

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ

**YARI RİJİT BİRLEŞİMLİ ÇELİK ÇERÇEVELERİN
YER DEĞİŞİRTİRME ARTTIRMA KATSAYISININ
ARAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ahmet KARABACAK

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

KASIM 2019

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ

**YARI RİJİT BİRLEŞİMLİ ÇELİK ÇERÇEVELERİN
YER DEĞİŞTİRME ARTTIRMA KATSAYISININ
ARAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Ahmet KARABACAK
(802161201)**

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

**Tez Danışmanı: Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN
Eş Danışman: Dr. Kerem PEKER**

KASIM 2019

İTÜ, Deprem Mühendisliği ve Afet Yönetimi Enstitüsü'nün 802161201 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Ahmet KARABACAK, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “YARI RİJİT BİRLEŞİMLİ ÇELİK ÇERÇEVELERİN YER DEĞİŞTİRME ARTTIRMA KATSAYISININ ARAŞTIRILMASI” başlıklı tezini aşağıdaki imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Eş Danışman : **Dr. Kerem PEKER**
Erdemli Proje Müşavirlik

Jüri Üyeleri :

Teslim Tarihi : **15 Kasım 2019**
Savunma Tarihi : **10 Aralık 2019**

Anneme ve Babama,

ÖNSÖZ

Bu tez çalışması süresince samimiyetini ve hoşgörüsünü benden esirmeyen, bilgisi ile her zaman istifade ettiğim danışman hocam Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN'a, mesleki eğitim sürecimin başından beri vizyonu ile yolumu aydınlatan, üstadım ve eş danışmanım Dr. Müh. Kerem PEKER'e sonsuz teşekkür ederim.

Çok kıymetli görüşleri ve deneyimlerini benimle paylaşan, İnş. Yük. Müh. Ahmet KAPTAN'a ve İnş. Yük. Müh. Ahmet Metin YILDIRIM'a teşekkürü bir borç biliyorum.

Bu süreçte desteğini esirmeyen motivasyon kaynağım İnş. Yük. Müh. Ecem ŞENGÜL'e çok teşekkür ederim.

Tezin hazırlanması aşamasında yardımcıları için Dr. Ögr. Üyesi Barış ERKUŞ'a ve mesai arkadaşım İnş. Yük. Müh. Mehmet GEZER'e teşekkür ederim.

Ayrıca bu yüksek lisans tezi 42127 numaralı İTÜ-Bilimsel Araştırma Projesi kapsamında kabul görmüştür, destekleri için İstanbul Teknik Üniversitesi'ne teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca bana her zaman güvenen, koşulsuz destekleyen ve her daim yanımда hissettiğim aileme, annem Kadriye KARABACAK, babam İbrahim KARABACAK'a ve kardeşlerime teşekkür ederim.

Kasım 2019

Ahmet KARABACAK
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR.....	xiii
SEMBOLLER	xv
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xxi
ÖZET	xxvii
SUMMARY	xxix
1. GİRİŞ	1
1.1 Amaç ve Kapsam.....	5
2. YARI-RİJİT BİRLEŞİMLER	7
2.1 Birleşimlerin Sınıflandırılması	9
Kiriş Çizgi Konsepti	10
2.1.1 AISC Yönetmeliği [1]	15
Birleşim Rijitliği	15
Birleşim Dayanımı.....	17
Birleşimin Sürekliği	18
2.1.2 Eurocode Yönetmeliği [2]	18
Birleşimin Rijitliği	18
Birleşimin Dayanımı.....	19
2.1.3 Türkiye Çelik Yapıların Tasarım Hesap ve Yapımına Dair Esaslar Yönetmeliği [3]	20
2.1.4 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği [4]	21
2.1.5 AS 4100 Standardı [5]	21
2.1.6 Kanada Ulusal Yapı Standardı [6]	22
2.1.7 Hindistan Ulusal Yapı Standardı	22
2.1.8 Çin Binaların Deprem Tasarımı Standardı	23
2.2 Birleşim Davranışının Modellenmesi.....	24
Moment dönme ilişkilerinin matematiksel ifadesi	24
2.2.1 Matematik Modeller	26
2.2.2 Analitik Modeller	26
AISC yaklaşımı, Akma Çizgileri Metodu	27
2.2.3 Mekanik Modeller	28
Eurocode yaklaşımı, Bileşen Metodu.....	28
2.2.4 Sonlu Eleman Modeller.....	29
2.2.5 Deneysel Modeller.....	29
Birleşim Davranışının Modellenmesi ile ilgili Geçmiş Çalışmalar	30

Lui and Chen (1986) in Çalışması [7]	30
Lui and Chen (1987) in Çalışması [8]	31
Elnashai and Elghazouli (1994) nin Çalışması [9]	31
Gupta ve Krawinkler (1999) in Çalışması [10]	31
Maison ve Kasai (2000) in Çalışması [11]	32
2.3 Birleşim Dönme Kapasitesi	32
AISC Yönetmeliği [1]	33
Eurocode Yönetmeliği [2]	34
3. YER DEĞİŞTİRME ARTTIRMA KATSAYISI.....	35
3.1 Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	36
3.2 Dayanım Fazlalığı Katsayısı.....	38
Dayanım fazlalığı katsayısı ile ilgili geçmiş çalışmalar	39
Freeman	39
Osteraas and Krawinkler	39
Balendra and Huang	39
3.3 Süneklik Azaltma Katsayısı	39
Süneklik azaltma katsayısı ile ilgili yapılan çalışmalar..	41
Newmark and Hall [12]	42
Lai ve Biggs [13]	42
Miranda [14]	42
3.4 Eşit Yerdeştirme ve Eşit Enerji Prensipleri	43
3.5 Yer Değiştirme Arttırma Katsayısı	44
Yer değiştirme arttırma katsayısı ile ilgili yapılan çalışmalar	47
Chia-Ming Uang and Ahmed Maarouf [15]	47
Onur Şeker, Bülent Akbaş, Jay Shen ve A. Zafer Öztürk [16].....	48
Majid Mohammadi ve Bahram Kordbagh [17]	48
4. PARAMETRİK ÇALIŞMA	51
4.1 Parametrik Çalışmada Kullanılacak Yapılar.....	51
4.2 Moment Dayanımlı Çelik Çerçevevi Sistemlerin Tasarımı.....	53
4.3 Birleşim Dönme Rijitliklerinin Seçimi ve Modellenmesi	58
5. ÇERÇEVELERİN YER DEĞİŞTİRME ARTTIRMA KATSAYISININ BELİRLENMESİ.....	61
5.1 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi	61
5.1.1 Kapasite Spektrumu Metodu	61
Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi	63
Talep Eğrisinin Elde Edilmesi	64
3 Katlı Yapının Yer Değiştirme Arttırma Katsayısunın Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Elde Edilmesi	64
9 Katlı Yapının Yer Değiştirme Arttırma Katsayısunın Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Elde Edilmesi	66
20 Katlı Yapının Yer Değiştirme Arttırma Katsayısunın Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Elde Edilmesi	67
5.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz	68
5.2.1 Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklendirilmesi	69
Yer Değiştirme Arttırma Katsayısunın Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz ile Elde Edilmesi	70

6. ANALİZ SONUÇLARI.....	71
6.1 3 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analiz Sonuçları.....	72
6.2 3 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları	73
6.3 9 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analiz Sonuçları.....	78
6.4 9 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları	79
6.5 20 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analiz Sonuçları.....	84
6.6 20 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları	85
6.7 Yer Değiştirme Arttırma Katsayıları	90
7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	95
7.1 Genel Değerlendirme.....	95
7.2 Gelecek Çalışmalara Yönelik Öneriler.....	96
KAYNAKLAR.....	99
EKLER	103
EK A: Yarı Rijit Birleşimli Yapıların Etkin Göreli Kat Ötelemeleri.....	105
EK B: Seçilen Deprem Kayıtlarının Ölçeklendirilmesi	111
ÖZGEÇMİŞ	115

KISALTMALAR

ADRS	: Acceleration Displacement Response Spectrum
AISC	: American Institute of Steel Construction
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ATC	: Applied Technology Council
CUREe	: California Universities for Research in Earthquake Engineering
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
NEHRP	: National Earthquake Hazards Reduction Program
PEER	: Pacific Earthquake Engineering Research Center
PGA	: Peak Ground Acceleration
PGV	: Peak Ground Velocity
SAC	: SEAOC - ATC - CUREe
SEAOC	: Structural Engineers Association of California
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
UBC	: Uniform Building Code
YDKT	: Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım

SEMBOLLER

a_0	: Rayleigh sönüm matrisi için kütle matrisi çarpanı
a_1	: Rayleigh sönüm matrisi için rijitlik matrisi çarpanı
a_1	: Birinci moda ait modal ivme
C_d	: Yer değiştirme artırma katsayısı
C_R	: Spektral yer değiştirme oranı
C	: Sönüüm matrisi
d	: Bulon çapı
d_1	: Birinci moda ait modal yer değiştirme
d_c	: Kolon en kesit yüksekliği
D	: Dayanım fazlalığı katsayısı
E	: Elastisite modülü
F_b	: Kiriş başlıklarını tarafından aktarılan kuvvet
F_y	: Akma gerilmesi
F_s	: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
F_1	: 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
g	: Yer çekimi ivmesi
h_i	: i 'inci katın yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
I	: Atalet momenti
I_b	: Kiriş atalet momenti
L	: Kiriş uzunluğu
K	: Rijitlik matrisi
K_o	: Alın levhalı ve başlık levhalı birleşim bölgesi rijitliği
K_S	: Sekant rijitliği
m_{t1}	: Birinci moda ait modal etkin kütle
m^1	: Boyutsuz moment parametresi
M	: Moment
M_A	: A ucundaki moment
M_B	: B ucundaki moment
$M_{j,Rd}$: Birleşimin tasarım momenti dayanımı
M_n	: Nihai eğilme momenti dayanımı
M_p	: Plastik eğilme momenti kapasitesi
$M_{pl,Rd}$: Tasarım plastik momenti dayanımı
M_s	: Servis yükleri altındaki moment
M_w	: Moment büyüklüğü
M	: Kütle matrisi
N	: Eksenel kuvvet

R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_s	: Dayanım fazlalığı çarpanı
R_y	: Akma dayanımı azaltma katsayısı
R_R	: Bağlılık çarpanı
R_μ	: Süneklik azaltma katsayısı
R_ξ	: Sönüüm çarpanı
N_{Ed}	: Tasarım eksenel kuvveti
S_a	: Spektral ivme
S_{ae}	: Elastik spektral ivme
S_{de}	: Elastik tasarım spektral yer değiştirmesi
S_{d1}	: Doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirmeye
S_{DS}	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
S_{D1}	: 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
S_j	: Dönme rıjitliği
S_S	: Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
S_1	: 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
$S_{j,ini}$: Başlangıç dönme rıjitliği
t_p	: Panel bölgesi kalınlığı
t_w	: Kolon gövde kalınlığı
T_A	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
T_B	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
T_L	: Yatay elastik tasarım spektrumunda sabit yer değiştirmeye bölgesinde geçiş periyodu
T_p	: Binanın hakim doğal titreşim periyodu
V_d	: Tasarıma esas alınan taban kesme kuvveti
V_e	: Yapının elastik kalması durumunda sistemde oluşacak en büyük taban kesme kuvveti
$(V_s)_{30}$: Üst 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı
V_t	: Yapı taban kesme kuvveti
V_{t1}	: İtme analizi sırasında yapının tepesinde elde edilen birinci moda ait taban kesme kuvveti
V_y	: Yapının akma durumundaki taban kesme kuvveti
z	: Kuvvet kolu
w	: Düzgün yayılı yük
α	: C_d düzeltme katsayısı
$\delta_{i,max}$: Binanın i 'inci katındaki etkin görelî kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri
w_i	: Mander modelinde düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
w_i	: Yapının i . moduna ait açısal frekansı
w_j	: Yapının j . moduna ait açısal frekansı
γ	: Panel bölgesi kayma deformasyonu
λ	: Görelî kat ötelemelerinin sınıflandırılmasında kullanılan amprik katsayı
Δ_d	: Tasarıma esas alınan taban kesme kuvvetine karşılık gelen tepe yer değiştirmesi
Δ_e	: Yapının elastik kalması durumunda sistemde oluşacak tepe yer değiştirmesi

Δ_y	: Akma dayanımına karşılık gelen tepe yer değiştirmesi
Δ_{\max}	: Yapının nihai tepe yer değiştirmesi
μ	: Yer değiştirme süneklik oranı
θ	: Dönme
θ_A	: Kirişin A ucundaki dönme
θ_B	: Kirişin B ucundaki dönme
θ_b	: Kirişin dönmesi
θ_C	: Kolonun dönmesi
θ_{cy}	: Birleşim akma dönmesi
θ_n	: En büyük moment kapasitesindeki dönme
θ_s	: Servis yükleri altındaki dönme
θ_u	: Nihai dönme kapasitesi
θ^1	: Boyutsuz dönme parametresi
ξ_i	: Yapının $i.$ açısal frekansına karşılık gelen sönüüm oranı
ξ_j	: Yapının $j.$ açısal frekansına karşılık gelen sönüüm oranı
ϕ_{n1}	: Binanın tepesinde birinci moda ait mod şekli genliği
Ω	: Dayanım fazlalığı katsayıısı
φ	: Birleşim dönmesi
Γ	: Modal katkı çarpanı

ÇİZELGE LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Çizelge 2.1 : Birleşimlerin Sınıflandırma Sınırları.....	23
Çizelge 3.1 : Ortalma yer değiştirmeye arttırma katsayıları	48
Çizelge 4.1 : 3 katlı yapının kesitleri	56
Çizelge 4.2 : 9 katlı yapının kesitleri	56
Çizelge 4.3 : 20 katlı yapının kesitleri	57
Çizelge 4.4 : Yapıların hakim titreşim periyotları	58
Çizelge 5.1 : Seçilen yer hareketi kayıtları.....	70
Çizelge 6.1 : Statik analizlerle, rıjıt tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları.....	91
Çizelge 6.2 : Statik analizlerle, yarı-rıjıt tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları.	91
Çizelge 6.3 : Dinamik analizlerle, rıjıt tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları.	93
Çizelge 6.4 : Dinamik analizlerle, yarı-rıjıt tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları.....	93
Çizelge B.1 : Seçilen yer hareketi kayıtlarının ölçeklendirme katsayıları.....	113

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Şekil 2.1 : Moment-Dönme İlişkisi	7
Şekil 2.2 : Düğüm Noktası Tanımı	8
Şekil 2.3 : Kolon-Kiriş Birleşim Tipleri [18]	9
Şekil 2.4 : Kolon-Kiriş Birleşim Tipleri [18]	9
Şekil 2.5 : Moment Dönme Diyagramları [19]	10
Şekil 2.6 : Kiriş Uç Momentleri ve Uç Dönmeleri.....	11
Şekil 2.7 : Ankastre Mesnetli, Düzgün Yayılı Yükü Kiriş	11
Şekil 2.8 : Kiriş için Moment-Dönme Çizgisi.....	12
Şekil 2.9 : Birleşim için Moment-Dönme Diyagramı	12
Şekil 2.10 : Kiriş Çizgisi ile Birleşim Çizgisinin Birleştirilmesi	13
Şekil 2.11 : Esnek Birleşimlere Kirişin Tepkisi / Eğilme Momenti Katsayısına karşılık Birleşim Rijitlik Oranı	14
Şekil 2.12 : Kiriş ve Birleşim Çizgilerinin Kesişimi	15
Şekil 2.13 : Kiriş ve Birleşim Çizgilerinin Eğimi Sekant Rijitlikleri.....	16
Şekil 2.14 : Yarı-Rijit Bir Birleşimin Rijitlik, Dayanım ve Süreklik Karakteris- tikleri	16
Şekil 2.15 : Birleşimlerin Moment-Dönme Tepkilerine Göre Sınıflandırılması	17
Şekil 2.16 : Rijitlige Göre Sınıflandırma Sınırları.....	19
Şekil 2.17 : Dayanıma Göre Sınıflandırma Sınırları	20
Şekil 2.18 : Krawinkler ve Scissors modeli.....	25
Şekil 2.19 : Moment dönme eğrisinin matematiksel ifadeleri.....	25
Şekil 2.20 : Moment dönme eğrisinin matematiksel ifadeleri [18]	33
Şekil 3.1 : Genel Yapı Davranışı	36
Şekil 3.2 : Sistemin yatay dayanımı ile yer değiştirme süreklik talebi arasındaki değişim	41
Şekil 3.3 : Eşit Yer Değiştirme ve Eşit Enerji Prensipleri	44
Şekil 3.4 : FEMA P695'e göre genel yapı davranışı [20].	47
Şekil 4.1 : 3 katlı yapının plan ve A,G aksi kesiti.	52
Şekil 4.2 : 9 katlı yapının plan ve A,F aksi kesiti.....	53
Şekil 4.3 : 20 katlı yapının plan ve A,G aksi kesiti.	53
Şekil 4.4 : Yatay tasarım elastik spektrumu.	54
Şekil 4.5 : 3 katlı rijit birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.....	56
Şekil 4.6 : 9 katlı rijit birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.....	56
Şekil 4.7 : 20 katlı rijit birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.....	57
Şekil 4.8 : Parametrik çalışmada kullanılan birleşim dönme rijitlikleri.....	58
Şekil 4.9 : Link elemanlar.....	59
Şekil 4.10 : Kiris elemanlarının doğrusal olmayan eğilme davranışları modeli.....	59

Şekil 4.11	: Yarı rıjıt birleşimlerin doğrusal olmayan eğilme davranışları modeli.....	60
Şekil 5.1	: Kapasite spektrumu metod ile deprem performansı değerlendirmesi.	62
Şekil 5.2	: 3 Katlı yapıya ait kapasite eğrisi ve talep eğrisi.....	65
Şekil 5.3	: 9 Katlı yapıya ait kapasite eğrisi ve talep eğrisi.....	67
Şekil 5.4	: 20 Katlı yapıya ait kapasite eğrisi ve talep eğrisi.....	68
Şekil 5.5	: Doğal Frekans-Sönüm Oranı İlişkisi ve Rayleigh Sönümlü	69
Şekil 6.1	: 3 Katlı çerçevelerin kapasite eğrileri.....	72
Şekil 6.2	: Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	73
Şekil 6.3	: Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).....	73
Şekil 6.4	: Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	73
Şekil 6.5	: Yarı-rijıt (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	74
Şekil 6.6	: Yarı-rijıt (20 EI/L) birleşimli çerçevenin,en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	74
Şekil 6.7	: Yarı-rijıt (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	74
Şekil 6.8	: Yarı-rijıt (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	75
Şekil 6.9	: Yarı-rijıt (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	75
Şekil 6.10	: Yarı-rijıt (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	75
Şekil 6.11	: Yarı-rijıt (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	76
Şekil 6.12	: Yarı-rijıt (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	76
Şekil 6.13	: Yarı-rijıt (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	76
Şekil 6.14	: Yarı-rijıt (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	77
Şekil 6.15	: Yarı-rijıt (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	77
Şekil 6.16	: Yarı-rijıt (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	77
Şekil 6.17	: 9 Katlı çerçevelerin kapasite eğrileri.....	78
Şekil 6.18	: Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	79
Şekil 6.19	: Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).....	79

Şekil 6.20	: Rijit birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	79
Şekil 6.21	: Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	80
Şekil 6.22	: Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	80
Şekil 6.23	: Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	80
Şekil 6.24	: Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	81
Şekil 6.25	: Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	81
Şekil 6.26	: Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	81
Şekil 6.27	: Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	82
Şekil 6.28	: Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	82
Şekil 6.29	: Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	82
Şekil 6.30	: Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	83
Şekil 6.31	: Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	83
Şekil 6.32	: Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	83
Şekil 6.33	: 20 Kathlı çerçevelerin kapasite eğrileri.....	84
Şekil 6.34	: Rijit birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	85
Şekil 6.35	: Rijit birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).....	85
Şekil 6.36	: Rijit birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	85
Şekil 6.37	: Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	86
Şekil 6.38	: Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	86
Şekil 6.39	: Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	86
Şekil 6.40	: Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	87

Şekil 6.41	: Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	87
Şekil 6.42	: Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	87
Şekil 6.43	: Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	88
Şekil 6.44	: Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	88
Şekil 6.45	: Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	88
Şekil 6.46	: Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).	89
Şekil 6.47	: Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).	89
Şekil 6.48	: Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).	89
Şekil 6.49	: Statik analizlerle, rıjıt tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.....	90
Şekil 6.50	: Statik analizlerle, yarı-rijit tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.....	91
Şekil 6.51	: Dinamik analizlerle, rıjıt tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.....	92
Şekil 6.52	: Dinamik analizlerle, yarı-rijit tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.	92
Şekil A.1	: 3 katlı yarı-rijit (20EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.105	
Şekil A.2	: 3 katlı yarı-rijit (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.105	
Şekil A.3	: 3 katlı yarı-rijit (11EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.105	
Şekil A.4	: 3 katlı yarı-rijit (8EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.105	
Şekil A.5	: 9 katlı yarı-rijit (20EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.106	
Şekil A.6	: 9 katlı yarı-rijit (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.106	
Şekil A.7	: 9 katlı yarı-rijit (11EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.106	
Şekil A.8	: 9 katlı yarı-rijit (8EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.107	
Şekil A.9	: 20 katlı yarı-rijit (20EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.107	
Şekil A.10	: 20 katlı yarı-rijit (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.108	
Şekil A.11	: 20 katlı yarı-rijit (11EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.108	
Şekil A.12	: 20 katlı yarı-rijit (8EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.109	
Şekil B.1	: 3 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.111	
Şekil B.2	: 3 katlı yapılar için H2 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.111	
Şekil B.3	: 9 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.111	

Şekil B.4	: 9 katlı yapılar için H2 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.	112
Şekil B.5	: 20 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.	112
Şekil B.6	: 20 katlı yapılar için H2 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.	112

YARI RİJİT BİRLEŞİMLİ ÇELİK ÇERÇEVELERİN YER DEĞİŞTİRME ARTTIRMA KATSAYISININ ARAŞTIRILMASI

ÖZET

Moment dayanımlı çelik çerçeveli yapılar emniyet, ekonomi ve estetik gibi yapı tasarımının önemli performans parametreleri ile öne çıkmaktadır. Moment dayanımlı çelik çerçeveler yüksek süneklik kapasiteleri ile deprem bölgelerinde az ve orta katlı ofis türü binalarda sıkılıkla kullanılmaktadır. Moment çerçevelerinin yüksek süneklik özellikleri yatay kuvvetlere maruz kaldığında sistemin enerji sönümm mekanizmasındaki basitlikte yatomaktadır. Bu sistemlerde özellikle deprem kuvvetleri altında yapının dayanımında azalma olmadan kirişlerde çok sayıda akma, elastik olmayan şekil değiştirme ile sağlanır.

Bu tip yapılarda plastik mafsalların kolonlardan önce kirişlerde oluşmasını sağlamak, yapının sünekliğini arttırip, göçmesini geciktirmek için güçlü kolon zayıf kiriş ilkesi uygulanır. Az katlı büyük açıklıklı yapılarda uygulanan bu ilke gerekenden daha büyük kolon kesitlerinin seçilmesine ve ekonomik olmayan, aşırı güvenli tasarımlarla sonuçlanmaktadır. Bu sorunu gidermek için özellikle Amerika'da uygulanan yöntem yapıların sadece dış çerçevelerini yatay yük taşıyan sistemler olarak tasarlamaktır. Ancak bu yapıların başlıca dezavantajlarından biri, sistemin yeniden dağılım imkânının sınırlı olmasıdır. 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremleri sırasında rıjıt birleşimli moment dayanımlı çelik çerçeveli yapılarda ve özellikle tamamen kaynaklı birleşimlerde ağır ve beklenilmeyen hasarlar olmuş ve bu tip yapıların tasarım yöntemlerinin gözden geçirilmesine neden olmuştur.

Bu keşiflerin ardından, SAC Ortak Girişimi olarak bilinen profesyonel derneklerin ve araştırmacılarından oluşan bir konsorsiyum, bu beklenmeyen davranışın nedenlerini belirlemek ve daha sağlam moment çerçevesi inşası için öneriler geliştirmek için kapsamlı bir çalışma yürütmüştür.

Çatlakların ve hasarların, temel birleşim geometrisi, temel malzemelerin kontrolünün eksikliği, iç yapıdaki düşük tokluğa sahip kaynak dolgu metallerinin kullanılması, kolon başlıklarında pivot kırılması, karşılama levhası kaynaklı hasarlar, yetersiz kalite kontrol ve diğer faktörlerin bir sonucu olduğu tespit edildi. Ortaya çıkan araştırma, mevcut özel moment çerçeveleri için yönetmelik tasarım gerekliliklerinin temelini oluşturmuştur.

Moment çerçeveleri büyük yer değiştirme yapabilme özellikleri hem avantaj hemde dezavantajı olarak söylenebilir.

Bir yapıdaki bütün kolon-kiriş birleşimlerinin tasarımında tam rıjıt veya ideal mafsallı kabulünün ne derece doğru olduğu tartışma konusudur. Gerçekte moment çerçevesinde kullanılan birleşimlerin güçlü veya zayıf eksende olsun, davranışının incelendiğinde birleşimlerin rıjıt veya ideal mafsal davranışını göstermesi için çok özel detaylandırmaların kullanılması şarttır halbuki kullanılan birleşimlerin çoğunuğu rıjıt

ve mafsallı iki uç sınır durumun arasında kalmaktadır. Bu birleşim türleri yarı-rijit birleşim olarak sınıflandırılmaktadır.

Geçtiğimiz yarım asırlık süreçte yapısal tasarım için mühendislerin kullandığı bilgisayar destekli yazılım araçları önemli gelişme kaydetmiştir. Ancak hala çelik yapıların modellenmesi ve tasarımını aşamasında yapılan bazı kabuller göze çarpmaktadır. Özellikle deprem bölgesinde tasarlanan bir çelik yapı için güvenlik ve ekonomi amacı büyük önem arz eder. Deprem yönetmeliklerinde yer alan yapısal tasarım felsefesi, makul bir oluşma olasılığı olan bir depremde bile mutlak güvenlik ve hasarsızlığın sağlanamayacağının altını çizmektedir. Bununla birlikte, bazı yapısal ve yapısal olmayan hasarlara izin verip elastik olmayan enerjiyi sönümlerecek yapıarda yüksek bir yaşam güvenliği seviyesini ekonomik olarak sağlamayı hedefler. Bu tasarım felsefesinin bir sonucu olarak, yönetmeliklerde öngörülen yatay tasarım kuvveti yapıyı elastik aralıkta tutmak için gereken yatay kuvvetten daha düşüktür. Yapının elastik zarfta tutulması, yanal harekete maruz kalan tüm yapısal elemanların, herhangi bir kalıcı deformasyon ve hasar almadan başlangıç durumuna geri dönmesinin garanti edilmesi anlamına gelir ki bu durumu korumak, uygulanabilir ve rasyonel olmaktan uzaktır.

Moment çerçevelerinin tasarımını göz önüne alındığında tasarımını yöneten ana parametrenin yer değiştirme olduğu ortaya çıkar. Bu çalışmada literatürde ve deprem yönetmeliklerinde moment dayanımlı çelik çerçeveli yapıların tasarımında birleşim dönme rijitliği kavramı ve yönetmeliklerin tasarımında kullanılacak gerçek yer değiştirme için tepki değiştirme katsayı kavramı üzerinde durmaktadır. Yer değiştirme arttırma katsayısı, yapının elastik durumdaki yer değiştirme değerinden, elastik ötesi durumdaki yer değiştirme değerini elde etmek için kullanılmaktadır. Bu amaç doğrultusunda az, orta ve yüksek katlı rijit birleşimli moment çerçeveli yapılar belirlenen deprem düzeyi için tasarlanmıştır, beş farklı dönme rijitliği ile doğrusal elastik olmayan statik ve dinamik analizlerle incelenmiştir. 15 adet çelik çerçeve statik itme analizleri ve tasarım depremi seviyesinde ölçeklendirilmiş 18 adet gerçek yer hareketi ile dinamik analizler yapılmıştır. Bu analiz sonuçları ile her bir çelik çerçeve için yer değiştirme artırma katsayı hesaplanmıştır.

Sonuç olarak,

INVESTIGATION OF DISPLACEMENT AMPLIFICATION FACTOR OF STEEL FRAMES WITH SEMI RIGID CONNECTIONS

SUMMARY

Moment resistant steel framed structures stand out with important performance parameters of structure design such as safety, economy and aesthetics. Moment resisting steel frames with high ductility capacity are frequently used in low and medium rise office buildings in seismic zones. The high ductility characteristics of the moment frames lie in the simplicity of the system's energy dissipative mechanism when subjected to horizontal forces. In these systems, especially under earthquake forces, a large number of yields in the beams are achieved by inelastic deformation without reducing the strength of the structure.

It is debatable to what extent all column-beam connections in a structure are fully rigid or ideally pinned in the design. In fact, when the behavior of the joints used in the moment frame is examined, it is necessary to use very specific detailing in order for the connections to show rigid or ideal pinned behavior, whereas the majority of the joints used are between the two rigid and pinned end boundary states. These types of connections are classified as semi-rigid connections.

The displacement amplification coefficient is used to obtain the displacement value of the structure from the elastic displacement value in the inelastic state.

1. GİRİŞ

İnşaat sektöründe çelik malzemesinin kullanımı için sayısız neden sayılabilir fakat yapısal mühendislik alanında özellikle hızlı bir şekilde tasarım, imalat ve montaj edilebilirliği, sürdürülebilir bir yapı malzemesi olması ve yüksek dayanım/ağırlık oranları, yüksek süneklik kapasiteleri, rıjilikleri, öngörelebilir göçme kapasiteleri nedeniyle yaygın olarak kullanılmaktadır.

Moment dayanımlı çelik çerçeveler, 1800'lerin sonunda demir ve betonarme çok katlı yapılar için geliştirildi. Binalar daha uzun ve daha hafifletikçe ve mühendisler bu yeni yapısal montaj yönteminin avantajlarını anladıkları için çerçevelerin yanal yüklerle karşı davranışını konusunda araştırmalara itti. Hardy Cross (1885-1959) gibi mühendisler, pek çok binanın moment dağıtım yöntemini kullanarak başarıyla inşa edilmesi sağlayarak rıjıt çerçeve davranışını anlamamız için temel sağlamıştır. Gelişmiş malzemelerin ve birleşim yöntemlerinin (kaynak, bulon, vb.) geliştirilmesi analitik gelişime paraleldi ve rıjıt çerçeve konstrüksiyonu 1900'lerin başından günümüze kadar hızla büydü. Daha hafif yapıya ve daha ince elemanlara olan talep açıkça belirlendi ve bugün de devam ediyor.

II. Dünya Savaşı'ndan sonra, mühendisler kirişleri kolonlara bağlamak için üst ve alt kiriş başlarında korniyeler veya yarı I profiller kullanarak birleşimler tasarlamaya başladı. 1950'lerde, yapı inşaatına kaynak tanımı yapıldığı için, korniyeler ve yarı I kesitler, başlık üst levhaları, kolon başlıklarına kaynaklanarak değiştirildi, sonra kiriş başlıklarına perçinlendi. 1960'larda perçinleme, ekonomik değildi ve yerini yüksek dayanımlı bir bulon ile değiştirdi. Son olarak, 1970'lerin başında, mühendisler bugün kiriş başları kaynaklı ve gövdesinden ek lavhalı bulonlu olarak bilinen birleşim türünü kullanmaya başladılar. Bu gelişmelerin sonucunda, mühendisler çelik moment çerçevelerinin depremlerde üstün performans sergilediğini görmeye başladılar.

Bu yapıların göze çarpan üstün performansının bir sonucu olarak, 1960'ların yapı yönetmelikleri çelik moment çerçeveleri için tercih edilen tasarım kriterlerini benimsemiştir. Bu yönetmelikler uyarınca, yanal kuvvet dirençli sistem olarak çerçeve

sisteme sahip binalar, desteklenmiş çerçeveler için belirtilen deprem kuvvetlerin üçte ikisi ve perde duvarlı yapıları taşımak için belirtilen kuvvetlerin yarısı için tasarlanabilir oldular. 1960'larda ve 1970'lerde, araştırmacılar çelik moment çerçevelerinin çevrimisel laboratuvar testlerini yapmaya başladı. Güçlü depremlerde üstün elastik olmayan davranışlar elde etmek için bu yapıların detaylandırılmasında bazı kontrollerin gerekli olduğu belirlenmiştir.

Batı Amerika'da bu dönemde inşa edilen hemen hemen her yüksek bina, çelik moment çerçeve konstrüksiyonu idi. 1960'larda ve 1970'lerde tasarlanan bu yapılarda, her kiriş-kolon bağlantısında moment dayanımlı bağlantılar kullanmaya meyilliyydi, bu da yanal kuvvet direncinin dağıtılması için yüksek bağlılık(hiperstatiklik) ve alternatif yük yolları sağladı. Bununla birlikte, 1980'lerde mühendisler tasarımlarını ekonomikleştirmeye ve daha konsantre yanal kuvvet dayanımına sahip, daha büyük açıklık ile daha az açıklık sayısı ve daha az moment dayanımlı çerçeveler kullanarak, pahalı saha kaynağını en aza indirmeye başlamıştı. Nadir de olsa, bazı yüksek yapılara binanın her bir tarafında yalnızca tek bir moment dayanımlı çerçevesi kullanılmıştır.

1994 Northridge depreminin ardından mühendisler, bir dizi modern, özel moment dayanımlı çelik çerçeve yapısının, kaynaklı kiriş-kolon bağlantılarında beklenmeyen gevrek kırılmalar yaşandığını keşfettiğine şaşındı.

Benzer hasar ve hatta bazı binaların yıkılması, Japonya depremi 1995 Kobe'de 1 yıl sonra meydana geldi. Bu keşiflerin ardından, SAC Ortak Girişimi olarak bilinen profesyonel derneklerin ve araştırmacılarından oluşan bir konsorsiyum, bu beklenmeyen davranışın nedenlerini belirlemek ve daha sağlam moment çerçevesi inşası için öneriler geliştirmek üzere federal olarak finanse edilen, uzun bir araştırma ve geliştirme programı yürütmüştür.

Çatlakların ve hasarların, temel birleşim geometrisi, temel malzemelerin kontrolünün eksikliği, iç yapıdaki düşük tokluğa sahip kaynak dolgu metallerinin kullanılması, kolon başlıklarında divot kırılması, karşılama levhası kaynaklı hasarlar, yetersiz kalite kontrol ve diğer faktörlerin bir sonucu olduğu tespit edildi. Ortaya çıkan araştırma, mevcut özel moment çerçeveleri için yönetmelik tasarım gerekliliklerinin temelini oluşturmuştur.

Moment çerçeveleri büyük yer değiştirme yapabilme özellikleri hem avantaj hemde dezavantajı olarak söylenebilir. Rijit bir çerçevenin yanal yer değiştirme bileşenlerinin, konsol bir kirişin yer değiştirme bileşenlerine benzer iki bileşenden kaynaklandığı düşünülebilir. Bir bileşen eğilme yer değiştirmesi ve diğer konsolun kesme kuvveti kaynaklı yer değiştirmesine benzetilebilir. Normalde, derinlik/açıklık oranı 10 veya daha fazla olduğunda dikdörtgen kesitli konsol elemanlar için, eğilme yer değiştirmesi, çok daha baskın olan bileşendir. Bu fenomeni çok katlı moment çerçevelerinin yer değiştirme karakteri olarak düşünülebilir.

Kesme kaynaklı yer değiştirmeler ise, toplam yer değiştirmeye küçük bir katkıda bulunur ve bu nedenle yer değiştirmelerin hesaplanması genellikle ihmal edilir. Öte yandan rijit ve az katlı bir çerçevenin yer değiştirme özellikleri tam tersidir; Özellikle az katlı binalarda kesme kuvveti kaynaklı yer değiştirmeler, çoğunlukla yer değiştirmelerin genel resmine hakimdir ve toplam yer değiştirmelerin büyük bir yüzdesini oluşturabilir.

Moment dayanıklı çelik çerçeveler deprem bölgelerinde yüksek sünek davranışları ile tercih edilen sistemlerdir. Deprem yer hareketi altında sistemde kiriş uçları akma ve plastik şekil değiştirmelere maruz kalarak deprem kuvvetleri sönmülmektedir. Moment dayanıklı çelik çerçevelerin tasarımını, bu sistemlerin büyük yer değiştirme yapabilme kabiliyetlerinin bir sonucu olarak göreli kat ötelemleri yönetmektedir. Ayrıca moment dayanıklı çelik çerçevelerin davranışında birleşimlerinin davranışı çok önemlidir.

Moment çerçeveleri için diğer önemli husus ise birleşimlerdir. Çerçevenin ana elemanları olan kolon ve kirişleri birbirine bağlılığı bölge çerceve davranışının önemlidir. Birleşimler yaygın kullanılan I profiller için, gerek bağlılığı elemanın güçlü ekseninde gerekse zayıf ekseninde ve kutu-boru profiller için davranışları, birleşim araçlarının çeşitliliği sebebi ile birbirinden çok farklıdır. Çerçvede kullanılan birleşimin rijitlik ve dayanım gibi iki karakteristik özelliğinin detaylı incelendiğinde, çerceve davranışında birleşimlerin davranışını önemli kılar. Daha önce de bahsedilen gelişen imkanlar mühendislere daha hassas modelleme imkanı vermektedir. Moment dayanıklı çerçeveler kullanılmaya başladığından beri araştırmalara konu olan birleşimlerin davranışının günümüzde de devam etmektedir.

Geçtiğimiz yarım asırlık süreçte yapısal tasarım için mühendislerin kullandığı bilgisayar destekli yazılım araçları önemli gelişme kaydetmiştir. Ancak hala çelik yapıların modellenmesi ve tasarımları aşamasında yapılan bazı kabuller göze çarpmaktadır. Özellikle deprem bölgesinde tasarlanan bir çelik yapı için güvenlik ve ekonomi amacı büyük önem arz eder. Deprem yönetmeliklerinde yer alan yapısal tasarım felsefesi, makul bir oluşma olasılığı olan bir depremde bile mutlak güvenlik ve hasarsızlığın sağlanamayacağının altını çizmektedir. Bununla birlikte, bazı yapısal ve yapısal olmayan hasarlara izin verip elastik olmayan enerjiyi sönümleyerek yapılarda yüksek bir yaşam güvenliği seviyesini ekonomik olarak sağlamayı hedefler. Bu tasarım felsefesinin bir sonucu olarak, yönetmeliklerde öngörülen yatay tasarım kuvveti yapıyı elastik aralıkta tutmak için gereken yatay kuvvetten daha düşüktür. Yapının elastik zarfta tutulması, yanal harekete maruz kalan tüm yapısal elemanların, herhangi bir kalıcı deformasyon ve hasar almadan başlangıç durumuna geri dönmesinin garanti edilmesi anlamına gelir ki bu durumu korumak, uygulanabilir ve rasyonel olmaktan uzaktır.

Ana yaklaşım tepki değiştirme katsayıları kavramında yatomaktadır. Yapısal sistemler için belirsiz modifikasyon faktörleri atama yaklaşımı, mühendislikteki rutin uygulamalara gelince çok pratik olabilir, ancak bu basitlik tasarıma daha yüksek belirsizlik getirir. Ne yazık ki, şu ana kadar bir tasarım depreminde bina performansını dikkate alan faktöre atanınan değerlerin güvenilirliği tam olarak bilinmemektedir. ATC-19 [21]'da belirtildiği gibi, Amerika Birleşik Devletleri'ndeki deprem yönetmeliklerinde tablolanan tepki değiştirme katsayılarının matematiksel bir temeli yoktur ve bunlar (R için değerler) zamanında elde edilen hükümlere ve bazı verilere dayanmaktadır fakat yazılınlar yönetmelik hükümlerinin periyodik olarak gözden geçirilmesi gereklidir. Bu faktörlere çeşitli yapısal sistemler için yönetmeliklere atanınan sayısal değerler, titiz analizler ve deneylerle değil, uzman mühendislerin fikir birliği ile elde edildiği unutulmamalıdır.

Bu sebeplerden dolayı, tepki değiştirme katsayılarının moment çerçeveleri için çok daha önemli olan bir parametri ise *Yer Değiştirme Arttırma Katsayıısı*'dır. Yapının elastik ötesi davranışı esnasında yaptığı en büyük yer değiştirme değerinin, tasarıma

esas alınan yatay kuvvetler altında yapmış olduğu yer değiştirme değerine oranı olarak tanımlanan katsayının moment çerçeveli için önemi açıktır.

1.1 Amaç ve Kapsam

Bu çalışmanın amacı, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018'e göre tasarlanan moment dayanıklı çelik çerçeveli yapıların, hesap yükünden dolayı ihmali edilen kolon-kiriş birleşim rıjitiği dikkate alındığında yapıların yer değiştirme artırma katsayılarını araştırmaktır.

Bu amaç için doğrusal olmayan analizlerden oluşan bir parametrik çalışma yapılmalıdır. Bu çalışmada için, az, orta ve yüksek katlı üç bina ve her bina için beş farklı birleşim dönme rıjitiği parametreleri ana değişkenler olarak düşünülmüştür. Yükleme koşulları ve zemin sınıfı parametreleri sabit tutulmuştur. Tasarlanan yapılara ilgili parametrelerde, doğrusal olmayan statik ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizlerle yapıların yer değiştirme artırma katsayıları elde edilecektir. Bu sonuçlar doğrultusunda, yapıların birleşimlerinin davranışını daha detaylı bir yaklaşımla dikkate alındığında belirlenen yer değiştirme artırma katsayıları ile yapıların tasarımının en başında kullanılan yönetmelik hükümleri arasındaki fark irdelenenecektir.

Çalışmalar, yedi bölüm halinde incelenecektir.

Birinci bölümde, tez konusunun genel mahiyeti belirtilmiş, tezin amacı ve kapsamı sunulmuştur.

İkinci bölüm, yarı-rijit birleşimleri kapsamaktadır, bu bölümde yarı-rijit birleşimler geçmişte yapılmış önemli çalışmalarla anlatılmış, birleşimlerin sınıflandırılması uluslararası arası kabul görmüş yönetmeliklerin konuya bakışı incelenmiş daha sonra yarı-rijit birleşimlerin davranışının modellenmesine yer veilmiş ve birleşimlerin dönme kapasiteleri anlatılmıştır.

Üçüncü bölümde *Yer Değiştirme Arttırma Katsayısını* (C_d) ve bu katsayıyı daha iyi kavrayabilmek için diğer tepki değiştirme katsayıları anlatılmıştır. Bu bölümde kısaca eşit yerdeğiştirme ve eşit enerji prensiplerine yer verilmiştir.

Moment dayanıklı çelik çerçeveli yapıların tasarımları dördüncü bölümde açıklanmıştır. Bu bölümde ayrıca, tasarımlı yapılan yapıların incelenen çerçevelerindeki

yarı-rijit davranışı göstermek amacıyla belirlenen birleşimlerin dönme rijitliklerinin seçimi açıklanmıştır.

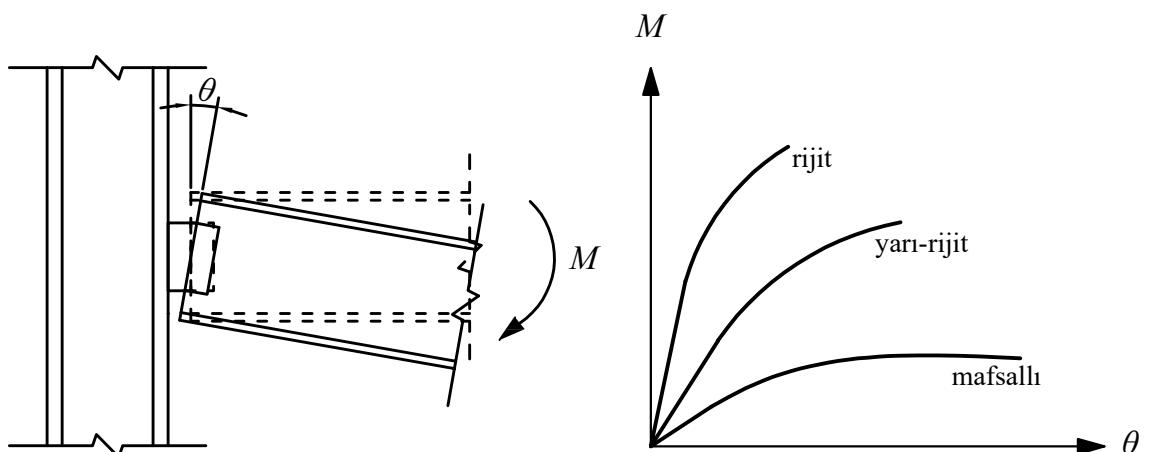
Beşinci bölümde daha önceki bölümde tasarımlı yapılan ve dönme rijitlikleri belirlenen çerçevelerin yer değiştirme arttırma katsayısının belirlenmesi için yapılan doğrusal olmayan statik ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz anlatılmıştır.

