T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

V-TİPİ KISA BAĞ KİRİŞLİ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DEPREM PERFORMANSI

FERHAT DEMİR

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
YAPI PROGRAMI

DANIŞMAN
PROF. DR. BİLGE DORAN

İSTANBUL, 2019

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

V-TİPİ KISA BAĞ KİRİŞLİ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DEPREM PERFORMANSI

FERHAT DEMİR

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
YAPI PROGRAMI

DANIŞMAN
PROF. DR. BİLGE DORAN

İSTANBUL, 2019

T.C.

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

V-TİPİ KISA BAĞ KİRİŞLİ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DEPREM PERFORMANSI

Ferhat DEMİR tarafından hazırlanan tez çalışması 16.01.2019 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Tez Danışmanı

Prof. Dr. Bilge DORAN

Yıldız Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri

Prof. Dr. Bilge DORAN

Yıldız Teknik Üniversitesi _____

Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL

Yıldız Teknik Üniversitesi _____

Prof. Dr. Bülent AKBAŞ

Gebze Teknik Üniversitesi _____

ÖNSÖZ

Sürekli değişen ve gelişen dünyamızda bilimin önemi gün geçtikçe artmaktadır. Bilimin gelişebilmesi için ise araştırma, merak etme ve sorgulama gibi eylemler çok önemlidir. Ancak sorgulayan, merak eden, ilgileri doğrultusunda araştırmalar yapan ve yaptıkları çalışmaları sonuca ulaştırabilen toplumlar istenilen refah seviyesine ulaşabilmektedir. Buna bağlı olarak bilimin canlılar üzerindeki etkisini en net bir biçimde gösterenlerden biri olan inşaat mühendisleri de dünyamızdaki tüm canlıların daha güvenli bir şekilde hayatlarını sürdürebilmeleri için araştırmalı ve çalışmalar yapmalıdır. Daha mutlu daha huzurlu bir gelecek için sorgulamaktan ve araştırmaktan vazgeçmemeliyiz.

Bu bağlamda araştırmalar neticesinde dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemler ortaya çıkmıştır. Bu tez kapsamında dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemlere sahip yapıların deprem performansları araştırılmıştır. Bu tez çalışmasını yapmamdaki amaçlarımdan biri nasıl ki ben bu tezi yazarken benden önceki çalışmalardan faydalandıysam aynı şekilde benden sonra yapılacak olan çalışmalara ve bilimin gelişmesine katkıda bulunmaktı ve umarım bu amacıma ulaşabilmişimdir.

Bu çalışmanın nihayete erdirilmesinde bilgisini hiçbir zaman esirgemeyen, her zaman yanımda olup destekleyen saygıdeğer danışman hocam Prof. Dr. Bilge Doran'a sonsuz teşekkürler ederim. Yine bu çalışmada yardımlarını esirgemeyen sayın Ahmet Metin Yıldırım'a teşekkürü bir borç bilirim. Son olarak her zaman desteklerini kalbimde hissettiğim aileme ve arkadaşlarıma ne kadar teşekkür etsem azdır.

Ocak, 2019

Ferhat DEMİR

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ vi

KISALTMA LİSTESİ ix

ŞEKİL LİSTESİ x

ÇİZELGE LİSTESİ xii

ÖZET xiii

ABSTRACT xiv

BÖLÜM 1

GİRİŞ 1

1.1 Literatür Özeti 1
1.2 Tezin Amacı 2
1.3 Hipotez 3

BÖLÜM 2

DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER 5

2.1 DÇÇ Çalışma Mekanizması 5
2.2 Stabilite Analizi 8
2.3 DÇÇ Kapasiteye Dayalı Tasarım Esasları 13

BÖLÜM 3

ÇELİK YAPILARIN ŞEKİL DEĞİŞTİRME ESASLI DEĞERLENDİRİLMESİ 21

3.1 Deprem Talep Eğrisinin Belirlenmesi 23
3.2 Statik İtme Eğrisinin Modal Kapasite Diyagramına Dönüştürülmesi 23
3.3 Deprem Talep Eğrisi Eksen Değişimi 25
3.4 Yer Değiştirme Talebinin Belirlenmesi 25
3.4.1 $T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B'den Küçük Olması Durumu 26

3.4.2 $T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B'den Büyük Olması Durumu 27
3.5 Bina Performans Düzeyinin Belirlenmesi 28

BÖLÜM 4

SAYISAL İRDELEMELER 30

4.1 Örnek Binalar 30
4.2 Bina Üzerindeki Etkiler 32
4.2.1 Düşey Yükler 32
4.2.2 Yatay Yükler 34
4.3 Doğrusal Analiz ve Kapasite Tasarımı 37
4.3.1 Yük Birleşiminin Belirlenmesi 37
4.3.2 Ön Tasarım 38
4.3.3 Doğrusal Statik Analiz ve Yer Değiştirme Kontrolü 39
4.3.4 Kapasite Tasarımı 41
4.3.4.1 Bağ Kirişi Dışında Kalan Kirişlerin Tasarımı 41
4.3.4.2 Çapraz Elemanların Tasarımı 43
4.3.4.3 Kolonların Tasarımı 45
4.3.4.4 DÇÇ Dışında Kalan Düşey Elemanların Tasarımı 46
4.4 Doğrusal Olmayan Analiz ve Değerlendirme 47
4.4.1 Plastik Mafsal Tanımı 48
4.4.2 Statik İtme Analizi 50
4.4.3 Doğrusal Olmayan Yer Değiştirme Taleplerinin Belirlenmesi 51
4.4.4 Plastik Şekil Değiştirmelerin Değerlendirilmesi ve Bina Performanslarının Belirlenmesi 52

BÖLÜM 5

SONUÇ VE ÖNERİLER 59

KAYNAKLAR 60

ÖZGEÇMİŞ 63

SİMGE LİSTESİ

A_g	Profil enkesit alanı
A_w	Profil gövde alanı
A_0	Etkin yer ivmesi katsayısı
A(T)	Spektral ivme katsayısı
b_t	Profil başlık genişliği
C_a	Gerekli eksenel kuvvet dayanımının tasarım eksenel kuvvet dayanımına oranı
C_d	Yer değiştirme büyütme katsayısı
C_{R1}	Spektral yer değiştirme oranı
C_s	Deprem tasarım katsayısı
C_u	Tasarım spektrumunda 1 s periyoduna karşılık gelen spektral ivmenin bir fonksiyonu olan ve hesaplanmış birinci mod periyodu için üst sınır oluşturmak amacıyla kullanılan katsayı
C_{vx}	Eşdeğer deprem yükü yönteminde taban kesme kuvvetini katlara dağıtma katsayısı
D	Sabit yük
d_b	Bağ kirişi profilinde toplam yükseklik
d^e_{max}	Elastik yer değiştirme
d^{ep}_{max}	Elasto-plastik yer değiştirme
d_1	Modal yer değiştirme
$d_1(p)$	Hedef spektral yer değiştirme
$d_1^{(i)}$	i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yer değiştirme
$DF_{çprz}$	Çapraz için dağıtma katsayısı
e	Bağ kirişi boyu
E	Tasarım deprem yükü
E_h	Tasarım deprem yükünün yatay bileşeni
E_s	Çeliğin elastisite modülü
E_v	Tasarım deprem yükünün düşey bileşeni
F_a	Kısa periyot zemin katsayısı
F_{cr}	Kritik basınç gerilmesi
F_v	1sn'lik periyot zemin katsayısı
F_y	Yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi
F_{xi}	Eşdeğer deprem yükü yönteminde dağıtılan taban kesme kuvvetinin i.kattaki deprem kuvveti

g	Yer çekimi ivmesi
h	Kat yüksekliği
h_i veya h_x	Eşdeğer deprem yükü yönteminde dikkate alınan katın zeminden olan yüksekliği
h_w	Profilde gövde yüksekliği
I	Bina önem katsayısı
I	Atalet yarıçapı
K	Pekleşme katsayısı
L	Hareketli yük
L_b	Çerçeve açıklığı
M_1	1. modal kütle
m_i	i. kattaki toplanmış kütle
M_p	Karakteristik plastik eğilme dayanımı
M_E	Son limit deprem momenti
$M_{E,çprz}$	Çapraz son limit deprem momenti
M_u	Tasarım momenti
$M_{u,düşey}$	Sadece düşey yük taşıyan elamanların tasarım momenti
$M_{u,çprz}$	Çapraz tasarım momenti
$M_{u,kiriş}$	Bağ kirişi dışında kalan kiriş tasarım momenti
N	Yapıdaki kat sayısı
P_{DN}	Normal kat döşemesi için sabit tekil yük
P_{DR}	Çatı katı döşemesi için sabit tekil yük
P_E	Son limit deprem eksenel kuvveti
$P_{E,çprz}$	Çapraz son limit deprem eksenel kuvveti
P_{LN}	Normal kat döşemesi için hareketli tekil yük
P_{LR}	Çatı katı döşemesi için sabit tekil yük
P_n	Çubuğun katsayı ile çarpılmamış (yalın) basınç taşıma gücü
P_u	Tasarım eksenel kuvveti
$P_{u,düşey}$	Sadece düşey yük taşıyan elamanların tasarım eksenel kuvveti
$P_{u,çprz}$	Çapraz tasarım eksenel kuvveti
$P_{u,kiriş}$	Bağ kirişi dışında kalan kiriş tasarım eksenel kuvveti
$P_{u,kolon}$	Kolon tasarım eksenel kuvveti
R	Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_y	Beklenen değer katsayısı
*Ry*1	1. Moda ait dayanım azaltma katsayısı
S	Kar yükü
S(T)	Spektrum katsayısı
S_a	Spektral ivme
S_a (T)	Elastik tasarım spektral ivmesi
S_d	Spektral yer değiştirme
S_{de1}	İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yer değiştirme
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
S_1	1,0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
T	Binaya ait birinci mod periyodu değeri

T_a	Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
t_f	Bağ kirişi profilinde başlık kalınlığı
t_w	Bağ kirişi profilinde gövde kalınlığı
u_{N1}	En üst katın yer-değiştirmesi
$U^{(i)}_{xN1}$	Binanın tepesinde (N. katta) x deprem doğrultusunda i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme
V_b	Taban kesme kuvveti
V_d	Tasarım kesme kuvveti
V_E	Deprem etkilerinden oluşan tasarım kesme kuvveti
V_n	Yük katsayısı ile çarpılmamış (yalın) kesme kuvveti taşıma gücü
V_p	Plastik kesme kuvveti dayanımı
V_u	Son Limit kesme kuvveti
V_{x1}	Toplam taban kesme kuvveti
w_i	i. kat ağırlığı
W	Depremde etkin yapı ağırlığı
W_{DN}	Normal kat döşemesi için sabit çizgisel yük
W_{DR}	Çatı katı döşemesi için sabit çizgisel yük
W_{LN}	Normal kat döşemesi için hareketli çizgisel yük
W_{LR}	Çatı katı döşemesi döşemesi için hareketli çizgisel yük
Z_x	x-ekseni etrafında plastik mukavemet momenti
α_1	Modal ivme
$\alpha_1^{(i)}$	i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
a_{y1}	1. Moda ait eşdeğer akma ivmesi
Δ_i	Kat göreli ötelemeleri
Δ_p	Bağ kirişi plastik yer değiştirme değeri
Γ_{x1}	Birinci doğal titreşim modu için Modal Katılım Çarpanı
Γ_1	Modal katılım çarpanı
γ_p	Bağ kirişi plastik dönme açısı
$\gamma_{p,CG}$	Bağ kirişi plastik dönme açısının Can Güvenliği performans seviyesi için sınır değeri
θ_p	Bir dışmerkez çaprazlı çelik çerçevede rijit-plastik kat mekanizması oluştuğunda, kolonlarda oluşan radyan cinsinden dönme açısı
ϕ_{i1}	i. kattaki modun şekli (i. katın yanal yer değiştirmesi)
ϕ_{N1}	Yapının en üst katına ait yanal yer değiştirme
ϕ_{xN1}	Binanın tepesinde (N. katta) x deprem doğrultusunda i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme
ϕ	Dayanım katsayısı
μ	Süneklik
Ω	Dayanım Fazlalığı

KISALTMA LİSTESİ

AISC 341-10	Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (Çelik yapılar için deprem yönetmeliği)
ASCE 41-13	Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (Performans değerlendirme ve mevcut binaların güçlendirilmesi)
ASCE/SEI 7-10	Minimum Design Loads for Buildings and other Structures (Binalar ve diğer yapılar için minimum tasarım yükleri)
CG	Can güvenliği performans seviyesi
DBYBHY	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (2007)
DÇÇ	Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve
GÖ	Göçme öncesi performans seviyesi
HK	Hemen kullanım performans seviyesi
İYBDY	İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği
MÇÇ	Merkezi çaprazlı çelik çerçeve
SÇÇ	Sünek moment aktaran çelik çerçeve
TBDY-2018	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018)
UBC-97	Uniform Building Code (Amerikan deprem yönetmeliği)

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2. 1 Tipik DÇÇ geometrileri 6
Şekil 2. 2 Uygulamadan örnekler 6
Şekil 2. 3 Mekanizma durumları 7
Şekil 2. 4 Mekanizma durumlarının karşılaştırılması 7
Şekil 2. 5 Bağ kirişi mekanizma durumları 8
Şekil 2. 6 Bağ kirişi kesme kuvveti-yer değiştirme grafiği 8
Şekil 2. 7 İki boyutlu analizde düşey yük ve P-Δ kolon yüklerinin tarifi 9
Şekil 2. 8 Çerçevelere ölü ve hareketli yüklerin atanması 10
Şekil 2. 9 İlkel kusurların yapısal analizde fiktif yükler ile dikkate alınması 10
Şekil 2. 10 Fiktif yüklerin çerçeve sistemlere noktasal yük olarak atanması 11
Şekil 2. 11 Bağ kirişi serbest cisim diyagramı 13
Şekil 2. 12 Bağ kirişi tipleri 14
Şekil 2. 13 Farklı uzunluktaki bağ kirişlerine ait mekanizma durumları 15
Şekil 2. 14 Bağ kirişi dönme talebi 16
Şekil 2. 15 Emniyetli bağ kirişi dönme açıları 16
Şekil 2. 16 Tasarım algoritması 20
Şekil 3. 1 Statik itme eğrisi 22
Şekil 3. 2 Yükleme-Yer değiştirme 22
Şekil 3. 3 Tasarım depremi için spektrum eğrisi 23
Şekil 3. 4 Statik itme eğrisinin modal kapasite eğrisine dönüştürülmesi 24
Şekil 3. 5 Deprem talep eğrisi eksen değişimi 25
Şekil 3. 6 Elastik spektrum eğrisinin azaltılarak elasto-plastik spektrumun elde edilmesi 26
Şekil 3. 7 Deprem talep eğrisi ile modal kapasite eğrisinin birlikte gösterimi 26
Şekil 3. 8 $T_1(1)$ Başlangıç periyodunun T_B'den küçük olması durumu 27
Şekil 3. 9 $T_1(1)$ Başlangıç periyodunun T_B'den büyük olması durumu 28
Şekil 4. 1 V-tipi DÇÇ 31
Şekil 4. 2 Kat Planı 31
Şekil 4. 3 Örnek yapıların yan görünüşleri 32
Şekil 4. 4 Örnek yapılara etkiyen çizgisel ve noktasal yükler 34

Şekil 4. 5 Çapraz ön tasarımı 39
Şekil 4. 6 Son limit kesme kuvveti kapasitesi 42
Şekil 4. 7 Bağ kirişi dışındaki kirişlerin tasarım eksenel kuvveti 42
Şekil 4. 8 Çaprazlar ve çerçeve kirişlerinin kapasite tasarımı 44
Şekil 4. 9 Plastik kesme kuvveti mafsalı 49
Şekil 4. 10 HE360B kesitine ait plastik kesme kuvveti mafsalı akma dayanımı ve yer değiştirme sınır koşulları tanımı 49
Şekil 4. 11 Başlangıç yüklemesi 50
Şekil 4. 12 Doğrusal olmayan statik analiz 50
Şekil 4. 13 Örnek binalara ait yer değiştirme talepleri (3 ve 8 kat) 51
Şekil 4. 14 İtme analizinin tekrarı 51
Şekil 4. 15 Örnek binalara ait elastik tasarım deprem kuvveti ile bağ kirişi tasarımı uyumu 52
Şekil 4. 16 Örnek binalara ait plastik mafsalların oluştuğu kesitler 52
Şekil 4. 17 Taşıyıcı sistem katsayılarının hesaplanması 53
Şekil 4. 18 Bağ kirişi dönme açıları 55
Şekil 4. 19 Yanal yer değiştirme profili 56
Şekil 4. 20 Göreli kat ötelemesi profili 57
Şekil 4. 21 Kolon eksenel kuvvet profili (3 ve 8 kat) 57

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2. 1 1.mertebe ve 2.mertebe analizi ile elde edilen tepe yer değiştirmeleri ve birbirlerine oranı 12
Çizelge 3. 1 Spektrum Karakteristik Periyotları, TDY2007 Tablo 2.4..... 23
Çizelge 3. 2 Bağ kirişi plastik dönme açısı sınır değerleri 28
Çizelge 4. 1 Tasarım parametreleri 35
Çizelge 4. 2 Üç katlı binaya ait katlara etkiyen deprem kuvveti 37
Çizelge 4. 3 Sekiz katlı binaya ait katlara etkiyen deprem kuvveti..... 37
Çizelge 4. 4 Göreli kat ötelemeleri ve bağ kirişi dönme kontrolü (3-kat) 39
Çizelge 4. 5 Göreli kat ötelemeleri ve bağ kirişi dönme kontrolü (8-kat) 40
Çizelge 4. 6 Bağ kirişi kesme kuvveti kontrolü (3-kat) 40
Çizelge 4. 7 Bağ kirişi kesme kuvveti kontrolü (8-kat) 40
Çizelge 4. 8 Bağ kirişi boyu kontrolü (3-kat) 41
Çizelge 4. 9 Bağ kirişi boyu kontrolü (8-kat) 41
Çizelge 4. 10 Bağ kirişi dışında kalan kirişlerin dayanım kontrolü (3-kat) 43
Çizelge 4. 11 Bağ kirişi dışında kalan kirişlerin dayanım kontrolü (8-kat) 43
Çizelge 4. 12 Çaprazların dayanım kontrolü (3-kat) 45
Çizelge 4. 13 Çaprazların dayanım kontrolü (8-kat) 45
Çizelge 4. 14 Kolonların dayanım kontrolü (3-kat) 45
Çizelge 4. 15 Kolonların dayanım kontrolü (8-kat) 46
Çizelge 4. 16 Düşey yük taşıyan kolonların tasarımı 46
Çizelge 4. 17 Düşey yük taşıyan kirişlerin tasarımı 46
Çizelge 4. 18 Örnek binalar için kesitlerin toplu gösterimi 47
Çizelge 4. 19 Örnek binalara ait sonuçların yönetmelikte verilen değerlerle karşılaştırılması 53
Çizelge 4. 20 Kesitlerin performans seviyeleri (3-kat) 54
Çizelge 4. 21 Kesitlerin performans seviyeleri (8-kat) 54

ÖZET

V-TİPİ KISA BAĞ KİRİŞLİ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DEPREM PERFORMANSI

Ferhat DEMİR

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Bilge DORAN

Son yirmi yılda, yönetmeliklerde çelik yapı tasarımı açısından çok önemli gelişmeler yaşanmıştır. Özellikle, geniş kapsamlı revizyonlarda dışmerkez çelik çaprazlı sistemlerin elemanı olan bağ kirişi boyu hesaplamaları üzerine öneriler getirilmiştir. Bu çalışmanın amacı, yanal yük taşıyıcı sistemi V-tipi dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistem olan alçak ve orta katlı binaların sismik performanslarının araştırılmasıdır. Bu amaçla, dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sisteme sahip 3 ve 8 katlı binaların deprem performansları doğrusal olmayan statik itme analizi kullanılarak belirlenmiştir. Analizler sonucu sismik dayanım ve şekil değiştirme talepleri tartışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve, dayanım fazlalığı, deprem performansı

ABSTRACT

THE SEISMIC PERFORMANCE OF V-BRACED TYPE ECCENTRICALLY STEEL BRACED FRAMES

Ferhat DEMİR

Department of Civil Engineering

MSc. Thesis

Adviser: Prof. Dr. Bilge DORAN

The design requirements for steel structures in design codes and guidelines include very important improvements in last two decades. Especially, wide-ranging revisions have been recommended in the computation of link member's lengths in eccentrically braced frames. This study aims to investigate the seismic performances of steel V-braced type eccentric braced frames (EBF) which are preferred as lateral load bearing system in multi-story steel structures. For this purpose, seismic evaluations using nonlinear pushover analysis have been conducted for typical 3 and 8-story buildings with eccentrically braced frames. Analysis results have been discussed in terms of seismic strength, deformation demands.

Keywords: Eccentric braced frames, Overstrength factors, Seismic performance.

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Ülkemizde çelik yapı stoku gün geçtikçe artmaktadır. Bu yapılar, yönetmeliklerde belirtilen esaslara göre tasarlanmaktadır. Çelik yapılar tasarlanırken dikkat edilmesi gereken en önemli esaslardan biri yapı için yatay yükleri (yanal tesirler) güvenle taşıyacak uygun taşıyıcı sisteminin belirlenmesidir. Bir yapının depreme dayanıklı bir taşıyıcı sisteme sahip olabilmesi için yeterli yatay rijitliğe ve yüksek sünekliğe sahip olması gerekir. Yeterli yatay rijitliğin sağlanmasında çelik çaprazlar önemli bir yer tutmaktadır. Bu nedenle genellikle çok katlı çelik yapılarda yanal yük taşıyıcı sistem olarak çelik çaprazlar tercih edilir.

1.1 Literatür Özeti

1970'lerin başında dışmerkez çelik çaprazlar (DÇÇ) yeni bir sistem olarak ilk defa Japonya'da önerilmiştir [1-2]. DÇÇ'ler elastik rijitliğin ve büyük göreli kat ötelemelerine karşılık gelen yüksek sünekliğin avantajlarının birleştiği bir sistemdir. Bu tip sistemlerde sismik enerjinin büyük bir bölümü, kesme ve/veya eğilme etkisi altında akan bağ kirişi tarafından tüketilmektedir [3].

Amerika'da, DÇÇ sistem ilk olarak Roeder ve Popov tarafından araştırılmıştır [4-6]. Literatürde, 1980'lerde bu tip çerçevelerin çevrimsel davranışı üzerine birçok çalışma mevcuttur [7-14].

Popov E.P. Vd. yürüttükleri çalışmada 1/3 ölçekli 6 katlı dışmerkez çelik çaprazlı deneysel numunede doğrusal hesapta bağ kirişlerinde elde edilen deprem dayanım talepleri ile uyumlu bir bağ kirişi tasarımının yapıya etkisini araştırmışlardır [15].

