

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 : **Prof. Dr. Bilge DORAN**
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Bülent AKBAŞ
Gebze Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Filiz PİROĞLU
İstanbul Teknik Üniversitesi

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

Anneme ve Babama,

ÖNSÖZ

Bu tez çalışması süresince samimiyetini ve hoşgörüsünü benden esirgemeyen, 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 esirgemeyen 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

| | <u>Sayfa</u> |
|---|--------------|
| 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] | 16 |
| Birleşim Rijitliği | 16 |
| Birleşim Dayanımı..... | 17 |
| Birleşimin Sürekliği | 18 |
| 2.1.2 Eurocode Yönetmeliği [2] | 19 |
| Birleşimin Rijitliği | 19 |
| Birleşimin Dayanımı..... | 20 |
| 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 [7]..... | 23 |
| 2.1.8 Çin Binaların Deprem Tasarımı Standardı [8]..... | 24 |
| 2.2 Birleşim Davranışının Modellenmesi..... | 24 |
| Moment dönme ilişkilerinin matematiksel ifadesi | 25 |
| 2.2.1 Matematik Modeller | 26 |
| 2.2.2 Analitik Modeller | 26 |
| Akma Çizgileri Metodu | 27 |
| 2.2.3 Mekanik Modeller | 28 |
| 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 ve Chen (1986) in Çalışması [9] | 30 |
| Lui ve Chen (1987) in Çalışması [10] | 31 |
| Elnashai ve Elghazouli (1994) nin Çalışması [11] | 31 |
| Gupta ve Krawinkler (1999) in Çalışması [12] | 31 |
| Maison ve Kasai (2000) in Çalışması [13] | 32 |
| Peker (2009) in Çalışması [14] | 33 |
| Yemez (2007) in Çalışması [15] | 33 |
| 2.3 Birleşim Dönme Kapasitesi | 33 |
| AISC Yönetmeliği [1] | 35 |
| Eurocode Yönetmeliği [2] | 35 |
| 3. YER DEĞİŞTİRME ARTTIRMA KATSAYISI..... | 37 |
| 3.1 Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı | 38 |
| 3.2 Dayanım Fazlalığı Katsayısı..... | 40 |
| Dayanım fazlalığı katsayısı ile ilgili geçmiş çalışmalar | 41 |
| Freeman [16]..... | 41 |
| Osteraas ve Krawinkler [17] | 41 |
| Balendra ve Huang [18]..... | 41 |
| 3.3 Süneklik Azaltma Katsayısı | 41 |
| Süneklik azaltma katsayısı ile ilgili yapılan çalışmalar..... | 43 |
| Newmark ve Hall [19] | 44 |
| Lai ve Biggs [20] | 44 |
| Miranda [21] | 44 |
| 3.4 Eşit Yer Değiştirme ve Eşit Enerji Prensipleri | 45 |
| 3.5 Yer Değiştirme Arttırma Katsayısı | 46 |
| Yer değiştirme arttırma katsayısı ile ilgili yapılan çalışmalar | 49 |
| Uang ve Maarouf [22] | 49 |
| Şeker, Akbaş, Shen ve Öztürk [23]..... | 50 |
| Mohammadi ve Kordbagh [24]..... | 50 |
| 4. PARAMETRİK ÇALIŞMA | 53 |
| 4.1 Parametrik Çalışmada Kullanılacak Yapılar..... | 53 |
| 4.2 Moment Dayanımlı Çelik Çerçevevi Sistemlerin Tasarımı..... | 55 |
| 4.3 Birleşim Dönme Rijitliklerinin Seçimi ve Modellenmesi | 61 |
| 5. ÇERÇEVELERİN YER DEĞİŞTİRME ARTTIRMA KATSAYISININ BELİRLENMESİ..... | 65 |
| 5.1 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi | 65 |
| 5.1.1 Kapasite Spektrumu Metodu | 65 |
| Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi | 67 |
| Talep Eğrisinin Elde Edilmesi | 68 |
| 3 Katlı Yapının Yer Değiştirme Arttırma Katsayısının Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Elde Edilmesi | 68 |
| 9 Katlı Yapının Yer Değiştirme Arttırma Katsayısının Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Elde Edilmesi | 70 |
| 20 Katlı Yapının Yer Değiştirme Arttırma Katsayısının Kapasite Spektrumu Yöntemi ile Elde Edilmesi | 71 |
| 5.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz | 72 |
| 5.2.1 Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklendirilmesi | 73 |

| | |
|--|------------|
| Yer Değiştirme Arttırma Katsayısının Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz ile Elde Edilmesi | 74 |
| 6. ANALİZ SONUÇLARI..... | 75 |
| 6.1 3 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analiz Sonuçları..... | 76 |
| 6.2 3 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları | 77 |
| 6.3 9 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analiz Sonuçları..... | 82 |
| 6.4 9 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları | 83 |
| 6.5 20 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Statik Analiz Sonuçları..... | 88 |
| 6.6 20 Kathı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları | 89 |
| 6.7 Yer Değiştirme Arttırma Katsayıları | 94 |
| 7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER | 99 |
| 7.1 Genel Değerlendirme..... | 99 |
| 7.2 Gelecek Çalışmalara Yönelik Öneriler..... | 103 |
| KAYNAKLAR..... | 105 |
| EKLER | 111 |
| EK A: Yarı Rijit Birleşimli Yapıların Etkin Göreli Kat Ötelemeleri..... | 113 |
| EK B: Seçilen Deprem Kayıtlarının Ölçeklendirilmesi | 119 |
| ÖZGEÇMİŞ | 123 |

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 olacak 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 olacak 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 : Ortalama yer değiştirmeye artırma katsayıları..... | 50 |
| Çizelge 4.1 : 3 katlı yapının kesitleri..... | 59 |
| Çizelge 4.2 : 9 katlı yapının kesitleri..... | 59 |
| Çizelge 4.3 : 20 katlı yapının kesitleri..... | 60 |
| Çizelge 4.4 : Yapıların hakim titreşim periyotları..... | 61 |
| Çizelge 5.1 : Seçilen yer hareketi kayıtları..... | 74 |
| Çizelge 6.1 : Statik analizlerle, rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları..... | 95 |
| Çizelge 6.2 : Statik analizlerle, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları..... | 96 |
| Çizelge 6.3 : Dinamik analizlerle, rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları..... | 97 |
| Çizelge 6.4 : Dinamik analizlerle, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları... | 98 |
| Çizelge B.1 : Seçilen yer hareketi kayıtlarının ölçeklendirme katsayıları..... | 121 |

ŞEKİL LİSTESİ

| | <u>Sayfa</u> |
|---|--------------|
| Şekil 2.1 : Moment dönme ilişkisi..... | 7 |
| Şekil 2.2 : Kolon-Kiriş bağlantısı..... | 8 |
| Şekil 2.3 : Bağlantı deformasyonu..... | 9 |
| Şekil 2.4 : Kolon-Kiriş birleşim tipleri [25]. | 9 |
| Şekil 2.5 : Birleşimlerin moment dönme diyagramları [26]. | 10 |
| Şekil 2.6 : Kiriş uç momentleri ve uç dönmeleri..... | 11 |
| Şekil 2.7 : Ankastre mesnetli, düzgün yayılı yüklü 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 : Normalize eğilme momentine karşılık birleşim rıjitleğini kiriş rıjitleğine oranı..... | 14 |
| Şekil 2.12 : Kiriş ve birleşim çizgilerinin kesimi..... | 15 |
| Şekil 2.13 : Kiriş ve birleşim çizgilerinin eğimi, sekant rıjilikleri..... | 16 |
| Şekil 2.14 : Yarı rıjit bir birleşimin rıjilik, dayanım ve süneklik karakteristikleri. | 17 |
| Şekil 2.15 : Birleşimlerin moment dönme tepkilerine göre sınıflandırılması..... | 18 |
| Şekil 2.16 : Rıjilikte 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 : Birleşimin dönme kapasitesi [25]. | 34 |
| Şekil 3.1 : Genel Yapı Davranışı | 38 |
| Şekil 3.2 : Sistemin yatay dayanımı ile yer değiştirme süneklik talebi arasındaki değişim..... | 43 |
| Şekil 3.3 : Eşit yer değiştirme ve eşit enerji prensipleri..... | 46 |
| Şekil 3.4 : FEMA P695'e göre genel yapı davranışı [27]. | 49 |
| Şekil 4.1 : 3 katlıının plan ve A,G aksı kesiti..... | 54 |
| Şekil 4.2 : 9 katlıının plan ve A,F aksı kesiti..... | 55 |
| Şekil 4.3 : 20 katlıının plan ve A,G aksı kesiti..... | 55 |
| Şekil 4.4 : Yaslanan kolonların modellenmesi [28]..... | 56 |
| Şekil 4.5 : Yatay tasarım elastik spektrumu..... | 57 |
| Şekil 4.6 : 3 katlı rıjit birleşimli yapıının etkin görelî kat ötelemesi..... | 58 |
| Şekil 4.7 : 9 katlı rıjit birleşimli yapıının etkin görelî kat ötelemesi..... | 59 |
| Şekil 4.8 : 20 katlı rıjit birleşimli yapıının etkin görelî kat ötelemesi..... | 60 |
| Şekil 4.9 : Parametrik çalışmada kullanılan birleşim dönme rıjilikleri..... | 61 |
| Şekil 4.10 : Link elemanlar..... | 62 |
| Şekil 4.11 : Kiriş elemanlarının doğrusal olmayan eğilme davranışları modeli..... | 62 |

| | | |
|-------------------|--|----|
| Şekil 4.12 | : Yarı rijit birleşimlerin doğrusal olmayan eğilme davranışları modeli..... | 63 |
| Şekil 5.1 | : Kapasite spektrumu metod ile deprem performansı değerlendirmesi. | 66 |
| Şekil 5.2 | : 3 katlı yapıya ait kapasite eğrisi ve talep eğrisi..... | 69 |
| Şekil 5.3 | : 9 katlı yapıya ait kapasite eğrisi ve talep eğrisi..... | 71 |
| Şekil 5.4 | : 20 katlı yapıya ait kapasite eğrisi ve talep eğrisi..... | 72 |
| Şekil 5.5 | : Doğal frekans sönüm oranı ilişkisi ve Rayleigh sönümlü..... | 73 |
| Şekil 6.1 | : 3 katlı çerçevelerin kapasite eğrileri..... | 76 |
| Şekil 6.2 | : Rijit birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 77 |
| Şekil 6.3 | : Rijit birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2)..... | 77 |
| Şekil 6.4 | : Rijit birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3). | 77 |
| Şekil 6.5 | : Yarı rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 78 |
| Şekil 6.6 | : Yarı rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevenin,en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 78 |
| 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). | 78 |
| Şekil 6.8 | : Yarı rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 79 |
| Şekil 6.9 | : Yarı rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 79 |
| 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). | 79 |
| Şekil 6.11 | : Yarı rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 80 |
| Şekil 6.12 | : Yarı rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 80 |
| 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). | 80 |
| Şekil 6.14 | : Yarı rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 81 |
| Şekil 6.15 | : Yarı rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 81 |
| 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). | 81 |
| Şekil 6.17 | : 9 Katlı çerçevelerin kapasite eğrileri..... | 82 |
| Şekil 6.18 | : Rijit birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 83 |
| Şekil 6.19 | : Rijit birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2)..... | 83 |

| | | |
|-------------------|--|----|
| Şekil 6.20 | : Rijit birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3). | 83 |
| Şekil 6.21 | : Yarı rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 84 |
| Şekil 6.22 | : Yarı rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 84 |
| 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). | 84 |
| Şekil 6.24 | : Yarı rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 85 |
| Şekil 6.25 | : Yarı rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 85 |
| 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). | 85 |
| Şekil 6.27 | : Yarı rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 86 |
| Şekil 6.28 | : Yarı rijit (11 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 86 |
| 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). | 86 |
| Şekil 6.30 | : Yarı rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 87 |
| Şekil 6.31 | : Yarı rijit (8 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 87 |
| 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). | 87 |
| Şekil 6.33 | : 20 Kathlı çerçevelerin kapasite eğrileri..... | 88 |
| Şekil 6.34 | : Rijit birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 89 |
| Şekil 6.35 | : Rijit birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2)..... | 89 |
| Şekil 6.36 | : Rijit birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3). | 89 |
| Şekil 6.37 | : Yarı rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 90 |
| Şekil 6.38 | : Yarı rijit (20 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 90 |
| 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). | 90 |
| Şekil 6.40 | : Yarı rijit (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 91 |

| | | |
|-------------------|---|----|
| Şekil 6.41 | : Yarı rıjıt (15.5 EI/L) birleşimli çerçevedenin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 91 |
| Şekil 6.42 | : Yarı rıjıt (15.5 EI/L) birleşimli çerçevedenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3). | 91 |
| Şekil 6.43 | : Yarı rıjıt (11 EI/L) birleşimli çerçevedenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 92 |
| Şekil 6.44 | : Yarı rıjıt (11 EI/L) birleşimli çerçevedenin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 92 |
| Şekil 6.45 | : Yarı rıjıt (11 EI/L) birleşimli çerçevedenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3). | 92 |
| Şekil 6.46 | : Yarı rıjıt (8 EI/L) birleşimli çerçevedenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-1). | 93 |
| Şekil 6.47 | : Yarı rıjıt (8 EI/L) birleşimli çerçevedenin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2). | 93 |
| Şekil 6.48 | : Yarı rıjıt (8 EI/L) birleşimli çerçevedenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3). | 93 |
| Şekil 6.49 | : Statik analizlerle, rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları..... | 95 |
| Şekil 6.50 | : Statik analizlerle, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları..... | 96 |
| Şekil 6.51 | : Dinamik analizlerle, rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları..... | 97 |
| Şekil 6.52 | : Dinamik analizlerle, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları..... | 98 |
| Şekil A.1 | : 3 katlı yarı-rıjıt (20EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.113 | |
| Şekil A.2 | : 3 katlı yarı-rıjıt (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.113 | |
| Şekil A.3 | : 3 katlı yarı-rıjıt (11EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.113 | |
| Şekil A.4 | : 3 katlı yarı-rıjıt (8EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.113 | |
| Şekil A.5 | : 9 katlı yarı-rıjıt (20EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.114 | |
| Şekil A.6 | : 9 katlı yarı-rıjıt (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.114 | |
| Şekil A.7 | : 9 katlı yarı-rıjıt (11EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.114 | |
| Şekil A.8 | : 9 katlı yarı-rıjıt (8EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.115 | |
| Şekil A.9 | : 20 katlı yarı-rıjıt (20EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.115 | |
| Şekil A.10 | : 20 katlı yarı-rıjıt (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.116 | |
| Şekil A.11 | : 20 katlı yarı-rıjıt (11EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.116 | |
| Şekil A.12 | : 20 katlı yarı-rıjıt (8EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.117 | |
| Şekil B.1 | : 3 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.119 | |
| Şekil B.2 | : 3 katlı yapılar için H2 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.119 | |
| Şekil B.3 | : 9 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.119 | |

| | | |
|------------------|---|-----|
| Şekil B.4 | : 9 katlı yapılar için H2 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları. | 120 |
| Şekil B.5 | : 20 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları. | 120 |
| Şekil B.6 | : 20 katlı yapılar için H2 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları. | 120 |

YARI RİJİT BİRLEŞİMLİ ÇELİK ÇERÇEVELERİN YER DEĞİŞİRTİRME 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 bugün 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 sönüüm mekanizmasındaki basitlikte yatmaktadır. Bu sistemlerde özellikle deprem kuvvetleri altında yapının dayanımında azalma olmadan kirişlerde çok sayıda akma ve 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. Bu kural 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 rıjit 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. Araştırmalar sonucu, çatlıkların ve hasarların, temel birleşim geometrisi, yapısal malzemelerin kontrolünün eksikliği, iç yapısındaki düşük tokluğa sahip kaynak dolgu metallerinin kullanılması, kolon başlıklarında divot kırılması, karşılaşma 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 rıjit veya ideal mafsallı kabulünün ne derece doğru olduğu tartışma konusudur. Gerçekte moment çerçevesinde kullanılan birleşimlerin güçlü veya zayıf eksende olsun, davranışını incelendiğinde birleşimlerin rıjit veya ideal mafsallı davranışını göstermesi için çok özel detaylandırmaların kullanılması şarttır halbuki kullanılan birleşimlerin çoğunluğu rıjit ve mafsallı iki uç sınır durumun arasında kalmaktadır. Bu birleşim türleri yarı-rıjit birleşim olarak sınıflandırılmaktadır.

Geçtiğimiz yarı 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 güvenliğini seviyesini ekonomik olarak sağlamayı hedefler. Bu tasarım felsefesinin bir sonucu olarak, yönetmeliklerde öngörülen yatay tasarım kuvveti yapıyı elastik aralıktaki tutmak için gereken yatay kuvvetten daha düşüktür. Yapıının 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 deprem yönetmeliklerinde çelik çerçeveli yapıların tasarımında birleşim dönme rijitliği kavramı ve yönetmeliklerin tasarımında kullanılacak gerçek yer değiştirme talebi için tepki değiştirme katsayısı üzerinde durmaktadır. *Yer Değiştirme Arttırma Katsayıları*, en basit ifadeyle 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 katsayıları hesaplanmıştır.

Az, orta ve yüksek katlı çerçevelerde, beş farklı birleşim rijitliği altında, statik analizler sonucu, ortalama 4.84, dinamik analizler sonucu, ortalama 3.86 olarak hesaplanan C_d katsayıları AISC ve TBDY-2018 yönetmeliklerinin sırasıyla kullandığı 5.50 ve 8.00 değerinden daha düşüktür. Sonuçlar çelik çerçeveli bir yapıda birleşim rijitliğinin yapının davranışını değiştirdiğini, dolayısı ile çelik çerçeveli yapılar için önemli bir tepki değiştirme katsayısı olan *Yer Değiştirme Arttırma Katsayılarının* değiştirdiği anlaşılmaktadır. Bulunan yer değiştirme artırma katsayılarındaki farklılık, moment dayanıklı bir çelik çerçevenin doğrusal olmayan değerlendirmesi yapılması durumunda yapıda kullanılan birleşimlerin rijitliklerinin göz ardi edilmemesi gerektiğini göstermektedir. Ayrıca birleşim rijitliğinin azalmasının yapıların süneklik oranının azaldığını göstermiştir.

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

SUMMARY

Moment resisting steel frames structures stand out with important performance parameters of structure design such as safety, economy and aesthetics. Moment resisting steel frames with high ductility capacities are frequently used in low and medium rise buildings in earthquake zones. The high ductility characteristics of the moment frames in the simplicity of the system's energy damping mechanism when subjected to horizontal forces. In these systems, especially under earthquake forces, a great number of yields in the beams are achieved by inelastic deformation without reducing the strength of the structure. In such structures, the principle of strong column-weak beam is applied to ensure that plastic hinges are formed in the beams before the columns, to increase ductility and delay the collapse of the structure. This rule results in the selection of larger column sections than required and uneconomical, extremely safe designs. In order to solve this problem, especially in the USA, the method is to design only the outer frames of the buildings as horizontal load bearing systems. However, one of the main disadvantages of these structures is that the redistribution of the system is limited(low redundancy).

During the 1994 Northridge and 1995 Kobe earthquakes, heavy and unexpected damages occurred in rigid connected moment resisting steel frames structures, and especially in fully welded connections, leading to a review of the design methods of such structures. Following this discovery, a consortium of professional associations and researchers known as the SAC joint venture conducted extensive work to identify the causes of this unexpected behavior and develop recommendations for building a more robust moment framework. Cracks and damages were found to be the result of basic joint geometry, lack of control of basic materials, the use of weld filler metals with low toughness in the internal structure, divot breakage of column heads, damage caused by the cover plate, inadequate quality control and other factors. The resulting research formed the basis for regulatory design requirements for existing special moment frameworks.

Moment frames can be said to have great displacement properties as both advantages and disadvantages. It is debatable to what extent all column-beam joints in a structure are fully rigid or ideally hinged in the design. In fact, when the behavior of the joints used in the moment frame is in the strong or weak axis, it is necessary to use very specific detailing in order to show that the joints exhibit rigid or ideal hinged behavior, whereas the majority of the joints used are between two rigid and hinged end boundary states. These connection types of classified as semi-rigid connections.

Over the past half century, computer aided software tools used by engineers for structural design have made significant progress. However, there are still some assumptions made during the modeling and design of steel structures. Especially

for a steel structure designed in the earthquake zone, the aim of safety and economy is of great importance. The structural design philosophy in the earthquake regulations underlines that even in an earthquake with a reasonable probability of occurrence, absolute safety and damage cannot be ensured. However, it aims to economically provide a high level of safety in buildings by allowing some structural and non-structural damage and absorbing inelastic energy. As a result of this design philosophy, the horizontal design force prescribed in the regulations is lower than the horizontal force required to keep the structure within the elastic range. Retention of the structure in the elastic envelope means that all structural elements subjected to lateral movement are returned to the initial state without any permanent deformation and damage, which is to be maintained, far from practical and rational.

When the design of moment frames is considered, the main parameter that governs the design is displacement. This study focuses on the concept of connection rotation stiffness in the design of steel frame structures with moment resistance in the earthquake regulations, and the concept of the reaction coefficient of change for the actual displacement of regulations to be used in design. The *Displacement Amplification Factor* is used to obtain the displacement value of the structure from the elastic displacement value in the inelastic state. For this purpose, low, medium and high storied rigid connections moment framed structures were designed for the earthquake level determined and examined with five different rotational stiffnesses by linear inelastic static and dynamic analyses. 15 steel frame static pushover analyses and 18 real-ground motion dynamic time-history analyses were scaled at the design earthquake level. With these analysis results, the displacement amplification factor was calculated for each steel frame.

In low, medium and high-rise frames, C_d coefficients calculated under average of 4.84 for dynamic analysis and 3.86 for static analysis are less than the values of 5.50 and 8.00 used by AISC and TBDY-2018 regulations, respectively. The results show that the stiffness of the connection in a steel-frame structure changes the behavior of the structure, thereby changing the *Displacement Amplification Factor*, which is an important response coefficient for steel-frame structures. The difference in the displacement amplification coefficients shows that the rigidity of the connections used in the structure should not be ignored if a non-linear evaluation of a moment resisting steel frame is performed. In addition, the decrease in connection stiffness has shown that the ductility ratio of the structures is reduced.

1. GİRİŞ

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

Moment dayanımlı çelik çerçeveler, 1800'lerin sonunda demir, betonarme ve özellikle yiğma yapılarla birlikte kullanmak için geliştirildi. Binalar daha uzun ve daha hafifleştikçe 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 rijit çerçeve davranışının anlaşılmaması için temel sağlamıştır. Gelişmiş malzemelerin ve birleşim yöntemlerinin (kaynak, bulon, vb.) geliştirilmesi analitik gelişime paraleldi ve rijit çerçeve konstrüksiyonu 1900'lerin başından günümüze kadar hızla büyümüştür. Daha hafif yapıya ve daha ince elemanlara olan talep açıkça belirlendi ve bugün de devam etmektedir.

II. Dünya Savaşından sonra, mühendisler kirişleri kolonlara bağlamak için üst ve alt kiriş başlıklarında korniyer veya yarım I profiller kullanarak birleşimler tasarlamaya başladı. 1950'lerde, yapı inşaatına kaynak tanıtımı yapıldığı için, korniyer ve yarım I kesitler, başlık üst levhaları, kolon başlıklarına kaynaklanarak değiştirildi, sonra kiriş başlıklarına perçinlendi. 1960'larda perçinleme, ekonomik değildi ve yerini yüksek dayanımlı bulonlara bıraktı. Son olarak, 1970'lerin başında, mühendisler bugün kiriş başlıkları kaynaklı ve gövdesinden ek levhalı 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, yanal ötelenmesi desteklenmiş çerçeveler (çaprazlı çerçeveler) için belirtilen deprem kuvvetlerin üçte ikisi ve perde duvarlı yapıları taşımak için belirtilen kuvvetlerin yarısı için tasarlanabilir oldular. 1960'larda, araştırmacılar çelik moment çerçevelerinin çevrimisel laboratuvar testlerini yapmaya başladı. Güçlü depremlerde üstün elastik olmayan davranışları elde etmek için bu yapıların detaylandırılmasında bazı kontrollerin gerekli olduğu belirlenmiştir [29].

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 dayanıklı bağlantılar kullanmaya meyilliyydi, bu da yanal kuvvet direncinin dağıtılması için yüksek bağlılık 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 dayanıklı çerçeveler kullanarak, pahalı saha kaynağını en aza indirmeye başlamıştı. Nadir de olsa, bazı yüksek yapılara binanın her bir tarafında yalnızca tek bir moment çerçevesi kullanılmıştır. Bu taşıyıcı sistem dünyanın önemli yapı tasarım mühendisleri tarafından yüksek binalarda kullanıldı, önemli örnekleri olarak, Leslie E. Robertson'ın tasarladığı, 1972'de New York'ta tamamlanan World Trade Center ve Fazlurrahman Han (1929-1982) tarafından tasarlanan, 1974'de Chicago'da tamamlanan Sears Tower, söylenebilir.

1994 Northridge depreminin ardından mühendisler, bir dizi modern, özel moment dayanıklı çelik çerçeve yapısının, kaynaklı kiriş-kolon bağlantılarında beklenmeyen gevrek kırılmalar yaşandığını keşfettiğine şaşındı. Benzer hasar ve hatta bazı binaların yıkılması, Japonya depremi 1 yıl sonra, 1995 Kobe'de meydana geldi. Bu keşiflerin ardından, SAC ortak girişimi olarak bilinen profesyonel derneklerin ve araştırmacılardan 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 değişimmesi 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 karakteristiği 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 sökümlenmektedir. Moment dayanıklı çelik çerçevelerin tasarımını, bu sistemlerin büyük yer değiştirme yapabilme kabiliyetlerinin bir sonucu olarak göreli kat ötelemeleri yönetmektedir.

Moment çerçeveleri için diğer önemli husus ise birleşimlerdir. Çerçevenin ana elemanları olan kolon ve kirişleri birbirine bağlandığı bölge çerçeve davranışını için çok önemlidir. Çerçevenin yatay kuvvet etkisi altında, enerji sökümleme mekanizması olarak kiriş uçlarında akma ve plastik şekil değiştirmelerin oluşabilmesi ve çerçeve stabilitesinin korunabilmesi için birleşim bölgelerinin hasar almadan kolon ve kirişlere yükleri aktarabilmelidir. Birleşimler yaygın kullanılan I profiller için, gerek bağlılığı elemanın güçlü eksende gerekse zayıf eksende ve kutu-boru profiller için davranışları, birleşim araçlarının çeşitliliği sebebi ile birbirinden çok farklıdır. Çerçevede kullanılan birleşimin rijitlik ve dayanım gibi iki karakteristik özelliği detaylı incelendiğinde, çerçeve davranışında birleşimlerin davranışını önemli kılardır. Daha önce de bahsedilen gelişen imkanlar mühendislere daha hassas modelleme

imkanı vermektedir. Moment dayanımlı çerçeveler kullanılmaya başladığından beri araştırmalara konu olan birleşimlerin davranışları 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 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 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 değişim 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 atanmış değerlerin güvenilirliği tam olarak bilinmemektedir. ATC-19 [30]’da belirtildiği gibi, deprem yönetmeliklerinde tablolanan tepki değişim katsayılarının matematiksel bir temeli yoktur ve bunlar (R için değerler) zamanında elde edilen hükümlere ve bazı verilere dayanmaktadır fakat yazılan yönetmelik hükümlerinin periyodik olarak gözden geçirilmesi gereklidir. Bu faktörlere çeşitli yapısal sistemler için yönetmeliklere atanmış sayısal değerler, titiz analizler ve deneylerle değil, uzman mühendislerin fikir birliği ile elde edildiği unutulmamalıdır. Bu sebeplerden dolayı, tepki değişim katsayılarının moment çerçeveleri için çok daha önemli olan bir parametre ise *Yer Değiştirme Arttırma Katsayısı* ’dır. Yapının elastik ötesi davranışı esnasında yaptığı en büyük yer değişim 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 tasarıminın 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 rıjît birleşimleri kapsamaktadır, bu bölümde yarı rıjît birleşimler geçmişte yapılmış önemli çalışmalarla anlatılmış, birleşimlerin sınıflandırılması uluslararası kabul görmüş yönetmeliklerin konuya bakışı incelenmiş daha sonra yarı rıjît birleşimlerin davranışının modellenmesine yer verilmiş ve birleşimlerin dönme kapasiteleri anlatılmıştır.

Üçüncü bölümde *Yer Değiştirme Arttırma Katsayısını* (C_d) ve bu katsayıyı daha iyi kavrayabilmek adına eşit yer değiştirme ve eşit enerji prensipleri ve diğer tepki değiştirme katsayıları da anlatılmıştır.

Dördüncü bölümde parametrik çalışma kapsamında kullanılacak moment dayanıklı çelik çerçeveli yapıların tasarımını açıklanmıştır. Bu bölümde ayrıca, tasarımını yapılan

yapıların incelenen çerçevelerindeki yarı rıjıt davranışını göstermek amacıyla belirlenen bireşimlerin dönme rıjıtliklerinin seçimi ve modellenmesi açıklanmıştır.