Altıncı bölümde parametrik çalışmanın doğrusal olmayan analiz sonuçları detaylı olarak gösterilmiştir.

Yedinci bölüm çalışmanın son bölümüdür. Bu bölümde daha önceki bölümlerde elde edilen sonuçlar genel olarak yorumlanmış ve ayrıca altıncı bölümde verilen sonuçların istatistiksel olarak değerlendirilmesi yapılmıştır, bu sonuçlar ışığında da çıkarımlar belirtilmiş ayrıca gelecek çalışmalar için de bazı önerilerde bulunulmuştur.

2. YARI-RİJİT BİRLEŞİMLER

Bir kolon-kiriş birleşimi genellikle, düzlem içi davranışı nedeniyle eksenel kuvvete, kesme kuvvetine ve eğilme momentine maruz kalır. Bununla birlikte, eksenel kuvvet ve kesme kuvvetlerinin neden olduğu birleşimin deformasyonu, eğilme momentinin neden olduğu deformasyonla karşılaştırıldığında genellikle çok küçüktür. Sonuç olarak, pratik amaçlar için, Şekil 2.1'de gösterildiği gibi sadece eğilme momentinin birleşimlerin dönme deformasyonu üzerindeki etkisi dikkate alınması yeterlidir. Birleşimlerin düzlem içi davranışı, Şekil 2.1'de gösterilen moment-dönme ($M - \theta$) eğrileriyle temsil edilebilir.

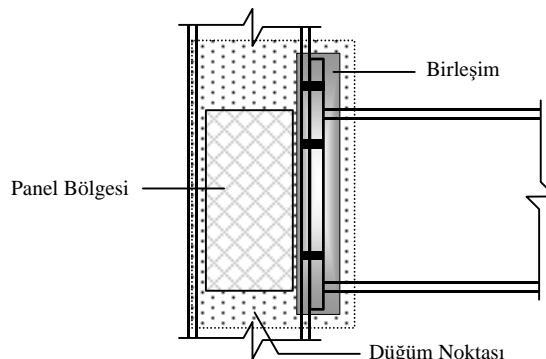


Şekil 2.1 : Moment-Dönme İlişkisi

Her türlü gerçek kolon-kiriş birleşimi, tam rijit ve ideal mafsallı iki uç durum arasında kalan bir dönme rijitliğine sahiptir. Böylece, birleşimlerin yarı-rijit olarak modellenmesi daha gerçekçidir. Bununla birlikte, mühendislik uygulamalarında, bazı birleşimler, eğer rijitlikleri çok küçükse, birleşimlerin herhangi bir önemli moment iletmemesi ve böylece neredeyse serbest dönüşü izin vermesi durumunda mafsallı olmuş gibi düşünülebilir. Benzer şekilde, bazı birleşimler, rijitlikleri çok büyükse, bitişik elemanlar arasında belirgin bir eğim süreksizliğinin bulunmadığı durumlarda rijit kabul edilebilir. Ideal olarak mafsallı veya rijit birleşim varsayımlı, çerçeveli yapıların tasarım ve analiz prosedürlerini önemli ölçüde basitleştirir. Bu

nedenle, bağlantıların rijit, yarı rijit veya mafsallı olabileceğini tahmin etmek faydalı ve pratiktir. Birleşimlerin sınıflandırılması, hizmet verilebilirlik ve nihai sınır durumlarındaki çerçevelerin davranışına dayanarak yapılmalıdır. Birleşimlerin moment-dönme özelliklerini yöneten birincil gösterge özelliklerini, rijitlik, dayanım ve dönme kapasitesidir. Bu özellikler, sınıflandırma için kullanılan önemli faktörlerdir.

Birleşim tiplerinden bahsetmeden önce birleşim ve düğüm noktası ifadelerini tanımlamak faydalı olacaktır. Şekil 2.2 'de gösterildiği üzere kolon-kiriş birleşimleri(düğüm noktası) bir kolon gövdesinde yer alan panel bölgesi ve bir veya iki birleşimden oluşur. Paneli bölgesi, kolon gövdesi ve bağlı kirişin yüksekliği boyunca kolonun başlıklarını içerir. Düğüm noktası, iki elemanın birbirine bağlandığı yerdir ve ara birleşim araçları, yani, bağlı elemanları mekanik olarak bağlayan fiziksel bileşenler kümesidir. Özette, birleşim, kolon ile kiriş arasında mekanik bir bağlantı sağlayan fiziksel bileşenlerdir ve bütün etkiler bağlantının bulunduğu yerde meydana gelmektedir. Düğüm noktası ise birleşimle beraber bağlanan elemanlar arasındaki kolon gövdesi gibi iç etkileşim bölgelerini de kapsayan bölgeyi tarifler.



Şekil 2.2 : Düğüm Noktası Tanımı

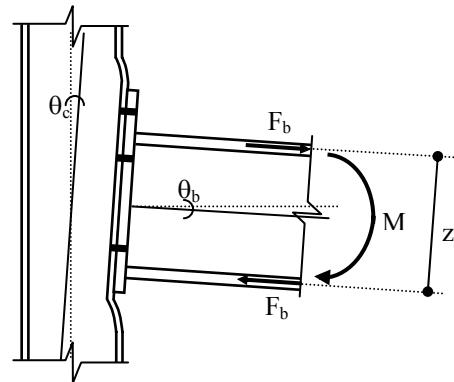
Denklem 2.1 'de ifade edildiği gibi bir bağlantının düzlem içi eğilme(M)'den kaynaklı dönme deformasyonu, θ , panel bölgesi kayma deformasyonu(γ), ve birleşim dönme deformasyonunun (φ) toplamıdır.

$$\theta = \gamma + \varphi \quad (2.1)$$

Birleşimin dönme deformasyonu, bağlantı elemanlarının (bulonlar, alın levhası, vb.) deformasyonunu ve kolon gövdesinin başlangıç yükleme deformasyonunu içerir. Bu durum kiriş ve kolon eksenleri arasında, θ_b ve θ_c gibi göreceli bir dönme ile sonuçlanır:

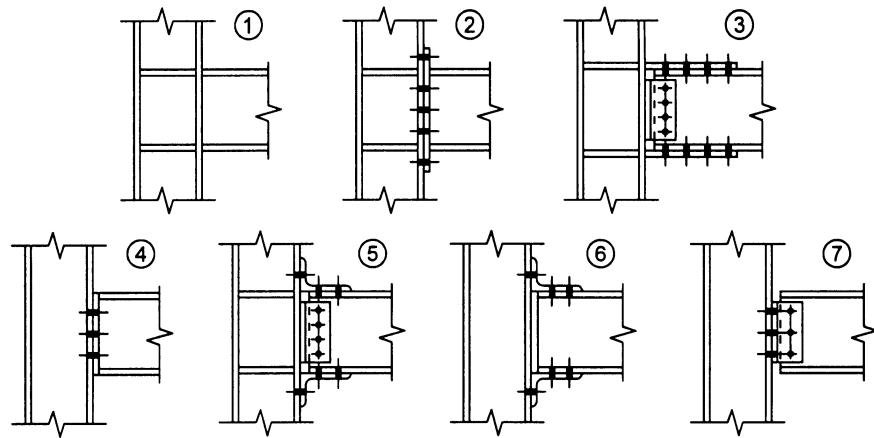
$$\varphi = \theta_b - \theta_c \quad (2.2)$$

Bu deform olabilirlik, sadece kirişin başlıklarını tarafından aktarılan ve kiriş etki eden eğilme momentine statik olarak eşdeğer olan kuvvet çiftleri nedeniyedir, z kuvvet kolunu göstermektedir.



Şekil 2.3 : Kolon-Kiriş Birleşim Tipleri [18]

Günümüzde sıkılıkla kullanılan bazı birleşim tipleri Şekil 2.4'de gösterilmiştir. Birleşim tiplerinin rıjilik ve kapasite değerleri, levha veya korniyer kalınlığı, levha yüksekliği ve bulon çapı gibi birçok geometrik özelliğe bağlıdır.



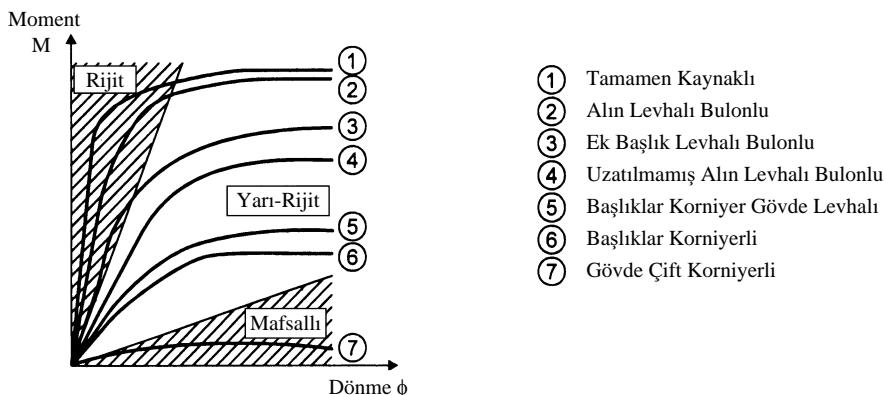
Şekil 2.4 : Kolon-Kiriş Birleşim Tipleri [18]

2.1 Birleşimlerin Sınıflandırılması

Birleşimleri sınıflandırmak için birleşimlerin tepkisini niteleyen ana parametreleri incelemek yeterli olacaktır, bu parametreler rıjilik, dayanım(taşıma kapasitesi) ve

süneklik'tir. Birleşimler literatürde genel olarak rıjilik ve dayanım özelliklerine göre sınıflandırılırlar süneklik ise birleşimin ($M - \theta$) eğrisi ile anlaşılabilir.

Yaygın olarak kullanılan birleşimlerin moment dönme ilişkileri Şekil 2.5'de verilmiştir. Birleşimin doğrusal olmayan davranışı, birleşimi oluşturan elemanların malzeme özellikleri, levha elemanlarının lokal burkulması, elemanlardaki bölgesel akmalar gibi birçok parametreye bağlıdır. Birleşimin tasarıımı, üretimi ve montajı doğru yapıldığı takdirde, yarı rıjilik birleşimler sünek davranış sergileyebilirler. Özellikle deprem bölgelerinde inşa edilecek yapılarda, birleşimin süneklik değeri en az birleşim kapasitesi kadar önemlidir. Bağlantıların sınıflandırılmasında yapılan temel varsayımlar, bağlantının en önemli davranışsal özelliklerinin moment dönme ($M - \theta$) eğrisi ile modellenebileceğiidir.



Şekil 2.5 : Moment Dönme Diyagramları [19]

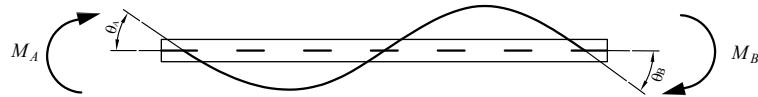
Yönetmeliklerin birleşimleri sınıflandırdıklarını incelemeden önce tez kapsamında birleşim dönme rıjilik seçiminde tercih edilen AISC yönetmeliğinin sınıflandırma kavramını irdelemek yönetmeliklerin birleşimleri sınıflandırma prensibini anlamak için faydalı olacaktır.

Kiriş Çizgi Konsepti

Esnek veya yarı-rıjilik birleşimlere sahip kirişin performans davranışını üzerine düşey yüklenmesine dayanan birleşim tepkisi araştırılması esastır. Her iki ucunda dönmeye sahip bir kiriş için eğim-deplasman gibi klasik bir yöntem ile göz önüne alındığında, A ucundaki moment, Şekil 2.6 ve Denklem 2.3'de gösterildiği gibi tanımlanır.

$$M_A = \frac{4EI}{L} \theta_A + \frac{2EI}{L} \theta_B \quad (2.3)$$

Burada E , Elastisite modülü, I , atalet momenti, L , kiriş uzunluğuudur.

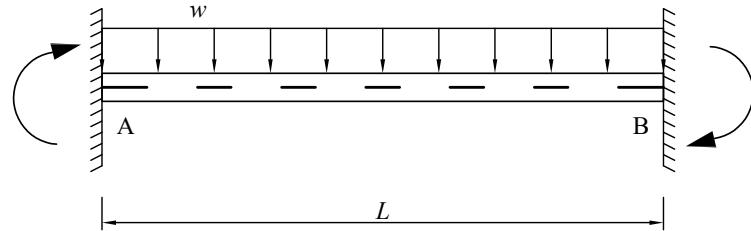


Şekil 2.6 : Kiriş Uç Momentleri ve Uç Dönmeleri

Düzgün düşey yükle sahip iki ucundan ankastre mesnetle tutulu kiriş için, Şekil 2.7, uç momenti Denklem 2.4 olarak tanımlanır.

$$M_{A,\text{Ankastre}} = -\frac{wL^2}{12} \quad (2.4)$$

Burada w kiriş üzerindeki düzgün yayılı yükürt.



Şekil 2.7 : Ankastre Mesnetli, Düzgün Yayılı Yüklü Kiriş

B ucundaki dönme, A ucundaki dönme ile aynıdır ve buna karşılık denklemelerin süperpozisyonu ile A ucunda bulunan 2.3 ve 2.4' denklemlerindeki moment Denklem 2.5' de gösterildiği gibi tanımlanır.

$$M_A = \frac{2EI}{L}\theta - \frac{wL^2}{12} \quad (2.5)$$

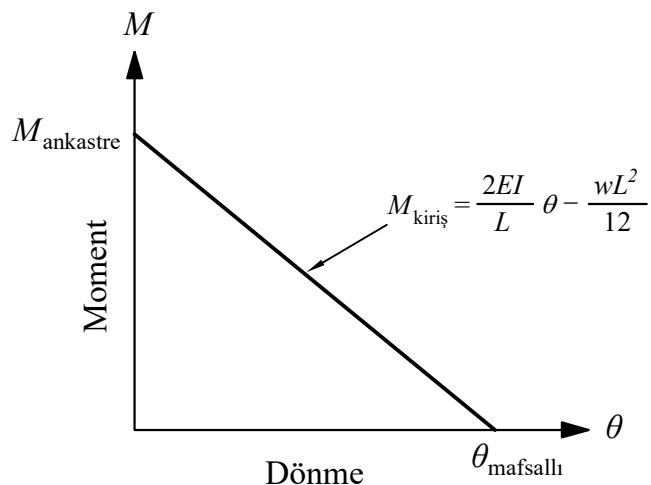
Burada, basit ve ankastre uçlu kiriş olmak üzere iki özel durum incelenmiştir. Basit kiriş koşulunda, A ucundaki moment sıfırdır ve Denklem 2.5' i çözerek, dönme aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$0 = \frac{2EI}{L}\theta - \frac{wL^2}{12} \rightarrow \theta = \frac{wL^3}{24EI} \quad (2.6)$$

Ankastre uçlu bir kiriş için, dönme sıfıra eşit olarak değerlendirildiğinde, A ucundaki moment aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$M_A = \frac{2EI}{L}(0) - \frac{wL^2}{12} \rightarrow M_A = -\frac{wL^2}{12} \quad (2.7)$$

Denklem 2.6 ve 2.7, Şekil 2.8 'te çizilmiştir. Bu şekil açıkça, kirişin ucundaki moment ve dönme arasındaki doğrusal ilişkiye ifade etmektedir.

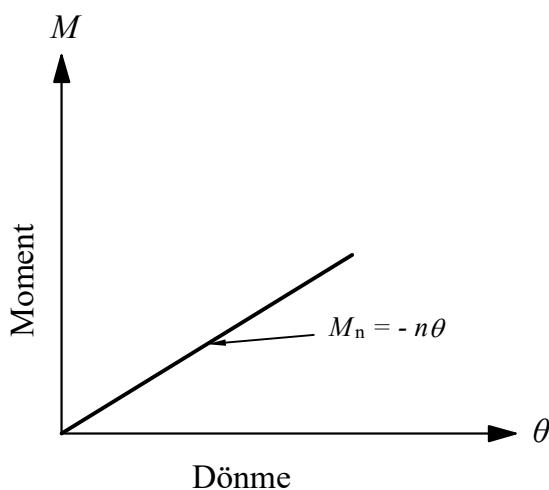


Şekil 2.8 : Kiriş için Moment-Dönme Çizgisi

Birleşimdeki moment, Şekil 2.9 ve Denklem 2.8 'de gösterildiği gibi birleşim rijitliği ve dönme ile ilgilidir.

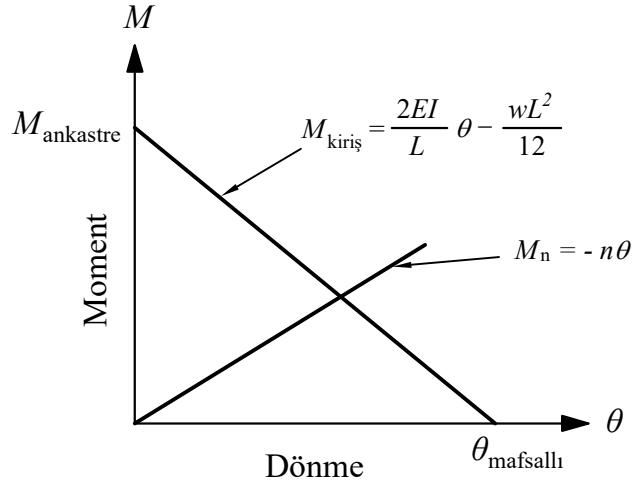
$$M_{\text{birleşim}} = -n\theta \quad (2.8)$$

burada, n , birleşim dönme rijitliğidir.



Şekil 2.9 : Birleşim için Moment-Dönme Diyagramı

Şekil 2.9, moment-dönme diyagramının düz bir çizgi olarak temsil edildiğini göstermektedir. Ancak, bu doğrusal davranış bazı varsayımlarla ilişkilidir. Gerçekte durumda birleşim Şekil 2.9'dekine benzer şekilde doğrusal davranışmaz. Ayrıca, belirli bir noktada, birleşimin davranışı göçme ile sonuçlanır. Kiriş ve birleşim eğrilerinin üst üste getirilmesi durumunda, Şekil 2.10'de gösterilen denge elde edilir.



Şekil 2.10 : Kiriş Çizgisi ile Birleşim Çizgisinin Birleştirilmesi

Denklem 2.5 ve Denklem 2.8 eşitlendiğinde, denge noktasındaki dönme, aşağıdaki denklem ile belirlenebilir:

$$M_{\text{birleşim}} = M_{\text{kiriş}} \rightarrow -n\theta = \frac{2EI}{L}\theta - \frac{wL^2}{12} \rightarrow \theta = \frac{1}{[1 + \frac{nL}{2EI}]} \left[\frac{wL^3}{24EI} \right] \quad (2.9)$$

Benzer şekilde, denge noktasındaki moment aşağıdaki gibi belirlenebilir:

$$\begin{aligned} \theta_{\text{birleşim}} &= \theta_{\text{kiriş}} \rightarrow \theta_{\text{birleşim}} = \frac{-M_{\text{birleşim}}}{n} \rightarrow \theta_{\text{kiriş}} = \frac{\left[M_{\text{kiriş}} + \frac{wL^2}{12} \right]}{\frac{2EI}{L}} \\ &\rightarrow M_{\text{birleşim}} = M_{\text{kiriş}} = M = \frac{1}{[1 + \frac{2EI}{nL}]} \left[-\frac{wL^2}{12} \right] \end{aligned} \quad (2.10)$$

Yukarıda belirtilen denklemde, $\frac{(EI)}{n}$, kiriş rijitliğinin birleşim rijitliğine oranıdır. Bu oran, u şöyle tanımlanmaktadır:

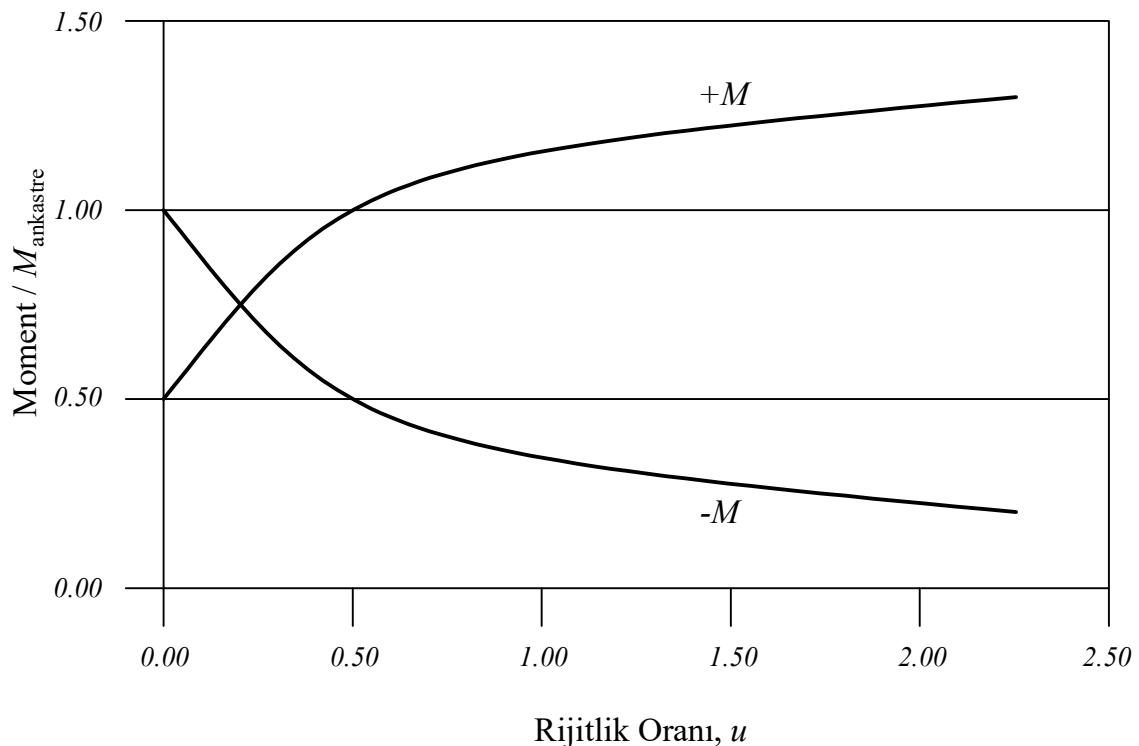
$$u = \frac{\left(\frac{EI}{L} \right)}{n} = \frac{EI}{nL} \quad (2.11)$$

Düzgün yayılı olarak yüklenmiş bir kiriş göz önünde bulundurulur ve kirişin açılığındaki moment için Denklem 2.10 çözülürse, Denklem 2.12 elde edilebilir:

$$M = \left(\frac{6u+1}{4u+2} \right) \left(\frac{wL^2}{12} \right) \quad (2.12)$$

Denklem 2.11 ve 2.12, düşey düzgün yayılı yüklemeye maruz kalan doğrusal esnek birleşimler için Şekil 2.11'da çizilmiştir. Şekil 2.11 da, rijitlik oranı (u) sıfır olduğunda birleşim momentinin veya negatif momentin başladığını, ankastre üç momentine oranının (1) üstündeki momentin 1 olduğunu gösterir. Rijitlik oranı arttıkça kirişin

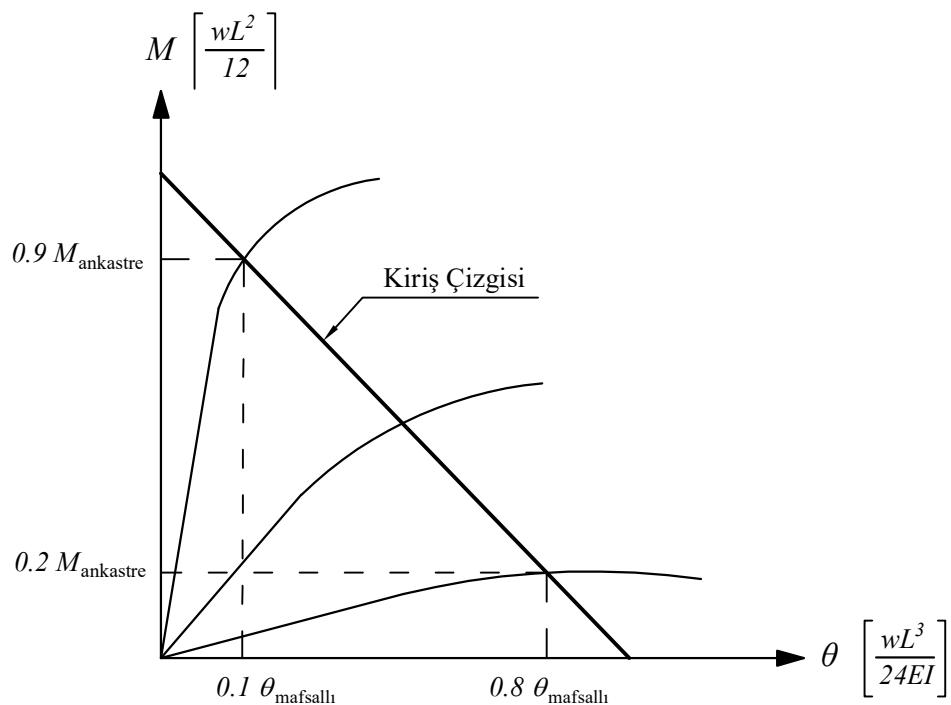
ucundaki moment azalır. Bu Şekil ayrıca, kiriş ucundaki moment azalırken, açıklık momentin aynı anda arttığını da gösterir. u sıfıra eşit olduğunda, kiriş ucunda $\frac{wL^2}{12}$ ve açıklıkta $\frac{wL^2}{24}$ bulunduğu belirtmekte fayda var. Üstelik, u arttıkça, açıklık momenti artar, oysa u sonsuza doğru gittikçe, üç momentinin sıfır olması ve açıklık momentinin üç momentinin bir buçuk katı kadar $\frac{wL^2}{8}$ olması beklenir.



Şekil 2.11 : Esnek Birleşimlere Kırışın Tepkisi / Eğilme Momenti Katsayısına
karşılık Birleşim Rijitlik Oranı

Geschwindter, 1991 yılındaki çalışmasında kırış çizgisi ile birleştirilen rıjıt, yarı-rıjıt ve mafsallı birleşimlerini temsil eden üç farklı birleşim eğrisi Şekil 2.12'de gösterilmektedir. Kırış çizgisinin üst üste getirilmesiyle, bu davranışın rıjıt veya mafsala yeterince yakın olup olmadığı değerlendirilebilir. Şekil 2.12'den, birleşim ankastre üç momentinin en az yüzde 90'ına dayanabildiği sürece rıjıt olarak, birleşimin ankastre üç momentinin yüzde 20'sinden fazlasını almadığı sürece de mafsallı olarak sınıflandırılabilceğini göstermektedir. Bu iki nokta arasındaki herhangi bir davranış, yarı-rıjıt bir birleşim olarak kabul edilir [22].

Şekil 12, kiriş çizgisine rijit, yarı-rijit ve mafsallı birleşiminin doğrusal çizgilerinin üst üste getirilmesini göstermektedir. Bu Şekilde gösterildiği gibi, doğrusal çizгиyi ankastre üç momentinin %90, % 20'sine kadar alırsak, $\frac{k_s L}{EI}$ ilişkisi sırasıyla sırasıyla



Şekil 2.12 : Kiriş ve Birleşim Çizgilerinin Kesişimi

rijit, yarı-rijit ve basit birleşimler olarak belirlenebilir. Bu ilişkilerde, birleşimin sekant rijitliği, k_s , servis yükleri altındaki momentin, M_s , servis yüklerindeki dönmeye, θ_s , oranı olarak tanımlanır. AISC yönetmeliği 2005 ve daha sonraki yıllarda rijit birleşimler için doğrusal çizgiyi ankastre üç momentinin %100'ü olarak değiştirerek sekant rijitliği K_s 'yi 18 den 20 ye çıkarmıştır.

2.1.1 AISC Yönetmeliği [1]

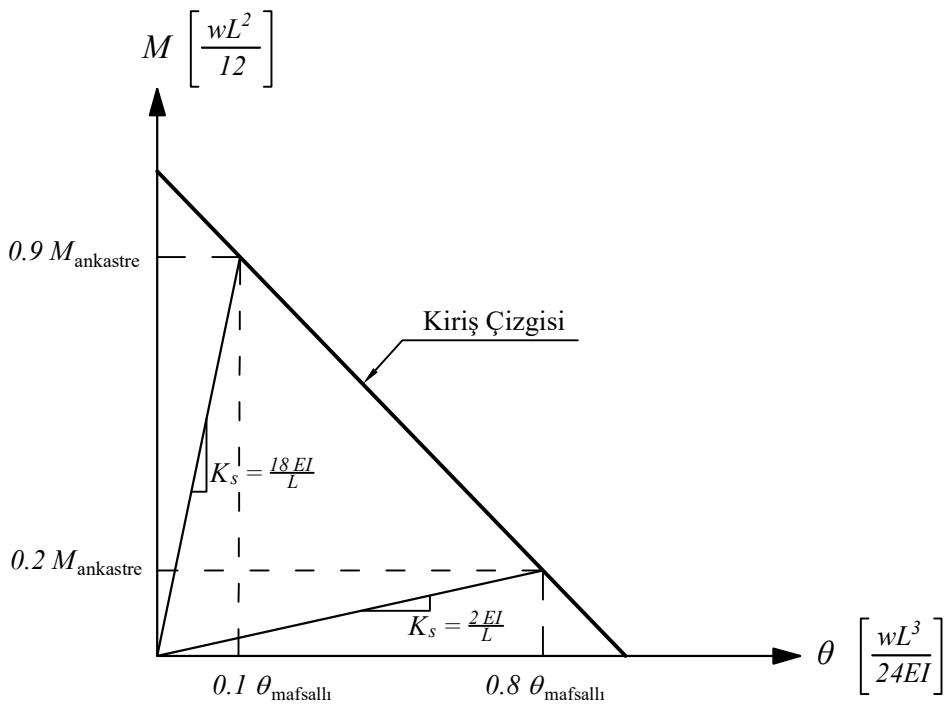
Yapısal çelik binalar yönetmeliği, birleşimleri, rijit ve mafsallı olarak iki ana başlıkta gruplandırır daha sonra ,rijit birleşimleri de, rijit ve yarı-rijit olarak iki gruba ayırrı.

Birleşim Rijitliği

Birleşimin doğrusal olmayan davranışının düşük moment dönme seviyelerinde bile kendini gösterir, başlangıç rijitliği K_i , düşük moment seviyelerinde birleşimin tepkisini yeterli şekilde ifade edemez. Servis yüklerinde sekant rijitliği K_s , birleşim rijitliğinin gerçek davranışını ifade eder(2.14).

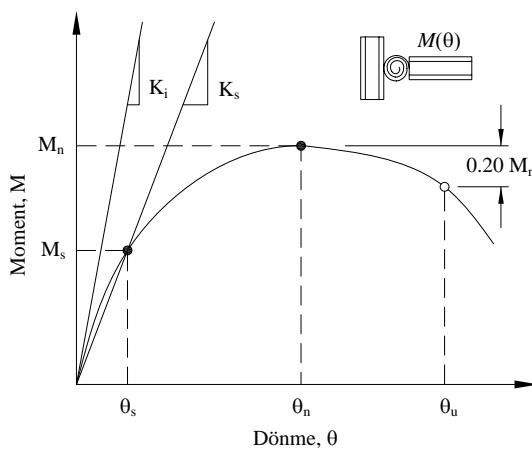
$$K_s = \frac{M_s}{\theta_s} \quad (2.13)$$

Burada;



Şekil 2.13 : Kiriş ve Birleşim Çizgilerinin Eğimi Sekant Rijitlikleri

M_s , Servis yüklerindeki altındaki moment, θ_s , servis yüklerindeki dönme, L ve EI , kirişin sırasıyla uzunluk ve eğilme rijitliği olmak üzere, $\frac{K_s L}{EI} \geq 20$ ise, birleşimin rijit olduğu kabul edilebilir (başka bir deyişle bağlanan elemanlar arasındaki açıyı koruyabilir). $\frac{K_s L}{EI} \leq 2$ ise, birleşimin mafsallı olduğu kabul edilebilir. Bu iki limit arasındaki rijitlikdeki birleşimler yarı-rijit olduğu ve birleşimin rijitliği, dayanımı ve sünekliği tasarımda dikkate alınmalıdır.



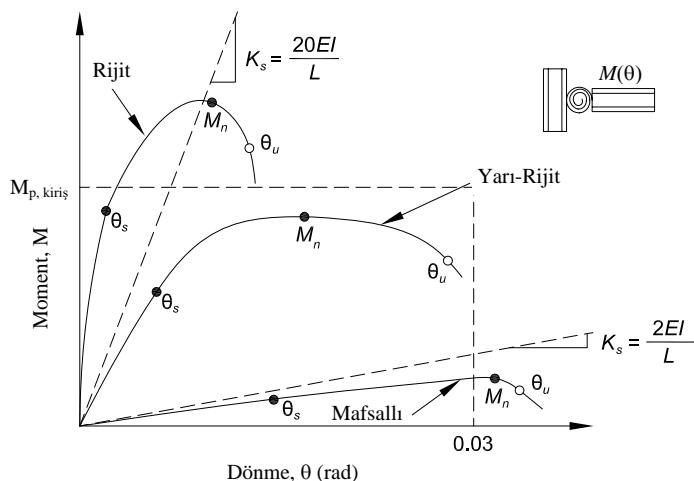
Şekil 2.14 : Yarı-Rijit Bir Birleşimin Rijitlik, Dayanım ve Süneklik Karakteristikleri

Birleşim Dayanımı

Bir birleşimin dayanımı, Şekil 2.14'de gösterildiği gibi M_n , taşıyabileceği en büyük momenttir. Bir birleşimin dayanımı, nihai sınır durumu modeline veya fiziksel testlere dayanarak belirlenebilir. Moment-dönme tepkisi herhangi bir maksimum yük göstermiyorsa, dayanım 0.02 radyan'lık bir dönme değerindeki moment olarak alınabilir (Hsieh ve Deierlein, 1991; Leon ve diğ., 1996).

Birleşimin basit olarak değerlendirileceği bir alt dayanım sınırının belirlenmesi de faydalıdır. Kirişin eğilme momenti dayanımının % 20'sinden daha az bir dayanıma sahip ve bu dayanımda 0.02 radyan'lık bir dönme gösteren bileşimlere tasarım için eğilme dayanımının olmadığı kabul edilebilir. Ancak, birçok zayıf eksen birleşimin toplam dayanımının, birkaç güçlü eksen birleşimine kıyasla önemli olabileceği göz ardı edilmelidir.

Şekil 2.15'te, M_n ile işaretli noktalar, örnek bağlantıların nihai dayanım durumlarını gösterirken, θ_u ile işaretli noktalar, örnek birleşimlerin en büyük dönme durumlarını gösterir. Tam dayanımlı bir birleşim bağlandığı kirişin dayanımından daha az bir dayanıma sahip olabileceği gibi kısmi dayanımlı bir birleşimin bağlandığı kirişin dayanımından daha büyük bir dayanıma sahip olması da mümkündür. Birleşimin dayanımı, tasarım yüklerinin gerektirdiği moment taleplerine karşı koymak için yeterli olmalıdır.



Şekil 2.15 : Birleşimlerin Moment-Dönme Tepkilerine Göre Sınıflandırılması

Birleşimin Sürekliği

Birleşim dayanımı kırışın tam plastik moment dayanımını büyük ölçüde aşarsa, yapısal sistemin sünekliği kırış tarafından kontrol edilir ve bağlantı elastik olarak kabul edilebilir. Birleşim dayanımı, yalnızca kırışın tam plastik moment dayanımını(eglilme kapasitesini) kısmen(az miktarda) aşıyorsa, kırış nihai dayanımına ulaşmadan önce birleşim büyük ölçüde elastik olmayan deformasyona maruz kalabilir.

Kırışın dayanımı birleşim dayanımını aşarsa, deformasyonlar birleşimde konsantre olabilir. Bir birleşimin gerekli sünekliği, özel detaylandırmalara bağlı olacaktır. Örneğin, deprem tehlikesi olmayan bir alanda yatay ötelenmesi tutulmuş (çaprazlı) bir çerçeve için süneklik gereksinimi, genellikle deprem tehlikesi yüksek bir alanda gerekli süneklikten daha az olacaktır. Deprem tasarımları için dönme, süneklik gereksinimleri yapısal sisteme bağlıdır.

Şekil 2.14'de, dönme kapasitesi, θ_u , birleşimin nihai dayanımının $0.8M_n$ 'ye düşüğü noktadaki birleşimin dönme değeri olarak veya birleşimin 0.03 radyanın ötesinde deforme olduğu değer olarak tanımlanabilir. Bu ikinci kriter, çok büyük dönmeler meydana gelinceye kadar dayanım kaybının olmadığı birleşimlere yönelikir. Tasarımda bu büyük dönme değerlerine güvenmek akılcı değildir.

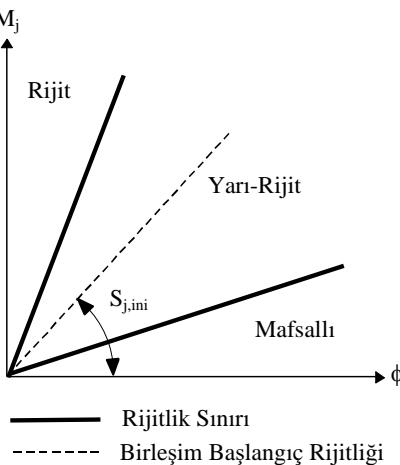
Mevcut dönme kapasitesi θ_u , birleşimin doğrusal olmayan davranışını hesaba katan bir analiz tarafından belirlenir ve dayanım sınırında gerekli olan dönme ile karşılaşılmalıdır. Doğru bir analiz yapılmadığında, 0,03 radyan'lık bir dönme kapasitesinin yeterli olduğu kabul edilir. Bu dönme, özel moment çerçeveleri için sismik koşullarda belirtildiği gibi minimum kırış-kolon birleşim kapasitesine eşittir.

2.1.2 Eurocode Yönetmeliği [2]

Eurocode EN1993-1-8 (2005)'de birleşimleri, ilk olarak çerçeve tipinin yatayda tutulu olup olmadığına bağlı olarak (çaprazlı veya çaprazsız taşıyıcı sistem), birleşimleri taşıma kapasitesine(dayanımına) ve rıjitleğine göre sınıflandırılmıştır.

Birleşimin Rıjitliği

Eurocode yönetmeliği birleşimleri Şekil 2.15'de verilen başlangıç rıjiliklerine bağlı olarak karşılaştırılmaları ile rıjıt, yarı rıjıt ve mafsallı olarak sınıflandırılır. Bir birleşim, başlangıç dönme rıjılığı S_j , sınıflandırma sınırları ile karşılaştırarak sınıflandırılabilir.



Şekil 2.16 : Rijitlik Göre Sınıflandırma Sınırları

Birleşimlerin sınıflandırılmasında rijitlik sınırları

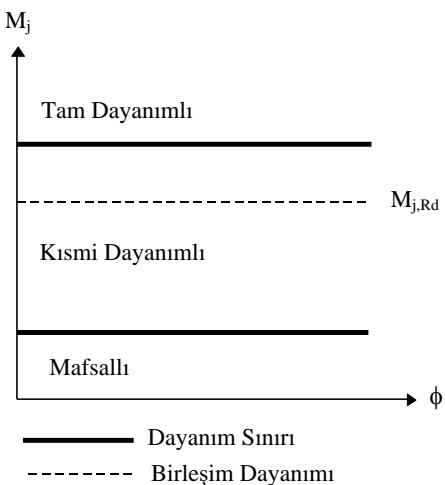
- Rijit Birleşim $\rightarrow S_{j,ini} \geq 25EI/L$ (yatay ötelenmesi tutulmamış çerçeve)
-
- $\rightarrow S_{j,ini} \geq 8EI/L$ (yatay ötelenmesi tutulmuş çerçeve)
- Yarı-Rijit Birleşim $\rightarrow 0.5EI/L < S_{j,ini} < 25EI/L$ (yatay ötelenmesi tutulmamış çerçeve)
-
- $\rightarrow 0.5EI/L < S_{j,ini} < 8EI/L$ (yatay ötelenmesi tutulmuş çerçeve)
- Mafsallı Birleşim $\rightarrow S_{j,ini} \leq 0.5EI/L$

Birleşimin Dayanımı

Bir düğüm noktası, bağlı olduğu elemanların tasarım momenti dayanımları ile karşılaştırılarak tam dayanımlı=rrijit, mafsallı=mafsallı veya kısmi dayanımlı=yarı-rijit olarak sınıflandırılır.

Tam dayanımlı birleşim: Tasarım dayanımı, bağlı olduğu elemanlarından daha az olmamalıdır. Birleşim, Şekil 2.17'da verilen kriterleri yerine getirirse tam dayanımlı olarak sınıflandırılabilir.

Mafsallı birleşim: Elemanları veya yapıyı bir bütün olarak olumsuz yönde etkileyen önemli momentler geliştirmeden, iç kuvvetleri aktarabilmelidir. Mafsallı bir birleşim, tasarım yükleri altında ortaya çıkan dönmeleri karşılayabilmelidir(üstlenebilmelidir).



Şekil 2.17 : Dayanıma Göre Sınıflandırma Sınırları

Tasarım momenti dayanımı $M_{j,Rd}$, yeterli dönme kapasitesine sahip olması şartıyla, tam dayanımlı bir birleşim için gereken tasarım momenti dayanımının 0,25 katından fazla değilse, birleşim mafsallı olarak sınıflandırılabilir.

Kısmi dayanımlı birleşim: Tam dayanımlı veya mafsallı birleşim kriterlerini karşılamayan bir birleşim kısmi dayanımlı bir birleşim olarak sınıflandırılır.

2.1.3 Türkiye Çelik Yapıların Tasarım Hesap ve Yapımına Dair Esaslar Yönetmeliği [3]

Türkiye Çelik Yapılar Yönetmeliği, birleşimleri mafsallı ve moment aktaran olarak iki ana gruba ayırmaktadır. Moment aktaran birleşimler ise kendi içinde riyit moment aktaran ve yarı-riyit (elastik) moment aktaran birleşimler olarak ikiye ayrılmaktadır.

Mafsallı birleşimler: Eğilme momentinin sıfır veya sıfıra yakın olduğu, buna karşılık birleşen elemanlar arasında görelî dönme hareketine izin veren birleşimlerdir. Bu birleşimlerin dönme kapasitesi, yapısal analiz ile hesaplanan gerekli dönme hareketi ile uyumlu olmalıdır. Ayrıca yeteri kadar dönme yeteneğine sahip olacak ve sadece kesme kuvveti etkisi dikkate alınarak boyutlandırılmasını, birleşimlerin dönme miktarını kirişlerin uç dönümleri ile uyumlu olası gerekmektedir.

Moment aktaran birleşimler: Moment aktaran birleşimler, riyit moment aktaran ve yarı riyit (elastik) moment aktaran birleşimler olarak ikiye ayrılmaktadır.

Rijit moment aktaran birleşimler: Birleşen elemanlar arasındaki görelî dönme hareketinin tam olarak sınırlandırıldığı ve görelî dönme hareketinin sıfır olmasını sağlayacak yeterli dayanım ve rijitlige sahip olacaktır.