Son 20 yılda yapılan çalışmalarda, birebir gerçek boyutlu bağ kirişlerine ait deneysel çalışmalar sadece bina türü yapılarda değil aynı zamanda köprü yapılarında da gerçekleştirilmiştir. Son dönem çalışmaları hadde I-kesitler, yapma I-kesitler, kutu kesitler için ve çift C-kesitler için yapılmıştır [16]. Anılan çalışmalarda bağ kirişine sahip dışmerkez çelik çaprazlı çerçevelerin çevrimsel davranışı gözlenerek söz konusu eleman ve sistemin depreme dayanıklı tasarımı irdelenmiştir. Literatürde ayrıca değiştirilebilir bağ kirişi konsepti üzerine de çalışmalar yer almaktadır [17-18].

Son 5 yılda ise hem yurtiçinde hem de yurtdışında dışmerkez çelik çaprazlı sistemlere sahip binalar hakkında birçok yüksek lisans ve doktora tezleri hazırlanmıştır ve araştırma makaleleri yayınlanmıştır.

Durgun Vd. [19] yürüttükleri çalışmada dışmerkez çelik çaprazlı sisteme sahip binanın deprem performansını zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemle değerlendirmiş ve elde edilen sonuçları DBYBHY-2007'de öngörülen kapasite tasarımı yaklaşımının yeterliliğini incelemiştirler.

Diğer bir çalışmada Pourzeynali Vd. [20] moment aktaran çerçeve sisteme sahip binalar ile dışmerkez çelik çaprazlı sisteme sahip binaların enerji yutma kapasitelerini ve sünekliklerini doğrusal olmayan sonlu elemanlar yöntemi ile karşılaştırmışlardır.

Başka bir çalışmada Hu Vd. [21] bağ kirişli dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemlerde dayanım fazlalığına etki eden faktörlerin etkisini analitik ve sayısal (Sonlu elemanlar Metodu) araştırmalar sonucunda değerlendirilmiştir.

1.2 Tezin Amacı

Mevcut yapıların deprem performansı irdelenirken doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri kullanılmaktadır. Performans kavramı, deprem mühendisliğinde yeni gelişen bir kavramdır ve önceleri mevcut binaların deprem etkilerine karşı performansının belirlenmesi için geliştirilmiştir. Daha sonraları ise bu yöntemin yeni binaların tasarımında da kullanılabileceği ilgili yönetmeliklerce önerilmiştir.

Tüm yapıların deprem sırasında istenen performansı sergileyebilmesi için yeterli mukavemete, yanal rijitliğe ve sünekliğe sahip olması gerekir. Çelik yapılarda yeterli

mukavemet ve yanal rijitliğin sağlanmasında çelik çapraz elemanların kullanımı önem kazanmıştır.

Bu çalışmanın amacı, doğrusal olmayan statik itme analiz yöntemi kullanılarak V-tipi dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelere sahip farklı yükseklikteki yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve yönetmeliklerde verilen yapısal faktörler ile analiz sonuçlarının karşılaştırılmasıdır. Örnek yapıların tasarımında kullanılacak olan yükler ve yük birleşimleri ASCE 7-10'a [22] uygun olarak belirlenmiştir. Elemanlar boyutlandırılırken taşıma gücü kapasitesi (LRFD) yöntemi esas alınmıştır. Kapasite tasarımı ilkeleri ise AISC 341-10'a [23] uygun olarak belirlenmiştir. Doğrusal olmayan statik itme analizinde eleman (bağ kirişi) akma dayanımları yönetmelikte verilen dayanım fazlalığı katsayıları ile arttırılmış olup tasarım buna göre yapılmıştır.

Birinci bölümde DÇÇ ile ilgili yapılan çalışmalar anlatılmıştır. İkinci bölümde dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemlerin çalışma mekanizması, bağ kirişi kavramı ve kapasiteye dayalı tasarım esasları belirtilmiştir. Üçüncü bölümde doğrusal olmayan statik itme analizi tasarım esasları anlatılmıştır. Dördüncü bölümde örnek olarak seçilen yapılar tanıtılmıştır. Yine dördüncü bölümde yapıların deprem performansları ve dayanım fazlalığı değerleri irdelenmiş olup kapasiteye dayalı tasarım ve doğrusal olmayan statik analiz sonucunda hesaplanan değerler karşılaştırılmıştır. Son bölüm olan beşinci bölümde ise sonuçlar özetlenmiş ve öneriler getirilmiştir.

1.3 Hipotez

Mevcut yapı sistemlerinin deprem performanslarının belirlenmesinde, çok kere ileri analiz ve değerlendirme yöntemlerine başvurulması gerekmektedir. Doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap ve boyutlandırma yöntemlerindeki gelişmelerden yararlanarak, yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki gerçek davranışları daha yakından izlenebilmekte ve özellikle yer değiştirme ve şekil değiştirmelere bağlı deprem performansının daha gerçekçi olarak değerlendirilmesi mümkün olmaktadır.

Amerikan yönetmelikleri esas alınarak yapılan doğrusal olmayan analizle birlikte deprem performansı belirlenirken mevcut dayanım fazlalığı da belirlenebilmektedir. Özellikle Amerikan yönetmeliğinde bağ kirişi akma dayanımları dayanım fazlalığı katsayıları ile arttırılmıştır. Buna bağlı olarak doğrusal olmayan analiz sonucunda binalara etkiyen

taban kesme kuvvetleri ile doğrusal olan analizle (kapasite tasarımı) hesaplanan taban kesme kuvvetleri arasında bir farklılık ortaya çıkmaktadır. Aradaki bu farklılık dayanım fazlalığı olarak tanımlanabilir. Ayrıca Amerikan yönetmeliği esas alınarak yapılan doğrusal olmayan analizle dayanım fazlalığına ek olarak süneklik ve yer değiştirme büyütme katsayıları da belirlenebilmektedir. Yatay kuvvetler altındaki elastik yer değiştirmeler Amerikan yönetmeliğinde verilen yer değiştirme büyütme katsayısı ile arttırılarak daha gerçekçi bir davranış tahmin edilmiş olunur. Bu artırılmış yer değiştirmeler kullanılarak yönetmelikte verilen sınır değerleri aşıp aşmadığı kontrol edilir.

Bu tez çalışmasında az ve orta katlı yapıları temsilen sırasıyla 3 ve 8 katlı binalara statik itme analizi uygulanarak yukarıda bahsi geçen parametreler hesaplanmıştır ve Amerikan yönetmeliğinde verilen değerlerle karşılaştırılmıştır.

Sonuç olarak, yönetmelikte bina yüksekliğinden bağımsız ve sabit olarak verilen değerlerin bina yüksekliğine bağlı olarak değişebileceği gözlemlenmiştir.

BÖLÜM 2

DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER

2.1 DÇÇ Çalışma Mekanizması

Genel olarak çelik yapılarda deprem kuvveti taşıyan sistemler olarak; moment aktaran çelik çerçeveler, merkezi çaprazlı çelik çerçeveler, dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler kullanılmıştır [20].

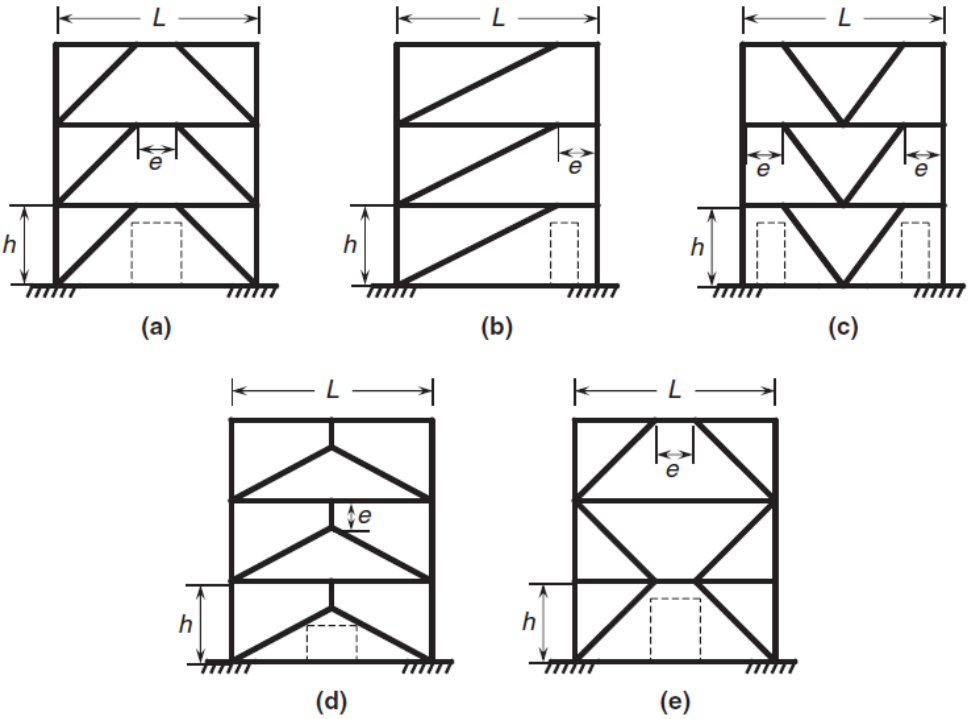
Bu üç farklı sistemin de diğer sistemlere göre üstün özellikleri vardır. Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler, moment aktaran çelik çerçeve sistemlere göre oldukça büyük yanal elastik rijitliğe sahiptir. Moment aktaran çerçeveler ise merkezi çaprazlı çerçevelere göre daha yüksek sünekliğe ve enerji yutma kapasitesine sahiptirler.

Uygun şekilde tasarlanmış ve imal edilmiş sünek moment aktaran çelik çerçeveler (SMÇ) ciddi sünek davranış sergilemelerine rağmen düşük yatay rijitlikleri nedeniyle tasarımı çoğunlukla göreli kat ötelemesi kontrol etmektedir. Merkezi çelik çaprazlı çerçeveler (MÇÇ) ise yüksek yatay rijitliğe sahip olmalarına rağmen çaprazların burkulması bu gibi sistemlerin enerji yutma kapasitesi önünde engeldir.

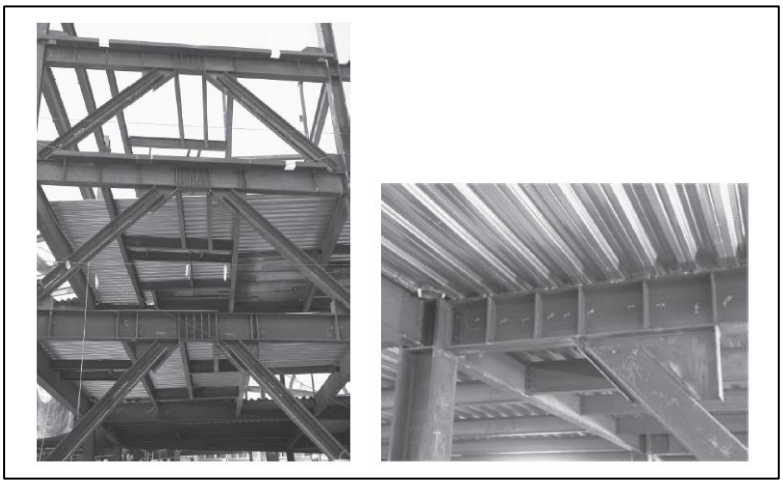
Dışmerkezli çelik çerçevelerin özelliği ise, moment aktaran çelik çerçevelerin yüksek sünekliği ve enerji yutma kapasitesi ile merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin yanal elastik rijitliğini birleştirebilmesidir. Bu çerçeveler, merkezi çaprazlı çerçevelerin aksine kolon-kiriş birleşim noktasına veya çapraz elemanların kesişim noktaları arasında belirli bir eksantirisite verilerek oluşturulur. Eksantirisite, kiriş üzerinde verilir ve bu çerçevelerde, bağ kirişi adı verilen eleman ortaya çıkmaktadır. Bu eleman sistemde enerjinin kararlı bir şekilde sönümlenmesini sağlar. Bu nedenle yeterli yatay rijitliğin sağlanmasında

dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler başarılı sistemlerdir. DÇÇ'lerin çalışma prensibinde şiddetli deprem etkisi altında elastik ötesi davranışın tümünün bağ kiriş tarafından karşılanması ve bağ kirişi dışında kalan tüm elemanların elastik kalması vardır.

Tipik DÇÇ geometrileri Şekil 2.1 ve 2.2'de gösterilmiştir. Uzunluğu "e" olarak gösterilmiş kiriş parçası "bağ kirişi" olarak adlandırılır ve bu bağ kirişi yapının bir sigorta elemanı gibi davranarak deprem enerjisini tüketen eleman rolündedir [3]. Genel olarak uygulamada "a" ve "b" ile gösterilen geometriye sahip sistemler kullanılmaktadır.

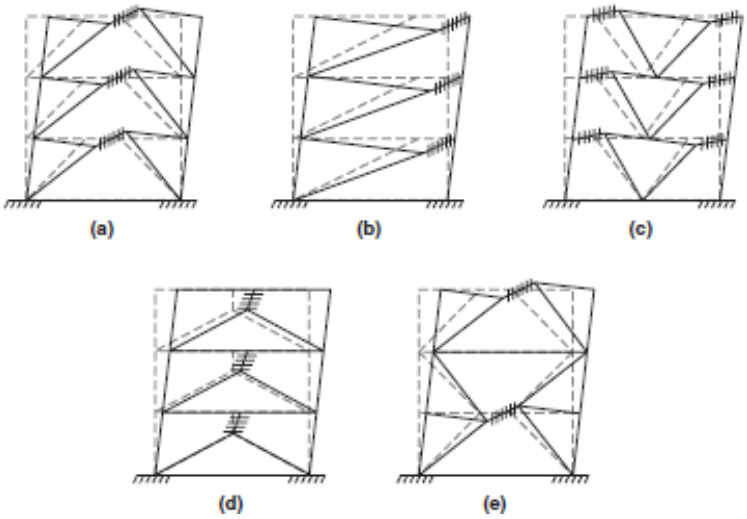


Şekil 2.1 Tipik DÇÇ geometrileri [3]

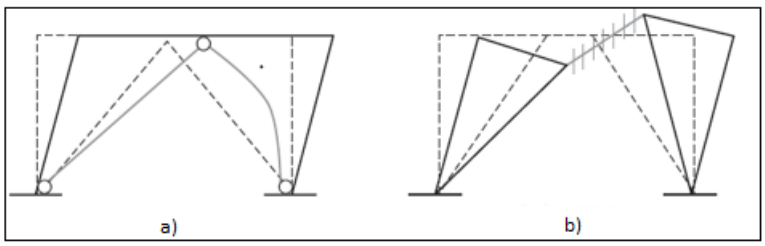


Şekil 2.2 Uygulamadan örnekler [3]

Şekil 2.3'te DÇÇ'lere ait mekanizma durumları görülmektedir. Bağ kirişlerinde taranmış çizgiyle gösterilen plastik şekil değiştirme bölgesi bütün çerçeve yüksekliğince yayılı karakterdedir. Dolayısıyla, mekanizma durumunda plastik şekil değiştirmelerin sadece bağ kirişlerinde yoğunlaştığı, bunun dışındaki elemanların ise elastik davrandığı kabul edilebilir. MÇÇ'ler ile DÇÇ'lerin mekanizma davranışları karşılaştırıldığında (Şekil 2.4) MÇÇ sistemlerde çaprazlar, DÇÇ sistemlerde ise bağ kirişi yapısal sigorta olarak tasarlanmaktadır. Yapısal sigorta dışında kalan sistem elemanları ise kapasite tasarımı prensiplerine uygun şekilde tasarlanarak tasarım depreminde elastik davranması sağlanır.



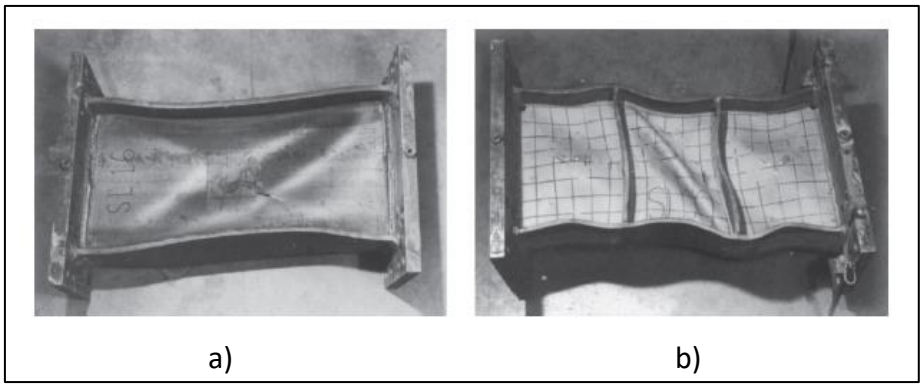
Şekil 2.3 Mekanizma durumları [3]



Şekil 2.4 Mekanizma durumlarının karşılaştırılması a) MÇÇ b) DÇÇ [3]

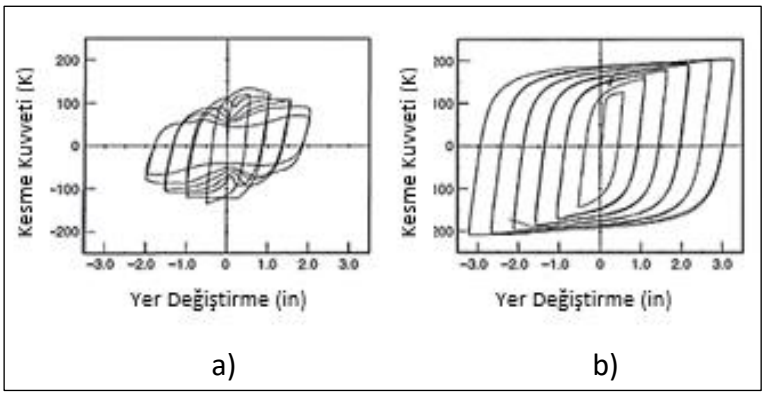
Şekil 2.5'te, çevrimsel yüklemeye maruz bırakılmış 2 adet I kesitli bağ kirişi deney numunesinin mekanizma durumlarına ait fotoğraflar verilmiştir [12]. Test numunelerinden berkitmesiz olan numunede gövde burkulması, berkitmeli diğer numuneye oranla daha erken gerçekleşmiştir. Bu tip lokal burkulmaların gövde ilave berkitme levhaları ile geciktirebildiği deney sonucunda görülmüştür. Şekil 2.6'da

deneysel elde edilen histeretik eğrileri görülmektedir. Bu grafikten berkitme ilavesinin hem dayanıma hem de sünekliğe çok ciddi katkısının olduğu gözükmektedir [8].



a) b)

Şekil 2.5 Bağ kirişi mekanizma durumları a) Berkitmesiz bağ kirişi b) Berkitmeli bağ kirişi [12]



a) b)

Şekil 2.6. Bağ kirişi kesme kuvveti-yer değiştirme grafiği a) Berkitmesiz bağ kirişi b) Berkitmeli bağ kirişi [12]

2.2 Stabilite Analizi

Stabilite analizi yapılırken AISC 360-10 [24] yönetmeliği Bölüm C esas alınmıştır. İlgili bölümde tarif edilen yöntemlerden "Burkulma Boyu Yöntemi" tercih edilmiştir. Bu bölümde tez kapsamında analizleri yapılan sistemlerden 8 katlı model çerçevenin stabilite analizi sunulacaktır. Bu analizi yapmaktaki gaye ilkel kusur etkisinin depremli kombinasyonlarda dikkate alınıp alınmayacağının kontrol edilmesi ve çaprazlı çerçevelerin rijit çerçeveler olup ikinci mertebe etkilerinin deprem etkisinin yanında ihmal edilebilecek düzeyde olduğunun hesap ile kanıtlanmasıdır.

Etkin boy yöntemi ile stabilite analizi yapılırken aşağıda gösterilen prosedür izlenir:

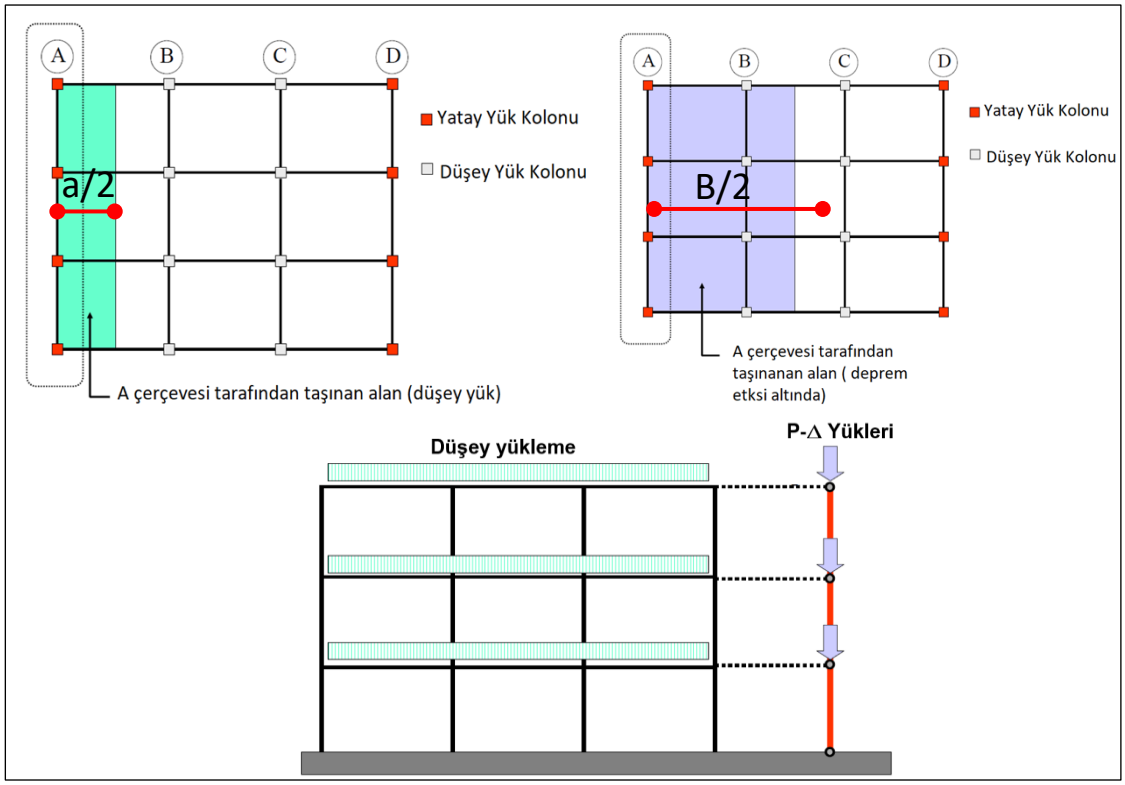
-1. Mertebe teori ile yapısal analizler gerçekleştirilir.

-2. Mertebe etkileri moment büyütme katsayıları (β_1, β_2) ile dikkate alınır.

-İlkel kusurlar fiktif yük metodu ile dikkate alınır. Fiktif yük metodu Şekil 2.9 'da şematik olarak açıklanmıştır.

-Fiktif yüklerin dikkate alınması noktasında Δ_2/Δ_1 <1.5 kontrolü yapılır. Fiktif yükler bu kontrolün sağlanması durumunda yalnızca düşey yük kombinasyonlarında dikkate alınır.