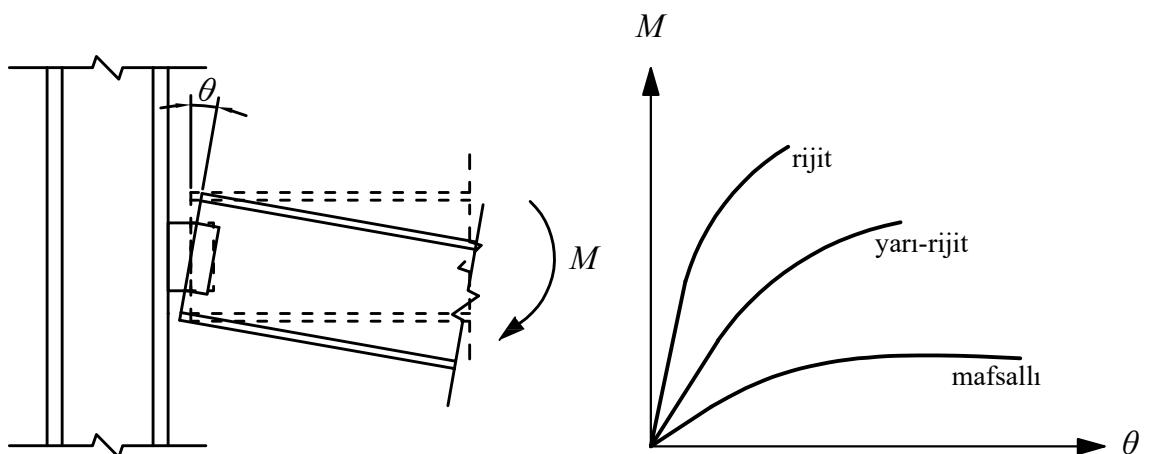
Beşinci bölümde daha önceki bölümde tasarımlı yapılan ve dönme rıjıtlikleri belirlenen yarı rıjıt bireşimli çelik çerçevelerin yer değiştirme arttırma katsayısının belirlenmesi için yapılan doğrusal elastik olmayan statik ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz açıklanmıştır.

Altıncı bölümde parametrik çalışmanın doğrusal olmayan analiz sonuçları detaylı olarak gösterilmiştir ve sonuçlar istatistiksel olarak da analiz edilmiş, sonuçları özetlenmiştir.

Yedinci bölüm çalışmanın son bölümüdür. Bu bölümde daha önceki bölümlerde elde edilen sonuçlar kapsamlı olarak yorumlanmıştır. Bu sonuçlar ışığında da çıkarımlar belirtilmiş ayrıca gelecek çalışmalar için de bazı önerilere yer verilmiştir.

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 edilir.

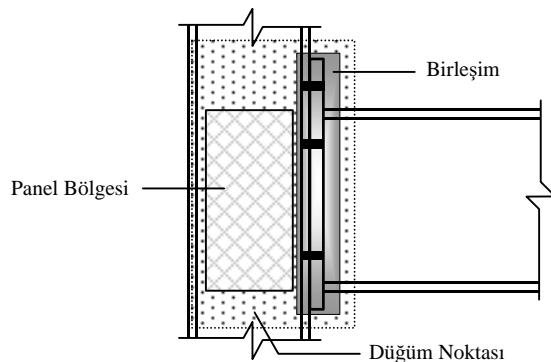


Şekil 2.1 : Moment dönme ilişkisi.

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

nedenle, birleşimlerin rijit, yarı rijit veya mafsallı olabileceğini tahmin etmek faydalı ve pratiktir. Birleşimlerin sınıflandırılması çerçevelerin davranışına dayanarak yapılmalıdır çünkü yatay ötelenmesi tutulmuş ve tutulmamış çerçevelerde birleşim dönme talepleri farklıdır. Birleşimlerin moment-dönme özelliklerini yöneten birincil göstergeler, rijitlik, dayanım ve dönme kapasitesidir. Bu özellikler, sınıflandırma için kullanılan önemli faktörlerdir [31].

Birleşim tiplerinden bahsetmeden önce birleşim ve düğüm noktası ifadelerini tanımlamak faydalı olacaktır. Şekil 2.2 'de gösterildiği üzere kolon-kiriş bağlantısı (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 birleşimin 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 : Kolon-Kiriş bağlantısı.

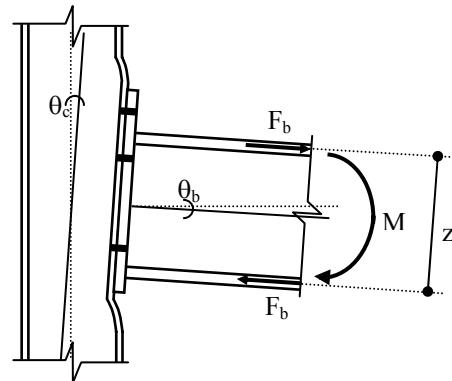
Denklem 2.1 'de ifade edildiği gibi bir bağlantının düzlem içi eğilme (M) 'den kaynaklı dönme deformasyonu, θ , panel bölgesi kayma deformasyonu(γ), ve birleşim dönme deformasyonunun (φ) toplamıdır.

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

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:

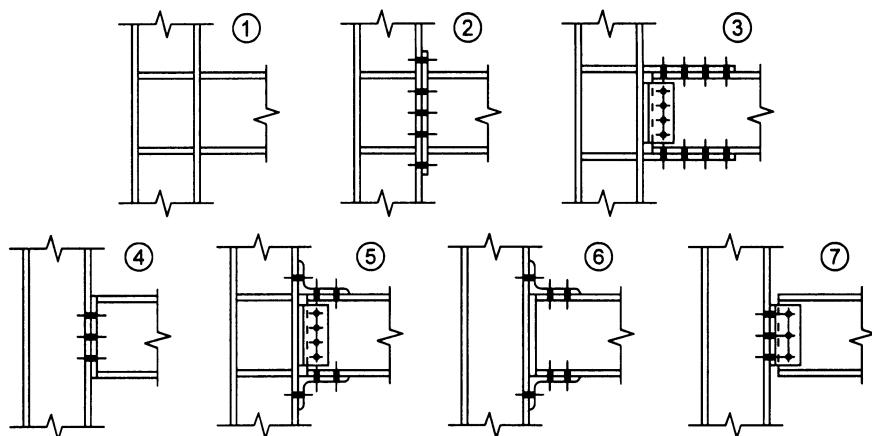
$$\varphi = \theta_b - \theta_c \quad (2.2)$$

Şekil 2.5 'de gösterilen bu deforme 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 : Bağlantı deformasyonu.

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

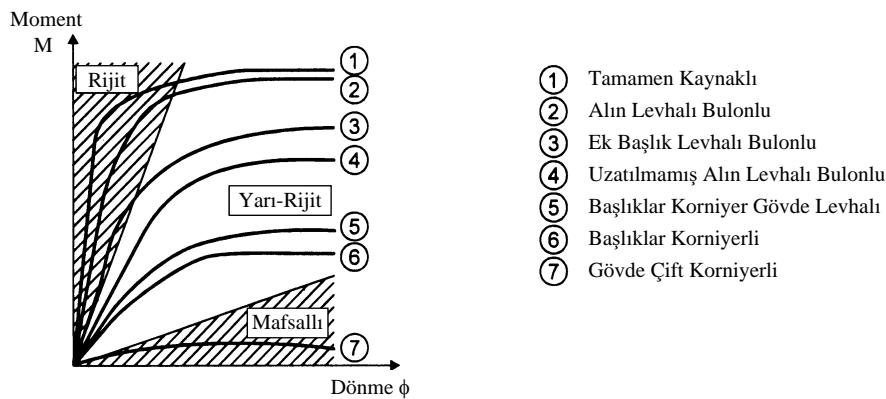


Şekil 2.4 : Kolon-Kiriş birleşim tipleri [25].

2.1 Birleşimlerin Sınıflandırılması

Birleşimleri sınıflandırmak için birleşimlerin tepkisini niteleyen ana parametreleri incelemek yeterli olacaktır, bu parametreler rijitlik, dayanım(taşıma kapasitesi) ve süneklik'tir. Birleşimler literatürde genel olarak rijitlik 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 tasarımını, üretimi ve montajı doğru yapıldığı takdirde, yarı riyit birleşimler sünek davranış sergileyebilirler. Özellikle deprem bölgelerinde inşa edilecek yapılarda, birleşimin süneklik değeri en az birleşim kapasitesi kadar önemlidir. Birleşimlerin sınıflandırılmasında yapılan temel varsayımlar, en önemli davranışsal özelliklerinin moment dönme ($M - \theta$) eğrisi ile modellenebileceğidir.



Şekil 2.5 : Birleşimlerin moment dönme diyagramları [26].

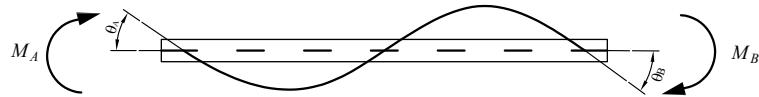
Yönetmeliklerin birleşimleri sınıflandırdıklarını incelemeden önce tez kapsamında birleşim dönme rijitliği seçiminde tercih edilen AISC yönetmeliğinin sınıflandırma kavramını irdelemek yönetmeliklerin birleşimleri sınıflandırma prensibini anlamak için faydalı olacaktır.

Kiriş Çizgi Konsepti

Esnek veya yarı riyit 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. Düzgün düşey yükle sahip iki ucundan ankastre mesnetle tutulu kiriş için, Şekil 2.7, uç momenti

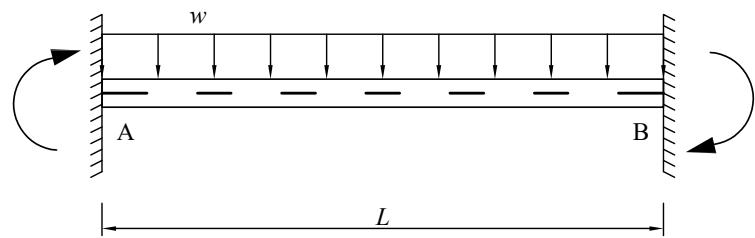


Şekil 2.6 : Kiriş uç momentleri ve uç dönmeleri.

Denklem 2.4 olarak tanımlanır.

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

Burada w kiriş üzerindeki düzgün yayılı yüktür.



Şekil 2.7 : Ankastre mesnetli, düzgün yayılı yüklü kiriş.

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

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

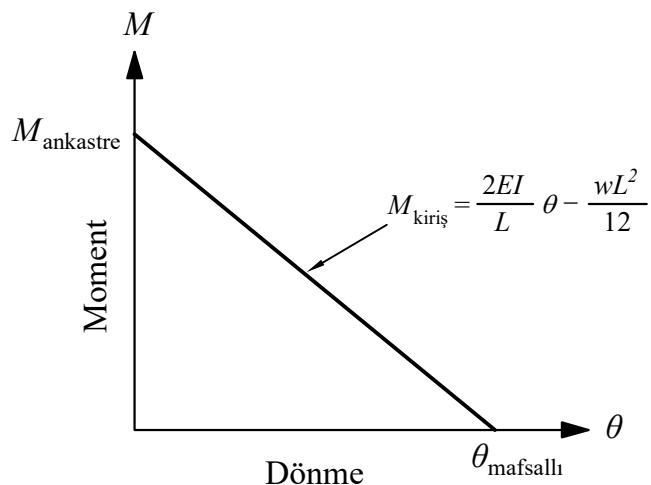
Burada, basit ve ankastre uçlu kiriş olmak üzere iki özel durum incelenmiştir. Basit kiriş koşulunda, A ucundaki moment sıfırdır ve Denklem 2.5 'i çözerek, dönme aşağıdaki şekilde hesaplanır:

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

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 ilişkiyi ifade etmektedir.

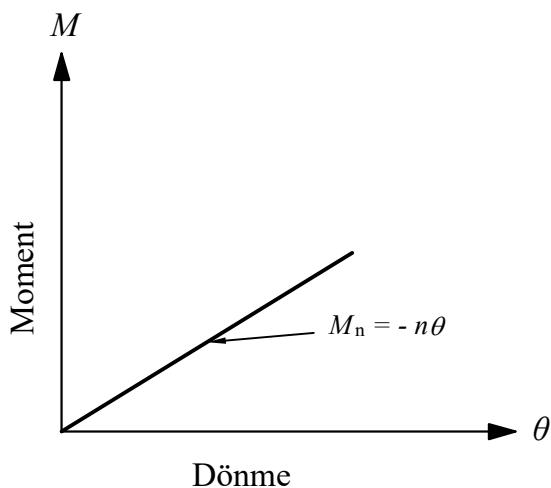


Şekil 2.8 : Kiriş için moment dönme çizgisi.

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

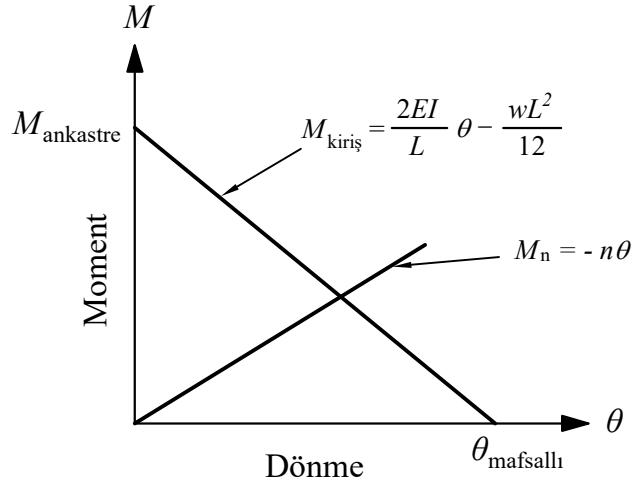
$$M_{\text{birleşim}} = -n\theta \quad (2.8)$$

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 şöyleden tanımlanmaktadır:

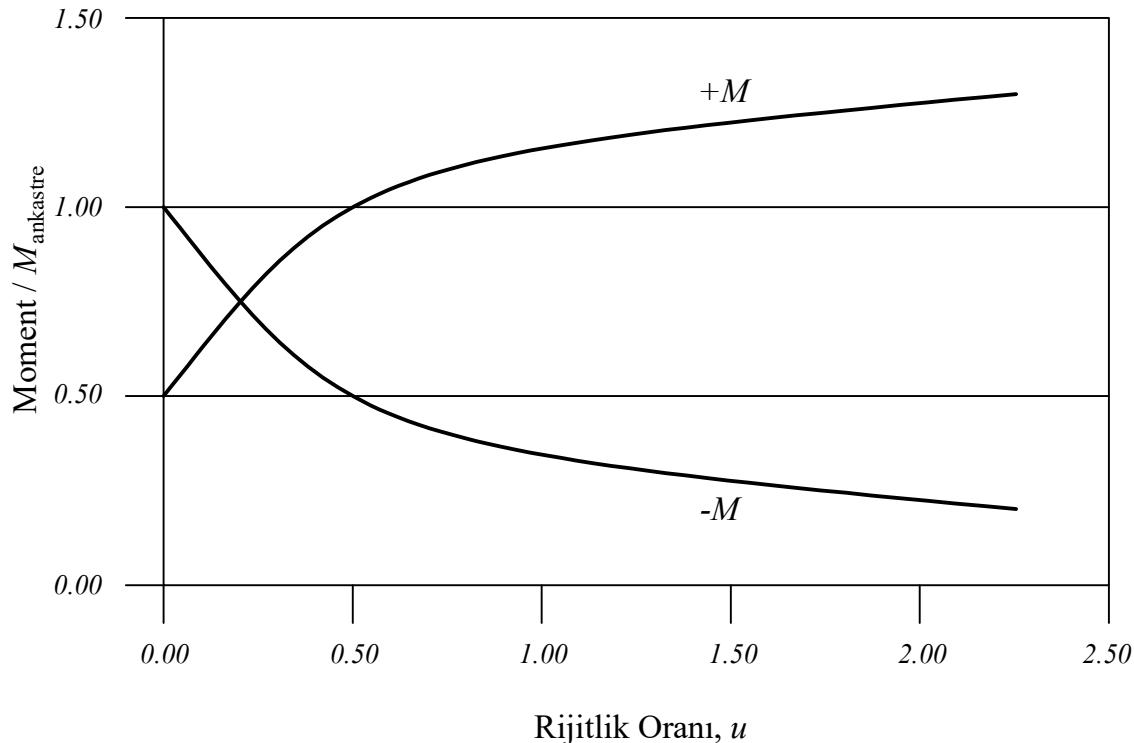
$$u = \frac{\left(\frac{EI}{L} \right)}{n} = \frac{EI}{nL} \quad (2.11)$$

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

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

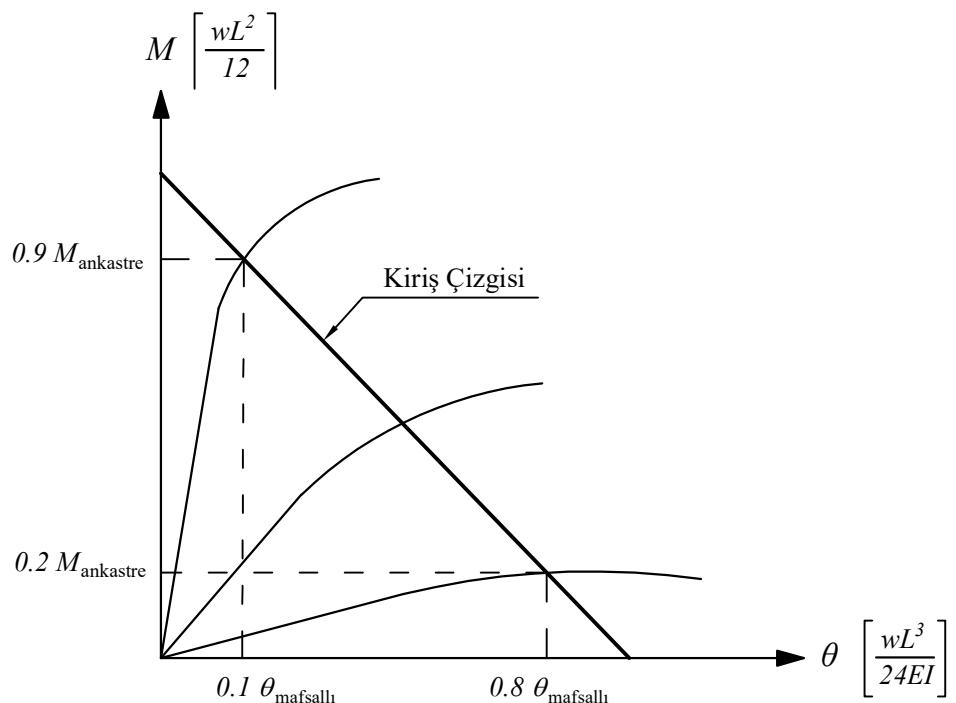
Denklem 2.11 ve 2.12, düşey düzgün yayılı yüklemeye maruz kalan doğrusal esnek birleşimler için Şekil 2.11'da çizilmiştir. Şekil 2.11 de, rijitlik oranı (u) sıfır olduğunda birleşim momentinin veya negatif momentin başladığını, ankastre üç momentine oranının (1) üstündeki momentin 1 olduğunu gösterir. 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, uç momentinin sıfır olması ve açıklık momentinin uç momentinin bir buçuk katı kadar $\frac{wL^2}{8}$ olması beklenir.



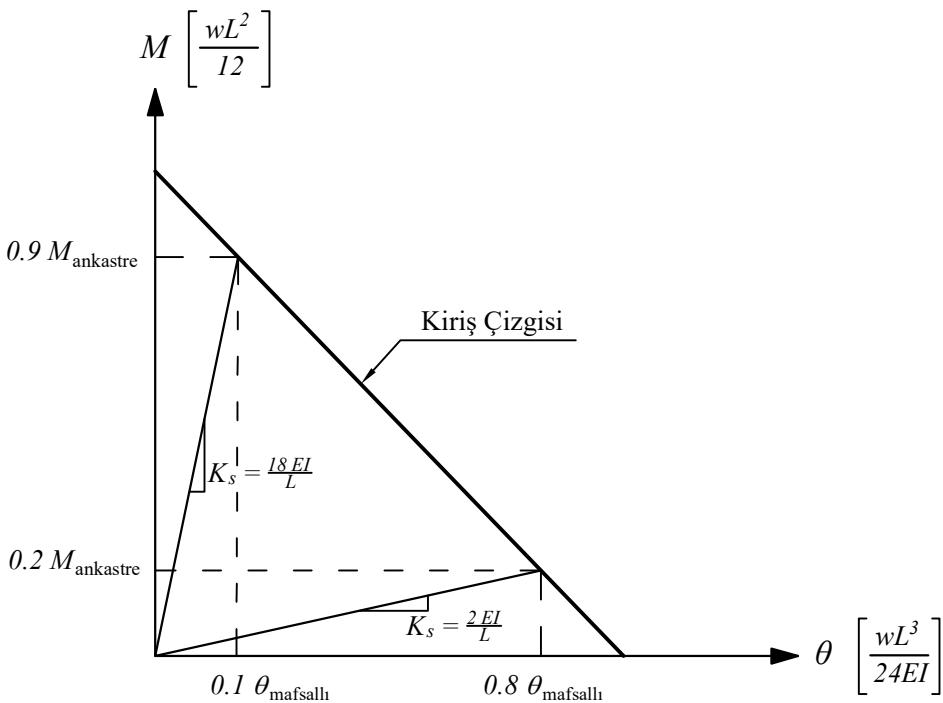
Şekil 2.11 : Normalize eğilme momentine karşılık birleşim riyitliğini kiriş riyitliğine oranı.

Geschwinder, 1991 yılındaki çalışmasında kiriş çizgisini ile birleştirilen riyit, yarı riyit ve mafsallı birleşimlerini temsil eden üç farklı birleşim eğrisi Şekil 2.12 'de gösterilmektedir. Kiriş çizgisinin üst üste getirilmesiyle, bu davranışın riyit veya mafsala yeterince yakın olup olmadığı değerlendirilebilir. Şekil 2.12 'den, birleşim ankastre uç momentinin en az yüzde 90'ına dayanıldığı sürece riyit olarak, birleşimin ankastre uç momentinin yüzde 20'sinden fazlasını almadığı sürece de mafsallı olarak sınıflandırılabilceğini göstermektedir. Bu iki nokta arasındaki herhangi bir davranış, yarı riyit bir birleşim olarak kabul edilir [32].



Şekil 2.12 : Kiriş ve birleşim çizgilerinin kesişimi.

Şekil 12, kiriş çizgisine rijit, yarı rijit ve mafsallı birleşiminin doğrusal çizgilerinin üst üste getirilmesini göstermektedir. Bu Şekilde gösterildiği gibi, doğrusal çizgiyi ankastre uç momentinin %90 ve % 20'sine kadar alınarak, $\frac{k_s L}{EI}$ ilişkisi sırasıyla 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 sekant rijitliği K_s 'yi 18 den 20 ye çıkarmıştır.



Şekil 2.13 : Kiriş ve birleşim çizgilerinin eğimi, sekant rijitlikleri.

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 ayırır.

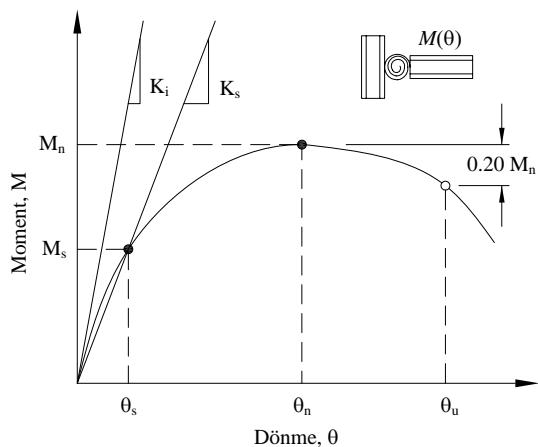
Birleşim Rijitliği

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;

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 (bağlanan elemanlar arasındaki açı korunur). $\frac{K_s L}{EI} \leq 2$ ise, birleşimin mafsallı olduğu kabul edilebilir. Bu iki limit arasındaki rijitlikdeki birleşimler yarı rijit olduğu ve birleşimin rijitliği, dayanımı ve sünekliği tasarımda dikkate alınmalıdır.



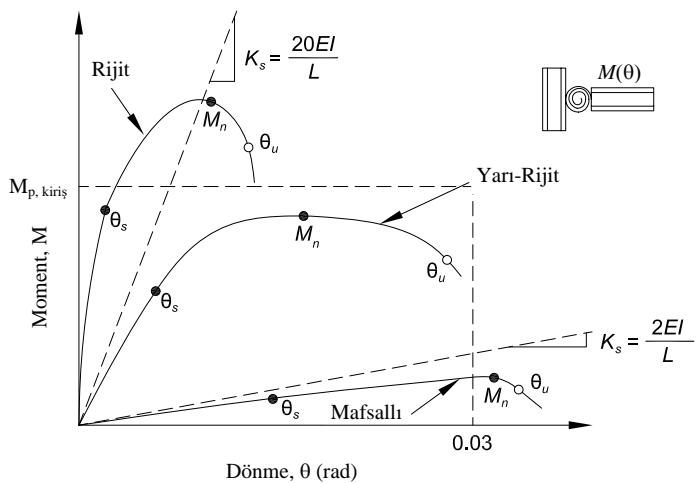
Şekil 2.14 : Yarı rıjıt bir birleşimin rıjıtlık, dayanım ve süneklik karakteristikleri.

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.

Birleşimin basit olarak değerlendirilebileceği 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 birleşimlerin nihai dayanım durumlarını gösterirken, θ_u ile işaretli noktalar, örnek birleşimlerin nihai 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 mümkün değildir. Birleşimin dayanımı, tasarım yüklerinin gerektirdiği moment taleplerine karşı koymak için yeterli olmalıdır.



Şekil 2.15 : Birleşimlerin moment dönme tepkilerine göre sınıflandırılması.

Birleşimin Sünekliği

Birleşim dayanımı kirişin tam plastik moment dayanımını büyük ölçüde aşarsa, birleşimlerin elastik kaldığı varsayımlı ile, yapısal sistemin sünekliği kiriş tarafından kontrol edilir. Birleşim dayanımı, yalnızca kirişin tam plastik moment dayanımını kısmen aşiyorsa, kiriş nihai dayanımına ulaşmadan önce birleşim büyük ölçüde elastik olmayan deformasyona maruz kalabilir. Kirişin dayanımı birleşim dayanımını aşarsa, deformasyonlar birleşimde konsantre olabilir. Bir birleşimin gerekli sünekliği, özel detaylandırmalara bağlı olacaktır. Örneğin, deprem tehlikesi olmayan bir alanda bir çerçeve için süneklik gereksinimi, genellikle deprem tehlikesi yüksek bir alanda gerekli süneklikten daha az olacaktır.

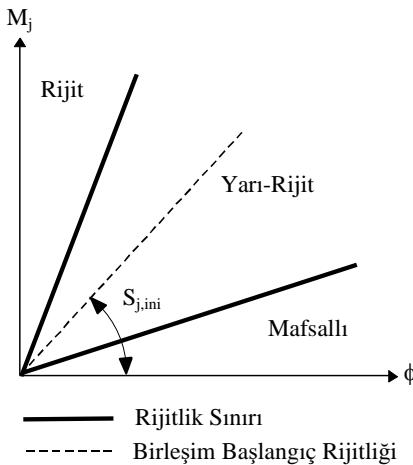
Şekil 2.14'de, dönme kapasitesi, θ_u , birleşimin nihai dayanımının $0.8M_n$ 'ye düştüğü noktadaki birleşimin dönme değeri olarak veya birleşimin 0.03 radyanın ötesinde deform olduğu değer olarak tanımlanabilir. Bu ikinci kriter, çok büyük dönmeler meydana gelinceye kadar dayanım kaybının olmadığı birleşimlere yönelikir. Tasarımda bu büyük dönme değerlerine güvenmek akılçı değildir. Mevcut dönme kapasitesi θ_u , birleşimin doğrusal olmayan davranışını hesaba katan bir analiz tarafından belirlenir ve dayanım sınırında gerekli olan dönme ile karşılaştırılmalıdır. 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 kiriş-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 rıjitliğine göre sınıflandırılmıştır.

Birleşimin Rıjitliği

Eurocode yönetmeliği birleşimleri Şekil 2.15'de verilen başlangıç rıjiliklerine bağlı olarak karşılaştırılmaları ile rıjit, yarı rıjit ve mafsallı olarak sınıflandırılır. Bir birleşimin, başlangıç dönme rıjitliği S_j , aşağıda verilen sınıflandırma sınırları ile karşılaştırarak sınıflandırılabilir.



Şekil 2.16 : Rıjitleğin göre sınıflandırma sınırları.

- Rıjit Birleşim;

yatay ötelenmesi tutulmamış çerçeve için : $S_{j,ini} \geq 25EI/L$,

yatay ötelenmesi tutulmuş çerçeve için : $S_{j,ini} \geq 8EI/L$

- Yarı rıjit Birleşim;

yatay ötelenmesi tutulmamış çerçeve için : $0.5EI/L < S_{j,ini} < 25EI/L$,

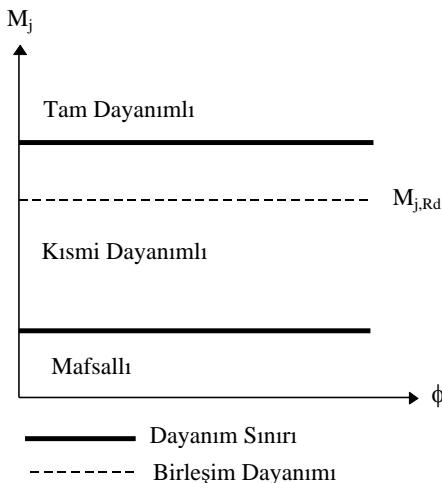
yatay ötelenmesi tutulmuş çerçeve için : $0.5EI/L < S_{j,ini} < 8EI/L$

- Mafsallı Birleşim;

$$S_{j,ini} \leq 0.5EI/L$$

Birleşimin Dayanımı

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



Şekil 2.17 : Dayanıma göre sınıflandırma sınırları.