Yarı rijit moment aktaran birleşimler: Birleşen elemanlar arasındaki görelî dönme hareketinin tam olarak sınırlanmadığı bu durumda yapı sistemlerinin analizi için geliştirilen analitik modellerde, birleşimlerin kuvvet-şekildeğiştirme davranışını göz önüne alacak şekilde oluşturulacaktır. Bu davranış karakteristiklerinin analitik veya deneysel olarak belgelenmesi gerekmektedir. Bu durumda birleşimler, öngörülen görelî dönme hareketini sağlayacak yeterli dayanım, rijitlik ve şekildeğiştirme kapasitesine sahip olacaktır.

2.1.4 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği [4]

TBDY-2018 birleşimlerin yarı-rijit olarak dikkate alınmasına izin vermektedir. Tam dayanımlı bulonlu alın levhalı birleşimler ile bulonlu başlık levhalı birleşimler, birleşim rijitliğini ifade eden dönme yayları kullanılarak modellenecektir. Dönme yayı rijitliği, $K_o = \frac{M_{pe}}{0.005}$, kiriş rijitliği ise, $EI_{bn} = \frac{1}{\frac{3}{l_b K_o} + EI_b}$, ye göre hesaplanacaktır.

2.1.5 AS 4100 Standardı [5]

Avustralya Çelik Yapılar Standardı birleşimleri, mafsallı birleşim, rijit birleşim ve yarı-rijit birleşim olarak üç başlık altında sınıflandırılmıştır;

Rijit birleşim: Bu birleşimler, görelî dönmenin olmadığı birleşimlerdir. Bu tür bağlantıların, kiriş ucu ile bağlı elemanlar arasındaki açıyı korumak için yeterli rijitlige sahip olduğu varsayılmaktadır.

Basit birleşim: Bu birleşim kiriş uçlarında eğilme momentlerinin oluşmadığı ve kirişlerin mafsallı bir şekilde mesnetlendiği varsayılmaktadır.

Yarı rijit birleşim: Bu birleşimler, sınırlı ve kontrollü bir rijitlik sağlamak için özel olarak tasarlanmıştır. Seçilen birleşim rijitliği kullanılarak kiriş, elastik birleşimli bir çerçeveyenin parçası olarak tasarlanmıştır. Bu birleşim tipleri yaygın olarak kullanılmamaktadır, çünkü eğilme kısıtı ve yük etkileri arasındaki ilişkinin iyi anlaşılması gerekmektedir.

2.1.6 Kanada Ulusal Yapı Standardı [6]

2015 yılında yayınlanan standartda birleşimlerde üç temel yapı tipi ve bununla ilişkili tasarım varsayımları, yani, "rijit", "mafsallı" ve "yarı-rijit" yapının tamamı veya bir kısmı için kullanılabilir. İç kuvvetlerin ve eğilme momentlerinin yapı boyunca dağılımı, seçilen yapım tipine veya tiplerine ve direnecek kuvvetlere bağlı olacaktır.

Rijit: Bu birleşimde, kirişler ve tali kiriş elemanlarına sağlam bir şekilde bağlanmıştır veya çaprazların üzerinde süreklidir. Birleşimler genel olarak kesişen elemanlar arasındaki açıların yapı ilgili yüklerle maruz kaldığında değişmeden kaldığı varsayılarak hesaplanan eğilme momentlerine ve iç kuvvetlere dayanacak şekilde tasarlanacaktır.

Mafsallı: Mafsallı birleşim kirişlerin ve tali kirişlerin uçlarının yükleme düzleminde yük altında dönmekte serbest olduğunu varsayar.

Yarı rijit: Bu birleşimde, bağlı elemanlar arasındaki açılar, uygulanan eğilme momentleri altında değişir ayrıca yanal yüklerle karşı yeterli stabilitesini sağlamak için yeterli kapasiteyi koruyarak, elemanlar arasındaki momentleri yeniden dağıtabilir.

Ayrıca yarı rijit çerçevelerin tasarımını ve inşaası aşağıdaki gereklilikleri karşılayacaktır:

- Birleşimlerin en büyük kapasitelerine kadar moment - dönme tepkisi, test ile oluşturulmuş ve teknik literatürde yayınlanmış veya yaygın bir test laboratuvarından alınmalıdır.
- Yapının tasarımı, nihai yükte birleşimlerin sekant rijitliğini kullanan doğrusal analize veya birleşimlerin doğrusal olmayan test tepkisini izleyen artımsal analizlere dayanmalıdır.
- Özellikle birleşimlerdeki artık gerilme ve düşük çevrimlerde yorulma olmak üzere, tekrarlanan düşey ve yatay yükleme ve yük geri dönüşlerinin etkilerine dikkat edilmelidir.

2.1.7 Hindistan Ulusal Yapı Standardı

2016 yılında yüyürüle giren yönetmelik kolon-kiriş birleşimlerini, basit, rijit ve yarı rijit olarak üç gruba ayırır. Birleşimler nihai dayanımlarına göre veya başlangıç elastik rijitliklerine ve Bjorhovde sınıflandırmasına göre sınıflandırılır. Boyutsuz moment

parametresini ($m^1 = M/M_{pb}$) ve θ_p 'nin plastik dönme kapasitesi olduğu boyutsuz dönme parametresini ($\theta^1 = \theta/\theta_p$) temel alır. Birleşim sınıflandırması için kullanılan sınırlar Tablo 2.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 2.1 : Birleşimlerin Sınıflandırma Sınırları

Birleşim	Dayanım	Rijitlik
Rijit	$m^1 \geq 0.7$	$m^1 \geq 2.5\theta^1$
Yarı rijit	$0.7 > m^1 > 0.2$	$2.5\theta^1 > m^1 > 0.5\theta^1$
Mafsallı	$m^1 \leq 0.2$	$m^1 \leq 0.5\theta^1$

Rijit birleşimler: Yüksek katlı ve ince yapılarda rijitlik gereklilikleri rijit bağlantıların kullanılmasını zorunlu kılabılır. Rijit birleşimler kolonlara önemli miktarda momen aktarır ve birleşimdeki deformasyonların çok küçük kaldığı varsayılar. Yatay ötelenmesi tutulmamış çerçevelerde stabilite için gerekli olan ve aynı zamanda yanal yükler direnç sağlayan katkılardır. Tamamen kaynaklı bağlantılar, rijit kolon kiriş birleşimi olarak da kabul edilebilir.

Mafsallı birleşimler: Yalnızca bazı eksantriklik derecelerinde kaymayı transfer ettiği varsayılar ve yaklaşık beş kat yüksekliğine kadar olan çerçevelerde kullanılır. Bu gibi çerçevelerde, yatay yüze dirençli bir sistem, çaprazlar veya perde duvarlar tarafından sağlanacaktır. Çerçeve analizlerinde mafsallı bağlantılar olarak kabul edilebilir ve yalnızca kesme kuvvetinin kırıftan kolona transferi için kontrol edilmesi gereklidir.

Yarı rijit birleşimler: Yukarıda belirtilen iki tip arasında yer almaktadır. Gerçekte, mafsallı birleşimler, yarı-rijit birleşimlerde olduğu gibi bir dereceye kadar dönme rijitliğine sahiptir. Birleşimlerin moment-dönme ilişkisi, özel tasarım için yapılan deneylere veya uzman literatüründe sunulan testlerden elde edilen ilişkiye dayanarak belirlenmelidir. En basit analiz yöntemi, iki doğrulu veya doğrusal olmayan moment dönme özelliklerine sahip eşdeğer bir dönme yayı olarak birleşimi idealleştirerek olacaktır.

2.1.8 Çin Binaların Deprem Tasarımı Standardı

2002 yılında basılan yönetmeliğe göre yapının sismik analizini yaparken, kat döşemesi düzlemi ve çatının deformasyon durumuna göre rijit, yarı-rijit ve esnek çapraz fiçı tahtası(clapboard) karar verilir, daha sonra, yatay ötelenmesi tutulmuş (çaprazlı

çerçeve) sistemin düzenlemesine göre yatay ötelenmeyi tutan kuvvet elemanları arasındaki ortak çalışmaya karar vermiş ve çeşitli elemanlar arasında depremin iç kuvvet analizini yapmıştır.

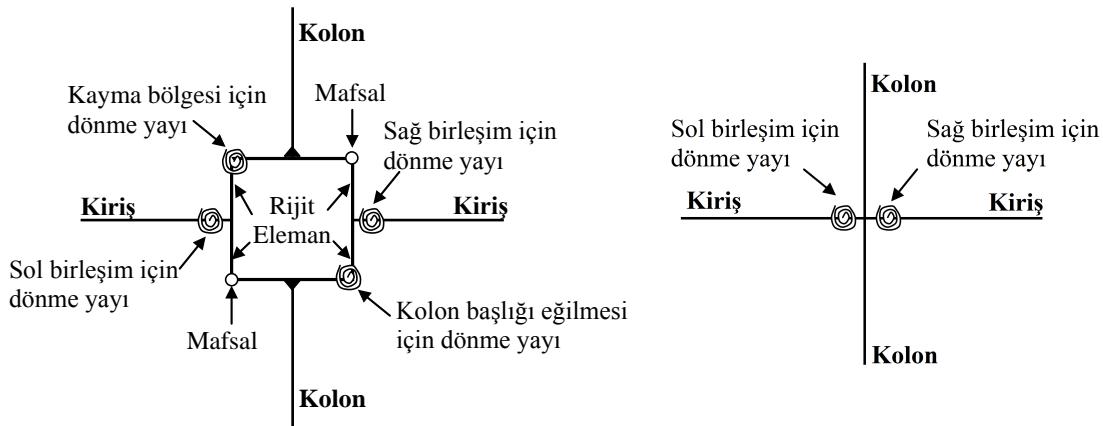
(When making seismic analysis of structure, it should decide rigid, semi-rigid and flexible cross clapboard according to the deformation situation of floor and roof in the plane, then decided the common work between anti-lateral force members according to the arrangement of anti-lateral system, and make internal force analysis of earthquake among various members.)

2.2 Birleşim Davranışının Modellenmesi

Yapısal analizlerde kullanılan yöntemler, kolon-kiriş birleşim bölgesi davranışının en doğru şekilde modellenmesini hedeflemektedir. Son yıllarda yaşanan gelişmelerle birlikte birleşim davranışının belirlenmesi, matematiksel olarak ifade edilmesi ve modellenmesi konularında literatür de birçok deneysel ve analitik çalışmalar yapılmış ve bu araştırmaların sonuçları yönetmeliklere de yansımıştir.

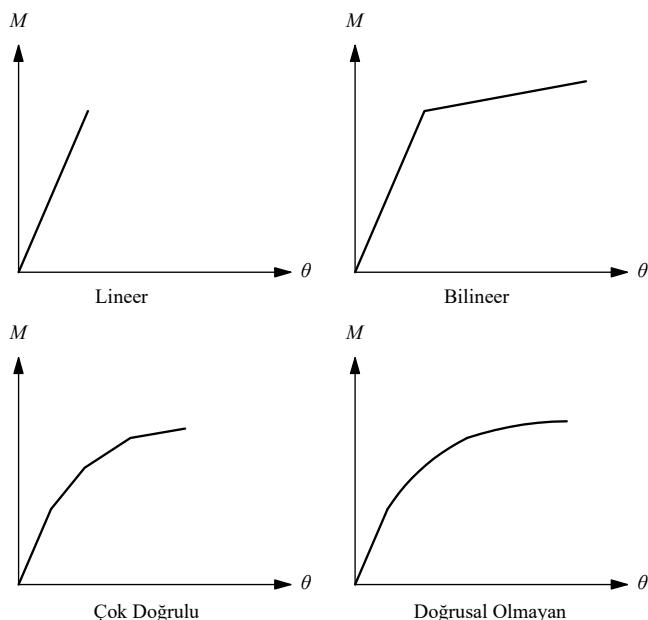
Panel bölgesi, kiriş kolon bağlantılarında, Şekil 2.2'de gösterildiği gibi, kolon başlıklarını ve süreklilik levhaları tarafından sınırlanan bölgedir. Sismik bir etkinlik sırasında panel bölgeleri, moment dayanıklı çerçevelerin enerji yayma kapasitesine katılabilecek elastik olmayan deformasyonlara maruz kalabilir. Gelişmiş yapısal analiz yöntemleri, kolon kiriş birleşim bölgesi (düğüm noktası) davranışının gerçekçi şekilde analizlere yansıtılmasını gerektirir. Bu amaçla yapısal analiz modelinde kayma bölgesi (panel bölgesi), kolon başlığı ve birleşimler Şekil 2.18'de görüldüğü gibi ayrı ayrı modellenebilir. Panel bölgesi kayma deformasyonunun etkisini doğrudan analitik modelde kullanmak için literatürde, Krawinkler ve Scissors iki modelleme prosedürü yaygın olarak kullanılmıştır. Scissors modeli önemli bir hassasiyet kaybına yol açmadan verilen iki adet dönme yaylı basitleştirilmiş model de literatürde sıkılıkla kullanılmaktadır. Krawinkler modelinde, kiriş uçlarındaki yayların haricinde kullanılan iki dönme yayı, birleşim elemanlarının yanı sıra kolon başlığı eğilmesini ve kayma bölgesi deformasyonunu da yansıtacak şekilde düzenlenir [23].

Moment dönme ilişkilerinin matematiksel ifadesi



Şekil 2.18 : Krawinkler ve Scissors modeli

Yarı rijit birleşimli çelik çerçevelerin analizlerinde moment dönme ilişkisini ifade eden eğriler matematiksel olarak Şekil 2.19'de gösterildiği gibi çeşitli şekillerde dikkate alınabilir. Birleşimlerin modellenmesinde kullanılan yayların moment dönme ilişkileri, istenilen hassasiyet seviyesine göre seçilecek çeşitli matematiksel ifadeler yardımıyla tariflenebilir. Bu matematiksel ifadeler gerçekte gözlenen davranışa yakınlaştıkça analiz programlarının iş yükü artmaktadır.



Şekil 2.19 : Moment dönme eğrisinin matematiksel ifadeleri

Kolon-kiriş birleşim davranışının belirlenmesi literatürde beş başlık altında incelenebilir;

- Matematik modeller

- Analitik modeller
- Mekanik modeller
- Sonlu eleman modeller
- Deneysel modeller

2.2.1 Matematik Modeller

Matematik modeller esas olarak moment-dönme eğrisinin matematiksel gösteriminin parametrelerini kiriş-kolon bağlantılarının geometrik ve mekanik özellikleri açısından ifade etmek için kullanılan empirik formülasyonlara dayanmaktadır. Birleşimlerin moment-dönme ilişkilerini belirlemek için en yaygın kullanılan yaklaşım, deneysel verileri regresyon analizleri ile birleşimin geometrik ve mekanik özelliklerini ifade eden bir eğri uydurmaktır. Bu ifadelere bazı eğri uydurma sabitleri ile matematiksel fonksiyonlar vasıtasıyla bağlantıların moment ve dönme değerlerini doğrudan ilişkilendiren matematiksel modeller denir. Bu formülasyonlar, örneğin deneysel testler, sonlu eleman modelleri, analitik modeller veya mekanik modeller aracılığıyla elde edilen verilerin regresyon analizleri kullanılarak elde edilebilir [24].

Farklı birleşim geometrilerinin moment dönme davranışını üzerindeki etkilerini belirlemek için bu yaklaşımı kullanan; Frye ve Morris (1975) [25], Don Nixon ve ark. (1976) [26], Ang. ve Morris (1984) [27] ve Attiogbe-Morris (1991) [28] tarafından yapılmıştır. Bu çalışmalar, standartlaştırılmış fonksiyonların mevcut deneysel verilere uyması için yapılmıştır. Frye-Morris modeli (1975) [25] ve Attiogbe-Morris modeli (1991) [28] deneysel sonuçlara dayanan empirik modeller hakkında örnek olarak kabul edilebilir [25, 28].

2.2.2 Analitik Modeller

Analitik modeller, çeşitli yazarlar tarafından elastik yapısal analiz ve limit tasarımının temel kavramları aracılığıyla başlangıç dönme rijitliğini ve nihai moment kapasitesini elde etmek için oluşturulur ve kullanılır. Öncelikle deneysel gözlemlere dayanarak, deform olabilirlik kaynakları ve birleşimlerin göçme mekanizmalarının tanımlanması gereklidir. Daha sonra, başlangıç dönme rijitliğini tahmin etmek için elastik analiz kullanılırken, nihai moment kapasitesi sanal iş yöntemi ile iç işler ve dış işler

arasındaki dengeye bağlı olarak elde edilir. $(M - \theta)$ ilişkilerinin formülasyonu, öngörülen başlangıç rıjitliği ve nihai moment kapasitesine dayanarak sağlanır [24].

Analitik modeller, birleşimin rıjilik ve dayanım parameterelerini sınır durum (limit) analizler kullanarak moment davranışını elde eder. Buradaki rıjilik parametresi birleşimin dönme rıjilik ve dayanım parametresi ise birleşimin moment taşıma kapasitesidir.

Bu yaklaşımı benimseme örnekleri arasında, bulonlu uzaltılmış alın levhali birleşimler için Yee ve Melchers (1985) [29] modeli ve korniyerli birleşimler için Kishi ve Chen modelini (1990) [30] gösterilebilir.

AISC yaklaşımı, Akma Çizgileri Metodu

Tasarım prosedürlerinde, alın levhası ve kolon başlığı eğilme dayanımları, akma çizgisi analizi kullanılarak belirlenir. Akma çizgisi analizi sanal iş yöntemi veya enerji yöntemi ile gerçekleştirilebilir: Sanal iş yöntemi, çelik levhaların analizi için tercih edilen yöntemdir ve alın levhası ve kolon başlığı eğilme dayanımı için tahmin denklemlerini geliştirmek için kullanılmıştır. Sanal iş yöntemi, levha dayanımı için bir üst sınır çözümü ile sonuçlanan bir enerji yöntemidir. Bir levhanın akma çizgisi kontrol eden modeli belirlemek için, çeşitli akma çizgisi modelleri düşünülmelidir. En düşük göçme yükünü üreten model en düşük üst sınır çözümü olarak kabul edilir. Bir alın levhası veya kolon başlığının dayanımını belirlemek için akma çizgisi teorisinin uygulanması üç temel adımı gerektirir:

- bir akma çizgisi modeli varsayımlı,
- iç ve dış işler için denklemlerin üretimi ve
- iç ve dış iş eşitliğinin çözümü.

Bu tasarım prosedürleri temel olarak, Oklahoma Üniversitesi ve Virginia Politeknik Enstitüsünde yürütülen araştırmalara dayanmaktadır. Akma çizgisi analizi, alın levhası ve kolon başlığı eğilmesinde kullanılır.

Geçmiş yıllarda yapılan çalışmalarda, alın levhali bulonlu birleşimlere ait çok sayıda akma çizgisi modeli araştırıları için Srouji vd., (1983) [31]; Borgsmiller vd., (1995) [32]; Meng, (1996) [33] ve Sumner (2003) örnek gösterilebilir [?].

2.2.3 Mekanik Modeller

Mekanik veya yaylı modeller, münferit elemanların davranışını temsil eden bir dizi rijit ve deform olabilen bileşen kullanarak düğüm noktasını modeller. Her biri, ampirik ilişkilerden elde edilen belirli bir rijitlik ve dayanım ile karakterize edilen elastik bir yay ile temsil edilir. Bu yayların paralel ve/veya seri olarak bağlanarak, bağlantının global rijitliği hesaplanır. Mekanik modellerde, bağlantılar rijit ve/veya esnek elemanlardan oluşacak şekilde işlenir. İlgili esnek elemanların veya yayların rijitliği, ampirik formüller kullanılarak belirlenir.

Bu modeli ilk benimseme girişimleri arasında çift gövde korniyerli birleşimler için Wales ve Rossow (1983) [34], alın levhalı birleşimler için Kennedy ve Hafez (1984) [35] ve her türlü korniyerli birleşim için Chmielowiec ve Richard (1987) [?]可以说. O zaman dan beri, birleşimlerin davranışını incelemek ve yapı analizine etkilerini araştırmak amacıyla; Pucinotti (2001) [36], Simões da Silva ve Girão Coelho (2001) [37] ve Urbonas ve Daniunas (2006) [38] gibi değerli araştırmalar da yapılmıştır.

Eurocode yaklaşımı, Bileşen Metodu

Bir düğüm noktası genellikle bir bütün olarak kabul edilir ve buna göre incelenir; Bileşen metodunun orijinalliği herhangi bir birleşimi ayrı ayrı temel bileşenler kümesi olarak düşünmektedir. Bileşen metodu, düğüm noktası davranışını belirleyen temel bileşenlerin uygun şekilde tanımlanması koşuluyla, çoğu birleşim tipolojisine uygulanabilir. Birleşim davranışının genel tahmini aşağıdaki sekiz bileşenle ifade edilir:

- Bileşen metodunun uygulanması, aşağıdaki adımları gerektirir:
- Düşünülen bağlantı için aktif bileşenlerin tanımlanması
- Her bir temel bileşen için rijitlik ve / veya dayanım özelliklerinin değerlendirilmesi (başlangıç dönme rijitliği, tasarım dayanımı, deformasyon eğrisi)
- Tüm bileşenlerin birleştirilmesi ve tüm bağlantının rijitliği ve / veya dayanım özelliklerinin değerlendirilmesi (başlangıç dönme rijitliği, tasarım dayanımı, deformasyon eğrisi)

Mekanik bir modele dayalı deneysel modellerin geliştirilmesinin bir örneği olarak Faella ve ark. (1997) [39], bireşen yaklaşımı kullanarak uzatılmış alın levhali kiriş-kolon bağlantılarının hem eğilme dayanımı hem de dönme rıjitliğini öngörmüştür.

2.2.4 Sonlu Eleman Modeller

Sayısal simülasyon, deneysel sonuçların eksikliğinin üstesinden gelmenin bir yolu olarak kullanılmaya başlandı; Bağlantı davranışını incelemek için sonlu eleman kullanımı, 1970'lerin başlarında, yapısal sorunları çözmede bilgisayarların kullanılması belirginleşikçe başladı.

Deneysel testlerin maliyeti çok yüksek olabilir; bu nedenle, birleşim elemanları tüm detay parçaları ile 3 boyutlu olarak sonlu elemanlarla modellemesi kullanılabilir. Bu özellikler ABAQUS ve ANSYS gibi sonlu eleman programlarında mevcuttur, ancak doğrusal olmayanlıkların karmaşık etkileşimi önemli yakınsama problemleri doğurur ve ayrıca doğru bir modele ulaşmak, bu gelişmiş analiz tekniklerinin kullanımıyla bile her zaman mümkün olmayabilir. Ayrıca elemanların malzeme ve geometrik nonlineerliği, temas yüzeyi tanımı, sürtünme davranışının ifadesi ve ön gerilme gibi davranış özelliklerinin kullanılan yazılıma çok hassas bir şekilde dikte edilmesi bu metodun en önemli zorluklarındandır.

Örnekler arasında Bose vd. (1972) [40], Krishnamurthy ve Graddy (1976) [41], Gebbeken ve ark. (1994) [42], Yu ve diğ. (2008) [43] ve Diaz ve diğ. (2011) [44] gösterilebilir..

2.2.5 Deneysel Modeller

Yarı-rijit bağlantı davranışı hakkında bilgi edinmenin en doğru yolu fiziksel testlerdir. Laboratuarda deneyler yapılması, özellikle testler, bağlantı elemanlarının farklı geometrik özelliklerine sahip tüm bağlantı tiplerini, özellikle farklı levha kalınlıkları, farklı bireşen kolon-kiriş elemanları, farklı kalitede kaynak tipleri, farklı sayıda bulon kullanımı ve bulonlarda bulunan sürtünme ve öngerilme değerlerinde meydana gelen değişiklikleri kapsaması durumunda pratik olmayabilir. Bu zorluklara rağmen, araştırmacılar bu bağlantıların uygulama ve gelecekteki araştırma çabaları için davranışlarının bir veri bankasını oluşturmak için bu çalışmaları sürdürür. Sonuç olarak, kiriş-kolon birleşimlerinde mevut deneysel verilerden yararlanmaya ve gerçek

anlamda faydalananmaya ihtiyaç vardı, böylece araştırmacılar ve tasarımcılar çelik çerçeveye analizinde ve tasarımında bağlantı davranışlarının gerçekçi gösterimini kullanabilirler.

1984 yılında, 1950 ve 1983 yılları arasında yapılan 230 test sonucunun moment dönme eğrilerini topladı. Goverdhan veri bankasını dijital hale getirildi (1984) [45]. Bu veri bankası çift gövde korniyerli, tek gövde korniyerli, kısa alın lehvalı ve uzun alın lehvalı birleşimler üzerinde yapılan testleri içermektedir.

Çelik kolon-kiriş birleşimleriyle ilgili ilk Avrupa veri bankası 1985 yılında geliştirilmiştir. Nethercot (1985) [46], 1951 ve 1985 yılları arasında 70'den fazla deneysel çalışma için bir literatür taraması yaptı. Nethercot veri bankası, Goverdhan tarafından gövdesinde korniyer olan ve olmayan t-stub(yarım I kesit) bağlantı terstlerini içerir.

ABD'de, Kishi ve Chen (1986) [47], 1936'dan 1986'ya kadar dünyanın dört bir yanından 303'ün üzerinde deneysel test toplayan çelik bağlantı veri bankasını (SCDB) geliştirdi. Tek gövde korniyerli birleşimler, çift gövde korniyerli birleşimler, üst ve alt başlık korniyerli birleşimler ve alın lehvalı birleşimleri SCDB veri bankasına dahil edilmiştir.

1992 yılında, çelik birleşimleriyle ilgili ikinci Avrupa veri bankası Arbed Recherches (1991) ve Aachen Üniversitesi (1992) [48] tarafından SERICON isimli Avrupada yapılmış test sonuçlarını kapsayan veri bankası geliştirilmiştir.

Birleşim Davranışının Modellenmesi ile İlgili Geçmiş Çalışmalar

Lui and Chen (1986) in Çalışması [7]

Esnek(flexible) birleşimlere sahip çelik çerçevelerin doğrusal olmayan davranışları üzerine yapılan en eski çalışmalarlardan biri Lui ve Chen tarafından yapılmıştır. Çalışma esas olarak kolon-kiriş elemanın ve birleşim elemanlarının formülasyonuna dayandırıldı. Sayısal örnekler de teyit edildi. Kiriş-kolon elemanın formülasyonu güncellenmiş bir Lagrangian yaklaşımına dayanıyordu. Bağlantının doğrusal olmayan davranışını üstel bir moment-dönme eğrisi fonksiyonu tarafından kullanıldı. Birleşim davranışının, çelik çerçevelerin genel stabilitesini ve nihai dayanım davranışını etkilediği ve tamamen rıjıt ve ideal mafsallı birleşimlerin gerçekte olmadığı bildirildi.

Lui and Chen (1987) in Çalışması [8]

Benzer bir çalışma Lui ve Chen tarafından yanal ötelenmesi tutulmuş ve tutulmamış çerçeveler için esnek düğüm noktalarına sahip çelik çerçeve analizinde yapılmıştır. Birleşimlerin moment-dönme davranışını temsil eden birkaç matematiksel model tartışıldı, ancak en iyisinin olmadığı ve her birinin kendine göre avantaj ve dezavantajları olduğu sonucuna varıldı. Birleşim davranışının çerçevenin maksimum yük taşıma kapasitesine etkisi olmadığı, ancak esnek birleşimleri olan çerçevelerin daha fazla deformasyona sahip olduğu görülmüştür. Yatay ötelenmesi tutulmuş çerçevelerde, ötelenmeler önemli ölçüde azalmış ve birleşimler doğrusal olmayan davranış göstermemiştir. Böylece, doğrusal elastik bir çerçeve analizi, servis yükü aralığında yüklenen esnek bir şekilde bağlanmış çerçeveler için yeterli olduğu ifade edildi.

Elnashai and Elghazouli (1994) nin Çalışması [9]

Yarı rıjıt çelik çerçevelerin tasarımları ve sismik davranışları hakkında Elnashai ve Elghazouli tarafından detaylı bir çalışma yapılmıştır. Rıjıt ve yarı-rıjıt kiriş-kolon birleşimleri olan 2 katlı tek açıklıklı çerçevenin yarısı test edilmiştir. Monotonik, çevrimisel ve dinamik testlerden elde edilen sonuçlar analitik modelden elde edilen sonuçlarla karşılaştırıldı. Yarı-rıjıt birleşimlere sahip çerçevelerin yeterli deprem dayanımı gösterdiği, bu yüzden sünek ve kararlı bir histeretik davranış sergiledikleri hem deneysel hem de analitik çalışmalarla ifade edildi.

Gupta ve Krawinkler (1999) in Çalışması [10]

Gupta ve Krawinkler tarafından moment dayanımlı çelik çerçevelerin deprem yükleri altındaki davranışları üzerine detaylı bir çalışma yapmıştır. Her üç SAC binası (3, 9 ve 20 katlı binalar) üç deprem bölgesi (Los Angeles, Seattle ve Boston) için değerlendirildi. Bu çalışmada performansa dayalı deprem tasarımının gelişiminde ilerlemeye katkıda bulunmak ve moment dayanımlı çelik çerçeveli yapılarının deprem davranışını incelemeyi amaçlanmıştır. Zaman tanım alanında analiz için, 7 set 20 adet yer hareketi kaydı (Los Angeles için 3 set, Seattle için 2 set ve Boston için 2 set) kullanılmıştır. Moment dayanımlı çelik çerçevelerin çok esnek olduğu, P-Δ etkisinin yapıların tepkisi üzerinde büyük etkisi olabileceği bildirildi. Ayrıca, Northridge

sonrası yapılar için kat ötelenme açısı taleplerinin Northridge öncesi yapılar için olanlara benzer olduğu belirtildi.

Maison ve Kasai (2000) in Çalışması [11]

SAC raporunda yarı rıjît bağıntılı iki SAC binasının sismik performansı üzerine Maison ve Kasai tarafından bir çalışma yapılmıştır. Çalışmada Los Angeles, Kaliforniya için 3 katlı bina ve Seattle, Washington için 9 katlı bina ele alınmıştır. Kısmi dayanımlı bağıntılı çerçeveler, tam dayanımlı (rıjît) bağınlılarla sahip orijinal çerçevelerle karşılaştırılmıştır. Dinamik analiz için, % 10 'luk aşılma olasılığına uyacak şekilde ölçeklendirilmiş üç adet 20 zemin hareket kaydı seti, 50 yıldaki % 2 'lik aşılma olasılığına ve %50 'dekine ulaşılma olasılığına uygulanmıştır. Yarı-rıjît birleşimli binaların rıjît birleşimli binalarla benzer sünek performans gösterdiği ve daha fazla bağlılığa sahip olduğu görülmüştür.

NOT: detaylı anlatılacak

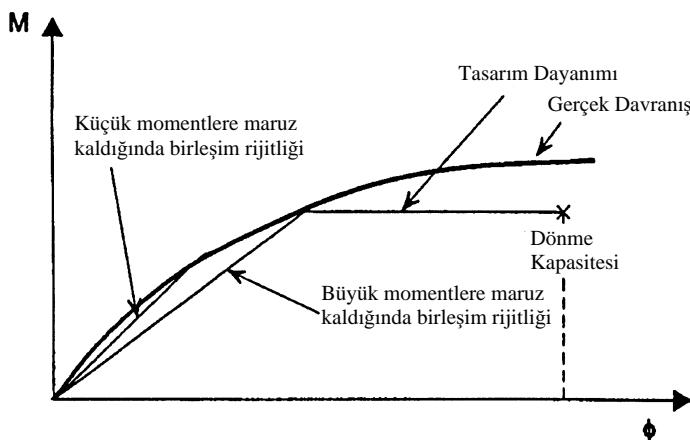
2.3 Birleşim Dönme Kapasitesi

Moment dayanımlı bağınlıların bir başka sınıflandırması da dayanımlarıyla ilgilidir. Bir "tam dayanımlı" birleşim, en azından bağladığı elemanların nihai eğilme dayanımını ulaştıabilen bir birleşimdir. Bir "kısmi dayanımlı" bağınlısı, bağladığı elemanlarından daha düşük bir tasarım dayanımına sahiptir. Moment dayanımlı bir bağınlının dönme kapasitesi de önemli olabilir. Şekil 2.20, kolon-kiriş bağınlısının moment-dönme diyagramını göstermektedir. Tasarım amaçları için, gerçek bağlantı davranışı, aşağıdaki özelliklerin ayırt edilebildiği bir bi-lineer diyagramla gösterilebilir:

- Birleşimlerin tasarım dayanımı;
- Küçük momentlere maruz kaldığında birleşim rıjitliği;
- Nihai momentlere maruz kaldığında birleşim rıjitliği;
- Birleşimlerin dönme kapasitesi

Birleşimlerin çerçeve davranışı üzerindeki etkisi, kısmi dayanımlı ve yarı-rıjît bağınlılar için ayrı olarak ele alınır. Çaprazlı çerçeveler genel olarak dayanım

koşullarına göre tasarılanır ve yatay ötelenmesi tutulmamış çerçeveler (moment çerçeveleri) genellikle stabilité ve deformasyon koşullarına göre tasarılanır. Bu nedenle, kısmi dayanımlı birleşimler esasen çaprazlı çerçeveler için ve yarı rıjît birleşimli moment çerçeveleri için uygulanabilir.



Şekil 2.20 : Moment dönme eğrisinin matematiksel ifadeleri [18]

Yarı-rijît birleşimli sistemler de plastik analizin sağlanması için, düğüm noktalarının yeterli dönme kapasitesinin kontrol edilmesi gereklidir. Belirli bir mafsal tipi için mevcut dönme kapasitesi, sistem incelemelerinden elde edilen bu mafsal için gerekli dönme kapasitesi ile karşılaştırılmalıdır. Bir düğüm noktasının mevcut dönme kapasitesi, bileşenlerinin deformasyon kapasitesine dayanarak belirlenebilir. Çeşitli bileşen sünekliği, düğüm noktasının sünek davranışını kesin olarak etkiler.

Birleşimlerin mevcut dönme kapasitesinin belirlenmesi için çeşitli modeller kullanılabilir (Tschemmemegg ve diğerleri, 1997, Jaspart, 1991). Bu modeller farklı araştırma yöntemleriyle elde edildi, ancak hepsi test sonuçlarına ile kontrol edildi ve bu nedenle mevcut dönme kapasitesinin güvenli ve doğru tahminlerini sağladılar. Gerekli dönme kapasiteleri değerlerin türetilmesi için farklı yollar da takip edilebilir (Vandegans ve Jaspart, 1996, Kattner, 1999). Ana farklar, gerekli dönmeye etkileyen çeşitli doğrusal olmayan etkilerin dikkate alınmasında yatkınlıkta bulunmaktadır [18].

AISC Yönetmeliği [1]

Yapının düğüm noktalarında plastik mafsalar oluşup sistemin bu şekilde enerji sönümlemesine izin verilmez. Bu sebeple yarı-rijît birleşimlerin sahip olması gereken dönme kapasitesine ait herhangi bir bilgi mevcut değildir. Öte yandan rijit

birleşimlerin sahip olması gereken süneklik düzeyi, yapısal sistemin türüne ve deprem tasarımına göre değişmektedir. Örneğin süneklik düzeyi yüksek moment dayanımlı çelik çerçevelerde birleşimlerin sünek davranışabilmesi için dönme kapasitesi θ_u , 0.04 radyan'dan, süneklik düzeyi sınırlı olan moment dayanımlı çelik çerçevelerde ise, 0.02 radyan'dan büyük olmalıdır.

Eurocode Yönetmeliği [2]

Rijit plastik analiz durumunda, plastik bir mafsal konumundaki bir düğüm noktası yeterli dönme kapasitesine sahip olacaktır.

- Bulonlu veya kaynaklı bir düğüm noktasının dönme kapasitesi, 6.4.2 veya 6.4.3'te verilen hükümler kullanılarak belirlenmelidir. Bu maddelerde verilen tasarım yöntemleri sadece S235, S275 ve S355 çelik sınıfları için ve bağlı elemandaki N_{Ed} eksenel kuvvetinin tasarım değerinin, kesitin plastik tasarım dayanımının % 5'ini aşmadığı düğüm noktaları için geçerlidir.
- Düğüm noktasının tasarım momenti dayanımı $M_{j,Rd}$ 'nin, bağlı elemanın kesitin plastik momenti dayanımı $M_{pl,Rd}$ 'in en az 1.2 katı olması koşuluyla, bir düğüm noktasının dönme kapasitesinin kontrol edilmesi gerekmektedir.

Bulonlu Birleşimler için;

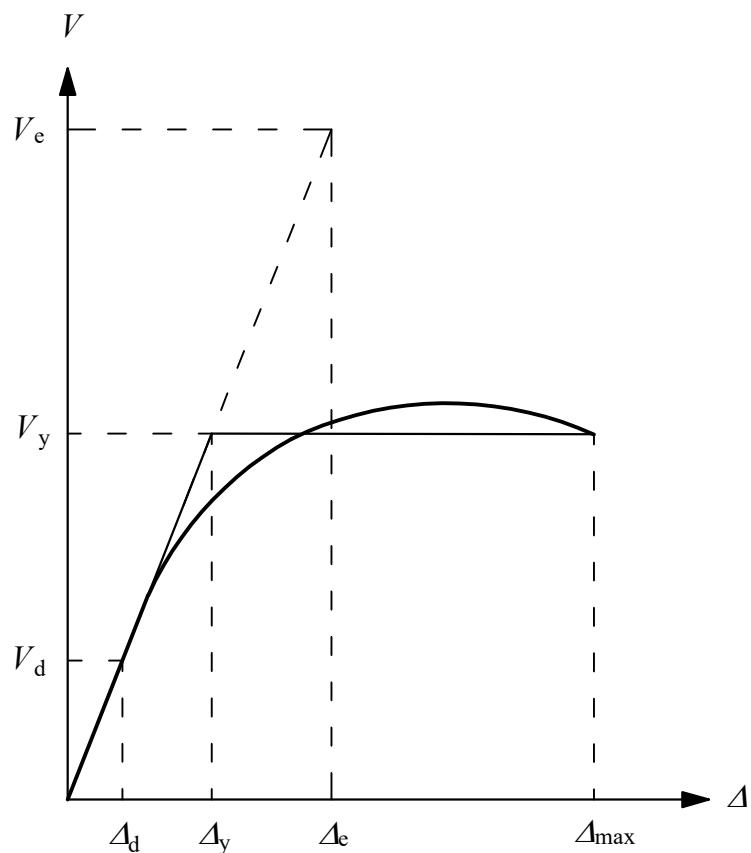
- Bir düğüm noktası $M_{j,Rd}$ 'nin tasarım momenti dayanımının, kolon gövdesindeki kayma tasarım dayanımına tabi olduğu kiriş-kolon birleşim bölgesi, $d/t_w \leq 69\epsilon$ olması koşuluyla plastik global analiz için yeterli dönme kapasitesine sahip olduğu varsayılabılır. Burada $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ 'dir.
- Aşağıdaki koşulların her ikisinin de karşılanması şartıyla, bir alın levhalı bulonlu veya başlıklar korniyerli olan bir düğüm noktasının plastik analiz için yeterli dönme kapasitesine sahip olduğu varsayılabılır.

3. YER DEĞİŞTİRME ARTTIRMA KATSAYISI

Bu bölümde etkin göreli kat ötelenmelerinin elde edilmesinde kullanılan Yer Değiştirme Arttırma Katsayısı, C_d ‘yi daha iyi kavrayabilmek için diğer tepki değiştirme katsayıları da geçmişte yapılan çalışmaları ile özetlenecektir. Böylece konunun daha sağlıklı ve anlaşılır bir şekilde ele alınması amaçlanmaktadır. Tepki değiştirme katsayılarının kullanılması ile büyük olasılıkla, yönetmelikle uyumlu bir yapıda tasarım depreminde dahi akma gözlenecektir. Elastik olmayan tepkinin ölçüği ve dağılımı, tepki özellikleri, yapıdaki rijitlik ve kütlenin yapısı ve zemin özellikleri gibi birçok faktöre bağlı olacaktır. Tepki değiştirme katsayılarının kullanılmasının arkasındaki ana sebep, tasarımın ekonomik bir şekilde yapılması talebidir. Statik elastik analiz prosedürlerinin tepki değiştirme katsayılarıyla birlikte kullanılması, deprem tasarım pratığının temel taşıdır. Bazı tepki miktarlarını tahmin etmekte yetersiz olmakla birlikte, statik elastik prosedürler, tasarım mühendisi için aşağıdakileri içeren bir takım nedenlerden dolayı önemlidir:

- Kullanımı kolaydır ve tasarımcının yapısal dinamikleri derinlemesine kavramasını gerektirmez (bunun bir dezavantaj olduğu söylenebilir).
- Ön tasarımı daha kesin yöntemlerle daha sonra değerlendirmek üzere bir yapı ortaya koymak için kullanılabilir.
- Az katlı, düzenli binaların tasarımı için yeterli kesinliğe sahip iç kuvvetlerin tahminlerini sağlayabilir.

Taşıyıcı sistem davranış katsayısının (R) bağlı olduğu parametrelerden bahsetmeden önce (R) katsayısının yapısal davranışındaki anlamı daha açık şekilde ifade edilmelidir. Şekil 3.1’de şematize edilmiş olan genel yapı davranışına ait tipik Taban kesme kuvveti (V_t) - Yer değiştirme (Δ_{tepe}) grafiği görülmektedir. Burada V_e yapının elastik kalması durumunda sistemde oluşacak taban kesme kuvvetini, V_d tasarım için kullanılan taban kesme kuvvetini göstermektedir.



Şekil 3.1 : Genel Yapı Davranışı

3.1 Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı

Tepki değiştirme katsayısı, R , belirtilen yer hareketi altında tamamen doğrusal elastik bir tepki veren yapıda gelişecek olan maksimum yanal kuvvet V_e 'nin, dayanmak üzere tasarlandığı yanal kuvvet V_d 'ye oranını temsil eder.

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad (3.1)$$

R katsayısı, başlangıç akmasını aşan ve yapısal sistemin nihai yük Yer Değiştirmeyeına yaklaşmak için yeterince büyük olan yer değiştirmelerde sönümleme, dayanım fazlalığı ve yapısal sistemde doğal olan(içsel) sünekliği hesaba katmayı amaçlayan ampirik bir tepki azaltma faktörüdür [49]. İyi detaylandırılmış sismik çerçeveye sistemlerinin çökme olmadan büyük elastik olmayan deformasyonları süredebilir (sünek davranış) ve tasarım dayanımından daha fazla bir yanal dayanım gösterir (genellikle rezerv dayanım olarak adlandırılır) [21] .

Mühendislik uygulamaları bu yapısal davranış olgusundan yararlanmıştır. Bazı önemli varsayımlar ve deneyimlerle birlikte, “R” faktörü ilk kez ATC-3-06’da [50] 1978’de tanıtılmaktadır, bunun için %5 sönümlü bir ivme tepki spektrumu kullanılarak tasarım

taban kesme kuvvetini (V_d) hesaplamak için elastik analiz ile hesaplanan taban kesme kuvvetini (V_e) azaltmak için kullanılır.

1980'lerin ortasında, Berkeley California Üniversitesi'ndeki deneysel bir araştırma programından elde edilen veriler, yönetmelikle uyumlu çelik çapraz çerçeveli yapıların sismik tepkisine ilişkin geliştirilmiş bir anlayış geliştirmek ve tepki değişim katsayıları için taslak bir formülasyon önermek için kullanıldı. Taban kesme kuvveti-çatı yer değişim ilişkileri, biri merkezi ve biri dış merkez olarak desteklenmiş çelik çerçeve sisteminin deprem simülatörü testinden elde edilen veriler kullanılarak elde edildi. Kuvvet Yer Değiştirme eğrileri, her deprem simülasyonu ve her model için maksimum taban kesme kuvvetine karşılık gelen zamanda çatı Yer Değiştirmeının çizilmesiyle geliştirilmiştir. Her test için, deprem simülatör platformlarının ivme-tepki geçmişi kullanılarak elastik ivme tepki spektrumu üretildi. Berkeley araştırmacıları, deneysel verileri kullanarak R 'yi dayanım fazlalığı, süneklik ve viskoz sökümlüme olan üç faktörün ürünü olarak tanımladılar:

$$R = R_S R_\mu R_\xi$$

Bu denklemde R_S dayanım fazlalığı katsayısı, R_μ süneklik azaltma katsayısı ve R_ξ sökümlüme katsayısıdır. Dayanım fazlalığı katsayısı, akma seviyesindeki (V_y) maksimum taban kesme kuvvetinin, tasarım taban kesme kuvvetine (V_d) oranı olarak hesaplandı. Süneklik azaltma katsayısı, elastik tepki için taban kesme kuvveti (V_e) 'yi akma taban kesme kuvvetine (V_y) bölünerek hesaplandı. Söküm katsayısı 1'e ayarlandı.

