den görüldüğü üzere 5 katlı yapının seçilen kesitleri için PTPT yönteminde kiriş ve kolonlarda ŞGDT'ye göre aynı sonuçlar bulunmakla birlikte BÖÇ kesitlerinde ise daha küçük kesitler elde edilmiştir. 10 katlı prototip bina da ise PTPT'ye ait BÖÇ kesitleri tüm katlarda, kolon kesitleri ise orta katlarda daha küçük çıkmıştır. Çizelge 4.3 ve Çizelge 4.4'te ise yapının toplam ağırlıkları kıyaslanmış ve %2-%5 kadar PTPT yönteminin daha az çıktığı görülmüştür.

4.2. Yanal yük dağılımlarının kıyaslanması

Bu bölümde katlara etkiyen yanal yük oranları her iki yöntem için kıyaslanmıştır. Sonuçlar 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



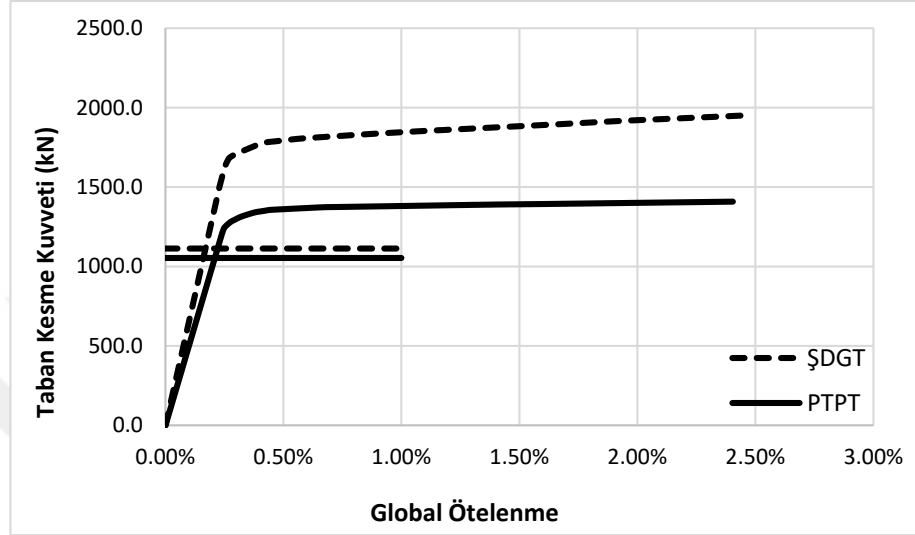
Şekil 4.2. 10 katlı bina için belirlenen ŞGDT ve PTPT'e göre yanal kuvvet dağılım oranları

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.

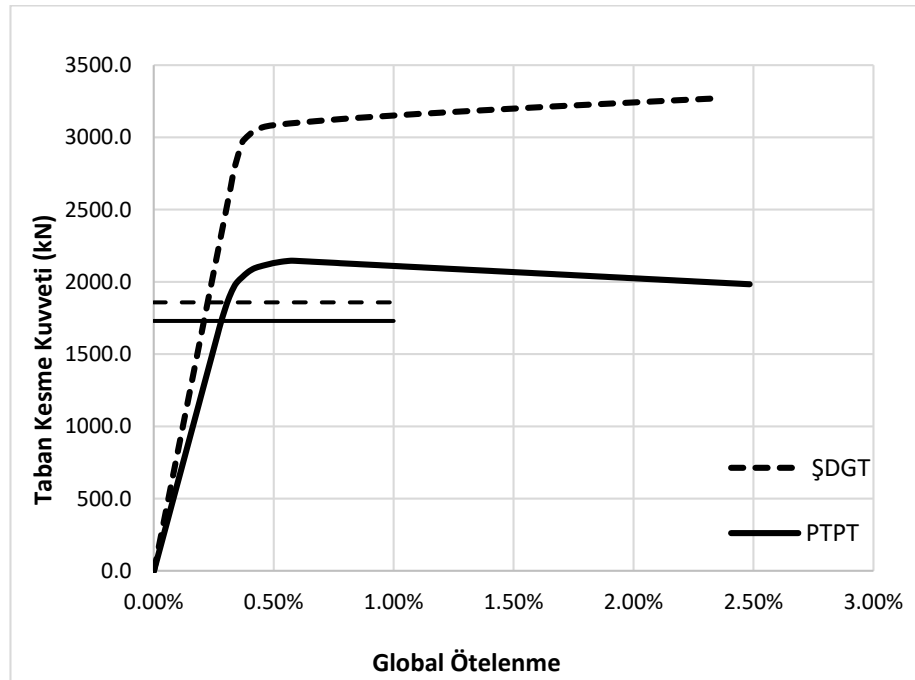
4.3. İtme eğrilerinin karşılaştırılması

Yapıların statik itme eğrilerinin kıyası Şekil 4.3 ve Şekil 4.4'te gösterilmiştir. Şekiller üzerinde tasarım aşamasında kullanılan taban kesme kuvvetleri de gösterilmiştir. Dolayısı ile talep edilen (gerekli) taban kesme kuvveti ile sistemin yatay yük taşıma kapasitesi aynı şekil üzerinde görülmektedir. Şekiller incelendiğinde belli oranda rezerv bir kapasitenin (kapasite fazlalığına) olduğu görülmektedir. Bu kapasitelerin sayısal olarak

irdelenmesi için Çizelge 4.5’de görüleceği üzere bir Dayanım Fazlalığı Oranı (DFO) tanımı yapılmıştır. DFO, gerekli taban kesme kuvveti ile binanın yanal yük taşıma kapasitesinin oranı olarak hesaplanmıştır. Çizelge 4.5’de de görüleceği gibi PTPT yönteminde bu rezerv kapasite daha çok kullanılmıştır.



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



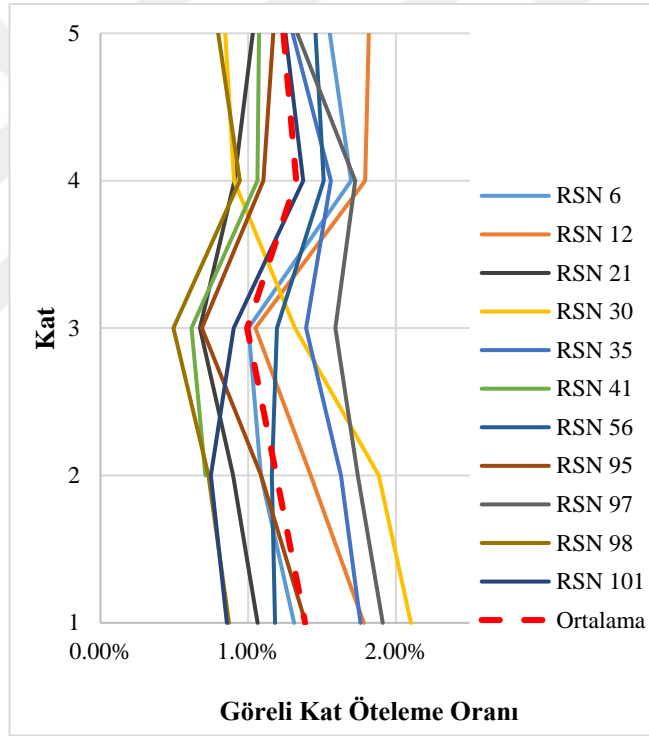
Şekil 4.4. 10 katlı binanın itme eğrisi ve tasarım taban kesme kuvvetleri

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

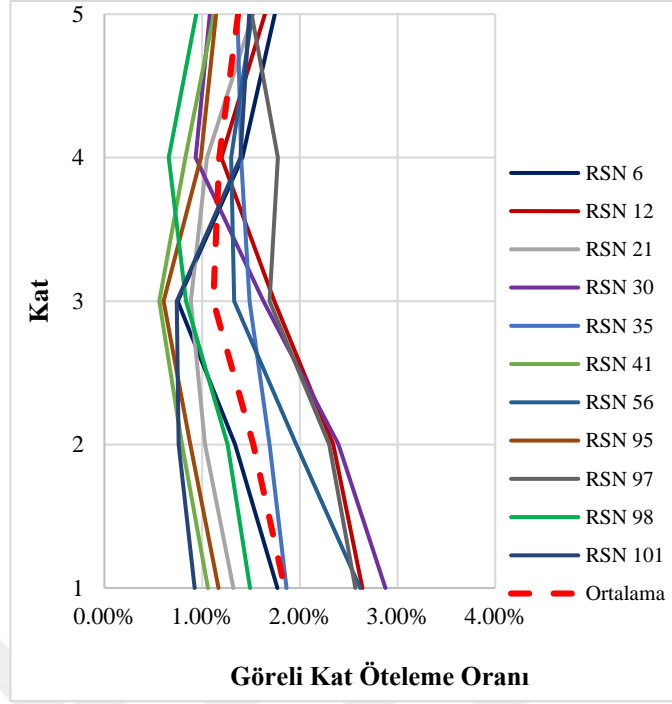
Yapı	ŞGDT	PTPT
5 Katlı	1.75	1.34
10 Katlı	1.76	1.24

4.4. Görelî kat öteleme oranlarının karşılaştırılması

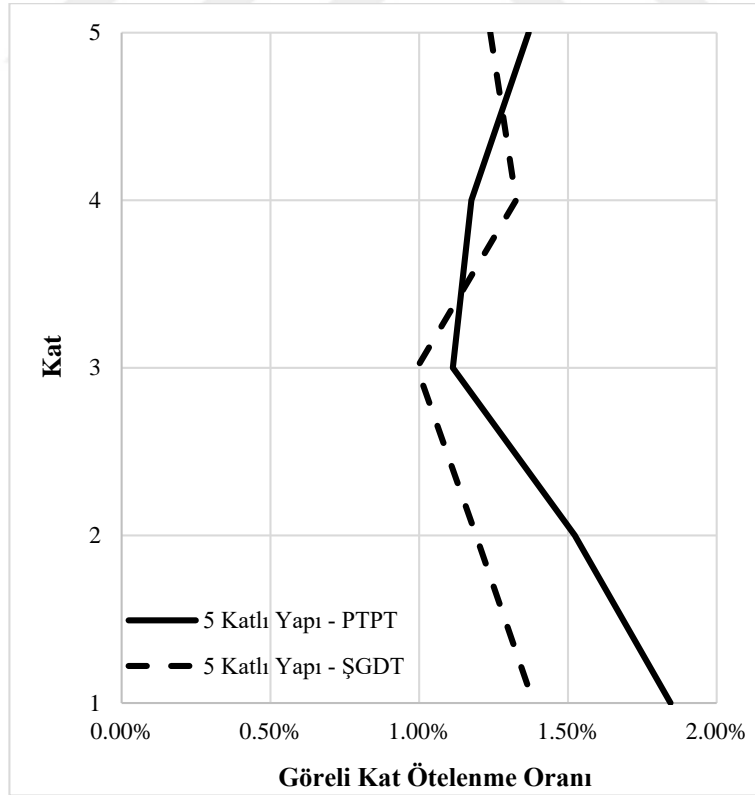
Çizelge 3.67'de detayları verilen 11 farklı deprem kaydının zaman tanım alanı analizlerine göre oluşan maksimum görelî kat ötelemeleri kıyaslanmıştır. Şekil 4.5-Şekil 4.10'da sonuçlar gösterilmiştir.