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. 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 boyutlandırılması ayrıca birleşimlerin dönme miktarının kirişlerin üç dönmeleri ile uyumlu olası gerekmektedir.

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

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

Yarı riyit moment aktaran birleşimler: Birleşen elemanlar arasındaki görelî dönme hareketinin tam olarak sınırlandırılmadığı bu durumda yapı sistemlerinin analizi için geliştirilen analitik modellerde, birleşimlerin kuvvet-şekil değiştirme 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, riyitlik ve şekil değiştirme kapasitesine sahip olacaktır.

2.1.4 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği [4]

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

2.1.5 AS 4100 Standardı [5]

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

Rijit birleşim: Bu birleşimler, görelî dönmenin olmadığı birleşimlerdir. Bu tür birleşimlerin, kiriş ucu ile bağlı elemanlar arasındaki açıyı korumak için yeterli rijitliğe 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 inşası aşağıdaki gereklilikleri karşılayacaktır:

- Birleşimlerin en büyük kapasitelerine kadar moment - dönme tepkisi, test ile oluşturulmuş ve teknik literatürde yayınlanmış veya saygın bir test laboratuvarından alınmalıdır.

- Yapının tasarımlı, nihai yükte birleşimlerin sekant rıjitiğini 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 [7]

2016 yılında yürürlüğe giren yönetmelik kolon-kiriş birleşimlerini, basit, rıjit ve yarı rıjit olarak üç gruba ayırır. Birleşimler nihai dayanımlarına göre veya başlangıç elastik rıjiliklerine 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 | Rıjilik |
|------------|-------------------|-----------------------------------|
| Rıjit | $m^1 \geq 0.7$ | $m^1 \geq 2.5\theta^1$ |
| Yarı rıjit | $0.7 > m^1 > 0.2$ | $2.5\theta^1 > m^1 > 0.5\theta^1$ |
| Mafsallı | $m^1 \leq 0.2$ | $m^1 \leq 0.5\theta^1$ |

Rıjit birleşimler: Yüksek katlı yapılarda rıjilik gereklilikleri bu birleşimlerin kullanılmasını zorunlu kılabilir. Rıjit birleşimler kolonlara önemli miktarda moment aktarır ve birleşimdeki deformasyonların çok küçük kaldığı varsayılar. Yatay ötelenmesi tutulmamış çerçevelerde stabilite için gerekli olan ve aynı zamanda yanal yükler direnç sağlayan katkılar vardır. Tamamen kaynaklı birleşimler, rıjit kolon kiriş birleşimi olarak da kabul edilebilir.

Mafsallı birleşimler: Yalnızca bazı eksantriklik derecelerinde kaymayı transfer ettiği varsayılar. Çerçeve analizlerinde mafsallı bağlantılar olarak kabul edilebilir ve yalnızca kesme kuvvetinin kırıftan kolona transferi için kontrol edilmesi gereklidir.

Yarı rıjit birleşimler: Yukarıda belirtilen iki tip arasında yer almaktadır. Gerçekte, mafsallı birleşimler, yarı rıjit birleşimlerde olduğu gibi bir dereceye kadar dönme rıjitiğine sahiptir. Birleşimlerin moment-dönme ilişkisi, özel tasarım için yapılan

deneylere veya uzmanlarca 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.

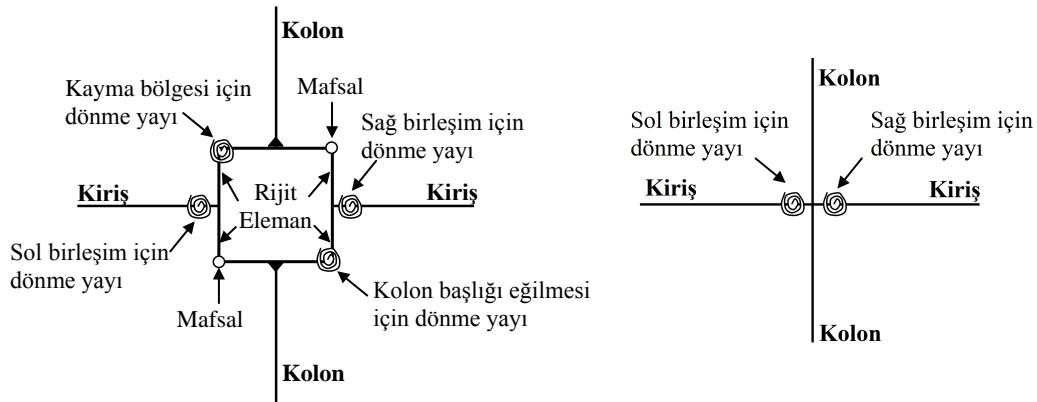
2.1.8 Çin Binaların Deprem Tasarımı Standardı [8]

2002 yılında basılan yönetmeliğe göre yapının sismik analizini yaparken, rıjit, yarı rıjit ve esnek birleşimlerin kullanılabilir. Daha sonra, sisteminde doğru iç kuvvetlerin belirlenebilmesi için, yatay ötelenmesinin tutulup tutulmamasına göre birleşimlerin rıjitliğinin dikkate alınması gereklidir.

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 yansımıştır.

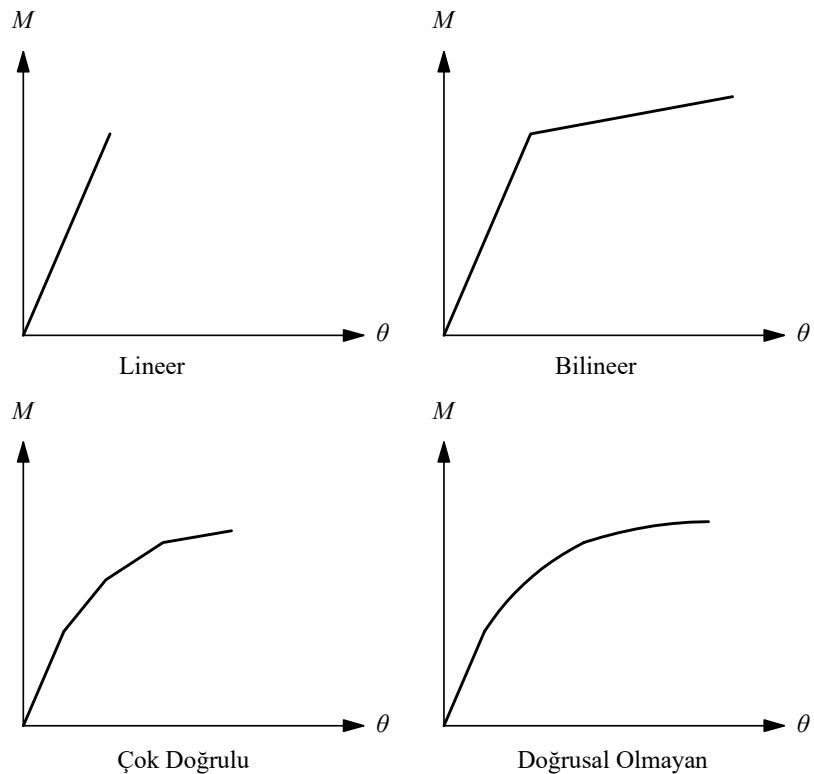
Panel bölgesi, kiriş kolon birleşimlerinde, Şekil 2.2'de gösterildiği gibi, kolon başlıklarını ve sürekli levhaları tarafından sınırlanan bölge dir. Bir deprem sırasında panel bölgeleri, moment dayanımlı çerçevelerin enerji yayma kapasitesine katılabilecek elastik olmayan deformasyonlara maruz kalabilir. Gelişmiş yapısal analiz yöntemleri, kolon kiriş birleşim bölgesi 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 ise, kiriş uçlarındaki yayların haricinde kullanılan iki dönme yayı, birleşim elemanlarının yanı sıra kolon başlığı eğilmesini ve kayma bölgesi deformasyonunu da yansıtacak şekilde düzenlenir [33].



Şekil 2.18 : Krawinkler ve Scissors modeli.

Moment dönme ilişkilerinin matematiksel ifadesi

Yarı riyit 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 gerçekle 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 birleşimlerinin geometrik ve mekanik özellikleri açısından ifade etmek için kullanılan empirik formülasyonlar a 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 birleşimlerin 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 [34].

Farklı birleşim geometrilerinin moment dönme davranışı üzerindeki etkilerini belirlemek için bu yaklaşımı kullanan; Frye ve Morris (1975) [35], Don Nixon ve ark. (1976) [36], Ang. ve Morris (1984) [37] ve Attiogbe-Morris (1991) [38] tarafından yapılmıştır. Bu çalışmalar, standartlaştırılmış fonksiyonların mevcut deneysel verilere uyması için yapılmıştır. Frye-Morris modeli (1975) [35] ve Attiogbe-Morris modeli (1991) [38] deneysel sonuçlara dayanan empirik modeller hakkında örnek olarak kabul edilebilir [35, 38].

2.2.2 Analitik Modeller

Analitik modeller, çeşitli yazarlar tarafından elastik yapısal analiz ve limit tasarımlının temel kavramları aracılığıyla başlangıç dönme rıjitiğini 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 rıjitliğini 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 [34].

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

Bu yaklaşımı benimsemeye örnekleri arasında, bulonlu uzatılmış alın levhalı birleşimler için Yee ve Melchers (1985) [39] modeli ve korniyerli birleşimler için Kishi ve Chen modelini (1990) [40] gösterilebilir.

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 levhalı bulonlu birleşimlere ait çok sayıda akma çizgisi modeli araştırmaları için Srouji vd., (1983) [41]; Borgsmiller vd., (1995) [42]; Meng, (1996) [43] ve Sumner (2003) örnek gösterilebilir [?].

2.2.3 Mekanik Modeller

Mekanik veya yaylı modeller, münferit elemanların davranışını temsil eden bir dizi rijit ve deform olabilecek 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, birleşimin global rijitliği hesaplanır. Mekanik modellerde, birleşimler 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) [44], alın levhalı birleşimler için Kennedy ve Hafez (1984) [45] 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) [46], Simões da Silva ve Girão Coelho (2001) [47] ve Urbonas ve Daniunas (2006) [48] gibi değerli araştırmalar da yapılmıştır.

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 birleşim 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 birleşimin 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) [49], bileşen yaklaşımı kullanarak uzatılmış alın levhali kiriş-kolon birleşimlerinin hem eğilme dayanımı hem de dönme rijitliğini 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 doğrusal olmayanlığı, temas yüzeyi tanımı, sürtünme davranışının ifadesi ve ön gerilme gibi davranış özelliklerinin kullanılan yazılıma çok hassas bir şekilde dikte edilmesi bu metodun en önemli zorluklarındanandır.

Örnekler arasında Bose vd. (1972) [50], Krishnamurthy ve Graddy (1976) [51], Gebbeken ve ark. (1994) [52], Yu ve diğ. (2008) [53] ve Diaz ve diğ. (2011) [54] gösterilebilir..

2.2.5 Deneysel Modeller

Yarı rijit birleşim davranışı hakkında bilgi edinmenin en doğru yolu fiziksel testlerdir. Laboratuvara deneyler yapılması, özellikle testler, birleşim elemanlarının farklı geometrik özelliklerine sahip tüm birleşim tiplerini, özellikle farklı levha kalınlıkları, farklı birleşen 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 birleşimlerin 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 faydalanmaya ihtiyaç vardı, böylece araştırmacılar ve tasarımcılar çelik çerçeve analizinde ve tasarımda birleşim 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) [55]. Bu veri bankası çift gövde korniyerli, tek gövde korniyerli, kısa alın levhalı ve uzun alın levhalı birleşimler üzerinde yapılan testleri içermektedir.

Çelik kolon-kiriş birleşimleriyle ilgili ilk Avrupa veri bankası 1985 yılında geliştirilmiştir. Nethercot (1985) [56], 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) birleşim testlerini içerir.

ABD'de, Kishi ve Chen (1986) [57], 1936'dan 1986'ya kadar dünyanın dört bir yanından 303'ün üzerinde deneysel test toplayan çelik birleşim veri bankasını (SCDB) geliştirdi. Tek gövde korniyerli birleşimler, çift gövde korniyerli birleşimler, üst ve alt başlık korniyerli birleşimler ve alın levhalı birleşimleri SCDB veri bankasına dahil edilmiştir.

1992 yılında, çelik birleşimleriyle ilgili ikinci Avrupa veri bankası Arbed Recherches (1991) ve Aachen Üniversitesi (1992) [58] tarafından SERICON isimli Avrupa da yapılmış test sonuçlarını kapsayan veri bankası geliştirilmiştir.

Birleşim Davranışının Modellenmesi ile ilgili Geçmiş Çalışmalar

Lui ve Chen (1986) in Çalışması [9]

Esnek birleşimlere sahip çelik çerçevelerin doğrusal olmayan davranışları üzerine yapılan en eski çalışmalardan 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. Birleşimin 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 ve Chen (1987) in Çalışması [10]

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 ve Elghazouli (1994) nin Çalışması [11]

Yarı rıjıt çelik çerçevelerin tasarımı ve sismik davranışı 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, çevrimsel 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 deneyel hem de analitik çalışmalarla ifade edildi.

Gupta ve Krawinkler (1999) in Çalışması [12]

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 [13]

SAC projesinde depremselliği yüksek bölgelerde yarı rıjit (kısmi dayanımlı) birleşimli çerçevelerin performansının değerlendirilmesi için yapılan analitik çalışma da Maison ve Kasai [13] dokuz adet Northridge depremi öncesi yapılan kaynaklı moment dayanımlı çerçeve incelenmiştir. Bu çerçeveler, orjinal kiriş ve kolon boyutları sabit tutulup, birleşim özelliklerini parametrik olarak değiştirilerek incelenmiştir. Bu çalışmada yatay yük taşıyan sistemin, sadece dış (perimeter) çerçeveler olduğunun belirtilmesi önemlidir. Ayrıca, kullanılan yapıların gerçeğe uygun tasarımları gerektiği kadar yansıtmadığı çalışmada da belirtilmiştir. Yatay yük sadece dış çerçevelerle taşındığında kiriş kesitleri çok büyük olmaktadır. İncelenen üç, dokuz ve yirmi katlı çerçevelerin depremselliği düşük, orta ve yüksek bölgelerde bulunduğu kabul edilmiştir. Analizler sırasında üç farklı birleşim rı jitliği $30EI/L$, $10EI/L$, $5EI/L$, üç farklı birleşim kapasitesi $1.0M_{pb}$, $0.66M_{pb}$, $0.33M_{pb}$ ve iki farklı pekleşme oranı 1.1, 1.4 göz önüne alınmıştır. Çalışma sırasında, 171 farklı çerçevenin elastik olmayan statik itme analizi ve dinamik analizi yapılmıştır. Dinamik analizler, 50 yıllık süre içinde aşılma olasılığı %2 ve %10'nu yansıtacak şekilde ölçeklendirilen 20 farklı deprem yer hareketi kullanılarak yapılmıştır. Birleşim özelliklerinin, yapının doğal periyoduna, taban kesme kuvetine, kat ötelemesine, toplam enerji sönümlendirme kapasitesine ve birleşim dönme talebine etkisi incelenmiştir.

Bu detaylı çalışmada yazarlar aşağıdaki sonuçları elde etmişlerdir.

- Çerçevelerin akma dayanımları ve akma sonrası rı jitlikleri, birleşimin akma momenti ve akma sonrası rı jitliğinden doğrudan etkilenmektedir. Bunun yanında çerçevenin elastik rı jitlikleri ise, birleşimin rı jitliğinden çok fazla etkilenmemektedir.

- Rijitlik oranları 30, 10 ve 5 olan yarı rijit birleşimli (kısmi dayanımlı) çerçevelerin doğal titreşim periyodu, rijit birleşimli çerçevelerden sırasıyla 1.05, 1.16 ve 1.33 kat daha büyük olmuştur.
- Az katlı yapılarda, kat öteleme açıları ve birleşim dönümleri diğer çerçevelerden daha büyük olmuştur.

Peker (2009) in Çalışması [14]

Çelik yapılarda uygulamada sık kullanılan zayıf eksen kolon-kiriş çerçeve birleşimlerinin davranışını açıklamaya yönelik, sayısal ve İTÜ Yapı ve Deprem Laboratuvarında deneysel bir araştırma gerçekleştirilmiştir. Çoğunlukla yarı rijit olarak bilinen zayıf eksen birleşimlerinin rijit davranış da gösterebildiğini göstermiştir. Ayrıca yazar zayıf eksen birleşimlerinin yarı rijit olarak modellenmesi için bir sayısal model önermiştir.

Yemez (2007) in Çalışması [15]

Yazar, I-kirişin kutu kesit kolona yarınl I elemanı ile bulonlu birleşimini tek yönde ve çift yönde tekrarlı yükleme koşulları altında davranışına odaklanmıştır. Tersinir tekrarlı yükleme performansları değerlendirilirirse her iki birleşim de yeterli dayanım seviyesinde yüksek plastik dönme ve kabul edilebilir enerji yutma kapasitesi sağlamıştır. Dolayısıyla bu birleşimler yarı rijit kısmen güçlü birleşimler olarak depremselliği düşük olan bölgelerde moment aktaran çelik çerçevelerde veya yüksek depremsel bölgelerde çaprazlı çerçeveler ile takviyeli çelik çerçevelerde kullanılabilir olduğunu göstermiştir.

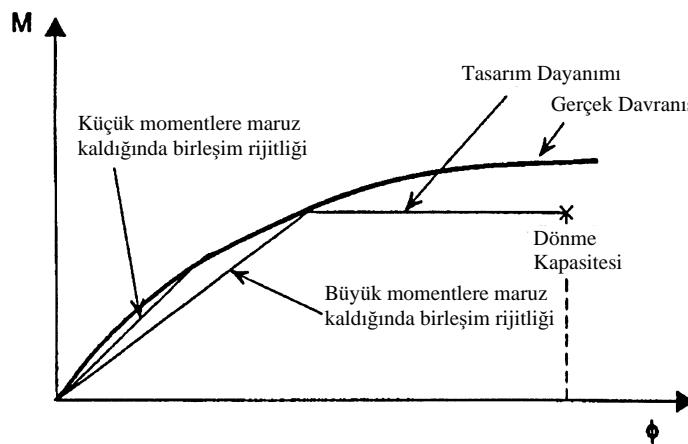
2.3 Birleşim Dönme Kapasitesi

Moment dayanımlı birleşimlerin bir başka sınıflandırması da dayanımlarıyla ilgilidir. Bir "tam dayanımlı" birleşim, en azından bağlılığı elemanların nihai eğilme dayanımına ulaşabilen bir birleşimdir. Bir "kısmi dayanımlı" birleşim, bağlılığı elemanlarından daha düşük bir tasarım dayanımına sahiptir. Moment dayanımlı bir birleşimin dönme kapasitesi de önemli olabilir. Şekil 2.20, kolon-kiriş birleşiminin moment-dönme diyagramını göstermektedir. Tasarım amaçları için,

gerçek bağlantı davranışı, aşağıdaki özelliklerin ayırt edilebildiği bir iki doğrulu 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 rıjit bağlantılar için ayrı olarak ele alınır. Çaprazlı çerçeveler genel olarak dayanım koşullarına göre tasarlanır ve yatay ötelenmesi tutulmamış çerçeveler (moment çerçeveleri) genellikle stabilité ve yer değiştirme şartlarına göre tasarlanır. Bu nedenle, kısmi dayanımlı birleşimler esasen çaprazlı çerçeveler için ve yarı rıjit birleşimli moment çerçeveleri için uygulanabilir.



Şekil 2.20 : Birleşimin dönme kapasitesi [25].

Yarı rıjit birleşimli sistemler de doğrusal elastik olmayan 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 şekil değiştirme kapasitesine dayanarak belirlenebilir. Bileşenlerin sürekli, düğüm noktasının sürek davranışını kesin olarak etkiler.

Birleşimlerin mevcut dönme kapasitesinin belirlenmesi için çeşitli modeller kullanılabılır (Tschemmegg ve diğerleri, 1997, Jaspart, 1991). Bu modeller farklı araştırma yöntemleriyle elde edildi, hepsi test sonuçlarına ile kontrol edildi ve bu nedenle mevcut dönme kapasitesinin güvenli ve doğru tahminlerini sağladılar [25].

AISC Yönetmeliği [1]

Yapının düğüm noktalarında plastik mafsallar oluşup sistemin bu şekilde enerji sökümlemesine izin verilmez. Bu sebeple yarı rıjît birleşimlerin sahip olması gereken dönme kapasitesine ait herhangi bir bilgi mevcut değildir. Öte yandan rıjît birleşimlerin sahip olması gereken süneklik düzeyi, yapısal sistemin türüne ve deprem tasarımına göre değişmektedir. Örneğin süneklik düzeyi yüksek moment dayanıklı çelik çerçevelerde birleşimlerin sünek davranışabilmesi için dönme kapasitesi θ_u , 0.04 radyan'dan, süneklik düzeyi sınırlı olan moment dayanıklı çelik çerçevelerde ise, 0.02 radyan'dan büyük olmalıdır.

Eurocode Yönetmeliği [2]

Doğrusal elastik olmayan analizlerde, plastik mafsal konumundaki bir düğüm noktasının yeterli dönme kapasitesine sahip olması gerektiğini savunur.

- Tasarım yöntemleri sadece S235, S275 ve S355 çelik sınıfları için ve bağlı elemanda ki N_{Ed} eksenel kuvvetinin tasarım değerinin, kesitinin plastik tasarım dayanımının % 5'ini aşmadığı düğüm noktaları için geçerlidir.
- Düğüm noktasının tasarım momenti dayanımı $M_{j,Rd}$ 'nin, bağlı elemanın kesitinin tasarım plastik momenti dayanımı $M_{pl,Rd}$ 'nin en az 1.2 katı olması koşuluyla, bir düğüm noktasının dönme kapasitesinin kontrol edilmesi gerekmez.

Bulonlu Birleşimler için;

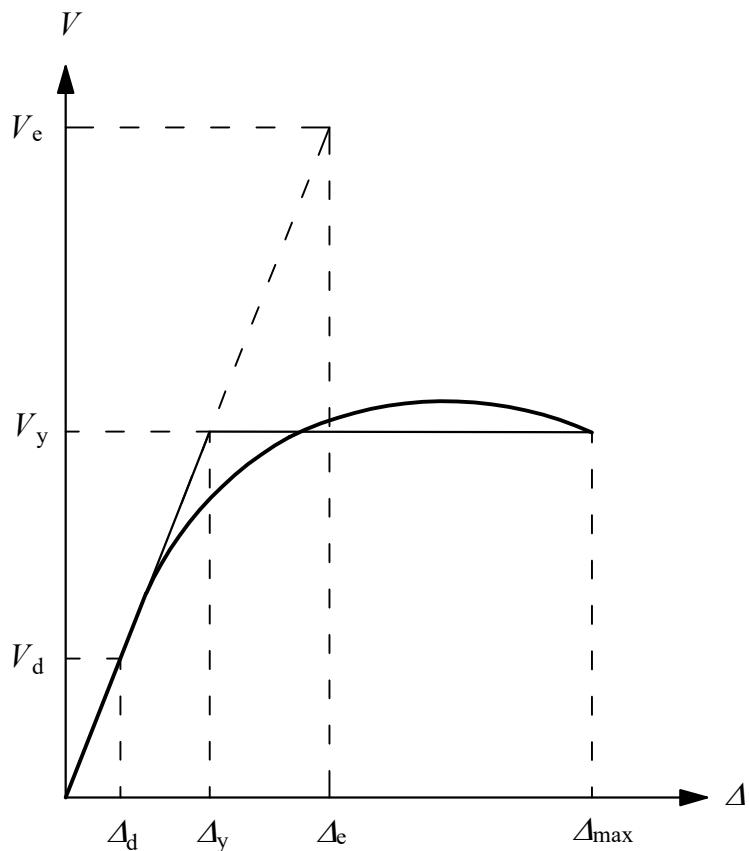
- Bir düğüm noktası $M_{j,Rd}$ 'nin tasarım momenti dayanımının, kolon gövdesindeki kayma tasarım dayanımına tabi olduğu kiriş-kolon birleşim bölgesi, $d/t_w \leq 69\varepsilon$ olması koşuluyla doğrusal elastik olmayan global analiz için yeterli dönme kapasitesine sahip olduğu varsayılabılır. Burada $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ 'dir.

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 rıjilik 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).
- Tasarımı daha kesin yöntemlerle daha sonra değerlendirmek üzere bir yapı ortaya koymak için (ön tasarım) 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 davranış açısından anlamı daha açık şekilde ifade edilmelidir. Şekil 3.1'de şematize edilmiş olan genel yapı davranışına ait tipik Taban kesme kuvveti (V) - Yer değiştirme (Δ) 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 değiştirmesine yaklaşmak için yeterince büyük olan yer değiştirmelerde sökümleme, dayanım fazlalığı ve yapısal sistemde doğal olan(içsel) sünekliği hesaba katmayı amaçlayan empirik bir tepki azaltma faktörüdür [59]. İyi detaylandırılmış sismik çerçeveye sistemlerinin çökme olmadan büyük elastik olmayan deformasyonları sürdürübilebilir (sünek davranış) ve tasarım dayanımından daha fazla bir yanal dayanım gösterir (genellikle rezerv dayanım olarak adlandırılır) [30] .

Mühendislik uygulamaları bu yapısal davranış olgusundan yararlanmıştır. Bazı önemli varsayımlar ve deneyimlerle birlikte, “ R ” faktörü ilk kez ATC-3-06'da [60] 1978'de tanıtılmaktadır, bunun için %5 sökümlü 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 değişimleri, biri merkezi ve biri dış merkez olarak desteklenmiş çelik çerçeve sisteminin deprem simülatörü testinden elde edilen veriler kullanılarak elde edildi. Kuvvet Yer Değişim eğrileri, her deprem simülasyonu ve her model için maksimum taban kesme kuvvetine karşılık gelen zamanda tepe yer değiştirmesinin çizilmesiyle geliştirilmiştir. Her test için, deprem simülatör platformlarının ivme-tepki geçmişi sonuçlarını kullanılarak elastik ivme tepki spektrumu üretildi. Berkeley araştırmacıları, deneyel verileri kullanarak R 'yi dayanım fazlalığı, süneklik ve viskoz sönümleme olan üç faktörün ürünü olarak tanımladılar:

$$R = R_S R_\mu R_\xi \quad (3.2)$$

Bu denklemde R_S dayanım fazlalığı katsayı, R_μ süneklik azaltma katsayı ve R_ξ sönümlenme katsayıdır. Dayanım fazlalığı katsayı, akma seviyesindeki (V_y) maksimum taban kesme kuvvetinin, tasarım taban kesme kuvvetine (V_d) oranı olarak hesaplandı. Süneklik azaltma katsayı, elastik tepki için taban kesme kuvveti (V_e) 'yi akma taban kesme kuvvetine (V_y) bölünerek hesaplandı. Sönümlenme katsayı 1'e ayarlandı. Uygulamalı Teknoloji Konseyi tarafından yürütülen çalışmalar [30], üç faktörün ürünü olarak ifade edilen R için yeni bir formülasyonu desteklemektedir:

$$R = R_S R_\mu R_R \quad (3.3)$$

burada R_S bir dayanım katsayı; R_μ periyoda bağlı bir süneklik katsayı; ve R_R bir bağlılık katsayıdır. Bu formülasyon, bağlılık katsayı dışında, Berkeley araştırmacıları tarafından önerilenlere benzerdir. Burada, dayanım katsayı R_S , Denklem 3.4'de ifade edildiği gibi bir sistemin belirgin bir akma dayanımının, tasarım

dayanımına oranı, süneklik faktörü R_μ ise, Denklem 3.5'de ifade edildiği gibi nihai elastik dayanım talebinin belirgin bir akma dayanımına oranı olarak tanımlanmaktadır.

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

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (3.5)$$

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 azaltmayabilir, (doğrusal olmayan davranış sergileyen çerçeveye sistemindeki yer değiştirmeleri azaltmak için kullanılabilir, ancak özellikle yüksek sökümlü çerçevelerde kuvvet taleplerini orantılı olarak azaltmayabilir). Tepki değiştirme katsayıları kuvvet temelli tasarım prosedürleriyle kullanıldığından sökümleme katsayısı yeni formülasyondan çıkarılmıştır [30].

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 dayanımdan daha yüksek olması, yönetmeliklerdeki sınır koşulları (güçlü kolon-zayıf kiriş koşulu, en kesit 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 varsayımlardan kaynaklanır. 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 3.6'de dayanım fazlalığı katsayısı Şekil 3.1'de verilen genel yapı davranışları üzerinden tarifi verilmiştir.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad (3.6)$$

Dayanım fazlalığı katsayısı ile ilgili geçmiş çalışmalar

Freeman [16]

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 ve Krawinkler [17]

Bu çalışmada, UBC 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 ve Huang [18]

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 yer değiştirmesine oranı olarak tanımlanır.

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad (3.7)$$

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

“Süneklik Azaltma Katsayı”, bazı çalışmalarda “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/var olan süneklik) olarak tanımlanır.