Uygulamalı Teknoloji Konseyi tarafından yürütülen çalışmalar [21], üç faktörün ürünü olarak ifade edilen R için yeni bir formülasyonu desteklemektedir:

$$R = R_S R_\mu R_R$$

burada R_S bir dayanım katsayısı; R_μ periyoda bağlı bir süneklik katsayısı; ve R_R bir bağlılık katsayısıdır. Bu formülasyon, bağlılık katsayısı dışında, Berkeley araştırmacıları tarafından önerilenlere benzerdir. Burada, dayanım katsayısı R_S , Denklem 3.2'de ifade edildiği gibi bir sistemin belirgin bir akma dayanımının, tasarım

dayanımına oranı, süneklik faktörü R_μ ise, Denklem 3.3'de ifade edildiği gibi nihai elastik dayanım talebinin belirgin bir akma dayanımına oranı olarak tanımlanmaktadır.

$$R_S = \frac{V_y}{V_d} \quad (3.2)$$

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (3.3)$$

Bağılilik katsayısı, bir yapının düşeyde her bir ana aksı doğrultusunda birden fazla sismik çerçeveye kullanan sistemlerinin güvenilirliğini değerlendirmek için önerilmektedir. Sönüüm katsayısı R_ξ , ilave viskoz sökümleme araçlarının (yapışal olmayan elemanlar) etkisini hesaba katmak için tasarlanmıştır. Bu gibi viskoz bir sökümleme katsayıları, akma anındaki bir çerçevede yer değiştirmeleri azaltmak için kullanılabilir ancak kuvvet taleplerini orantılı olarak azaltamayabilir,(doğrusal olmayan davranış sergileyen çerçeveye sistemindeki yer değiştirmeleri azaltmak için kullanılabilir, ancak özellikle yüksek sökümlü çerçevelerde kuvvet taleplerini orantılı olarak azaltamayabilir). Tepki değiştirme katsayıları kuvvet temelli tasarım prosedürleriyle kullanıldığından sökümleme katsayısı yeni formülasyondan çıkarılmıştır. [21]

3.2 Dayanım Fazlalığı Katsayısı

Bir yapının gerçek dayanımı, tasarım dayanımından daha yüksektir. Bu durum, genel tasarım basitleştirmelerinden kaynaklanmaktadır, ancak modern bilgisayar destekli araçlar, mühendisin yapıyı, inşa edilen duruma yakın bir şekilde modellemesine ve tasarlamasına olanak sağlamaktadır. Yine de tasarım süreci boyunca, malzemelerin gerçek dayanımının hesapta kullanılan dayanımından daha yüksek olması, yönetmeliklerdeki sınır koşulları (güçlü kolon-zayıf kiriş koşulu, enkesit koşulları, görelî kat ötelemeleri sınırları), yük ve malzeme katsayıları, yapışal olmayan elemanların katkısının gözardı edilmesi, yükleme anında sistemde oluşan yeniden dağılım gibi önemli basitleştirmeler ve varsayımlar mevcuttur. Bu varsayımlar ve tasarım uygulamaları genellikle güvenli tarafta kalacak şekilde ihtiyatlı bir tasarıma kayma eğilimindedir bu sebepten de sonuç olarak gerçek dayanım tasarım

dayanımından yüksektir. Denklem 3.4'de dayanım fazlalığı katsayısı Şekil 3.1'de verilen genel yapı davranışları üzerinden tarifi verilmiştir.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad (3.4)$$

Dayanım fazlalığı katsayısı ile ilgili geçmiş çalışmalar

Freeman

1990'da yapılan bu çalışmada yazar, ikisi 4. derece deprem bölgesinde , diğeri 3.derece deprem bölgesinde inşa edilmiş üç katlı üç çelik moment çerçevesi için dayanım fazlalığı katsayılarını sırasıyla 1.9, 3.6 ve 3.3 olarak hesaplamıştır.

Osteraas and Krawinkler

Bu çalışmada, Üniforma Yapı Yönetmeliğine uygun olarak tasarlanan çelik çerçevelerin dayanım fazlalığı, süneklik kapasiteleri ve süneklik talepleri incelenmiştir. Çeşitli çerçeve boyutlarına ve yüksekliğine sahip moment çerçeveleri, çevre çerçeveleri ve çaprazlı çerçeveler sabit bir üçgen yük dağılımı kullanılarak doğrusal elastik olmayan statik analize tabi tutulmuştur. Moment çerçeveleri için dayanım fazlalığı katsayılarını araştırmıştır.

Balendra and Huang

Yazarlar, rıjıt ve yarı-rıjıt birleşimleri olan 3, 6 ve 10 katlı çelik çerçeveleri X ve V tipi çaprazlarla destekledi; moment dayanımlı çerçeveler için 1.9 - 8.0, X çaprazlı çerçeveler için 2-3.4 ve V çaprazlı çerçeveler için 2.3- 5.6 arasında değişen dayanım fazlalığı katsayıları rapor etmiştir. Çalışmanın bir başka sonucu da, rıjıt birleşimler yarı-rıjıt birleşimlerle değiştirilmesi durumunda, moment dayanımlı çerçevelerin dayanım fazlalığı katsayıları %50 civarında azalırken, süneklik katsayıları %25'ten daha fazla artmıştır.

3.3 Süneklik Azaltma Katsayısı

Belirli bir yer hareketine veya yanal yüklemeye maruz kalan yapısal sistemin yaşadığı elastik olmayan deformasyonun derecesi, yer değiştirme süneklik oranı “ μ ”

(süneklik talebi) oranıyla verilir ve maksimum mutlak göreli yer değiştirmenin akma yerdeğiştirmesine oranı olarak tanımlanır.

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad (3.5)$$

Yer değiştirme süneklik oranı genellikle yer değiştirme sünekliği olan ' $u_{\max} - u_y$ ' ile karıştırılır.

“Süneklik Azaltma Katsayı”, bazı çalışmalarında “dayanım azaltma katsayısı” olarak adlandırılan (elastik sonrası davranış nedeniyle dayanım talebindeki azalma), R_μ , sistemi elastik tutmak için gereken kuvvet $F_y(\mu = 1)$ yanal akma dayanımının, yer değiştirme sünekliği oranını μ daha düşük veya önceden belirlenmiş bir hedef süneklik oranı μ_i durumundaki $F_y(\mu = \mu_i)$ yanal akma dayanımına oranı (gerçek süneklik/varolan süneklik oranı) olarak tanımlanır.

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (3.6)$$

Özellikle uzun periyotlu yani "yer değiştirmeye duyarlı" yapılarda bu bileşen, sistemin sünekliğine eşit olarak alınmaktadır [12]. Süneklik Bileşeni ile süneklik arasındaki ilişkiyi keşfetmek adına araştırmacıların yaptığı çok sayıda çalışma ve sonucunda türetilmiş birçok bağıntı mevcuttur. Belirli bir yer hareketi için, süneklik azaltma katsayı R_μ , yapı periyodunun, sönümun, davranış tipinin ve yerdeğiştirme süneklik oranının bir fonksiyonu olarak Denklem 3.7'deki gibi tanımlanır.; Öncelikle titreşim periyodundan ve elastik olmayan deformasyon seviyesinden ve sistemin sönükleme ve histeretik davranışından çok daha az derecede etkilenir. [11]

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu_i) \quad (3.7)$$

R_μ tanımından (Denklem 3.6), yapının periyoduna veya uygulanan yükleme türüne bakılmaksızın, elastik olarak çalışan sistemler için ($\mu_i = 1$) süneklik azaltma katsayısının durumunu sağlaması gereği açıktır:

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu = 1) = 1 \quad (3.8)$$

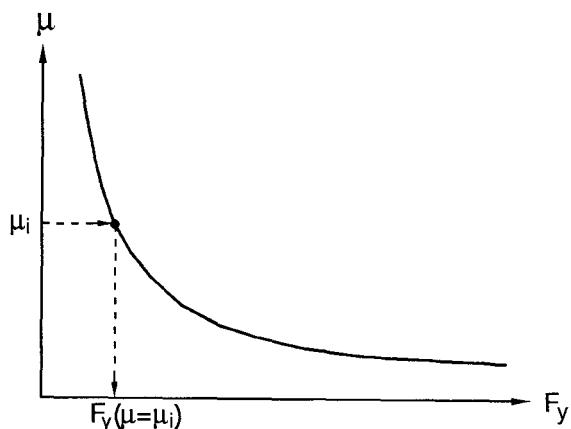
Doğal periyodunun sıfırı yakınsadığı çok rijit yapılar için ($T \rightarrow 0$), yapı yere göre herhangi bir yanal ötelenme yaşamayacak, fakat aynı anda hareket edecektir. Bu nedenle, herhangi bir yer hareketi için, bu sistemlerdeki elastik olmayan dayanım talebi elastik dayanım talebiyle aynıdır, bu nedenle süneklik azaltma katsayısı aşağıdaki denklem ile ifade edilir:

$$R_\mu = R_\mu(T=0, \mu_i) = 1 \quad (3.9)$$

Hakim titreşim periyodunun büyük olduğu, çok esnek sistemler için ($T \rightarrow \infty$), sistemin dayanımından bağımsız olarak, sistemin maksimum göreli yer değiştirmesi, maksimum yer değiştirmesine yakınlaşır. Herhangi bir yer ivmesi için, elastik olmayan dayanım talebi $F_y (\mu = \mu_i)$, elastik dayanım talebi $F_y (\mu = 1)$ 'ye eşittir, bu nedenle Yer Değiştirme süneklik oranı $\mu = u_{\max}/u_y$ ye oranına eşittir ve bu sistemler için dayanım azaltma katsayısı aşağıdaki denklem ile ifade edilir:

$$R_\mu = R_\mu(T \rightarrow \infty, \mu_i) = \mu \quad (3.10)$$

Miranda ve Bertero sistemin yatay dayanımı ile yer değiştirme süneklik talebi arasındaki değişimi Şekil 3.2'deki gibi ifade edilmektedir [51].



Şekil 3.2 : Sistemin yatay dayanımı ile yer değiştirme süneklik talebi arasındaki değişim

Süneklik azaltma katsayısı ile ilgili yapılan çalışmalar

Newmark and Hall [12]

El Centro, Kaliforniya Deprem kaydından elde ettikleri elastik ve elastik olmayan tepki spektrumuna dayanarak yazarlar şunları gözlemlemiştir:

Periyotları yüksek ve orta periyot spektral bölgelerinde gelen yapıların elastik yer değiştirme değerinin elastik ötesi yer değiştirme değerine neredeyse eşit olduğunu ($\Delta_{\max} \simeq \Delta_e$). Literatürde *Eşit Yer Değiştirme Kuralı* olarak bilinen bu kural, depreme dayanıklı yapıların tasarım felsefesinin dayanak noktasını oluşturmaktadır. Yapının elastik ötesi davranışının, yaklaşık da olsa, elastik davranışına bakılarak tahmin edilebiliyor olması, sistemin ne kadar sünek tasarlanması gerekiğinin yanı deprem enerjisinin ne kadarının elastik dayanımla ne kadarının elastik olmayan deformasyonlarla tüketilebileceğinin görülmESİne imkân sağlamıştır.

Çok küçük periyot bölgesinde, elastik ve elastik olmayan sistemler aynı kuvvete maruz kaldığı;

Gözlemlerinin bir sonucu olarak yazarlar, elastik spektrumlardan elastik olmayan spektrumları elde etmek için bir prosedür önermişlerdir.

Orta periyotlu yapılarda ise enerjinin korunumu prensibi gereği, elastik sistemde monotonik yükler etkisinde oluşan kuvvet-deformasyon ilişkisinin, elastik ötesi durumda, pekleşmesiz elasto-plastik davranışının aynısı olacağı sonucuna varılmıştır.

Özetle, sistemler periyotlarına bağlı olarak üç bölüme ayrılmıştır. Düşük periyotlu yapıların rıjiti çok yüksek olacağından ivmeye, orta periyotlu yapıların hızı, uzun periyotlu yapıların ise yer değiştirmeye duyarlı olduğu sonucu ortaya çıkmıştır.

Çalışma sonucu birçok periyot aralığı için farklı R_μ değerleri elde edilmiş ve belirli bir periyodun üzerindeki yapıların süneklik bileşeni (R_μ) değerleri eşit yer değiştirme kuralına uygun şekilde yer değiştirme sünekliği katsayısına (μ) eşit çıktıgı görülmüştür.

Lai ve Biggs [13]

Bu çalışmada, tasarım, 20 yapay yer hareketi için hesaplanan ortalama elastik olmayan spektruma dayandırılmıştır. 0.1s ile 10s arasında eşit aralıklarla değişen 50 doğal periyod ile yapılan analizler sonucu katsayırlara karşılık gelen süneklik azaltma katsayılarını formüle etmiştir.

Miranda [14]

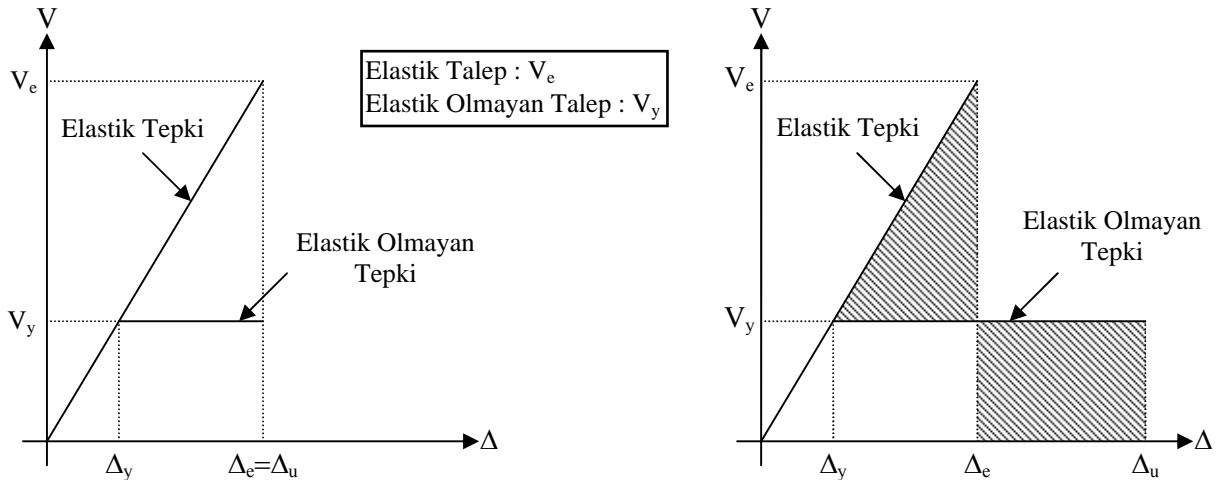
Bu çalışmada ise, kaya zemin üzerinde kaydedilen çeşitli depremlere ait 124 yer hareketi kullanılarak, alüvyon ve yumuşak zeminler içeren 3 zemin sınıfı koşulları, %5 sönüm oranına sahip ve yer değiştirme süneklik oranları 2 ile 6 arasında değişen tek serbestlik dereceli sistemler üzerinde analizler yapılmıştır. Çalışma ayrıca, deprem büyülüğün ve mesafenin sonuçlara etkisinin önemsiz olduğunu, zemin koşullarının süneklik azaltma faktörü üzerinde önemli bir etkisi olduğunu göstermiştir.

3.4 Eşit Yerdeğiştirme ve Eşit Enerji Prensipleri

Elastik bir tasarım spektrumundan elde edilen taban kesme kuvveti katsayısı ile tasarım deprem kuvvetini hesaplamak için, bölgesel yer ivmesi çarpanı ve yapısal kütle çarpılır. Bununla birlikte, nihai sınır durum için deprem bölgelerindeki nadir depremlerin PGA(en büyük yer ivmesi)'sı dikkate alındığında, bu tür kuvvetler önemli ölçüde büyük olacaktır. Bu tür depremler bir yapının ömrü boyunca oluşabileceği veya olamayacağı için, tüm yapıların bu kadar yüksek bir talebi karşılayacak şekilde tasarlanması, kaynakların israfi olacaktır. Bu, elastik olmayan sismik tasarım kavramını tetikledi. Modern sismik tasarım uygulamalarında, deprem tasarım kuvveti elastik talebin altında kalmaktadır. Bu, bir yapının bir servis sınır durumu depreminde esasen elastik kalacağı ve maksimum olarak düşünülmüş bir nihai sınır durum depremine plastik olarak tepki vereceği (yani, akma) anlamına gelir. Bir sınır durumu vuku bulunduğuanda yapının güvenliğini sağlamak için, dayanımını kaybetmeden istenen elastik olmayan bir yer değiştirme seviyesine deform olmak üzere tasarlanmıştır.

Yapıların dayanımını kaybetmeden elastik sınırın ötesinde deform olma kabiliyeti, nihai yer değiştirmenin, (Δ_u), ilk akmadaki yer değiştirmeye, (Δ_y) oranı olarak tanımlanan yer değiştirme sünekliği oranı ile ölçülür. Elastik olmayan deprem tasarım dayanımı, yapının sünekliğinin bir fonksiyonudur ve tasarım deprem kuvvetindeki herhangi bir azalma, süneklik talebini artırarak telafi edilmelidir. Bu nedenle, F_e kuvveti tarafından tam olarak tarif edilen elastik talebin aksine, elastik olmayan talep, bir akma kuvveti F_y ve bir yer değiştirme sünekliği ile açıklanmaktadır. Şekil 3'te gösterildiği gibi, elastik olmayan kuvvet talebini ve yer değiştirme sünekliğini ilişkilendirmek için iki farklı yaklaşım kullanılır.

Eşit yer değiştirme prensibi, elastik olmayan bir sistemin nihai yer değiştirmesinin, aynı başlangıç rıjitiği olan bir elastik sistemin yer değiştirmesine eşit olduğunu belirtir.



Şekil 3.3 : Eşit Yer Değiştirme ve Eşit Enerji Prensipleri

Eşit yer değiştirme prensibine göre, elastik ve elastik olmayan talep arasındaki oran, yer değiştirme sünekliği oranına eşittir ($R_\mu = \mu$). Bu daha uzun periyotlu esnek yapılar için tartışmalı olarak geçerlidir. Aşırı bir örnek olarak, sonsuz esnek yapılar için maksimum yer değiştirme, elastik olmayanlık seviyesine bakılmaksızın her zaman tepe yer değiştirmesine eşittir. Öte yandan, eşit enerji ilkesi, elastik bir sistem tarafından dağıtılan enerjinin ve onun elastik olmayan karşılığına eşittir. Böylece süneklik azaltma katsayı $R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$ 'e eşittir, burada μ elastik olmayan sistemin yerdeğiştirme sünekliği oranıdır.

Bu şekilde bir tasarım ekonomik ve uygulanabilir olmayacağıdır. Ekonomik ve uygulanabilir tasarım ancak yapıda sınırlı hasar oluşmasının baştan kabul edilmesi ile yapılabilecektir. Buna göre tasarlanmış bir yapı elasto-plastik davranış gösterecektir. [52]

3.5 Yer Değiştirme Arttırma Katsayısı

ASCE 7-16'da ([53]) azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan görelî kat ötelemelerini, etkin görelî kat ötelemelerine $\frac{C_d}{I}$ oranı ile çarparak dönüştürmektedir. Burada; I , bina önem katsayı, C_d ise *Yer Değiştirme Arttırma Katsayı* olarak adlandırılan katsayı, yapının elastik ötesi davranışında yaptığı en büyük yer değiştirme değerinin, tasarıma esas alınan yatay kuvvetler altında yapmış olduğu yer değiştirme değerine oranı olarak tanımlanmaktadır. Diğer bir ifadeyle C_d katsayı,

yapının elastik durumdaki yer değiştirme değerinden, elastik ötesi durumdaki yer değiştirme değerini (deprem esnasında yapıda meydana gelen gerçek yer değiştirme değeri) elde etmek için kullanılmaktadır.

Depreme dayanıklı yapı tasarımlı, belirli farklarla bütün deprem yönetmeliklerinde, yapının güçlü yer hareketlerine maruz kaldığında hasar almasını, ancak göçmemesini öngörerek yapılmaktadır. Yapının ömrü boyunca belki de hiç karşılaşmayacağı depremlerin etkisi altında elastik davranış göstermesi, yani hiç hasar almaması, ekonomik ve akılçılardan arzu edilen bir tasarım yaklaşımı değildir. Kabul gören tasarım yöntemi, yapının üzerine gelen yükleri, elastik aralıkta tutmak yerine bir miktar elastik-ötesi deformasyon yaparak karşılaması, başka bir deyişle elastik ötesi enerji tüketme kapasitesini kullanmasıdır. Bu amaçla yapı, elastik tasarım spektrumlarından elde edilen ve taşıyıcı sistemin süneklik düzeyine, malzeme türüne, taşıyıcı sistemin yapısına, dinamik özelliklerine ve yapının kullanım amacına bağlı olarak değişen bir katsayıyla azaltılarak, doğrusal elastik olmayan deprem yüklerine göre boyutlandırılır. Yönetmeliklerde "*Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı*"na (R) bağlı olarak belirlenen "*Deprem Yükü Azaltma Katsayısı*", (R_a) bahsi geçen elastik deprem yüklerini azaltmak amacıyla kullanılmaktadır.

Sonuç olarak, şiddetli bir deprem yer hareketi sırasında yapıların elastik olmayan yer değiştirmelere maruz kalması beklenir. Yapılar, genel olarak, tasarımın gerektirdiğinden daha fazla bir dayanıma sahiptir. Bu dayanım fazlalığı, deprem yer hareketi sırasında süneklik talebini azaltır ve daha önce de bahsedildiği gibi çeşitli kaynaklardan sağlanabilir.

Deprem yönetmelikleri her bir yapısal sistem için *Dayanım Fazlalığı Katsayısı* Ω_0 kullanır; bu, gerçek kuvvetin V_y , tasarım kuvvette V_d , bölünmesiyle gösterilir (Şekil 3.1). Bu nedenle, *Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı* R , yapının dayanım fazlalığı ve süneklik azaltma katsayılarının çarpımı haline gelir (Denklem 3.11). Yine benzer prensip, C_d , katsayısı dayanım fazlalığı Ω_0 ve yer değiştirme süneklik oranının çarpımı olarak ifade edilebilir(Denklem 3.12).

$$R = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_d} \Rightarrow R = R_\mu \times \Omega_0 \quad (3.11)$$

$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_d} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_d} \Rightarrow C_d = \mu \times \Omega_0 \quad (3.12)$$

Eğer yapı, tasarım depremi altında V_y 'ye karşılık gelen kat ötelenmesinde tamamen elastik kalırsa ($\delta = \delta_e$), R kat ötelenmelerinin oranına (azaltılmış/etkin) eşittir.

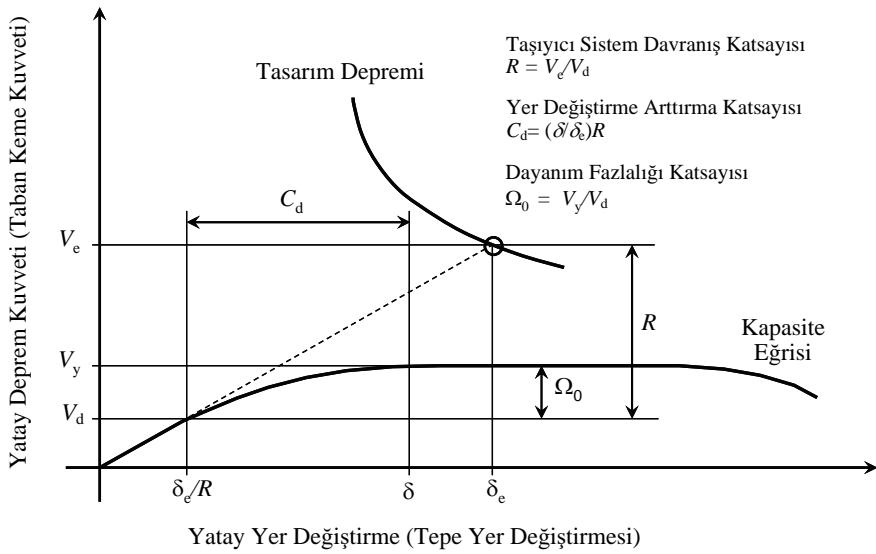
Moment dayanıklı çelik çerçeveler için R ve Ω_0 , ASCE 7-16 da hiçbir yapı yükseklik sınırı olmaksızın, sırasıyla 8 ve 3 olarak verilmiştir. Bu, süneklik azaltma katsayısı (R_μ), 2,67 anlamına gelir. Bu kısa açıklama temelinde, ASCE 7-16, tasarım depremi altında elastik olmayan ötelenmenin (δ) tasarım ötelenmesine, δ_e/R ,oranı olarak C_d 'yi tanımlar. Böylece, C_d aşağıdaki gibi R katsayısının bir parçası haline gelir [16]

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_e} R \quad (3.13)$$

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği ise moment dayanıklı çelik çerçeveler için *Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı* ve *Dayanım Fazlalığı Katsayısı* için sırasıyla 8 ve 3 olarak vermiştir. Buradan da *Süneklik Azaltma Katsayısı* 2,67 anlamına gelir. Fakat TBDY 2018 azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan görelî kat ötelemelerini, etkin görelî kat ötelemelerine dönüştürülmesi amacıyla R/I oranını kullanılmaktadır. Burada; I , *Bina Önem Katsayısı*, R ise *Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı* dır.

Taşıyıcı sistem bakımından aynı özelliklere sahip yapılara ait *Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı* ve *Dayanım Fazlalığı Katsayısı* her iki yönetmelik için farklılık göstermezken, azaltılmış görelî kat ötelemeleri'ni, etkin görelî kat ötelemeleri'ne dönüştüren katsayılar arasındaki farklılık göze çarpmaktadır. Tasarım mühendisi, güvenlik konusunda temkinli olduğu kadar yapının maliyetini de göz önünde bulundurmmalı, gereğinden büyük kesitler seçmemelidir. Özellikle, süneklik düzeyi yüksek çelik çerçeveler'in tasarımında kesitler seçilirken etkin görelî kat ötelemeleri şartının belirleyici olduğu göz önüne alındığında, bu farklılık daha da önemli hale gelmektedir.

Son yayınlanan ATC-63 proje raporunda ([20]) C_d , yapıdaki gerçek elastik olmayan yer değiştirmeye talebini hesaplamanın kolay bir yolunu sağladığını ve genellikle R 'den daha küçük olduğu belirtilmiştir. Şekil 3.4'te C_d 'de dahil olmak üzere binalar için deprem performans katsayılarını inceler.



Şekil 3.4 : FEMA P695'e göre genel yapı davranışısı [20].

Yer değiştirme artırma katsayı ile ilgili yapılan çalışmalar

Chia-Ming Uang and Ahmed Maarouf [15]

1994 yılında yayınlanan çalışma, deprem tasarım yönetmelikleri, öngörülen tasarım deprem kuvveti seviyesindeki elastik analizden hesaplanan ötelenmeleri, bir yer değiştirme artırma katsayı (DAF) ile elastik analizden hesaplanan ötelenmeleri artırrarak, büyük depremlerde meydana gelen maksimum tepe ve kat ötelenmelerini edildiğine dikkat çeker. Bazı deprem tasarım hükümlerinin karşılaştırılması, hem UBC [54] hem de NEHRP'deki ötelenme artırma katsayılarının sırasıyla $3R_w/8$ ve C_d 'ye eşit olan yer değiştirme artırma katsayılarının çok düşük olduğunu ve ihtiyatlı olmayan ötelenme tahminlerine yol açabileceğini göstermiştir. Dört farklı tip binanın sismik tepkilerinin analitik bir incelemesi, büyük depremlerde oluşan ötelenmelerin UBC [54] veya NEHRP yaklaşımı tarafından öngörülenlerden çok daha yüksek olduğunu doğrulamıştır. Yer değiştirme artırma katsayıının, en büyük yer değiştirmelerin tahmin edilmesi için en azından deprem yükü azaltma katsayısına (UBC'de R_w ve NEHRP'de R) yükseltilmesi önerilir. Yapı ve depremin hakim periyodu arasındaki oranın, akma mekanizmalarının tipleri ve yapısal dayanım fazlalığının DAF üzerindeki etkileri de sunulmuştur.

UBC ve NEHRP'de kullanılan yer değiştirme artırma katsayıları hükümlerde önerilen değerlerden düşüktür ve bu nedenle ihtiyatlı olmadığı belirtilmiştir. Bu çalışma,

DAF'ın sırasıyla çatı ya da kat ötelenmesini tahmin etmek için FRF'den biraz daha az ve DAF'den önemli ölçüde daha büyük olabileceğini göstermiştir. Bununla birlikte, sadelik için, FRF'ye eşit bir DAF'ın, büyük depremlerde meydana gelebilecek maksimum kat ötelenmesi ve çatı ötelenmesini tahmin etmek için kullanılması tavsiye etmiştir.

Onur Şeker, Bülent Akbaş, Jay Shen ve A. Zafer Öztürk [16]

Yazarlar 2013 yılında, yer değiştirme arttırma katsayısı 5.5 ve 8.0 alarak, 4,9 ve 20 katlı moment dayanımlı çelik çerçeveli yapılar doğrusal olmayan statik ve dinamik analizlerle moment dayanımlı çerçevelerin yer değiştirme artırma katsayıları hesaplamıştır. Dinamik analizlerde tasarım depremi (50 yılda aşılma olasılığı %10) ve en büyük deprem (50 yılda aşılma olasılığı %2) spektrumlarına ölçekli gerçek deprem kayıtları kullanılmıştır. Ayrıca kirişlerde doğrusal olmayan kesit davranışını için pekleşmesiz ve %5 pekleşmeli modeller kullanılmıştır. Bulunan sonuçlar Çizelge 3.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.1 : Ortalma yer değiştirme artırma katsayıları

	Tasarım Depremi				En büyük Deprem			
	SH = 0		SH = %5		SH = 0		SH = %5	
Tasarım C_d	5.5	8.0	5.5	8.0	5.5	8.0	5.5	8.0
4 katlı	3.75	3.82	3.50	4.60	6.48	6.81	6.66	6.66
9 katlı	3.14	3.31	3.13	3.38	6.50	6.39	6.40	6.39
20 katlı	2.50	2.01	2.50	2.01	4.54	3.22	4.55	3.76

Majid Mohammadi ve Bahram Kordbagh [17]

2017 yılında yapılan çalışmada, ötelenme, yüksek bina tasarımında baskın bir özellikle ve yapısal sistemlerin seçimini etkileyebileceği belirtilmiştir. Yapısal hasarı kontrol etmek için gerçek ötelenmelerin güvenilir bir tahmini hayatı önem taşıdığını, karmaşık ayrıntıları göz önünde bulundurarak ötelenmeyi tahmin etmek dikkate değerdir. Güçlü depremler sırasında kat ötelenmesini tahmin etmek için, deprem tasarım hükümleri genellikle elastik tasarım ötelenmelerini artırmak için bir ötelenme büyütme katsayısı (C_d) belirtir. Bu yönetmeliklerin çoğunda, C_d miktarı, çubuk eleman modellerinden panel bölgesi etkilerini göz önünde bulundurmadan hesaplanır. Bu nedenle, mevcut makalede panel bölgesinin kat ötelenme ve C_d

üzerindeki etkisi araştırılmıştır. C_d , kat sayısından bağımsız olduğu için, 4 katlı çerçeveye, panel bölgesinin farklı kalınlıklarına sahip özel çelik moment çerçeveleri için ölçüt olarak kullanılır. Panel bölgesinin etkisi C_d için bir düzeltme katsayısı olarak sağlanır. Sonuçlar, panel bölgesinin analitik modellerde dikkate alınması gerektiğini göstermektedir; Aksi takdirde, kat ötelenmesi % 35'e kadar küçümsenmiş olacaktır. Son olarak, panel bölgesi kalınlığının bir fonksiyonu olarak C_d üzerindeki panel bölgesi etkilerini dikkate almak için Denklem 3.15'de gösterilen bir ilişki elde edilmiştir.

$$\alpha = 0.0136 \left(\frac{d_c}{t_p} \right) + 0.777 \quad (3.14)$$

burada d_c kolon kesitinin yüksekliği, t_p ise panel bölgesi kalınlığıdır.

$$C_d^* = \alpha \times C_d \quad (3.15)$$

4. PARAMETRİK ÇALIŞMA

4.1 Parametrik Çalışmada Kullanılacak Yapılar

Parametrik çalışma kapsamında seçilen az,orta ve yüksek katlı binalar SAC (SEAOC,ATC,CUREe) projesi kapsamında kullanılan ve detayları FEMA 355-C ([55]) teknik dökümanında verilen bina tipolojilerinden yararlanılmıştır. Planda ve düşey kesitte herhangi bir düzensizlik içermeyen 3, 9 ve 20 katlı üç tipik moment dayanımlı çelik çerçeveli binalar rıjit birleşim kabuli ile TBDY-2018([4]) yönetmeliğinin tasarım şartları uyarınca kesitleri seçilmiştir. Kesit seçimi için amerikan geniş başlıklı profiller tercih edilmiştir, bu profillerin avrupa profillerinden avantajı daha çok kesit sayısının fazla olmasıdır, bu sebeple de tasarımda daha optimize edilmiş elemanlar seçilebilmiştir.

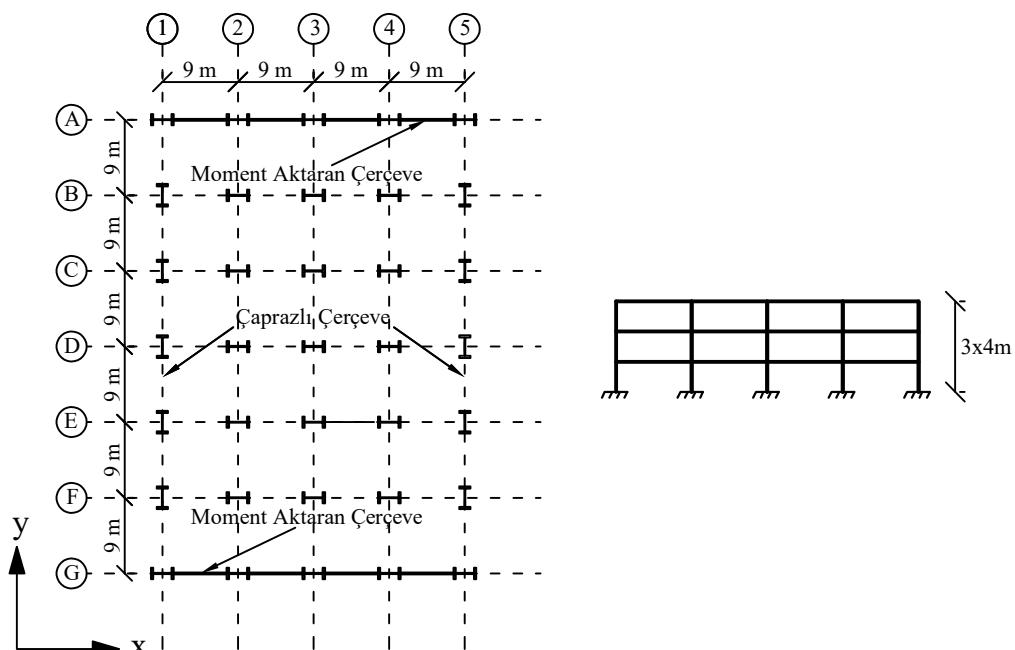
Parametrik çalışma için binalar, deprem yüklerinin tamamının yapının dış akslarında bulunan çerçevelerle taşındığı binalardır. Tasarlanan örnek binaların hepsi planda düzenli bir aks sisteme sahiptir. Yatay yükler bir doğrultuda çaprazlı çerçevelerle, bir doğrultuda ise moment dayanımlı çelik çerçevelerle taşınmaktadır. Bu çalışmanın amacı, yarı rıjit birleşimli moment dayanımlı çelik çerçevelerin birleşim dönme rıjitiğinin yapının yer değiştirmesi üzerine ilişkisini incelemek olduğundan, binaların çaprazlı çerçeve doğrultusunun tasarımını ve davranışını tez kapsamının dışında tutulmuştur. Dolayısıyla sadece moment dayanımlı çelik çerçeveler tasarlanmış ve doğrusal olmayan analizlerle incelenmiştir.

3 katlı yapı, y doğrultusunda 6, x doğrultusunda 4 eşit açıklıktan oluşmaktadır. Toplamda $36 \times 54 = 1944m^2$ 'lik bir kat alanına ve $3 \times 4 = 12m$ 'lik yüksekliğe sahiptir. 9 katlı yapı her iki doğrultuda 5 açıklıklı kare bir plana sahiptir. Toplamda $45 \times 45 = 2025m^2$ 'lik bir kat alanına ve $9 \times 4 = 36m$ 'lik yüksekliğe sahiptir.

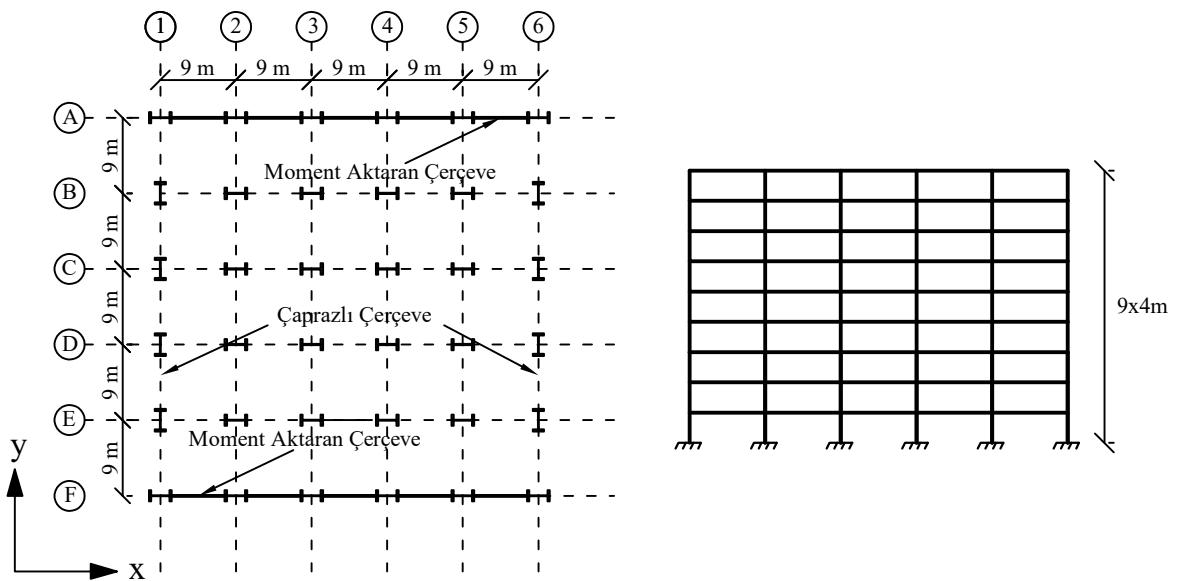
20 katlı yapı, y doğrultusunda 6, x doğrultusunda 5 eşit açıklıktan oluşmaktadır. Toplamda $30 \times 36 = 1080m^2$ 'lik bir kat alanına ve $20 \times 4 = 80m$ 'lik yüksekliğe sahiptir.

3 ve 9 katlı yapılar $1.8m$, 20 katlı yapı ise yaklaşık $1.5m$ arayla yerleştirilen ikincil kirişlerle dösemelerden gelen ölü ve hareketli yükleri ana kirişlere aktarmaktadır.

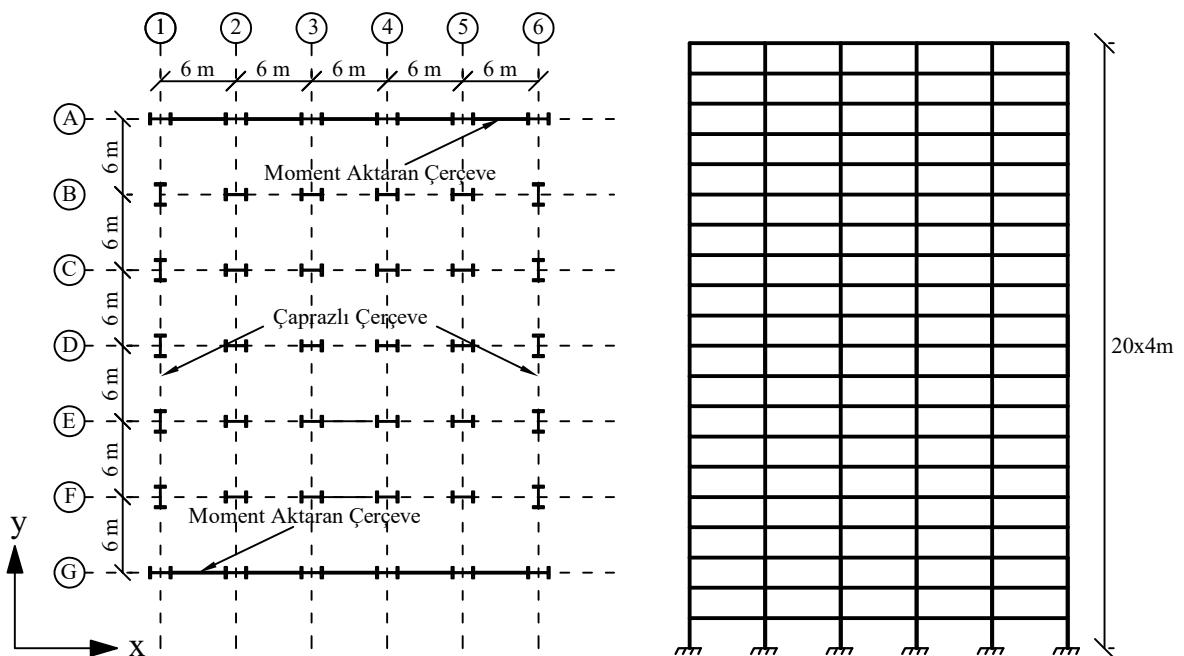
Her üç yapının plan ve analizlerde kullanılan A ve G akslarındaki çerçevelerin düşey kesitleri Şekil 4.1, Şekil 4.2 ve Şekil 4.3 'de verilmiştir. Üç yapının da iç açıklıklarındaki kirişler, uçları mafsallı ve sadece düşey yük taşımaktadır. Yapılar birbirine dik doğrultularda sadece dış çerçevelerle yatay yük taşımaktadır. Yapının y doğrultusunda merkezi çaprazlı çerçeveler kullanılırken x doğrultudaki deprem yükleri sadece moment aktaran çerçeveler tarafından taşınmaktadır. Özette, 3 katlı yapı için, x doğrultusundaki tasarım depremi için, yapının kütlenin yarısı A aksındaki çerçeve tarafından diğer yarısı G aksındaki çerçeve tarafından taşınmaktadır.



Şekil 4.1 : 3 katlı yapının plan ve A,G aksı kesiti.



Şekil 4.2 : 9 katlı yapının plan ve A,F aksı kesiti..



Şekil 4.3 : 20 katlı yapının plan ve A,G aksı kesiti.

4.2 Moment Dayanımlı Çelik Çerçeve Sistemlerin Tasarımı

Analiz ve boyutlandırma hesaplarında, ayrıntıları ÇYTHYE'de([3]) açıklanan Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım Yöntemi (YDKT) kullanılmıştır. Binaların tasarımında kullanılan yükleme kombinasyonlarının belirlenmesinde, TBDY-2018 [4]

ve ÇYTHYE'de([3]) yönetmeliği dikkate alınmıştır. Tasarım ve analizler SAP2000 ([56]) yazılımında yapılmıştır.

Yapıların her biri ofis binası olarak düşünülmüştür. Normal katlarda; ölü yük $5kN/m^2$, hareketi yük $2.5kN/m^2$, çatı katında ise; ölü yük $4kN/m^2$, hareketli yük $1kN/m^2$ alınmıştır. Bütün yapılarda aynı harita spektral ivme katsayıları kullanılmıştır.

Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı, $S_S = 1.5$,

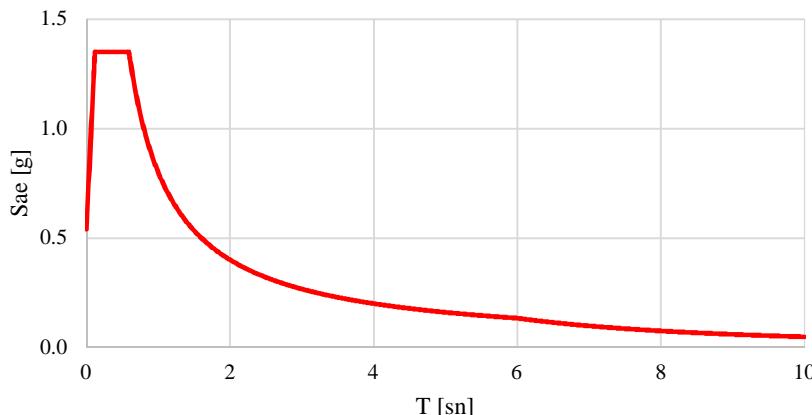
1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı, $S_1 = 1.0$,

Yerel zemin etki katsayıları, $F_S = 0.90$ ve $F_1 = 0.80$,

Bu durumda tasarım spektral ivme katsayıları S_{DS} ve S_{D1} :

$$S_{DS} = S_S \times F_S = 1.5 \times 0.9 = 1.35,$$

$S_{D1} = S_1 \times F_1 = 1.0 \times 0.8 = 0.80$, olarak elde edilmiştir. Bu veriler ışığında yatay tasarım elastik spektrumu Şekil 4.4 'de gösterilmiştir.



Şekil 4.4 : Yatay tasarım elastik spektrumu.

Düşey deprem etkisi ise $E_d^{(z)} = (2/3) S_{DS} G$ şeklinde sabit yükler dahil edilerek,

$$G(1.2 + 0.3(2/3)1.35) = 1.47G,$$

$$G(0.9 - 0.3(2/3)1.35) = 0.63G, \text{ şeklinde dikkate alınmıştır.}$$

Bina taşıyıcı sisteminin sabit ve hareketli yükler ile deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizleri sonucunda elde edilen iç kuvvetler, ÇYTHYE 5.3.1, TBDY 4.4 ve TBDY 9.2.5'e uygun olarak, aşağıdaki şekilde birleştirilecektir. Yatay doğrultuda etkiyen ve stabilité analizinde başlangıç kusurlarının etkisini hesaba katmak amacıyla

tanımlanan fiktif yükler, hem yatay, hem de düşey yükleri içeren yük birleşimlerinde dikkate alınmıştır.

Düşey yük birleşimleri için;

$$1.4G$$

$$1.2G+1.6Q$$

Düşey yük ve deprem etkisi birleşimleri için;

$$1.47G + 0.5Q \pm E_d$$

$$1.47G + 0.5Q \pm 0.3E_d$$

$$0.63G \pm E_d$$

$$0.63G \pm 0.3E_d$$

Burada G sabit yükleri, Q hareketli yükleri, E_d ise ilgili doğrultudaki deprem yükünü tarif eder.

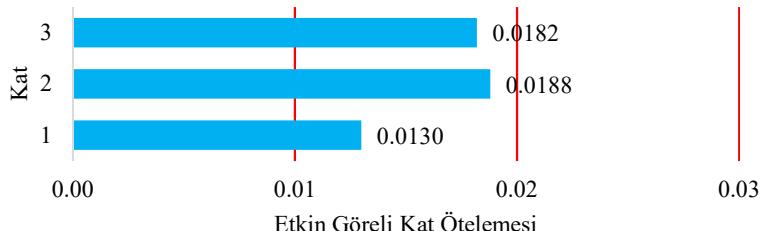
Yapılar ofis binası olarak tasarlandığı için *Bina Önem Katsayısı*, $I = 1.0$ olarak alınmıştır.

Binaların taşıyıcı sistemi, deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerle karşılaşacağı bina olduğu için; *Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı*, $R = 8$ ve *Dayanım Fazlalığı Katsayısı*, $D = 3$ alınmıştır. Bu çalışma az, orta ve yüksek katlı yapılarda bir değerlendirme yapmayı amaçladığı için yönetmeliğin, bina yükseklik sınıfı koşulu dikkate alınmamıştır.

Gevrek malzemeden yapılmış dolgu duvarları ile çerçeve elemanlarının aralarında esnek derzler yapılması, cephe elemanlarının dış çerçevelere esnek bağlantılarla bağlanması veya dolgu duvar elemanın çerçeveden bağımsız olması durumu dikkate alınmış ve λ katsayı binanın gözönüne alınan deprem doğrultusundaki hakim titreşim periyodu için DD-3 deprem yer hareketinin elastik tasarım spektral ivmesi'nin, DD-2 deprem yer hareketinin elastik tasarım spektral ivmesi'ne oranı olarak tanımlanan katsayı : $\lambda = 0.26/0.65 = 0.4$ olarak hesaplanmıştır. κ çelik binalar için 0.5 alınmıştır. Etkin göreli kat ötelemesi ise;

$$\lambda \frac{\delta_{i,\max}}{h_i} \leq 0.016\kappa \rightarrow \frac{\delta_{i,\max}}{h_i} \leq 0.02 \text{ oranı ile kontrol edilmiştir.}$$

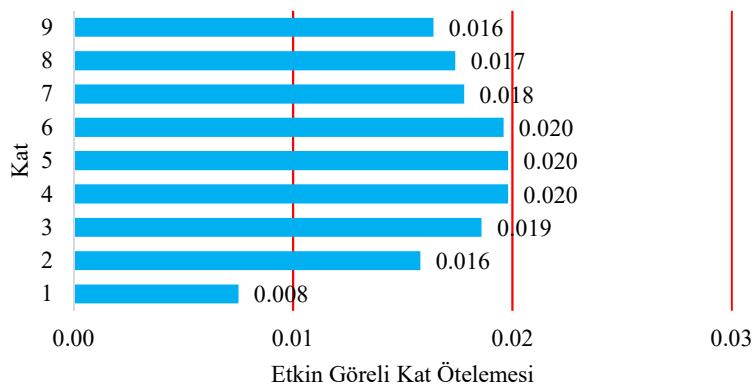
Şekil 4.5 'de 3 katlı, Şekil 4.6 'da 9 katlı, Şekil 4.7 'de 20 katlı rıjıt birleşimli olarak tasarlanan yapıya ait görelî kat ötelemesi gösterilmiştir. Çizelge 4.1 'de 3 katlı yapının, 4.2 'de 9 katlı yapının ve 4.3 'de 20 katlı yapının kesitleri verilmiştir.



Şekil 4.5 : 3 katlı rıjıt birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.

Çizelge 4.1 : 3 katlı yapının kesitleri

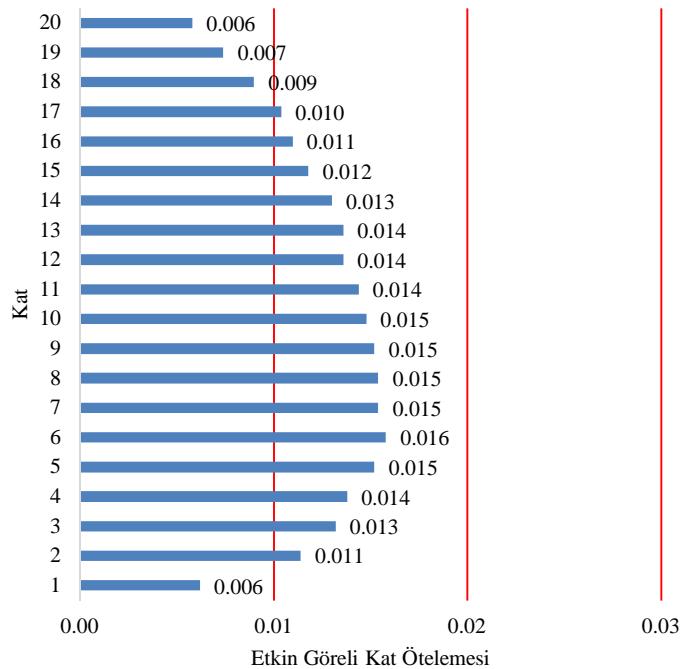
Kat	Dış Kolon	İç Kolon	Kiriş
3	W27x102	W27x114	W18x40
2	W27x114	W27x129	W21x62
1	W27x114	W27x129	W21x62



Şekil 4.6 : 9 katlı rıjıt birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.

Çizelge 4.2 : 9 katlı yapının kesitleri

Kat	Dış Kolon	İç Kolon	Kiriş
9	W27x258	W27x281	W18x65
8	W27x258	W27x281	W18x65
7	W27x281	W27x307	W27x94
6	W27x281	W27x307	W27x94
5	W27x336	W27x368	W27x114
4	W27x336	W27x368	W27x114
3	W27x539	W27x539	W27x129
2	W27x539	W27x539	W27x129
1	W27x539	W27x539	W27x129



Şekil 4.7 : 20 katlı rıjıt birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.

Çizelge 4.3 : 20 katlı yapının kesitleri

Kat	Dış Kolon	İç Kolon	Kiriş
20	W27x281	W27x281	W21x83
19	W27x281	W27x281	W21x83
18	W27x281	W27x281	W21x83
17	W27x281	W27x281	W21x83
16	W27x307	W27x307	W24x94
15	W27x307	W27x307	W24x94
14	W27x307	W27x307	W24x94
13	W27x307	W27x307	W24x94
12	W27x336	W27x336	W27x94
11	W27x336	W27x336	W27x94
10	W27x336	W27x336	W27x94
9	W27x336	W27x336	W27x94
8	W27x368	W27x368	W27x102
7	W27x368	W27x368	W27x102
6	W27x368	W27x368	W27x102
5	W27x368	W27x368	W27x102
4	W27x539	W27x539	W27x114
3	W27x539	W27x539	W27x114
2	W27x539	W27x539	W27x114
1	W27x539	W27x539	W27x114

EKA'de 3,9 ve 20 katlı yapıların yarı rıjıt birleşimli 3,9 ve 20 katlı yapıların etkin göreli kat ötelemesi grafikleri verilmiştir.

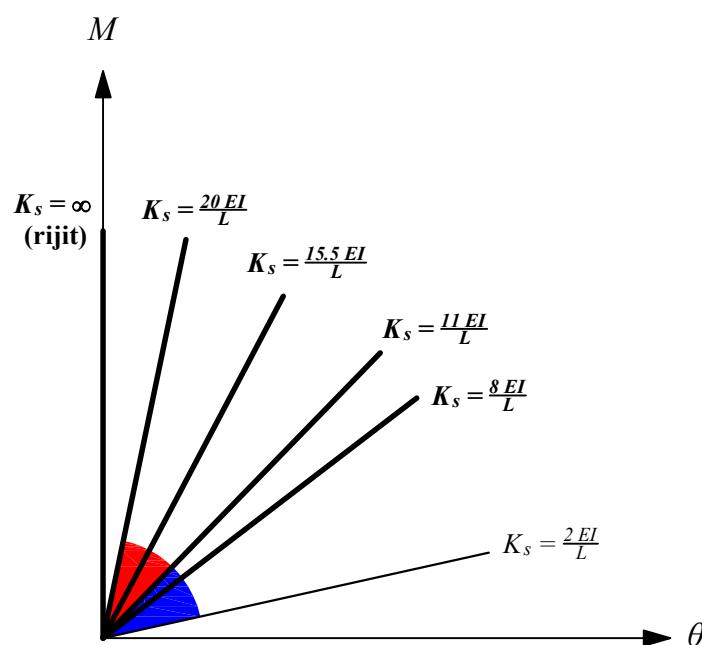
TBDY 2018'nin etkin göreli kat ötelemeleri şartına göre tasarlanan iki boyutlu çerçeveler SAP2000 [56] analiz programı kullanılarak oluşturulmuştur. Çerçevelerin 1. doğal titreşim periyotları Çizelge 4.4'de verilmiştir.

Çizelge 4.4 : Yapıların hakim titreşim periyotları

	Rıjıt	20 EI/L	15.5 EI/L	11 EI/L	8 EI/L
3 katlı	1.23 sn	1.44 sn	1.46 sn	1.51 sn	1.81 sn
9 katlı	2.14 sn	2.43 sn	2.50 sn	2.60 sn	2.73 sn
20 katlı	3.57 sn	4.17 sn	4.27 sn	4.44 sn	4.65 sn

4.3 Birleşim Dönme Rıjıtılıklarının Seçimi ve Modellenmesi

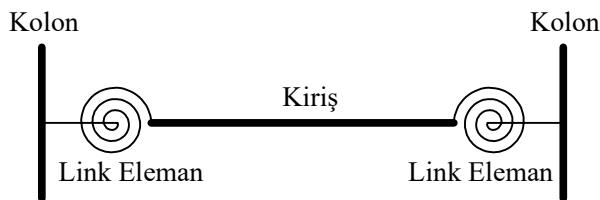
Tez çalışması kapsamında moment dayanımlı çelik çerçevelerin birleşim dönme rıjıtlığı parametresi olarak Bölüm 3'te (3) detaylı olarak anlatılan AISC 360-16 yönetmeliğine uygun şekilde 5 ayrı dönme rıjıtlığı seçilmiştir. Bu seçimi Şekil 4.8'de de görüldüğü üzere, sonsuz rıjıt duruma ek olarak, rıjıt durumun alt sınırı ve mafsallı durumun üst sınırını eşit açı ile bölen 2 adet dönme rıjıtlığı ve en düşük yarı-rıjıt birleşim dönme rıjıtlığı için ise Eurocode yönetmeliğinde yatay ötelenmesi tutulmuş çerçevelerde yarı-rıjıt birleşimler için üst sınır olan 8 EI/L kullanılmıştır.



Şekil 4.8 : Parametrik çalışmada kullanılan birleşim dönme rıjıtılıkleri.

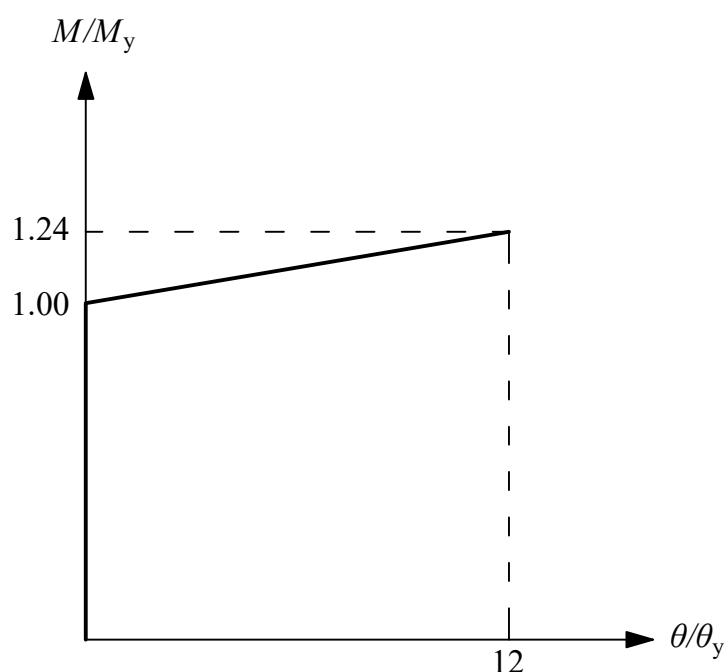
Şekil 4.9'de, Link elemanlar ayrı birer eleman olarak tanımlanmıştır. Ayrıca, Link elemanı modellemesinde önemli bir nokta uzunluk tanımıdır. Tüm çerçeve analizlerinde, Link elemanı uzunluğu 10 cm olarak seçilmiştir. Bu varsayımin referansı, bazı gerçek birleşimlerin ve bunların yaklaşık uzunlıklarının gözlemlenmesi olmuştur. Link elemanlarının yüklenmesi ise, kirişlerin tasarımda kullanılan aynı düşey yükler Link elemanlarına etkilemiştir.

Bu çalışma kapsamında daha önce de bahsedildiği gibi yarı-rijit birleşimlerin davranışını güçlü eksende eğilme yönetmektedir ve doğrusal olmayan kuvvetlerin sadece güçlü eksen momenti ile birleşim davranışını etkilediği varsayılmıştır.



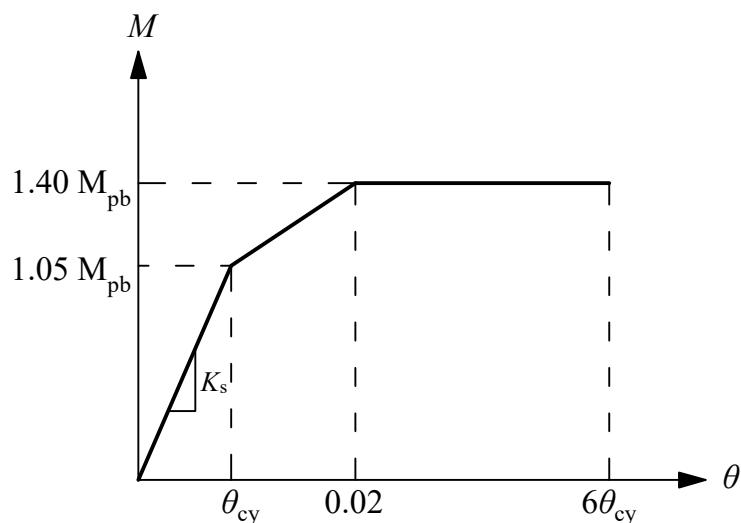
Şekil 4.9 : Link elemanlar.

Kolonlar da ASCE 41-13 yönetmeliğinin önerdiği eksenel kuvvet-eğilme momenti etkileşimli doğrusal olmayan davranış modeli kullanılmıştır. Kirişlerin doğrusal olmayan davranışı için Şekil 4.10 'de gösterilen kesitlerin güçlü eksende eğilme davranışını modellendiği moment-dönme ilişkisi ifade edilmiştir.



Şekil 4.10 : Kiriş elemanlarının doğrusal olmayan eğilme davranışı modeli.

Yarı rıjıt birleşimlerin modellenmesinde kullanılan link elemanlarının eğilme davranışları Şekil 4.11'de gösterilmiştir. Burada dikkat çeken husus birleşimlerin kırışlarından güçlü olduğudur. Bu grafikte M_{pb} birleşimin bağlı olduğu kirişin plastik moment kapasitesini, θ_{cy} ise birleşimlerin birleşimin akma anındaki dönmesini göstermektedir. Birleşimler için 0.02 dönme değerinde nihai moment kapasitesine ulaştığı kabul edilmiştir. Birleşimlerin nihai dönme değerleri için ise TBDY-2018 yönetmeliğinin süneklik düzeyi yüksek kırışlarde kontrollü hasar için öngördüğü plastik dönme miktarıdır. Birleşimlerin pekleşme miktarı ise TBDY-2018 yönetmeliğince yapılan birleşimlerin boyutlandırılmasında kullandığı pekleşme katsayısı olarak kabul edilmiştir.



Şekil 4.11 : Yarı rıjıt birleşimlerin doğrusal olmayan eğilme davranışları modeli.

5. ÇERÇEVELERİN YER DEĞİŞTİRME ARTTIRMA KATSAYISININ BELİRLENMESİ

5.1 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi

Doğrusal elastik olmayan statik itme analizinde yapıya monotonik olarak artan yatay kuvvet modelleri uygulanır ve yapısal elemanların doğrusal olmayan davranışları izlenir. Elemanlarda akma gözlemlendikçe yapının yatay rıjitliği azalır. Bu, yapının yük taşıma kapasitesinin bir kısmını kaybetmesine neden olur. Bu yükleme önceden belirlenmiş bir tepe yer değiştirmesine ulaşılana kadar adım adım devam ettirilir. Tüm adımlar sırasında yapının taban kesme kuvveti ve tepe yer değiştirmesi kaydedilir. Taban kesme kuvvette kararlı tepe yer değiştirmesi olarak çizilen grafik ötelenme eğrisini başka bir deyişle yapının kapasite eğrisidir.

Yapıların kapasiteleri hakkında fikir sahibi olmak amacıyla, yapılar tek modlu doğrusal elastik olmayan statik itme analizine tabi tutulmuştur. İtme analizi, temel olarak, çok serbestlik dereceli sistemlerin deprem esnasındaki tepkisinin, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemlerin tepkisiyle benzer olacağı kabulüne dayanmaktadır. Bu dönüşüm, aynı zamanda, yapının depreme verdiği tepkinin tek bir mod (hakim titreşim modu) tarafından kontrol edildiği ve deprem boyunca sabit kaldığıdır. Literatürdeki çalışmalar, bu kabullerin, 1. modun hakim olduğu yapılarda doğrulaşılmıştır.

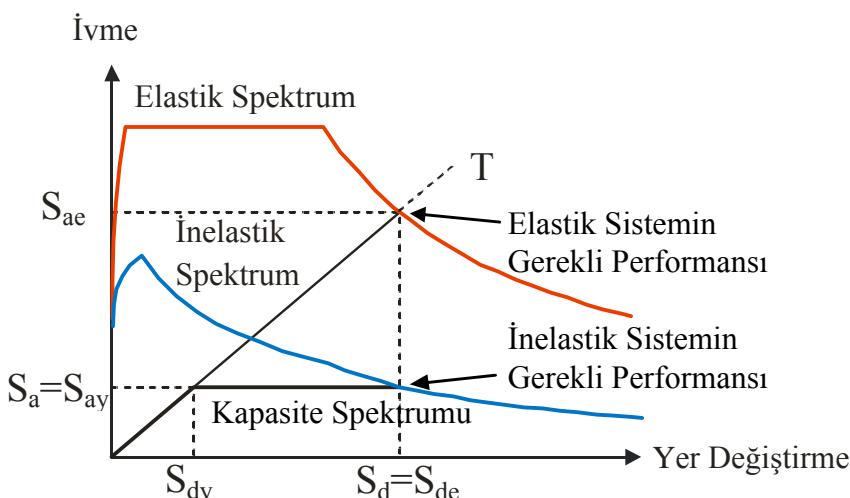
5.1.1 Kapasite Spektrumu Metodu

Kapasite Spektrumu Yöntemi (Capacity Spectrum Method) adı altında Sigmund Freeman'ın geliştirdiği ve daha sonra ayrıntılı olarak ATC-40 [57] dokümanında yer alan yöntemi oluşturmuştur. Yapısal kapasite ve deprem talebi arasında açık bir karşılaştırma yapmak için, kapasite spektrumu metodu gibi yenilikçi yöntemler geliştirilmiştir. Bu metod, yapının kapasitesini (ötelenme eğrisi) yapıdaki taleplerle (tepki spektrumları) karşılaştırılan performansa dayalı bir sismik analiz tekniğidir. İki

eğrinin grafiksel kesişimine, talebin temsil ettiği bir depremde yapının muhtemel tepkisine “performans noktası” denir. Kapasite Spektrumu Metodu, yapının belirli bir deprem altındaki olası davranışını basit bir grafiksel olarak tahmin etmek için bir araçtır. KSM’un grafiksel ve sezgisel doğasını takip etmeyi kolaylaştırmak için, talep spektrumları, geleneksel spektral ivme ve periyot formatı yerine, ivme-yer değiştirmeye tepki-spektrumu (ADRS) olarak bilinen, spektral ivme ile spektral yer değiştirmeye olarak sunulur.

Bir binanın doğrusal elastik olmayan itme analizi normalde binanın tabanındaki kesme kuvveti ile çatı yer değiştirmesi arasındaki ilişkiyi gösterir. Taban kesme kuvvetini spektral ivmelere ve çatı yer değiştirmelerini ise eşdeğer spektral yer değiştirmelere dönüştürerek, yer değiştirmeye alanına karşı ivme alanında bir kapasite spektrumu elde edilebilir.

Böyle bir kapasite spektrumu, ADRS formatındaki tepki spektrumu ile birlikte çizilebilir ve bu kapasite spektrumunun tepki spektrumunu kestiği nokta performans noktası olarak isimlendirilir. Bu nokta spektral ivme ve yer değiştirmenin, ilgili yapıda bir depremde meydana gelebilecek hasarın tahmin edilmesini sağlar. Yöntemi açıklamak için, Şekil 5.1 karşılık gelen elastik olmayan talep spektrumu ile birlikte elasto-plastik olarak tepki veren bir yapının kapasite spektrumunu göstermektedir.



Şekil 5.1 : Kapasite spektrumu metod ile deprem performansı değerlendirmesi.

Kapasite eğrisinin ve talep spektrumunun buluştuğu nokta, gereken performans noktasıdır ve yapının kapasite eğrisi, bu deprem seviyesindeki göçmenin önlenmesi

gereksinimini karşılamak için ilgili elastik olmayan talep spektrumunu kesmelidir. Yapının bir depremde elastik kalması için ise, kapasite spektrumu o deprem için elastik tepki spektrumunu elastik aralığında (yani akma noktasından önce) kesmelidir.

Zarifliği ve sadeliğine rağmen, kapasite spektrumu metodu temel olarak iki nedenden dolayı eleştirlmiştir: sıfır noktasından maksimum yer değiştirmeye kadar ki sekant rijitliği, eşdeğer doğrusal sistemin rijitliğinin zayıf bir temsilidir; ve belirtilen eşdeğer sönüm değerlerinin, elastik olmayan tepki spektrumlarının tutarsız bir şekilde temsil ettiği görülmektedir. Bu konu son zamanlarda dikkat çekmiş ve yer değiştirme tahmininin tutarlığını iyileştirmek için çaba gösterilmektedir.

Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi

Elde edilen ötelenme eğrisinin, çerçevenin deprem performansını belirleyebilmek için öncelikle eder tek serbestlik dereceli sistemin kapasite erisine dönürtlmesi gerekmektedir. İlgili düğüm noktasına ait hakim titreşim modunun yer değiştirme değeri ve modal katılım çarpanı kullanılarak çok serbestlik dereceli sisteme ait yer değiştirme değerleri tek serbestlik dereceli sisteme ait spektral yer değiştirme değerlerine dönüştürülecektir. Birinci moda ait modal sözde ivme değerlerini elde etmek için Denklem 5.1'de gösterildiği gibi taban kesme kuvveti değerleri etkin kütleye bölünecektir [4].

$$a_1 = \frac{V_{t1}}{m_{t1}} \quad (5.1)$$

Burada;

V_{t1} : İtme analizi sırasında yapının tepesinde elde edilen birinci moda ait taban kesme kuvveti,

m_{t1} : Modal etkin kütle.

Birinci moda ait modal yer değiştirme değerlerini elde etmek için ise Denklem 5.2'de gösterildiği gibi birinci moda ait yer değiştirme birinci modun modal genliğine ve katkı çarpanına bölünecektir.

$$d_1 = \frac{u_{n1}}{\phi_{n1}\Gamma_1} \quad (5.2)$$

Burada;

u_{n1} : İtme analizi sırasında yapının tepesinde elde edilen birinci moda ait yer değiştirmeye değeri,

ϕ_{n1} : Yapının tepesinde elde edilen birinci moda ait mod şekli genliği,

Γ_1 : Birinci moda ait modal katkı çarpanıdır.

Talep Eğrisinin Elde Edilmesi

Seçilen tasarım spektrumunun ivme-yer değiştirmeye spektrumu formuna dönürtürülmesiyle talep eğrisi elde edilir. Modal tek serbestlik dereceli sistemde enbüyük yer değiştirmeye, Denklem 5.3'te gösterildiği gibi doğrusal olmayan spektral yer değiştirmeye olarak tanımlanır:

$$S_{d1} = C_R S_{de} \quad (5.3)$$

Burada;

S_{de} : Elastik tasarım spektral yerdeğiştirmeye değeri,

C_R : Spektral yerdeğiştirmeye oranı'ni göstermektedir.

Spektral yerdeğiştirmeye oranı Denklem 5.4 ve Denklem 5.5'de tarif edilmiştir.

$$C_R = 1 \quad T_1 > T_B \quad (5.4)$$

$$C_R = \frac{1 + (R_y - 1) \frac{T_B}{T_1}}{R_y} \geq 1 \quad T_1 \leq T_B \quad (5.5)$$

Elastik tasarım spektral yerdeğiştirmeye değeri ise Denklem 5.5'da tarif edilir

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (5.6)$$

3 Katlı Yapının Yer Değiştirmeye Arttırma Katsayısının Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Elde Edilmesi

Aşağıda TBDY 2018'e göre tasarlanan 3 katlı rıjıt birleşimlere sahip yapının doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirmeye değerinin belirlenmesi amacıyla yapılan hesap

adımları özetlenmiştir. Yerel zemin sınıfı olarak ZB seçilmiş ve kısa periyot tasarım spektral ivmesi $S_{DS} = 1.35$ ve 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivmesi $S_{D1} = 0.80$ olarak hesaplanmıştır.

$$T_1 = 1.23\text{sn}, T_L = 6.00\text{sn}, T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.12\text{sn} \text{ ve } T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.59\text{sn}$$

$$T_B \leq T_1 \leq T_L \text{ olduğundan; } S_{a1} = \frac{S_{D1}}{T_1} = \frac{0.80}{1.23} = 0.65\text{g}$$

$$S_{ae1} = 0.65 \times 9.81 = 6.38\text{m/s}^2$$

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \frac{1.23^2}{4\pi^2} \times 6.38 = 0.245\text{m}$$

$$T_1 > T_B \text{ olduğundan; } C_R = 1 \Rightarrow S_{d1} = S_{de} = d_1$$

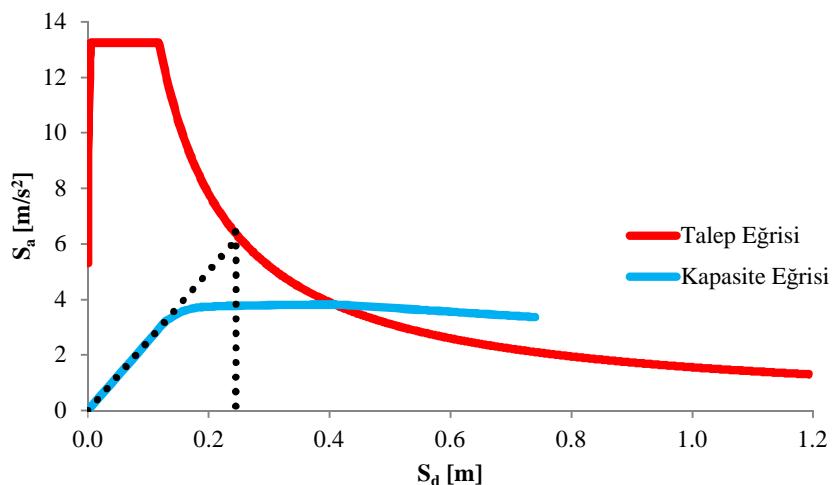
Elde edilen yer değiştirme değeri, eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme ait olduğundan yapının gerçek yer değiştirme değeri Denklem 5.2 kullanılarak elde edilebilir;

$$d_1 = 0.245\text{m}; \phi_{n1} = 0.040; \Gamma_1 = 33.79$$

$$u_{n1} = d_1 \phi_{n1} \Gamma_1 \Rightarrow u_{n1} = 0.245 \times 0.040 \times 33.79 = 0.3311\text{m} \rightarrow 33.11\text{cm}$$

Bu değer 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depreminin yapıdan talep ettiği yer değiştirme değerini göstermektedir. Cd katsayısının hesaplanmasında kullanılan tasarım yer değiştirmesi (Δ_d), tasarıma esas alınan taban kesme kuvetine karşılık gelen tepe yer değiştirmesi olup, Şekil 6.1'de verilmiş olan kapasite eğrisinden elde edilmiştir. Bu veriler ışığında yer değiştirme artırma katsayı C_d ;

$$C_d = \frac{u_{n1}}{\Delta_d} = \frac{33.11}{5.45} = 6.07 \text{ olarak elde edilir.}$$



Şekil 5.2 : 3 Katlı yapıya ait kapasite eğrisi ve talep eğrisi.

9 Katlı Yapının Yer Değiştirme Arttırma Katsayısının Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Elde Edilmesi

Aşağıda TBDY 2018'e göre tasarlanan 9 katlı rıjıt birleşimlere sahip yapının, aynı yerel zemin sınıfı ve spektral ivme değerleri kullanılarak, doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme değerinin belirlenmesi amacıyla yapılan hesap adımları özetlenmiştir;

$$T_1 = 2.14\text{sn}, T_L = 6.00\text{sn}, T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.12\text{sn} \text{ ve } T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.59\text{sn}$$

$$T_B \leq T_1 \leq T_L \text{ olduğundan; } S_{a1} = \frac{S_{D1}}{T_1} = \frac{0.80}{2.14} = 0.37\text{g}$$

$$S_{ae1} = 0.37 \times 9.81 = 3.67\text{m/s}^2$$

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \frac{2.14^2}{4\pi^2} \times 3.67 = 0.426\text{m}$$

$$T_1 > T_B \text{ olduğundan; } C_R = 1 \Rightarrow S_{d1} = S_{de} = d_1$$

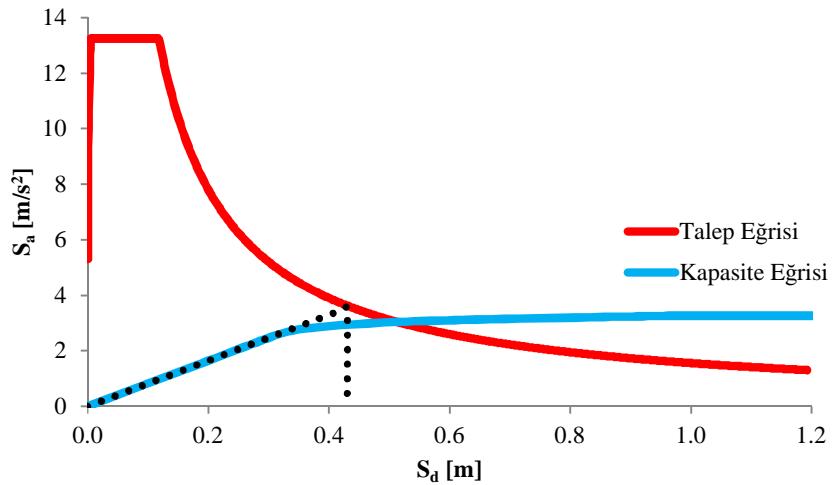
Elde edilen yer değiştirme değeri, eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme ait olduğundan yapının gerçek yer değiştirme değeri Denklem 5.2 kullanılarak elde edilebilir;

$$d_1 = 0.426\text{m}; \phi_{n1} = 0.024; \Gamma_1 = 59.90$$

$$u_{n1} = d_1 \phi_{n1} \Gamma_1 \Rightarrow u_{n1} = 0.426 \times 0.024 \times 59.90 = 0.6124\text{m} \rightarrow 61.24\text{cm}$$

Bu değer 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depreminin yapıdan talep ettiği yer değiştirme değerini göstermektedir. C_d katsayısının hesaplanması sırasında kullanılan tasarım yer değiştirmesi (Δ_d), tasarıma esas alınan taban kesme kuvvetine karşılık gelen tepe yer değiştirmesi olup, Şekil 6.17'de verilmiş olan kapasite eğrisinden elde edilmiştir. Bu veriler ışığında yer değiştirme arttırma katsayısı C_d ;

$$C_d = \frac{u_{n1}}{\Delta_d} = \frac{61.24}{12.50} = 4.90 \text{ olarak elde edilir.}$$



Şekil 5.3 : 9 Katlı yapıya ait kapasite eğrisi ve talep eğrisi.

20 Katlı Yapının Yer Değiştirme Arttırma Katsayısının Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Elde Edilmesi

Aşağıda TBDY 2018'e göre tasarlanan 20 katlı rıjıt birleşimlere sahip yapının, aynı yerel zemin sınıfı ve spektral ivme değerleri kullanılarak, doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme değerinin belirlenmesi amacıyla yapılan hesap adımları özetlenmiştir;

$$T_1 = 3.57 \text{sn}, T_L = 6.00 \text{sn}, T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.12 \text{sn} \text{ ve } T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.59 \text{sn}$$

$$T_B \leq T_1 \leq T_L \text{ olduğundan; } S_{a1} = \frac{S_{D1}}{T_1} = \frac{0.80}{3.57} = 0.22 \text{g}$$

$$S_{ae1} = 0.22 \times 9.81 = 2.20 \text{m/s}^2$$

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \frac{3.57^2}{4\pi^2} \times 2.20 = 0.710 \text{m}$$

$$T_1 > T_B \text{ olduğundan; } C_R = 1 \Rightarrow S_{d1} = S_{de} = d_1$$

Elde edilen yer değiştirme değeri, eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme ait olduğundan yapının gerçek yer değiştirme değeri Denklem 5.2 kullanılarak elde edilebilir;

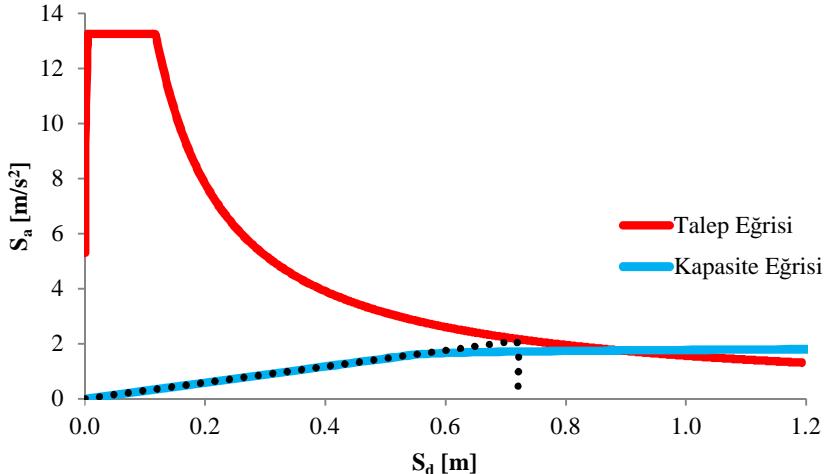
$$d_1 = 0.710 \text{m}; \phi_{n1} = 0.020; \Gamma_1 = 66.93$$

$$u_{n1} = d_1 \phi_{n1} \Gamma_1 \Rightarrow u_{n1} = 0.710 \times 0.020 \times 66.93 = 0.9504 \text{m} \rightarrow 95.04 \text{cm}$$

Bu değer 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depreminin yapıdan talep ettiği yer değiştirme değerini göstermektedir. C_d katsayısının hesaplanması sırasında kullanılan tasarım yer değiştirmesi (Δ_d), tasarıma esas alınan taban kesme kuvvetine karşılık

gelen tepe yer değiştirmesi olup, Şekil 6.33'de verilmiş olan kapasite eğrisinden elde edilmiştir. Bu veriler ışığında yer değiştirme arttırma katsayısı C_d ;

$$C_d = \frac{u_{n1}}{\Delta_d} = \frac{95.04}{17.78} = 5.34 \text{ olarak elde edilir.}$$

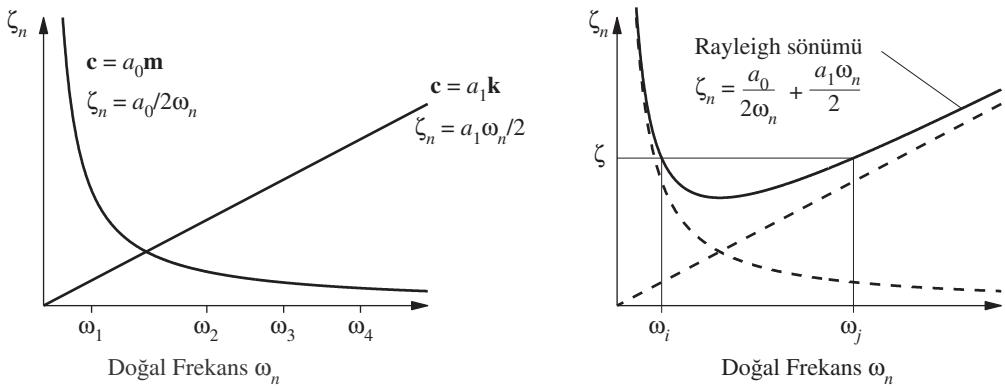


Şekil 5.4 : 20 Katlı yapıya ait kapasite eğrisi ve talep eğrisi.

5.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz

Yapının doğrusal olmayan davranışını incelenmek üzere zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler yapılmıştır. Dinamik analizler statik analizlerden farklı olarak monotonik bir yükleme modeli yerine yapıya doğrudan yer hareketine maruz bırakmaktadır. Bu da yapının gerçek depremlerdeki davranışına daha yakın bir tepkiyi ölçme imkanı verir. Bu dinamik analizde yapıda dikkate alınması gereken sönüümün etkisi Rayleigh sönüümüyle tanımlanmıştır. Her bir çerçeveyin kütle ve rijitlikle orantılı sönüüm parametreleri için birinci ve kütle katılım oranının yüzde 95'i bulduğu periyotlar kullanılarak, bu iki periyot arasındaki sönüüm oranın %5'den düşük olduğu duruma göre belirlenmiştir.

Şekil 5.5 'de doğal frekans-sönüüm oranı ilişkisi, Rayleigh sönüümü ile gösterilmiştir. Rayleigh sönüümünde sönüüm matrisi \mathbf{C} , kütle matrisi \mathbf{M} ve rijitlik matrisi \mathbf{K} 'nın ve Denklem 5.7'de ifade edildiği gibi doğrusal bir fonksiyonudur.



Şekil 5.5 : Doğal Frekans-Sönüüm Oranı İlişkisi ve Rayleigh Sönüümü.

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K} \quad (5.7)$$

Burada a_0 ve a_1 sırasıyla kütle ve rijitlik matrisi katsayıları olup doğal frekanslara bağlı olup Denklem 5.8'deki gibi tanımlanmaktadır.

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j}, \quad a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (5.8)$$

Burada ω_i ve ω_j , i ve j modlarının açısal frekansları ve ζ ise bu modların sahip olduğu sönüüm oranıdır [58].

5.2.1 Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklendirilmesi

Bu çalışmada kullanılan gerçek yer hareketleri seçilirken ATC 63 (2009) [20] yönetmeliğinde önerilen depremler arasından faya uzak depremler kayıtları dikkate alınmıştır. Bu yönetmeliğe göre yer hareketlerinin seçiminde aşağıdaki kriterler göz önüne alınmalıdır.

- büyük magnitüdlere sahip deprem kayıtlarını kullanmayı, $M_w \geq 6.5$,
- hem doğrultu atımlı (strike-slip), hem de ters atımlı (reverse) kaynak mekanizmasına sahip deprem kayıtları kullanmayı,
- sert zeminde kaydedilmiş deprem kayıtları kullanmayı ($V_s > 180m/s$),
- her depremden belirli kayıt sayısı kullanmayı (bir deprem için en fazla iki kayıt),
- güçlü deprem kayıtları kullanmayı, $PGA > 0.2g$ ve $PGV > 15cm/s$.

Ayrıca ATC 63 (2009) [20] deprem kayıtlarının seçimini, tüm yapı tiplerine uygun olmasını ve farklı deprem bölgelerinde kullanılabilir olmasını göz önüne alarak yapmıştır. Çizelge 5.1'de $(V_S)_{30}$ [m/sn], PGA [g], PGV [cm/sn] olmak üzere, özellikleri verilen deprem kayıtları PEER veri tabanından [59] alınmış ve yatay elastik tasarım spektrumuna ölçeklenmiştir. Parametrik çalışmada iki boyutlu çerçeveye sistemler kullanıldığı için TBDY 2018 [4] yönetmeliği uyarınca seçilen tüm kayıtlara ait spektrumların ortalamasının $0.2T_p$ ve $1.5T_p$ periyotları arasındaki genliklerinin, tanımlanan tasarım spektrumunun aynı periyot aralığındaki genliklerinden daha küçük olmaması koşulu göz önünde bulundurularak, deprem yer hareketlerinin genlikleri ölçeklendirilmiştir. Ölçeklendirilen gerçek deprem kayıtlarının ölçeklendirme katsayıları EK B'de Çizelge B.1 olarak verilmiştir.