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

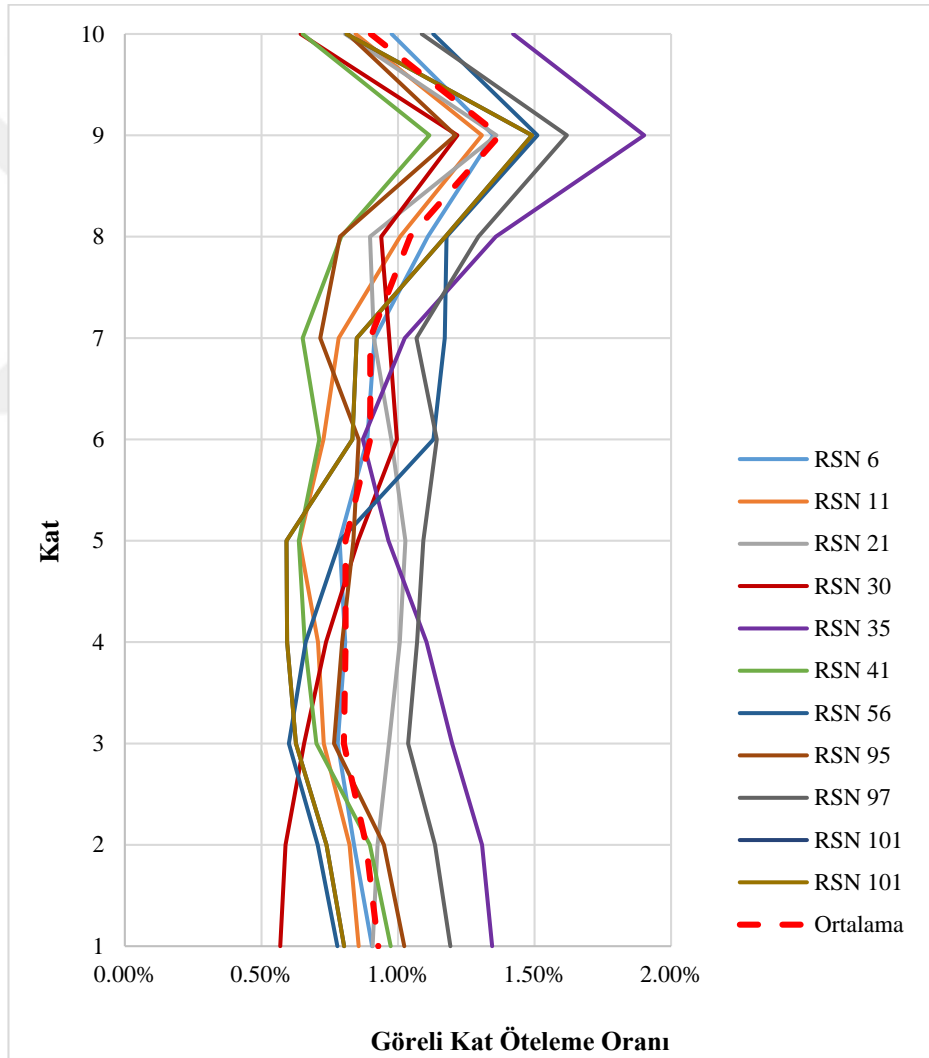


Şekil 4.6. PTPT yöntemi ile tasarlanmış 5 katlı binanın maksimum görel kat öteleme değerleri

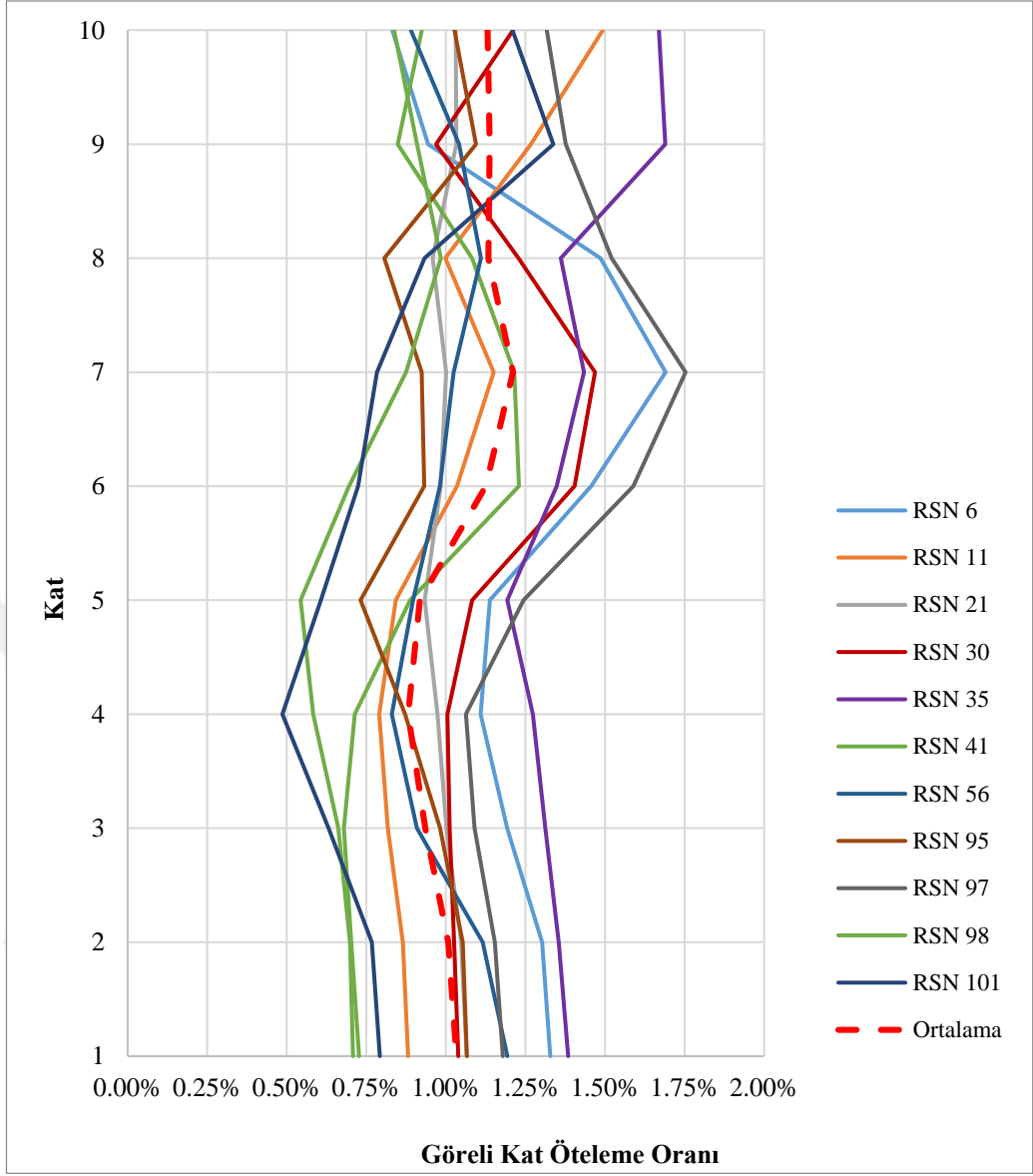


Şekil 4.7. 5 katlı binalarının görel kat öteleme değerlerinin ortalamaları

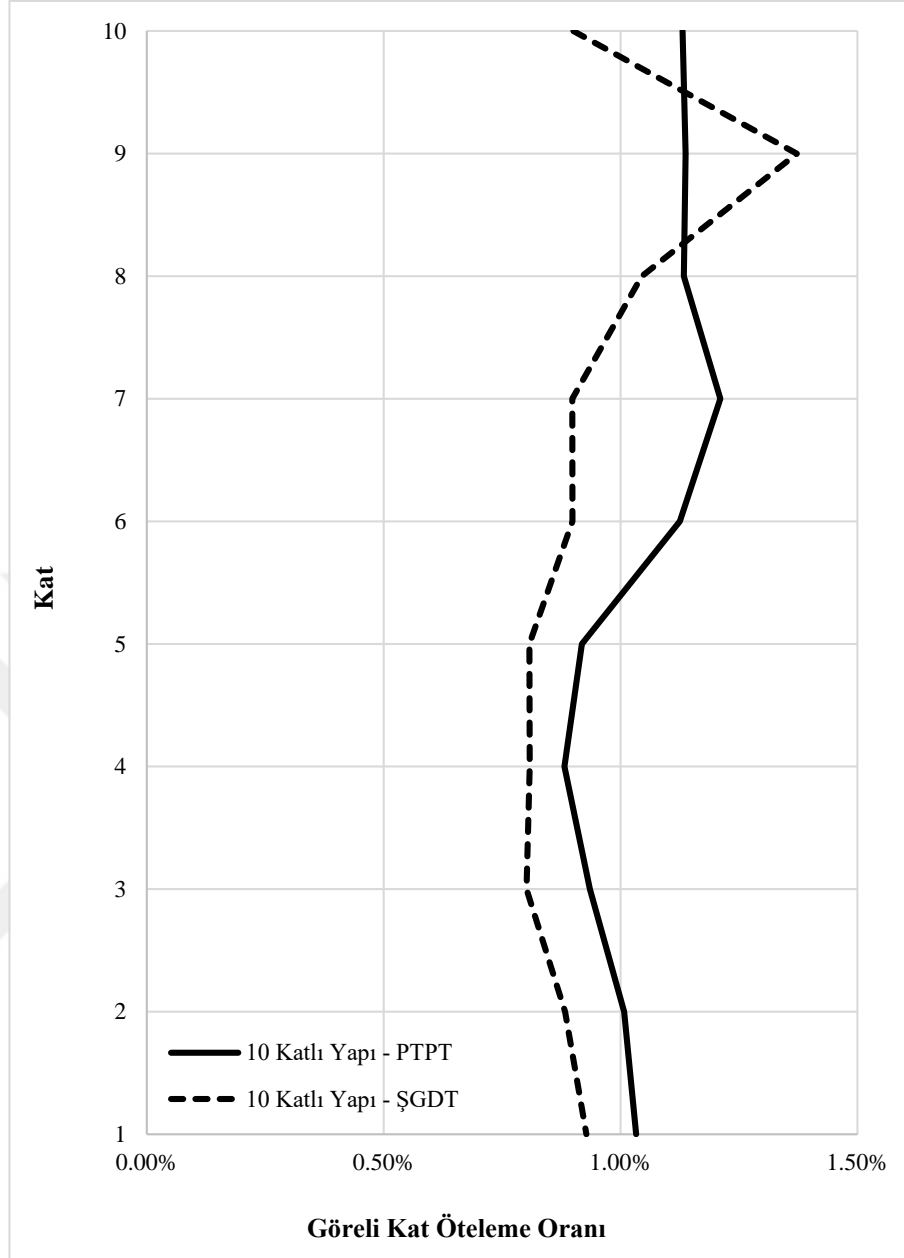
ŞGDT ve PTPT yöntemleri kullanılarak tasarlanan 5 katlı binalar için 11 farklı deprem kaydı altında maksimum görelî kat öteleme değeri sırasıyla Şekil 4.5 ve 4.6'da verilmiştir. Şekil 4.7'de ise her iki yöntemin görelî kat ötelemelerinin ortalamaları gösterilmiştir. Görüldüğü üzere PTPT yöntemi ile tasarlanmış yapının görelî kat öteleme miktarının ortalama değeri ŞGDT'ye göre daha yüksek çıkmıştır. Nedenin ise PTPT yöntemi ile tasarlanmış yapının BÖÇ kesitlerinin ŞGDT'ye göre daha küçük olması olarak değerlendirilmiştir. Bu olaydan yapı rijitliği etkilenecek bina daha fazla ötelenme yapmıştır. Her iki yöntemde de binaların görelî kat ötelemeleri, sınır değerlerden küçük çıkmıştır.



Şekil 4.8. ŞGDT yöntemi ile tasarlanmış 10 katlı binanın maksimum görelî kat öteleme değeri