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (3.8)$$

Özellikle uzun periyotlu yani "yer değiştirmeye duyarlı" yapılarda bu bileşen, sistemin sünekliğine eşit olarak alınmaktadır [19]. 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, sönümlün, davranış tipinin ve yer değiştirme süneklik oranının bir fonksiyonu olarak Denklem 3.9'deki gibi tanımlanır. Öncelikle titreşim periyodundan ve elastik olmayan deformasyon seviyesinden ve sistemin sönümleme ve histeretik davranışından çok daha az derecede etkilenir.

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

R_μ tanımından (Denklem 3.8), yapının periyoduna veya uygulanan yükleme türüne bakılmaksızın, elastik olarak çalışan sistemler için ($\mu_i = 1$) süneklik azaltma katsayısının durumunu sağlaması gereği açıktır:

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu = 1) = 1 \quad (3.10)$$

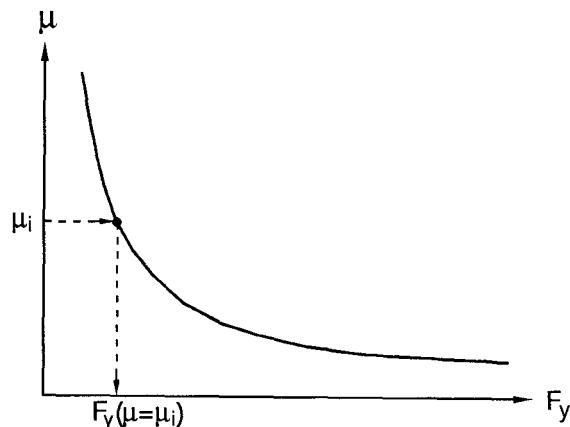
Doğal periyodunun sıfıra yakınsadığı çok rıjıt yapılar için ($T \rightarrow 0$), yapı yere göre herhangi bir yanal ötelenme yaşamayacak, fakat aynı anda hareket edecktir. Bu nedenle, herhangi bir yer hareketi için, bu sistemlerdeki elastik olmayan dayanım talebi elastik dayanım talebiyle aynıdır, bu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

$$R_\mu = R_\mu (T = 0, \mu_i) = 1 \quad (3.11)$$

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:

$$R_\mu = R_\mu (T \rightarrow \infty, \mu_i) = \mu \quad (3.12)$$

Miranda ve Bertero sistemin yatay dayanımı ile yer değiştirme süneklik talebi arasındaki değişimi Şekil 3.2'deki gibi ifade edilmektedir [61].



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

Süneklik azaltma katsayıları ile ilgili yapılan çalışmalar

Newmark ve Hall [19]

El Centro ve 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 ($\Delta_{\max} \asymp \Delta_e$). 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 imkan 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 davranışa benzer olacağı sonucuna varılmıştır.

Özetle, sistemler periyotlarına bağlı olarak üç bölüme ayrılmıştır. Düşük periyotlu yapıların rijitliği 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 [20]

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 katsayılarla karşılık gelen süneklik azaltma katsayılarını formüle etmiştir.

Miranda [21]

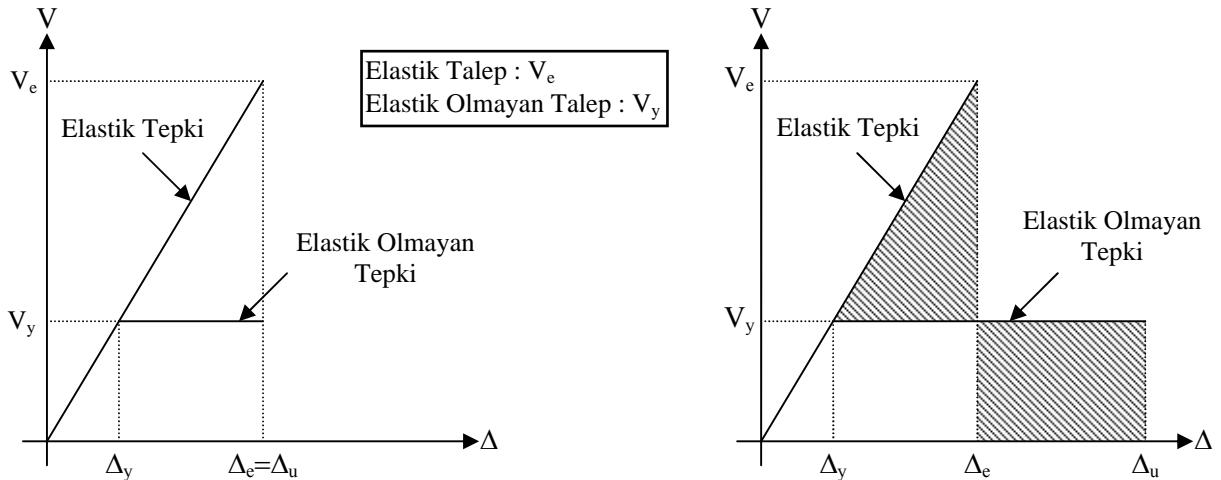
Bu çalışmada ise, kaya zemin üzerinde kaydedilen çeşitli depremlere ait 124 yer hareketi kullanılarak, alüvyon ve yumuşak zeminler içeren 3 zemin sınıfı koşulları, %5 sönüm oranına sahip ve yer değiştirme süneklik oranları 2 ile 6 arasında değişen tek serbestlik dereceli sistemler üzerinde analizler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

3.4 Eşit Yer Değiştirme 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 yer değiştirme sünekliği oranıdır. Ekonomik ve uygulanabilir tasarım ancak yapıda sınırlı hasar oluşmasının baştan kabul edilmesi ile yapılabilecektir. Buna göre tasarlanmış bir yapı elasto-plastik davranış göstererecektir [62].

3.5 Yer Değiştirme Arttırma Katsayısı

ASCE 7-16 'da [63] 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 akılcı olmadığından arzu edilen bir tasarım yaklaşımı değildir. Kabul gören tasarım yöntemi, yapının üzerine gelen yükleri, elastik aralıkta tutmak yerine bir miktar elastik ötesi deformasyon yaparak karşılaşması, 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 sırasındaki 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 3.13). Yine benzer prensiple, C_d , katsayısı dayanım fazlalığı Ω_0 ve yer değiştirme süneklik oranının çarpımı olarak ifade edilebilir(Denklem 3.14).

$$R = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_d} \Rightarrow R = R_\mu \times \Omega_0 \quad (3.13)$$

$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_d} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_d} \Rightarrow C_d = \mu \times \Omega_0 \quad (3.14)$$

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.

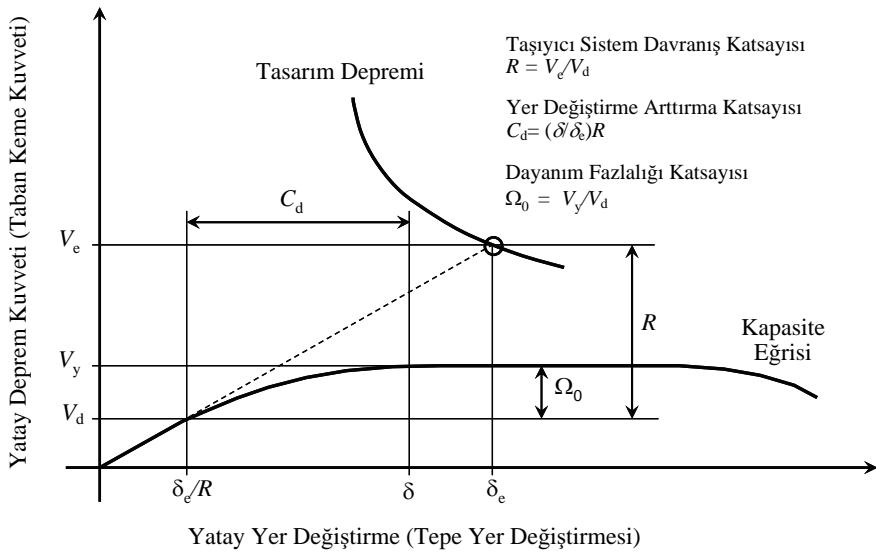
Moment dayanıklı çelik çerçeveler için R ve Ω_0 , ASCE 7-16 da hiçbir yapı yükseklik sınırı olmaksızın, sırasıyla 8 ve 3 olarak verilmiştir. Bu, süneklik azaltma katsayısı (R_μ), 2,67 anlamına gelir. Bu kısa açıklama temelinde, ASCE 7-16, tasarım depremi altında elastik olmayan ötelenmenin (δ) tasarım ötelenmesine, δ_e/R ,oranı olarak C_d 'yi tanımlar. Böylece, C_d aşağıdaki gibi R katsayısının bir parçası haline gelir [23].

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_e} R \quad (3.15)$$

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 tasarımda 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 [27] C_d , yapıdaki gerçek elastik olmayan yer değiştirmeye talebinin hesaplamaların 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 davranışları [27].

Yer değiştirme artırma katsayısı ile ilgili yapılan çalışmalar

Uang ve Maarouf [22]

1994 yılında yayınlanan çalışma, deprem tasarım yönetmelikleri, öngörülen tasarım deprem kuvveti seviyesindeki elastik analizden hesaplanan ötelemeleri, bir yer değiştirme artırma katsayıısı (DAF) ile elastik analizden hesaplanan ötelemeleri artırrarak, büyük depremlerde meydana gelen maksimum tepe ve kat ötelemelerini edildiğine dikkat çeker. Bazı deprem tasarım hükümlerinin karşılaştırılması, hem UBC hem de NEHRP'deki ötelenme artırma katsayıısının sırasıyla $3R_w/8$ ve C_d 'ye eşit olan yer değiştirme artırma katsayıısının çok düşük olduğunu ve ihtiyatlı olmayan ötelenme tahminlerine yol açabileceğini göstermiştir. Dört farklı tip binanın sismik tepkilerinin analitik bir incelemesi, büyük depremlerde oluşan ötelemelerin UBC veya NEHRP yaklaşımı tarafından öngörülenlerden çok daha yüksek olduğunu doğrulamıştır. Yer değiştirme artırma katsayıısının, en büyük yer değiştirmelerin tahmin edilmesi için en azından deprem yükü azaltma katsayıısına (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.

Şeker, Akbaş, Shen ve ÖzTÜRK [23]

Yazarlar 2013 yılında, yer değiştirme artırma 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 : Ortalama 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 |

Mohammadi ve Kordbagh [24]

2017 yılında yapılan çalışmada, ötelenme, yüksek bina tasarımında baskın bir özellikle ve yapısal sistemlerin seçimini etkileyebileceği belirtilmiştir. Yapısal hasarı kontrol etmek için gerçek ötelemelerin 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 ötelemelerini 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

çerçeve, 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 3.17'de gösterilen bir ilişki elde edilmiştir.

$$\alpha = 0.0136 \left(\frac{d_c}{t_p} \right) + 0.777 \quad (3.16)$$

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

$$C_d^* = \alpha \times C_d \quad (3.17)$$

4. PARAMETRİK ÇALIŞMA

Yarı rıjıt birleşimli çelik çerçevelerin yer değiştirme arttırma katsayılarının belirlenebilmesi için belli parametreler ile bir dizi analizin yapılması gereklidir. Bu kapsamında seçilen az, orta ve yüksek katlı binalar SAC (SEAOC,ATC,CUREe) projesi kapsamında kullanılan ve detayları FEMA 355-C [64] teknik dokümanında verilen bina tipolojilerinden yararlanılmıştır. Planda ve düşey kesitte herhangi bir düzensizlik içermeyen 3, 9 ve 20 katlı üç tipik moment dayanıklı çelik çerçeveli binalar rıjıt birleşim kabulü 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.

4.1 Parametrik Çalışmada Kullanılacak Yapılar

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 dayanıklı çelik çerçevelerle taşınmaktadır. Bu çalışmanın amacı, yarı rıjıt birleşimli moment dayanıklı çelik çerçevelerin birleşim dönme rıjitliğinin yapının yer değiştirmesi üzerine ilişkisini incelemek olduğundan, binaların çaprazlı çerçeve doğrultusunun tasarımını ve davranışını tez kapsamının dışında tutulmuştur. Dolayısıyla sadece moment dayanıklı çelik çerçeveler tasarlanmış ve doğrusal olmayan analizlerle incelenmiştir.

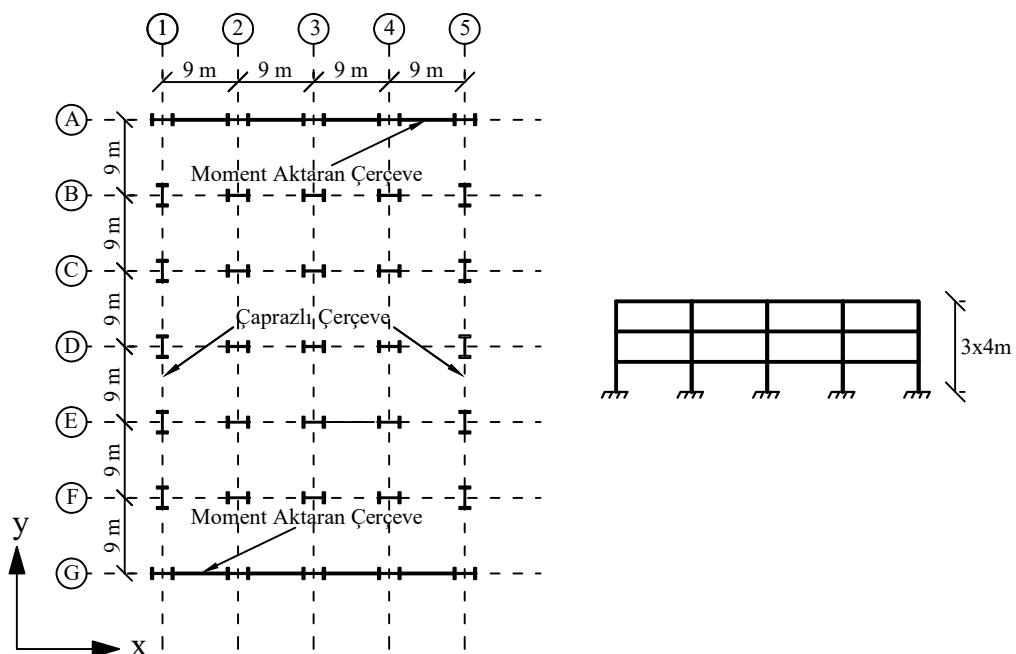
3 katlı yapı, y doğrultusunda 6, x doğrultusunda 4 eşit açıklıktan oluşmaktadır. Toplamda $36 \times 54 = 1944m^2$ 'lik bir kat alanına ve $3 \times 4 = 12m$ 'lik yüksekliğe sahiptir.

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.

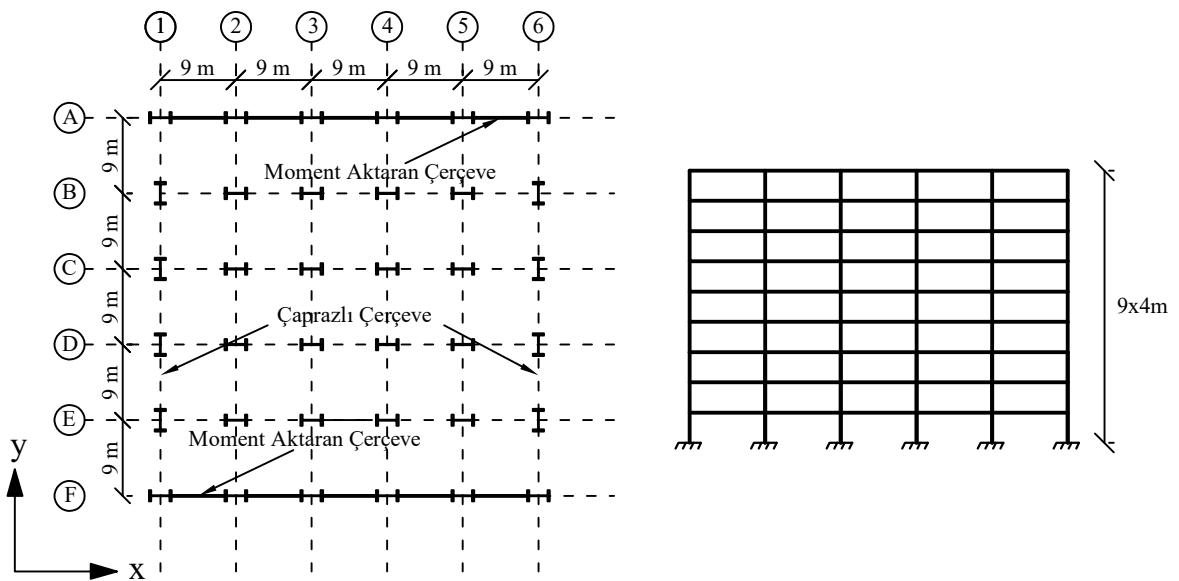
20 katlı yapı, y doğrultusunda 6, x doğrultusunda 5 eşit açıklıktan oluşmaktadır. Toplamda $30 \times 36 = 1080m^2$ 'lik bir kat alanına ve $20 \times 4 = 80m'$ lik yüksekliğe sahiptir.

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.

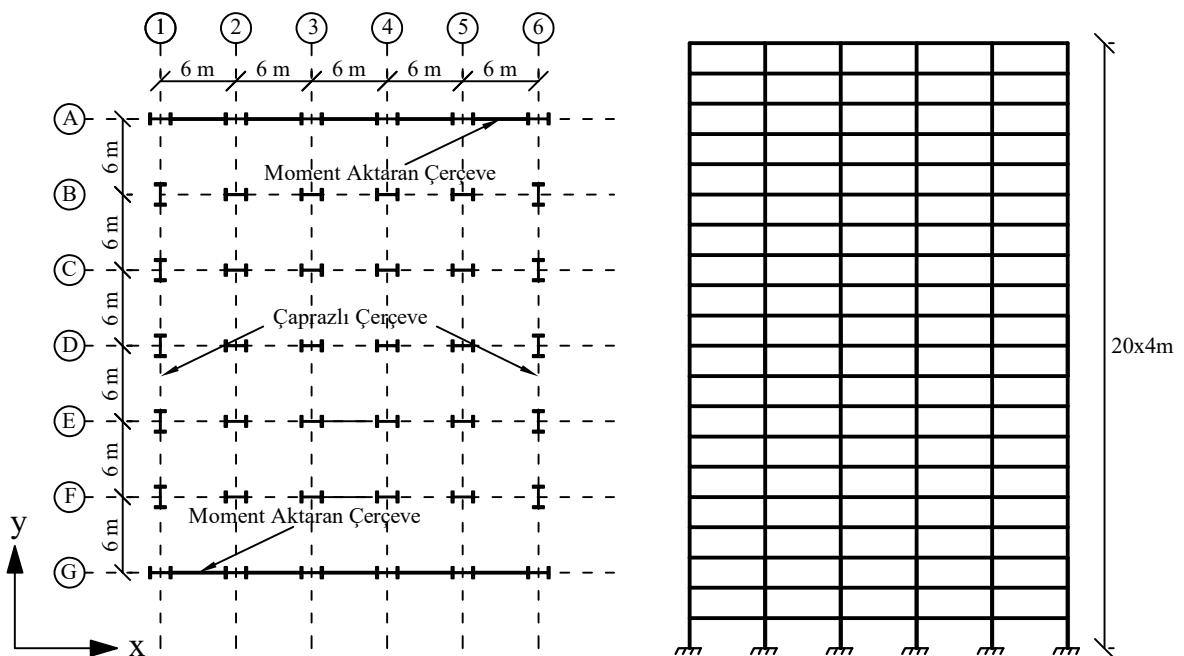
Her üç yapının plan ve analizlerde kullanılan A ve G akslarındaki çerçevelerin düşey kesitleri Şekil 4.1, Şekil 4.2 ve Şekil 4.3 'de verilmiştir. Üç yapının da iç açıklıklarındaki kırışlar, uçları mafsallı ve sadece düşey yük taşımaktadır. Yapılar birbirine dik doğrultularda sadece dış çerçevelerle yatay 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.



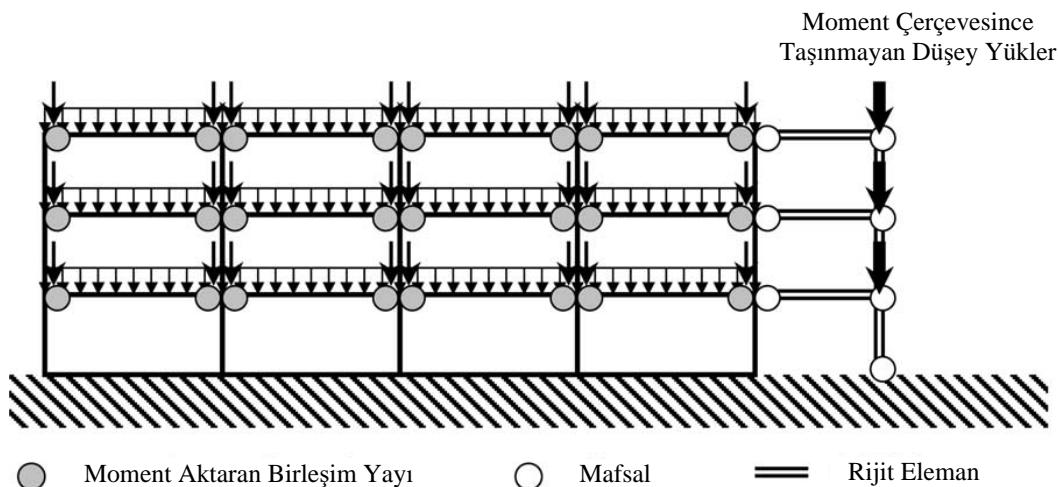
Şekil 4.3 : 20 katlı yapının plan ve A,G aksı kesiti.

4.2 Moment Dayanımlı Çelik Çerçeve Sistemlerin Tasarımı

Tasarım ve analiz 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 CYTHYE [3] yönetmeliği dikkate alınmıştır. Tasarım ve analizler SAP2000 [65] yazılımında yapılmıştır.

Plan ve kesitleri yukarıda gösterilen yapıların sadece tek doğrultuda ve dış cephesi moment çerçevesi olup iç kısımdaki sistem sadece düşey yük taşımak üzere düşünülmüştür. Bu sebeple yapıdaki moment çerçevelerinin yatay yükler altındaki davranışının incelemek için iki boyutlu çerçeveleri dikkate almak yeterli olacaktır. Burada dikkat edilmesi gereken husus moment çerçevelerinin diğer doğrultuda bulunan düşey yük taşıyıcı sistemi ile olan etkileşimidir bu davranış Şekil 4.4' deki gibi modellenebilir. İki boyutlu sistemi gerçek üç boyutlu sisteme eşdeğer hale getirmek amacıyla kullanılan yaslanan kolonlar, iki ucu mafsallı kolon ve kirişlerle teşkil edilmektedir. Dolayısıyla yatay yönde herhangi bir taşıyıcı özelliğe sahip olmadığı halde iç açıklıklarındaki P-Δ etkilerini eşdeğer sisteme aktarmaktadır.



Şekil 4.4 : Yaslanan kolonların modellenmesi [28].

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, $S_S = 1.5$,

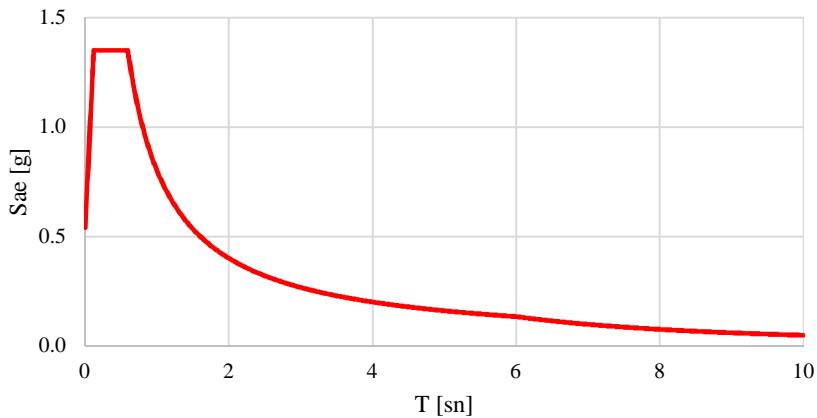
1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı, $S_1 = 1.0$,

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 4.5 'de gösterilmiştir.



Şekil 4.5 : Yatay tasarım elastik spektrumu.

Düsey deprem etkisi ise $E_d^{(z)} = (2/3) S_{DS} G$ şeklinde sabit yüklerle 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 birleştirileceklərdir. Yatay doğrultuda etkiyen ve stabilite analizinde başlangıç kusurlarının etkisini hesaba katmak amacıyla tanımlanan fiktif yükler, hem yatay, hem de düsey yükleri içeren yük birleşimlerinde dikkate alınmıştır.

Düsey yük birleşimleri için;

$$1.4G$$

$$1.2G+1.6Q$$

Düsey 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.

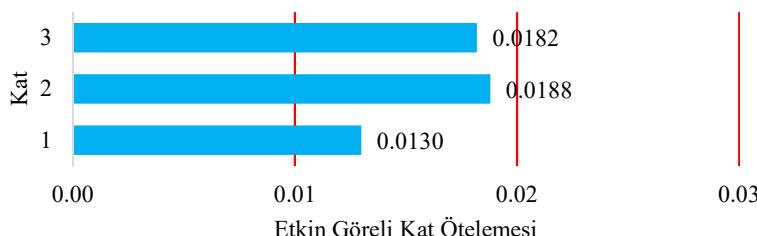
Yapılar ofis binası olarak tasarlandığı için *Bina Önem Katsayısı*, $I = 1.0$ olarak alınmıştır.

Binaların taşıyıcı sistemi, deprem etkilerinin tamamının moment aktaran süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerle karşılandığı 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 katsayısı binanın göz önüne 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 görelî kat ötelemesi ise;

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

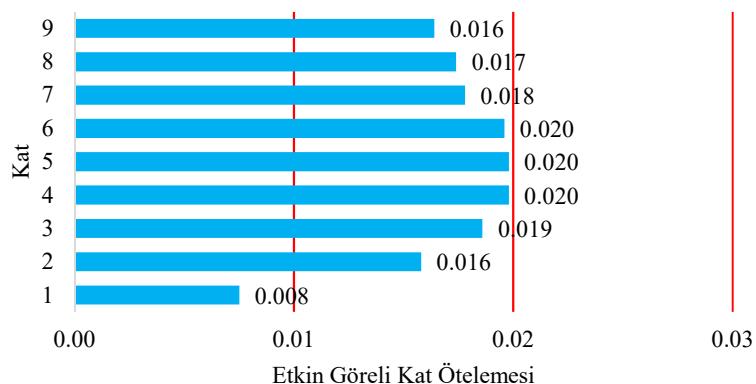
Şekil 4.6 'de 3 katlı, Şekil 4.7 'da 9 katlı, Şekil 4.8 'de 20 katlı rijit birleşimli olarak tasarlanan yapıya ait görelî kat ötelemesi gösterilmiştir. Çizelge 4.1 'de 3 katlı yapının, 4.2 'de 9 katlı yapının ve 4.3 'de 20 katlı yapının kesitleri verilmiştir.



Şekil 4.6 : 3 katlı rijit birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.

Çizelge 4.1 : 3 katlı yapının kesitleri.

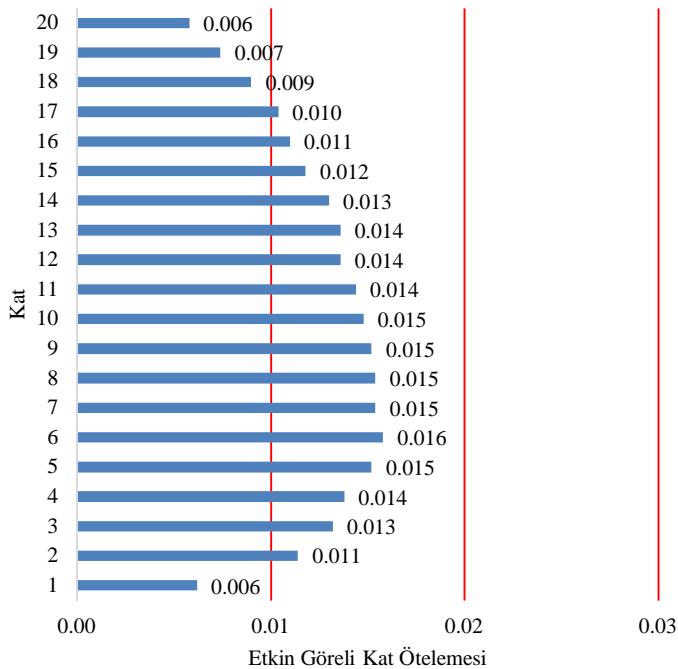
| Kat | Dış Kolon | İç Kolon | Kiriş |
|-----|-----------|----------|--------|
| 3 | W27x102 | W27x114 | W18x40 |
| 2 | W27x114 | W27x129 | W21x62 |
| 1 | W27x114 | W27x129 | W21x62 |



Şekil 4.7 : 9 katlı rıjıt birleşimli yapının etkin göreli 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 4.8 : 20 katlı rıjıt birleşimli yapının etkin görelî 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 görelî kat ötelemesi grafikleri verilmiştir.