Çizelge 5.1 : Seçilen yer hareketi kayıtları

Deprem İsmi	Yıl	Büyüklük	Mekanizma	$(V_S)_{30}$	PGA	PGV
San Fernando	1971	6.61	Ters	316.46	0.21	19
Friuli_ Italy-01	1976	6.50	Ters	505.23	0.35	31
Imperial Valley-06	1979	6.53	Doğrultu	196.25	0.38	42
Superstition Hills-02	1987	6.54	Doğrultu	316.64	0.45	36
Northridge-01	1994	6.69	Ters atımlı	355.81	0.52	63
Northridge-01	1994	6.69	Ters atımlı	325.60	0.48	45
Kobe_ Japan	1995	6.90	Doğrultu	256.00	0.24	38
Kocaeli_ Turkey	1999	7.51	Doğrultu	281.86	0.36	59
Hector Mine	1999	7.13	Doğrultu	726.00	0.34	42

Yer Değiştirme Arttırma Katsayısının Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz ile Elde Edilmesi

C_d katsayının hesaplanabilmesi için daha önce de bahsedildiği gibi depremin yapıdan talep ettiği yer değiştirme değerine ihtiyaç vardır. Doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda kullanılan her bir depremin en büyük tepe yer değiştirmesi bize depremlerin yer değiştirme talebini verecektir. Daha sonra elde edilen yer değiştirme talepleri tasarım yer değiştirme değerine oranlanarak C_d katsayısı elde edilecektir.

6. ANALİZ SONUÇLARI

Bu bölümde parametrik çalışma kapsamında yapılan statik ve dinamik analizlerin sonuçları verilecektir. Staik analizlerde yapıların eksenleri tepe deplasmanı ve taban kesme kuvveti olan kapasite eğrileri gösterilecek ve dinamik analizlerde ise yapıların kapasite eğrisi grafikleri üzerindeki durumları işaretlenecektir. Statik analiz sonuçları ilgili yapı ait farklı birleşim dönme rüjütlikleri ile karşılaşılmalı bir biçimde verilmiştir. Ayıca dinamik analiz sonuçların yorumlamasında açıklık getirmesi adına sonuçlar taban kesme kuvetinin yapının etkin kütlesine oranı olan taban kesme kuvveti oranı ile tepe yer değiştirmesinin yapı yüksekliğine oranı olan tepe deplasmanı oranı olarak gösterilmiş ve bu iki grafik yan yana verilerek yapı davranışının daha iyi anlaşılması hedeflenmiştir. Doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarının daha doğru değerlendirilmesi amacıyla iki gerçek durum ve bir de literatürde sıkça karşılaşılan gerçek olmayan duruma ait sonuçlar gösterilecektir. Burada gerçek olmayan durumdan kasıt dinamik analizde iki üç sonucun aynı anda oluşmadığıdır.

Gerçek durumlar;

- yapının en büyük tepe yer değiştirmesi değerine ulaştığı andaki taban kesme kuvveti; Durum-1 olarak isimlendirilmiştir.
- yapının en büyük taban kesme kuvveti değerine ulaştığı andaki tepe yer değiştirmesi; Durum-2 olarak isimlendirilmiştir.

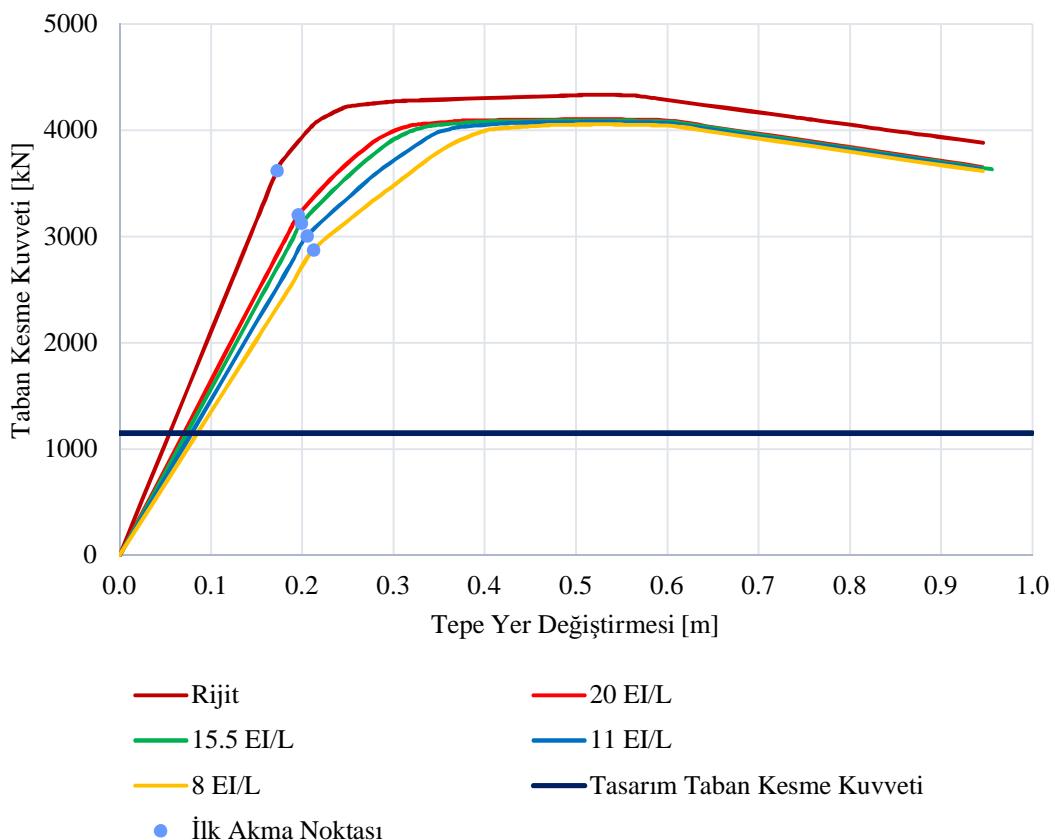
Gerçek olmayan durum ise;

- yapının en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti; Durum-3 olarak isimlendirilmiştir.

Doğrusal olmayan statik ve dinamik sonuçlar bir arada verilerek statik sonuçlardaki kesinlik ile dinamik sonuçlardaki saçılım göstermek amaçlanmıştır.

6.1 3 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analiz Sonuçları

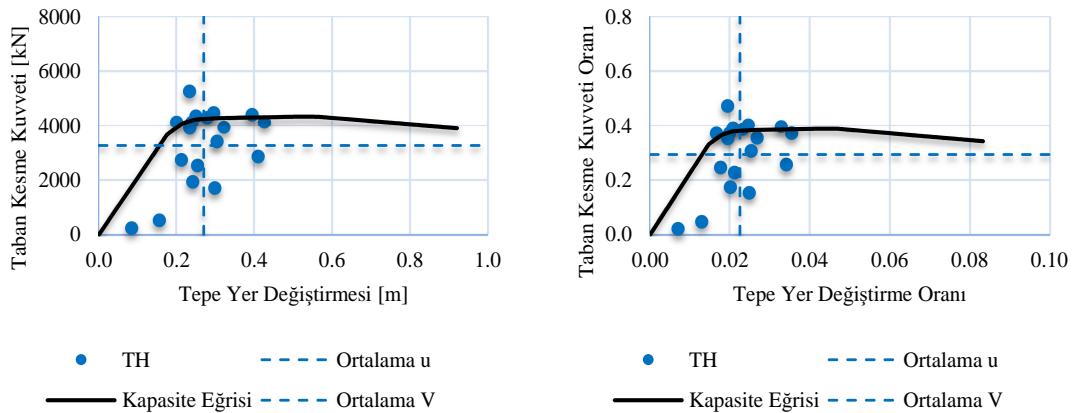
3 katlı çerçevelerin bütün birleşim dönme rijitliği parametrelerini kapsayan kapasite eğrileri Şekil 6.1'de gösterilmiştir.



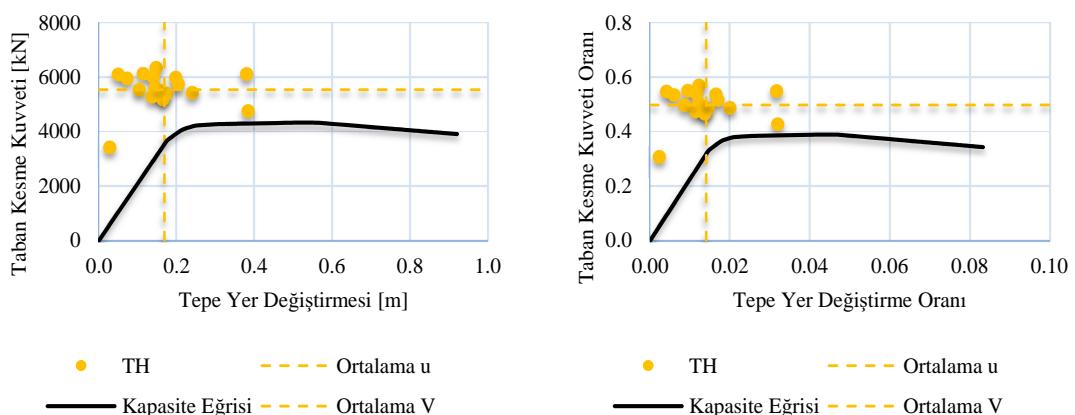
Şekil 6.1 : 3 Katlı çerçevelerin kapasite eğrileri.

6.2 3 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları

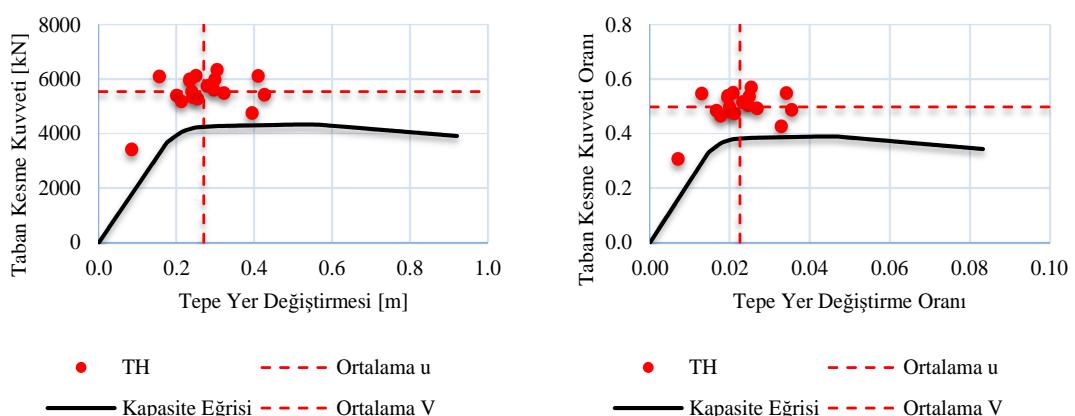
3 katlı rijit birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.2'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.3'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.4'de gösterilmiştir.



Şekil 6.2 : Rijit birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

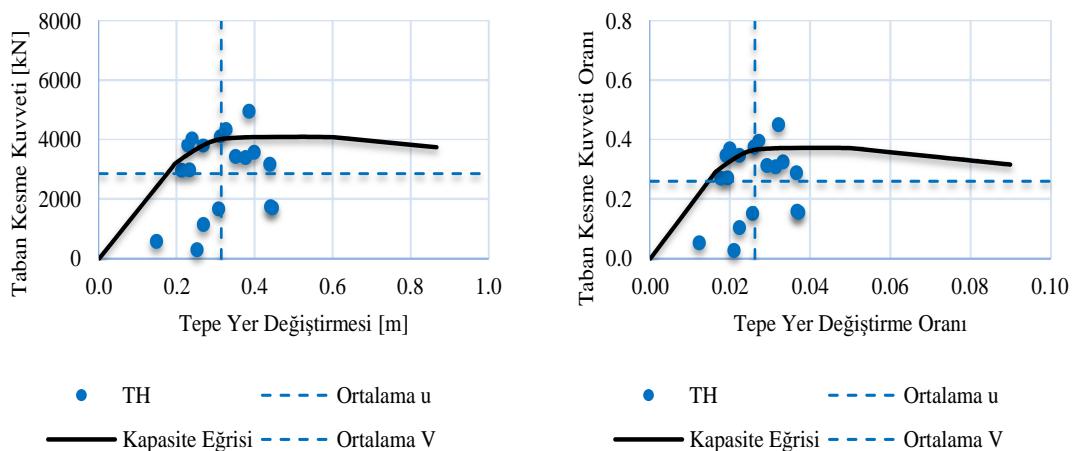


Şekil 6.3 : Rijit birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

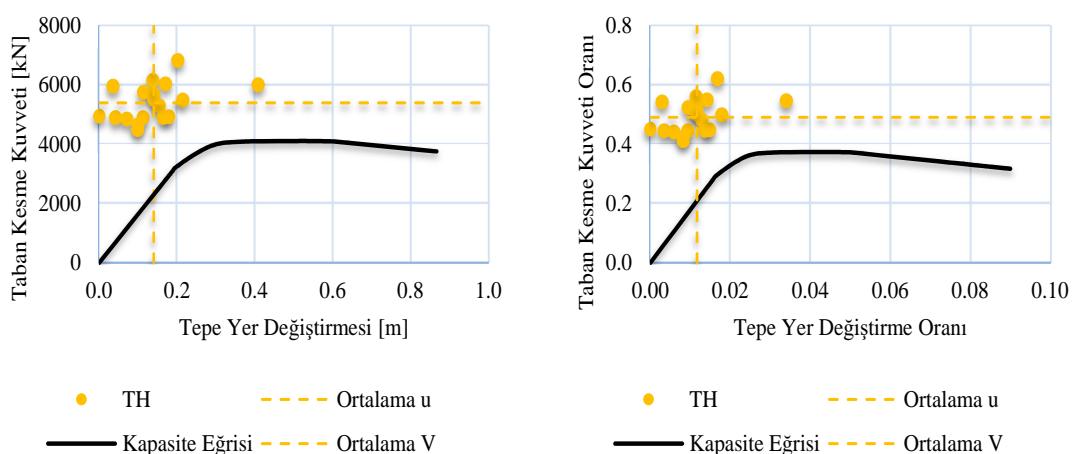


Şekil 6.4 : Rijit birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

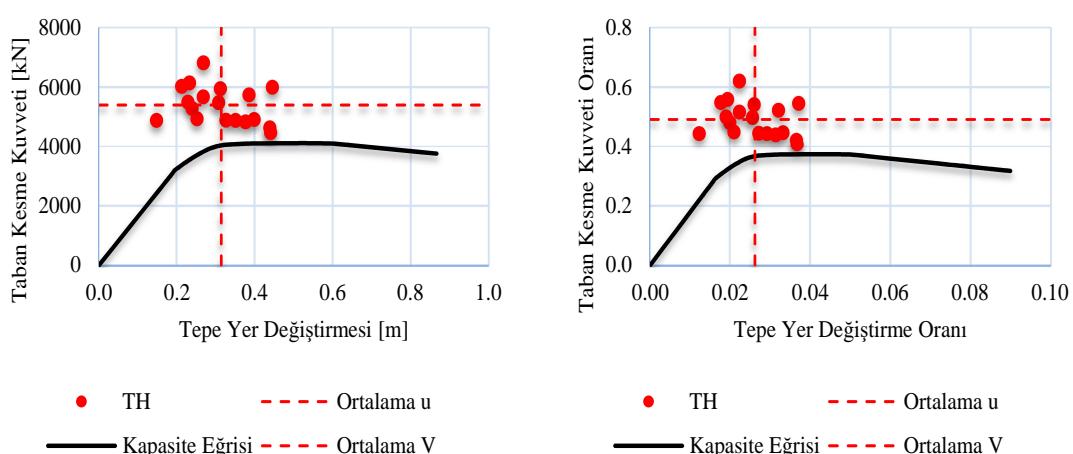
3 katlı yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.5'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.6'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.7'de gösterilmiştir.



Şekil 6.5 : Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

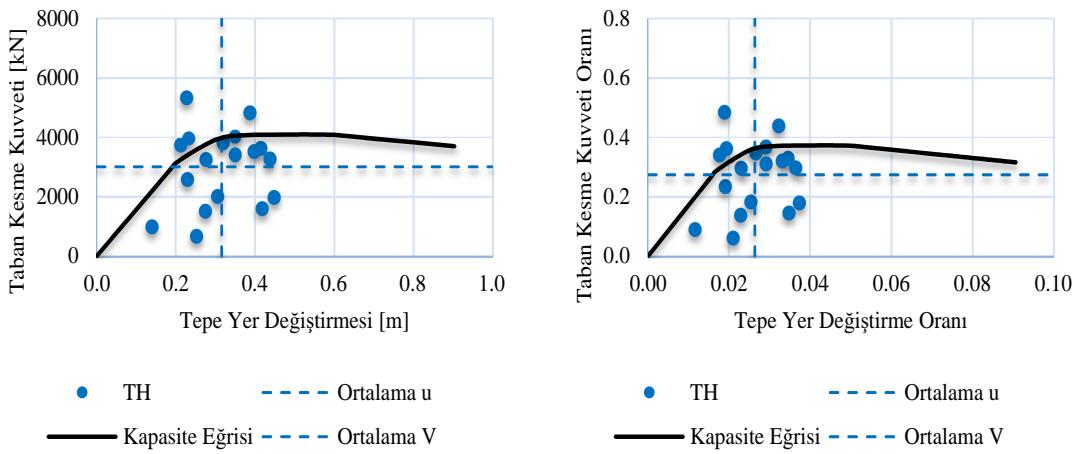


Şekil 6.6 : Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

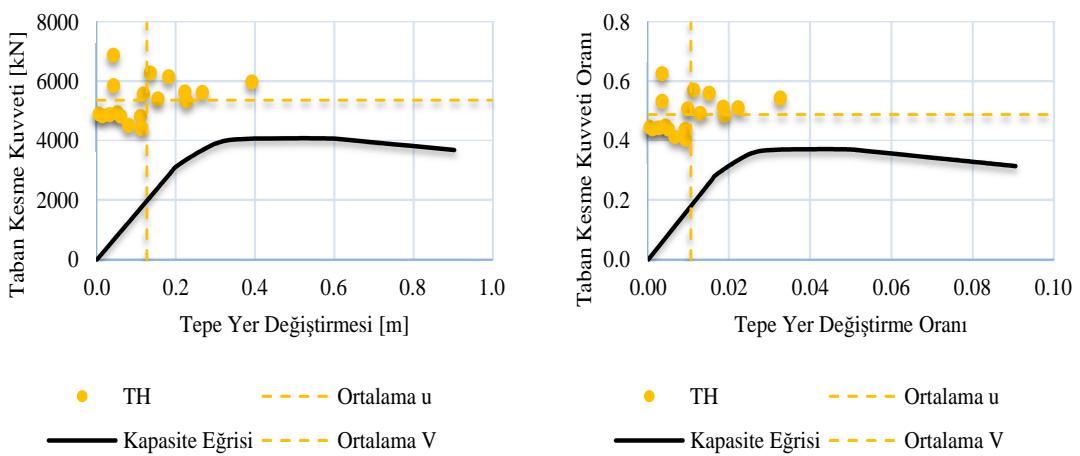


Şekil 6.7 : Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

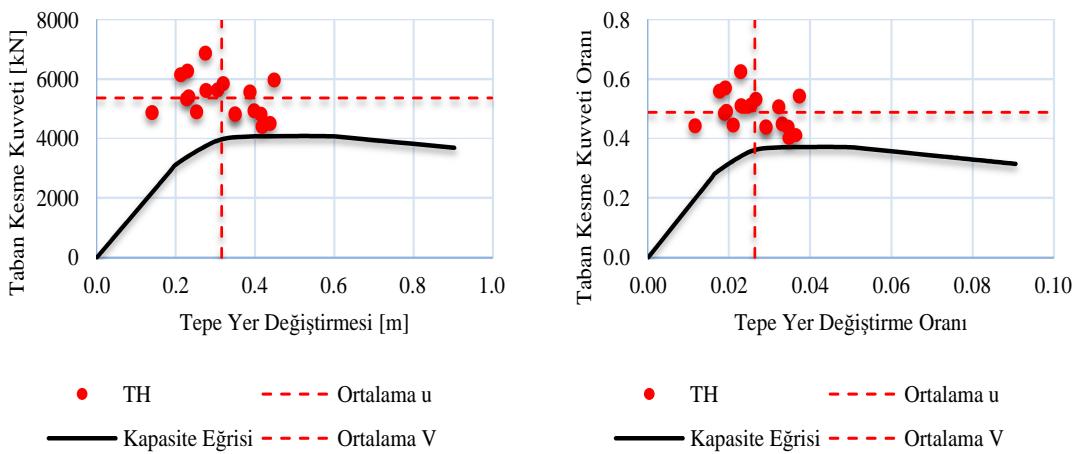
3 katlı yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.8'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.9'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.10'de gösterilmiştir.



Şekil 6.8 : Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

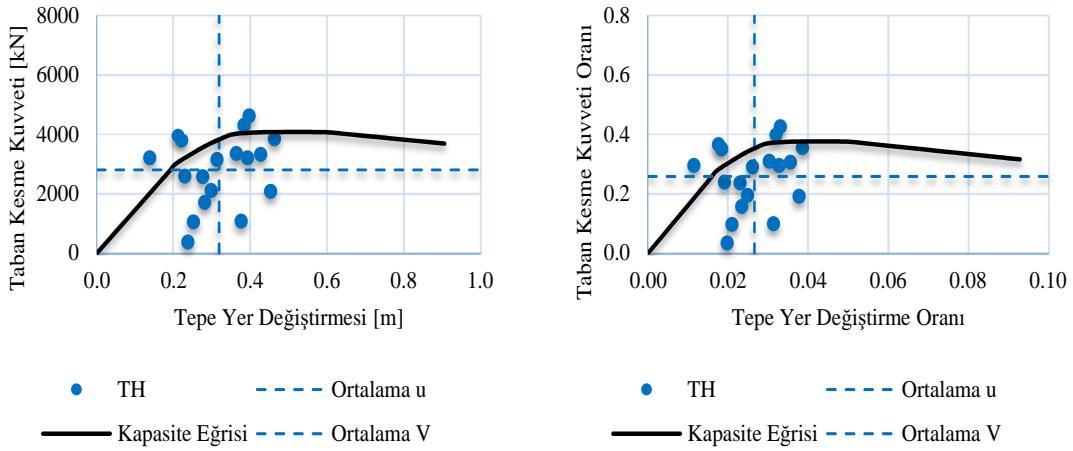


Şekil 6.9 : Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

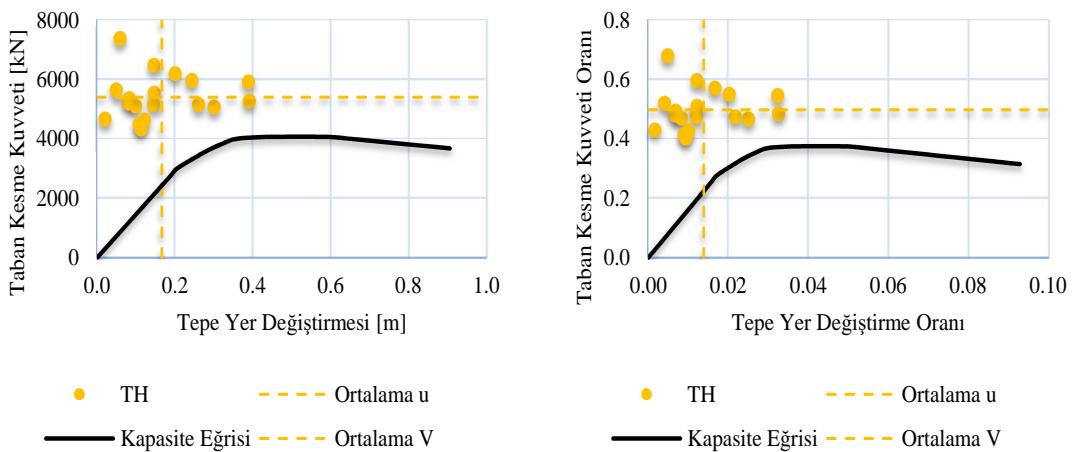


Şekil 6.10 : Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

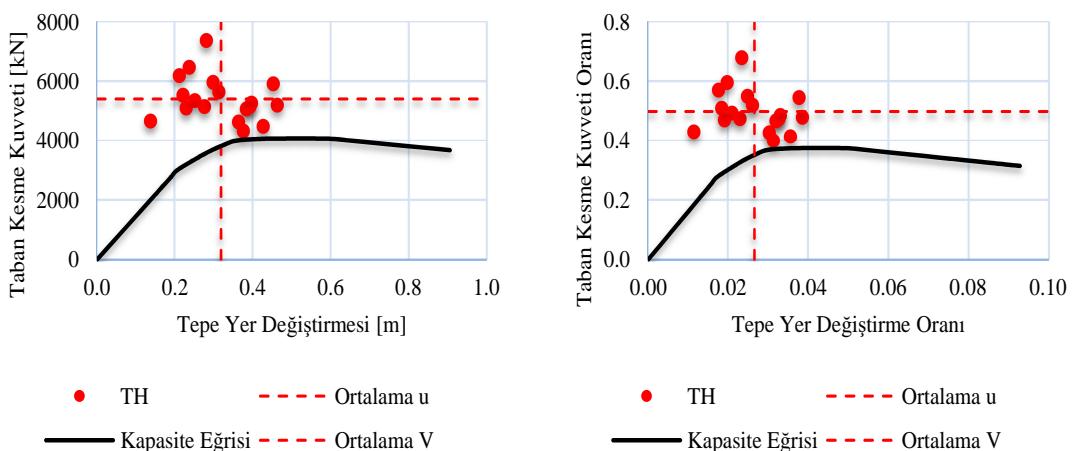
3 katlı yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.11'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.12'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.13'de gösterilmiştir.



Şekil 6.11 : Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

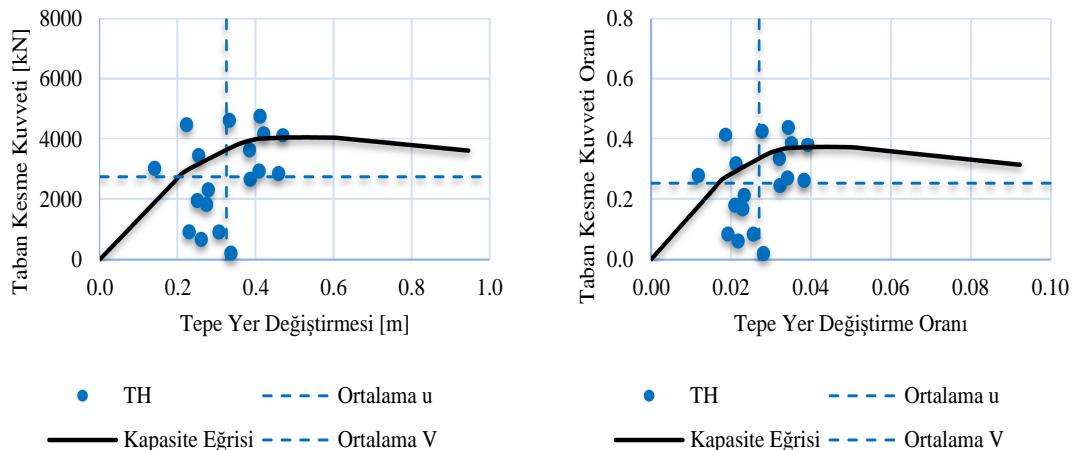


Şekil 6.12 : Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

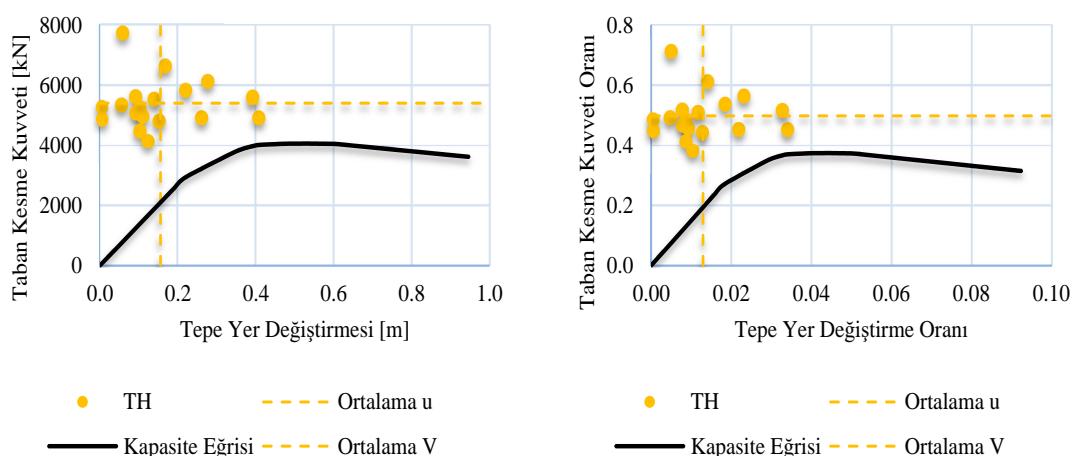


Şekil 6.13 : Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

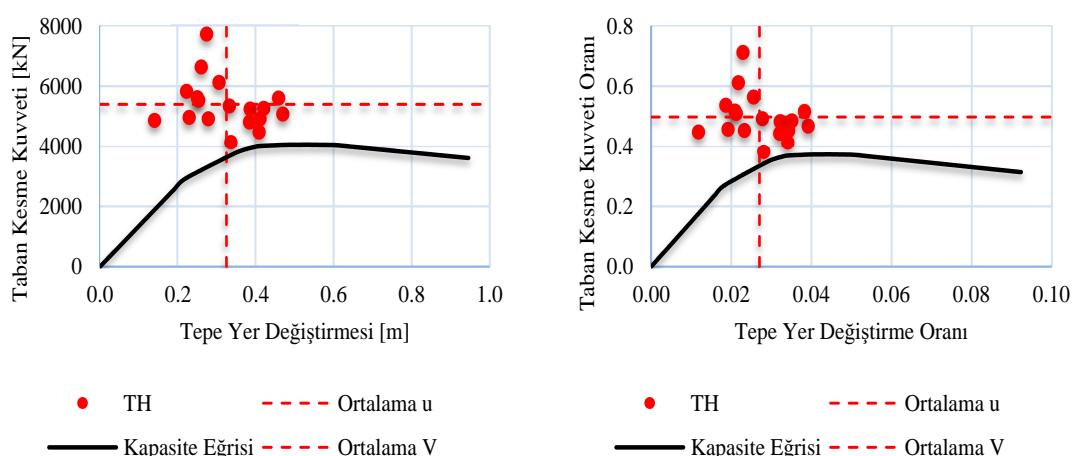
3 katlı yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.14'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.15'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.16'de gösterilmiştir.



Şekil 6.14 : Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).



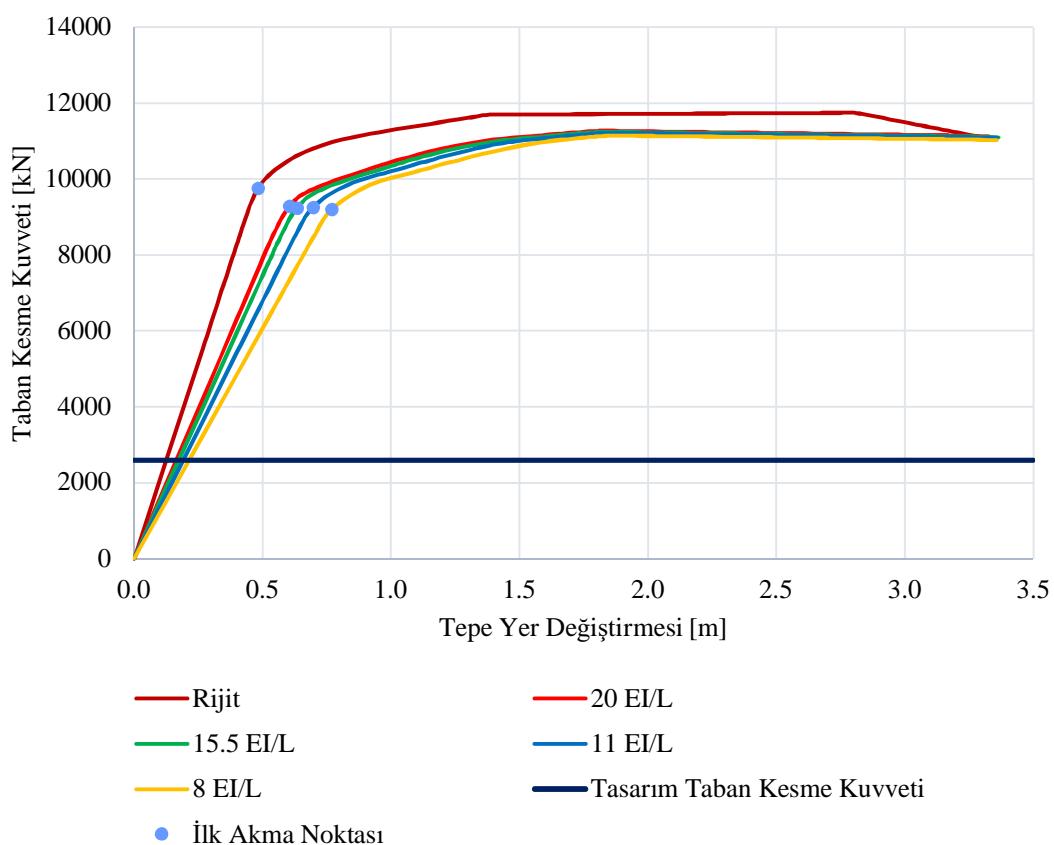
Şekil 6.15 : Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).



Şekil 6.16 : Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

6.3 9 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analiz Sonuçları

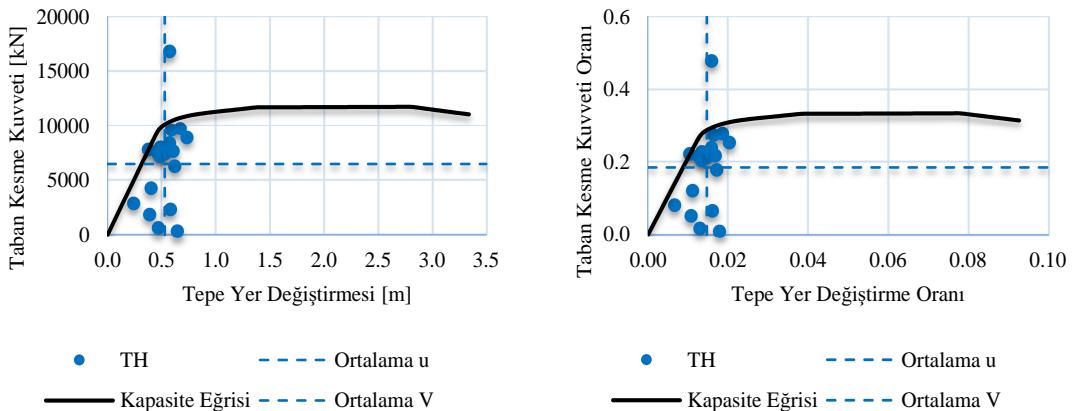
9 katlı çerçevelerin bütün birleşim dönme rijitliği parametrelerini kapsayan öteleme eğrileri Şekil 6.17'de gösterilmiştir.



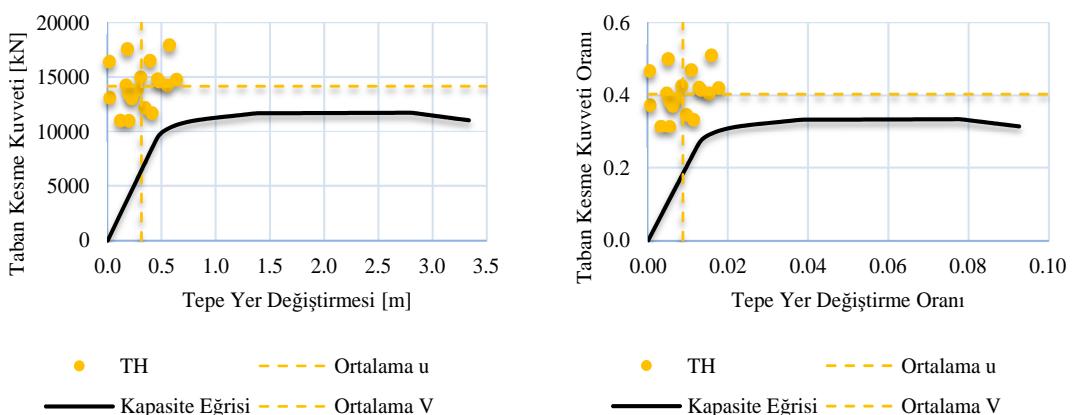
Şekil 6.17 : 9 Katlı çerçevelerin kapasite eğrileri.

6.4 9 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları

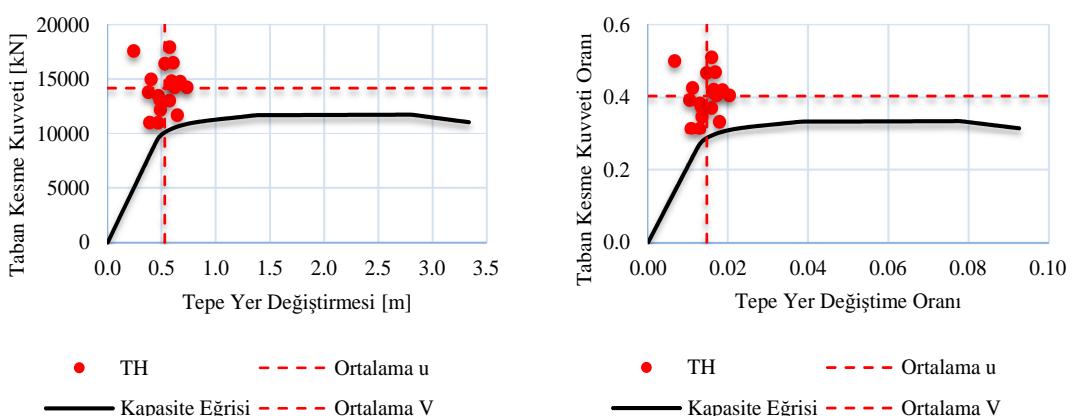
9 katlı rıjıt birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.18'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.19'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.20'de gösterilmiştir.



Şekil 6.18 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

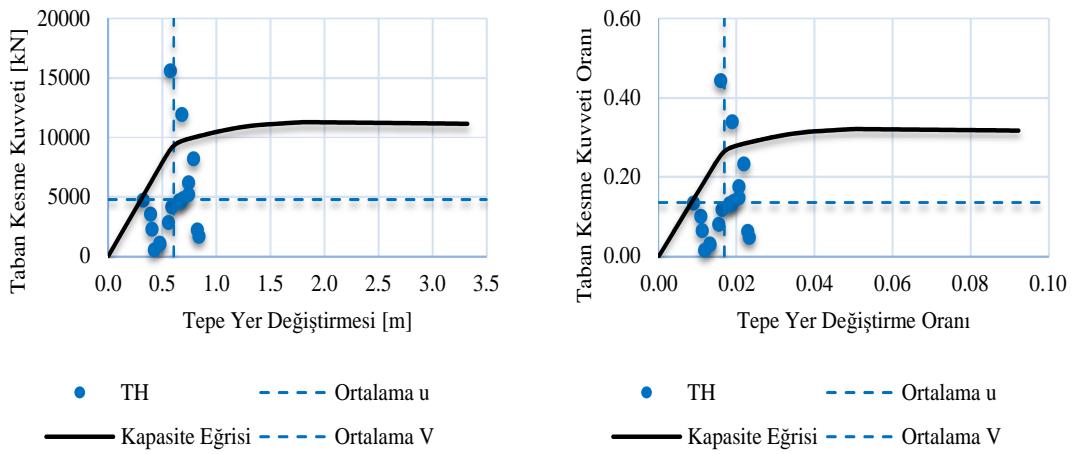


Şekil 6.19 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

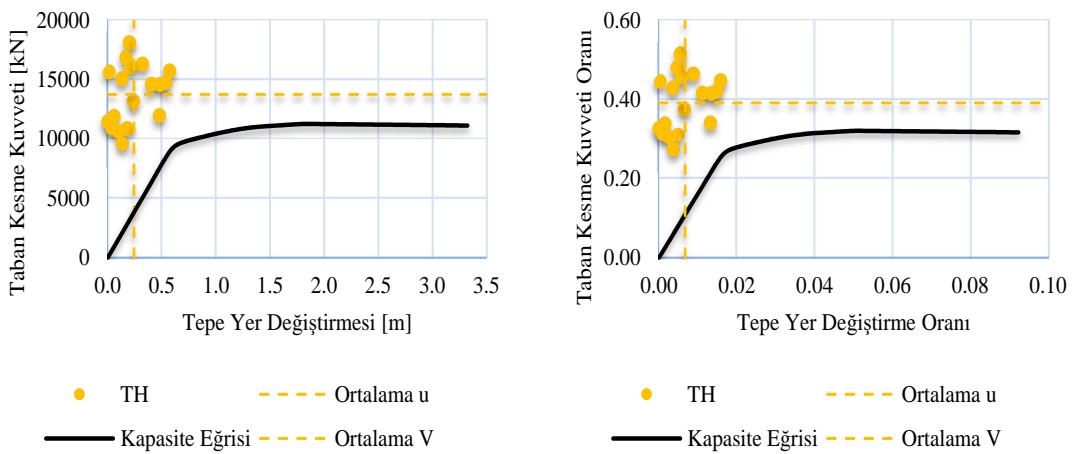


Şekil 6.20 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

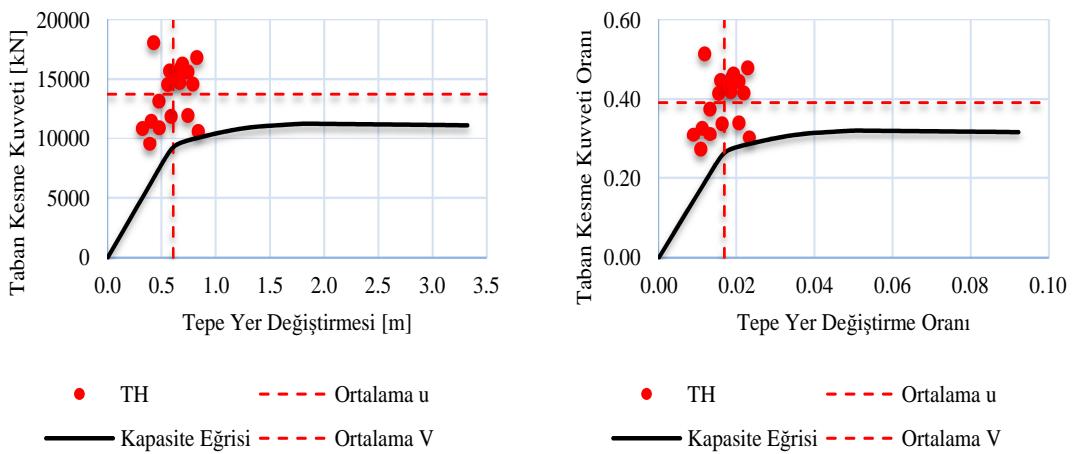
9 katlı yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.21'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.22'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.23'de gösterilmiştir.