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

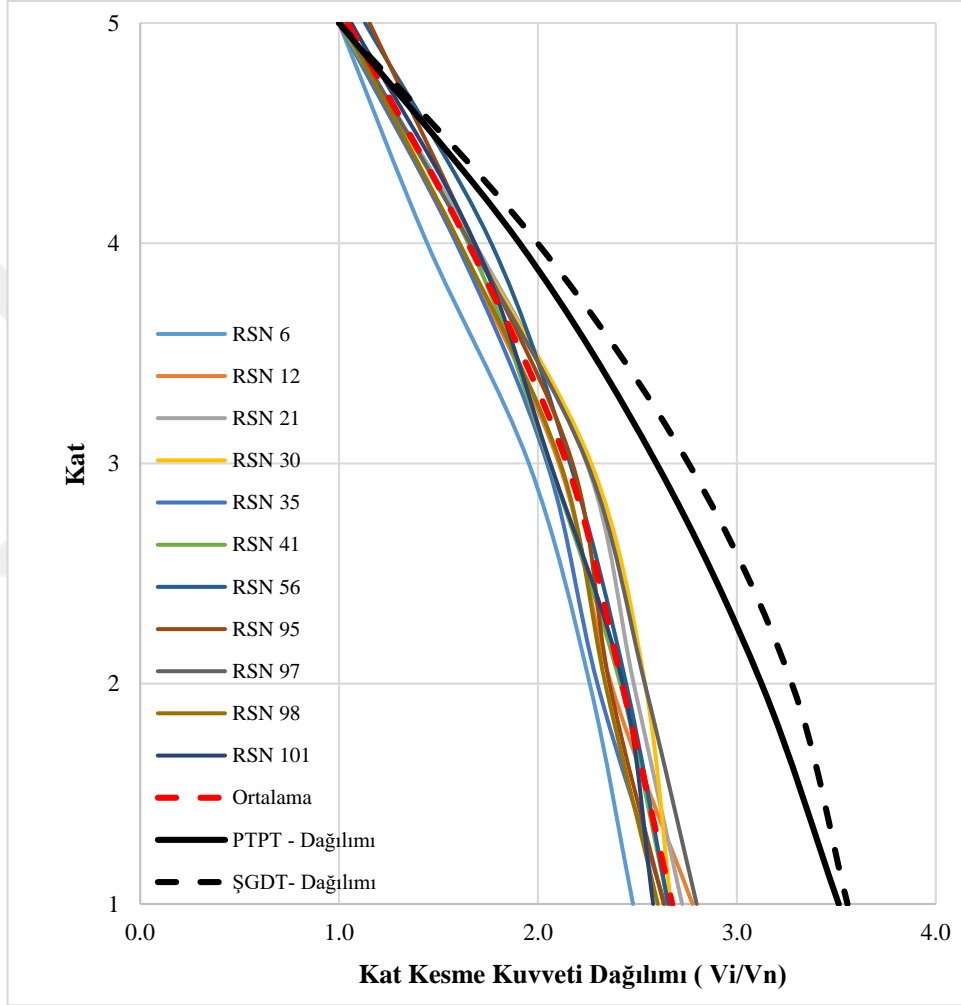


Şekil 4.10. 10 katlı binalarının görelü kat öteleme değerlerin ortalamaları

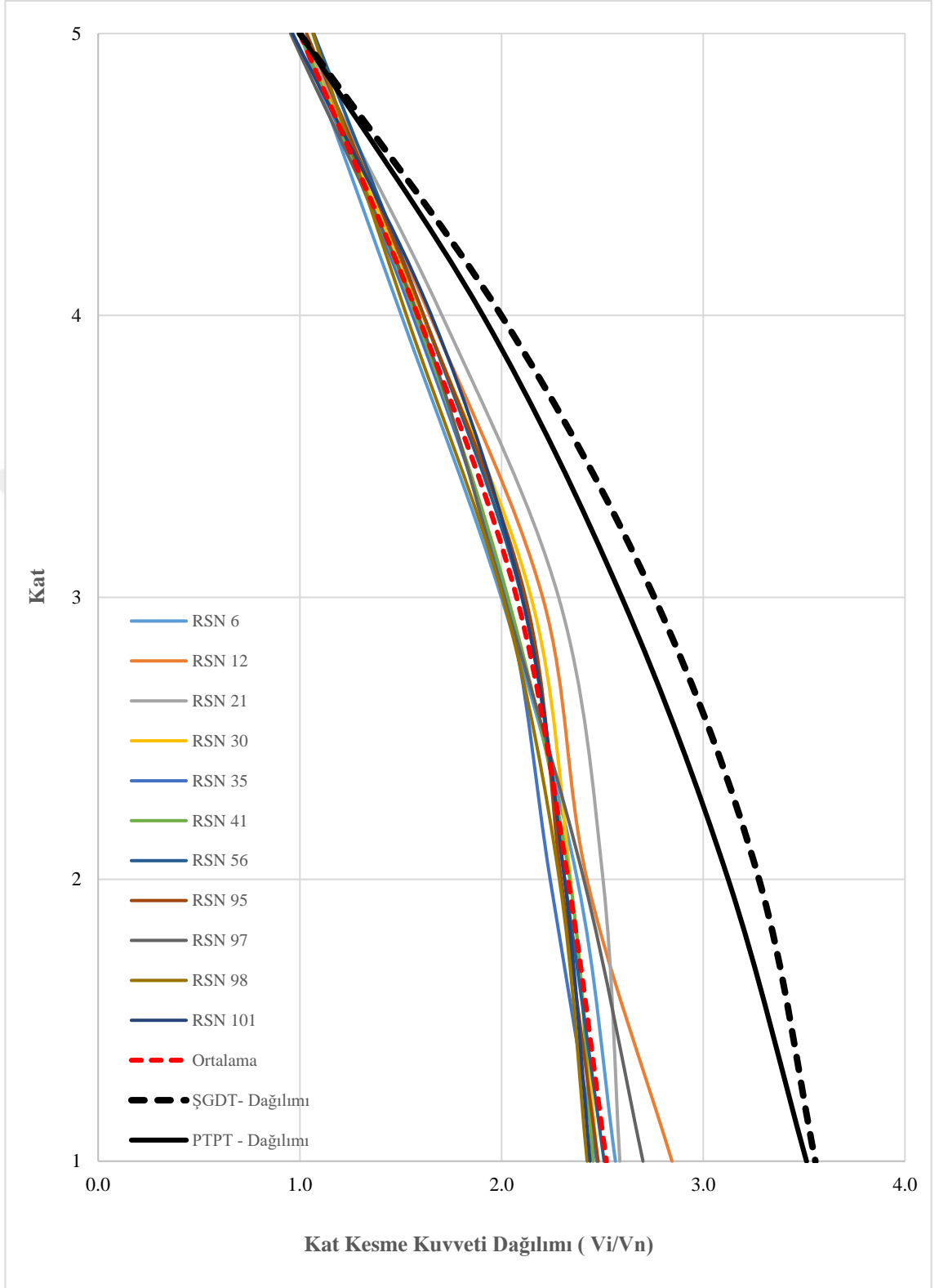
ŞGDT ve PTPT yöntemleri kullanılarak tasarlanan 10 katlı binalar için 11 farklı deprem kaydı altında maksimum görelü kat öteleme değerleri sırasıyla Şekil 4.8 ve 4.9'da verilmiştir. Şekil 4.10'da ise her iki yöntemin görelü kat ötelemelerinin ortalamaları gösterilmiştir. Şekillerden görüldüğü üzere 10 katlı yapıda da 5 katlı yapıda olduğu gibi PTPT yönteminin görelü kat ortalama değeri daha fazla çıkmış ve her iki yöntemde de sınır değeri aşılmamıştır.

4.5. Kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması

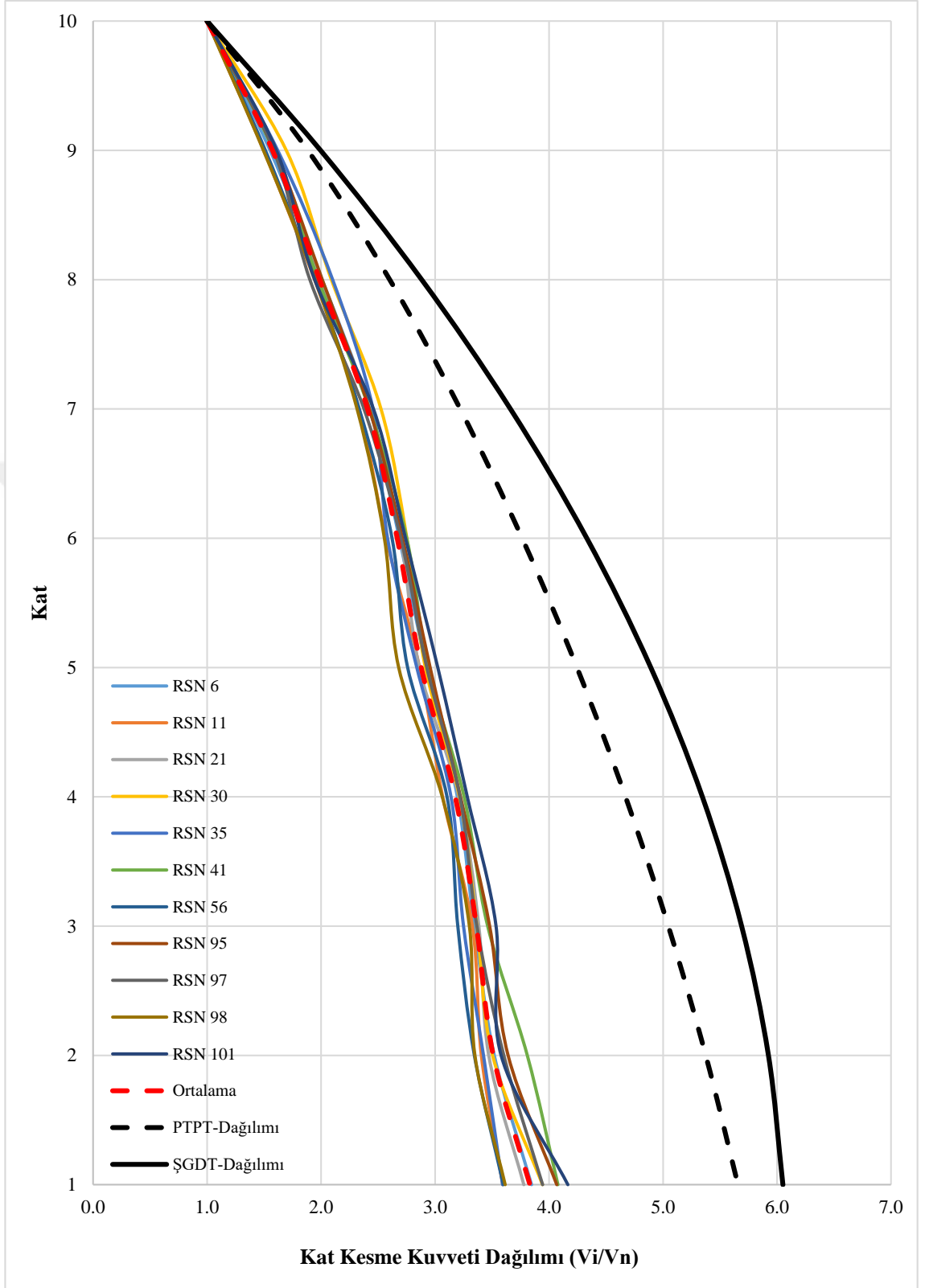
Aşağıdaki şekillerde 11 farklı deprem kaydı kullanılarak incelenen yapılar için maksimum kat kesme kuvvetleri gösterilmiştir. Kat kesme kuvvetleri en üst kat kesme kuvvetine orantılanarak normalize edilmiştir. Aynı şekil üzerinde PTPT ve ŞGDT yöntemlerinin tasarım aşamasında kullanılan kat kesme kuvvetleri de gösterilmiştir.



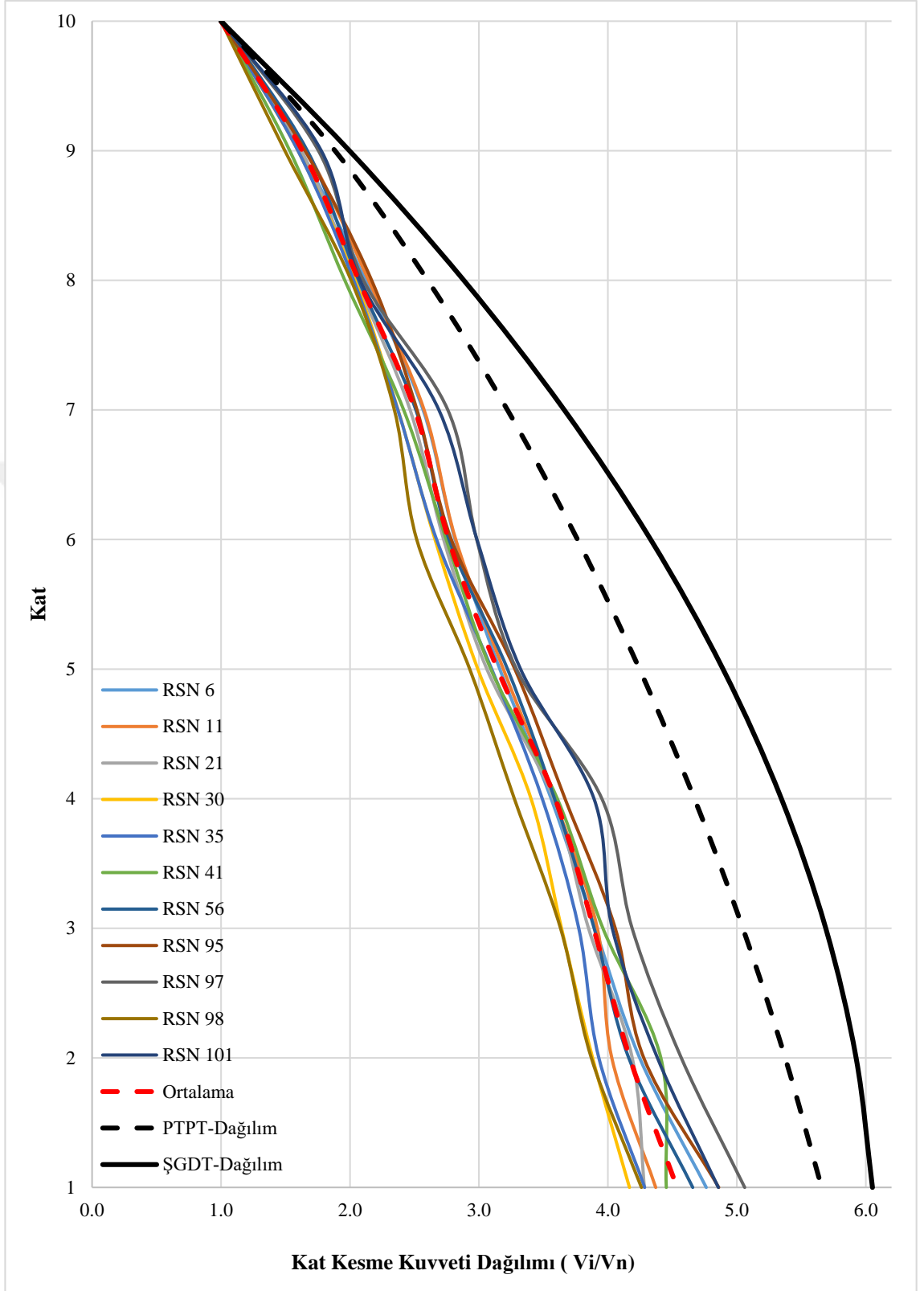
Şekil 4.11. ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binada 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