Tez kapsamında Bölüm 4'de tarif edilen çerçeveye etkiyen çizgisel ve tekil düşey yüklerin yanı sıra yatay yük taşımayan sistemin düşey yükleri hesaplanarak P-Δ kolonu üzerine tekil yük olarak yüklenmiştir. Söz konusu yüklerin iki boyutlu çerçeve analizinde nasıl dikkate alındığı Şekil 2.7'de şematik olarak açıklanmıştır.



Şekil 2.7 İki boyutlu analizde düşey yük ve P-Δ kolon yüklerinin tarifi [25]

P-Δ Kolonuna karşılık gelen tekil yüklerin hesabı:

A: 40 m (Bina x doğrultusu boyutu)

B: 40 m (Bina x doğrultusu boyutu)

a: 8 m (aks aralığı)

Çatı döşemesinde sırasıyla ölü ve hareketli yükler 4,3 kN/m^2 ve 1,0 kN/m^2, normal kat döşemelerinde ise 5,5 kN/m^2 ve 2,0 kN/m^2 olarak alınmıştır.

Taşınan Alan = A x B/2 – (a/2) x A = 20 x 40 – 4 x 40 = 640 m^2 (2.1)

P = Taşınan Alan x Yük (2.2)

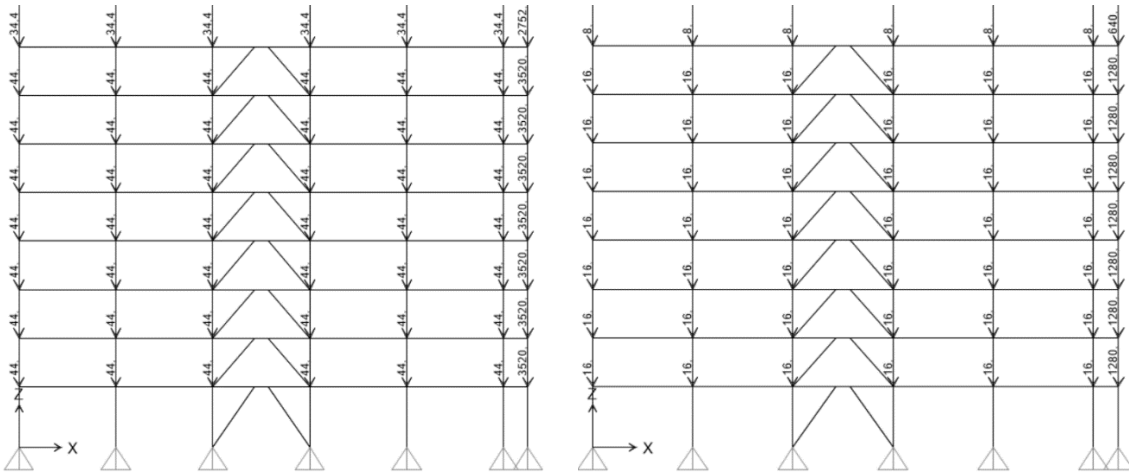
Hareketli ve ölü yüklere ait tekil yük hesabı (2.1) ve (2.2) yardımıyla hesaplanarak aşağıda gösterilmiştir:

$P_{ÇATI_ÖLÜ}$ = 2752 kN

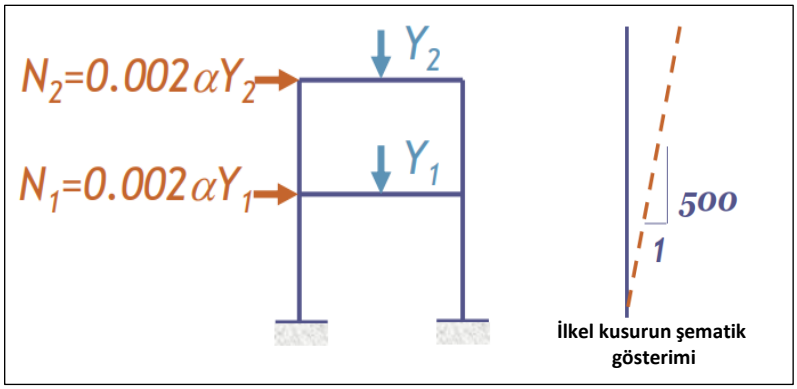
$P_{ÇATI_HAREKETLİ}$ = 640 kN

$P_{NORMAL_ÖLÜ}$ = 3520 kN

$P_{NORMAL_HAREKETLİ}$ = 1280 kN



Şekil 2.8 Çerçevelere ölü ve hareketli yüklerin atanması



Şekil 2.9 İlkel kusurların yapısal analizde fiktif yükler ile dikkate alınması

İlkel kusurların fiktif yükler ile dikkate alınması:

$N_i = 0{,}002\ \alpha Y_i$ (2.3)

$Y_{i=}$ A x (B/2) x Yük (2.4)

Çatı ve normal kat döşemelerindeki toplam düşey yükün hesabı (2.4)'e göre yapılmış ve aşağıda paylaşılmıştır:

$Y_{NORMAL_ÖLÜ}$ = 4400 kN

$Y_{ÇATI_HAREKETLİ}$ = 3440 kN

$Y_{NORMAL_ÖLÜ}$ = 1600 kN

$Y_{ÇATI_HAREKETLİ}$ = 800 kN

Fiktif yüklerin hesabı:

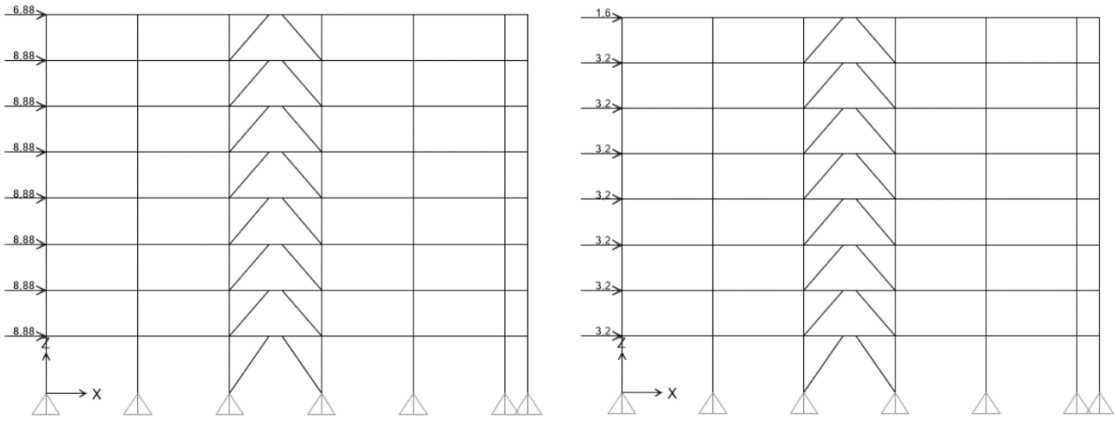
Fiktif yükler çatı ve normal katlar, ölü ve hareketli yükler için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Sap2000 ver20.0.0 [26] programında NDL ve NLL olarak sırasıyla ölü yüke karşılık ve hareketli yüke karşılık fiktif yükleme durumu tanımlanmıştır. Bu yüklemeler şekil 2.10'da gösterilmiştir. (2.3) yardımıyla fiktif yükler hesaplanmıştır.

$N_{NORMAL_ÖLÜ}$ = 8,88 kN

$N_{ÇATI_ÖLÜ}$ = 6,88 kN

$N_{NORMAL_HAREKETLİ}$ = 3,2 kN

$N_{ÇATI_HAREKETLİ}$ =1,6 kN



Şekil 2.10 Fiktif yüklerin çerçeve sistemlere noktasal yük olarak atanması

Stabilite analizinde dikkate alınacak elverişsiz yük birleşimleri:

1.mertebe ve 2. mertebe hesaplarında kullanılan en elverişsiz yük birleşimleri aşağıda gösterilmiştir. Bu yük birleşimlerinden elde edilen yer değiştirmeler birbirilerine

oranlanarak fiktif yüklerin yatay yük birleşimlerinde dikkate alınıp alınmayacağının kararı verilmiştir.

-1.4D +1.4NDL

-1.2D+1.2NDL+1.6L+1.6NLL

-1.4D*+1.4NDL+1.0L+1.0NLL+1.0E

* 1.4D = $(1.2+0.2S_{DS})D$ düşey deprem etkisi ASCE 7-10 [22] Bölüm 12.14‘ e göre bu şekilde dikkate alınmıştır. Detaylı bilgiler tasarım yük birleşimlerinin anlatıldığı Bölüm 4.3.1’de anlatılmıştır.

Çizelge 2.1 1. Mertebe ve 2. Mertebe analizi ile elde edilen tepe yer değiştirmeleri ve birbirlerine oranı

	Δ_1	Δ_2	Δ_2 / Δ_1
Yük Birl.1	2,289	2,330	1,018
Yük Birl.2	2,832	2,896	1,023
Yük Birl.3	73,365	77,057	1,050

Çizelge 2.1’de gösterilen yer değiştirme değerleri 8 katlı model çerçevenin tepe noktalarından alınmıştır. Hesaplanan Δ_2/Δ_1 oranlarının 1.5 değerinden küçük olduğu ve fiktif yüklerin yalnızca düşey yük birleşimlerinde dikkate alınmasının yeterli olduğu tespit edilmiştir. Bu bağlamda tez kapsamında sayısal olarak irdelenen DÇÇ sistemlerin bağ kirişlerinin tasarımında ve kapasite tasarımı hesaplarında dikkate alınmayacaktır. Ayrıca hesaplanan oranın “1” değerine yakın olması sebebiyle itme analizlerinde P-Δ etkisinin ihmal edilebilir olduğu anlaşılmıştır. Bununla birlikte yanal olarak desteklenmiş bir sistem olan çaprazlı çerçevelerde burkulma boyu katsayısı “K =1” olarak kullanılabilir.

İkinci mertebe etkilerinin dikkate alınması hususunda kullanılan moment büyütme katsayılarından β_1; bu tez kapsamında “1” olarak dikkate alınmıştır. Bunun sebebi kolona yanal yükler etkimemesi ve DÇÇ sistem elemanlarının bağlantılarının moment aktaran bağlantı olarak dikkate alınmasıdır. Diğer bir moment büyütme katsayısı olan β_2 değeri ise Çizelge 2.1’ de Δ_2/Δ_1 olarak sunulmuştur. Hesaplanan değerlerin “1” değerine çok

yakın olduğu gözlemlenmiştir. Buna bağlı olarak tez kapsamında yapılan hesaplarda β_2 =1 olarak dikkate alınmıştır.

Yapılan bu stabilite hesapları sadece 8 katlı model için gerçekleştirilmiştir. Bu hesaplar sonunda 8 katlı model için hesaplanan değerlerin 3 katlı model için de geçerli olacağı mühendislik değerlendirmesi ile saptanmıştır.

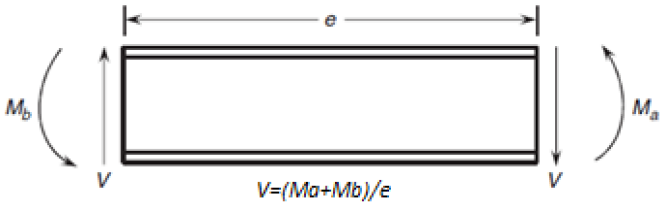
2.3 DÇÇ Kapasiteye Dayalı Tasarım Esasları

DÇÇ tasarımında amaç, plastikleşmenin sadece sünek bağ kirişlerinde oluşmasının hedeflenmesidir; ilk olarak bu amaçla kapasiteye dayalı tasarım yapılır. Kapasiteye dayalı tasarımda, bağ kirişleri yönetmeliklere uygun olarak belirlenmiş yükler dikkate alınarak boyutlandırılırken, geri kalan tüm elemanlar tamamen akmış ve pekleşmiş bağ kirişlerinin neden olacağı kesit zorlarını, elastik kalarak karşılayacak biçimde boyutlandırılırlar.

Şekil 2.11'de bağ kirişi serbest cisim diyagramı gösterilmiştir. Bağ kirişlerinde (N=0), şiddetli depremlerde tersinme nedeniyle kiriş uç bölgelerinde akma nedeniyle plastik eğilme momenti mafsalları oluşacaktır. Enerji tüketiminin sağlanacağı yeterli dönme kapasitesine sahip bu kesitlerinde kapasite kuvvetleri (2.5) ve (2.6) bağıntılarıyla hesaplanabilecektir:

$$\mathrm{Mp} = \mathrm{F_y Z} \tag{2.5}$$

$$\mathrm{V_p} = \tau_y \mathrm{A_w} \tag{2.6}$$



Şekil 2.11 Bağ kirişi serbest cisim diyagramı [3]

Bu durumda bağ kirişlerinde dengeli durum için bağ kirişi boyu;

$$\mathrm{e_o} = \frac{2\mathrm{M_p}}{\mathrm{V_p}} \tag{2.7}$$

şeklinde hesaplanabilecektir. Bu uzunluktan kısa bağ kirişlerinde kesme etkisi altında plastik mafsal oluşurken bu uzunluktan büyük bağ kirişlerinde ise eğilme momenti

plastik mafsalı oluşmaktadır. Plastik teoriye göre, (2.7) bağıntısı plastik moment ve kesme kuvveti (kapasite kuvvetleri) arasındaki ilişkiyi dikkate alarak bir miktar değiştirilebilir [11]. Deneysel çalışmalar, uygun bir biçimde berkitilmiş kısa bağ kirişlerinde birim uzama pekleşmesinin gerçekleşeceğini ve kesme dayanımının $1{,}5V_p$ olarak kabul edilebileceğini göstermiştir. Kesme etkisi altında akan bağ kirişlerinin uç momentleri birim uzama pekleşmesi nedeniyle artmaya devam edebilir ve bu artış sonucunda eğilme momenti mafsallarında bağ kirişi uçlarında oluşabilir. Çok ciddi başlık burkulmalarına veya başlık kolon birleşim kaynağında hasara yol açan yüksek eğilme birim uzamalarına engel olmak için, bu artan uç momentleri $1{,}2M_p$ ile sınırlandırılmıştır ve bu durumda (2.7) bağıntısı ile verilmiş olan kısa bağ kirişi uzunluğu (2.8) bağıntısında olduğu gibi değiştirilmiştir [11].

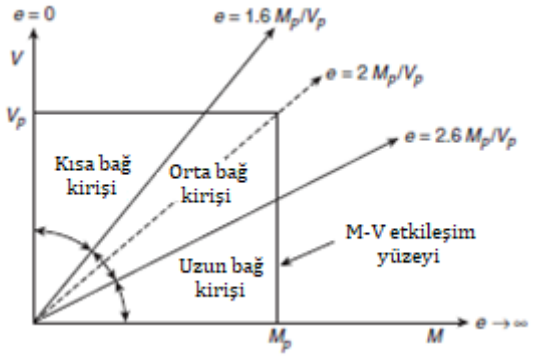
$$e_o = \frac{2*(1{,}2M_P)}{1{,}5V_p} = \frac{1{,}6M_p}{V_p} \tag{2.8}$$

Engelhardt ve Popov [7], yaptıkları çalışma sonucunda bağ kirişlerini boylarına göre aşağıdaki gibi sınıflandırmışlardır (Şekil 2.12).

-Bağ kirişi boyu $e \leq 1{,}6M_p/V_p$ ise kesme etkin (Kısa)

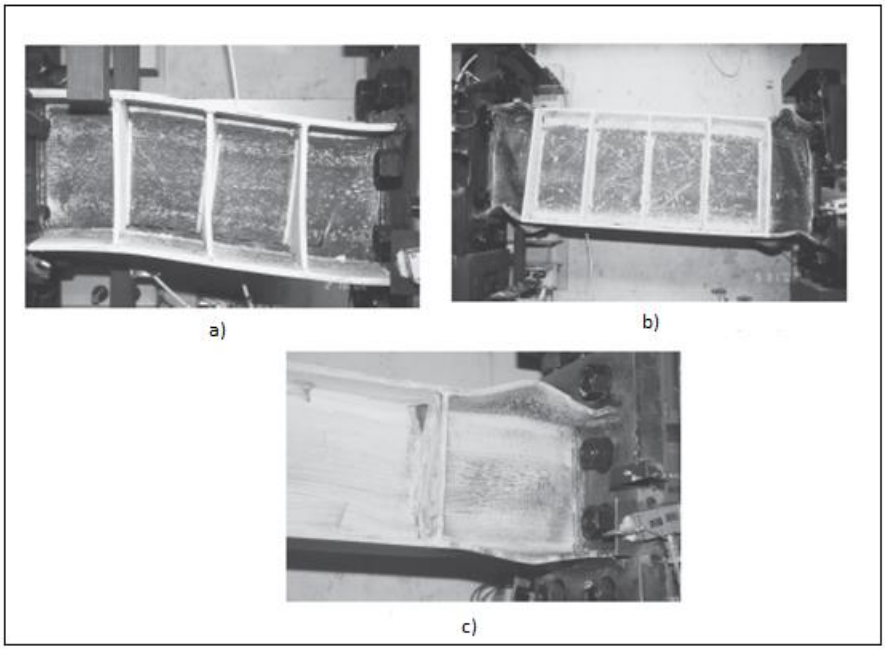
-Bağ kirişi boyu $1{,}6M_p/V_p \leq e \leq 2{,}6M_p/V_p$ ise birleşik etki (eğilme ve kesme) etkin (Orta)

-Bağ kirişi boyu $e \geq 2{,}6M_p/V_p$ ise eğilme etkin (Uzun)



Şekil 2.12 Bağ kirişi tipleri [7]

Bağ kirişi uzunluğunun göçme moduna ve şekil değiştirme kapasitesine etkisi Şekil 2.13'de gösterilmiştir [27].



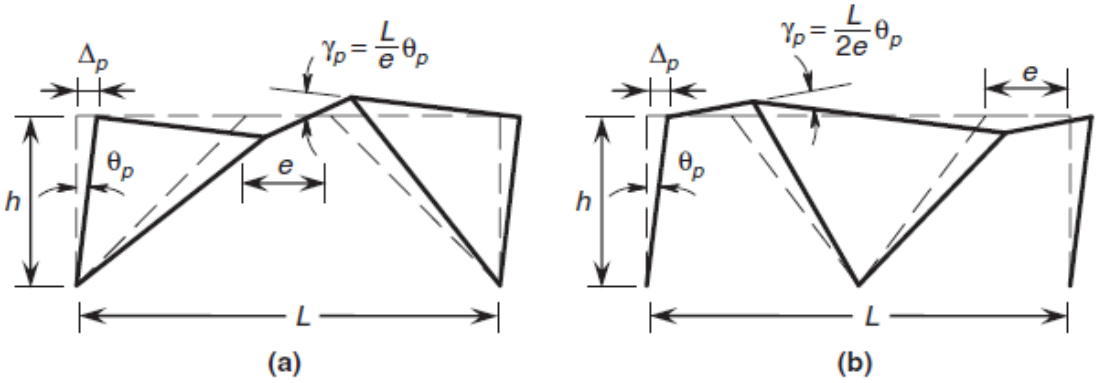
Şekil 2.13 Farklı uzunluktaki bağ kirişlerine ait mekanizma durumları a) Kısa bağ kirişi b) Orta uzunluktaki bağ kirişi c) Uzun bağ kirişi [27]

Şekil 2.14'de gösterilen mekanizma, bağ kirişlerinin uçlarındaki plastik dönme açılarına (γ_p), bağlıdır. Anılan plastik dönmenin gerçekleşebilmesi için bağ kirişinin belirli bir plastik dönme kapasitesine sahip olması gerekmektedir. Deneyler bağ kirişinin dönme kapasitesinin bağ kirişinin boyuna bağlı olduğunu (Şekil 2.15) göstermiştir [10]. Ayrıca kısa bağ kirişlerde dönme kapasitelerini arttırabilmek için sık berkitme düzenini de gerektirmektedir.

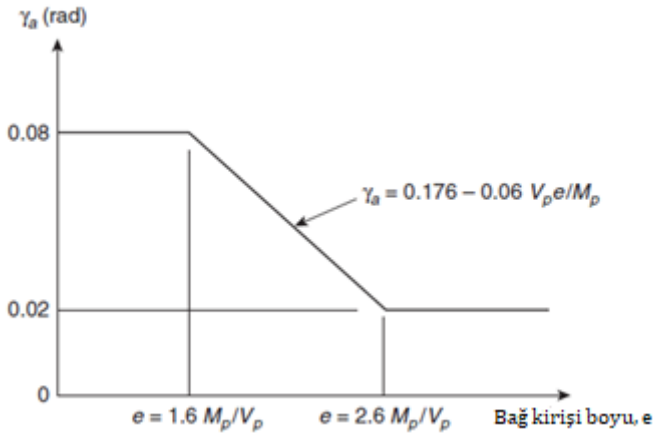
Bir DÇÇ'de bağ kirişlerinde gerçekleşmesi tahmin edilen yer değiştirmelerin elastik ötesi dönme kapasitesini geçmemelidir. Bağ kirişinin dönme açısı değerleri (Şekil 2.14) herhangi bir kat için (2.9) ve (2.10) kullanılarak hesaplanır.

$$\gamma_p = \theta_p \frac{L}{e} \tag{2.9}$$

$$\theta_p = R \frac{\Delta_p}{h} \tag{2.10}$$



Şekil 2.14 Bağ kirişi dönme talebi [23]



Şekil 2.15 Emniyetli bağ kirişi dönme açıları [23]

Türk deprem yönetmeliğinde (DBYBHY-2007) [28] DÇÇ'ler, süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler, deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli ölçüde doğrusal olmayan sekil değiştirme yapabilme özelliğine sahip olduğu yatay yük taşıyıcı sistemler olarak tanımlanmıştır. Bu sistemler, bağ kirişlerinin plastik şekil değiştirmesi sırasında, kolonların, çaprazların ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin elastik bölgede kalması sağlanacak şekilde boyutlandırılırlar.

DBYBHY-2007'nin [28] genel olarak UBC-94/97-AISC 1989 [29] dokümanlarını temel alarak düzenlendiği gözükmektedir. Yukarıda bahsedilen daha güncel ifadelerde temel farklar aşağıda üç madde halinde ifade edilmiştir:

- $1{,}0Mp/Vp \leq e \leq 5{,}0Mp/Vp$ ifade ile bağ kirişi boyu sınırlandırılmıştır. Kolona bağlanan bağ kirişi özel durum olarak daha kısa olabilir.
- UBC-97 [29] maksimum bağ kirişi dönme açısı 0,09 radyan, daha güncel şartnamelerde 0,08 radyan iken DBYBHY-2007 [28] 0.1 radyan dönmeye izin

vermektedir. Deneylerde 0,11 radyan dönmenin kısa bağ kirişleri için mümkün olduğu bilinmektedir.

- DBYBHY-2007'de [28] kapasite tasarımı tasarım büyütme katsayısı olarak adlandırılan bir kavram ile yapılmaktadır. Bu kavram UBC-94/97-AISC 1989 [29] temelli bir kavram olduğu bilinmektedir.