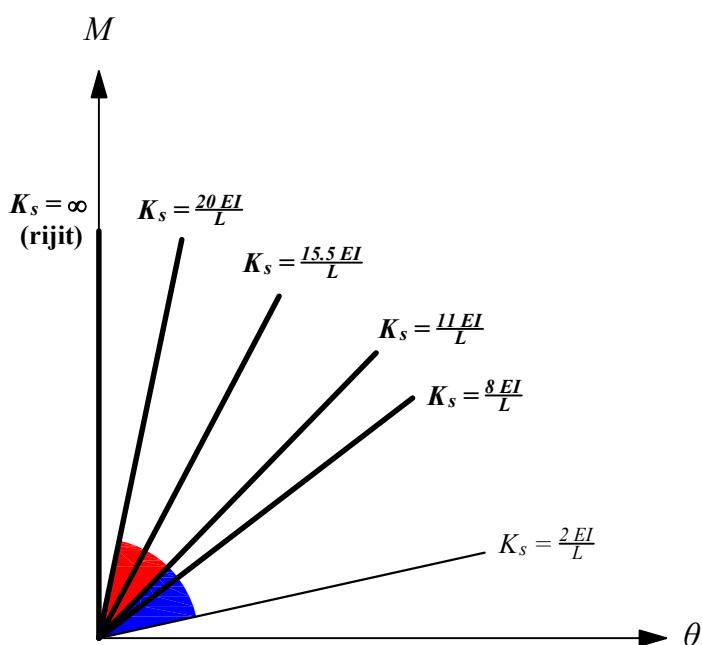
TBDY-2018'nin etkin görelî kat ötelemeleri şartına göre tasarlanan iki boyutlu çerçeveler SAP2000 [65] analiz programı kullanılarak oluşturulmuştur. Çerçevelerin 1. doğal titreşim periyotları Çizelge 4.4'de verilmiştir.

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 Rıjılıklerinin Seçimi ve Modelleme

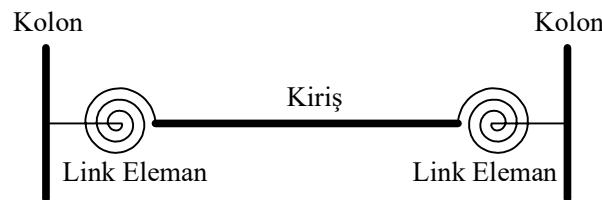
Tez çalışması kapsamında moment dayanımlı çelik çerçevelerin birleşim dönme rıjılığı parametresi olarak Bölüm 3'te (3) detaylı olarak anlatılan AISC 360-16 yönetmeliğine uygun şekilde 5 ayrı dönme rıjılığı seçilmiştir. Bu seçimi Şekil 4.9'de de görüldüğü üzere, sonsuz rıjıt duruma ek olarak, rıjıt durumun alt sınırı ve mafsallı durumun üst sınırını eşit açı ile bölen 2 adet dönme rıjılığı ve en düşük yarı rıjıt birleşim dönme rıjılığı için ise Eurocode yönetmeliğinde yatay öteleme tutulmuş çerçevelerde yarı rıjıt birleşimler için üst sınır olan 8 EI/L kullanılmıştır.



Şekil 4.9 : Parametrik çalışmada kullanılan birleşim dönme rıjılıkları.

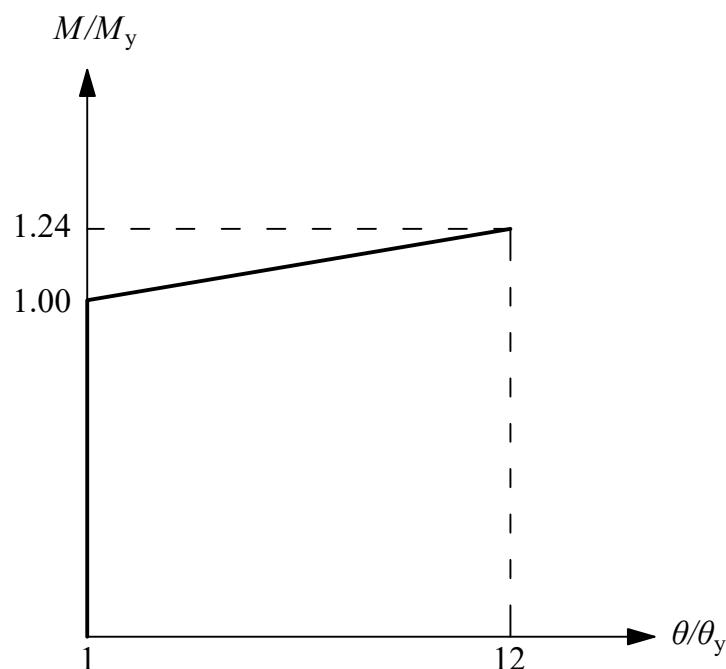
Şekil 4.10'de, Link elemanlar ayrı birer eleman olarak tanımlanmıştır. Ayrıca, Link elemanı modellemesinde önemli bir nokta uzunluk tanımıdır. Tüm çerçeve analizlerinde, Link elemanı uzunluğu 10 cm olarak seçilmiştir. Bu varsayımin referansı, bazı gerçek birleşimlerin ve bunların yaklaşık uzunlıklarının gözlemlenmesi olmuştur. Link elemanlarının yüklenmesi ise, kirişlerin tasarımda kullanılan aynı düşey yükler Link elemanlarına etkileşimiştir.

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



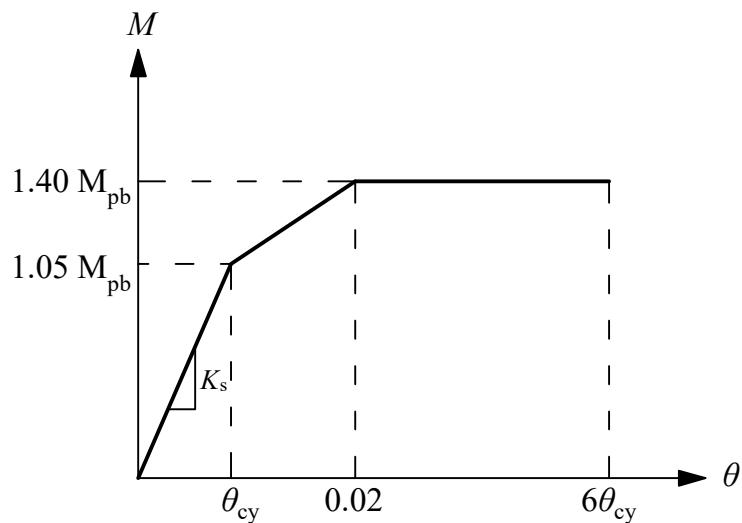
Şekil 4.10 : Link elemanlar.

Kolonlar da ASCE 41-13 yönetmeliğinin önerdiği eksenel kuvvet-eğilme momenti etkileşimli doğrusal olmayan davranış modeli kullanılmıştır. Kirişlerin doğrusal olmayan davranışının Şekil 4.11'de gösterilen kesitlerin güçlü eksende eğilme davranışını modellendiği moment-dönme ilişkisi ifade edilmiştir.



Şekil 4.11 : Kiriş elemanlarının doğrusal olmayan eğilme davranışı modeli.

Yarı rijit birleşimlerin modellenmesinde kullanılan link elemanlarının eğilme davranışları Şekil 4.12 'de gösterilmiştir. Burada dikkat çeken husus birleşimlerin kırışlarından güçlü olduğunu söylemektedir. Bu grafikte M_{pb} birleşimin bağlı olduğu kirişin plastik moment kapasitesini, θ_{cy} ise birleşimin akma anındaki dönmesini göstermektedir. Birleşimler için 0.02 dönme değerinde nihai moment kapasitesine ulaşlığı kabul edilmiştir. Birleşimlerin nihai dönme değerleri için ise TBDY-2018 yönetmeliğinin süneklik düzeyi yüksek kırışerde kontrollü hasar için öngördüğü plastik dönme miktarıdır. Birleşimlerin pekleşme miktarı ise TBDY-2018 yönetmeliğince yapılan birleşimlerin boyutlandırılmasında kullandığı pekleşme katsayısı olarak kabul edilmiştir.



Şekil 4.12 : Yarı rijit 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 gözlemdikçe 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 karışı tepe yer değiştirmesi olarak çizilen grafik ötelenme eğrisini başka bir deyişle yapının kapasite eğrisidir.

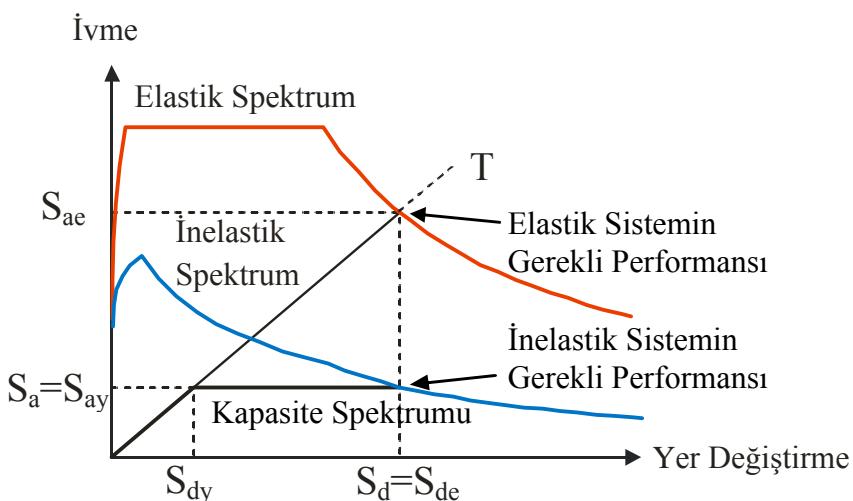
Yapıların kapasiteleri hakkında fikir sahibi olmak amacıyla, yapılar tek modlu doğrusal elastik olmayan statik itme analizine tabi tutulmuştur. İtme analizi, temel olarak, çok serbestlik dereceli sistemlerin deprem esnasındaki tepkisinin, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemlerin tepkisiyle benzer 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 doğruya çok yakın sonuçlar verdieneni göstermiştir.

5.1.1 Kapasite Spektrumu Metodu

Kapasite Spektrumu Yöntemi adı altında Sigmund Freeman'ın geliştirdiği ve daha sonra ayrıntılı olarak ATC-40 [66] dokümanında yer alan yöntemi oluşturmuştur. Yapısal kapasite ve deprem talebi arasında açık bir karşılaştırma yapmak için, kapasite spektrumu metodu gibi yenilikçi yöntemler geliştirilmiştir. Bu metot, 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. Bu metodun grafiksel ve sezgisel doğasını takip etmeyi kolaylaştırmak için, talep spektrumları, geleneksel spektral ivme ve periyot formatı yerine, ivme-yer değişimte tepki-spektrumu (ADRS) olarak bilinen, spektral ivme ile spektral yer değişimte olarak sunulur.

Bir binanın doğrusal elastik olmayan itme analizi normalde binanın tabanındaki kesme kuvveti ile tepe yer değişimte arasındaki ilişkiyi gösterir. Taban kesme kuvvetini spektral ivmelere ve tepe yer değişimte melerini ise eşdeğer spektral yer değişimte döndürerek, yer değişimte 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 kesiştiği nokta performans noktası olarak isimlendirilir. Bu nokta spektral ivme ve yer değişimmenin, 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 noktası, 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 eleştirilmiştir: sıfır noktasından maksimum yer değiştirmeye kadar ki sekant rijitliği, eşdeğer doğrusal sistemin rijitliğinin zayıf bir temsilidir; ve belirtilen eşdeğer sönüüm 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 eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin kapasite eğrisine dönüştürülmesi 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 dönüştürülmesiyle talep eğrisi elde edilir. Modal tek serbestlik dereceli sistemde en büyük 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 yer değiştirmeye değeri,

C_R : Spektral yer değiştirmeye oranı'nı göstermektedir.

Spektral yer değiştirmeye 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 yer değiştirmeye 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.

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

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

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

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

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

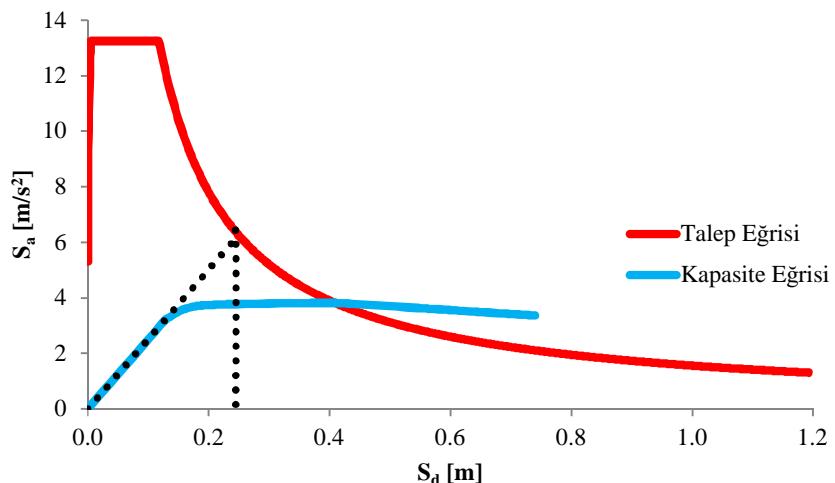
Elde edilen yer değiştirme değeri, eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme ait olduğundan yapının gerçek yer değiştirme değeri Denklem 5.2 kullanılarak elde edilebilir;

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

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

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

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

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

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

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

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

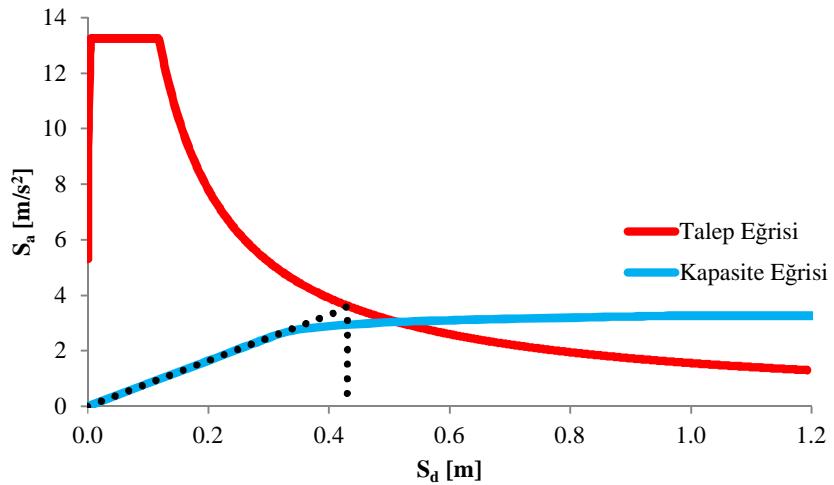
Elde edilen yer değiştirme değeri, eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme ait olduğundan yapının gerçek yer değiştirme değeri Denklem 5.2 kullanılarak elde edilebilir;

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

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

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;

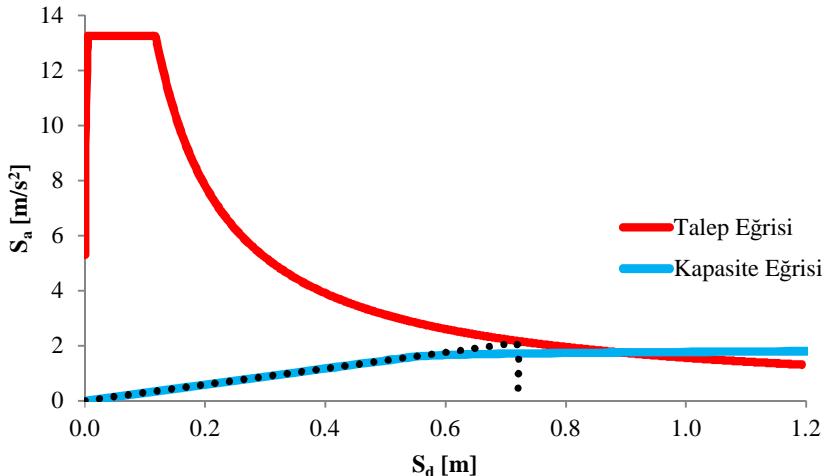
$$d_1 = 0.710 \text{m}; \phi_{n1} = 0.020; \Gamma_1 = 66.93$$

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

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 ;

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

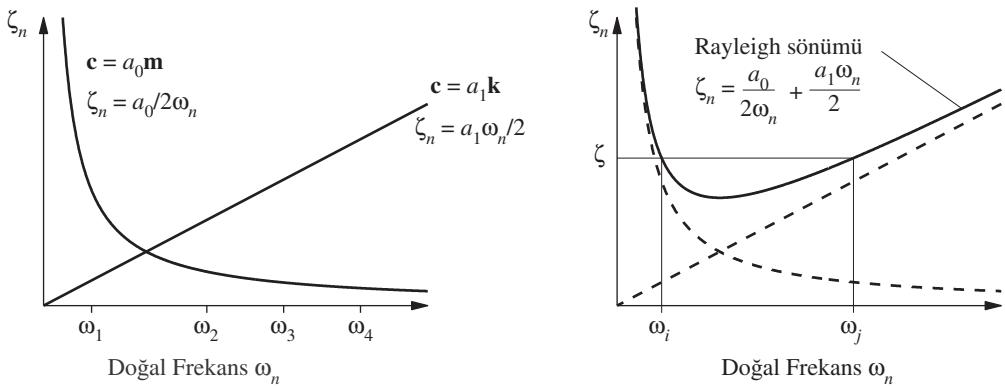


Şekil 5.4 : 20 katlı yapıya ait kapasite eğrisi ve talep eğrisi.

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 ilişkisi 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 [67].

5.2.1 Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklendirilmesi

Bu çalışmada kullanılan gerçek yer hareketleri seçilirken ATC 63 (2009) [27] 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) [27] 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 [68] 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 deprem kayıt numaraları ile 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 edilir.

6. ANALİZ SONUÇLARI

Bu bölümde parametrik çalışma kapsamında yapılan statik ve dinamik analizlerin sonuçları verilecektir. Statik analizlerde yapıların eksenleri tepe yer değiştirmesi ve taban kesme kuvveti olan kapasite eğrileri gösterilecektir. Dinamik analizlerde ise yapıların kapasite eğrisi grafikleri üzerindeki durumları işaretlenecektir. Statik analiz sonuçları ilgili yapıya ait farklı birleşim dönme rıjilikleri ile karşılaşılmalıdır olarak verilmiştir. Ayrıca dinamik analiz sonuçlarının yorumlanmasında açıklık getirmesi adına sonuçlar taban kesme kuvvetinin yapının etkin kütlesine oranı olan taban kesme kuvveti oranı ile tepe yer değiştirmesinin yapı yüksekliğine oranı olan tepe yer değiştirme oranı olarak gösterilmiştir. Bu iki grafik yan yana verilerek yapı davranışının daha iyi anlaşılması hedeflenmiştir. Doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarının daha doğru değerlendirilmesi amacı ile iki eş zamanlı durum ve bir de literatürde sıkça karşılaşılan eş zamanlılık presnsibine uymayan duruma ait sonuçlar gösterilecektir. Burada eş zamanlı olmayan durumdan kasıt dinamik analizde iki üç sonucun aynı anda oluşmadığıdır.

Eş zamanlı 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.

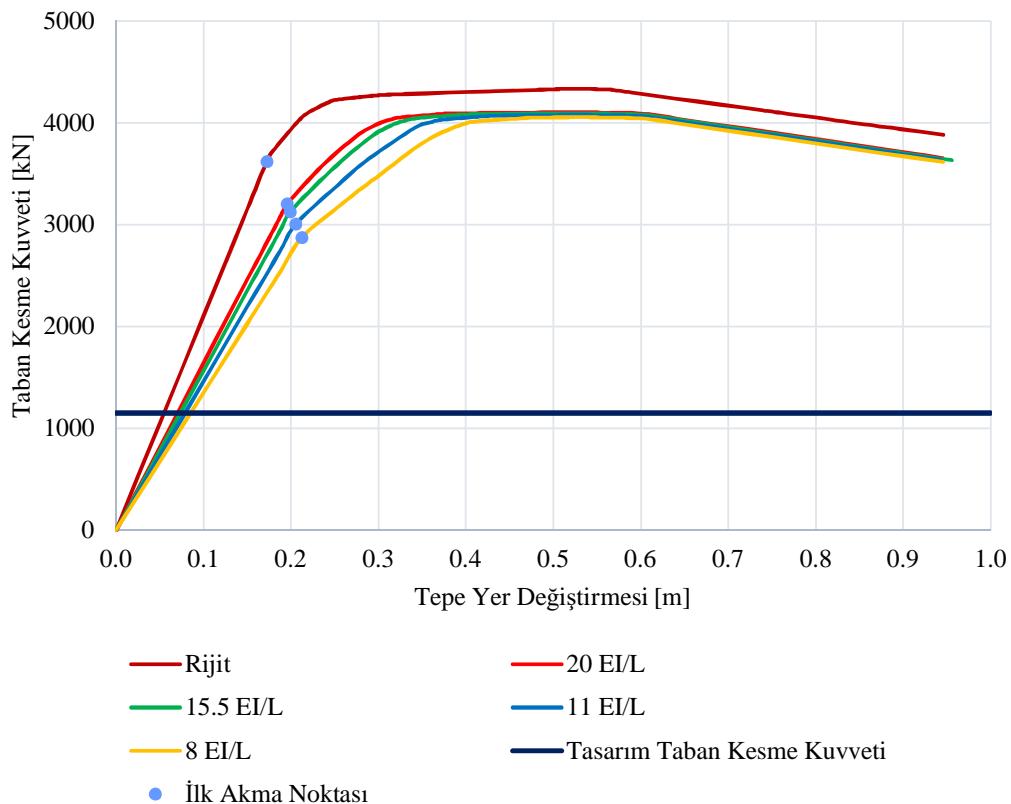
Eş zamanlı olmayan durum ise;

- 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 rıjitliği parametrelerini kapsayan kapasite eğrileri Şekil 6.1'de gösterilmiştir.



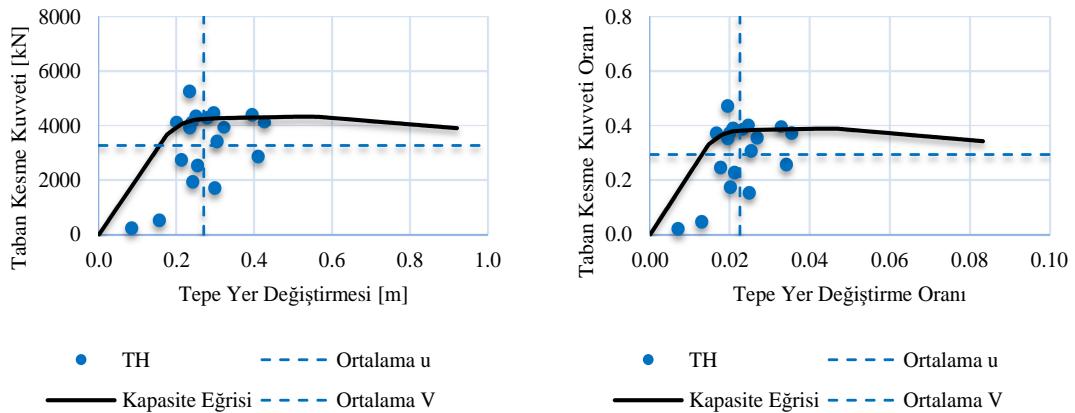
Şekil 6.1 : 3 katlı çerçevelerin kapasite eğrileri.

Bu karşılaştırmalı grafikten aşağıdaki yorumlar yapılabilir;

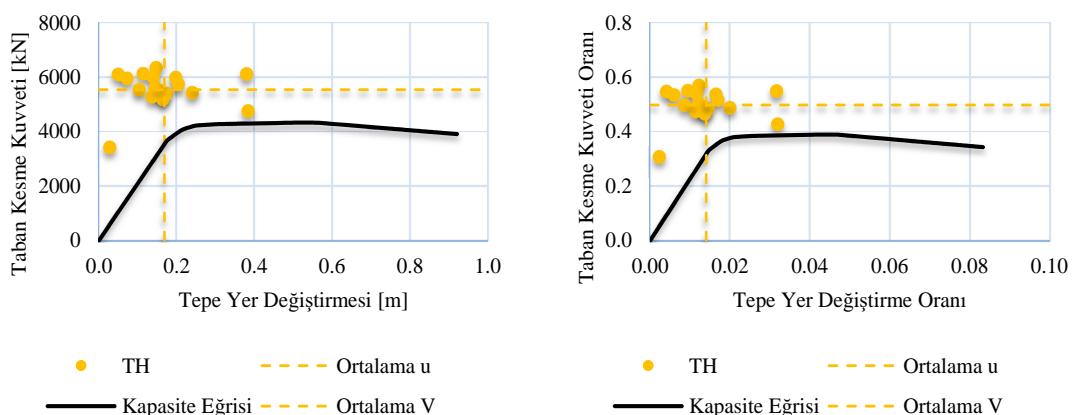
- Beklendiği üzere, birleşim rıjitliği azaldıkça yapının elastik rıjitliğinde azalma görülmektedir.
- Birleşim rıjitliğindeki azalmadan dolayı, yapı rıjitliği azaldıkça yapıda oluşan ilk akmalar, daha az bir dayanımda oluşmaktadır.
- Birleşim rıjitliğindeki azalmadan dolayı, yapı rıjitliği azaldıkça yapının elastik yer değiştirme sınırı artmaktadır.
- Birleşim rıjitliği azaldıkça, yapı dayanımında azalma durumuna geçmeden önceki nihai yer değiştirmesinde küçük bir artış gözlenmiştir.

6.2 3 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları

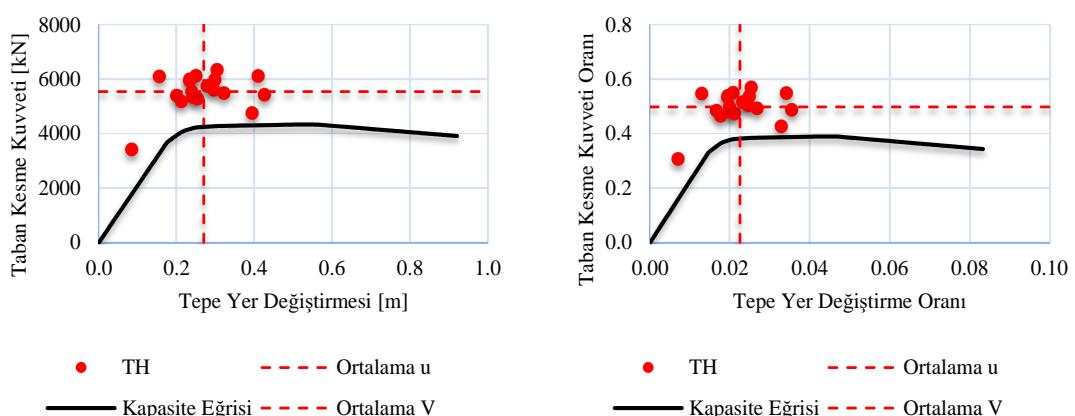
3 katlı rıjıt birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.2'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.3'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.4'de gösterilmiştir.