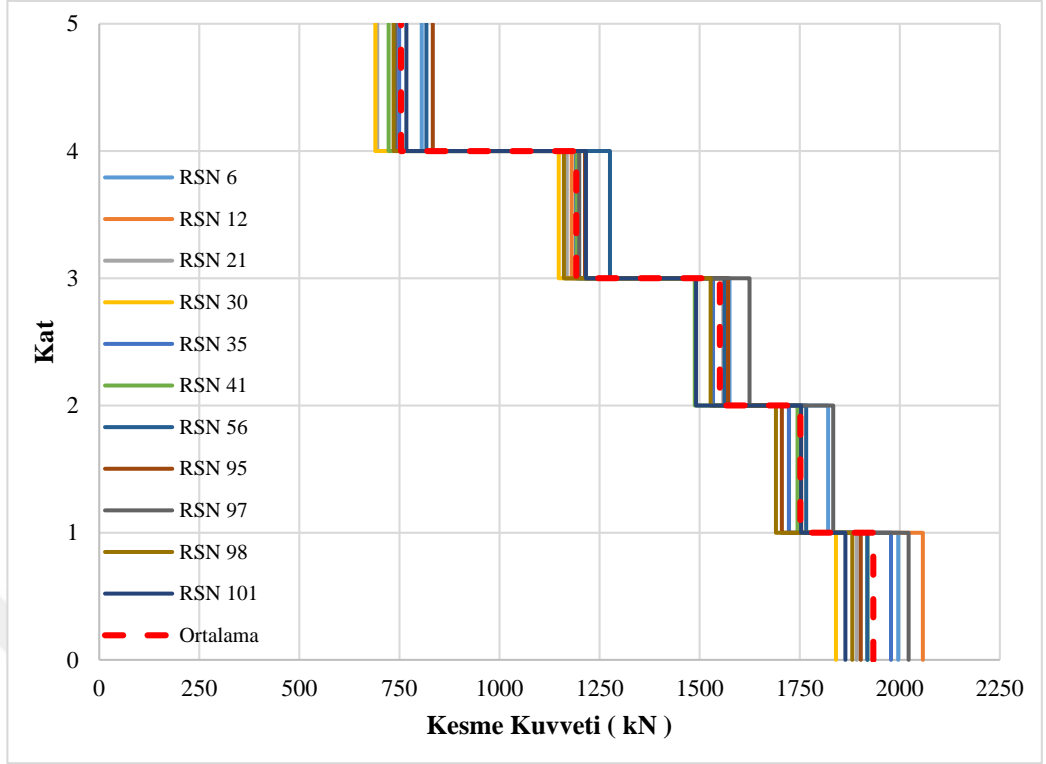
Şekil 4.12. PTPT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binada 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



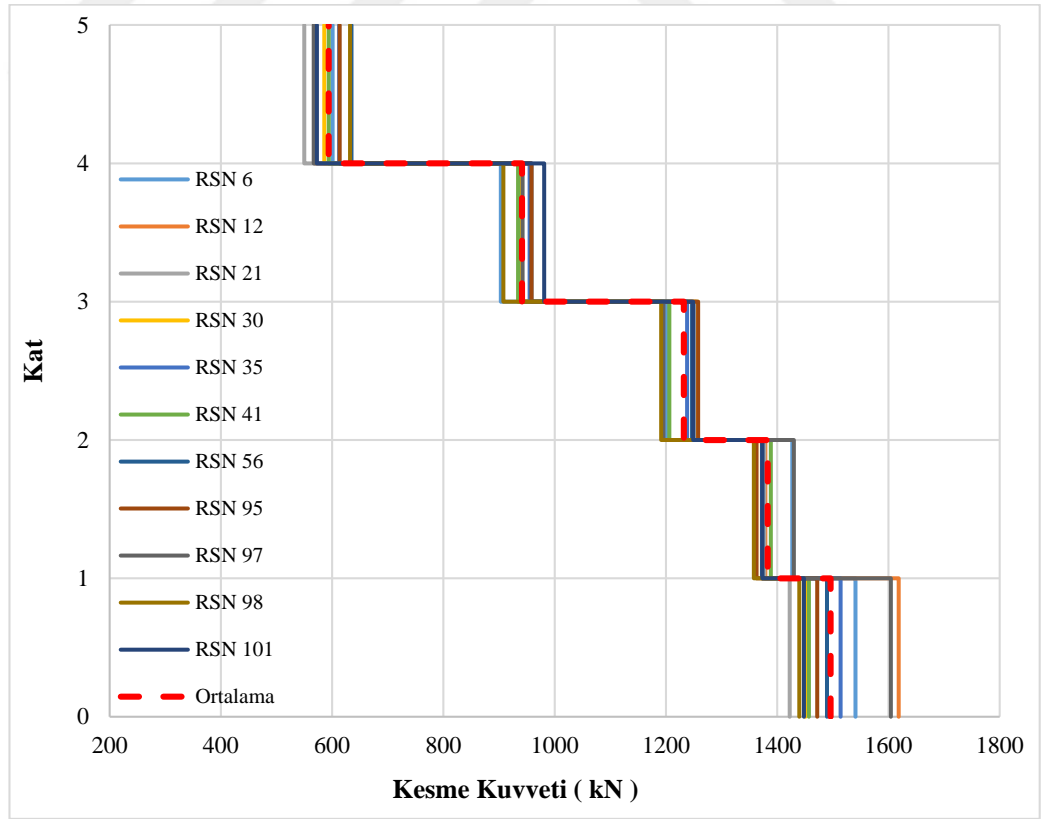
Şekil 4.13. ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



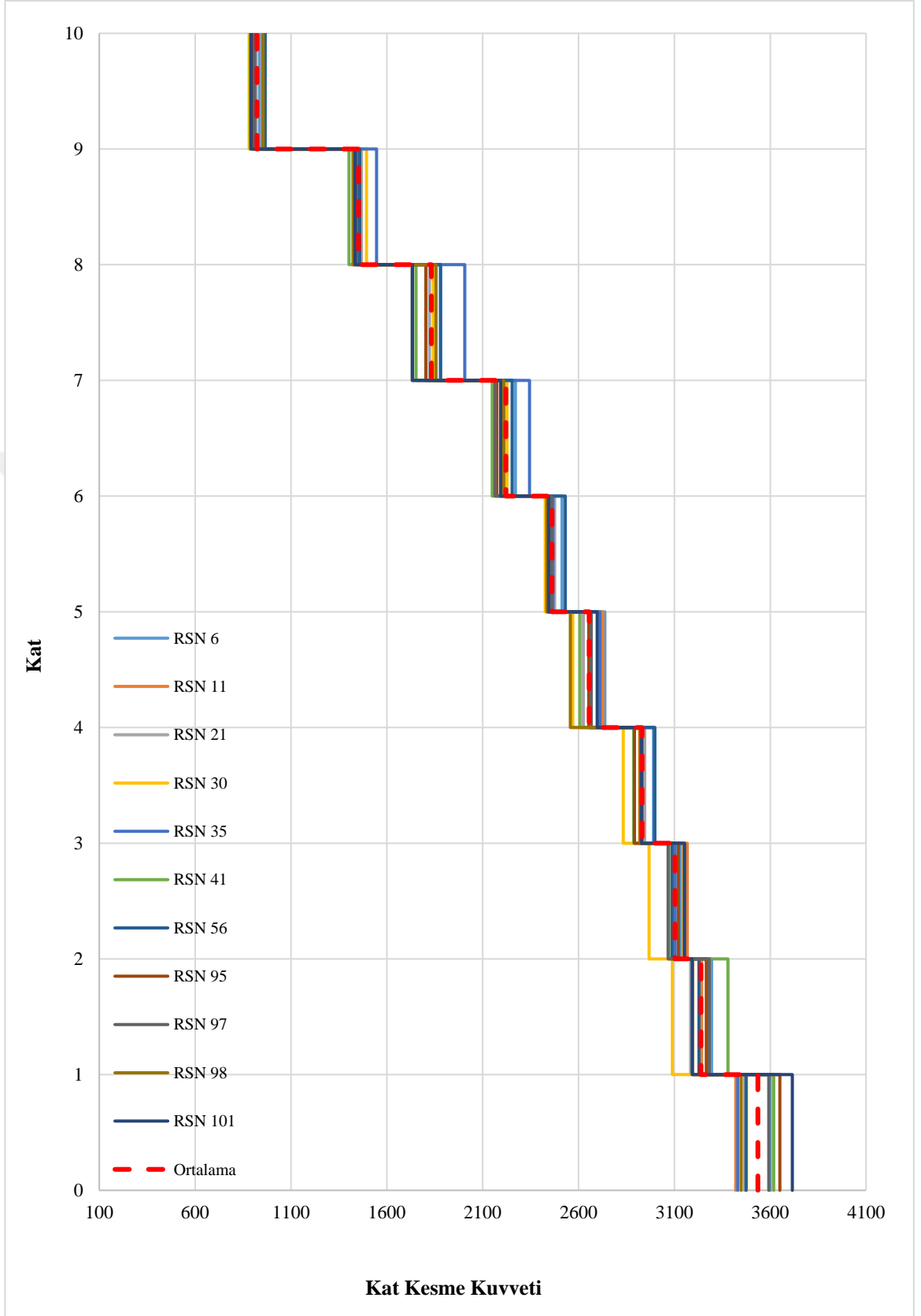
Şekil 4.14. PTPT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın 11 farklı deprem kayıtları altında oluşan kat kesme kuvvetin dağılımları



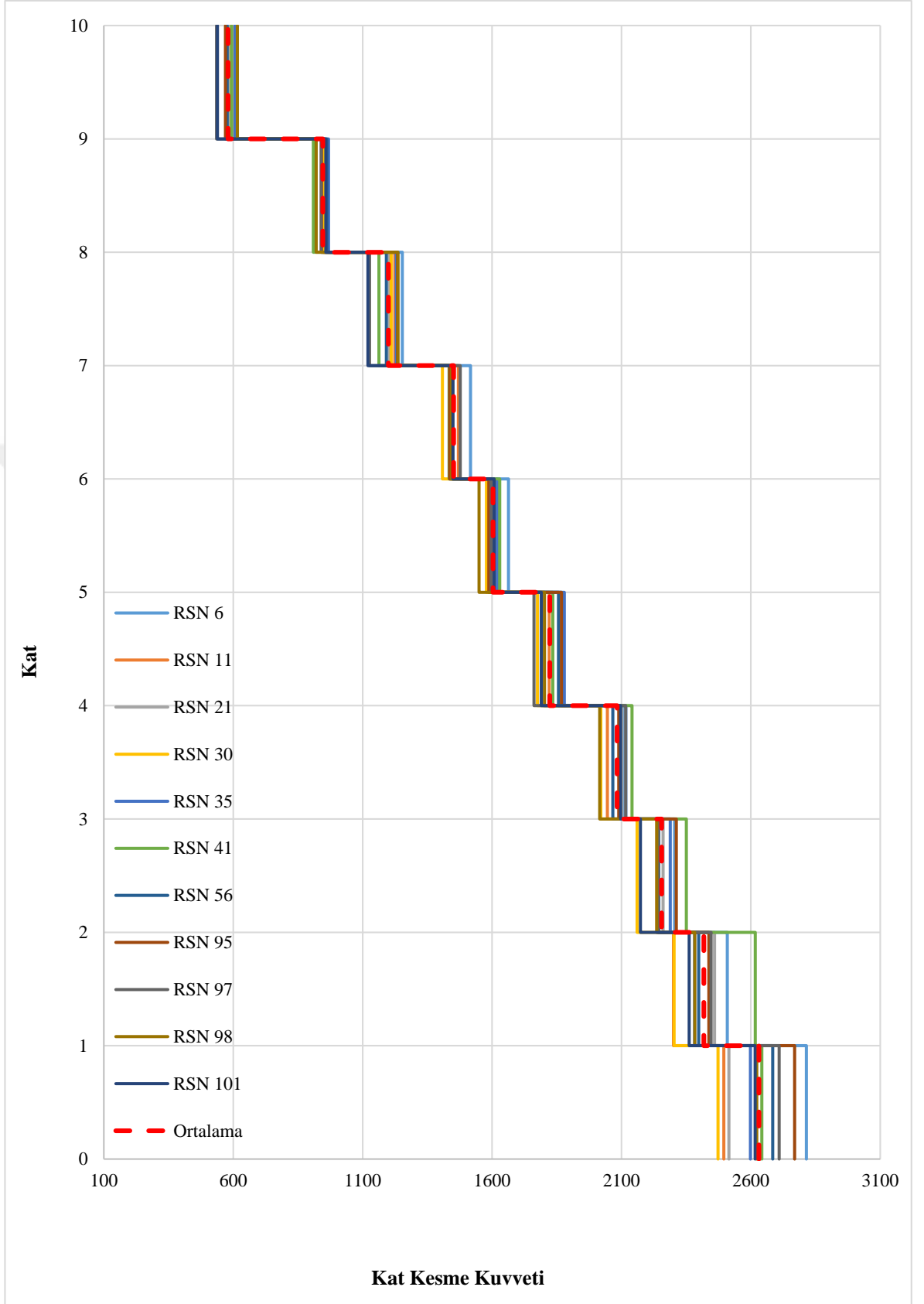
Şekil 4.15. ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın kat kesme kuvvetleri