Bağ kirişi dönme açısı kısa, orta ve uzun için DBYBHY-2007 [28] VE UBC-97 [29]'den farklı olarak, Amerikan yönetmeliği AISC 341-10'da [23] ve yeni Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği TBDY-2018'de [30] aşağıdaki gibi belirtilmiştir;

-Bağ kirişi uzunluğunun e $\leq 1{,}6M_p/V_p$ olması halinde $\gamma_p = 0{,}08$ radyan.

-Bağ kirişi uzunluğunun e $\geq 2{,}6M_p/V_p$ olması halinde $\gamma_p = 0{,}02$ radyan.

-Bağ kirişi uzunluğunun bu iki sınır değer arasında olması halinde doğrusal enterpolasyon yapılmalıdır.

Bağ kirişinin tasarımında kullanılan kesme taşıma gücü, dikkate alınan yükler altında oluşan kesme kuvveti değerlerinden en büyüğü olan V_d'den daha küçük olmamalıdır (2.11) [31]:

$$\phi V_n \geq V_d \tag{2.11}$$

$$\phi = 0{,}9$$

$$V_p = 0{,}6 f_y A_w \tag{2.12}$$

$$A_w = (d_b - 2t_f)t_w \tag{2.13}$$

V_n, V_p veya $2M_p$/e değerlerinden küçük olanıdır.

Bir DÇÇ sisteme sahip yapıda çaprazlar, bağ kirişi dışında kalan kirişler ve kolonlar, bağ kirişlerinde oluşacak aşağıdaki son limit kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerine karşı gelecek taşıma gücüne sahip olmak zorundadır [31]:

$$Bağ\ kirişi\ kesme\ kuvveti = 1{,}1 R_y V_n \tag{2.14}$$

$$Bağ\ kirişi\ uç\ momenti = e(1{,}1 R_y V_n)/2 \tag{2.15}$$

Yukarıdaki ifadelerde, R_y, beklenen değer katsayısı ve 1,1 ise pekleşme katsayısıdır.

ASCE 7-10 [22] yönetmeliğine göre yapının birinci doğal titreşim periyodu (T) aşağıdaki koşulu sağlamalıdır.

$$T \leq C_u T_a \tag{2.16}$$

Elemanların yerel burkulma limit durumuna ulaşmadan önce plastik mafsal oluşturabilecek kapasitede olmaları için narinlik oranları, yönetmelik [23] tarafından belirlenmiş üst sınırlardan küçük olmalıdır.

Kolon başlığı için narinlik limit değeri:

$$\frac{b_t}{2t_f} \leq 0{,}38\sqrt{E_s/f_y} \tag{2.17}$$

Bağ kirişi başlığı için limit değer:

$$\frac{b_t}{2t_f} \leq 0{,}30\sqrt{E_s/f_y} \tag{2.18}$$

Bağ kirişi gövdesi için gerekli eksenel kuvvet dayanımının eksenel akma taşıma dayanımına oranı olarak tanımlanan C_a katsayısına bağlı olarak narinlik limit değeri [23]:

Eğer $C_a \leq 0{,}125$ ise $\frac{h_w}{t_w} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E_s}{f_y}}(1\text{-}2{,}75C_a)$ (2.19a)

Eğer $C_a \geq 0{,}125$ ise $\frac{h_w}{t_w} \leq 1{,}12\sqrt{\frac{E_s}{f_y}}(2{,}33\text{-}C_a) \geq 1{,}49\sqrt{E_s/f_y}$ (2.19b)

C_a, şu şekilde hesaplanabilmektedir.

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} \tag{2.20}$$

Yönetmelikte [23] dışmerkez çelik çaprazları için herhangi bir şart getirilmemiştir.

Bağ kirişi uzunluğu belirlendikten sonra yukarıda yönetmeliklerde belirtilen esaslara göre kapasite tasarımı (Doğrusal statik analiz) yapılır. Kapasite tasarımının esasında bağ kirişinin, tasarım depremi altında akması halinde dahi bağ kirişi dışında kalan elemanların elastik bölgede kalması vardır ve bağ kirişi dışında kalan elemanlar bu amaçla aşağıdaki gibi boyutlandırılır:

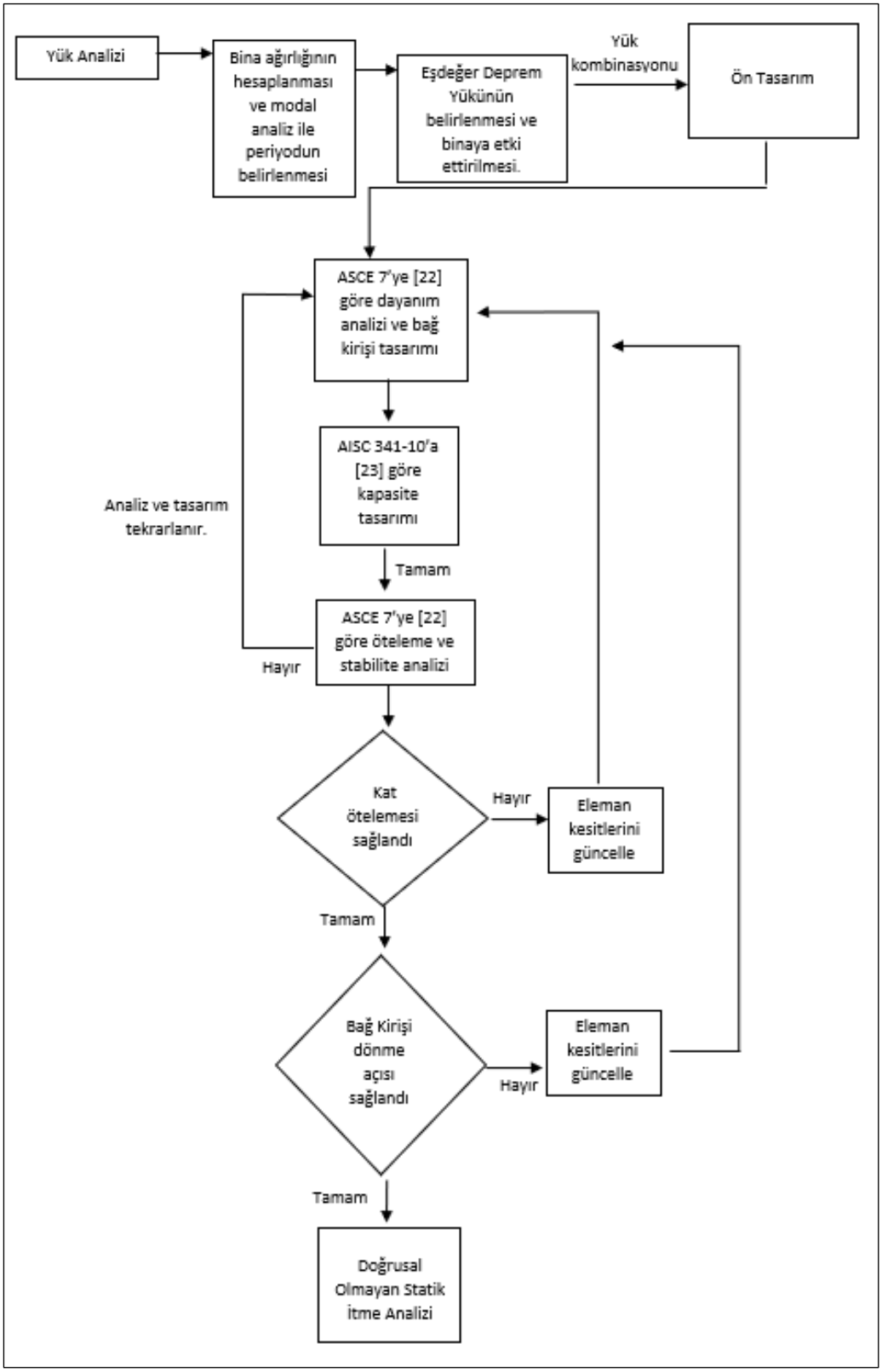
a. Bağ kirişi dışında kalan kirişler, boyutlandırılan bağ kirişi kesme kapasitesinin AISC 341-10 [23] Tablo A3.1'de kullanılan malzeme cinsi için verilen R_y ve 1,1 (K) ile büyütülmesi (Arttırılmış (Son limit) kesme kuvveti kapasitesi) ile elde edilen iç

kuvvetler ve düşey yüklerden gelen iç kuvvetlere göre boyutlandırılır (Eğilme-Eksenel kuvvet) (2.14-2.15).

b. Çaprazlar ise yukarıda adı anılan son limit kesme kuvveti kapasitesi ile elde edilen iç kuvvetler ve düşey yüklerden gelen iç kuvvetlere göre boyutlandırılır. Boyutlandırma yapılırken eğilme momenti ve eksenel kuvvetin birleşik etkisi dikkate alınmalıdır (2.14-2.15).

c. Kolonlar da benzer şekilde arttırılmış kesme kapasitesi ile elde edilen iç kuvvetler ve düşey yüklerden elde edilen kesme kuvvetleri kat kat toplanarak kolonlar için eksenel kuvvet olarak dikkate alınarak boyutlandırılır.

Anılan tasarım algoritması Şekil 2.16'de özetlenmiştir.



Şekil 2.16 Tasarım algoritması

BÖLÜM 3

ÇELİK YAPILARIN ŞEKİL DEĞİŞTİRME ESASLI DEĞERLENDİRİLMESİ

Performans kavramı, deprem mühendisliğinde yeni gelişen bir kavramdır. Bu yöntemin ilk geliştirilme amacı mevcut yapıların deprem performansının belirlenmesidir. Daha sonra yeni yapılar tasarlanırken de bu yöntem kullanılmaya başlanmıştır. Deprem anında yapıların davranışı elastik bölgenin sınırlarını aşmaktadır. Doğrusal analiz yöntemlerinin elasto-plastik davranışları açıklamakta yetersiz kalmaktadır. Bu sebeple doğrusal olmayan analiz yöntemleri kullanılmalıdır [32].

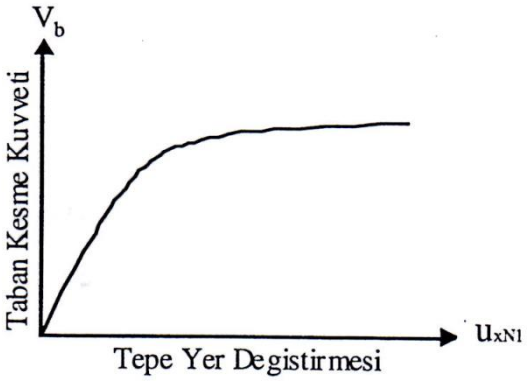
Kademeli olarak artan yükler altında analiz modelinde bulunan yapı elemanları, kapasite noktalarına eriştikçe bu elemanlar tarafından taşınan yükün diğer elemanlar tarafından taşınması (Kuvvetlerin yeniden dağılımı) doğrusal olmayan elastik yöntemlerde mümkün olabilmektedir. Buna göre sistemin davranışıyla ilgili mekanizma durumlarının gözlemlenmesi açısından doğrusal olmayan elastik yöntemler elastik yöntemlere göre daha başarılı sonuçlar vermektedir.

Gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizle deprem etkisi altında performans durumu, deprem etkisi talebi ile taşıyıcı sistemin yatay yük kapasitesi bir araya getirilerek belirlenir. Bunu 4 adımda gerçekleştirmek mümkündür [33].

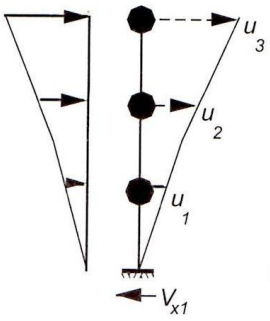
- Kapasite eğrisinin belirlenmesi
- Deprem etkisinin talep eğrisinin belirlenmesi
- İki eğrinin kesiştirilerek taşıyıcı sistemde dengenin oluştuğu bina performans durumunun belirlenmesi

- Performans durumunda iç kuvvetler ve şekil değiştirme durumunun incelenerek sağlanan performans durumunun hedeflenene uygun olup olmadığının tespiti

Yapının yatay yük taşıma kapasitesi statik itme eğrisi ile ifade edilir (Şekil 3.1). Kesit ve malzeme özellikleri, taşıyıcı sistem elastik ötesi davranışı ve taşıyıcı sistemin geometrisi dikkate alınarak sistem sabit yükler ile kademeli olarak artan yatay yükler altında plastik mafsal teorisine göre çözümlenir (Statik İtme Analizi) ve toplam yatay yükle (Taban kesme kuvveti) tepe noktanın yer değiştirmesi arasındaki ilişki elde edilir (Şekil 3.2).



Şekil 3.1 Statik itme eğrisi



Şekil 3.2 Yükleme-Yer değiştirme [33]

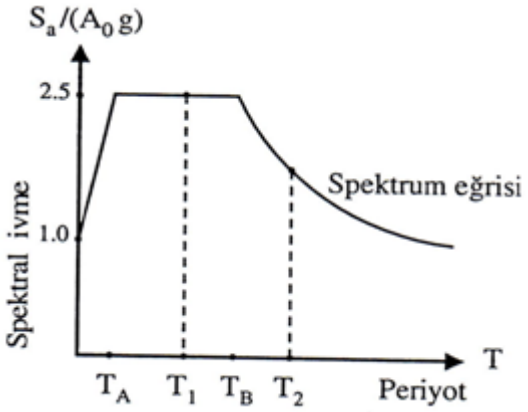
Yüksek modların yapıya etkilerinin ihmal edilebilmesi hakim moda ait doğal titreşim periyodunun 1 saniyeden az olduğu durumlarda geçerli olabilir. Yatay yer değiştirmeler ve plastik şekil değiştirmeler statik itme eğrisinde yatay kuvvet adım adım artırılmasına bağlı paralel olarak büyür. Taşıyıcı sistemdeki oluşan hasarlar, bu itme analizi adımları sonucu sistemde oluşan plastik mafsalların oluşması ile gözlemlenebilir. Statik itme analizinde adım adım ilerlenmesi sayesinde plastik mafsalların oluş sırası gözlemlenebilmekte ve sistem davranışı belirlenebilmektedir.

3.1 Deprem Talep Eğrisinin Belirlenmesi

Deprem talep eğrisi, spektral ivme ile Çizelge 3.1'de verilen spektrum karakteristik periyotlarının arasındaki ilişki çizilerek belirlenir (Şekil 3.3). Tasarım depremi, ortalama dönüş periyodu 474 yıl, 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve bina önem katsayısı 1 olan yeni konut binaları için göz önüne alınan deprem durumunu ifade etmektedir [33].

Çizelge 3.1 Spektrum karakteristik periyotları, TDY2007 [28] Tablo 2.4

Yerel Zemin Sınıfı	T_A (Saniye)	T_B (Saniye)
Z1	0,10	0,30
Z2	0,15	0,40
Z3	0,15	0,60
Z4	0,20	0,90



Şekil 3.3 Tasarım depremi için spektrum eğrisi [34]

3.2 Statik İtme Eğrisinin Modal Kapasite Diyagramına Dönüştürülmesi

Hedef yer değiştirme noktasının belirlenebilmesi için statik itme eğrisinin modal kapasite eğrisine dönüştürülmesi ve deprem talep eğrisi ile bir araya getirilmesi gerekmektedir. Statik itme eğrisinin, modal kapasite eğrisine dönüştürülmesi sırasında eksen değişimi uygulanması gerekir. V_{x1} toplam kuvvet (taban kesme kuvveti), α_1 modal ivmeye ve u_{N1} tepe noktanın yer değiştirmesi, d_1 modal yer değiştirmeye dönüştürülür [32].

(3.1-5) yardımıyla eksen değişimleri gerçekleştirilir. Dolayısıyla statik itme eğrisi modal kapasite eğrisine dönüştürülür [32].

Spektral ivme kat sayısı (3.1) ile spektral ivme (3.2) ile ifade edilmektedir.

$A(T) = Ao \,.\, I \,.\, S(T)$ (3.1)

$Sa(T) = A(T) \,.\, g$ (3.2)

(3.1) ve (3.2) denklemleri birleştirilerek spektral ivme değeri (3.3)'deki şeklini alır.

$Sa(T) = Ao \,.\, I \,.\, S(T) \,.\, g$ (3.3)

Statik itme eğrisini modal kapasite eğrisine dönüştürmek için birinci doğal titreşim modunda 1. Modal kütle M_1 ile modal katılım çarpanı Γ_1 (3.4) ve (3.5)'den faydalanılarak elde edilir.

$$\Gamma_{x1} = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N}(m_i.\phi_{i1})}{\sum_{i=1}^{N}(m_i.\phi_{i1}^2)}\right] \quad (3.4)$$

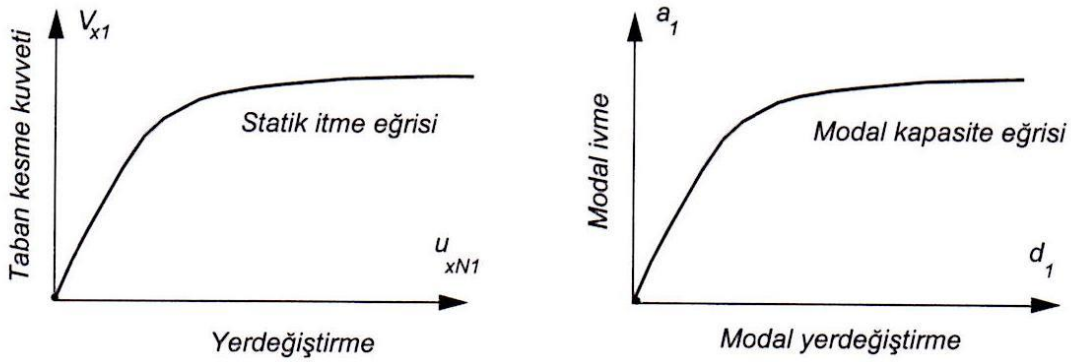
$$M_1 = \left[\frac{\left(\sum_{i=1}^{N} m_i.\phi_{i1}\right)^2}{\sum_{i=1}^{N}(m_i.\phi_{i1}^2)}\right] \quad (3.5)$$

Modal katılım çarpanı ve 1.Modal kütle hesaplandıktan sonra Şekil 3.4'de görüldüğü gibi (3.6) ve (3.7) yardımıyla statik itme eğrisi (Taban kesme kuvveti - Tepe yer değiştirme eğrisi) modal kapasite eğrisine (Modal ivme - Modal yer değiştirme eğrisi) dönüştürülür.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_b}{M_1} \quad (3.6)$$

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{i}}{\Gamma_{x1}.\phi_{xN1}} \quad (3.7)$$

$$d_1^{(i)} = a_1^{(i)}\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (3.8)$$

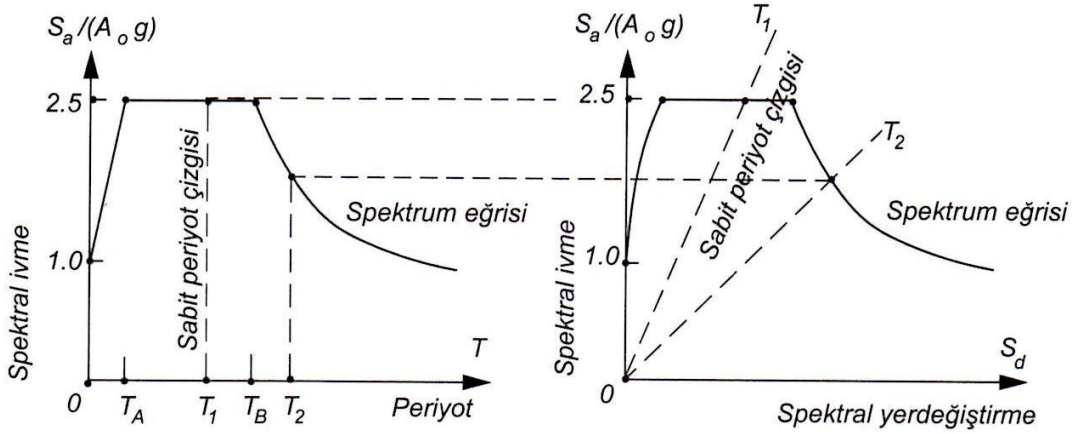


Şekil 3.4 Statik itme eğrisinin modal kapasite eğrisine dönüştürülmesi [33]

3.3 Deprem Talep Eğrisi Eksen Değişimi

Modal kapasite eğrisi ile deprem talep eğrisinin kesiştirilebilmesi için eksen değişimi gereklidir [32]. Bu dönüşüm (3.9) yardımıyla gerçekleştirilir (Şekil 3.5).

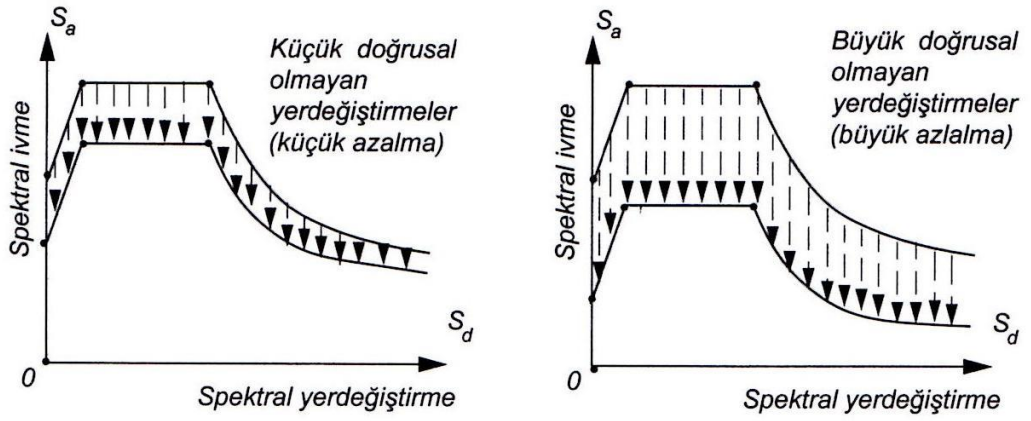
$$S_d = S_a \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \tag{3.9}$$



Şekil 3.5 Deprem talep eğrisi eksen değişimi [33]

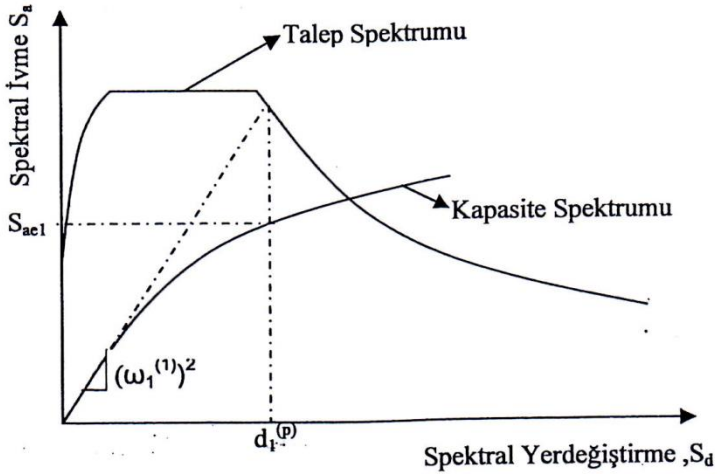
3.4 Yer Değiştirme Talebinin Belirlenmesi

Modal Kapasite Diyagramı ile Deprem Talep Spektrumu bir araya getirilerek, yer değiştirme talebi, bir başka deyişle hedef yer değiştirme değeri bulunur. Deprem talep spektrumu aynı zamanda elastik spektrum eğrisi ile de anılmaktadır. Doğrusal olmayan davranış ile sistemin kapasitesi belirlenmiştir. Elastik spektrum eğrisi, sistemin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınarak azaltılır. Daha sonra kesişme noktası belirlenir. Bu azalma sistemin doğrusal olmayan davranışıyla alakalıdır. Şekil 3.6 görüldüğü gibi elastik spektrum eğrisinde, elasto-plastik yer değiştirmelerin sebep olacağı sönüme göre büyük ve küçük şekilde azaltılmalar olacaktır [34].