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

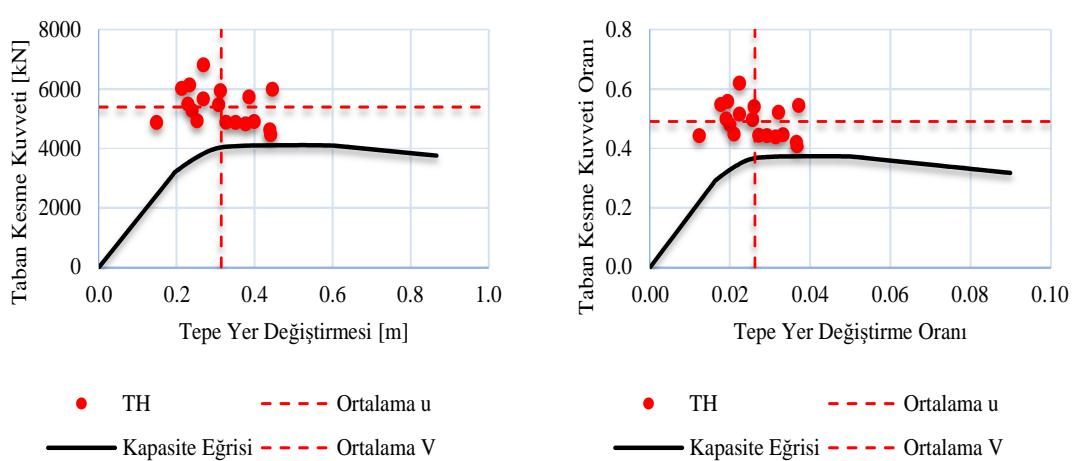
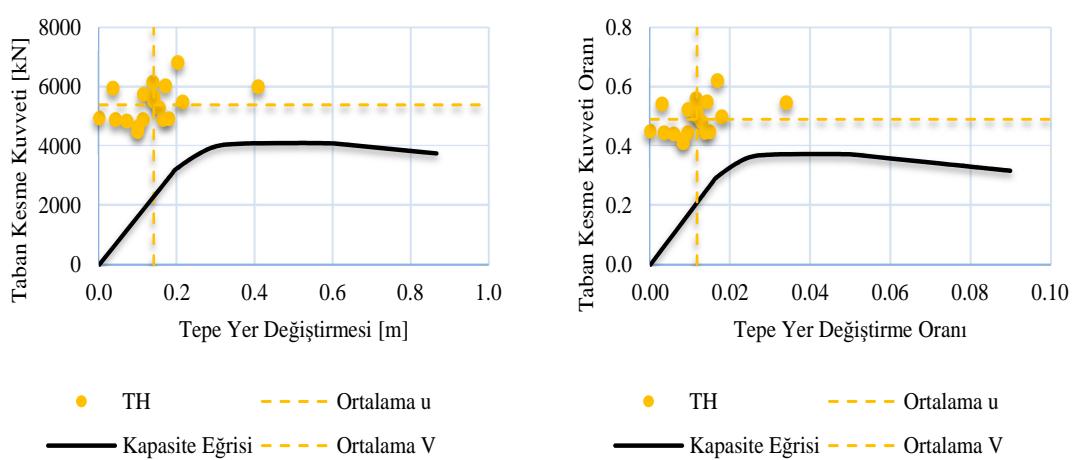
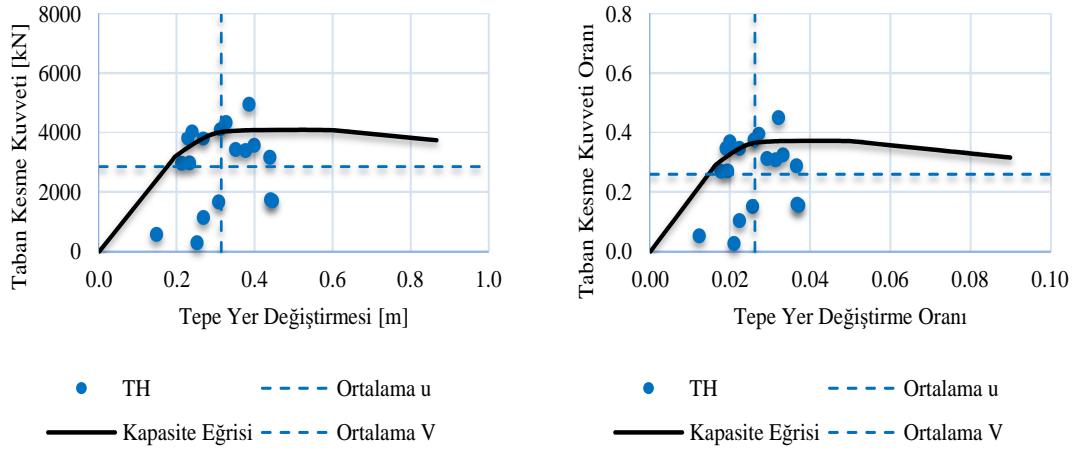


Şekil 6.3 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

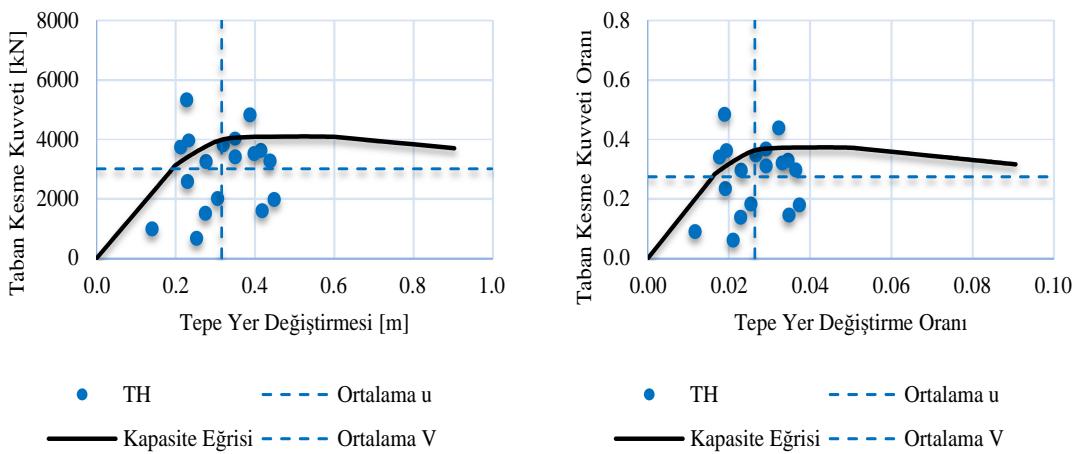


Şekil 6.4 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

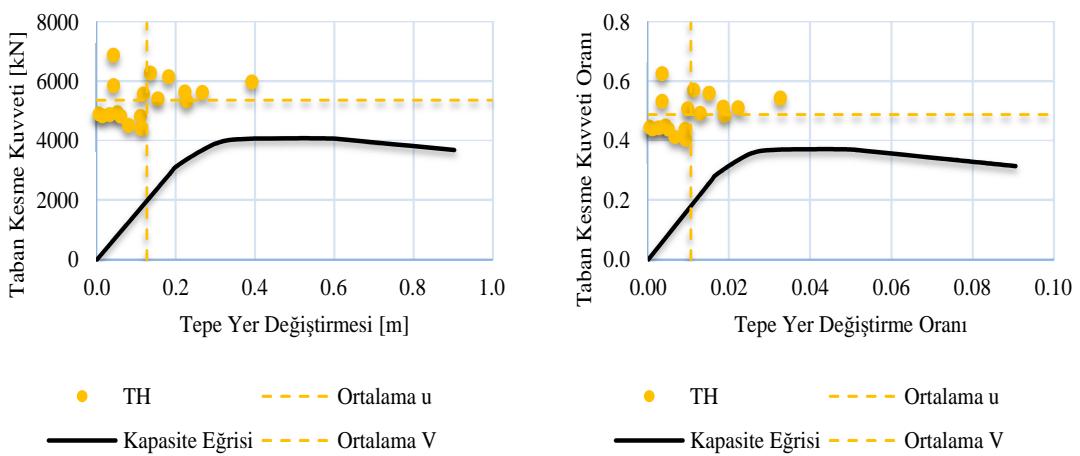
3 katlı yarı rıjıt (20 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.5'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.6'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.7'de gösterilmiştir.



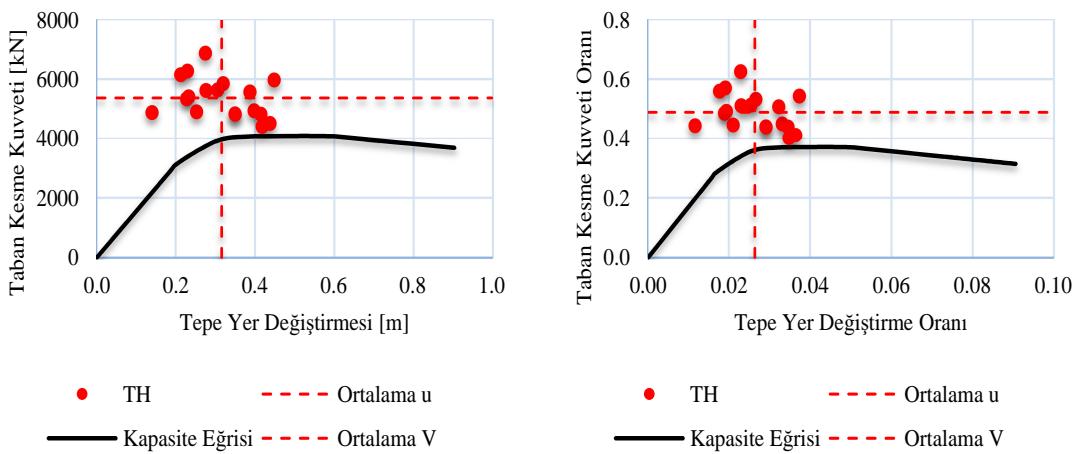
3 katlı yarı rıjît (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.8'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.9'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.10'de gösterilmiştir.



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

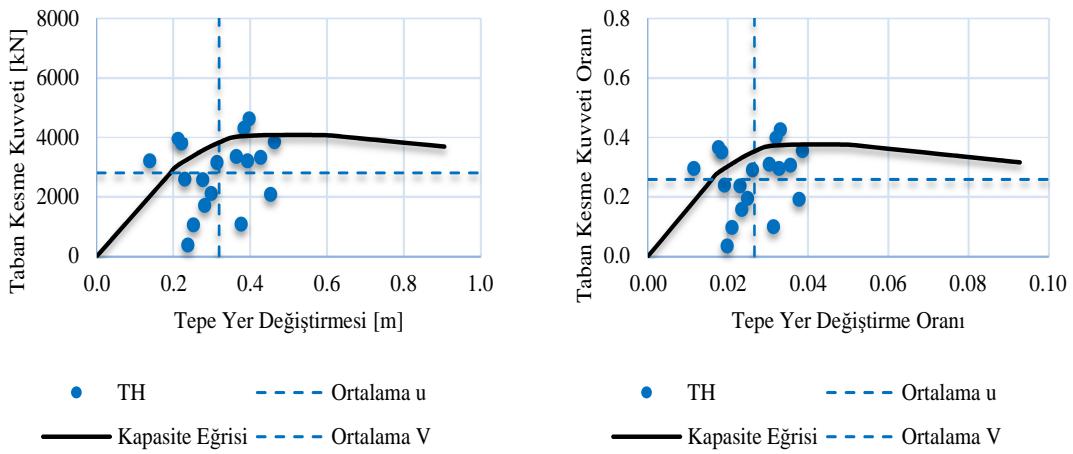


Şekil 6.9 : Yarı rıjıt (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

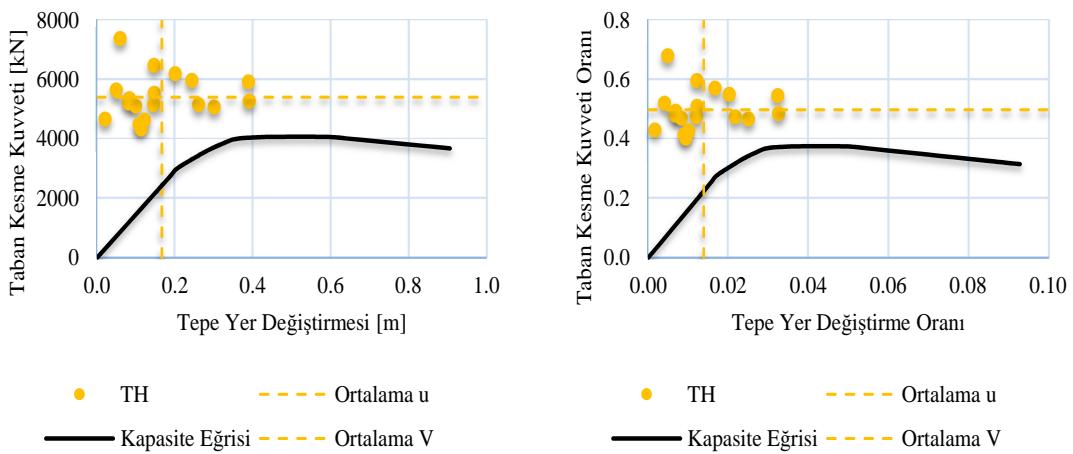


Şekil 6.10 : Yarı rıjıt (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

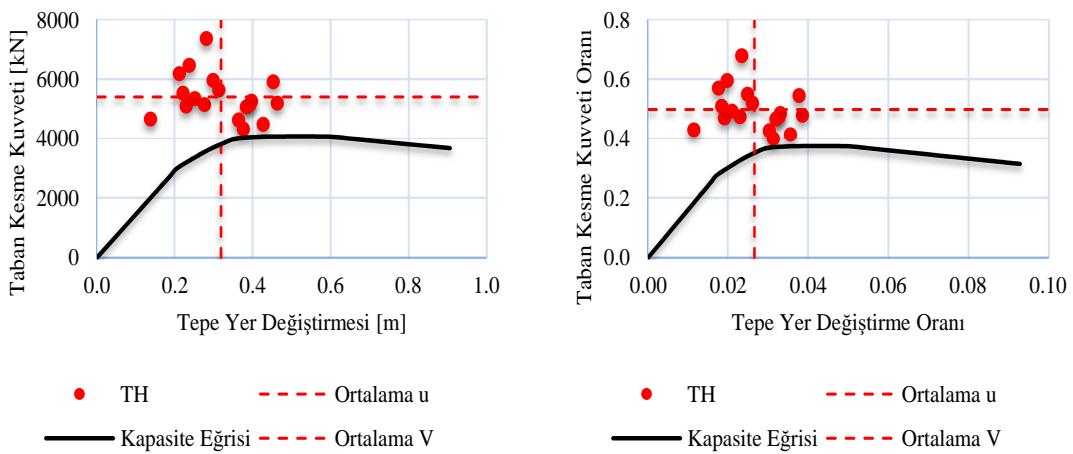
3 katlı yarı rıjît (11 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.11'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.12'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.13'de gösterilmiştir.



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

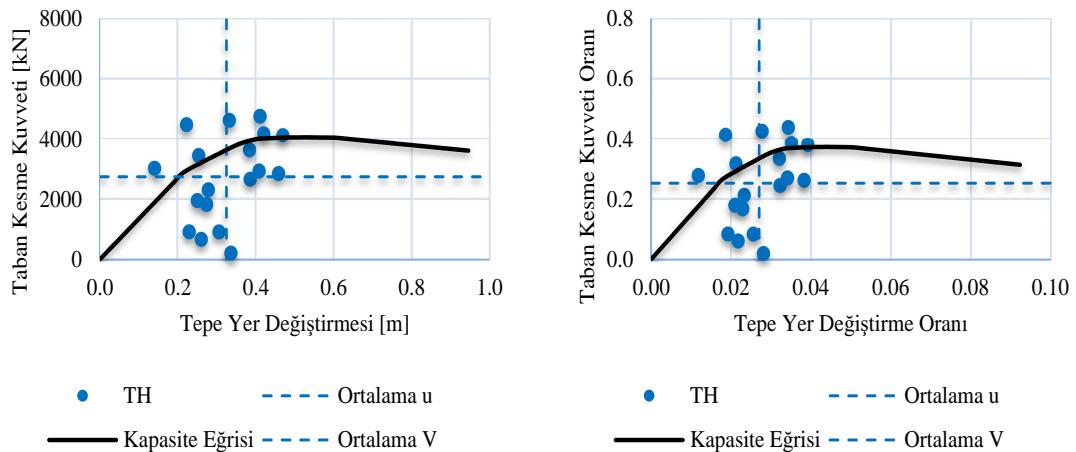


Şekil 6.12 : Yarı rıjıt (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

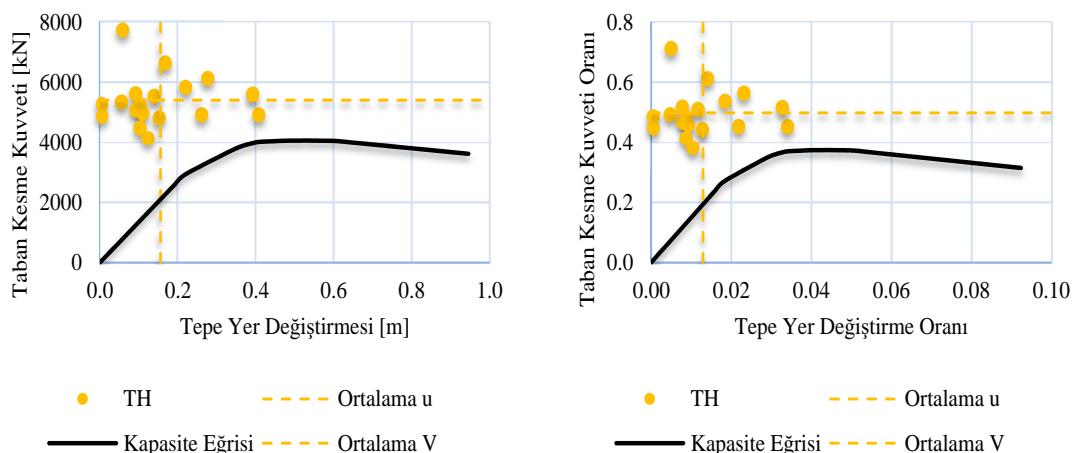


Şekil 6.13 : Yarı rıjıt (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

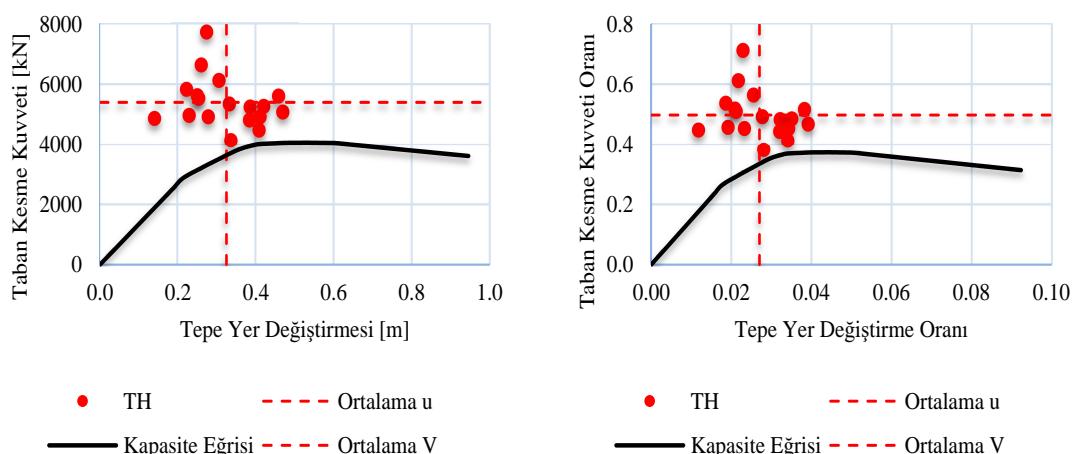
3 katlı yarı rıjît (8 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.14'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.15'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.16'de gösterilmiştir.



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



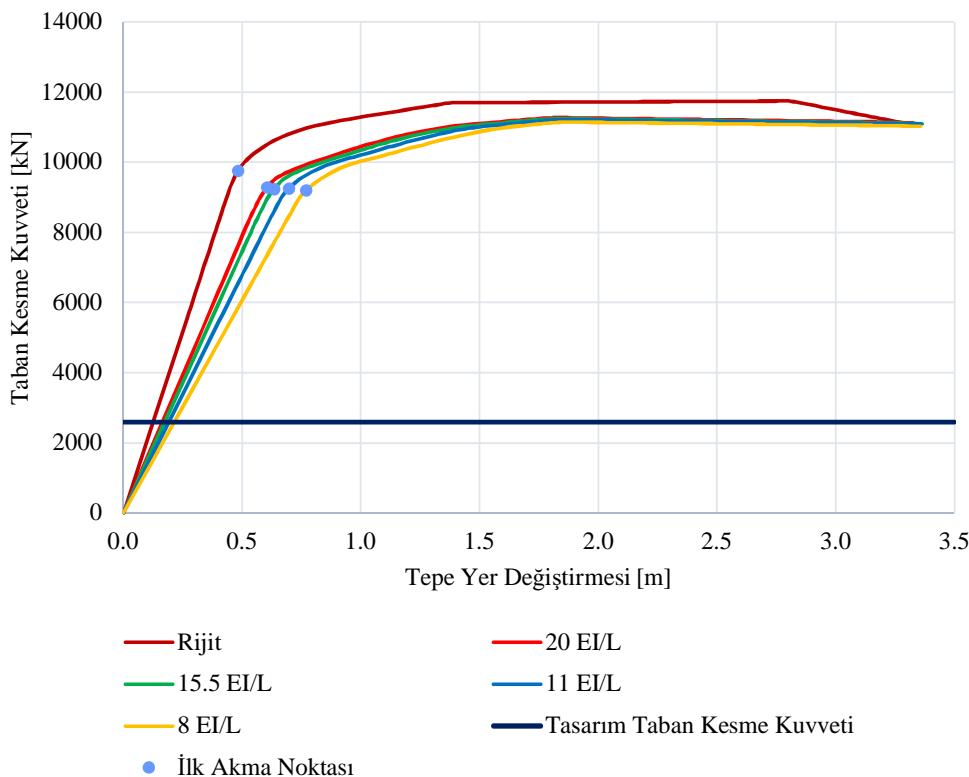
Şekil 6.15 : Yarı rıjıt (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).



Şekil 6.16 : Yarı rıjıt (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 rıjiti parametrelerini kapsayan öteleme eğrileri Şekil 6.17'de gösterilmiştir.



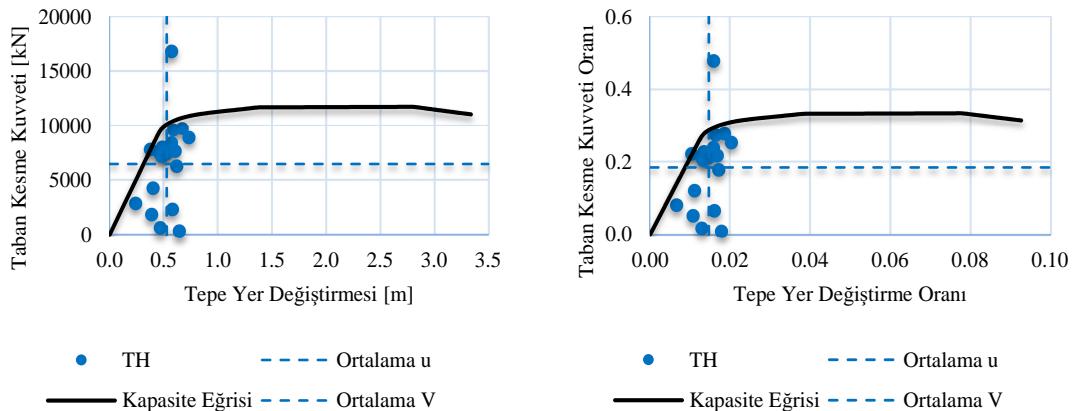
Şekil 6.17 : 9 Katlı çerçevelerin kapasite eğrileri.

Bu karşılaştırmalı grafikten aşağıdaki yorumlar yapılabilir;

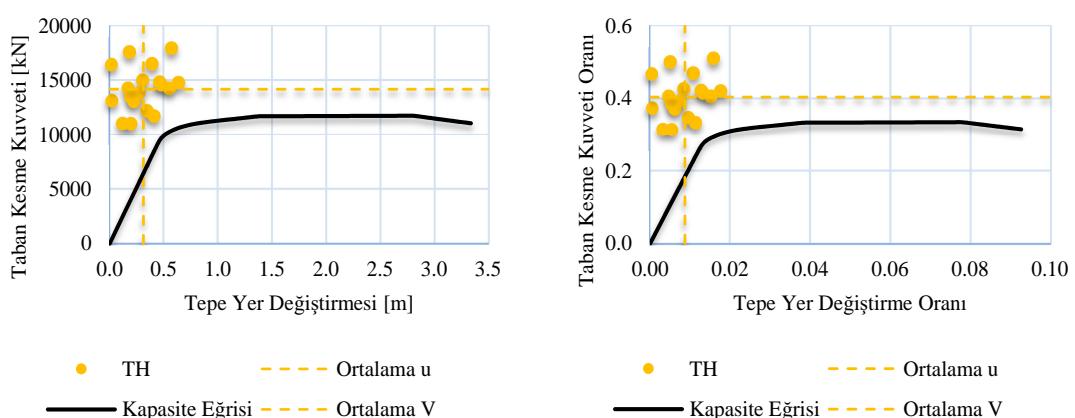
- Beklendiği üzere, birleşim rıjiti azaldıkça yapının elastik rıjitiinde azalma görülmektedir.
- Birleşim rıjiti azaldıktan dolayı, yapı rıjiti azaldıkça yapıda oluşan ilk akmalar, daha az bir dayanımında oluşmaktadır.
- Birleşim rıjiti azaldıktan dolayı, yapı rıjiti azaldıkça yapının elastik yer değiştirme sınırı artmaktadır.
- Birleşim rıjiti azaldıkça, yapı dayanımında azalma durumuna geçmeden önceki nihai yer değiştirmesinde küçük bir artış gözlenmiştir.

6.4 9 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları

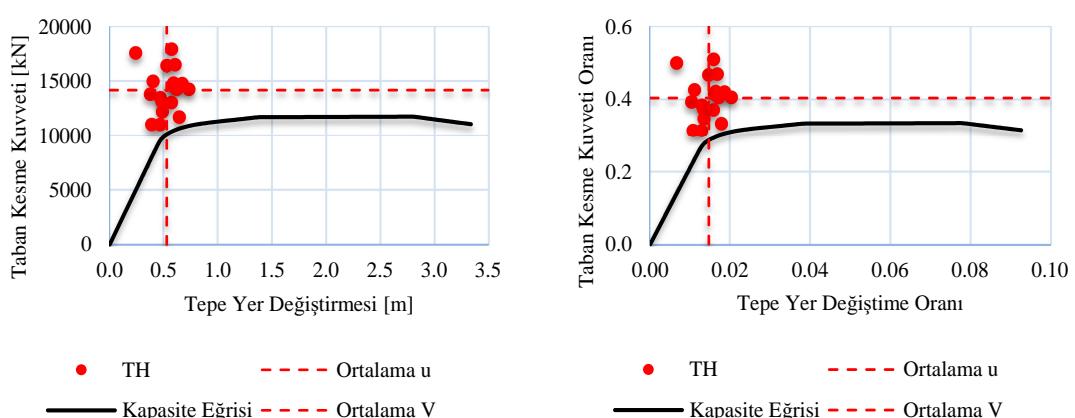
9 katlı rıjıt birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.18'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.19'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.20'de gösterilmiştir.



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

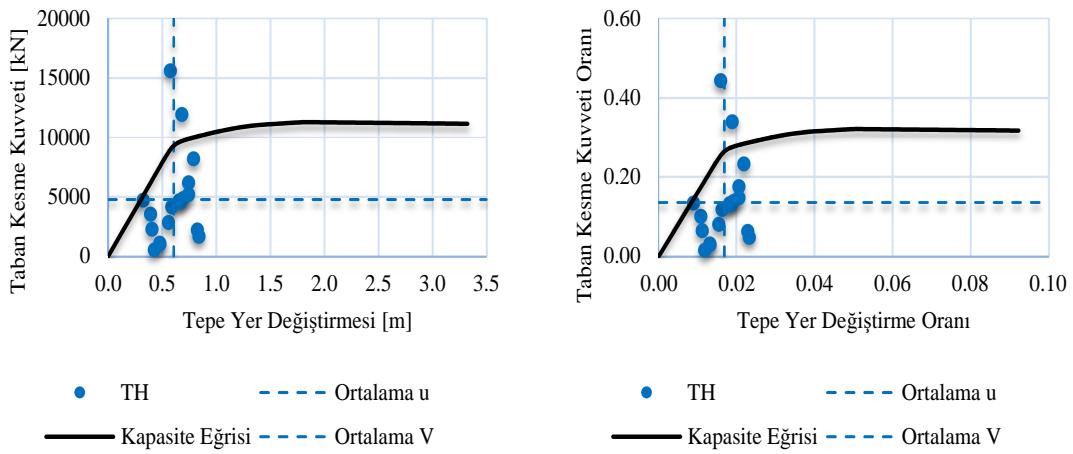


Şekil 6.19 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

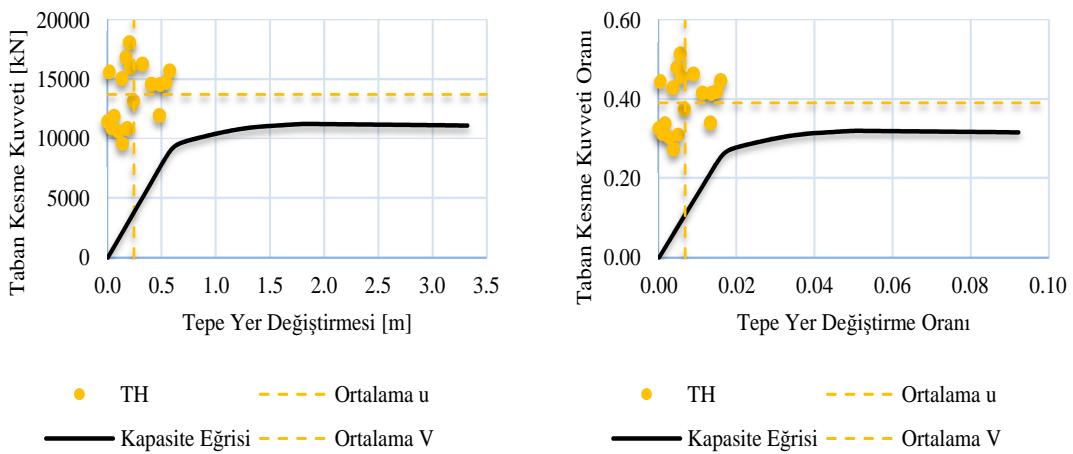


Şekil 6.20 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

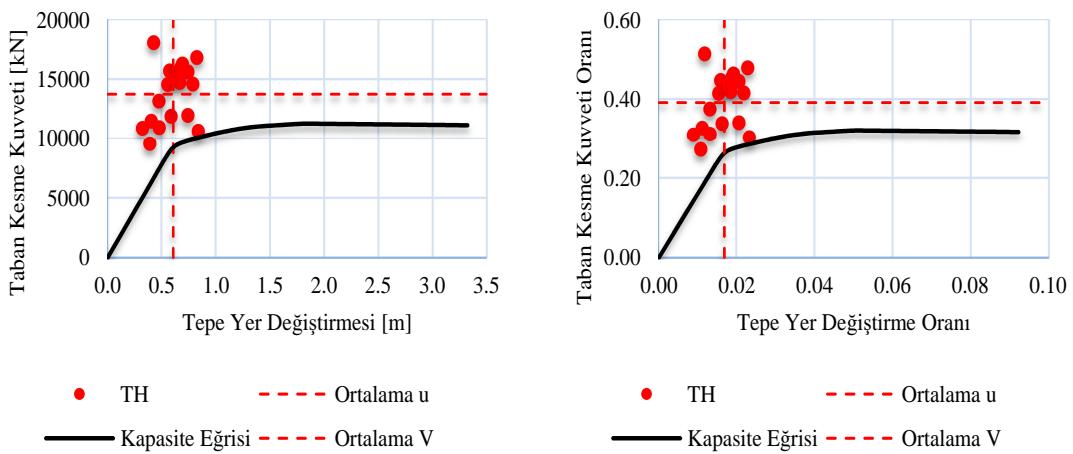
9 katlı yarı rıjît (20 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.21'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.22'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.23'de gösterilmiştir.