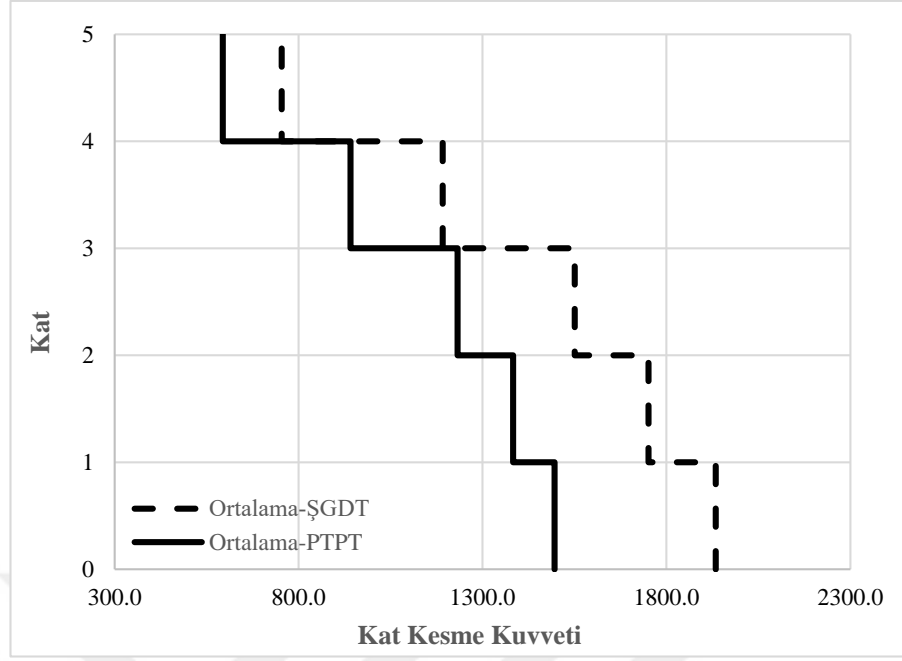
Şekil 4.16. PTPT yöntemine göre tasarlanan 5 katlı binanın kat kesme kuvvetleri



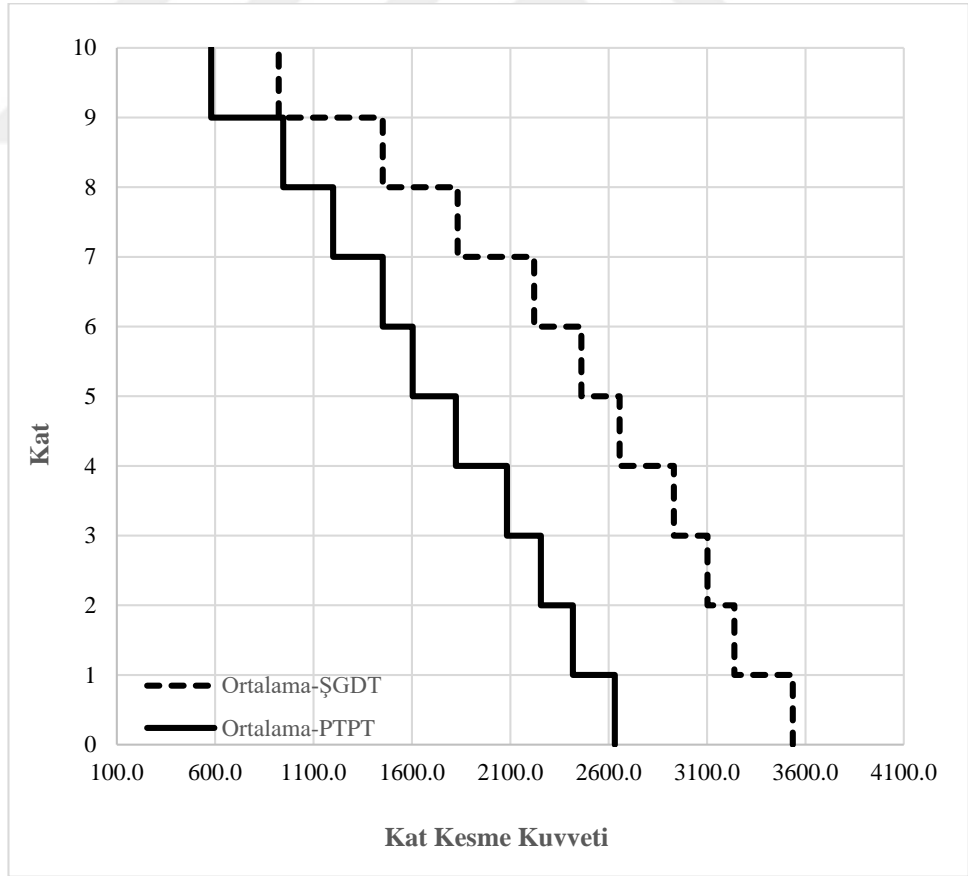
Şekil 4.17. ŞGDT yöntemine göre tasarlanan 10 katlı binanın kat kesme kuvvetleri



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

Yukarıdaki Şekil 4.19 ve 4.20'de ŞGDT ve PTPT yöntemleri kullanılarak tasarlanan 5 ve 10 katlı binaların dinamik analizi sonucunda ortalama kat kesme kuvvetleri karşılaştırılmıştır. PTPT yaklaşımı kullanılarak tasarlanan yapıların kat kesme kuvvetleri, her iki şekilde de görülebileceği gibi, ŞGDT yöntemi kullanılarak tasarlanandan daha düşüktür.



5. TARTIŞMA ve SONUÇ

Bu çalışmada taşıyıcı sistemi burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçevelerden oluşan 5 ve 10 katlı iki prototip bina PTPT ve ŞGDT yöntemleri kullanılarak tasarlanmıştır. Tasarımları yapılan binaların performans analizleri sabit tek modlu itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler ile yapılmış ve kıyaslanmıştır. Çalışma kapsamında bulunan sonuçlar maddeler halinde aşağıda verilmiştir:

- PTPT ve ŞGDT yöntemlerine göre tasarımları yapılan binalarda hedeflenen performanslara her iki yöntemde de ulaşılmıştır.
- Göreli kat öteleme oranı iki yöntemde de sınır değerden küçük çıkmıştır.
- İki yöntemde göre yapılan tasarımlarda kesitler kiriş ve kolonlarda aynı, BÖÇ'lerde ise PTPT yönteminde daha küçük çıkmıştır.
- PTPT yöntemi ile tasarlanan binaların ortalama göreli kat öteleme değerleri ŞGDT yaklaşımına göre kıyasla daha büyük çıkmıştır. Nedenin ise PTPT'ye göre tasarlanan yapıların BÖÇ kapasitelerinin daha küçük olması olduğu tespit edilmiştir.
- Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz ile kat kesme kuvvetlerinin kıyaslanması sonucunda PTPT yönteminde kullanılan yatay yük dağılımının mevcut yönetmelikte verilen yük dağılımına yakın olmakla birlikte yapı davranışını küçük oranda da olsa daha iyi temsil ettiği gözlemlenmiştir.
- PTPT yöntemi burkulması önlenmiş çaprazlı çelik binaların tasarımında güvenle kullanılabilir bir yöntem olduğu görülmüştür.
- PTPT yöntemi el hesabı ile çözülebilen basit bir yöntem olması mevcut yöntemlere göre avantaj sağlamaktadır.
- PTPT'nin hem pratik hem de etkili bir yöntem olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Arat, M. F. (2020). Performans tabanlı plastik tasarım yönteminin şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım yöntemiyle kıyaslanması. *Yüksek Lisans Tezi*, İnşaat Mühendisliği, Uludağ Üniversitesi, Türkiye.
- Bai, J., Ou, J. (2016). Earthquake-resistant design of buckling-restrained braced RC moment frames using performance-based plastic design method. *Engineering Structures*, 107 : 66-79.
- Banihashemi, M. R., Mirzagoltabar, A. R., Tavakoli, H. R. (2015). Development of the performance based plastic design for steel moment resistant frame. *International Journal of Steel Structures*, 15(1): 51-62.
- Bayat, M. R. (2010). Performance-based plastic design of earthquake resistant steel structures: concentrically braced frames, tall moment frames, plate shear wall frames. *Doktora Tezi*, the Faculty of the Graduate School, The University of Texas, Arlington, USA.
- Çetinkaya, S. (2013). Çelik çekirdekli bir burkulması önlenmiş çaprazın histeretik davranışı ve BÖÇ'lü bir çelik bina tasarımı. *Yüksek Lisans Tezi*, İnşaat Mühendisliği, İstanbul Teknik Üniversitesi, Türkiye.
- Darılmaz, K. (2018). Türkiye bina deprem yönetmeliğine kısa bakış betonarme sistemlerin modellenmesi, analizi ve boyutlandırılması. TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Antalya Şubesi, [http://www.imo.org.tr/resimler/dosya_ekler/c047eaa5e409ee3_ek.pdf?tipi=1&tu ru=X&sube=21-\(21.05.2020\)](http://www.imo.org.tr/resimler/dosya_ekler/c047eaa5e409ee3_ek.pdf?tipi=1&tu ru=X&sube=21-(21.05.2020))
- Dalal, S. P., Vasanwala, S. A., Desai, A. K. (2012). Comparison of elastic design and performance based plastic design method based on the inelastic 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 (PBSD) 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 .

Karagöz, R. (2019). Burkulması önlenmiş çapraz sistemli çerçevelerin doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, İnşaat Mühendisliği, İstanbul Teknik Üniversitesi, Türkiye.

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 şekil değiştirmeye 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.

Surendran N., Varma, A. (2017). Buckling Restrained Braces (BRB). *International Research Journal of Engineering and Technology* : 2320-2324.

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

Özkan, H. (2013). Burkulması önlenmiş çaprazlı çelik yapıların tasarımı. *Yüksek Lisans Tezi*, İnşaat Mühendisliği, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Türkiye.

Liao, W. C., Goel, S.C. (2010). Performance Based Plastic Design (PBD) 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

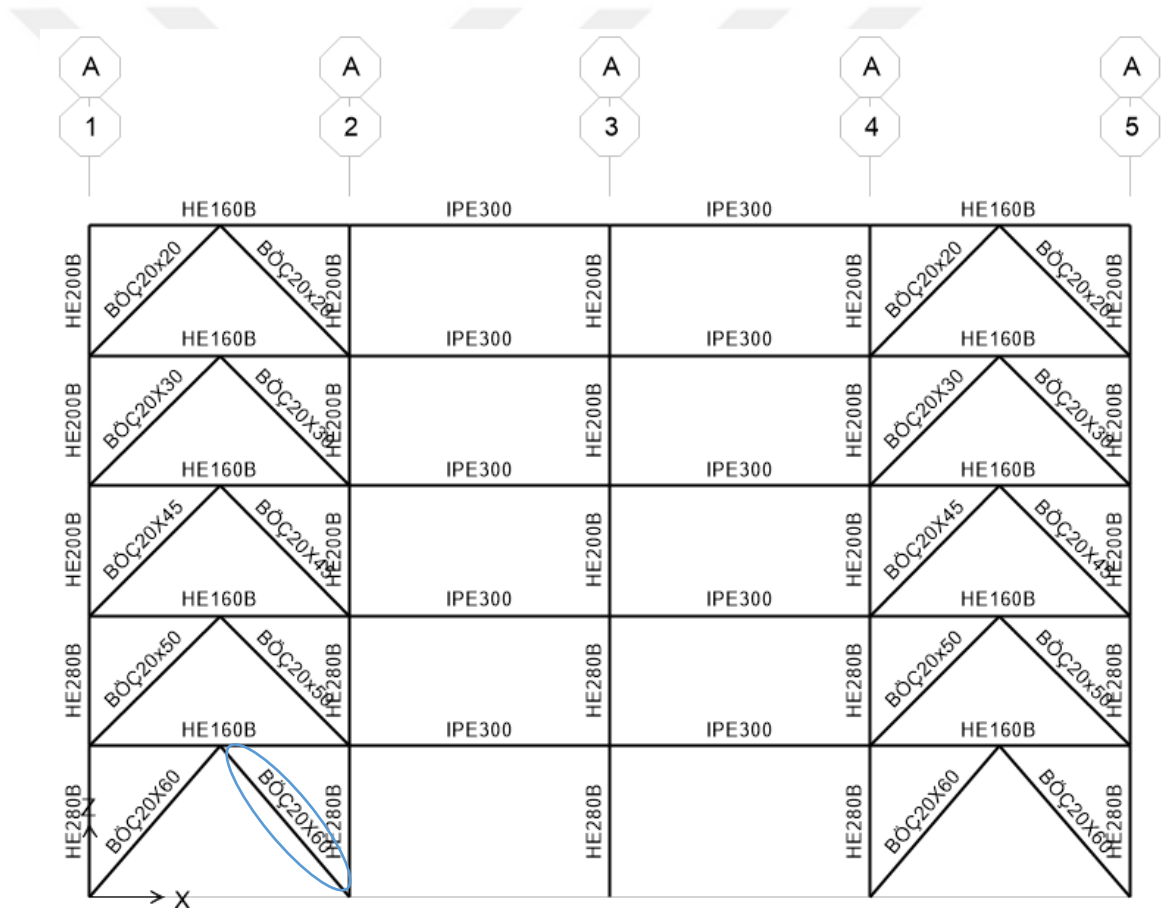
- EK 1** 5 Katlı protitip binanın burkulması önlenmiş çapraz, kiriş ve kolon tasarımı (DGT)
- EK 2** 5 Katlı yapının burkulması önlenmiş çapraz, kiriş ve kolon tasarımı (PTPT)



EK 1 (DGT)

Burkulması Önlenmiş Çaprazların Boyutlandırılması

İki ucu mafsallı olarak mesnetlenen burkulması önlenmiş çapraz (BÖÇ) elemanlara ait dayanım kontrolü, TBDY 9.9.3'e göre verilen koşullar ve ikinci mertebeli etkilerin gözönüne alınması ile hesaplanan en elverişsiz iç kuvvetler (gerekli dayanımlar) altında yapılmıştır. Şekil EK1.1'de belirtilen 5 katlı yapının A aksı boyunca 1-2 aksları arasındaki birinci kat, 2 aksına bağlantılı BÖÇ enkesiti için karakteristikler aşağıda verilmiştir.