Şekil 3.6 Elastik spektrum eğrisinin azaltılarak elasto-plastik spektrumun elde edilmesi [34]

Deprem talebi ve yatay yer değiştirme, kapasite diyagramının elastik kısmıyla elastik spektrum eğrisinin kesişimi ile elde edilir. Bu nokta sistemin elastik olması anlamına gelir. Bu durumda eşit yer değiştirme kuralı kullanılarak elastik sistem için elde edilen d^e_{max} elastik yer değiştirme değeri yerine d^{ep}_{max} elasto-plastik yer değiştirmeye geçilir (Şekil 3.7). Küçük periyoda sahip yapılarda elasto-plastik yer değiştirme C_{R1} spektral yer değiştirme oranı ile büyütülmesi ile elde edilirken, büyük periyoda sahip yapılarda ise elastik yer değiştirme ve elasto-plastik yer değiştirmenin eşit olduğu kabul edilir.



Şekil 3.7 Deprem talep eğrisi ile modal kapasite eğrisinin birlikte gösterimi [33]

3.4.1 $T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B'den Küçük Olması Durumu

Doğrusal elastik yer değiştirme (3.10) kullanılarak hesaplanır:

$$S_{di1} = C_{R1}.S_{de1} \tag{3.10}$$

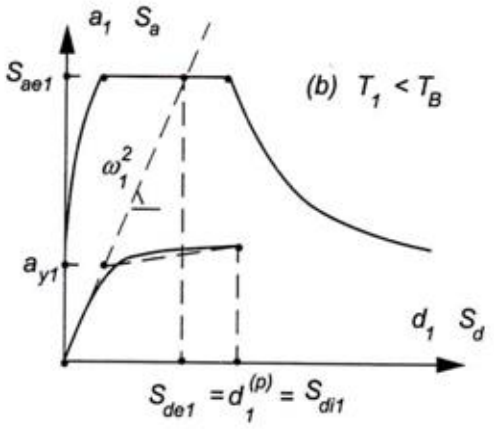
$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{\left(w_1^{(1)}\right)^2} \tag{3.11}$$

(3.12)'den C_{R1} hesaplanırken kullanılan T_1 sistemin birinci periyodunu ve *Ry*1 bu moda ait dayanım azaltma katsayısını ifade etmektedir.

$$C_{R1} = \frac{1+\left(R_{y1}-1\right)\frac{T_B}{T_1^{(1)}}}{R_{y1}} \geq 1 \tag{3.12}$$

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \tag{3.13}$$

Hedef yer değiştirme noktası bulunduktan sonra bu eğrinin Eşit Alanlar Kuralı kullanılarak doğrusal duruma getirilmesi gerekir ve buradan elde edilmesi gereken R_{y1}, a_{y1}, C_{R1} değerleri hesaplanır (Şekil 3.8). Başlangıçta hedef yer değiştirme değeri bilinmemektedir. Bu sebeple hedef yer değiştirme noktası bulunurken birkaç adımlı deneme yanılma yolu uygulanabilir.

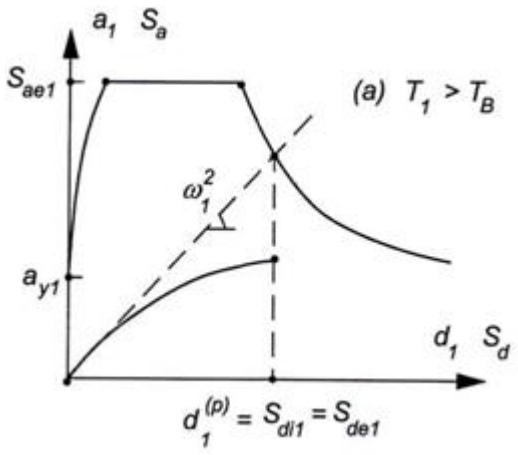


Şekil 3.8 T_1(1) Başlangıç periyodunun T_B'den küçük olması durumu [33]

3.4.2 $T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B'den Büyük Olması Durumu

Bu durumda, elastik yer değiştirmenin plastik yer değiştirmeye eşit olduğu kabul edilmiştir. Bu nedenle C_{R1} katsayısı 1'e eşittir:

C_{R1} =1 (3.14)



Şekil 3.9 T_1(1) Başlangıç periyodunun T_B'den büyük olması durumu [34]

Şekil 3.9'deki gibi hedef spektral yer değiştirme değeri $d_1(p)$ bulunur. Hedef spektral yer değiştirme değeri (3.7) kullanılarak hedef yer değiştirme değeri hesaplanır. Yapı bu hedef yer değiştirme değerine ulaşıncaya kadar itme analizi yapılır ve analiz sonucunda elemanlarda oluşan hasar tipleri ve katlara dağılımları tespit edilir.

3.5 Bina Performans Düzeyinin Belirlenmesi

Bina performansı (deprem performansı); belirli bir deprem etkisi altında bir binada oluşabilecek hasarların düzeyi ve dağılımına bağlı olarak belirlenen yapı güvenliği durumu olarak tanımlanabilir.

Mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde en yaygın olarak kullanılan yöntemlerin başında statik itme analizi gelir.

Statik itme analiziyle birlikte dışmerkez çelik çaprazlı sistemler için bağ kirişi dönme açıları, plastik mafsalların oluştuğu kesitler ve plastik mafsal dönmeleri elde edilir. ASCE 41-13 [35] 9.Bölüm Tablo 9-6'da performans seviyeleri için bağ kirişi dönme açısı sınır değerleri radyan cinsinden tanımlanmıştır.

Çizelge 3.2 Bağ kirişi plastik dönme açısı sınır değerleri [35]

	HK	**CG**	**GÖ**
Dçç Bağ kirişi	0,005	0,14	0,16

Buradaki HK; hemen kullanım, CG; can güvenliği, GÖ; göçme öncesi performans seviyelerini göstermektedir.

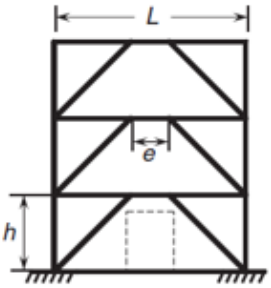
Statik itme analizi sonucunda elde edilen dönme açıları ile yönetmelikte [35] gösterilen (Çizelge 3.2) sınır değerler karşılaştırılıp bağ kirişlerinin performans seviyeleri belirlenir.

BÖLÜM 4

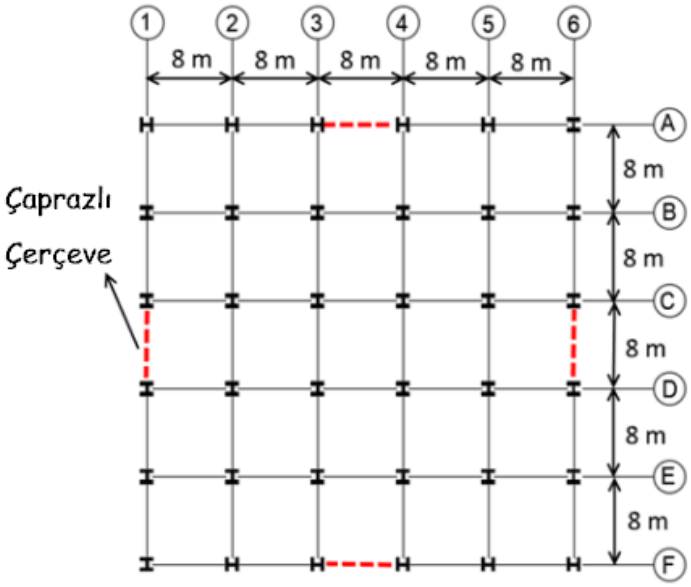
SAYISAL İRDELEMELER

4.1 Örnek Binalar

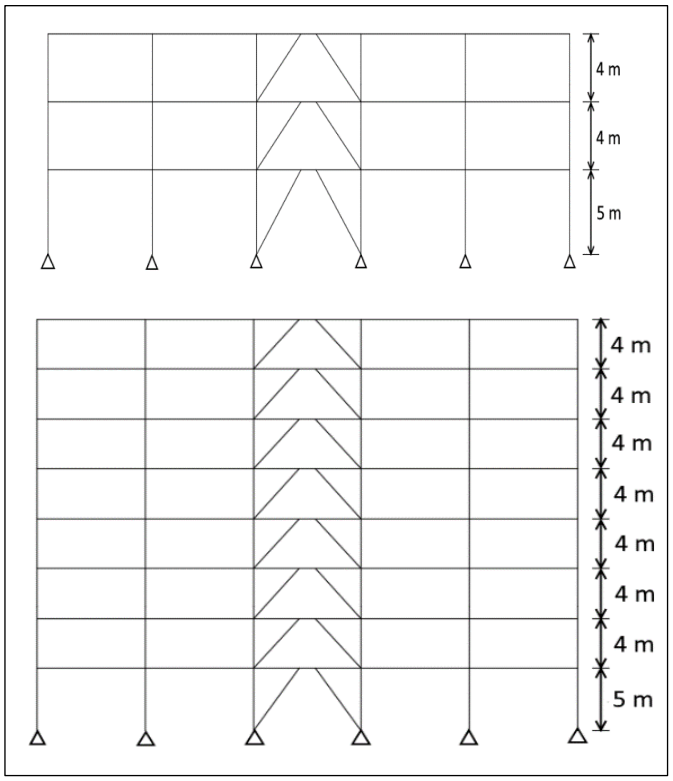
Bu tez çalışmasında örnek olarak V-tipi (Şekil 4.1) kısa bağ kirişli dışmerkez çelik çaprazlı sistemlere sahip 3 ve 8 katlı yapılar seçilmiştir. Bu yapıların aks açıklıkları 8 m, bina zemin kat yükseklikleri 5 m, normal kat yükseklikleri 4 m'dir. Yapıların hem X hem de Y doğrultularındaki yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek ve çaprazları kiriş ortasına bağlanmış kısa bağ kirişli dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Bağ kirişi boyu her iki binada tüm katlarda 1,2 m olarak seçilmiştir. Yapıların tüm analizleri SAP2000 ver.20.0.0 [26] programı ile gerçekleştirilmiştir. Farklı yükseklikteki her iki yapıda da ortak olan kat planı Şekil 4.2'de, 3 ve 8 katlı yapılara ait yan görünüşler Şekil 4.3'de gösterilmiştir. Tüm bina elemanlarının tasarım hesapları AISC 341-10 [23] ve ASCE/SEI 7-10'a [22] göre yapılmıştır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlarla bağlantısı kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijit olacaktır. Kolonlar temele ankastre olarak mesnetlenmiştir. Düşey yük taşıyıcı sistem elemanı olan kirişler için IPE kesitleri, düşey yük kolonları için ise HEB kesitleri kullanılmıştır. Yatay yük taşıyıcı çaprazlı çerçeve elemanları olan kirişler için HEB kesitleri, çapraz elemanlar için kutu profiller, kolonlar için 3 katlı yapıda HEB kesitler, 8 katlı yapıda ise HD kesitler kullanılarak tasarım yapılmıştır. Çapraz eleman kesitlerinde S235, kiriş kesitlerinde S275, kolon kesitlerinde ise S355 sınıfı çelik malzemeler kullanılmıştır.



Şekil 4.1 V-tipi DÇÇ



Şekil 4.2 Kat Planı



Şekil 4.3 Örnek yapıların yan görünüşleri

4.2 Bina Üzerindeki Etkiler

4.2.1 Düşey Yükler

Yapı üzerindeki zati yükler çatı katı ve normal kat döşemesi için ayrı ayrı hesaplanmış ve yapıya sabit yük olarak verilmiştir. Yapıya etkiyen sabit ve hareketli yükler aşağıdaki paragraflarda verilmiştir [36].

Çatı Döşemesi Yükleri (kN/m²)		
Çatı Kaplaması	1,00	
İzolasyon	0,20	G= 4,3 kN/m^2
Trapez Sac + Döşeme Yükleri	2,10	
Asma Tavan + Tesisat	0,50	L= 1,0 kN/m^2
Çelik Konstrüksiyon	0,50	
Hareketli yük	1,00	

Normal Kat Döşemesi Yükleri (kN/m^2)

Kaplama	0,50	
Trapez Sac + Döşeme Yükleri	2,10	
Asma Tavan + Tesisat	0,50	G= 5,5 kN/m^2
Bölme Duvarları	1,00	
Çelik Konstrüksiyon (Kolonlar Dahil)	1,40	L= 2,0 kN/m^2
Hareketli yük	2,00	

Hesaplar iki boyutlu çerçeve sistem üzerinden yapılmıştır. Bu sebeple alınan sabit ve hareketli yükler çizgisel yüklere çevrilip her bir kat kirişi üzerine verilmiştir. Ayrıca düşey yükler tekil yüklere dönüştürülüp her bir kat kolonuna eksenel kuvvet olarak yüklenmiştir.

Düşey yükler çizgisel yüklere çevrilirken yük alan uzunluğu olarak açıklık uzunluğunun yarısı alınmıştır. Tekil yükler belirlenirken ise yük alanı 8 m^2 alınarak belirlenmiştir.

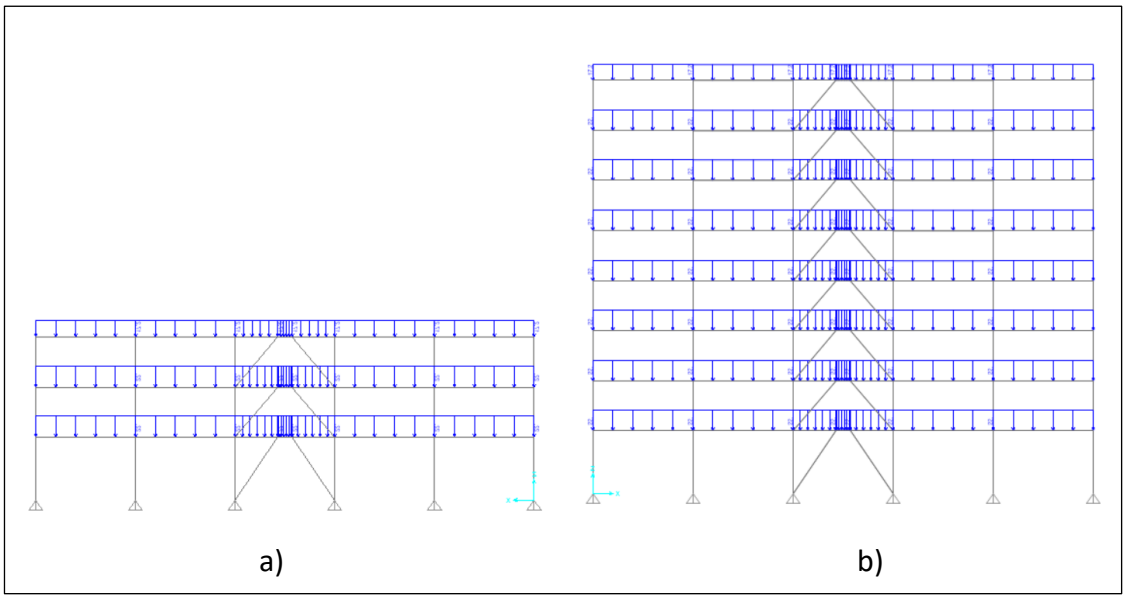
Çizgisel yükler için yük alan uzunluğu 4 m olarak alınmış ve çatı katı ve normal kat için çizgisel yükler hesaplanmıştır:

- Çatı döşemesi için sabit çizgisel yük (W_{DR})=17,2 kN/m
- Çatı döşemesi için hareketli çizgisel yük (W_{LR})=4 kN/m
- Normal kat döşemesi için sabit çizgisel yük (W_{DN})=22 kN/m
- Normal kat döşemesi için hareketli çizgisel yük (W_{LN})=8 kN/m

Tekil yükler için ise yük alanı 8 m^2 olarak alınarak çatı katı ve normal kat kolonları için yükler aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

- Çatı kolonları için sabit tekil yük (P_{DR})=34,4 kN
- Çatı kolonları için hareketli tekil yük (P_{LR})=8 kN
- Normal kat kolonları için sabit tekil yük (P_{DN})=44 kN
- Normal kat kolonları için hareketli tekil yük (P_{LN})=16 kN

Örnek yapılara etkiyen düşey yükler Şekil 4.4’ de gösterilmiştir.



Şekil 4.4 Örnek yapılara etkiyen çizgisel ve noktasal yükler a) 8 katlı yapı b) 3 katlı yapı

4.2.2 Yatay Yükler

Yapıya etkiyen deprem yükü, eş değer deprem yükü yöntemine göre hesaplanmıştır. Hesaplamalarda kullanılan sisteme ait deprem karakteristikleri seçilirken ve her bir kata etkiyen deprem yükleri hesaplanırken ASCE/SEI 7-10 [22] Bölüm 11 ve 12 esas alınmıştır.

Yapılara ait zemin sınıfları, bina önem kat sayıları ve taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) ASCE/SEI 7-10 [22] kapsamında bulunan, sırasıyla Tablo 20.3-1, Tablo 1.5-2 ve Tablo 12.2-1 esas alınarak seçilmiştir. Bina hakim periyodları ise SAP2000-v20.0.0 [26] programıyla 3 katlı bina için 0,69 sn, 8 katlı bina için 1,41 sn olarak hesaplanmıştır. Kütle katılım oranları 3 ve 8 katlı binalar için sırasıyla %87,3 ve %75,7 olarak hesaplanmıştır.

Örnek yapılara ait tasarım parametreleri Çizelge 4.1 da gösterilmiştir.

Çizelge 4.1 Tasarım Parametreleri

Parametre	3-kat	8-kat
S_s	1,50 g	1,50 g
S_1	0,60 g	0,60 g
F_a	1,00	1,00
F_v	1,50	1,50
S_{DS}	1,00 g	1,00 g
S_{D1}	0,60 g	0,60 g
Zemin Sınıfı	D	D
Bina Yüksekliği	13 m	33 m
T_a	0,5005 sn	1,0065 sn
C_U	1,40	1,40
T	0,69 sn	1,41 sn
R	8	8
C_D	4	4
Bina önem katsayısı	1,00	1,00
Toplam Bina Ağırlığı, W	13040 kN	36640 kN
Taban Kesme Kuvveti (%5 eksantriklikle)	1488,2 kN	2047,7 kN
C_S	0.1087	0.0532

Binanın taban kesme kuvveti (4.1)'e göre hesaplanmıştır.

$$V = C_S W \tag{4.1}$$

Deprem tasarım katsayısı C_s (4.2), her iki yükseklikteki bina için hesaplanırken kısa ve 1sn'lik periyodlar için sırasıyla zemin katsayıları (F_a, F_v) ve yer ivmesi değerleri (S_S, S_1) İYBDY [37] baz alınarak belirlenmiştir. Seçilen yer ivmesi ve zemin katsayıları değerleri ile (4.3), (4.4), (4.5) ve (4.6) yardımı ile hesaplanan parametreler kullanılarak deprem tasarım katsayısı hesaplanmıştır:

$$C_s = \frac{S_{ds}}{\frac{R}{I}} \tag{4.2}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 1{,}0 \tag{4.3}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0{,}6 \quad (4.4)$$

$$S_{MS} = F_a S_S = 1{,}5 \quad (4.5)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 0{,}9 \quad (4.6)$$

Deprem tasarım katsayısı bina periyodundan bağımsız olarak hesaplandığından her iki yükseklikteki bina için C_s, (4.2) kullanılarak 0,1250 olarak hesaplanmıştır.

Deprem tasarım katsayısı ASCE/SEI 7-10 [22] Denklem 12.8.3'te şu şekilde sınırlandırılmıştır:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad T \leq T_L \quad \text{Maksimum deprem tasarım katsayısı} \quad (4.7)$$

$$C_s = 0{,}044 S_{D_1} I_e \quad \text{Minimum deprem tasarım katsayısı} \quad (4.8)$$

3 katlı bina için maksimum ve minimum deprem tasarım katsayıları sırasıyla 0,1087 ve 0,044, 8 katlı bina için ise maksimum ve minimum değerler (4.7-4.8) yardımıyla 0,0532 ve 0,044 olarak hesaplanmıştır. (4.2)'den hesaplanan deprem tasarım katsayısı değerinin her iki yükseklikteki binalar için maksimum değeri aştığı görülmüştür. Bu nedenle 3 ve 8 katlı binalar için deprem tasarım katsayıları sırasıyla maksimum değerler olan 0,1087 ve 0,0532 olarak alınmıştır.

Örnek yapılar her yönden simetrik olduğu için her iki yapı da iki boyutlu olarak modellenmiştir ve sadece X-X doğrultusunda deprem hesabı yapılmıştır. Taban kesme kuvvetleri hesaplanırken modellenen iki boyutlu çerçeve üzerinde, tüm yapıdaki düşey yüklerin yarısının taşındığı varsayılarak bina ağırlıkları hesaplanmıştır. Bina ağırlıkları hesaplanırken sabit yükler doğrudan dikkate alınmıştır. Hareketli yükler ise hareketli yük azaltma katsayısı olan 0,2 ile çarpılarak azaltılmıştır.

Taban kesme kuvveti 3 ve 8 katlı binalar için minimum %5 eksantriklikle ASCE/SEI 7-10 [22] Denklem 12.8-1 (4.9)'a göre,

$$V_b = 0{,}1087\text{x}13040\text{x}1{,}05 = 1488{,}2 \text{ kN} \quad \text{(3-kat)} \quad (4.9)$$

$$V_b = 0{,}0532\text{x}36640\text{x}1{,}05 = 2047{,}7 \text{ kN} \quad \text{(8-kat)} \quad (4.10)$$

Şeklinde hesaplanmıştır. Hesaplanan bu taban kesme kuvveti her bir kata ASCE/SEI 7-10 [22] (4.11)'e göre dağıtılmıştır (Çizelge 4.2-4.3).

$$F_x = V \frac{w_x h_x^k}{\sum w_i h_i^k} \quad (4.11)$$

Denklemde görülen “k” indisi yapının periyoduna bağlı olarak değişiklik göstermektedir. T<0,5 için k=1, T>2,5 saniye için k=2 alınır ve periyodu 0,5 saniye ile 2,5 saniye arasında olan yapılarda, 1 ve 2 arasında doğrusal enterpolasyonla bulunabilir veya doğrudan 2 alınabilmektedir [22]. Buna göre,T=0,69 sn için k=1,095, T=1,41 sn için k=1,455 olarak hesaplanmıştır.