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

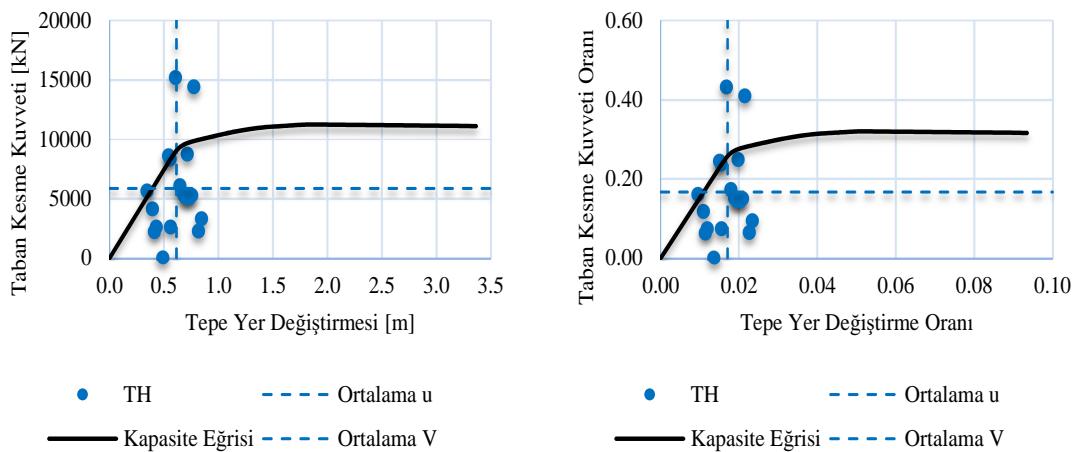


Şekil 6.22 : Yarı rıjît (20 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

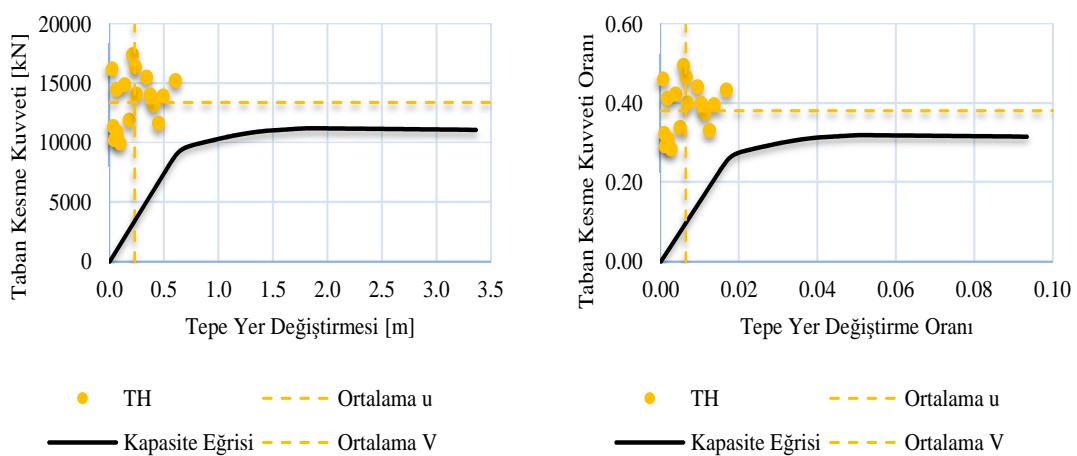


Şekil 6.23 : Yarı rıjît (20 EI/L) birleşimli çerçevelerin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

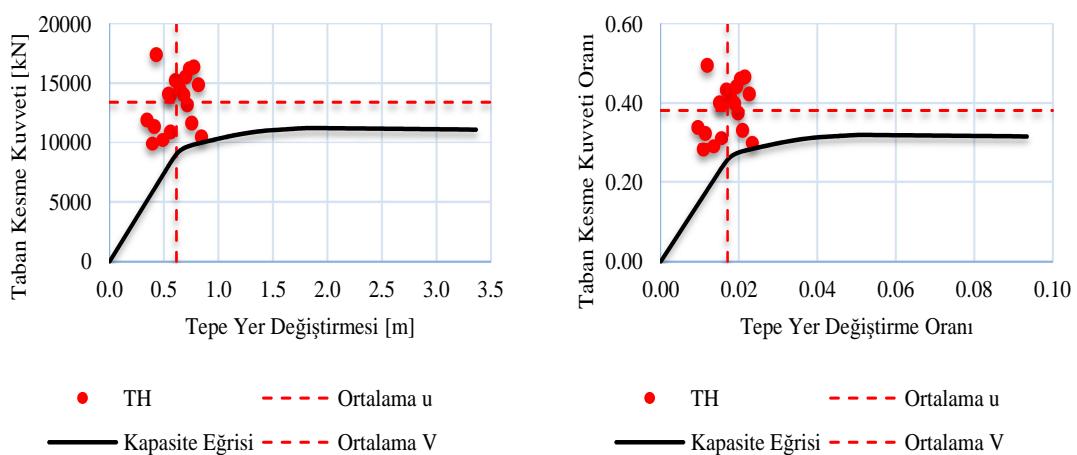
9 katlı yarı rıjît (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.24'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.25'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.26'de gösterilmiştir.



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

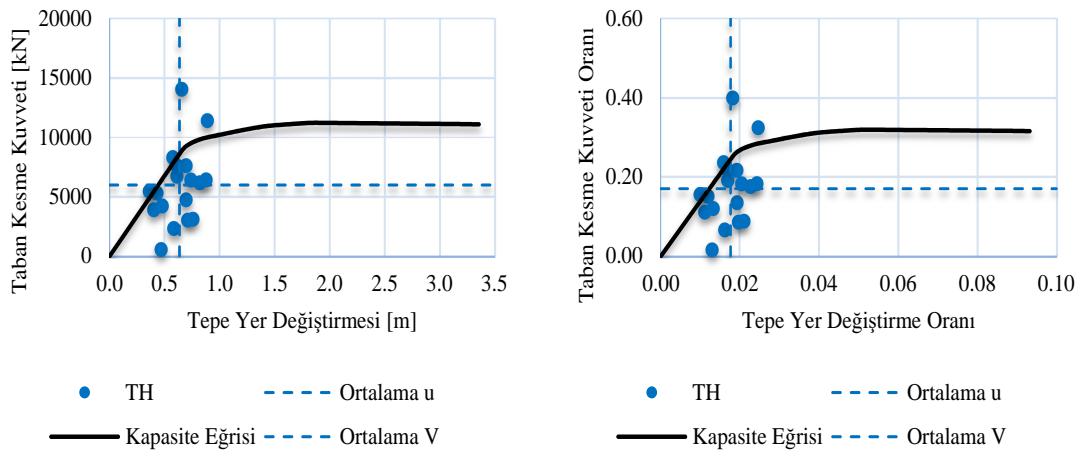


Şekil 6.25 : Yarı rıjıt (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

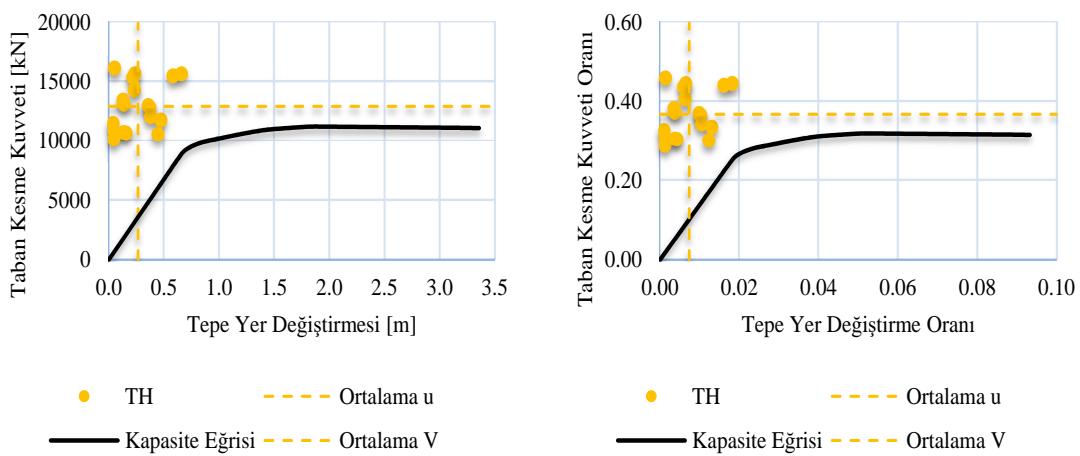


Şekil 6.26 : Yarı rıjıt (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

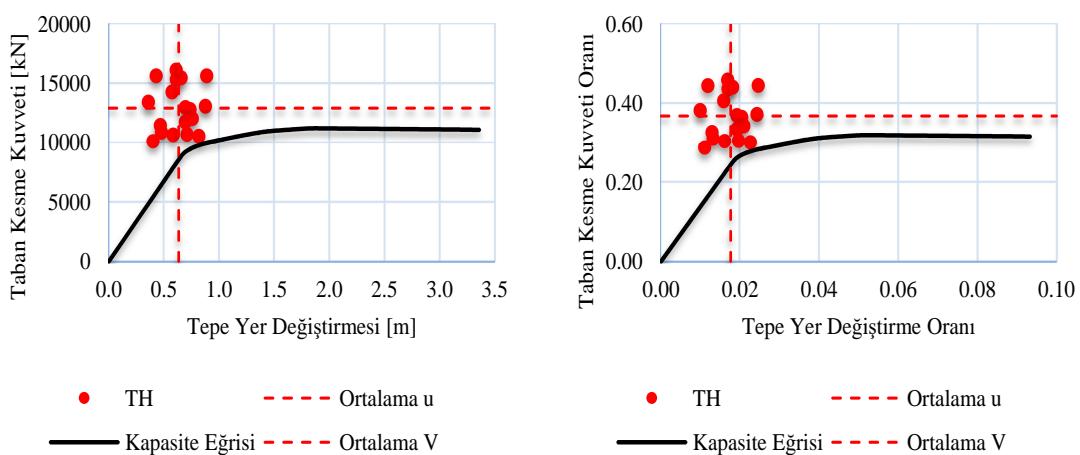
9 katlı yarı rıjît (11 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.27'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.28'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.29'de gösterilmiştir.



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

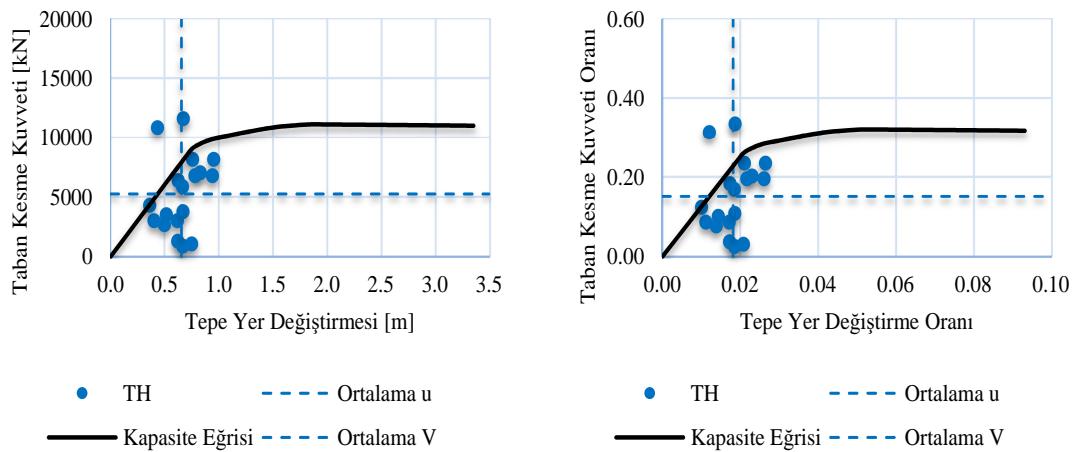


Şekil 6.28 : Yarı rıjît (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvette karı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

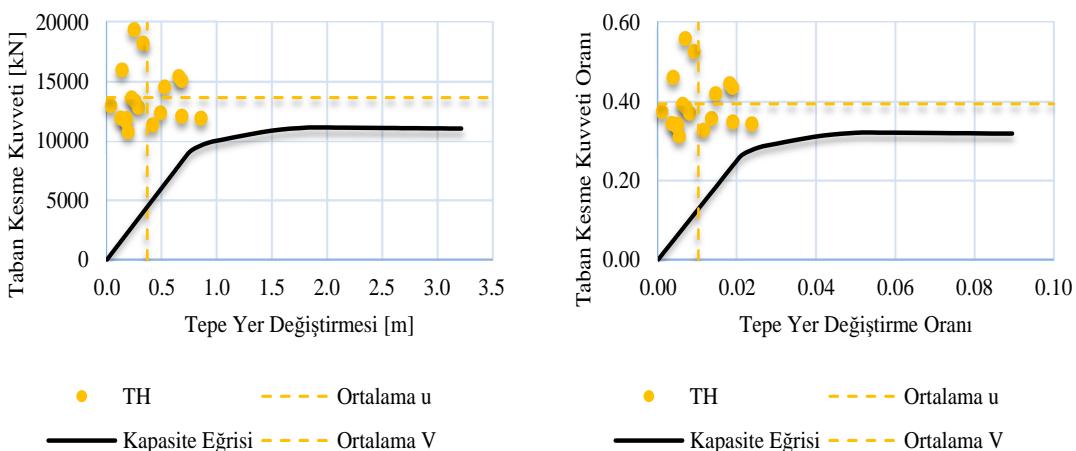


Şekil 6.29 : Yarı rıjît (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

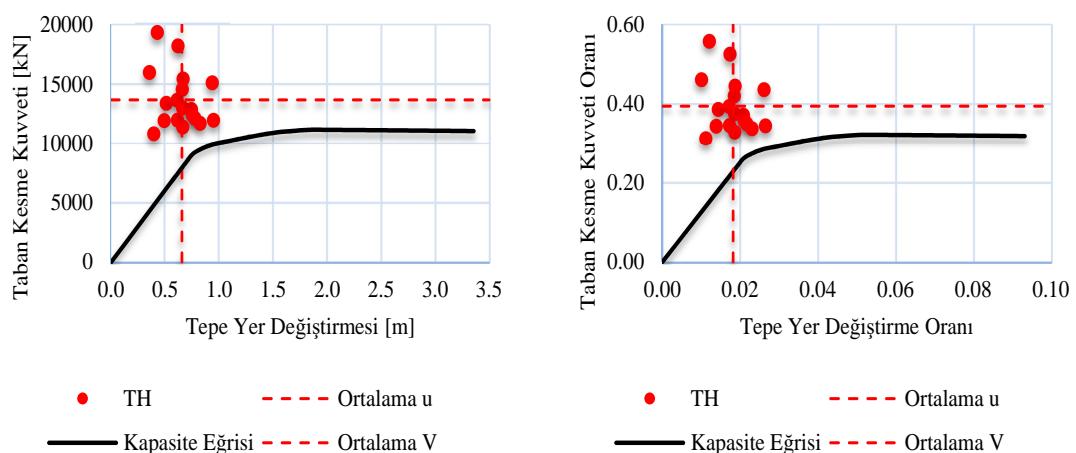
9 katlı yarı rıjît (8 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.30'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.31'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.32'de gösterilmiştir.



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



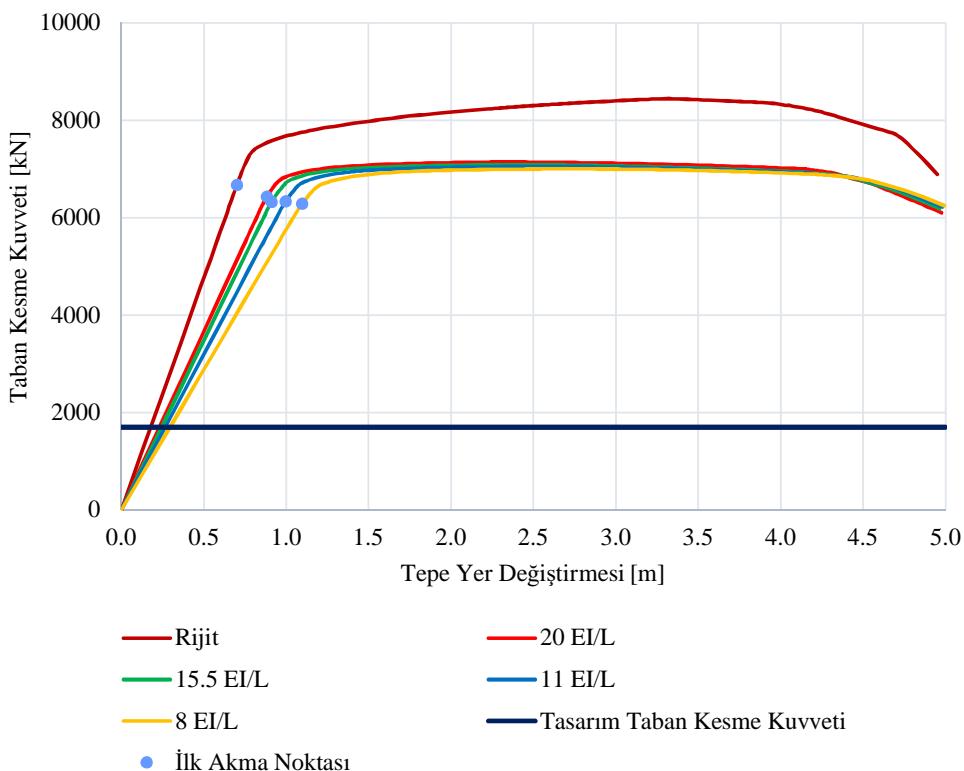
Şekil 6.31 : Yarı rıjıt (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).



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 öteleme eğrileri Şekil 6.33'de gösterilmiştir.



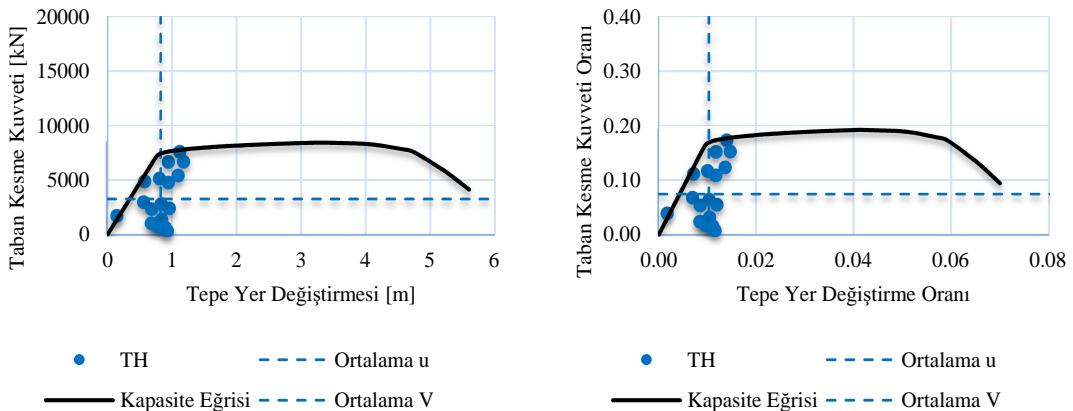
Şekil 6.33 : 20 Katlı çerçevelerin kapasite eğrileri.

Bu karşılaştırmalı grafikten aşağıdaki yorumlar yapılabilir;

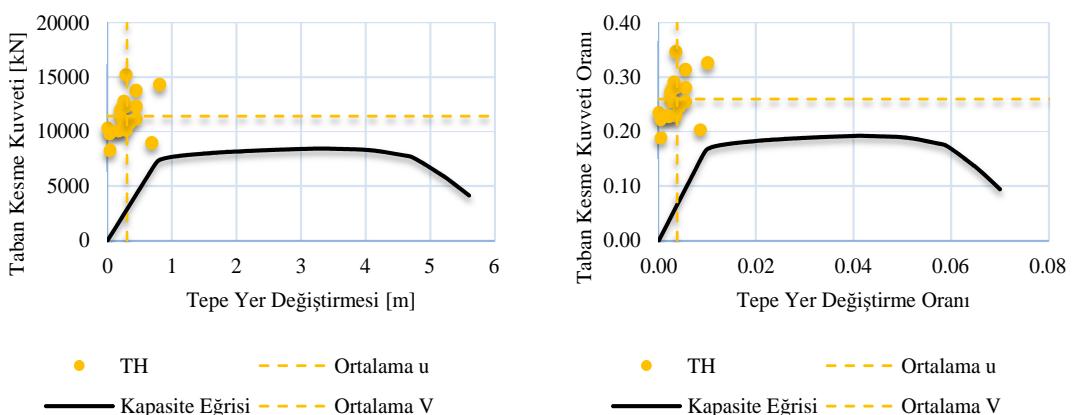
- Beklendiği üzere, birleşim rıjiti azaldıkça yapının elastik rıjitiinde azalma görülmektedir.
- Birleşim rıjiti azaldıktan dolayı, yapı rıjiti azaldıkça yapıda oluşan ilk akmalar, daha az bir dayanımında oluşmaktadır.
- Birleşim rıjiti azaldıktan dolayı, yapı rıjiti azaldıkça yapının elastik yer değiştirme sınırı artmaktadır.
- Birleşim rıjiti azaldıkça, yapı dayanımında azalma durumuna geçmeden önceki nihai yer değiştirmesinde küçük bir artış gözlenmiştir.

6.6 20 Katlı Yapıların Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz Sonuçları

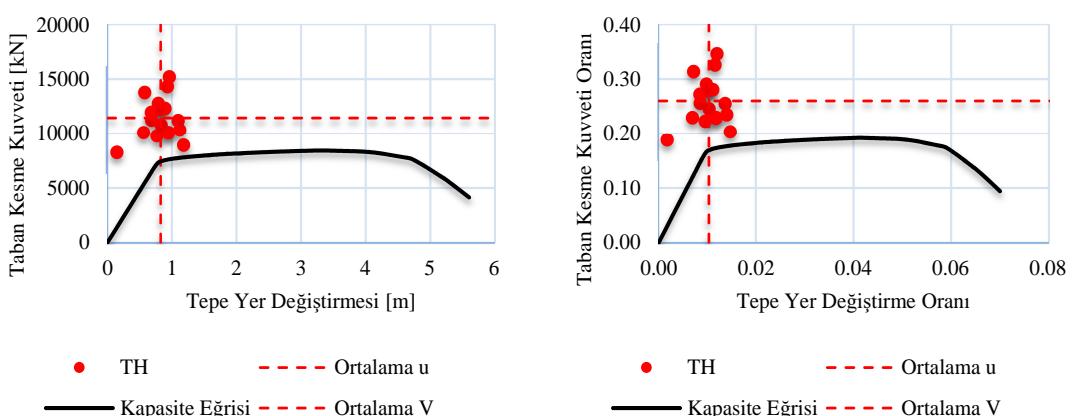
20 katlı rıjıt birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.34'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.35'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.36'de gösterilmiştir.



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

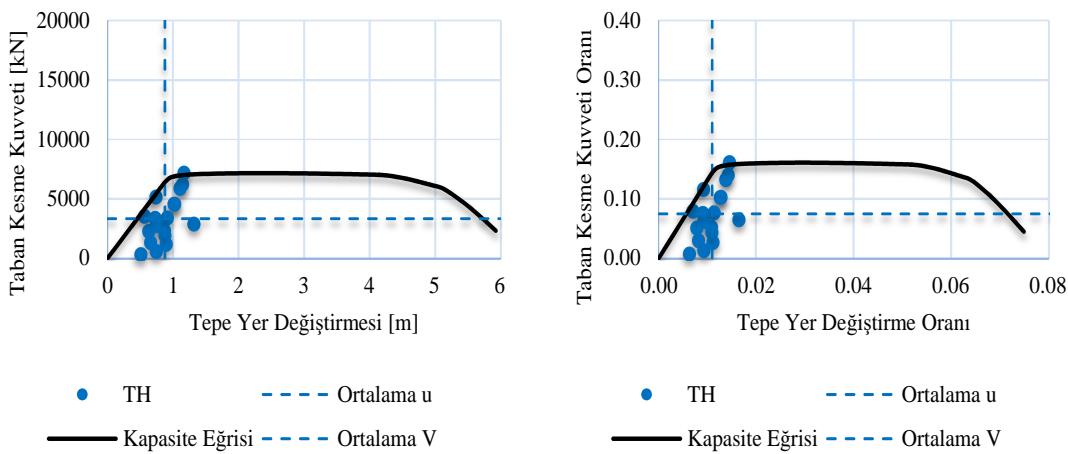


Şekil 6.35 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

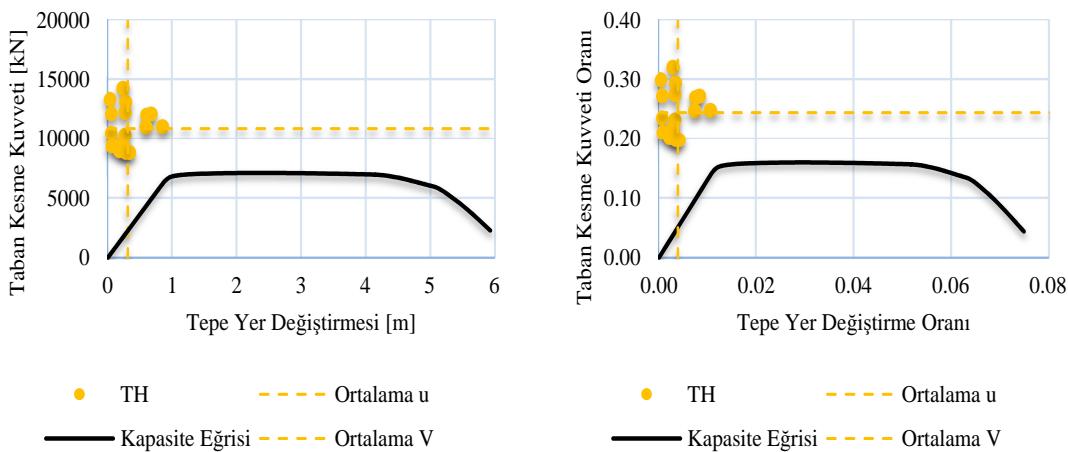


Şekil 6.36 : Rıjıt birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

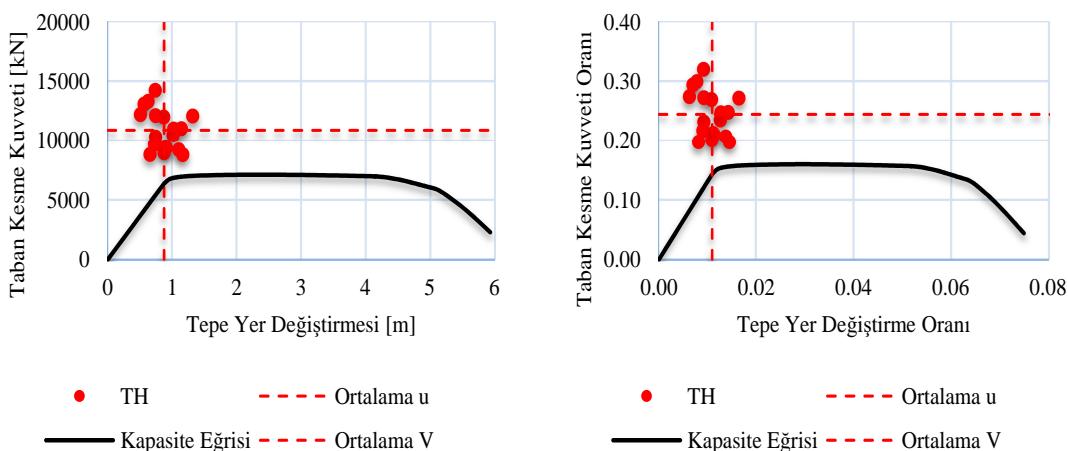
20 katlı yarı rıjît (20 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.37'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.38'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.39'de gösterilmiştir.