Şekil 6.21 : Yarı-rrijit (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

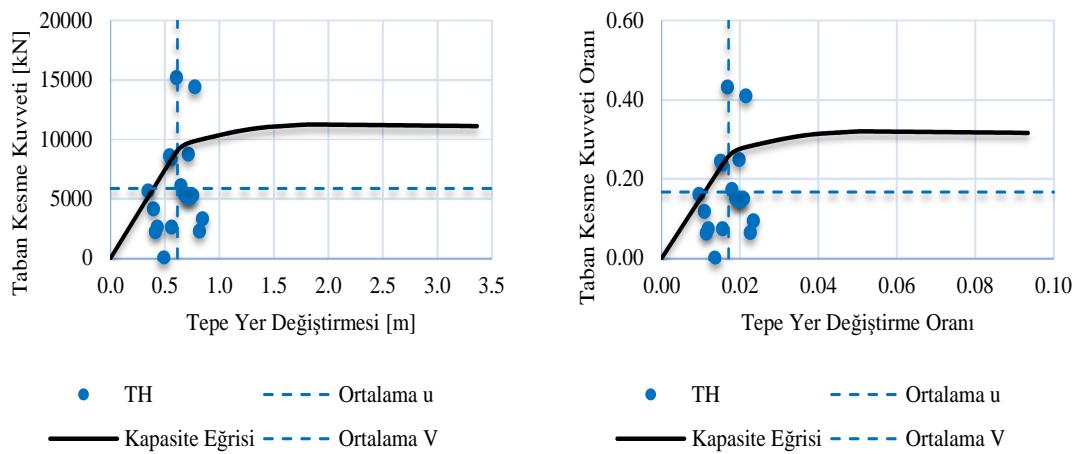


Şekil 6.22 : Yarı-rrijit (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

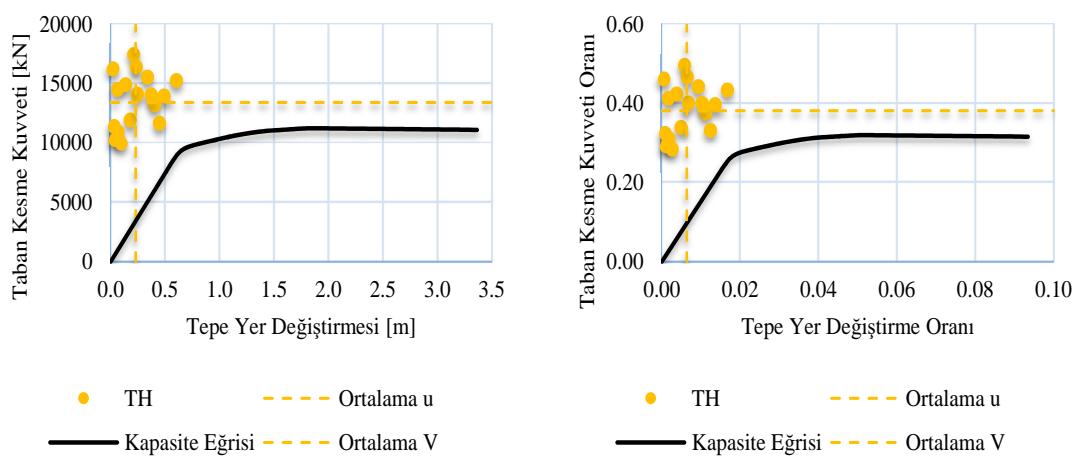


Şekil 6.23 : Yarı-rrijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

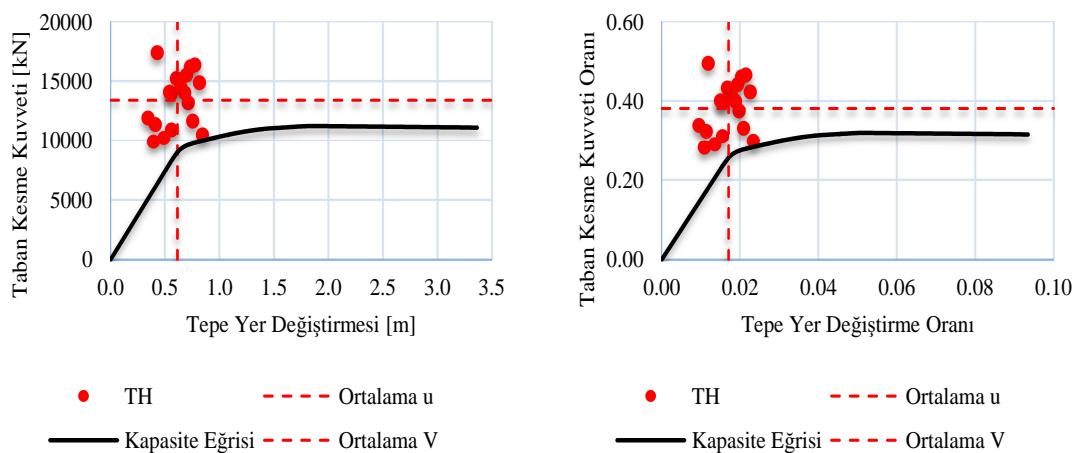
9 katlı yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.24'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.25'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.26'de gösterilmiştir.



Şekil 6.24 : Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

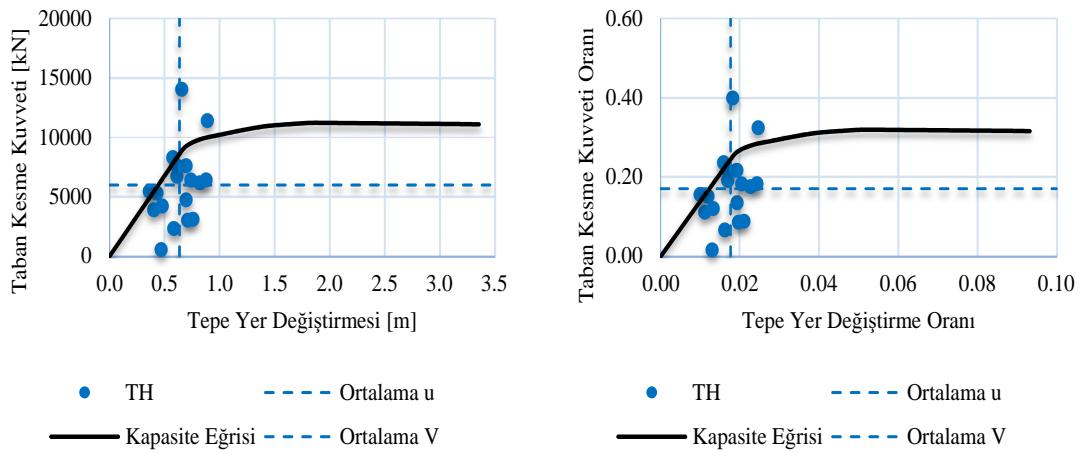


Şekil 6.25 : Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

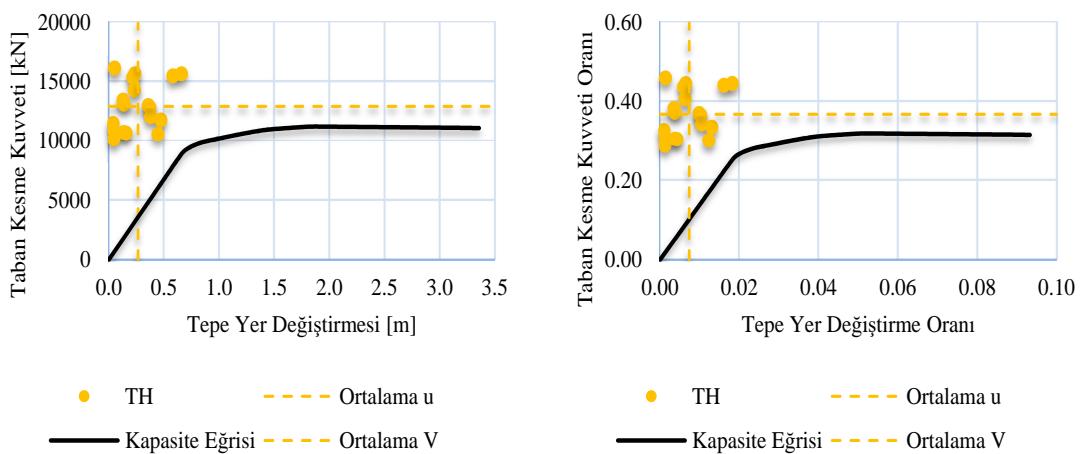


Şekil 6.26 : Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

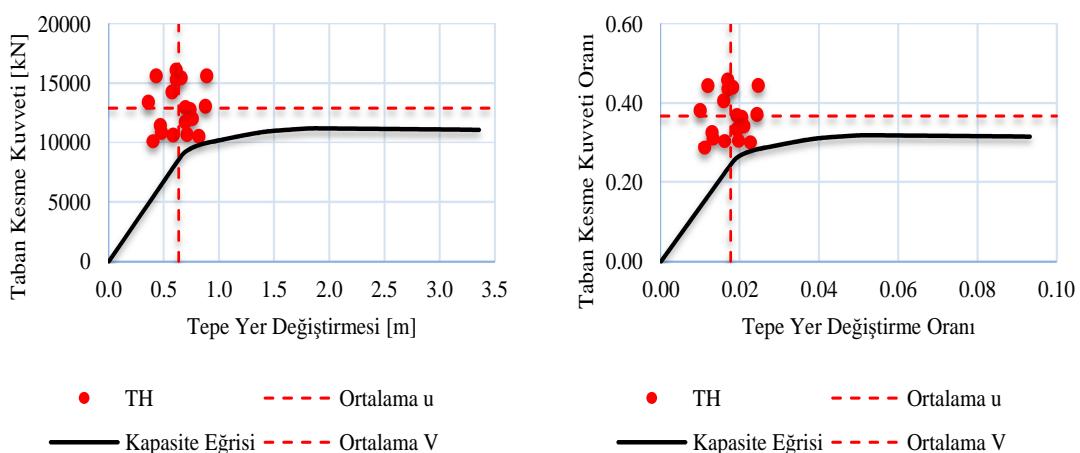
9 katlı yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.27'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.28'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.29'de gösterilmiştir.



Şekil 6.27 : Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

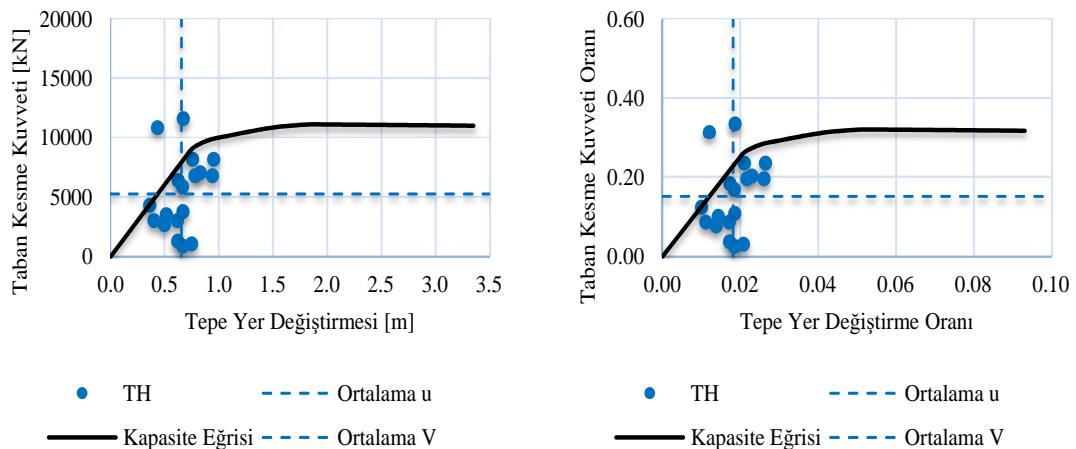


Şekil 6.28 : Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

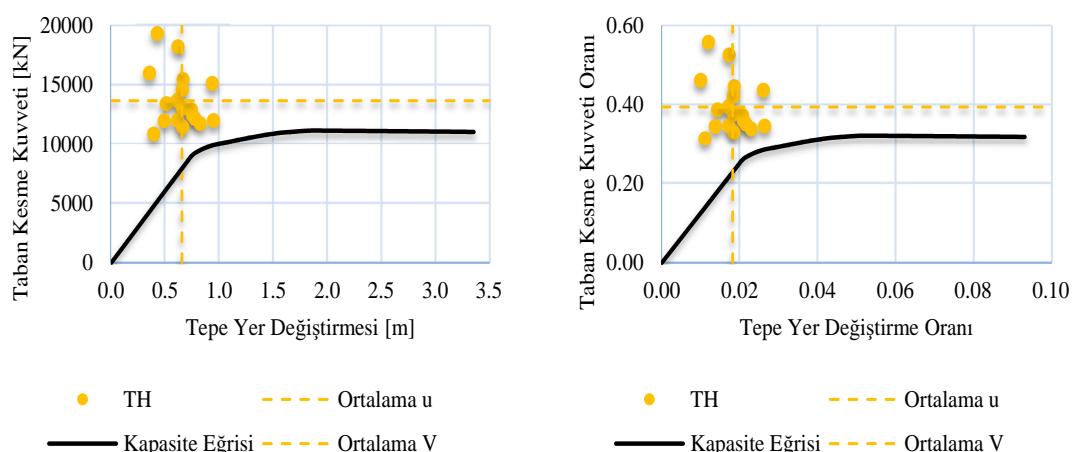


Şekil 6.29 : Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

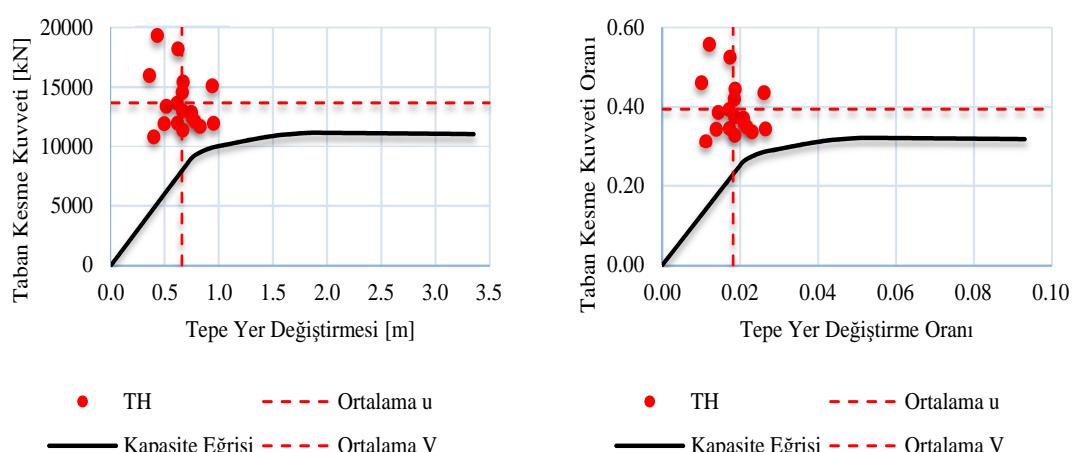
9 katlı yarı-rıjıt (8 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.30'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.31'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.32'de gösterilmiştir.



Şekil 6.30 : Yarı-rıjıt (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).



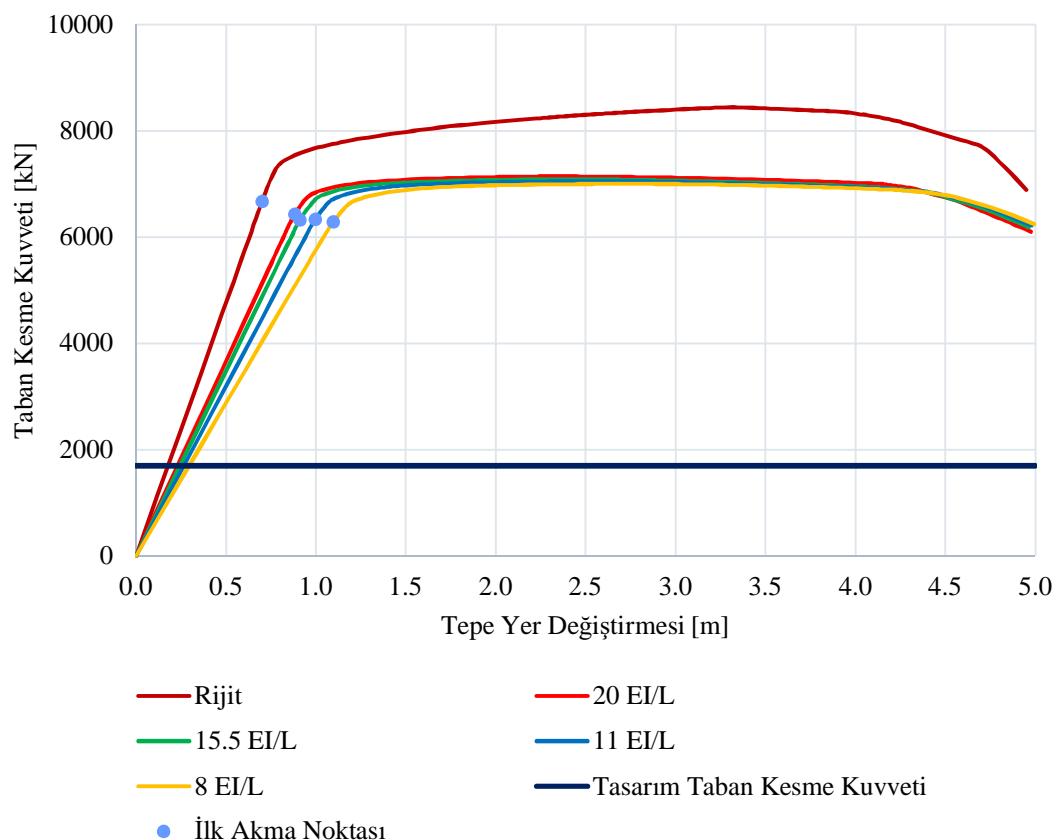
Şekil 6.31 : Yarı-rıjıt (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).



Şekil 6.32 : Yarı-rıjıt (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

6.5 20 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analiz Sonuçları

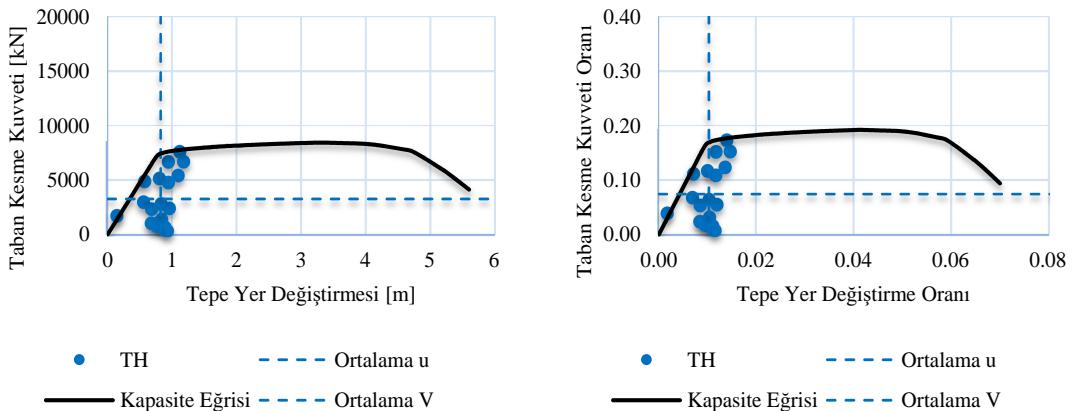
20 katlı çerçevelerin bütün birleşim dönme rıjiti parametrelerini kapsayan ötelenme eğrileri Şekil 6.33'de gösterilmiştir.



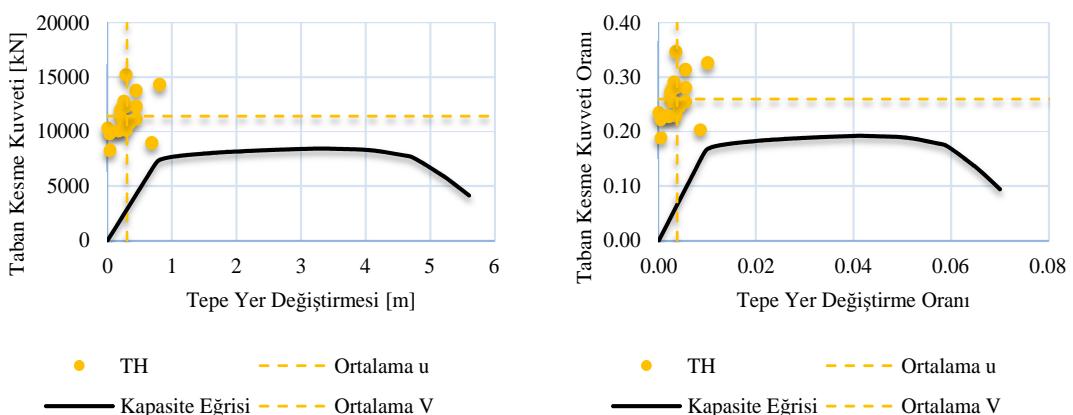
Şekil 6.33 : 20 Katlı çerçevelerin kapasite eğrileri.

6.6 20 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları

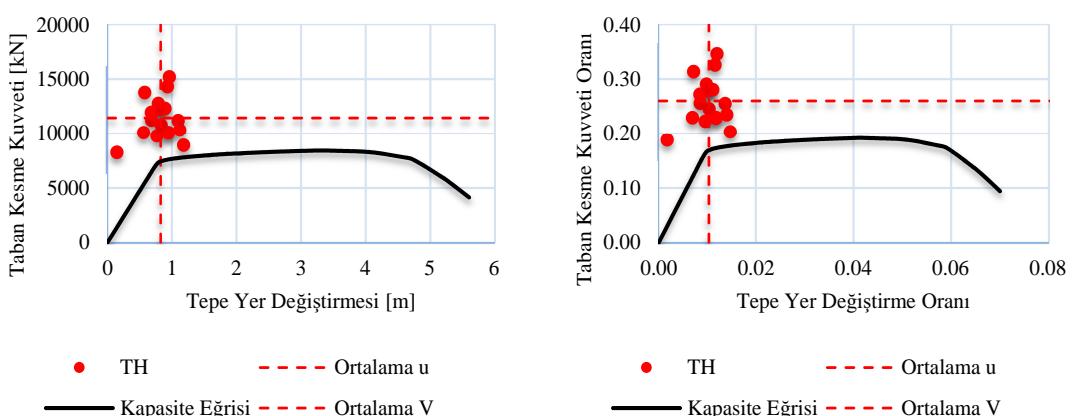
20 katlı rıjıt birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.34'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.35'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.36'de gösterilmiştir.



Şekil 6.34 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

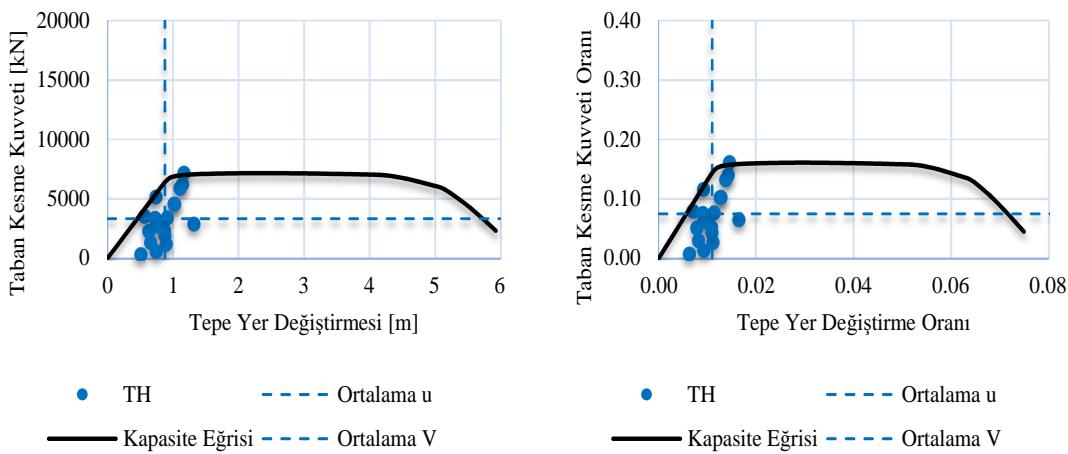


Şekil 6.35 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

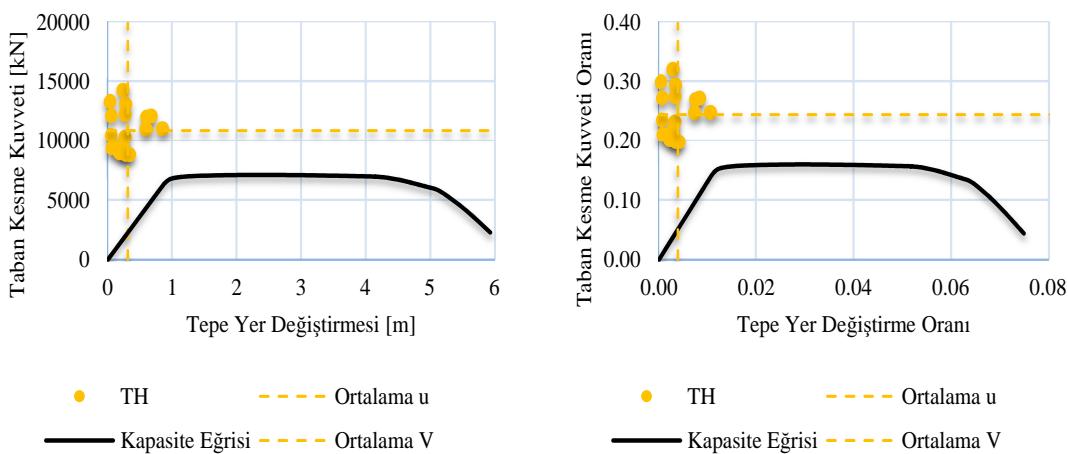


Şekil 6.36 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

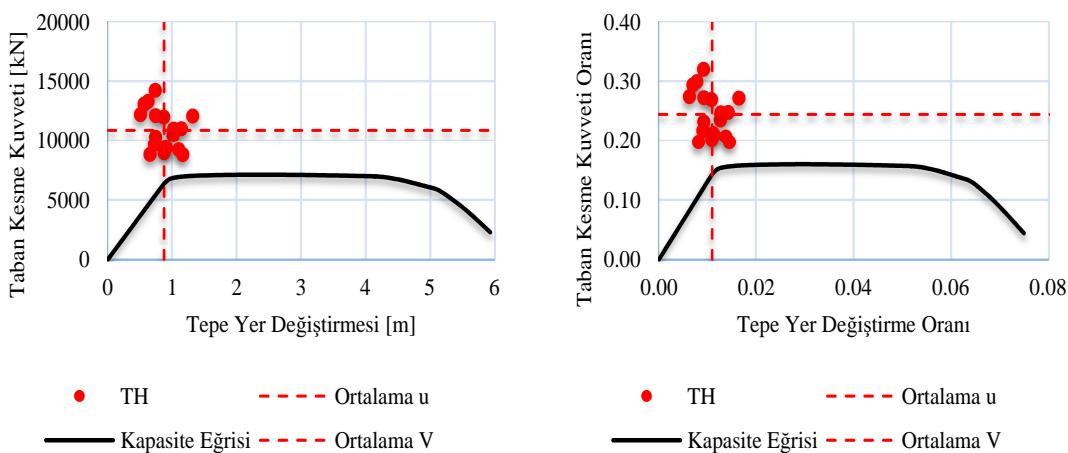
20 katlı yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.37'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.38'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.39'de gösterilmiştir.



Şekil 6.37 : Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

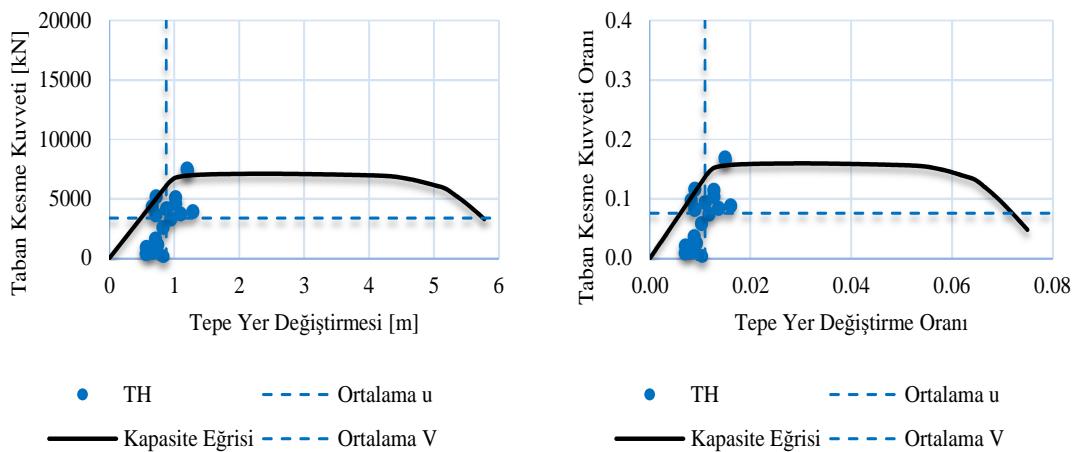


Şekil 6.38 : Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

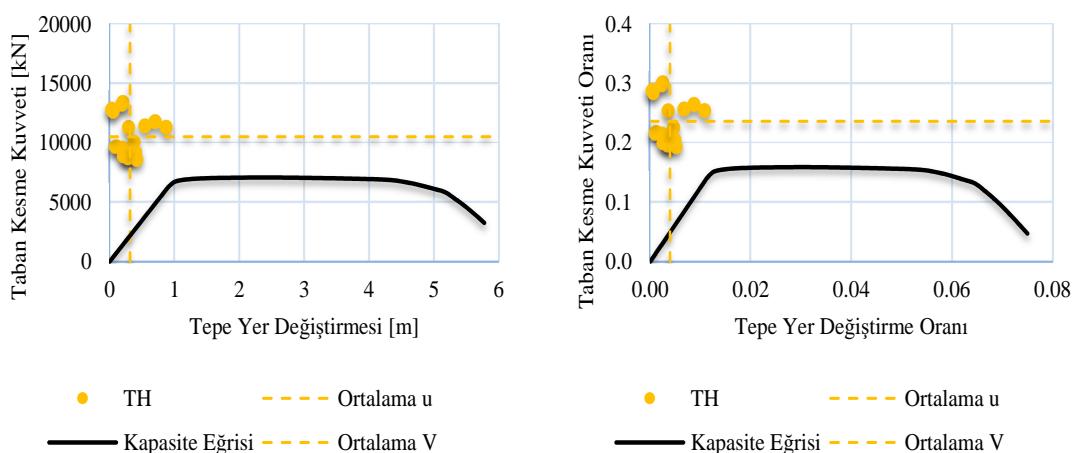


Şekil 6.39 : Yarı-rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

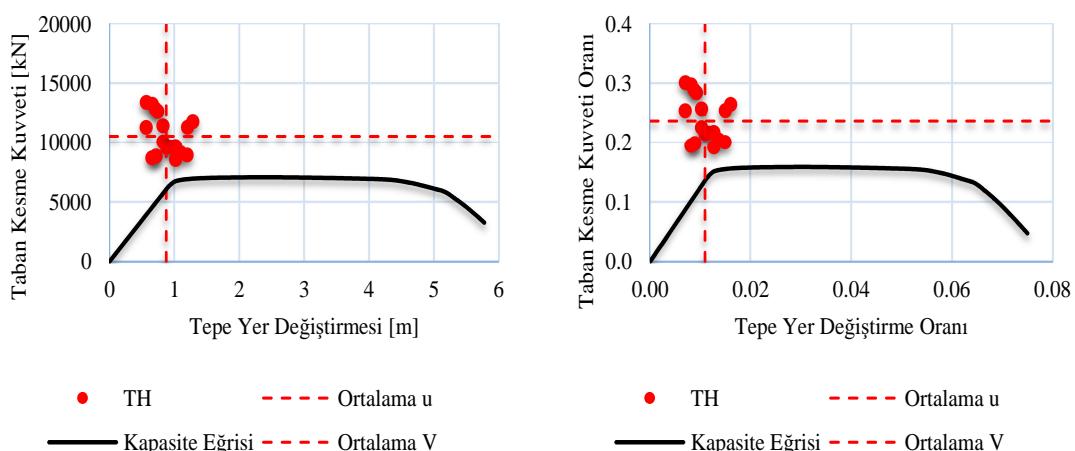
20 katlı yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.40'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.41'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.42'de gösterilmiştir.



Şekil 6.40 : Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

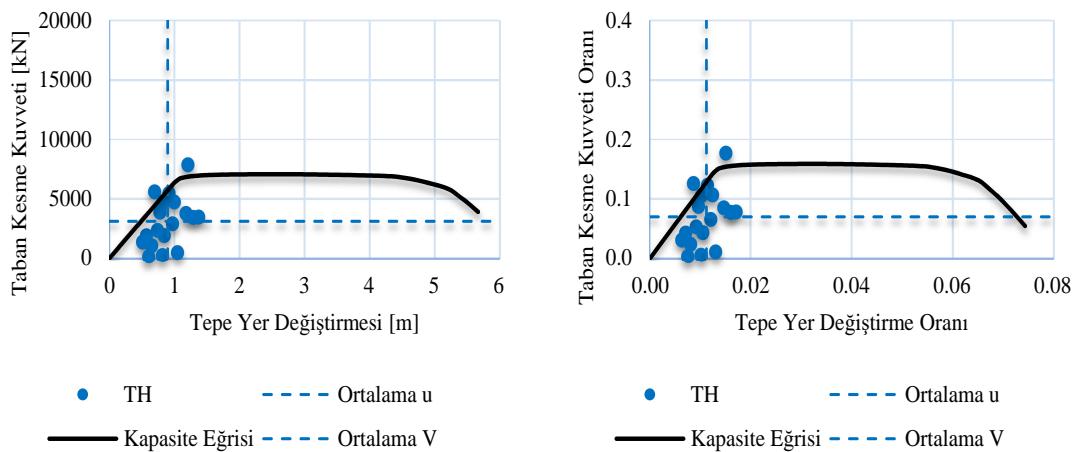


Şekil 6.41 : Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

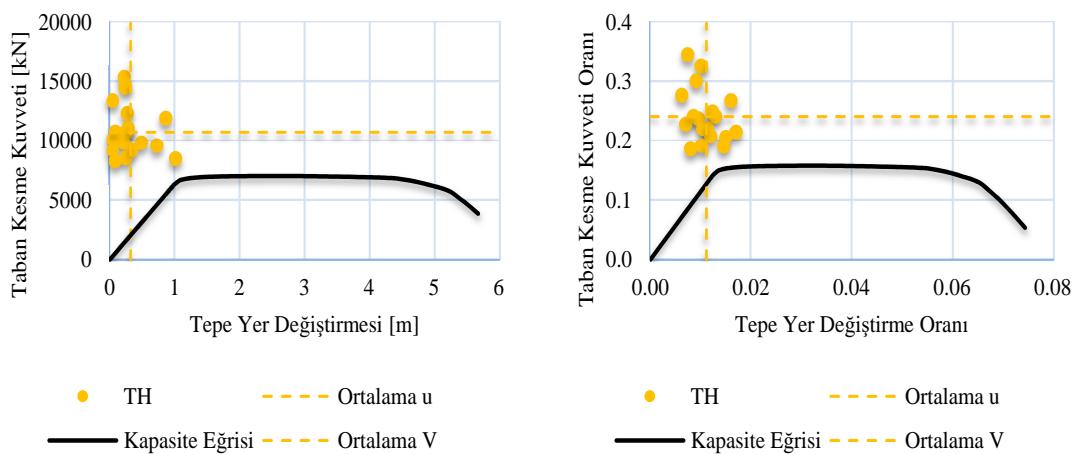


Şekil 6.42 : Yarı-rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

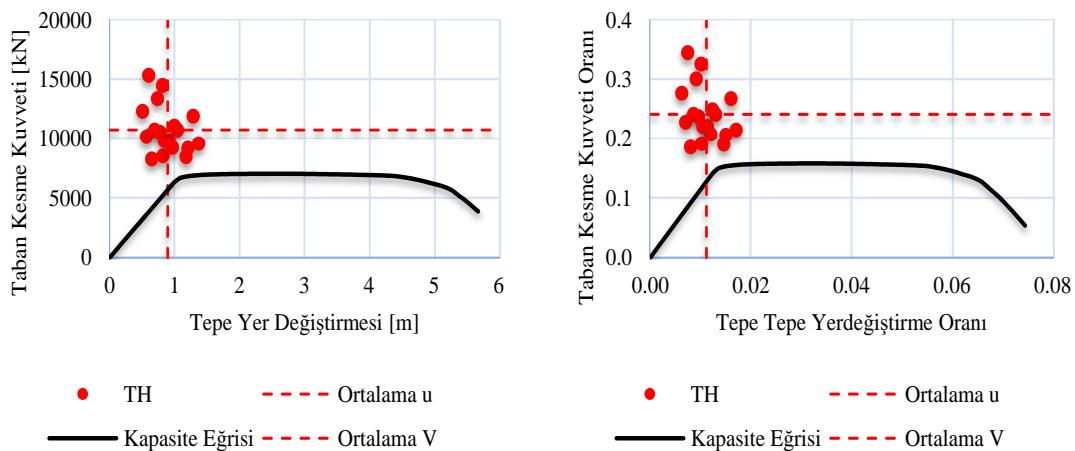
20 katlı yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.43'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.44'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.45'de gösterilmiştir.



Şekil 6.43 : Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).

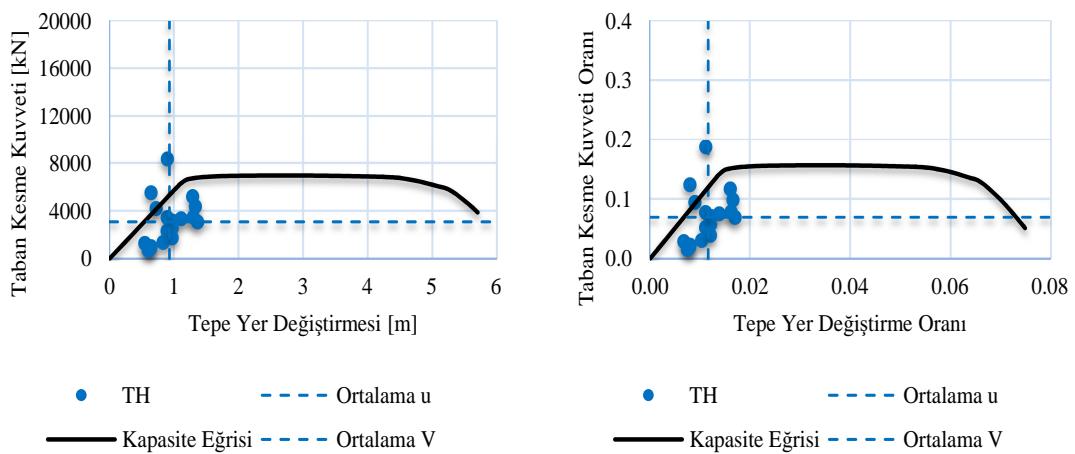


Şekil 6.44 : Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

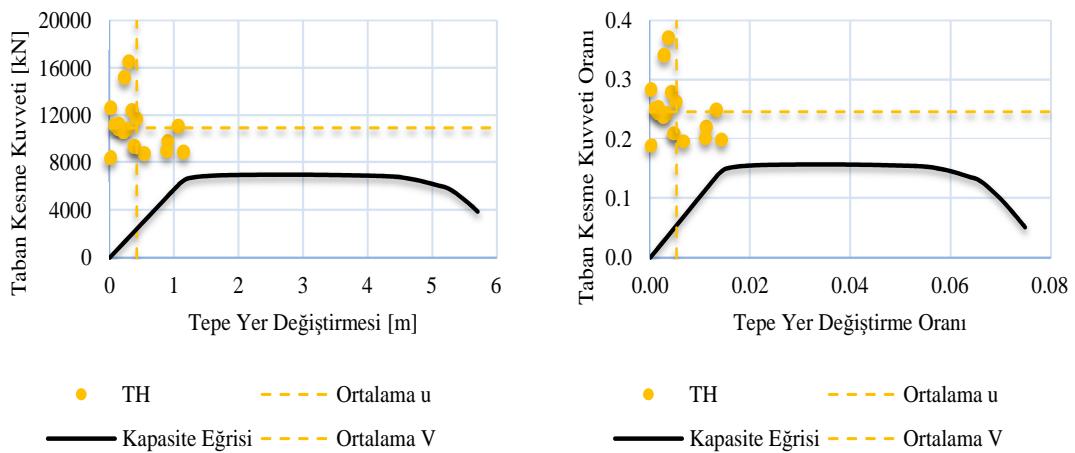


Şekil 6.45 : Yarı-rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

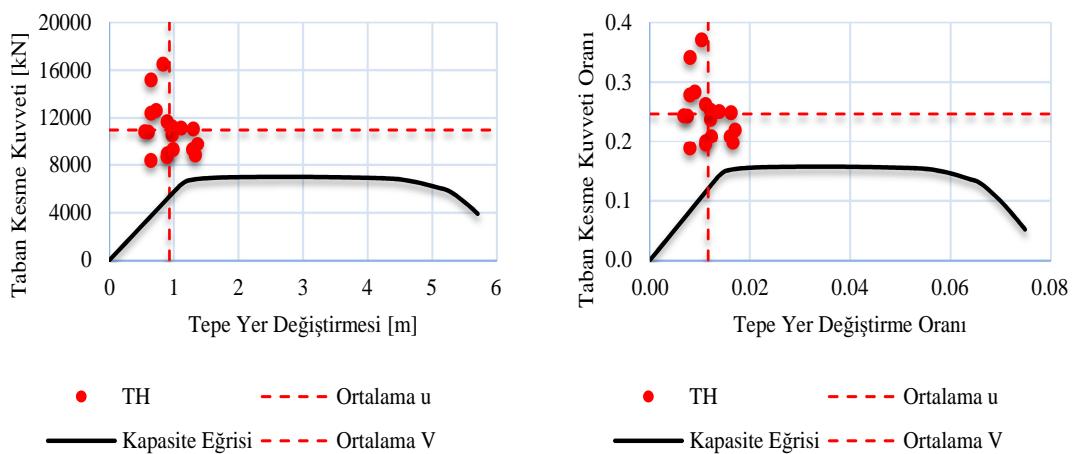
20 katlı yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.46'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.47'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.48'de gösterilmiştir.



Şekil 6.46 : Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1).



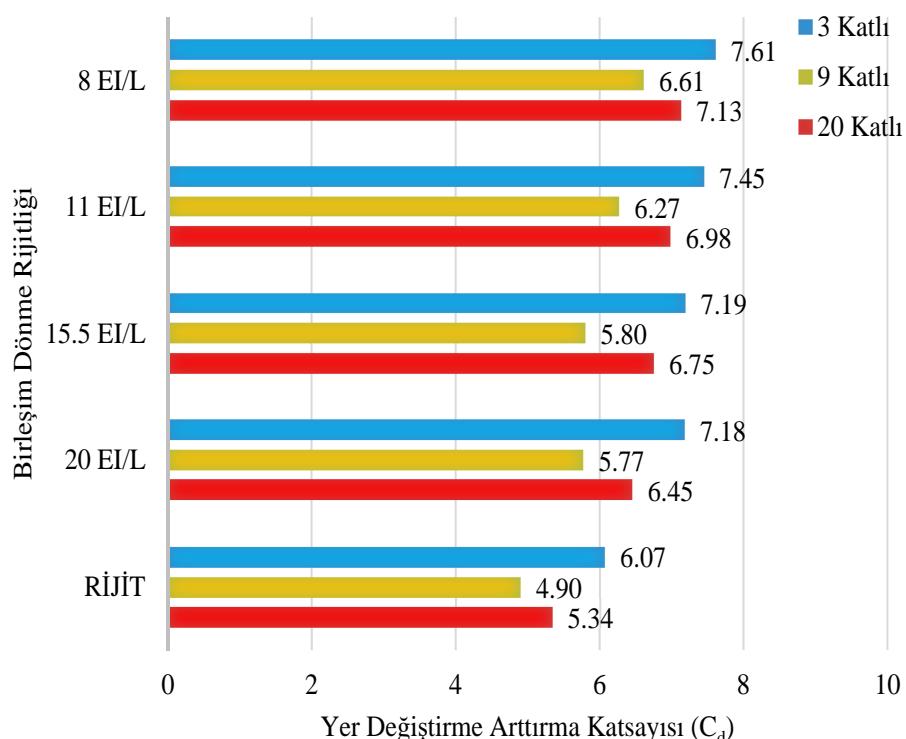
Şekil 6.47 : Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).