Şekil EK 1.1. Tasarımı yapılan 5 katlı burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçeve sistemi

Çizelge EK 1.1. BÖÇ elaman efektif rijitlik değerleri

Kat	E	A_c	A_t	A_j	L	L_c	L_t	L_j	K_{eff}	K_{çekirdek}	K_{eff}/K_ç
Birim	Mpa	mm ²	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	mm	N/mm	N/mm	
5	200000	400	640	880	4242.64	2969.85	254.56	1018.23	22273.07	18856.18	1.181
4	200000	600	960	1320	4242.64	2969.85	254.56	1018.23	33409.61	28284.27	1.181
3	200000	900	1440	1980	4242.64	2969.85	254.56	1018.23	50114.41	42426.41	1.181
2	200000	1000	1600	2200	4242.64	2969.85	254.56	1018.23	55682.68	47140.45	1.181
1	200000	1200	1920	2640	4609.77	3226.84	276.59	1106.35	61497.60	52063.31	1.181

Çelik sınıfı

S 235 $F_y = 235 \text{ kN/mm}^2$ $F_u = 360 \text{ kN/mm}^2$

Enkesit

BÖÇ 20x60 $b = 20 \text{ mm}$ $h = 60 \text{ mm}$ Alan= 1200 mm^2

TBDY 9.9.3.2 gereği çelik çekirdek, çapraz elemana etkiyen aksenal kuvvetin tamamını karşılayacak şekilde boyutlandırılacaktır. Ancak TBDY 9.9.2.2'de belirtildiği gibi burkulması önlenmiş çaprazlar düşey yük etkilerinin aktarılmasında gözönüne alınmayacaktır.

Yaklaşık ikinci mertebe analizi ile gerekli iç kuvvetin belirlenmesi, en elverişsiz iç kuvvet $1.437(NGX+NGY)+0.5(NQX+NQY)+EXN-0.3EYN$ yük birleşiminden elde edilmiştir. Düşey yük dikkate alınmadığından,

$$P_{nt} = 0$$

yatay yükler yükler etkisinde $[1.437(NGX+NGY)+0.5(NQX+NQY)+EXN-0.3EYN]$

$$P_{lt} = 240.195 \text{ kN (Basınç)}$$

Gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı, P_r , ilgili yük birleşimi altında ÇYTHYE 6.5.2'ye göre, yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanacaktır.

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (\text{Denk Ek 1.3})$$

B_2 arttırma katsayısının belirlenmesi

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}} \geq 1.0 \quad \alpha=1.0 \quad (\text{Denk Ek 1.4})$$

$$P_{e,kat} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad R_M = 1 - 0.15(P_{mf} / P_{kat})$$

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

Birinci kat için,

$$P_{kat} = 1.437x(4.3x576+4x6.4x576) + 0.5(5x2x576) = 27628.59 \text{ kN}$$

$$H_x = 312.92 + 312.44 + 237.45 + 162.47 + 87.48 = 1112.76 \text{ kN}$$

$$\Delta_{Hx} = 7.602 \text{ mm}$$

$$L = 3500 \text{ mm (kat yüksekliği)}$$

$$P_{e,kat} = 1 \frac{1112.76x3500}{7.602} = 512320,44 \text{ kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1.0x27628.59}{512320.44}} = 1.057 \geq 1.0 \text{ olduğundan } B_2 = 1.057$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 0 + (1.057)(240.195) = 253.88 \text{ kN}$$

SAP2000 programından elde edilen ikinci merteye etki,
 $P_r = 251.65 \text{ kN}$

Bilgisayar programında ikinci merteye etkinin dikkate alınabilmesi için yük birleşimlerinin sabit ve hareketli yükleride içermesi gerekmektedir. Aksi halde ikinci merteye etki söz konusu olmamaktadır. Yukarıda da izah edildiği üzere TBDY 9.9.2.2 gereği BÖÇ'lerin tasarımında düşey yükler dikkate alınmaması nedeni ile bilgisayar analizinden elde edilen sonuçlardan düşey yükler çıkarılmıştır.

$[1.437(G+NGX+NGY)+0.5(Q+NQX+NQY)+EXN-0.3EYN-NL]$ yük birleşiminden elde edilen $P_r = 272.236 \text{ kN}$ (basıç)

$1.437G+0.5Q$ yük birleşiminden ise $P_r = 20.586 \text{ kN}$ (basıç).

$P_{r \text{ toplam}} = 272.236 - 20.586 = 251.65 \text{ kN}$]

TBDY 9.9.3.2'ye göre tasarımda çaprazda oluşan maksimum basınç ve çekme kuvvetleri durumları için gerekli alan aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (\text{Denk Ek 1.5})$$

YDKT ye göre,

$$A_{sc \text{ min}} = \frac{P_{y_{sc}}}{\phi F_{y_{sc}}} \quad (\text{Denk Ek 1.6})$$

$$A_{sc \text{ min}} = \frac{251.65 \times 10^3}{0.9 \times 235} = 1189.84 \text{ mm}^2$$

Çizelge EK 1.2. ŞGDT yöntemi 5 katlı BÖÇ için tasarım sonuçları

Kat	Pr Sistem NL	Ascmin=Pysc/Fysc*φ	Seçilen Kesit	b	h	Asc
				mm	mm	mm ²
5	64.91	306.92	BÖÇ20x20	20	20	400
4	123.91	585.85	BÖÇ20x30	20	30	600
3	178.33	843.17	BÖÇ20x45	20	45	900
2	207.03	978.85	BÖÇ20x50	20	50	1000
1	251.65	1189.84	BÖÇ20x60	20	60	1200

Çizelge EK.1.2’de Pr sistem yük birleşimi yukarıda izah edildiği üzere,

$$[1.437(G+NGX+NGY) + 0.5(Q+NQX+NQY) + EXN-0.3EYN-NL] - [1.437G + 0.5Q]$$

BÖÇ’lü Kolonların Tasarımı

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

Çelik sınıfı

$$S 275 \quad F_y = 275 \text{ kN/mm}^2 \quad F_u = 430 \text{ kN/mm}^2$$

Enkesit

HE280B

Çizelge EK 1.3. 5 katlı A2 1. kat kolonu tasarım parametreleri

Kat	Kesit	h	b	d	tf	tw	Alan	J	W _{ex}	W _{px}	ix	iy
Birim		mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm
1	HE280B	280	280	196	18	10.5	13100	1460000	1376429	1534000	121.284	70.953

TBDY 9.9.2.1 uyarınca, kolonların TBDY 9.2.6'da tanımlanan akma (mekanizma) durumu ile uyumlu iç kuvvetlerinin hesabı için gözönüne alınan BÖÇ elemanların iç kuvvetleri, aşağıda verilen olası aksenal çekme kuvveti (T), aksenal basınç kuvveti (P) dayanımlarıdır.

$$T = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad \text{TBDY(9.23)}$$

$$P = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad \text{TBDY(9.24)}$$

BÖÇ'lerin akma (mekanizma) durumu ile uyumlu iç kuvvetlerinin belirlenmesi

Daha önce de belirtildiği gibi ω ve β değerlerini tasarımcı belirleyemez, üretici firmadan temin edilir. Bu nedenle bu tezde 'Çelik Çekirdekli Bir Burkulması Önlenmiş Çaprazın Histeretik Davranışı ve BÖÇ'lü Bir Çelik Bina Tasarımı' adlı yüksek lisans tezinde 'Star Seismic' üretici firmasından temin edilen ω ve β değerlerinin ortalama değerleri sırası ile 1.42 ve 1.14 olarak hesaplanmış ve kullanılmıştır. Çelik çapraz için akma dayanımı 235 Mpa olan S235 malzeme için Tablo TBDY 9.2'de olası malzeme dayanım katsayısı $R=1.4$ 'dir. Ancak bu tezde ω ve β değerlerinin belirlenmesinde referans alınan kaynakta deneyler sonucu bulunan malzemenin esas akma dayanımı kullanılmıştır (290 Mpa).

BÖÇ'ün olası aksenal çekme kuvveti dayanımı

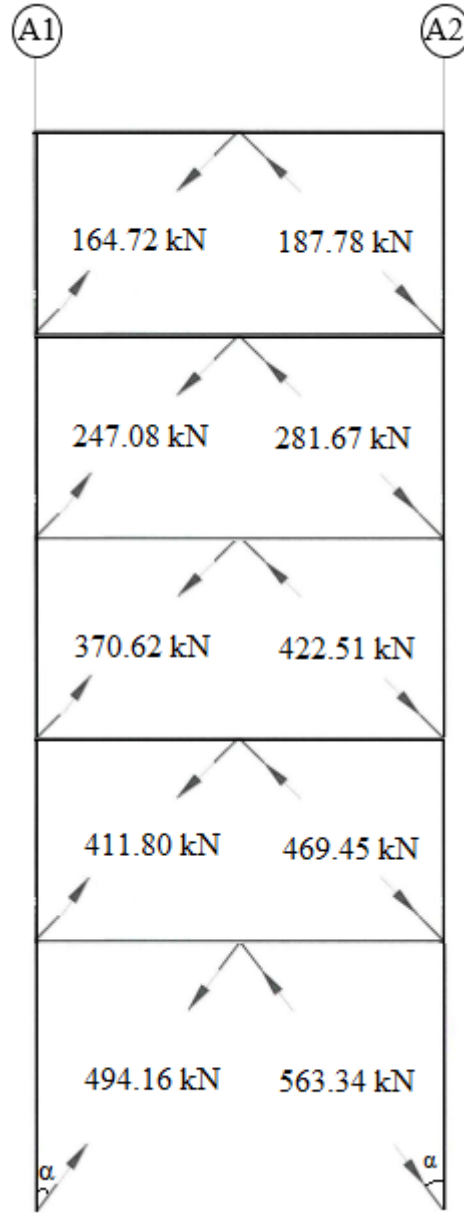
$$T = \omega R_y P_{y_{sc}} = \omega R_y F_{y_{sc}} A_{sc} = (1.42)(1)(290)(1200) = 494.16 \text{ kN}$$

BÖÇ'ün olası aksenal basınç kuvveti dayanımı

$$P = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} = (1.14)(1.42)(1)(290)(1200) = 563.34 \text{ kN}$$

Çizelge EK 1.4. BÖÇ'lerin olası çekme ve basınç kuvveti dayanımları

Kat	β	ω	Asc	Ty	Py
Birim			mm²	kN	kN
5	1.14	1.42	400	164.72	187.78
4	1.14	1.42	600	247.08	281.67
3	1.14	1.42	900	370.62	422.51
2	1.14	1.42	1000	411.80	469.45
1	1.14	1.42	1200	494.16	563.34