Çizelge 4.2 Üç katlı binaya ait katlara etkiyen deprem kuvveti

KAT	h_i [m]	h_i^k	w_i [kN]	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x [kN]
3	13	16,587	3600	59713,22	0,428	636,8
2	9	11,08908	4720	52340,46	0,375	558,2
1	5	5,826022	4720	27498,83	0,197	293,3
			$\Sigma w_i h_i^k$:	139552,5		

Çizelge 4.3 Sekiz katlı binaya ait katlara etkiyen deprem kuvveti

KAT	h_i [m]	h_i^k	w_i [kN]	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x [kN]
8	33	161,7065	3600	582143,4	0,210	430,1
7	29	134,0001	4720	632480,3	0,228	467,2
6	25	107,9814	4720	509672	0,184	376,5
5	21	83,79355	4720	395505,6	0,143	292,2
4	17	61,62084	4720	290850,4	0,105	214,9
3	13	41,71253	4720	196883,1	0,071	145,4
2	9	24,43298	4720	115323,7	0,042	85,2
1	5	10,39141	4720	49047,45	0,018	36,2
			$\Sigma w_i h_i^k$:	2771906		

4.3 Doğrusal Analiz ve Kapasite Tasarımı

4.3.1 Yük Birleşiminin Belirlenmesi

Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altındaki dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemler aşağıda gösterilen ASCE/SEI 7-10’ da [22] verilen yük birleşimleri gösterilmiştir.

1) 1,4D

2) 1,2D+1,6L+0,5(L_r veya S veya R)

3) 1,2D+1,6(L_r veya S veya R)+(1.0L veya 0.5W)

4) 1,2D+1,0W+1,0L+0,5(L_r veya S veya R)

5) 1,2D+1,0E+0,5L +0,2S

6) 0,9D+ (1,0W veya 1,0E)

Tasarımda kullanılan yük birleşimi ASCE/SEI 7.10 [22] Bölüm 12.14'e göre aşağıda verilen bağıntılara göre dikkate alınmıştır.

$E = E_h \pm E_v$ (4.12)

E_h = yatay deprem etkisi (Q_E)

E_v = düşey deprem etkisi

$E_v = 0{,}2S_{DS}D$ (D = ölü yük) (4.13)

(4.3) yardımıyla bulunan S_{DS} (4.12) ve (4.13)'de yerine konularak en elverişsiz yük birleşimi aşağıdaki gibi dikkate alınmıştır.

(1,2 +0,2*1 = 1,4)D + 0,5L+E (4.14)

4.3.2 Ön Tasarım

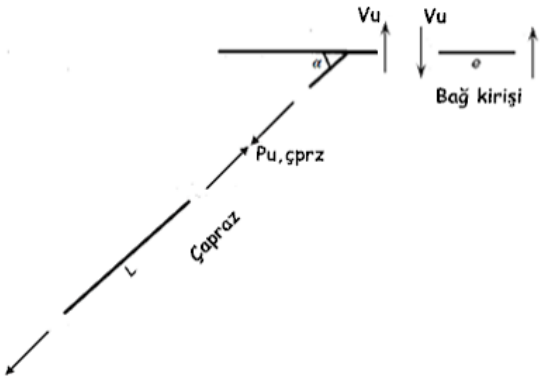
Bağ kirişi ön tasarımı, kesme kuvvetine göre yapılmıştır. Bağ kirişi boyu, hesap açıklığının 1/10'i ve bağ kirişi başlık genişliğinin iki katından büyük olan değer seçilerek kısa bağ kirişi olacak şekilde belirlenmiştir. Bağ kirişi ön tasarım kesme kuvveti V_d, hesaplanan her bir kata dağıtılmış deprem yükü kat yüksekliği ile çarpılıp açıklık uzunluğuna bölünmesi ile hesaplanmıştır (4.15). Hesaplanan bu tasarım kesme kuvvetine göre bağ kirişinin ön tasarımı yapılmıştır.

$$V_d = F_{xi} * h_i / L_b \quad (4.15)$$

Kolon ön tasarımı, ön tasarımı yapılan bağ kirişlerinin pekleşmeli akma durumuna karşılık kesme kapasitelerin toplamının ve düşey etkilerin (4.14) yardımıyla birleştirilmesi ile elde edilen eksenel yük ($P_{u,kolon}$) dikkate alınarak yapılmıştır.

Çapraz elemanların ön tasarımı yalnızca eksenel kuvvet dikkate alınarak yapılmıştır. Ön tasarımı yapılmış bağ kirişinin pekleşmeli akma durumuna karşılık gelen kesme kuvvetinin, çaprazların bağ kirişi ile olan açılarına bağlı olarak bileşenlerine ayrılması

sonucu her bir kat için çaprazların ön tasarım eksenel kuvvetleri $P_{u,çprz}$ hesaplanmıştır (Şekil 4.5). Bu eksenel kuvvete göre çaprazların ön tasarımı yapılmıştır.



Şekil 4.5 Çapraz ön tasarımı

Çerçeve kirişleri bağ kirişlerinin devamı olduğu için bu elemanlar için ön tasarım gerekli değildir.

4.3.3 Doğrusal Statik Analiz ve Yer Değiştirme Kontrolü

Bağ kirişi tasarımı yapılırken en önemli unsurlardan biri göreli kat ötelemesi ve bağ kirişinin dönmesi ile ilgili kontrollerdir. Her iki bina için de bu kontroller ASCE/SEI 7-10'da [22] belirtilen sınırlamalara göre yapılmış ve Çizelge 4.4-4.5'de gösterilmiştir. Yönetmelikte kısa bağ kirişleri için göreli kat ötelemesi açısı maksimum sınır değeri 0,02 rad, bağ kirişi dönmesinin maksimum sınır değeri 0,08 rad olarak belirtilmiştir [22]. Kontroller bu sınır değerlere göre yapılmıştır ve her bir kat için bağ kirişlerinin kesitleri belirlenmiştir.

Çizelge 4.4 Göreli kat ötelemeleri ve bağ kirişi dönme kontrolü (3-kat)

Kat	D_i [mm]	Δ_i [mm]	θ_p [rad]	θ_{pmaks} [rad]	γ_p [rad]	γ_{pmaks} [rad]	Kontrol
3	22,9	7,1	0,007	0,02	0,071	0,08	✓
2	15,9	7,2	0,007	0,02	0,072	0,08	✓
1	8,6	8,6	0,007	0,02	0,0688	0,08	✓

Çizelge 4.5 Göreli kat ötelemeleri ve bağ kirişi dönme kontrolü (8-kat)

Kat	D_i [mm]	Δ_i [mm]	θ_p [rad]	θ_{pmaks} [rad]	γ_p [rad]	γ_{pmaks} [rad]	Kontrol
8	53,1	6,2	0,0062	0,02	0,062	0,08	✓
7	46,9	7,1	0,0071	0,02	0,071	0,08	✓
6	39,8	7,3	0,0073	0,02	0,073	0,08	✓
5	32,5	7,4	0,0074	0,02	0,074	0,08	✓
4	25,1	7,2	0,0072	0,02	0,072	0,08	✓
3	17,9	6,7	0,0067	0,02	0,067	0,08	✓
2	11,2	5,7	0,0057	0,02	0,057	0,08	✓
1	5,5	5,5	0,0044	0,02	0,044	0,08	✓

Göreli kat ötelemesi ve bağ kirişinin dönmesi kontrollerini sağlayan bağ kirişlerinin dayanım kontrolleri bu aşamada yapılmıştır. Yukarıda belirtilen mevcut düşey ve deprem yükleri etkisinde bağ kirişinin dayanım kontrolü için kesme kuvveti esas alınmıştır. Bağ kirişlerinin kesme kapasitesi hesaplanmış ve bu değerlerin mevcut yükler altında bağ kirişine gelen kesme kuvvetini karşılayıp karşılamadığı kontrol edilmiştir (Çizelge 4.6-4.7).

Çizelge 4.6 Bağ kirişi kesme kuvveti kontrolü (3-kat)

KAT	V_d [kN]	Kesit	$\phi_v V_n$ [kN]	Talep /Kapasite
3	322,0	HE300B	427,98	0,75
2	586,0	HE400B	705,67	0,83
1	917,0	HE500B	956,04	0,96

Çizelge 4.7 Bağ kirişi kesme kuvveti kontrolü (8-kat)

KAT	V_d [kN]	Kesit	$\phi_v V_n$ [kN]	Talep /Kapasite
8	238,7	HE300B	427,98	0,56
7	467,5	HE360B	584,72	0,80
6	650,6	HE400B	705,67	0,92
5	792,8	HE450B	827,44	0,96
4	909,7	HE500B	956,04	0,95
3	987	HE550B	1095,93	0,90
2	1017,7	HE550B	1095,93	0,93
1	1320,8	HE650B	1397,09	0,95

Dayanım kontrollerini sağlayan bağ kirişlerinin boylarının kontrolü yapılmış olup 1,2 m olarak şeçilen bağ kirişi boyunun her bir kat bağ kirişi için 1,6 (M_p/V_p) değerinden küçük olduğu ve kısa bağ kirişi kriterlerini sağladığı görülmüştür (Çizelge 4.8-4.9).

Çizelge 4.8 Bağ kirişi boyu kontrolü (3-kat)

KAT	1,6 (M_p/V_p) [m]	Kontrol
3	1,35	✓
2	1,81	✓
1	1,99	✓

Çizelge 4.9 Bağ kirişi boyu kontrolü (8-kat)

KAT	1,6 (M_p/V_p) [m]	Kontrol
8	1,35	✓
7	1,75	✓
6	1,81	✓
5	1,91	✓
4	1,99	✓
3	2,02	✓
2	2,02	✓
1	2,07	✓

4.3.4 Kapasite Tasarımı

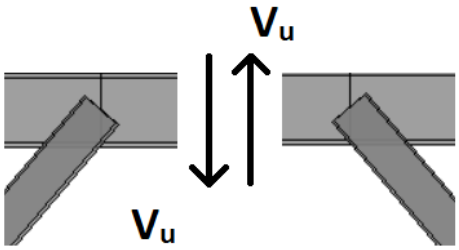
Bağ kirişi dışındaki yatay yük taşıyan diğer tüm elemanlar, bağ kirişinin kesme kapasitesine ulaştıktan sonraki (aktıktan sonraki) davranışına göre tasarlanmıştır. Buna bağlı olarak diğer elemanların tasarımı, bağ kirişi üzerindeki son limit kesme kuvveti kapasitesinin diğer elemanlara aktarılmasıyla gerçekleştirilmiştir. Bağ kirişi dışındaki diğer elemanlar tasarlanırken moment etkisi, eksenel kuvvet etkisi ve moment+eksenel kuvvetlerin birleşik etkisi göz önüne alınmıştır.

4.3.4.1 Bağ Kirişi Dışında Kalan Kirişlerin Tasarımı

Her bir kat için ayrı ayrı bağ kirişlerinin son limit kesme kuvveti kapasiteleri V_u Şekil 4.6'da gösterilmiştir ve (4.16)'ya göre hesaplanmıştır.

$$V_u = R_y K f_y (d - 2t_f) t_w \tag{4.16}$$

(4.16)'da R_y ve K değerleri sırasıyla 1,3 ve 1,1 olarak alınmıştır.



Şekil 4.6 Son limit kesme kuvveti kapasitesi

Bu V_u'dan son limit deprem momenti M_E, (4.17) kullanılarak bulunmuştur.

$$M_E = V_u * (\frac{L}{2} - \frac{e}{2}) \quad (4.17)$$

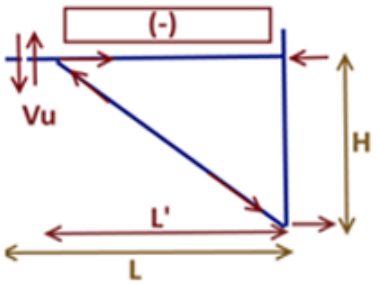
Bağ kirişi dışında kalan kirişlerin, bağ kirişi aktığında oluşacak momentin %85'ini karşıladığı öngörülmüştür [38]. Bu sebeple bağ kirişi dışında kalan kirişler için kullanılacak yük birleşimi (4.14)'den farklı olarak (4.18) 'deki gibi olacaktır.

Yük birleşimi - 1,4D+0,5L+0,85E (4.18)

(4.17) yardımıyla bulunan M_E'nin düşey etkiler ile (4.18) yardımıyla birleştirilmesi ile elde edilen tasarım momenti $M_{u,kiriş}$ hesaplanmıştır [3].

Son limit kesme kuvveti kapasitesi V_u 'un kolon aksına göre momentinin kat yüksekliğine bölünmesi sonucu her bir kat kirişi için tasarım eksenel kuvveti $P_{u,kiriş}$ hesaplanmıştır [3] (4.19) (Şekil 4.7).

$$P_{u,kiriş} = M_{u,kiriş}/H \quad (4.19)$$



Şekil 4.7 Bağ kirişi dışındaki kirişlerin tasarım eksenel kuvveti

Hem moment hem de eksenel kuvvete göre ayrı ayrı kontrolleri sağlanmıştır. Bağ kirişi dışında kalan kirişler, moment ve eksenel kuvvetin birleşik etkileri göz önüne alınarak bağıntı (4.20)'ye göre tasarlanmıştır (Çizelge 4.10-4.11).

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0{,}2 \text{ için}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_u} \leq 1{,}0 \qquad (4.20a)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0{,}2 \text{ için}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\frac{M_u}{\phi_b M_u} \leq 1{,}0 \qquad (4.20b)$$

Çizelge 4.10 Bağ kirişi dışında kalan kirişlerin dayanım kontrolü (3-kat)

KAT	Kesit	$\phi_b M_p$ [kNm]	$M_{u,kiriş}$ [kNm]	$\phi_c P_n$ [kN]	$P_{u,kiriş}$ [kN]	Birleşik Etki	Kontrol
3	HE300B	576,08	371,20	3400,93	578,01	0,73	✓
2	HE400B	1039,90	609,68	5271,99	953,05	0,68	✓
1	HE500B	1549,23	832,76	6192,65	1032,95	0,62	✓

Çizelge 4.11 Bağ kirişi dışında kalan kirişlerin dayanım kontrolü (8-kat)

KAT	Kesit	$\phi_b M_p$ [kNm]	$M_{u,kiriş}$ [kNm]	$\phi_c P_n$ [kN]	$P_{u,kiriş}$ [kN]	Birleşik Etki	Kontrol
8	HE300B	575,93	371,48	3400,93	578,01	0,73	✓
7	HE360B	832,69	503,83	4186,78	789,70	0,70	✓
6	HE400B	1039,90	606,51	4788,45	953,05	0,68	✓
5	HE450B	1281,21	710,11	5297,03	1117,51	0,70	✓
4	HE500B	1549,23	826,52	5826,94	1291,19	0,70	✓
3	HE550B	1798,90	952,89	6208,18	1480,11	0,71	✓
2	HE550B	1798,90	958,15	6208,18	1480,11	0,71	✓
1	HE650B	2355,21	1243,33	6621,56	1509,48	0,70	✓

4.3.4.2 Çapraz Elemanların Tasarımı

Ön tasarımdan farklı olarak bu başlık altında çaprazlarda gerekli eğilme dayanımını da belirlenmelidir. Böylece çaprazlar da bağ kirişi haricindeki kirişler gibi birleşik etki altında tasarlanacaktır. Çaprazların kapasite tasarımı için gerekli eksenel dayanım çapraz ön

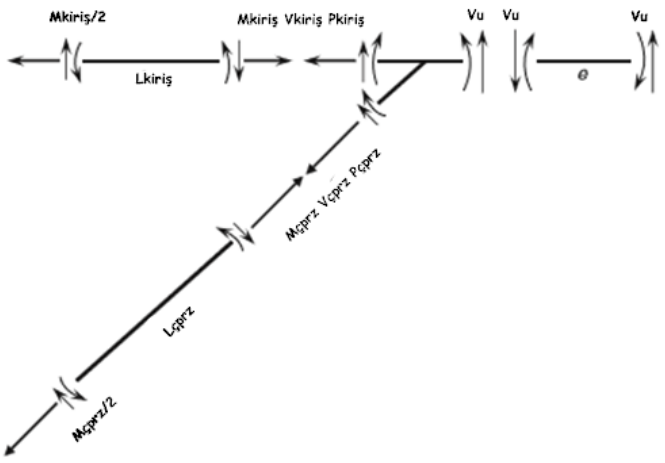
tasarımındaki gibi bulunmuştur. Çaprazlarda gerekli eğilme dayanımı ise, bağ kirişi haricindeki kiriş tasarımında hesaplanan M_E momentinin çapraz ve bağ kirişi haricindeki kirişlerin atalet ve boyları dikkate alınarak hesaplanan dağıtma faktörü (DF) ile çarpılması ile belirlenir. Dağıtma faktörü ve gerekli eğilme dayanımı aşağıda verilen bağıntı (4.21) ve (4.22) dikkate alınarak bulunmuştur (Şekil 4.8).

$$DF_{çprz} = \frac{I_{çprz}/L_{çprz}}{(I_{çprz}/L_{çprz})+(I_{kiriş}/L_{kiriş})} \tag{4.21}$$

$$M_{E,çprz} = M_E * DF_{çprz} \tag{4.22}$$

Ön tasarıma benzer şekilde bağ kirişinin pekleşmeli akma durumuna karşılık gelen kesme kuvvetinin, çaprazların bağ kirişi ile olan açılarına bağlı olarak bileşenlerine ayrılması sonucu her bir kat için çaprazların tasarımda kullanılan eksenel kuvvetleri $P_{E,çprz}$ hesaplanmıştır [3].

Bulunan $M_{E,çprz}$ ve $P_{E,çprz}$ 'ın düşey etkiler ile (4.14) yardımıyla birleştirilmesi ile elde edilen tasarım momenti $M_{u,çprz}$ ve tasarım eksenel kuvveti $P_{u,çprz}$ hesaplanmıştır.



Şekil 4.8 Çaprazlar ve çerçeve kirişlerinin kapasite tasarımı [3]

Yukarıda bağ kirişi dışında kalan kirişlere benzer şekilde moment ve eksenel kuvvetin birleşik etkileri (4.20) ile hesaplanarak çaprazlar tasarlanmıştır (Çizelge 4.12-4.13).

Çizelge 4.12 Çaprazların dayanım kontrolü (3-kat)

KAT	Kesit	$\phi_b M_p$ [kNm]	$M_{u,çprz}$ [kNm]	$\phi_c P_n$ [kN]	$P_{u,çprz}$ [kN]	Birleşik Etki	Kontrol
3	TUBO200x200X16	172,29	44,10	2048,30	1099,15	0,76	✓
2	TUBO240x240X16	255,07	78,66	2656,75	1788,06	0,95	✓
1	TUBO300x300X16	409,89	80,43	3446,04	2206,08	0,81	✓

Çizelge 4.13 Çaprazların dayanım kontrolü (8-kat)

KAT	Kesit	$\phi_b M_p$ [kNm]	$M_{u,çprz}$ [kNm]	$\phi_c P_n$ [kN]	$P_{u,çprz}$ [kN]	Birleşik Etki	Kontrol
8	TUBO260x260X16	302,66	205,62	2950,41	1090,25	0,97	✓
7	TUBO320x320X20	571,90	324,21	4714,12	1490,11	0,82	✓
6	TUBO320x320X20	571,90	336,07	4714,12	1781,46	0,90	✓
5	TUBO320x320X20	571,90	329,23	4714,12	2074,74	0,95	✓
4	TUBO360x360X20	734,33	400,82	5430,63	2387,50	0,92	✓
3	TUBO360x360X20	734,33	397,31	5430,63	2730,32	0,98	✓
2	TUBO360x360X20	734,33	401,09	5430,63	2733,12	0,99	✓
1	TUBO360x360X20	734,33	340,55	5373,58	3205,83	1,00	✓

4.3.4.3 Kolonların Tasarımı

Kolon tasarımı, bağ kirişlerinin pekleşmeli akma durumuna karşılık kesme kuvveti kapasitelerin V_u'un toplamının düşey etkiler ile (4.14) yardımıyla birleştirilmesi ile elde edilen eksenel yük ($P_{u,kolon}$) dikkate alınarak yapılmıştır (Çizelge 4.14-4.15).

Çizelge 4.14 Kolonların dayanım kontrolü (3-kat)

KAT	Kesit	$\phi_c P_n$ [kN]	$P_{u,kolon}$ [kN]	Talep /Kapasite	Kontrol
3	HE400B	5073,57	877,51	0,17	✓
2	HE400B	5073,57	2323,54	0,46	✓
1	HE400B	4481,40	4179,29	0,93	✓

Çizelge 4.15 Kolonların dayanım kontrolü (8-kat)

KAT	Kesit	$\phi_c P_n$ [kN]	$P_{u,kolon}$ [kN]	Talep /Kapasite	Kontrol
8	H400X314	11414,68	883,61	0,08	✓
7	H400X314	11414,68	2140,26	0,19	✓
6	H400X314	11414,68	3605,30	0,32	✓
5	H400X383	13970,70	5263,31	0,38	✓
4	H400X383	13970,70	7122,35	0,51	✓
3	H400X383	13970,70	9204,17	0,66	✓
2	H400X422	15398,99	11290,18	0,73	✓
1	H400X422	14490,42	13835,89	0,95	✓

4.3.4.4 DÇÇ Dışında Kalan Düşey Elemanların Tasarımı

Düşey yük taşıyan elemanlar dışmerkez çelik çerçeve elemanlarından farklı olarak yatay yüklerden bağımsız olarak sadece düşey yüklere göre tasarlanmıştır.

Düşey yük taşıyan kolon kesitleri Çizelge 4.16'da, her iki binaya ait düşey yük taşıyan kiriş kesitleri ise Çizelge 4.17'de verilmiştir.

Çizelge 4.16 Düşey yük taşıyan kolonların tasarımı

Kolon	$P_{u,düşey}$ [kN]	Kesit	Narinlik	Narinlik Limit	F_{cr} [Mpa]	A_g [m^2]	P_n [kN]	Talep/ Kapasite
8-kat köşe	1254,4	HE260B	75,76	111,79	230,47	0,0118	2447,55	0,51
8-kat orta	2822,4	HE450B	68,21	111,79	250,10	0,0218	4907,00	0,58
3-kat tüm	1254,4	HE260B	75,76	111,79	230,47	0,0118	2447,55	0,51

Çizelge 4.17 Düşey yük taşıyan kirişlerin tasarımı

q_D [kN/m]	q_L [kN/m]	$M_{u,düşey}$ [kNm]	Kesit	Z_x (Talep)	Z_x (Kapasite)	Talep/ Kapasite
22	8	396,9	IPE500	0,00160	0,00215	0,73092

Her iki yükseklikteki binaların kapasite tasarımı sonucundaki tüm elemanlarının kesitleri Çizelge 4.18 'de özetlenmiştir.