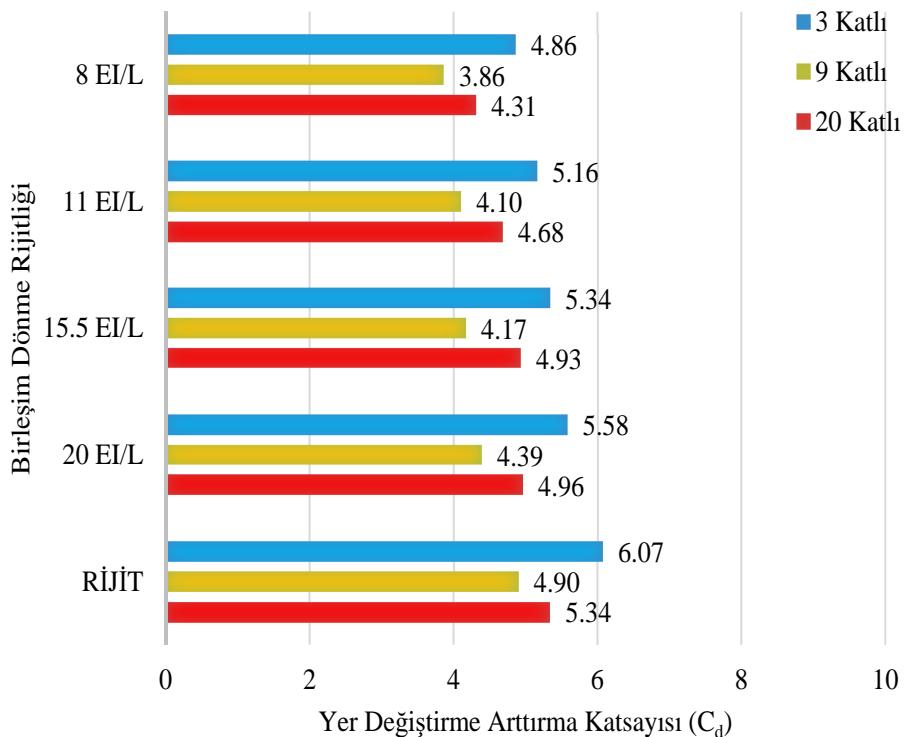
Şekil 6.48 : Yarı-rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

6.7 Yer Değiştirme Arttırma Katsayıları

Bu bölümde yukarıda detaylı bir şekilde verilen doğrusal olmayan statik ve dinamik analiz sonuçları neticesinde elde edilen yer değiştirme artırma katsayıları (C_d) gösterilmiştir. C_d katsayıları daha önce de belirtildiği gibi yapının elastik ötesi davranışı esnasında yaptığı en büyük yer değiştirmenin tasarım yer değiştirmesine oranıdır. Burada tasarım yer değiştirmesi olarak, hem birleşim dönme rıjtliğinin rıjt olduğu kapasite eğrisinden elde edilen yer değiştirme değerleri dikkate alınarak hesaplanan rıjt durumlarının C_d katsayısı (Şekil 6.49 ve Şekil 6.50) hem de yapıların kendi yarı-rıjt birleşim dönme rıjtlikleri için çizilen kapasite eğrisinden elde edilen yer değiştirme değerleri dikkate alınarak yarı-rıjt durumlarının C_d katsayısı (Şekil 6.51 ve Şekil 6.52) hesaplanmıştır.



Şekil 6.49 : Statik analizlerle, rıjt tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.



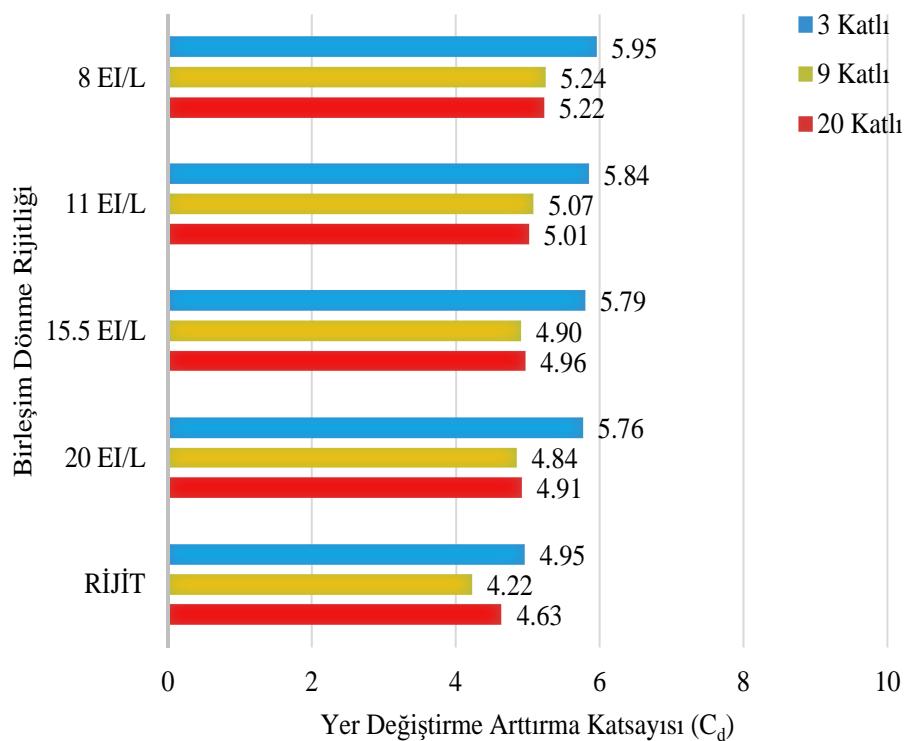
Şekil 6.50 : Statik analizlerle, yarı-rijit tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.

Çizelge 6.1 : Statik analizlerle, rijit tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları.

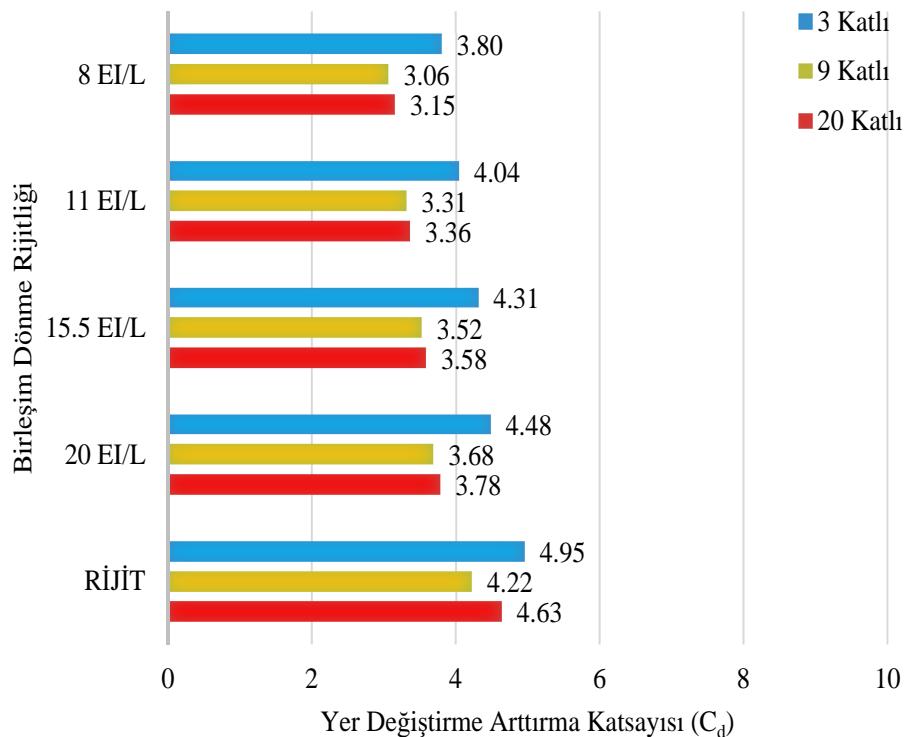
Ortalama	6.50
Standart Sapma	0.799
Ortalama + Standart Sapma	7.30
% 5 Kümülatif Dağılım	5.185
% 95 Kümülatif Dağılım	7.815

Çizelge 6.2 : Statik analizlerle, yarı-rijit tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları.

Ortalama	4.84
Standart Sapma	0.607
Ortalama + Standart Sapma	5.45
% 5 Kümülatif Dağılım	3.845
% 95 Kümülatif Dağılım	5.842



Şekil 6.51 : Dinamik analizlerle, rijit tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.



Şekil 6.52 : Dinamik analizlerle, yarı-rrijit tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.

Çizelge 6.3 : Dinamik analizlerle, rıjıt tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları.

Ortalama	5.15
Standart Sapma	0.490
Ortalama + Standart Sapma	5.64
% 5 Kümülatif Dağılım	4.346
% 95 Kümülatif Dağılım	5.959

Çizelge 6.4 : Dinamik analizlerle, yarı-rıjıt tasarım yerdeğiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları.

Ortalama	3.86
Standart Sapma	0.565
Ortalama + Standart Sapma	4.42
% 5 Kümülatif Dağılım	2.929
% 95 Kümülatif Dağılım	4.787

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

7.1 Genel Değerlendirme

Bu çalışmada en yaygın çelik taşıyıcı sistemlerden biri olan süneklik düzeyi yüksek moment dayanımlı çelik çerçevelerin yer değiştirmeye arttırma katsayıları bulunmuştur. Süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerin tasarımında etkin görelî kat ötelemeleri belirleyici unsur olması sebebiyle tasarımda kesit seçimini dolayısıyla yapı maliyetini doğrudan etkilemektedir. 3, 9 ve 20 katlı çelik çerçeveler beş farklı bireşim rıjiti için, 18 adet 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan tasarım depremi kayıtları kullanılarak yapılan doğrusal olmayan dinamik analizleri ve doğrusal elastik olmayan statik itme analizlerine tabi tutulmuştur. Yapılan doğrusal elastik olmayan analizlerin sonuçları üzerinden yapıların elastik ötesi davranışları ve deprem kayıtları kullanılarak, depremlerin yapılardan ne kadar yer değiştirmeye talep ettiği belirlenmiş, *Yer Değiştirme Arttırma Katsayıları* hesaplanmıştır.

Doğrusal elastik olmayan statik analizlerle, rıjît tasarım yer değiştirmesine bağlı hesaplanan C_d katsayılarında yapı bireşim dönme rıjiti azaldığında *Yer Değiştirme Arttırma Katsayısı* 'nın arttığı, sonuçlar ise 5.5'in üzerinde 8'in altındadır.

Doğrusal elastik olmayan statik analizlerle, yarı-rijît tasarım yer değiştirmesine bağlı hesaplanan C_d katsayılarında yapı bireşim dönme rıjiti azaldığında *Yer Değiştirme Arttırma Katsayısı* 'nın azaldığı, sonuçlar ise 5.0 ile 5.5 arasındadır.

Doğrusal elastik olmayan dinamik analizlerle, rıjît tasarım yer değiştirmesine bağlı hesaplanan C_d katsayılarında yapı bireşim dönme rıjiti azaldığında *Yer Değiştirme Arttırma Katsayısı* 'nın arttığı, sonuçlar ise 5.0 ile 5.5 arasındadır.

Doğrusal elastik olmayan dinamik analizlerle, yarı-rijît tasarım yer değiştirmesine bağlı hesaplanan C_d katsayılarında yapı bireşim dönme rıjiti azaldığında *Yer Değiştirme Arttırma Katsayısı* 'nın azaldığı, sonuçlar ise ortalama 4.0 ile 4.5 arasındadır.

7.2 Gelecek Çalışmalara Yönelik Öneriler

Yarı rıjît birleşimli çerçevelerin davranışlarının daha doğru tespit edilebilmesi için farklı özelliklere sahip çerçevelerin yer değiştirme taleplerinin tam ölçekli deneylerle incelenmesi gerekmektedir. Çelik çerçeveli yapıların yer değiştirme artırma katsayıları için, birleşimlerin çevrimsel yükler altında deney ve simulasyonlarının yapılması gerekmektedir. Ayrıca farklı yükseklikte yapıların farklı zemin parametreleri ile de doğrusal olmayan analizlerle elastik olamayan en büyük ötelenme talepleri tespit edilmeli daha sonra yer değiştirme artırma katsayıları arasında bir ilişki kurulmalıdır.

KAYNAKLAR

- [1] American Institute of Steel Construction, Reston, Virginia, (2016). Specification for Structural Steel Buildings, AISC 360-16, www.asce.org/bookstore/ascelibrary.org.
- [2] Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, Londen: UK: British Standardized Institution., bs en 1993-1-8;2005 sürüm.
- [3] T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara, (2018). Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik.
- [4] **TBDY**, (2018). Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Ankara.
- [5] Standards Association of Australia, (2015). Building Code of Australia primary referenced Standard.
- [6] Canadian Institute of Steel Construction, (2015). CISC Code of Standard Practice for Structural Steel, 8th edition sürüm.
- [7] **Lui, E. ve Chen, W.F.** (1986). Analysis and behaviour of flexibly-jointed frames, *Engineering Structures*, 8(2), 107–118.
- [8] **Lui, E. ve Chen, W.** (1987). Steel frame analysis with flexible joints, *Journal of Constructional Steel Research*, 8, 161–202.
- [9] **Elnashai, A. ve Elghazouli, A.** (1994). Seismic behaviour of semi-rigid steel frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 29(1-3), 149–174.
- [10] **Gupta, A. ve Krawinkler, H.** (1999). Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures, **resreport 132**, Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- [11] **Maison, B.F. ve Kasai, K.** (2000). Seismic Performance of 3 and 9 Story Partially Restrained Moment Frame Buildings, **techreport SAC/BD-99/16**, SAC Joint Venture.
- [12] **Newmark, N. ve Hall, W.** (1973). Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities, **resreport 46**, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S.
- [13] **Lai, S.P. ve Biggs, J.** (1980). Inelastic Response Spectra for Aseismic Building Design, *Journal of Structural Engineering*, 106(ST6).
- [14] **Miranda, E.** (1993). Site-Dependent Strength-Reduction Factors, *Journal of Structural Engineering*, 119(12), 3503–3519.

- [15] **Uang, C.M. ve Maarouf, A.** (1994). Deflection Amplification Factor for Seismic Design Provisions, *Journal of Structural Engineering*, 120(8), 2423–2436.
- [16] **Şeker, O., Akbas, B., Shen, J. ve Ozturk, A.Z.** (2013). Evaluation of deflection amplification factor in steel moment-resisting frames, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(12), 897–928.
- [17] **Mohammadi, M. ve Kordbagh, B.** (2017). Quantifying panel zone effect on deflection amplification factor, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27(5), e1446.
- [18] **Charalambos C Baniotopoulos, M.I.** (2000). *Semi-Rigid Joints in Structural Steelwork*, Springer.
- [19] **E. Cosenza, A. De Luca, C. ve Faella** (1989). Inelastic Buckling of Semi-Rigid Sway Frames, *Elsevier Applied Science, Chapter 9*, 297–333, structural Connections Stability and Strength.
- [20] Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California, (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors.
- [21] Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California, (1995). Structural Response Modification Factors, ATC-19 Project Report.
- [22] **Faridmehr, I., Tahir, M.M. ve Lahmer, T.** (2016). Classification System for Semi-Rigid Beam-to-Column Connections, *Latin American Journal of Solids and Structures*, 13(11), 2152–2175.
- [23] **AKSOYLAR, N.D.** (2009). Yarı rıjıt birleşimli çelik çerçevelerin deprem performansının değerlendirilmesi, *Doktora Tezi*, Yıldız Teknik Üniversitesi.
- [24] **C. Faella, V. Piluso, G.R.** (2000). *Structural Steel Semirigid Connections (theory, design and software)*, CRC Press.
- [25] **Frye, M.J. ve Morris, G.A.** (1975). Analysis of Flexibly Connected Steel Frames, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2(3), 280–291.
- [26] **Nixon, D. ve Adams, P.F.** (1976). Discussion: Analysis of flexibly connected steel frames, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 3(2), 349–350.
- [27] **Ang, K.M. ve Morris, G.A.** (1984). Analysis of three-dimensional frames with flexible beam–column connections, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 11(2), 245–254.
- [28] **Attiogbe, E. ve Morris, G.** (1991). Moment-Rotation Functions For Steel Connections, *Journal of Structural Engineering*, 117(6), 1703–1718.
- [29] **Yee, Y.L. ve Melchers, R.E.** (1986). Moment-Rotation Curves for Bolted Connections, *Journal of Structural Engineering*, 112(3), 615–635.
- [30] **Kishi, N. ve Chen, W.F.** (1990). Moment-Rotation Relations of Semirigid Connections with Angles, *Journal of Structural Engineering*, 116(7), 1813–1834.

- [31] **Srouji R., K.A. ve Murray, T.** (1983). Extended Unstiffened Moment End-Plate Connection Tests, **resreport FSEL/MBMA 83-05**, Fears Structural Engineering Laboratory, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma.
- [32] **Borgsmiller J.T., Sumner E.A., M.T.** (1995). Yield-Line Analysis of End-Plate Connections with Bolt Force Predictions, **resreport CE/VPI-ST-95/13**, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.
- [33] **Meng, R.L.** (1996). Design of Moment End-Plate Connections for Seismic Loading, *Doktora Tezi*, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- [34] **Wales, M.W. ve Rossow, E.C.** (1983). Coupled Moment-Axial Force Behavior in Bolted Joints, *Journal of Structural Engineering*, 109(5), 1250–1266.
- [35] **Kennedy, D.J.L. ve Hafez, M.A.** (1984). A study of end plate connections for steel beams, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 11(2), 139–149.
- [36] **Pucinotti, R.** (2001). Top-and-seat and web angle connections: prediction via mechanical model, *Journal of Constructional Steel Research*, 57(6), 663–696.
- [37] **da Silva, L.S. ve Coelho, A.M.G.** (2001). An analytical evaluation of the response of steel joints under bending and axial force, *Computers & Structures*, 79(8), 873–881.
- [38] **Urbonas, K. ve Daniūnas, A.** (2006). Behaviour of semi-rigid steel beam-to-beam joints under bending and axial forces, *Journal of Constructional Steel Research*, 62(12), 1244–1249.
- [39] **Faella, C., Piluso, V. ve Rizzano, G.** (1997). A new method to design extended end plate connections and semirigid braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 41(1), 61–91.
- [40] **Bose, S., McNeice, G. ve Sherbourne, A.** (1972). Column webs in steel beam-to-column connexions part I—Formulation and verification, *Computers & Structures*, 2(1-2), 253–279.
- [41] **Krishnamurthy, N. ve Graddy, D.E.** (1976). Correlation between 2- and 3-dimensional finite element analysis of steel bolted end-plate connections, *Computers & Structures*, 6(4-5), 381–389.
- [42] **Gebbeken, N., Rothert, H. ve Binder, B.** (1994). On the numerical analysis of endplate connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 30(2), 177–196.
- [43] **Yu, H., Burgess, I., Davison, J. ve Plank, R.** (2008). Numerical simulation of bolted steel connections in fire using explicit dynamic analysis, *Journal of Constructional Steel Research*, 64(5), 515–525.
- [44] **Díaz, C., Victoria, M., Martí, P. ve Querin, O.M.** (2011). FE model of beam-to-column extended end-plate joints, *Journal of Constructional Steel Research*, 67(10), 1578–1590.

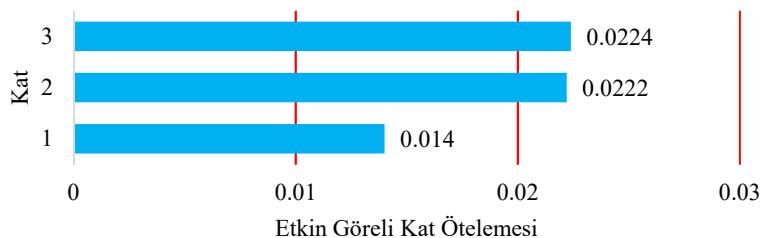
- [45] **Goverdhan, A.V.**, (1984), A collection of experimental moment–rotation curves and valuation of prediction equations for semi-rigid connections.
- [46] **Nethercot, D.A.** (1985). Steel beam-to-column connections: a review of test data and its applicability to the evaluation of joint behaviour in the performance of steel frames, **resreport RP338**, CIRIA.
- [47] **Kishi N., .C.W.** (1986). Steel connection data bank program, **resreport CE-STR86-18**, West Lafayette: School of Civil Engineering, Purdue University.
- [48] **Weynand, K.** (1992). SERICON I — databank on joints building frames, **resreport 463–474**, COST C1 first state of the art workshop.
- [49] Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C., (2003). Nehrp Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings And Other Structures (Fema 450), <https://www.wbdg.org/ffc/dhs/criteria/fema-450-p1>.
- [50] Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California, (1978). Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC 3-06 Project Report.
- [51] **Miranda, E. ve Bertero, V.V.** (1994). Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design, *Earthquake Spectra*, 10(2), 357–379.
- [52] **Dhakal, A.P.R.P.** (2011). Structural Design for Earthquake Resistance Past, Present and Future, **Teknik Rapor**, Department of Civil and Natural Resources Engineering University of Canterbury.
- [53] **ASCE**, (2016). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, Reston, Virginia, www.asce.org/bookstore|ascelibrary.org.
- [54] Int. Conf. of Bldg. Officials, Whittier, California, (1991). Uniform Building Code (UBC).
- [55] **Venture, S.J.**, (2000). State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking - FEMA-355C, Federal Emergency Management Agency.
- [56] **Computers ve Structures**, (2017), SAP2000, Structural Analysis Program, 1975, Berkeley, Kaliforniya, ABD.
- [57] Applied Technology Council (ATC). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.
- [58] **Chopra, A.K.** (2015). *Yapı Dinamiği; Teori ve Deprem Mühendisliği Uygulamaları*, Palme Yayınevi.
- [59] **PEER**, (2017), Pasific Earthquake Engineering Research Center Strong Ground Motion Database, <https://ngawest2.berkeley.edu/>.

EKLER

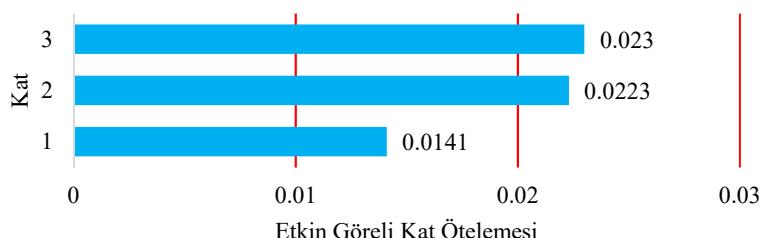
EK A : Yarı Rijit Birleşimli Yapıların Etkin Göreli Kat Ötelemeleri

EK B : Seçilen Deprem Kayıtlarının Ölçeklendirilmesi

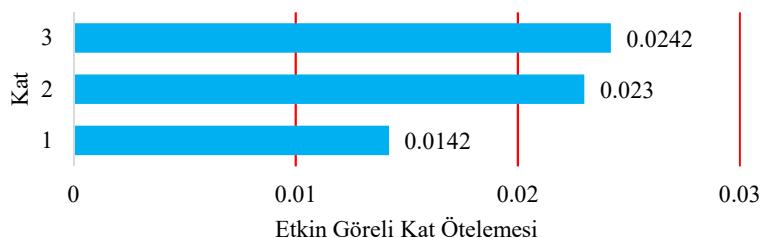
EK A: Yarı Rijit Birleşimli Yapıların Etkin Göreli Kat Ötelemeleri



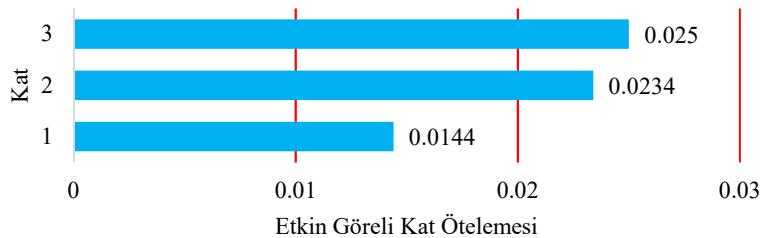
Şekil A.1 : 3 katlı yarı-rijit (20EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



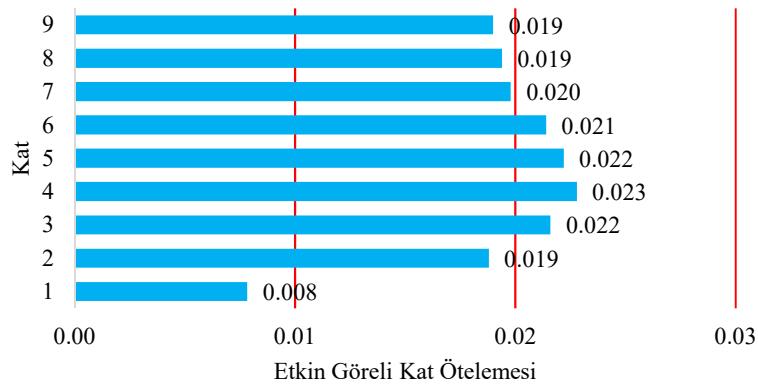
Şekil A.2 : 3 katlı yarı-rijit (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



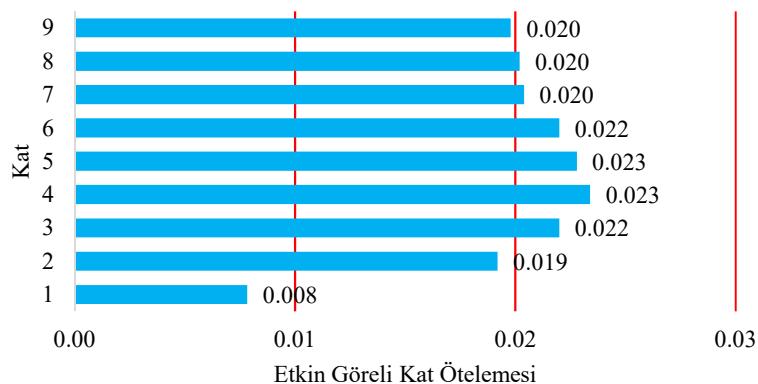
Şekil A.3 : 3 katlı yarı-rijit (11EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



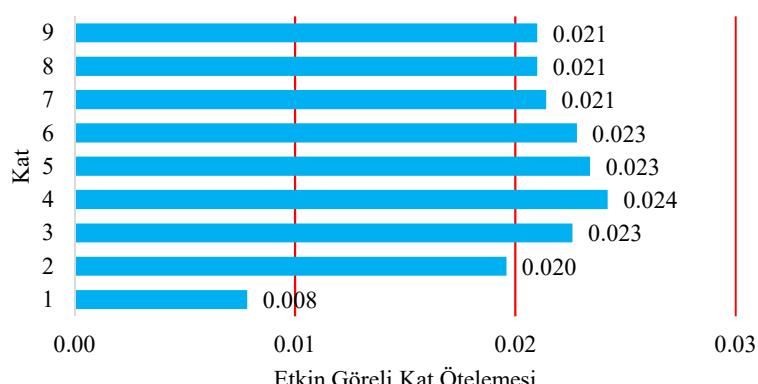
Şekil A.4 : 3 katlı yarı-rijit (8EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



Şekil A.5 : 9 katlı yarı-rijit (20EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



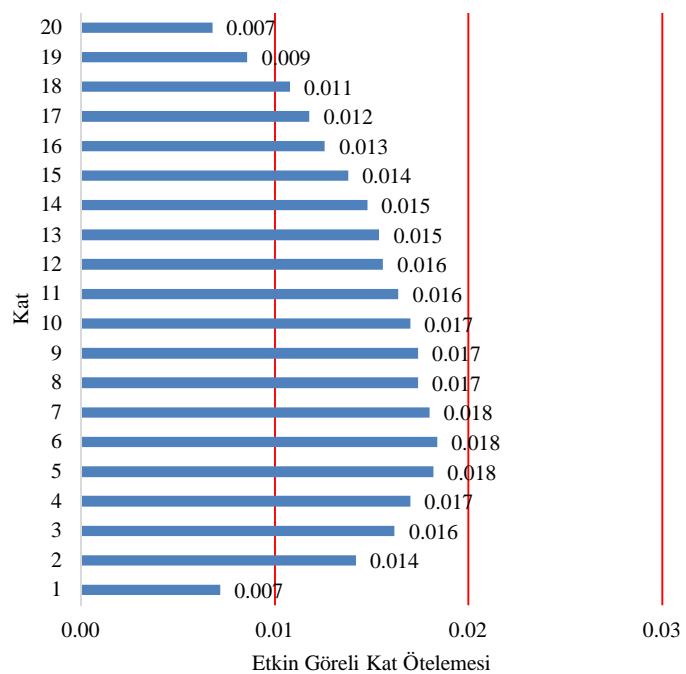
Şekil A.6 : 9 katlı yarı-rijit (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



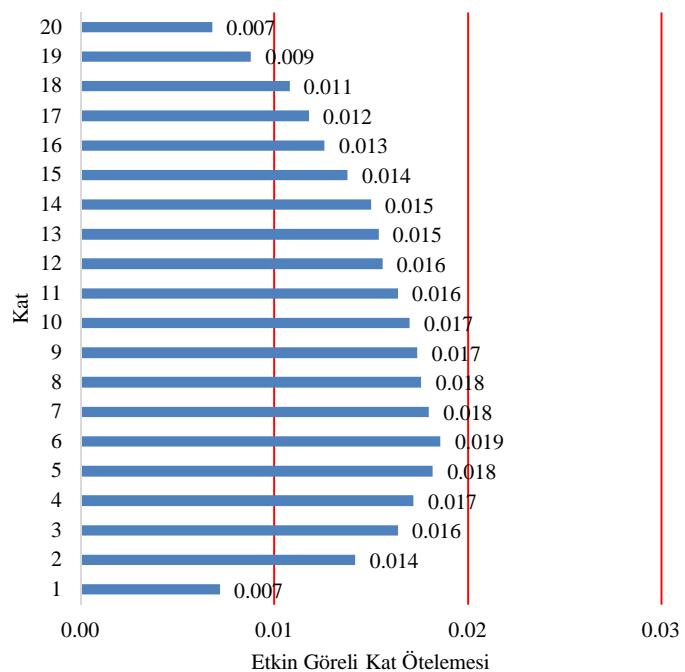
Şekil A.7 : 9 katlı yarı-rijit (11EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



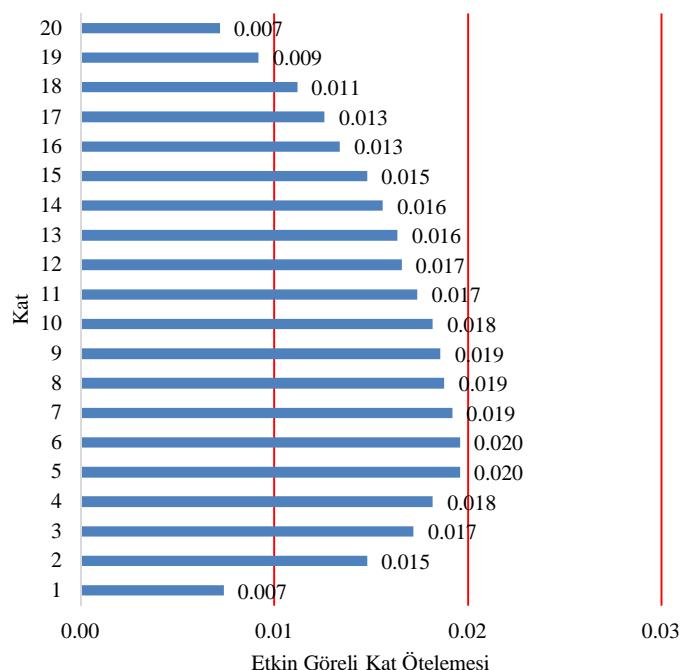
Şekil A.8 : 9 katlı yarı-rijit (8EI/L) birleşimli yapının etkin görelİ kat ötelemesi.



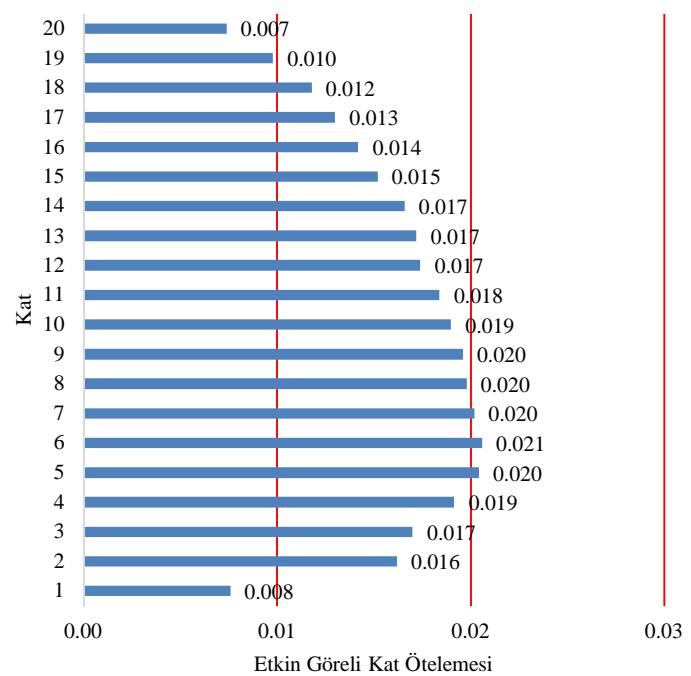
Şekil A.9 : 20 katlı yarı-rijit (20EI/L) birleşimli yapının etkin görelİ kat ötelemesi.



Şekil A.10 : 20 katlı yarı-rıjît (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.

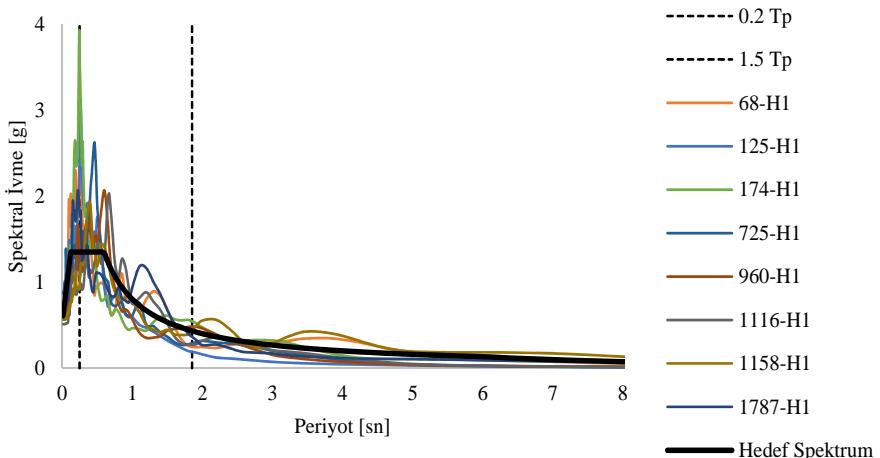


Şekil A.11 : 20 katlı yarı-rıjît (11EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.

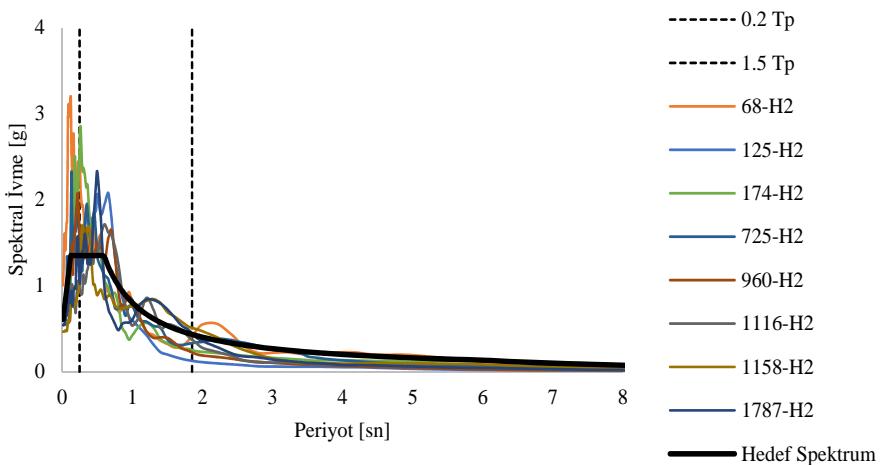


Şekil A.12 : 20 katlı yarı-rijit (8EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.

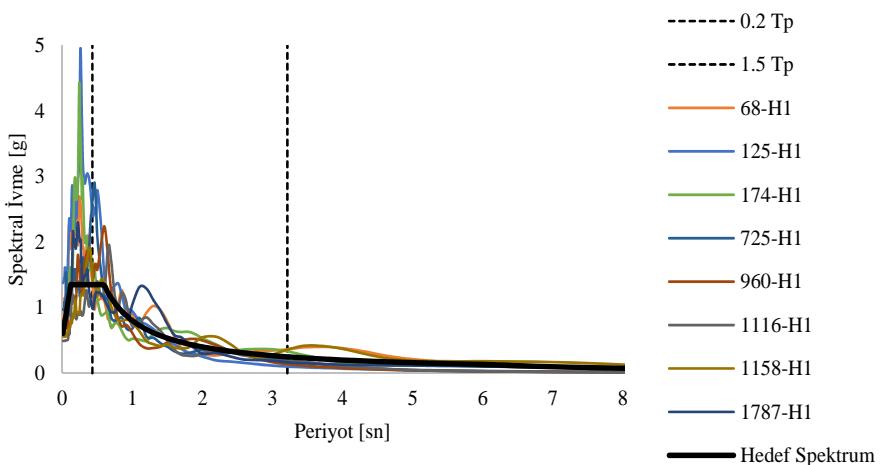
EK B: Seçilen Deprem Kayıtlarının Ölçeklendirilmesi



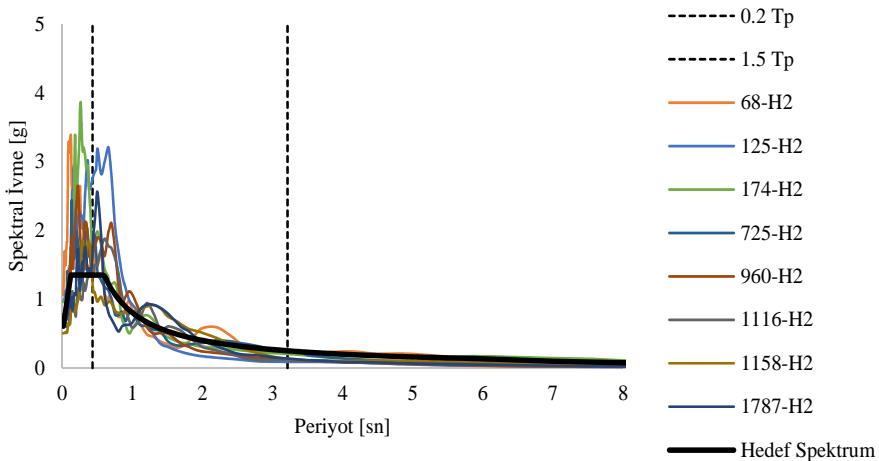
Şekil B.1 : 3 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.



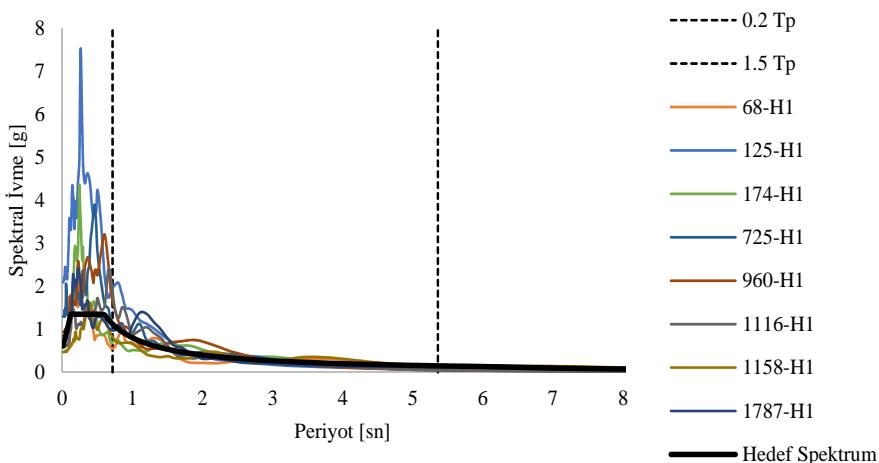
Şekil B.2 : 3 katlı yapılar için H2 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.



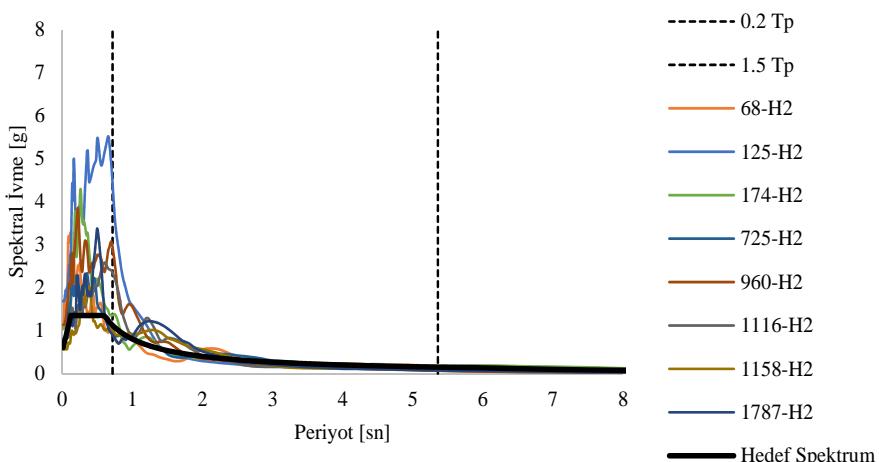
Şekil B.3 : 9 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.



Şekil B.4 : 9 katlı yapılar için H2 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.



Şekil B.5 : 20 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.



Şekil B.6 : 20 katlı yapılar için H2 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.

Çizelge B.1 : Seçilen yer hareketi kayıtlarının ölçeklendirme katsayıları.

Yapı	Deprem İsmi	H_1 Doğrultusu	H_2 Doğrultusu
3 Katlı	San Fernando	3.111	5.005
	Friuli_ Italy-01	2.410	2.008
	Imperial Valley-06	1.874	1.868
	Superstition Hills-02	1.833	2.172
	Northridge-01	1.153	0.937
	Northridge-01	1.486	1.291
	Kobe_ Japan	2.261	2.309
	Kocaeli_ Turkey	1.804	1.276
	Hector Mine	2.704	1.630
9 Katlı	San Fernando	3.575	5.2953
	Friuli_ Italy-02	3.8273	3.0988
	Imperial Valley-07	2.1129	2.5278
	Superstition Hills-03	2.0301	2.2771
	Northridge-01	1.1821	1.0653
	Northridge-01	1.6089	1.6475
	Kobe_ Japan	2.1794	2.5325
	Kocaeli_ Turkey	1.7837	1.384
	Hector Mine	3.0076	1.7911
20 Katlı	San Fernando	2.7738	5.1501
	Friuli_ Italy-03	5.8127	5.3278
	Imperial Valley-08	2.0782	2.8068
	Superstition Hills-04	2.7206	2.6095
	Northridge-01	1.5982	1.8928
	Northridge-01	2.3047	2.3956
	Kobe_ Japan	2.6837	3.4791
	Kocaeli_ Turkey	1.5092	1.5324
	Hector Mine	3.1639	2.3577

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Ahmet Karabacak

Doğum Tarihi ve Yeri: 1993, Konya

E-Posta: ahmet7k@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lise:** 2011, Konya Atatürk Lisesi
- **Lisans:** 2016, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği
- **Y. Lisans:** 2019, İstanbul Teknik Üniversitesi, Deprem Mühendisliği

MESLEKİ DENEYİMLER VE ÖDÜLLER:

- Soyut İnşaat 2013-2016 ,Yarı-zamanlı mühendislik uygulamaları
- 2014-2016 tarihlerinde Eskişehir Osmangazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölüm Temsilciliği
- 2014 yılında TAV İnşaat Emaar Square Projesinde saha stajı
- 2015 yılında Alarko Holding merkez ofis, arazi değerlendirme departmanında ofis stajı
- Erdemli Proje 2016- Halen , Yapı Tasarım Mühendisi
- Bu tez 42127 numaralı İTÜ Bilimsel Araştırma Projesi kapsamında kabul edilmiştir.