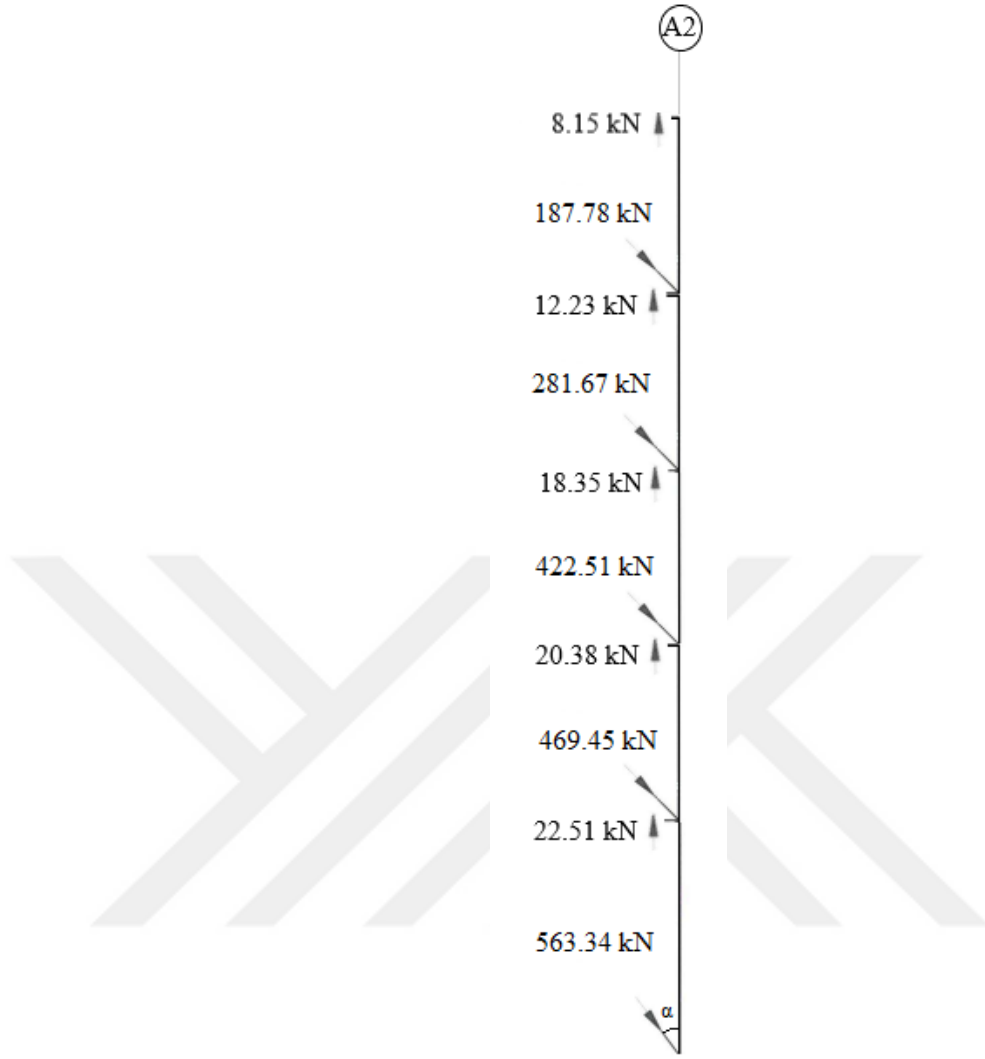
Şekil EK 1.3. BÖÇ'lerin olası aksenal kuvvet dayanımları

Şekil EK 1.3'den de görüleceği gibi mekanizma durumu için çapraz kuvvetleri Çizelge EK 1.4'te belirtilmiştir. A2 aksı birinci kat kolonu için el hesabı,

Mekanizma durumu ile uyumlu kolon iç kuvvetlerinin hesabı

Kiriş orta noktasında birleşen çaprazların, bu noktada oluşturdukları kuvvetlerin kiriş uç noktalarında meydana getirdikleri kesme kuvvetleri, F_v hesabı,

$$F_v = (494.16 - 563.34)(\cos(40.6)) = -52.53 \text{ kN} \text{ iki kolon ucunda } F_v/2 = -26.26 \text{ kN}$$



Şekil EK 1.4. Mekanizma durumunda oluşan iç kuvvetler

Birinci kat A2 kolonu için mekanizma durumları esas alınarak denge denklemleri ile hesaplanan aksenal basınç kuvveti dayanımları aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$P_y = (469.45 + 422.51 + 281.67 + 187.78) - (26.26 + 20.38 + 18.35 + 12.23 + 8.15)$$

$$P_y = 1361.41 - 85.37 = 1276.04 \text{ kN (basınç)}$$

Çizelge EK 1.5. A2 aks kolonlarının iç kuvvetleri

Kat	α	Fv/2	$\sum T_y$	$\sum P_y$	1.437G+0.5Q	$\sum P_{u,T}$	$\sum P_{u,P}$
Birim	Derece	kN	kN	kN	kN	kN	kN
5	45	8.15	8.15	8.15	-161.985	-153.83	-153.83
4	45	12.23	185.10	-167.40	-390.038	-204.93	-557.44
3	45	18.34	450.53	-430.72	-620.383	-169.86	-1051.11
2	45	20.38	841.53	-832.85	-851.814	-10.28	-1684.66
1	49.4	22.51	1279.59	-1276.04	-1087.57	192.02	-2772.23

Dayanım fazlalığı katsayısı (D) ile arttırılmış deprem etkileri ile kolon iç kuvvetlerinin hesabı

A2 kolonu için gerekli dayanımlar, TBDY 9.2.6'ya göre,

$$1.437(G) + 0.5(Q) + D(E^X \pm 0.3E^Y)$$

yük birleşimlerinden elde edilecek eksenel çekme ve basınç kuvvetleridir. Gerekli eksenel kuvvet dayanımı, Pr, en elverişsiz yük birleşimleri altında ÇYTHYE 6.5'e göre, genel analiz yöntemi kullanılarak bilgisayar programından alınacaktır.

A2 aksaları için en elverişsiz yük birleşimi aşağıda verilmiştir.

$1.437(G+N_{GX}-N_{GY})+0.5(Q+N_{QX}-N_{QY})+2.5(E^{XN}-0.3E^{YN})-NL$ bu birleşimden elde edilen sonuçlar Çizelge EK.1.6'da detaylı bir şekilde verilmiştir.

Çizelge EK 1.6. A2 aks kolonlarının iç kuvvetleri

Kat	P	M3
Birim	kN	kN-m
5	-161.85	-6.29
4	-503.29	-6.29
3	-949.40	3.64
2	-1490.58	9.65
1	-2084.44	9.64

Daha önce belirtildiği üzere burkulması önlenmiş çaprazlı çelik çerçevelerin kolon ve kirişlerinin gerekli dayanımları deprem etkilerinin dayanım fazlalığı katsayısı D ile çarpılarak büyütülmesiyle belirlenen iç kuvvetlerin TBDY 9.2.5'te tanımlanan yük birleşimlerinde kullanılmasıyla elde edilecektir. Ancak bu iç kuvvetler kapasite tasarımı ilkesinin gereği olarak, pekleşme ve malzeme dayanım artışı etkileri de gözönüne alınarak tanımlanan akma (mekanizma) durumu ile uyumlu iç kuvvetlerden daha büyük alınmayacaktır.

Buna göre, mekanizma (akma) durumu ile uyumlu en elverişsiz kolon eksenel basınç kuvveti, $P_r = 2772.23$ kN olduğundan kolon dayanımı dayanım fazlalığı katsayısı, D ile çarpılarak büyütülmesiyle belirlenen iç kuvvet ile kontrol edilmelidir.

$$P_{uc} = 2084.44 \text{ kN (basınç)}$$

TBDY 9.9.1.1 uyarınca kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları, TBDY Tablo 9.3'te verilen, hd sınır değerini aşmayacaktır. Buna göre başlık parçası,

$$\frac{b}{t} = \frac{280/2}{18} = 7.78 < 0.30 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.08$$

Gövde parçası,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{280}{10.5} = 26.67 < 1.49 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 40.18$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşullar sağlanmaktadır.

Kolonun karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi

ÇYTHYE 5.4.1 uyarınca,

Yerel burkulma kontrolü

Başlık parçası (Tablo 5.1A, Durum 1)

$$\frac{b}{t_f} = \frac{280/2}{18} = 7.78 < 0.56 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 15.1$$

Gövde parçası (Tablo 5.1A, Durum 5)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{196}{10.5} = 18.67 < 1.49 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 40.2$$

Gerekli koşullar sağlandığından kolon enkesitinin başlık ve gövde parçaları narin değildir.

ÇYTHYE 8.2.1 uyarınca,

Eğilmeli burkulma sınır durumu

Enkesitin asal eksenlerine dik eleman burkulma boyları,

$$L_{cx} = K_x L_x = (1.0)(3500) = 3500 \text{ mm}$$

$$L_{cy} = K_y L_y = (1.0)(3500) = 3500 \text{ mm}$$

Yönetmelik 8.1.1 uyarınca, narinlik oranları,

$$\lambda_x = \frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{3500}{121.284} = 28.86$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{3500}{70.953} = 49.33$$

$$\lambda_{maks} = (\lambda_x; \lambda_y) = (28.86; 49.33) = 49.33$$

Elemanın aksenal basınç kuvveti dayanımını, (y-y) ekseninde oluşan eğilmeli burkulma durumu belirleyecektir.

$$\lambda_{maks} = 49.33 \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

Elastik burkulma gerilmesi,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{i_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{\left(\frac{3500}{70.953}\right)^2} = 811.21 \text{ N/mm}^2$$

Eğilmeli burkulma sınır durumunda kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{275}{811.21}}\right) 275 = 238.62 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı,

$$P_n = F_{cr} A_g = (238.62)(13100)10^{-3} = 3125.96 \text{ kN}$$

Buna göre, tasarım basınç kuvveti dayanımı,

$$P_d = \phi P_n = (0.9)(3125.96) = 2813.36 \text{ kN}$$

Kolonun tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi

ÇYTHYE 5.4.1 uyarınca,

Yerel burkulma kontrolü

Başlık parçası (Tablo 5.1B, Durum 10)

$$\frac{b}{t_f} = \frac{280/2}{18} = 7.78 < 0.38 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 10.2$$

Gövde parçası (Tablo 5.1B, Durum 15)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{196}{10.5} = 18.67 < 3.76 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 101.40$$

Gerekli koşullar sağlandığından eleman enkesitinin başlık ve gövde parçaları kompakt olarak sınıflandırılır.

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

Akma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n ve tasarım eğilme momenti dayanım, M_d

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 275(1534)10^{-3} = 421.850 \text{ kNm}$$

Yanal burulmalı burkulma sınır durumu

$$L_b = 3500 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = (1.76)(70.953) \sqrt{\frac{200000}{275}} = 3367.69 \text{ mm}$$

$$i_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{ht_w}{b_f t_f} \right)}} = \frac{280}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{(196)(10.5)}{(280)(18)} \right)}} = 78.21 \text{ mm}$$

$$h_o = d - t_f = 280 - 18 = 162 \text{ mm}$$

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

$$L_r = 1.95 (78.21) \frac{200000}{0.7 (275)} \sqrt{\frac{1460000}{(1376429)(262)} + \sqrt{\left(\frac{1460000}{(1376429)(262)} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 (275)}{200000} \right)^2}}$$

$$L_r = 14871.15 \text{ mm}$$

$L_p < L_b < L_r$ olduğundan, M_n ÇYTHYE Denk.(9.3) ile belirlenecektir.

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

$$M_n = 1 \left[421.85 - (421.85 - 0.7 (275) (1376 \times 10^{-3})) \left(\frac{3.5 - 3.37}{14.87 - 3.37} \right) \right] = 420.05 \text{ kNm} \leq M_p$$

Kolonun tasarım eğilme momenti dayanımı,

$$M_c = \phi M_n = 0.9 (420.05) = 378.04 \text{ kNm}$$

Bileşik etkiler altında dayanım kontrolü

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{2084.44}{2813.36} = 0.74 > 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{2084.44}{2813.36} + \frac{8}{9} \left(\frac{9.64}{378.04} \right) = 0.764 < 1 \checkmark$$

BÖÇ'lü Kirişlerin Tasarımı

Şekil EK1.2 de görüleceği gibi mekanizma durumu için çapraz kuvvetleri Çizelge EK1.3'de belirtilmiştir. Çaprazlı birinci kat kirişi için el hesabı,

Mekanizma durumu ile uyumlu kiriş iç kuvvetlerinin hesabı

Kiriş orta noktasında birleşen çaprazların, bu noktada oluşturdukları düşey ve yatay kuvvetlerin hesabı,

$$F_v = (494.16 - 563.34)(\cos(40.6)) = -52.53 \text{ kN} \rightarrow V_{\text{kiriş}} = -52.53/2 = -26.265 \text{ kN} \rightarrow$$

$$M_{\text{kiriş}} = M_{\text{mekanizma}} + M_{\text{düşey yük}}$$

$$M_{\text{mekanizma}} = (-26.265)(3) = -78.80 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{düşey yük}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{[(1.437)(0.8)(6.4) + (0.5)(0.8)(2)](6)^2}{8} = 36.71 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kiriş}} = -42.09 \text{ kNm}$$

$$F_h = (494.16 + 563.34)(\sin(40.6)) = 688.20 \text{ kN} \rightarrow P_{\text{kiriş}} = 688.20/2 = 344.10 \text{ kN (basınç)}$$

Dayanım fazlalığı katsayısı (D) ile arttırılmış deprem etkileri için en elverişsiz iç kuvvetler $1.437(G+NGX+NGY)+0.5(Q+NQX+NQY)+2.5(EXN-0.3EYN)-NL$ yük birleşiminden elde edilmiştir. $P_{\text{kiriş}} = -398.77 \text{ kN}$ $M_{\text{kiriş}} = -10.52 \text{ kNm}$

Buna göre dayanım fazlalığı katsayılı birleşimden gelen iç kuvvetler mekanizmaya göre daha küçük bileşik etkiye neden olduğundan D katsayısı yük birleşimleri ile hesaplar yapılmıştır.