Çizelge 4.18 Örnek binalar için kesitlerin toplu gösterimi

Tüm kesitler (3- kat)						
	DÇÇ			Düşey yük		
Kat	Çapraz	Kiriş	Kolon	Orta Kolon	Köşe Kolon	Kiriş
3	TUBO200X200X16	HE300B	HE400B	HE260B	HE260B	IPE500
2	TUBO240X240X16	HE400B	HE400B	HE260B	HE260B	IPE500
1	TUBO300X300X16	HE500B	HE400B	HE260B	HE260B	IPE500
Tüm kesitler (8- kat)						
	DÇÇ			Düşey yük		
Kat	Çapraz	Kiriş	Kolon	Orta Kolon	Köşe Kolon	Kiriş
8	TUBO260X260X16	HE300B	H400X314	HE450B	HE260B	IPE500
7	TUBO320X320X20	HE360B	H400X314	HE450B	HE260B	IPE500
6	TUBO320X320X20	HE400B	H400X314	HE450B	HE260B	IPE500
5	TUBO320X320X20	HE450B	H400X383	HE450B	HE260B	IPE500
4	TUBO360X360X20	HE500B	H400X383	HE450B	HE260B	IPE500
3	TUBO360X360X20	HE550B	H400X383	HE450B	HE260B	IPE500
2	TUBO360X360X20	HE550B	H400X422	HE450B	HE260B	IPE500
1	TUBO360X360X20	HE650B	H400X422	HE450B	HE260B	IPE500

4.4 Doğrusal Olmayan Analiz ve Değerlendirme

Mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde en yaygın olarak kullanılan yöntemlerin başında statik itme analizi gelmektedir. Bu analiz yöntemi en genel anlamda yapı üzerindeki düşey yükler altında yatay yükün kademeli olarak arttırılarak yapıyı oluşturan elemanlarda plastik şekil değiştirmeler göz önüne alınarak performansın

belirlenmesi esasına dayanır. Bu yatay yük artırımı binada belirlenmiş yer değiştirme sınırına ulaşılıncaya kadar devam eder. Bu yöntem yapının yer değiştirme yeteneğine dayanan ve süneklikle doğrudan alakalı bir yöntemdir. Anılan yöntem kullanılarak yapının göçme şekli de kolaylıkla elde edilebilir.

Bu bölümde, dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler için yönetmelikte verilen dayanım fazlalığı katsayısını değerlendirebilmek amacıyla, AISC 341-10 [23] koşulları ile tasarımı yapılmış sistemin statik itme analizleri yapılmıştır.

4.4.1 Plastik Mafsal Tanımı

Yapının en zayıf elemanları bağ kirişleridir. Bundan dolayı yapıda ilk hasar alacak elemanlar bağ kirişleridir. Bunun için her bir bağ kirişi için plastik mafsal tanımı yapılmıştır. Plastik mafsallar kısa bağ kirişleri için kesme kuvveti mafsalları olarak tanımlanmıştır (Şekil 4.9). Plastik kesme kuvveti mafsalının oluşacağı yük değeri olarak, bağ kirişinin akma dayanımının dayanım fazlalığı katsayıları ile arttırılması ile elde edilen değer tanımlanmıştır. Plastik mafsal tanımlanırken ASCE 41-13'te [35] belirtilen performans düzeylerinin hasar sınırları tanımlanmalıdır. Aşağıda yönetmelikte belirtilen sınır değerleri bağ kirişi dönme açısı sınır değerleridir. Yapıda kısa bağ kirişleri üzerinde kesme mafsalları kullanıldığından dolayı bu bağ kirişi dönme açısı sınır değerleri, bağ kirişi boyuyla çarpılarak her bir bağ kirişi için yer değiştirme sınır değerlerine çevrilmiş ve programa bu şekilde tanımlanmıştır. HE360B kesitli bağ kirişine ait plastik mafsal tanımı Şekil 4.10'da gösterilmiştir. Diğer bağ kirişleri için de benzer işlemler uygulanmıştır.

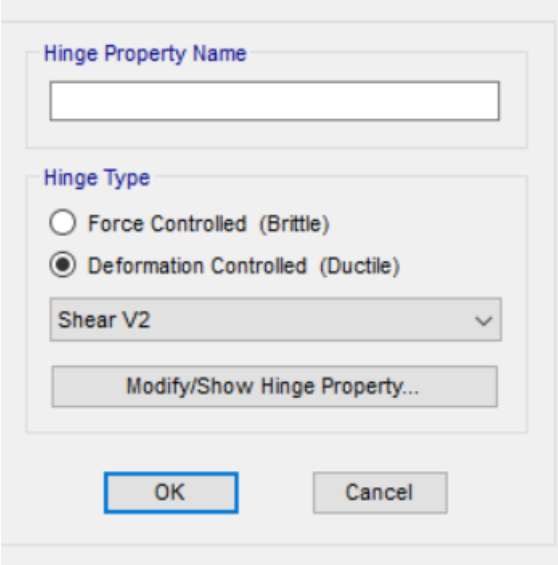
ASCE 41-13 [35] Bölüm 2.3'te performans düzeyleri şu şekilde tanımlanmıştır:

- Hemen Kullanım Performans Düzeyi (HK)
- Can Güvenliği Performans Düzeyi (CG)
- Göçme Öncesi Performans Düzeyi (GÖ)

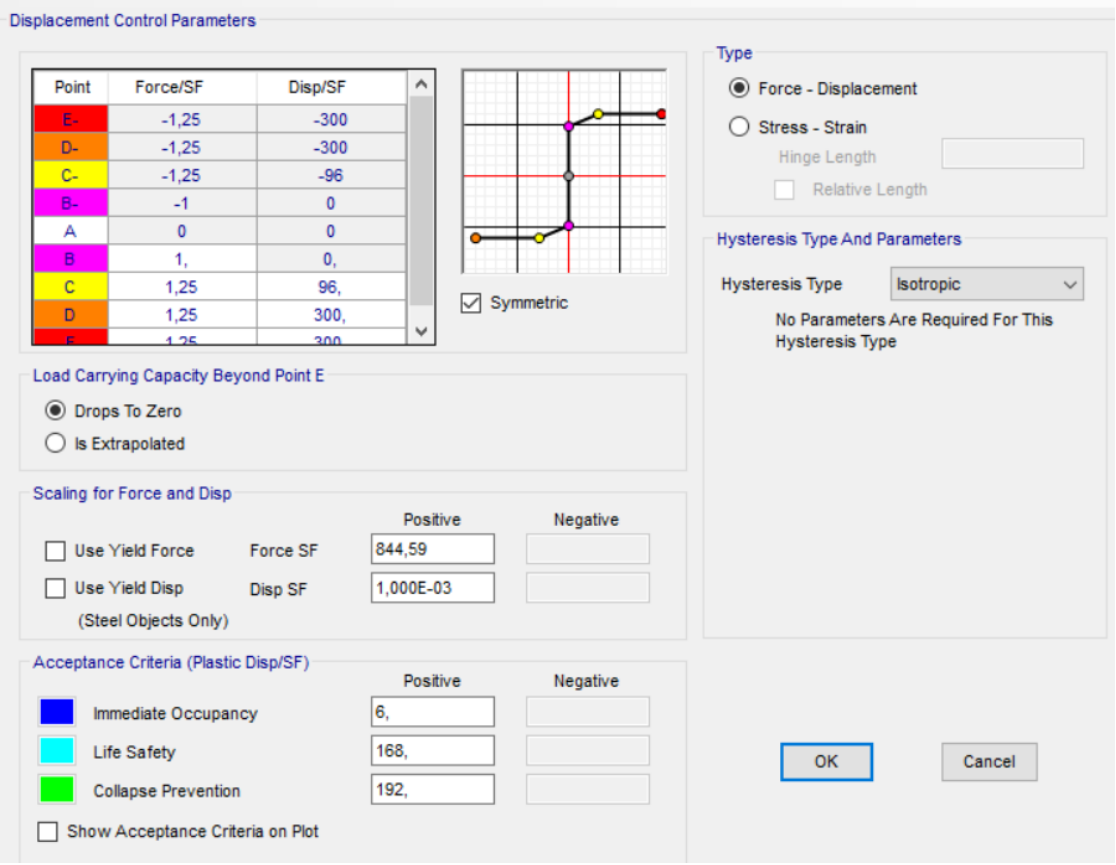
Bu performans düzeyleriyle alakalı detaylı bilgiler ASCE 41-13 [35] Tablo C2-4'te belirtilmiştir.

ASCE 41-13 [35] Bölüm 9 Tablo 9-6'da belirtilen performans düzeyleri için bağ kirişi dönme açısı sınır değerleri tanımlanmıştır. Bu Tablo 9-6'ya göre kısa bağ kirişli dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemler için sınır değerleri aşağıda gösterilmiştir.

- HK için 0,005 radyan
- CG için 0,14 radyan
- GÖ için 0,16 radyan



Şekil 4.9 Plastik kesme kuvveti mafsalı

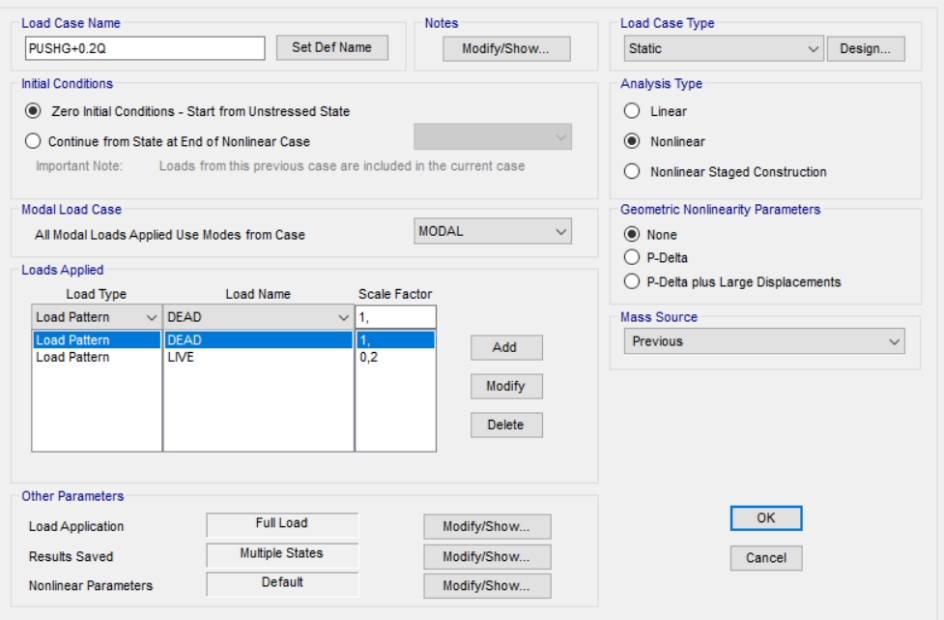


Şekil 4.10 HE360B kesitine ait plastik kesme kuvveti mafsalı akma dayanımı ve yer değiştirme sınır koşulları tanımı

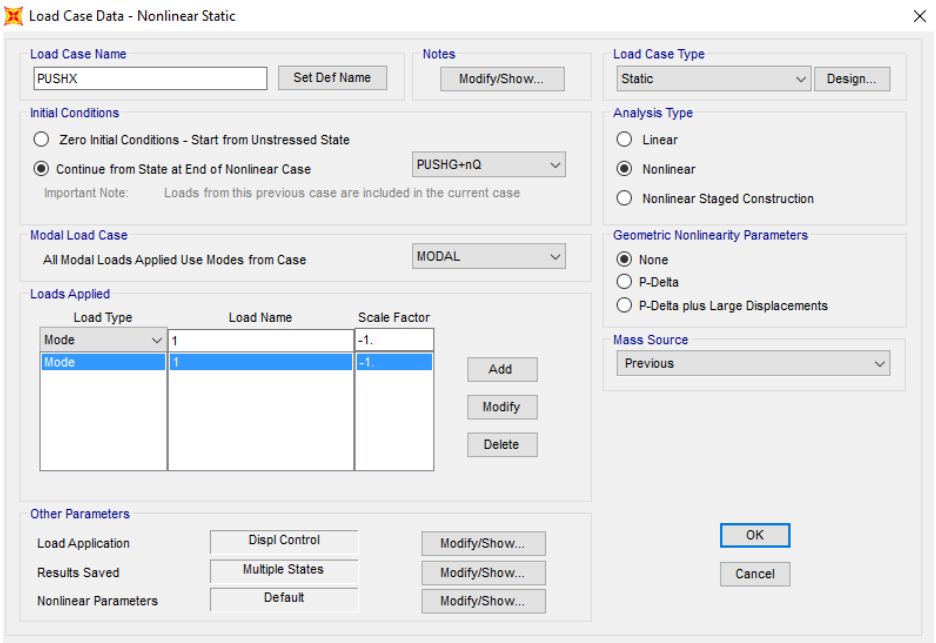
4.4.2 Statik İtme Analizi

Yapının doğrusal olmayan statik analizi (itme analizi) SAP2000 ver.20.0.0 [26] yazılımı ile gerçekleştirilmiştir. Bu analiz iki boyutlu düzlem çerçeve sistemde yapılmıştır. Yapı simetrik olduğundan itme analizi sadece bir yönde (X-X) yapılmıştır.

Plastik mafsal tanımlandıktan sonra G+nQ düşey yükleri başlangıç yükü olarak tanımlanmıştır (Şekil 4.11). Yapı simetrik olduğundan dolayı sadece X-yönünde yer değiştirme kontrollü olarak yapı itilmiştir (Şekil 4.12).



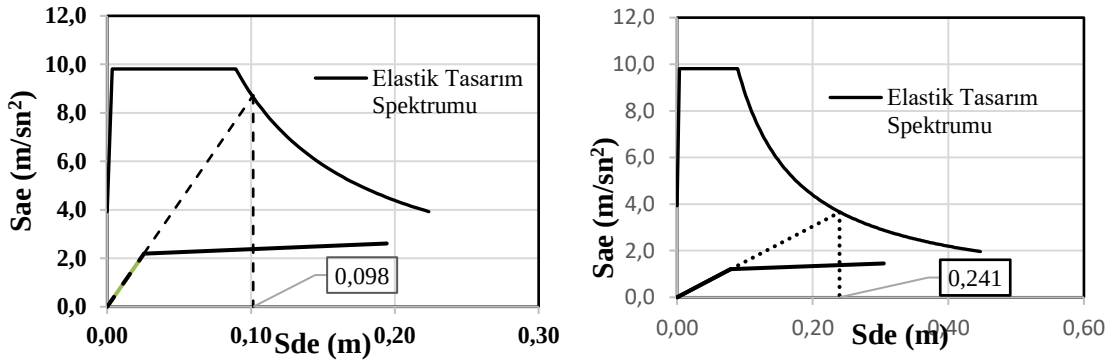
Şekil 4.11 Başlangıç yüklemesi



Şekil 4.12 Doğrusal olmayan statik analiz

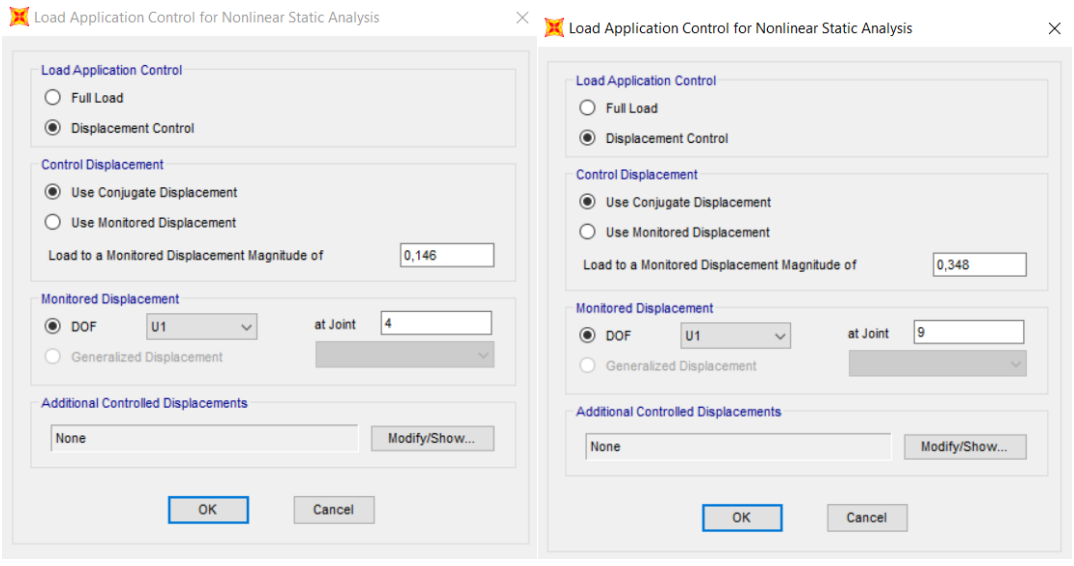
4.4.3 Doğrusal Olmayan Yer Değiştirme Taleplerinin Belirlenmesi

İtme analizi sonucunda itme eğrisi elde edilmiştir. Bu itme eğrisinden kapasite diyagramı çıkartılmıştır. Bu kapasite diyagramının elastik kısmıyla elastik tasarım spektrumunun kesiştirilmesi sonucunda her iki bina için tasarım depremi altında yer değiştirme talepleri belirlenmiştir (Şekil 4.13).



Şekil 4.13 Örnek binalara ait yer değiştirme talepleri (3 ve 8 kat)

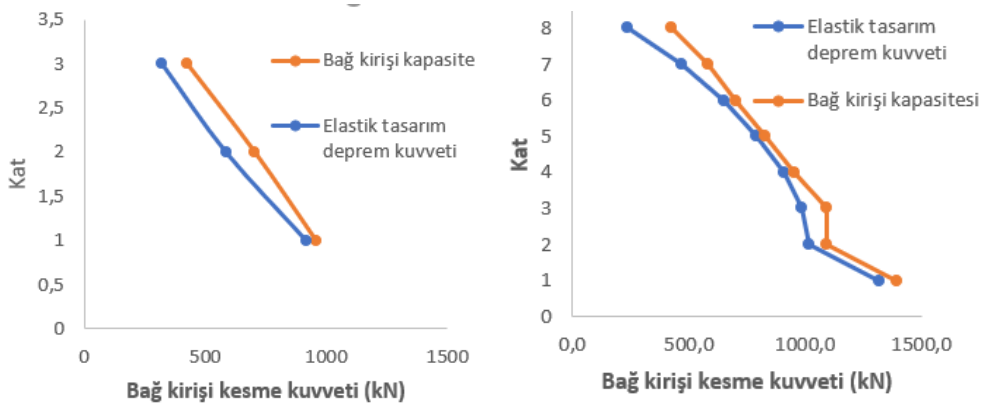
3 ve 8 katlı binalara ait tasarım depremi altında modal yer değiştirmeler sırasıyla 0,098 m ve 0,241 m olarak hesaplanmıştır. Hesaplanan modal yer değiştirmeler gerçek yer değiştirmelere dönüştürülerek (3 kat için d_i=0,15 m, 8 kat için d_i=0,35 m) Sap2000 v20.0.0 [26] programına tanımlanmış ve itme analizi tekrarlanmıştır (Şekil 4.14). Bu itme analizi sonucunda kesit performansları ve elde edilen yük ile dayanım fazlalıkları belirlenmiştir.



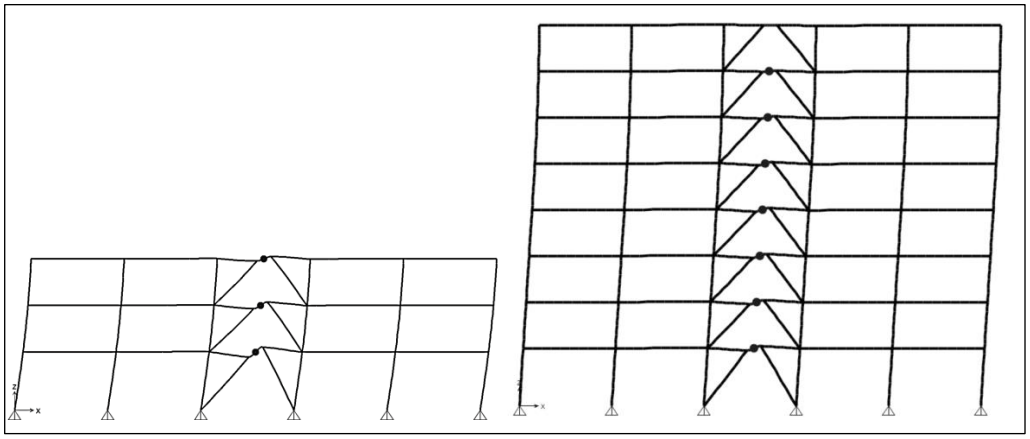
Şekil 4.14 İtme analizinin tekrarı

4.4.4 Plastik Şekil Değiştirmelerin Değerlendirilmesi ve Bina Performanslarının Belirlenmesi

Analizin sonucunda, her iki binadaki tüm kesitlerin Can Güvenliği performans seviyesini sağladığı görülmüştür. Her iki binada da en fazla dönmeye sahip kesitler ilk katlarda oluşmuştur. 3 katlı binada en yüksek dönme 0,079 rad, 8 katlı binada ise 0,069 rad olarak hesaplanmıştır. Yapılan itme analizi sonucunda her iki binaya ait plastik mafsalların oluştuğu kesitler Şekil 4.16'da gösterilmiştir. Elastik tasarım deprem kuvveti ile bağ kirişi tasarımı uyumu Şekil 4.15'deki gibi gözlemlenmiştir.