Çizelge EK 1.7. Kiriş iç kuvvetleri

Kat	Seçilen Kesit	Kritik Yük Birleşimleri	P kN	M3 kN-m	Kapasite
5	HE160B	COM1	-125.47	-5.12	0.11
4	HE160B	COM1	-229.94	-8.36	0.19
3	HE160B	COM1	-323.07	-9.33	0.36
2	HE160B	COM1	-366.86	-9.20	0.40
1	HE160B	COM2	-398.77	-10.52	0.44

Çizelge EK1.7’de, COM1 ve COM2 kombinasyonları aşağıda verilmistir.

$$\text{COM1} = 1.437(G\text{-NGX}+\text{NGY})+0.5(Q\text{-NQX}+\text{NQY})+2.5(\text{EXN}+0.3\text{EYN})\text{-NL}$$

$$\text{COM2} = 1.437(G+\text{NGX}+\text{NGY})+0.5(Q+\text{NGX}+\text{NQY})+2.5(\text{EXN}-0.3\text{EYN})\text{-NL}$$

Çelik sınıfı

$$S\ 275\ F_y = 275\ \text{kN/mm}^2\ F_u = 430\ \text{kN/mm}^2$$

Enkesit

HE160B

Çizelge EK 1.8. Kiriş kesit parametreleri

Kat	Kesit	h	b	d	tf	tw	Alan	J	W_{ex}	W_{px}	ix	iy
Birim		mm	mm	mm	mm	mm	mm²	mm⁴	mm³	mm³	mm	mm
1	HE160B	160	160	104	13	8	5430	313000	311500	354000	67.75	40.46

Kiriş enkesit koşullarının kontrolü

TBDY 9.9.1.1 uyarınca kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranları, TBDY Tablo 9.3'te verilen, hd sınır değerini aşmayacaktır.

Buna göre başlık parçası,

$$\frac{b}{t} = \frac{160/2}{13} = 6.15 < 0.30 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 8.08$$

Gövde parçası,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{104}{8} = 13.00 < 1.49 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 40.18$$

olduğundan süneklik düzeyi yüksek enkesit için verilen koşullar sağlanmaktadır.

Kirişin yanal doğrultuda desteklenmesi

TBDY 9.2.8'e göre, süneklik düzeyi yüksek olarak tasarlanan yatay yük taşıyıcı sistemlerin çelik kirişlerinin alt ve üst başlıklarının, TBDY 9.2.8.2(b)'de verilen özel koşullar esas alınarak yanal doğrultuda desteklenmesi gerekmektedir. Bu durumda, bu destek noktaları arasındaki L_b uzaklığının, süneklik düzeyi yüksek sistemlerin kirişlerinin alt ve üst başlıklarının desteklendiği noktalar arasındaki uzaklık için verilen,

$$L_b \leq 0.086 i_y \frac{E}{F_y}$$

koşulunu sağlaması gerekmektedir.

$$L_b \leq 0.086(40.46) \frac{200000}{275} = 2530.59 \text{ mm}$$

olduğundan, $L_b = 1500$ mm olacak şekilde stabilite bağlantıları kullanılmıştır (Bkz. Şekil 3.1). Ayrıca, kirişin üst başlığı başlıklı çelik ankrajlar yardımıyla kiriş boyunca betonarme dösemeye bağlı olduğundan mesnet noktaları arasında yanal doğrultuda sürekli olarak desteklidir.

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımının belirlenmesi

ÇYTHYE 5.4.1 uyarınca,

Yerel burkulma kontrolü

Başlık parçası (Tablo 5.1B, Durum 10)

$$\frac{b}{t_f} = \frac{160/2}{13} = 6.15 < 0.38 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 10.25$$

Gövde parçası (Tablo 5.1B, Durum 15)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{104}{8} = 13.00 < 3.76 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 101.40$$

Gerekli koşullar sağlandığından eleman enkesitinin başlık ve gövde parçaları kompakt olarak sınıflandırılır.

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

Akma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n ve tasarım eğilme momenti dayanım, M_d

$$M_n = M_p = F_y W_{px} = 275(354)10^{-3} = 97.350 \text{ kNm}$$

Yanal burulmalı burkulma sınır durumu

$$L_b = 1500 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 i_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = (1.76)(40.46) \sqrt{\frac{200000}{275}} = 1920.38 \text{ mm}$$

$L_b < L_p$ olduğundan, kat kirişinin karakteristik eğilme momenti dayanımını enkesitin plastik eğilme momenti dayanımı belirleyecektir.

Kolonun tasarım eğilme momenti dayanımı,

$$M_c = \phi M_p = 0.9(97.350) = 87.61 \text{ kNm}$$

Kirişin karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi

ÇYTHYE 5.4.1 uyarınca,

Yerel burkulma kontrolü

Başlık parçası (Tablo 5.1A, Durum 1)

$$\frac{b}{t_f} = \frac{160 / 2}{13} = 6.15 < 0.56 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 15.1$$

Gövde parçası (Tablo 5.1A, Durum 5)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{104}{8} = 13.00 < 1.49 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 40.2$$

Gerekli koşullar sağlandığından kolon enkesitinin başlık ve gövde parçaları narin değildir.

ÇYTHYE 8.2.1 uyarınca,

Eğilmeli burkulma sınır durumu

Enkesitin asal eksenlerine dik eleman burkulma boyları,

$$L_{cx} = K_x L_x = (1.0)(3000) = 3000 \text{ mm}$$

$$L_{cy} = K_y L_y = (1.0)(1500) = 1500 \text{ mm}$$

Yönetmelik 8.1.1 uyarınca, narinlik oranları,

$$\lambda_x = \frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{3000}{67.75} = 44.28$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{1500}{40.46} = 37.07$$

$$\lambda_{maks} = (\lambda_x; \lambda_y) = (44.28; 37.07) = 44.28$$

Elemanın aksel basınç kuvveti dayanımını, (x-x) eksenini etrafında oluşan eğilmeli burkulma durumu belirleyecektir.

$$\lambda_{maks} = 44.28 \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

Elastik burkulma gerilmesi,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 200000}{\left(\frac{3000}{67.75}\right)^2} = 1006.71 \text{ N/mm}^2$$

Eğilmeli burkulma sınır durumunda kritik burkulma gerilmesi,

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = \left(0.658^{\frac{275}{1006.71}}\right) 275 = 245.30 \text{ N/mm}^2$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı,

$$P_n = F_{cr} A_g = (245.30)(5430)10^{-3} = 1331.98 \text{ kN}$$

Buna göre, tasarım basınç kuvveti dayanımı,

$$P_d = \phi P_n = (0.9)(1331.98) = 1198.78 \text{ kN}$$

Bileşik etkiler altında dayanım kontrolü

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{398.769}{1198.78} = 0.33 > 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{398.769}{1198.78} + \frac{8}{9} \left(\frac{10.52}{87.61} \right) = 0.44 \leq 1 \checkmark$$

Tasarım kesme kuvveti dayanım kontrolü

Çift simetri eksenli I-enkesit için ÇYTHYE 10.2.1.(a) uyarınca,

$$\frac{h}{t_w} = \frac{104}{8} = 13.00 \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{275}} = 60.41 \text{ olduğundan,}$$

$\phi_v = 1.00$ (YDKT) ve $C_{v1} = 1.00$ olarak alınacaktır.

$$V_n = 0.6R_yF_yA_wC_{v1}$$

$$V_n = (0.6)(1.3 \times 275)(104 \times 8)(1)10^{-3} = 178.46 \text{ kN}$$

$$V_d = \phi_v V_n = (1.00) \times (178.46) = 178.46 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{V_d} = \frac{26.26}{178.46} = 0.15 \leq 1 \checkmark$$

EK 2 (PTPT)

β parametrelerinin elde edilmesi,

Çatı ve 4. Kat için,

$$\beta_5 = \left(\frac{\sum_{j=1}^5 w_5 h_5}{w_5 h_5} \right)^{0.75T^{-0.2}} = \left(\frac{43747}{43747} \right)^{0.75(0.875)^{-0.2}} = 1.00$$

$$\beta_4 = \left(\frac{43747}{94147} \right)^{0.75(0.875)^{-0.2}} = 1.80$$

F_i ve C_{vi} parametrelerinin elde edilmesi,

Çatı ve 4. Kat için,

$$F_5 = C_{v5}V \rightarrow C_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j j_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} = (1.00) \left(\frac{43747}{172771} \right)^{0.75(0.875)^{-0.2}} = 0.35$$

$$F_5 = 0.35(721.76) = 250.54 \text{ kN}$$

$$F_4 = C_{v4}V \rightarrow C_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j j_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} = (0.80) \left(\frac{43747}{172771} \right)^{0.75(0.875)^{-0.2}} = 0.28$$

$$F_4 = 0.28(721.76) = 201.61 \text{ kN}$$

PTPT yönteminde p- Δ etkisi hesabı,

Çatı katı için,

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

$$F_{5(p-\Delta)} = w_5 \theta_u = (2822.40)(0.0175) = 49.39 \text{ kN}$$

Burkulması Önlenmiş Çaprazların Boyutlandırılması

Çelik sınıfı

$$S\ 235\ F_y = 235\ \text{kN/mm}^2\ F_u = 360\ \text{kN/mm}^2$$

Gerekli minimum BÖÇ alanı,

İlk kat için,

$$(A_{b\ddot{O}\ddot{C}})_i = \frac{(V_{katkesmesi})_i}{(\phi_t + \beta\phi_c)F_y \cos \alpha_i} = \frac{(263.35)(10^3)}{(0.9 + (1.14)(0.9))(235) \cos(49.4)} = 894.08\ \text{mm}^2$$

Seçilen kesit,

$$\text{BÖÇ } 20 \times 45\ b = 20\ \text{mm}\ h = 45\ \text{mm}\ \text{Alan} = 900\ \text{mm}^2 > 894.08\ \text{mm}^2$$

BÖÇ'lü Kolonların Tasarımı

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

Çelik sınıfı

$$S\ 275\ F_y = 275\ \text{kN/mm}^2\ F_u = 430\ \text{kN/mm}^2$$

Enkesit

HE280B

2. Kat çapraz elemanın pekleşme halinde ilk kata basınç ve çekme etkisi,

$$P_{ut} = \omega R_y F_y A_{B\ddot{O}\ddot{C}} = (1.42)(290)(800) = 329.44\ \text{kN}$$

$$P_{uc} = \beta \omega R_y F_y A_{B\ddot{O}\ddot{C}} = (1.14)(1.42)(290)(800) = 375.56\ \text{kN}$$

Çizelge 3.40'de mekanizma halinde iç kolona etkiyen iç kuvvetler detaylı şekilde verilmiştir.

$$P_u\ (\text{kümülatif}) = 1733.10\ \text{kN}$$

HE280B kolonun tasarım eksenel basınç kuvvet dayanımı,

$$P_d = \phi P_n = 2076.147\ \text{kN}$$

$$\text{Kapasite, } \frac{P_u\ (\text{kümülatif})}{P_d} = \frac{1733.10}{2076.147} = 0.835 < 1$$

BÖÇ'lü Kirişlerin Tasarımı

Çaprazlı birinci kat kirişi için el hesabı,

Mekanizma durumu ile uyumlu kiriş iç kuvvetlerinin hesabı

Kiriş orta noktasında birleşen çaprazların, bu noktada oluşturdukları düşey ve yatay kuvvetlerin hesabı,

Çizelge 3.37. 5 katlı prototip binanın PTPT yöntemi mekanizma durumunda kirişe etkiyen iç kuvvetler

$$(F_h)_i = ((P_{ut})_i + (P_{uc})_i) \cos \alpha_i$$

$$(F_v)_i = ((P_{ut})_i - (P_{uc})_i) \sin \alpha_i$$

$$(F_v)_1 = (370.62 - 422.51)(\sin(49.4)) = -39.40 \text{ kN} \rightarrow V_{\text{kiriş}} = -39.40/2 = -19.70 \text{ kN}$$

$$M_{\text{kiriş}} = M_{\text{mekanizma}} + M_{\text{düşey yük}}$$

$$M_{\text{mekanizma}} = (-19.70)(3) = -59.10 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{düşey yük}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{[(1.437)(0.8)(6.4) + (0.5)(0.8)(2)](6)^2}{8} = 36.71 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kiriş}} = -22.38 \text{ kNm}$$

$$(F_h)_1 = (370.62 + 422.51)(\cos(49.4)) = 516.15 \text{ kN} \rightarrow P_{\text{kiriş}} = 516.15/2 = 258.07 \text{ kN (basınç)}$$

Çelik sınıfı

$$S 275 \quad F_y = 275 \text{ kN/mm}^2 \quad F_u = 430 \text{ kN/mm}^2$$

Enkesit

HE160B

Kirişin tasarım aksenal basınç kuvveti dayanımı,

$$P_d = \phi P_n = (0.9)1042.59 = 938.33 \text{ kN}$$

Kirişin tasarım eğilme momenti dayanımı,

$$M_d = \phi M_n = (0.9)85.66 = 77.10 \text{ kNm}$$

Kapasite:

Bileşik etki,

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{258.07}{938.33} = 0.27 > 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{258.07}{938.33} + \frac{8}{9} \left(\frac{22.38}{77.10} \right) = 0.53 \leq 1 \checkmark$$