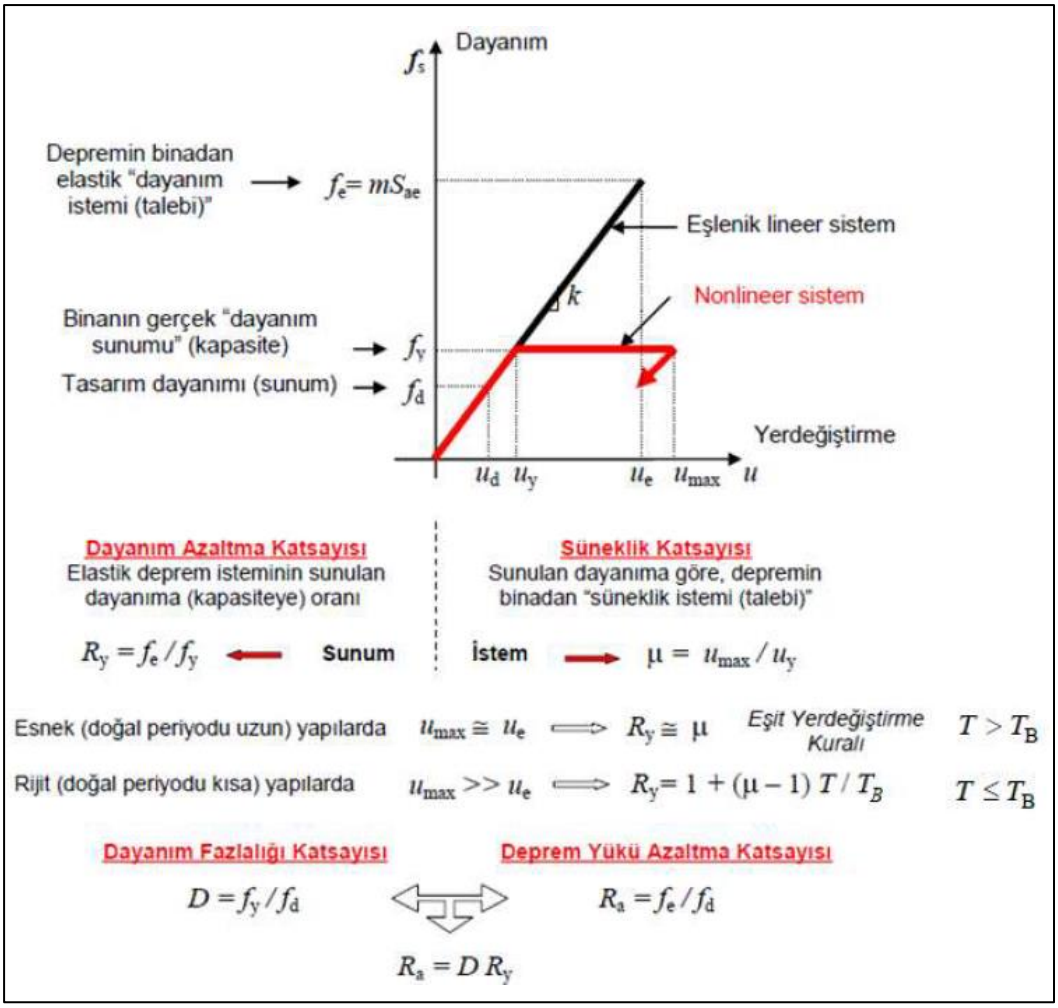


Şekil 4.15 Örnek binalara ait elastik tasarım deprem kuvveti ile bağ kirişi tasarımı uyumu



Şekil 4.16 Örnek binalara ait plastik mafsalların oluştuğu kesitler

3 ve 8 katlı binaların statik itme analizleri sonucunda hesaplanan süneklik (μ), dayanım fazlalığı (Ω), deprem azaltma katsayıları (R) ve yer değiştirme büyütme katsayıları (C_D) Şekil 4.17'de gösterildiği gibi hesaplanmıştır [39] ve ASCE 7-10'da [22] verilen değerler ile karşılaştırılmıştır (Çizelge 4.19).



Şekil 4.17 Taşıyıcı sistem katsayılarının hesaplanması [39]

Çizelge 4.19 Örnek binalara ait sonuçların yönetmelikte verilen değerlerle karşılaştırılması

	3-katlı Bina				8-katlı Bina		
	İtme Analizi	ASCE 7-10	Oran		İtme Analizi	ASCE 7-10	Oran
μ	4,320	4	1,08	μ	3,030	4	0,76
Ω	1,591	2	0,80	Ω	1,662	2	0,83
R	6,873	8	0,86	R	5,036	8	0,63
C_d:	5,577	4	1,39	C_d:	4,733	4	1,18

Her iki binada da tüm kesitlerin Can güvenliği (CG) performans seviyelerini sağladığı görülmüştür (Çizelge 4.20-4.21).

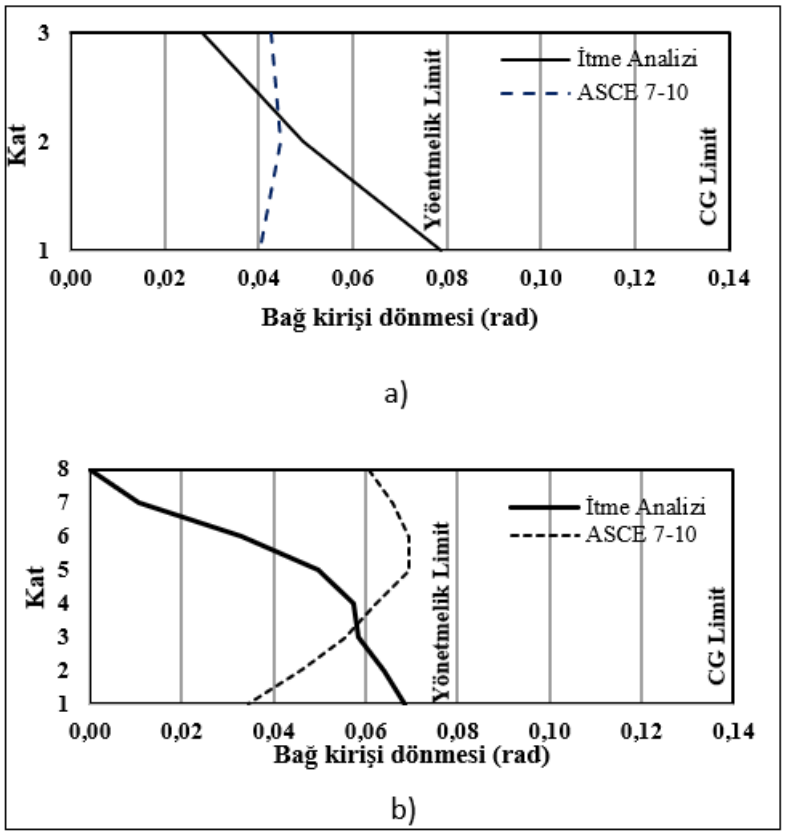
Çizelge 4.20 Kesitlerin performans seviyeleri (3-kat)

Kat	Δ_p (mm)	e (mm)	γ_p (rad)	$\gamma_{p,CG}$ (rad)	Oran	Performans Seviyesi
3	33,73	1200	0,028108	0,14	0,200774	CG(LS)
2	59,43	1200	0,049525	0,14	0,35375	CG(LS)
1	94,45	1200	0,078708	0,14	0,562202	CG(LS)

Çizelge 4.21 Kesitlerin performans seviyeleri (8-kat)

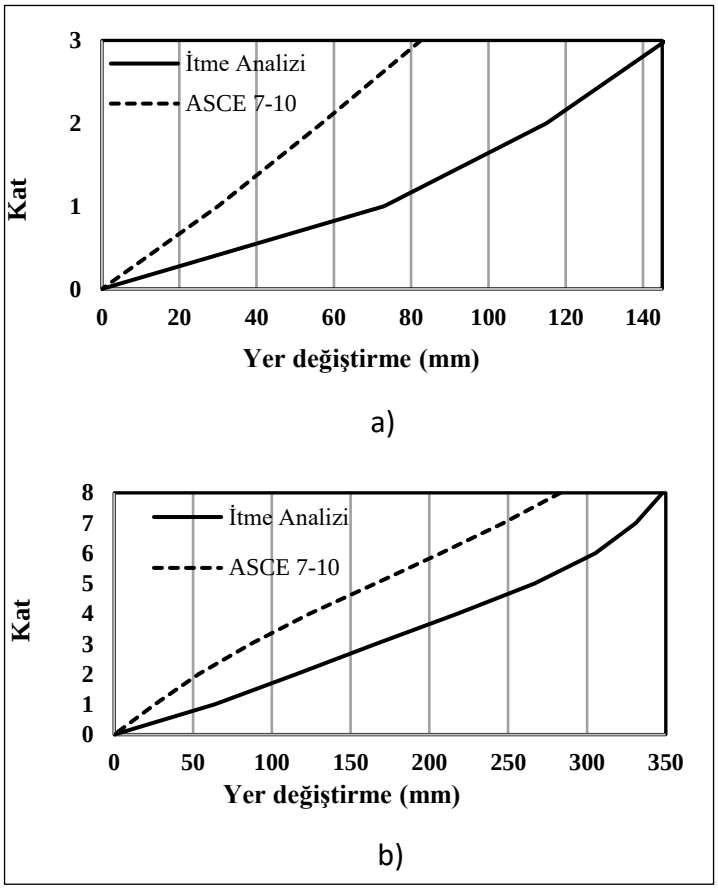
Kat	Δ_p (mm)	e (mm)	γ_p (rad)	$\gamma_{p,CG}$ (rad)	Oran	Performans Seviyesi
8	0	1200	0	0,14	0	HK(IO)
7	12,9	1200	0,01075	0,14	0,076786	CG(LS)
6	39,63	1200	0,033025	0,14	0,235893	CG(LS)
5	59,82	1200	0,04985	0,14	0,356071	CG(LS)
4	69,03	1200	0,057525	0,14	0,410893	CG(LS)
3	69,98	1200	0,058317	0,14	0,416548	CG(LS)
2	76,71	1200	0,063925	0,14	0,456607	CG(LS)
1	82,27	1200	0,068558	0,14	0,489702	CG(LS)

Her iki binaya ait bağ kirişi plastik dönme açıları hesaplanmıştır. Hesaplanan bu değerler ile ASCE 7-10'da [22] verilen değerlerin karşılaştırılması Şekil 4.18'de gösterilmiştir.



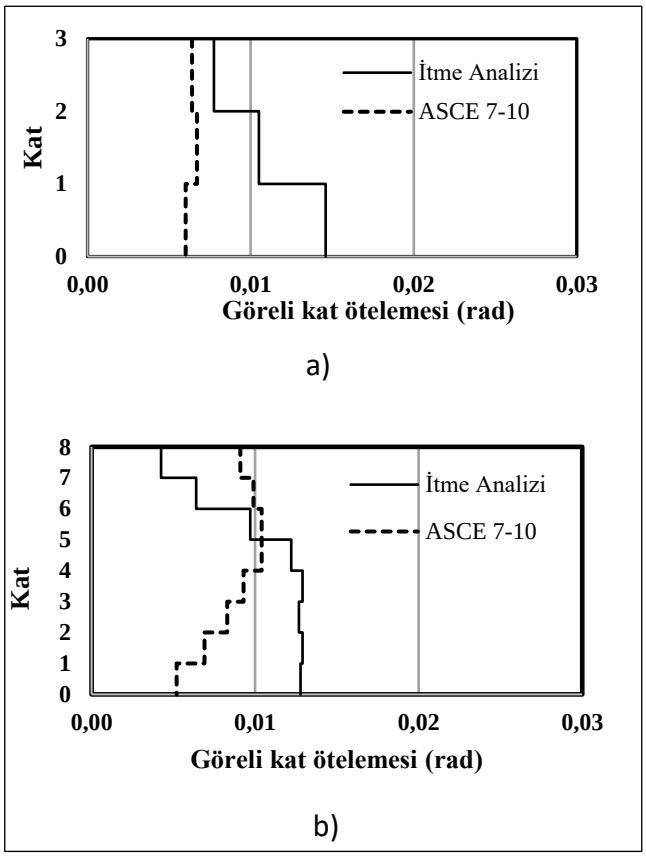
Şekil 4.18 Bağ kirişi dönme açıları a) 3 katlı binaya ait bağ kirişi dönme açıları b) 8 katlı binaya ait bağ kirişi dönme açıları

Her iki binaya ait yanal yer değiştirme profilleri çıkartılmış ve ASCE 7-10'da [22] verilen değerlerle kıyaslanmıştır (Şekil 4.19).

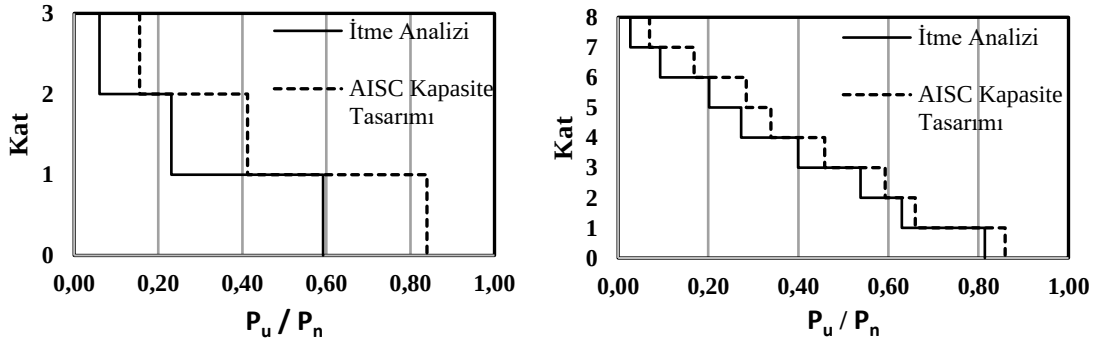


Şekil 4.19 Yanal yer değiştirme profili a) 3 katlı yapı b) 8 katlı yapı

Yapılan doğrusal olmayan statik analiz sonucunda hesaplanan göreli kat ötelemeleri ve kolon eksenel kuvvet profilleri çıkartılmıştır (Şekil 4.20-21). Kolon eksenel kuvvet profilinde yatay eksen; analiz sonuçlarından elde edilen tasarım eksenel kuvvetlerinin, katsayı ile çarpılmamış (yalın) eksenel kuvvet taşıma gücüne oranı olarak tanımlanmıştır (Şekil 4.20).



Şekil 4.20 Göreli kat ötelemesi profili a) Göreli kat ötelemesi profili (3 kat) b) Göreli kat ötelemesi profili (8 kat)



Şekil 4.21 Kolon eksenel kuvvet profili (3 ve 8 kat)

V-tipi dışmerkez çelik çaprazlı sisteme sahip 3 ve 8 katlı binaların doğrusal kapasite tasarımı ve doğrusal olmayan statik analizleri yapılmıştır. Analiz sonucundan elde edilen veriler aşağıdaki gibi özetlenmiştir:

a. 3 katlı binada süneklik, statik itme analizi sonucunda 4,32 olarak hesaplanmıştır. Bu değer ASCE 7-10'da [22] verilen değerin biraz üstündedir. Fakat 8 katlı binada süneklik 3 olarak hesaplanmıştır. Bu değer ise yönetmelikte verilen değerin %75'i

dir. Hesaplanan dayanım fazlalığı değerleri ise her iki binada da yönetmelikte verilen değerden daha küçüktür. Hesaplanan yer değiştirme büyütme katsayılarının, 3 katlı binada yönetmelikte verilen değerden %40, 8 katlı binada ise %18 daha büyük olduğu gözlemlenmiştir.

b. Şekil 4.16'da görüldüğü gibi her iki binada da neredeyse her katta plastik mafsalların oluştuğu gözlemlenmiştir. Buradan anlaşıldığı gibi plastik şekil değiştirmeler her iki binada tüm katlara yayılmıştır. Bu durum, dışmerkez çelik çaprazlı sisteme sahip binalarda beklenilen bir durumdur. Bu bağlamda [15] deki yapılan deneysel çalışmada doğrusal hesapta bağ kirişlerinde elde edilen deprem dayanım talepleri ile uyumlu bir bağ kirişi tasarımı yapılmalıdır. Aksi takdirde [15] deki çalışmada 1/3 ölçekli 6 katlı deneysel numunede görüldüğü gibi plastik şekil değiştirmeler alt katlarda yığılmaktadır. Tez kapsamında tasarlanan binalarda bu husus dikkate alınarak deprem talebiyle uyumlu bağ kirişi seçilmiştir (Şekil 4.15). Bunun sonucu olarak plastik şekil değiştirmelerin tüm katlara yayıldığı görülmüştür.

c. Şekil 4.19'de gösterildiği gibi, statik itme analizi sonucunda hesaplanan elastik olmayan yer değiştirmelerin, her iki binada da ASCE 7-10'da [22] verilen değerlerden daha büyük olduğu gözlemlenmiştir.

d. Statik itme analizi sonucunda hesaplanan kolon eksenel kuvvetleri, her iki binada da ASCE 7-10'da [22] verilen değerlerden küçük olduğu görülmüştür. Kapasite tasarımında, ilk kattaki bağ kirişlerinin aktıktan sonra diğer elemanlara aktarılan yük, direk kolona ve daha sonrasında temele aktarılır. Statik itme analizinde ise bu yük kolona ve çaprazlara aktarılır. Bu iki analiz sonucunda hesaplanan kolon eksenel kuvvetler arasındaki farklılığın sebebi bu durum olabilir.

BÖLÜM 5

SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın amacı, dışmerkez çelik çaprazlı sistemlere sahip alçak ve orta katlı binaların doğrusal olmayan statik itme analizi sonucunda deprem performanslarının belirlenmesi ve yönetmelikte verilen değerler ile karşılaştırılmasıdır. Bu çalışma sonunda aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

1) Süneklik değerleri 3 katlı binada 4,32, 8 katlı binada ise 3 olarak hesaplanmıştır. İtme analizleri ile hesaplanan bu iki değer de yönetmelikte verilen (4) değerden farklıdır. Bu sebeple, yönetmeliklerde önerilen süneklik değerleri, bina yüksekliğine ve yapısal özelliklere göre farklı değerler alabileceği anlaşılmıştır.
2) İtme analizi sonucunda hesaplanan yer değiştirme katsayıları (C_d), 3 katlı binada %40, 8 katlı binada ise %18 oranında ASCE 7-10'da [22] verilen (4) değerden daha büyüktür. Buradan anlaşılmaktadır ki yer değiştirme büyütme katsayısının, yapısal hesaplamalarda kullanılırken, yönetmelikte verilen (4) değerden daha farklı değerler alınması gerekebileceği görülmüştür.
3) Bu çalışma sonucunda, [15] de yapılan deneysel çalışmada doğrusal hesapta bağ kirişlerinde elde edilen deprem dayanım talepleri ile uyumlu bir bağ kirişi tasarımı yapılmasının, pratikte çelik yapılar için önemli olduğu görülmüştür. Bundan sonraki çalışmalarda, zaman tanım alanı yöntemi kullanılarak daha farklı kat adetlerine sahip model yapılar seçilerek analizler yapılabilir. Bu çalışma sonucunda elde edilen verilere ek bulgular eklenebilir.

KAYNAKLAR

[1] Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A., ve Saito K., (1972). Structural Characteristics of Eccentric K-Braced Frames, Trans.,195:39–49, AIJ.

[2] Tanabashi, R., Naneta, K. ve Ishida, T., (1974). "On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage," Proc, 5th World Conf. Earthquake Engrg., 1:834–840.

[3] Bruneau, M., Uang C.M. ve Sabelli R., (1998). Ductile Design of Steel Structures, Second Edition, Mcgraw-Hill, New York.

[4] Roeder, C.W., (1977). "Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Frames Under Cyclic Loadings", Ph.D. thesis, University of California, Berkeley, California, USA.

[5] Roeder, C.W. ve Popov, E.P., (1978). "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes", Journal of the Structural Division, 104(ST3):391-412.

[6] Roeder, C.W. ve Popov, E.P., (1978), "Cyclic Shear Yielding of Wide-Flange Beams", Journal of the Engineering Mechanics Division, 104(EM4):763-780.

[7] Engelhardt, M.D. ve Popov, E.P., (1989). "On Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Spectra, 5(3):495-511.

[8] Hjelmstad, K.D. ve Popov, E.P., (1983). "Cycling Behavior and Desing of Link Beams", Journal of Structural Engineering, 109(10):2387-2403.

[9] Hjelmstad, K.D. ve Popov, E.P., (1984). "Characteristics of Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, 110(2):340:353.

[10] Kasai, K. ve Popov, E.P., (1986a). "Cycling Web Buckling Control for Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, 112(3):505-523.

[11] Kasai, K. ve Popov, E.P., (1986b). "General Behavior of WF Steel Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, 112(2):362-382.

[12] Malley, J.O. ve Popov, E.P., (1984). "Shear Links in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, 110(9):2275-2295.

[13] Manheim, D.N ve Popov, E.P., (1983). "Plastic Shear Hinges in Steel Frames", Journal of Structural Engineering, 109(10):2404-2419.

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

[15] Popov, E.P., Ricles J.M. ve Kasai K., (1992). "Methodology for Optimum EBF Link Desing", Earthquake Engineering, 7:3983-3988.

[16] Berman, J.M. ve Bruneau M., (2008). "Tubular Links for Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, 134(5):692-712.

[17] Ramadan, T. ve Ghoborah, A., (1995). "Analytical Modal for Shear Link Behavior", Journal of Structural Engineering, 121(11):1574-1580.

[18] Stratan, A. ve Dubina, D., (2004). "Bolted Links for Eccentriacally Braced Steel Frames", Connections in Steel Structures V, 3-4 Haziran, Amsterdam.

[19] Durgun, Y., Vatansever C., Girgin K. ve Orakdöğen E., (2013). "Dışmerkez Çaprazlı Bir Çelik Perdenin Deprem Performansının Doğrusal Olmayan Dinamik Hesap Yöntemi ile Değerlendirilmesi", Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi, 19(6):266-277.

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

[21] Hu, S., Xiong J., Zhou Q. ve Lin Z., (2018). "Analytical and Numerical Investigation of Overstrength Factors for Very Short Shear Links in EBF's", KSCE Journal of Civil Engineering, 01:1-10.

[22] ASCE/SEI 7-10, (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Virginia.

[23] ANSI/AISC 341-10, (2010). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American National Standards Institute/American Institute of Steel Construction, Virginia.

[24] ANSI/AISC 360-10, (2010). Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

[25] FEMA 451, (2006). NEHRP Recommended Provisions: Design Examples, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.

[26] Sap2000 v20.0.0, (2018). Integrated Structural Analysis and Design Software, Computer and Structures Inc., Berkeley, California.

[27] Okazaki, T., Arce G., Ryu H.C. ve Engelhardt M.D., (2005). "Experimental Study of Local Buckling,Overstrength and Fracture of Links in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, 131(10):1526-1535.

[28] DBYBHY 2007, (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.

[29] UBC-97, (1997). Uniform Building Code, International Conference of Building, California.

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

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

[32] Gürpınar, Z., (2011). Rijit Ötelenme Hareketine Maruz Mevcut Dolgu Duvarlı Bir Yapının Deprem Performansının Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[33] Celep, Z., (2007). Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.

[34] Köse, İ., (2015). Betonarme Yapılarda Burkulması Önlenmiş Çapraz Elemanların Doğrusal Olmayan Davranışa Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[35] ASCE/SEI 41-13, (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Virginia.

[36] TS 498, (1997). Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

[37] İYBDY, (2008). İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul.

[38] Naeim, F., (2001). The Seismic Design Handbook, Second Edition, Springer Science and Business Media, New York.

[39] DBYBHY 2007, (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara; Derleyen: Aydınoğlu, M.N., Celep Z., Özer E. ve Sucuoğlu H., (2012). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Açıklamalar ve Örnekler El Kitabı, İPKB, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Ferhat DEMİR

Doğrum Tarihi ve Yeri : 07.11.1993 / Samsun

Yabancı Dili : İngilizce

E-posta : isdemferhat@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Alan	Okul/Üniversite	Mezuniyet Yılı
Lisans	İnşaat Mühendisliği	Yıldız Teknik Üniversitesi	2015
Lise	Sayısal	Samsun Atatürk Anadolu Lisesi	2011

İş Tecrübesi

Yıl	Firma/Kurum	Görevi
2015	Çağsan Makine İnşaat	Stajyer
2014	Dörtler Mühendislik	Stajyer