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

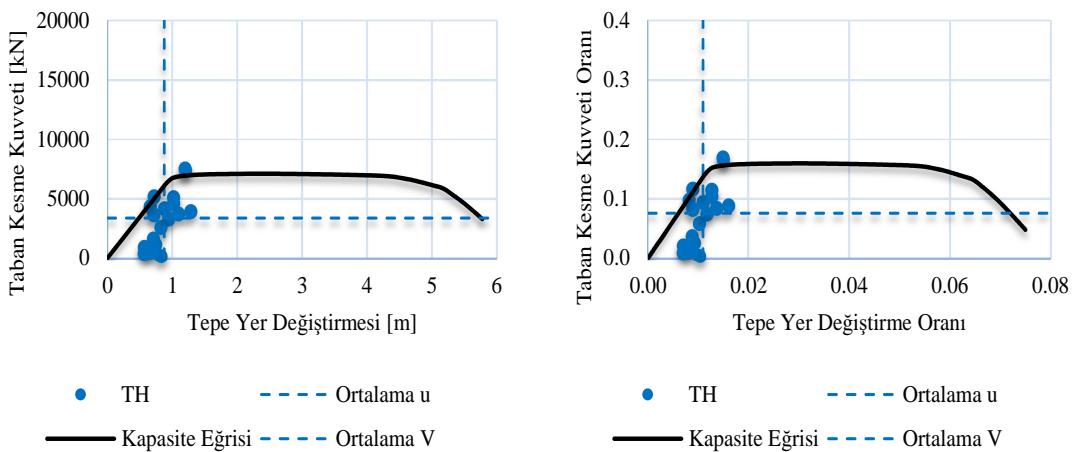


Şekil 6.38 : Yarı rıjît (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

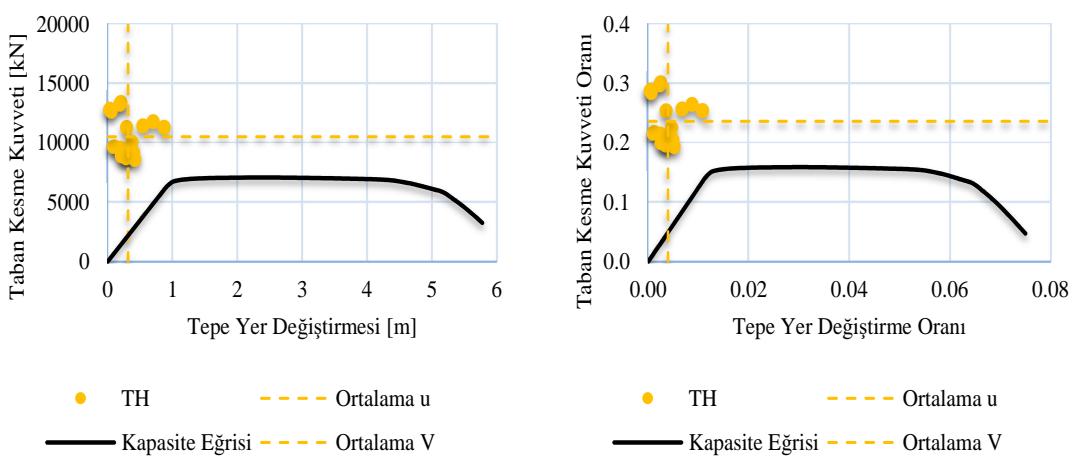


Şekil 6.39 : Yarı rıjît (20 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

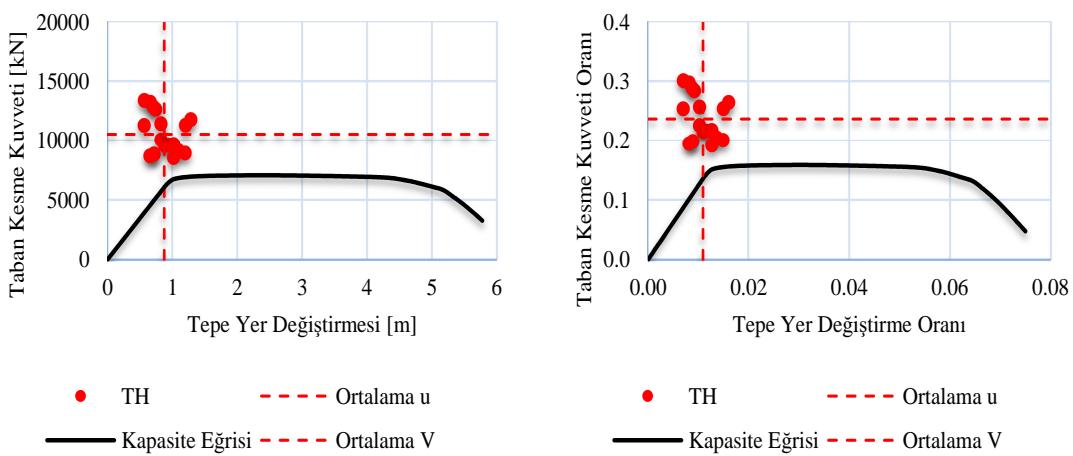
20 katlı yarı rıjît (15.5 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.40'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.41'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.42'de gösterilmiştir.



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

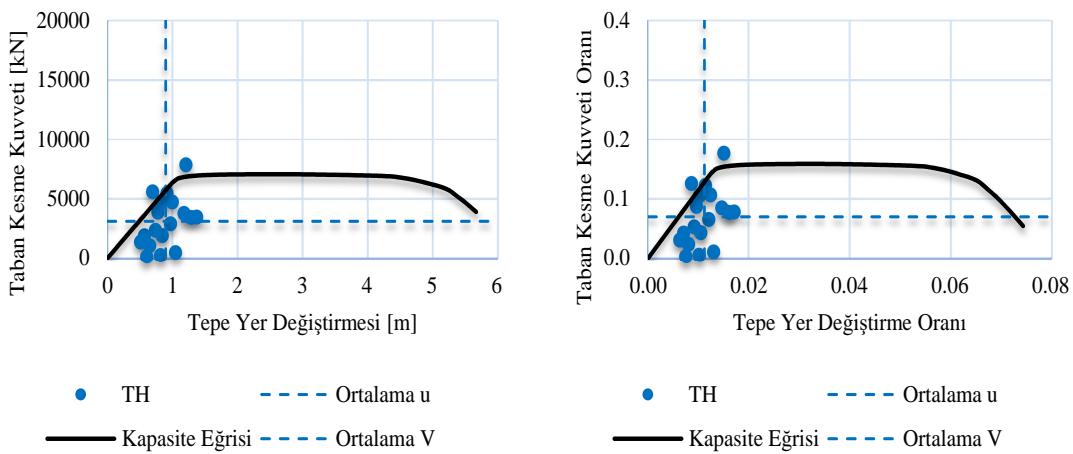


Şekil 6.41 : Yarı rıjît (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

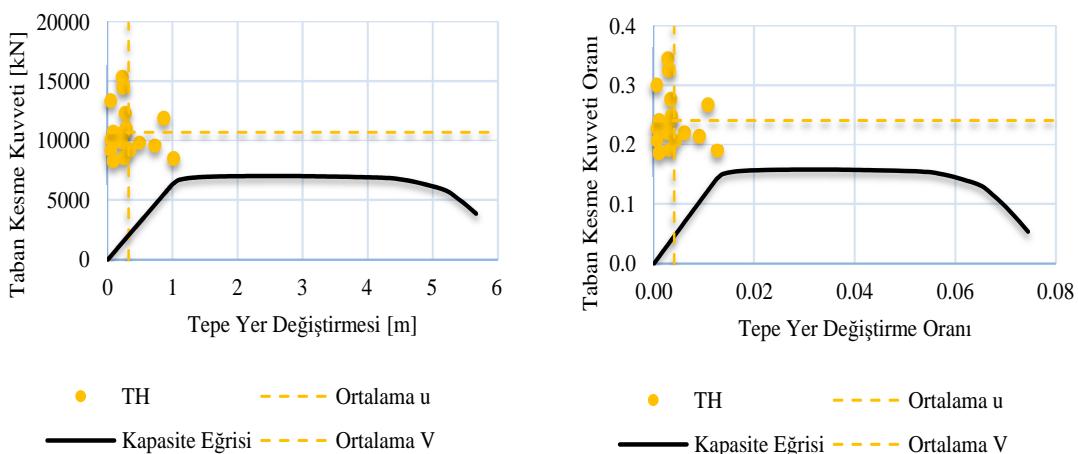


Şekil 6.42 : Yarı rıjît (15.5 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

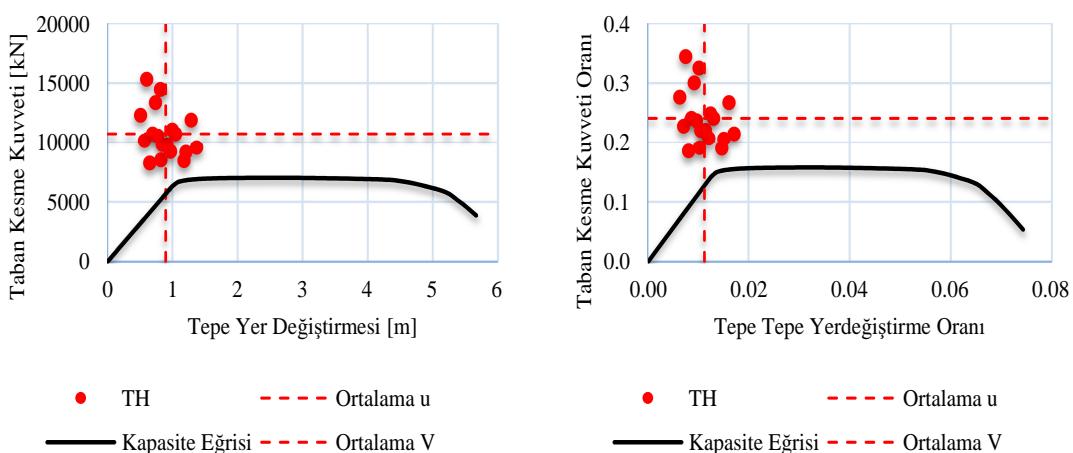
20 katlı yarı rıjît (11 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.43'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.44'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.45'de gösterilmiştir.



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

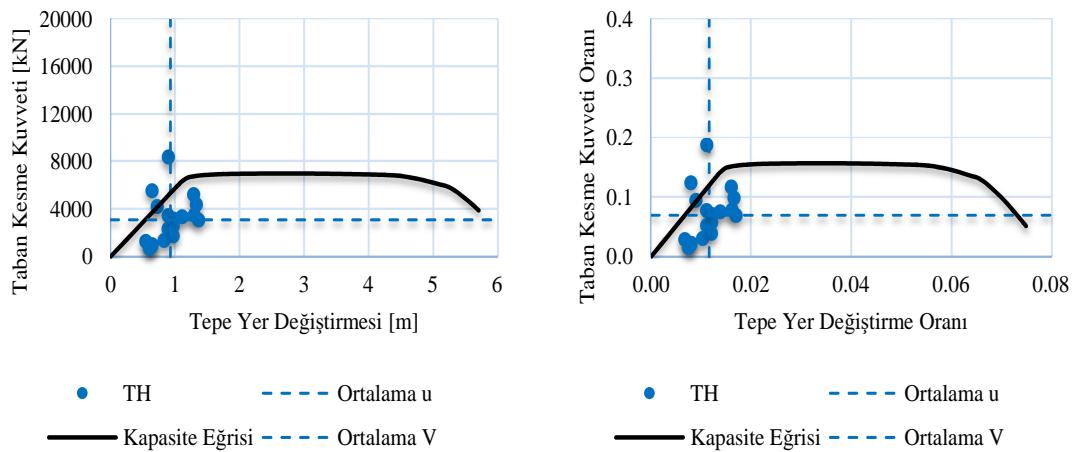


Şekil 6.44 : Yarı rıjît (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük taban kesme kuvvetine karşı tepe yer değiştirmesi ve oranları (Durum-2).

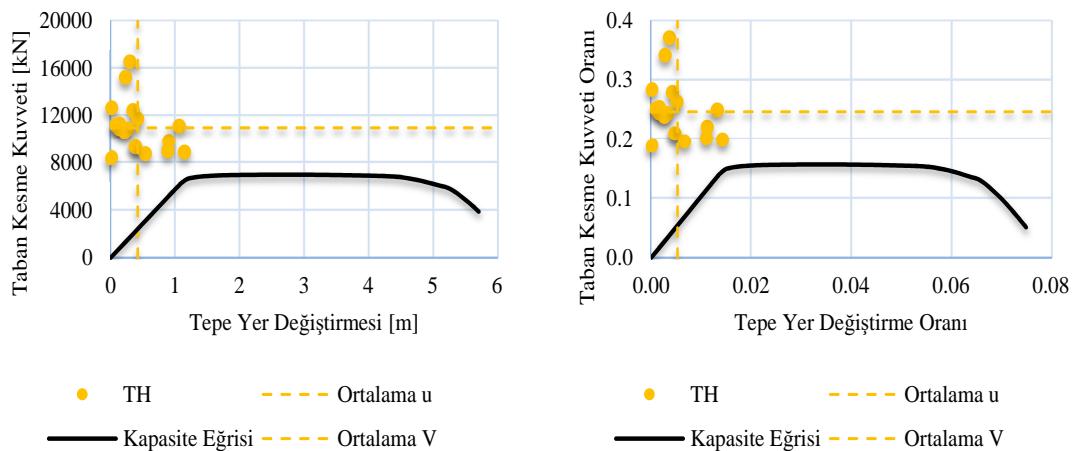


Şekil 6.45 : Yarı rıjît (11 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

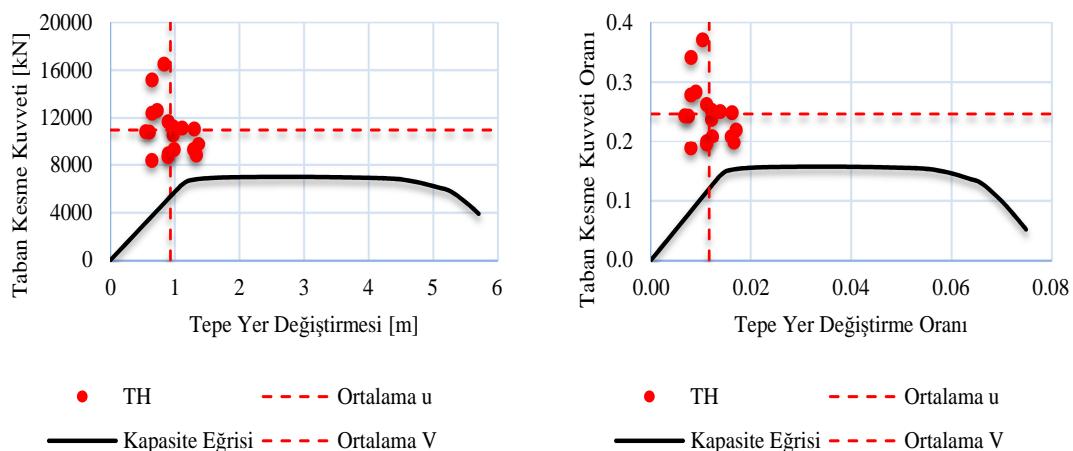
20 katlı yarı rıjît (8 EI/L) birleşimli çerçevelerin; Durum-1 sonuçları Şekil 6.46'de, Durum-2 sonuçları Şekil 6.47'de, Durum-3 sonuçları ise Şekil 6.48'de gösterilmiştir.



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



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



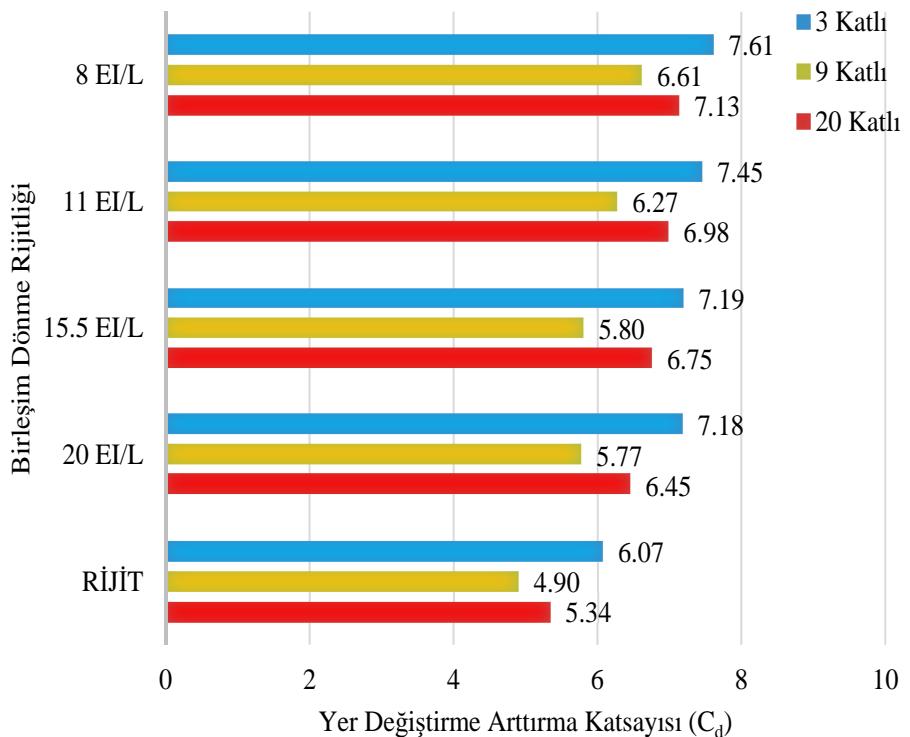
Şekil 6.48 : Yarı rıjît (8 EI/L) birleşimli çerçevenin, en büyük tepe yer değiştirmesine karşı en büyük taban kesme kuvveti ve oranları (Durum-3).

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 rijitliğinin rijit olduğu kapasite eğrisinden elde edilen yer değiştirme değerleri dikkate alınarak hesaplanan rijit durumların C_d katsayısı (Şekil 6.49 ve Şekil 6.50) hem de yapıların kendi yarı rijit birleşim dönme rijitlikleri için çizilen kapasite eğrisinden elde edilen yer değiştirme değerleri dikkate alınarak yarı rijit durumların C_d katsayısı (Şekil 6.51 ve Şekil 6.52) hesaplanmıştır.

Çalışmada hesaplanan C_d katsayıları yapıların hem rijit tasarım yer değiştirmesine oranla hem de kendi kapasite eğrilerinden hesaplanan tasarım yer değiştirmesine (yarı rijit tasarım yer değiştirmesi) oranları ile verilmiştir. Burada yapıların birleşim rijitliğinin tasarım yer değiştirmeye dolayısıyla yer değiştirme sünekliği ile arasındaki değişimi gözlemek için her iki tasarım yer değiştirmesi ile C_d katsayısı hesaplanmıştır.

Sonuçları istatistiksel olarak da yorumlayabilmek için, Çizelge 6.1'de statik analizlerin rijit kapasite eğrilerinden elde edilen C_d katsayılarının sonuçları, Çizelge 6.2'de statik analizlerin yarı rijit kapasite eğrilerinden elde edilen C_d katsayılarının sonuçları, Çizelge 6.3'de dinamik analizlerin rijit kapasite eğrilerinden elde edilen C_d katsayılarının sonuçları ve Çizelge 6.4'de dinamik analizlerin yarı rijit kapasite eğrilerinden elde edilen C_d katsayılarının sonuçları verilmiştir.



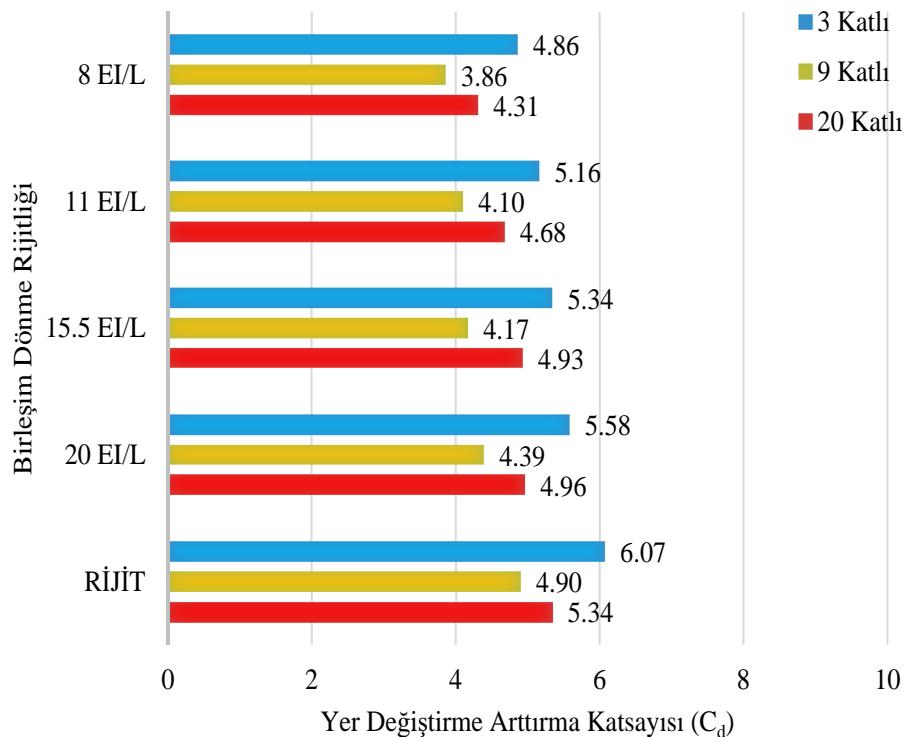
Şekil 6.49 : Statik analizlerle, rijit tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.

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

| | |
|---------------------------|-------|
| Ortalama | 6.50 |
| Standart Sapma | 0.799 |
| Ortalama + Standart Sapma | 7.30 |
| % 5 Kümulatif Dağılım | 5.185 |
| % 95 Kümulatif Dağılım | 7.815 |

Doğrusal elastik olmayan statik analizlerde, rijit tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının

- 3 katlı yapıda, birleşim dönme rijitliği azaldıkça 6.07 'den 7.61 'e arttığı,
- 9 katlı yapıda, birleşim dönme rijitliği azaldıkça 4.90 'dan 6.61 'e arttığı,
- 20 katlı yapıda, birleşim dönme rijitliği azaldıkça 5.34 'den 7.13 'e arttığı gözlenmektedir.
- Tüm yapılar için ise C_d katsayısı ortalama 6.50 olarak hesaplanmıştır.



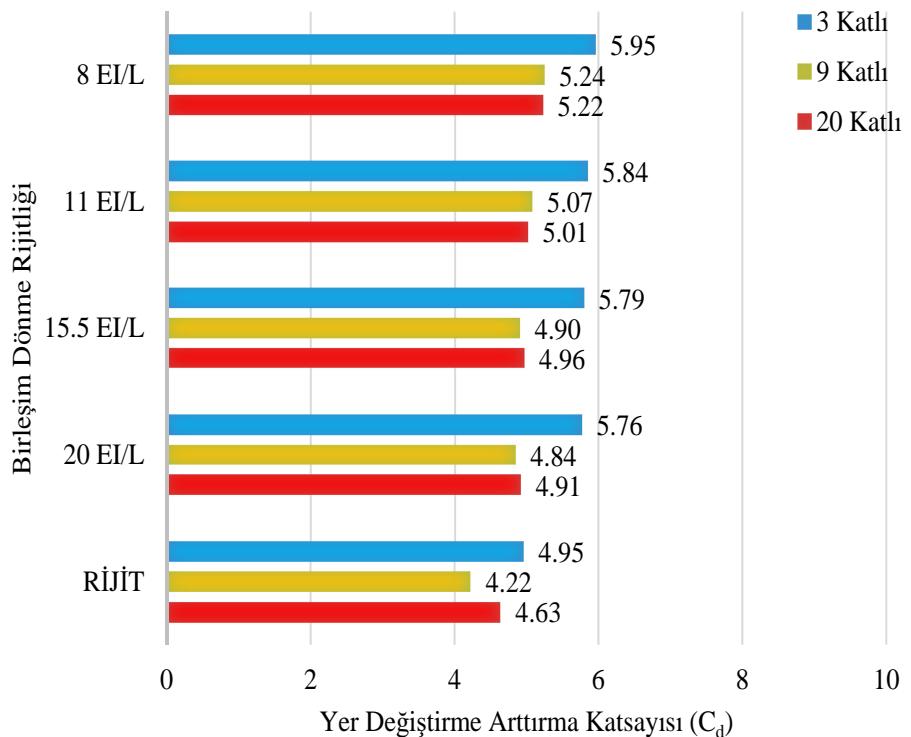
Şekil 6.50 : Statik analizlerle, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.

Çizelge 6.2 : Statik analizlerle, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmesi 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 |

Doğrusal elastik olmayan statik analizlerde, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının

- 3 katlı yapıda, birleşim dönme rıjılıği azaldıkça 6.07 'den 4.86 'ya azaldığı,
- 9 katlı yapıda, birleşim dönme rıjılıği azaldıkça 4.90 'dan 3.86 'ya azaldığı,
- 20 katlı yapıda, birleşim dönme rıjılıği azaldıkça 5.34 'den 4.31 'e azaldığı gözlenmektedir.
- Tüm yapılar için ise C_d katsayısı ortalama 4.84 olarak hesaplanmıştır.



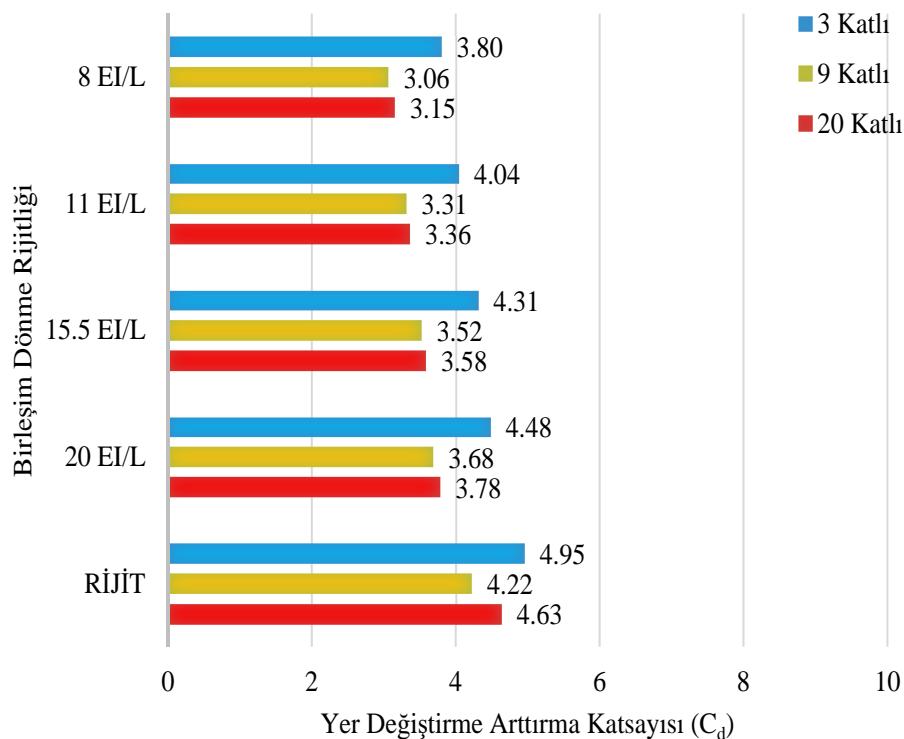
Şekil 6.51 : Dinamik analizlerle, rijit tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.

Çizelge 6.3 : Dinamik analizlerle, rijit tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının normal dağılım istatistiksel sonuçları.

| | |
|---------------------------|-------|
| Ortalama | 5.15 |
| Standart Sapma | 0.490 |
| Ortalama + Standart Sapma | 5.64 |
| % 5 Kümulatif Dağılım | 4.346 |
| % 95 Kümulatif Dağılım | 5.959 |

Doğrusal elastik olmayan dinamik analizlerde, rijit tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının

- 3 katlı yapıda, birleşim dönme rijitliği azaldıkça 4.95 'den 5.95 'e arttığı,
- 9 katlı yapıda, birleşim dönme rijitliği azaldıkça 4.22 'den 5.24 'e arttığı,
- 20 katlı yapıda, birleşim dönme rijitliği azaldıkça 4.63 'den 5.22 'ye arttığı gözlenmektedir.
- Tüm yapılar için ise C_d katsayısı ortalama 5.15 olarak hesaplanmıştır.



Şekil 6.52 : Dinamik analizlerle, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları.

Çizelge 6.4 : Dinamik analizlerle, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmesi 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 |

Doğrusal elastik olmayan statik analizlerde, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının

- 3 katlı yapıda, birleşim dönme rıjılıği azaldıkça 4.95 'den 3.80 'e azaldığı,
- 9 katlı yapıda, birleşim dönme rıjılıği azaldıkça 4.22 'den 3.06 'ya azaldığı,
- 20 katlı yapıda, birleşim dönme rıjılıği azaldıkça 4.63 'den 3.15 'e azaldığı gözlenmektedir.
- Tüm yapılar için ise C_d katsayısı ortalama 3.86 olarak hesaplanmıştır.

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

7.1 Genel Değerlendirme

Bu çalışmada en yaygın çelik taşıyıcı sistemlerden biri olan süneklik düzeyi yüksek moment dayanıklı çelik çerçevelerin yer değiştirme arttırma katsayıları bulunmuştur. Süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerin tasarımında etkin görelî kat ötelemeleri belirleyici unsur olması sebebiyle tasarımda kesit seçiminin dolayısıyla yapı maliyetini doğrudan etkilemektedir. Ayrıca tasarımda genellikle dikkate alınmayan birleşim rıjittiği yapının davranışını değiştirmektedir. Etkin görelî kat ötelemelerinin belirlenmesi için kullanılan yer değiştirme artırma katsayısının belirlenmesi için 3, 9 ve 20 katlı çelik çerçeveler beş farklı birleşim rıjittiği için, 18 adet 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan tasarım depremi kayıtları kullanılarak yapılan doğrusal olmayan dinamik ve doğrusal elastik olmayan statik itme analizlerine tabi tutulmuştur. Doğrusal elastik olmayan analizlerin sonuçları üzerinden yapıların elastik ötesi davranışını ve deprem kayıtları kullanılarak, depremlerin yapılardan ne kadar yer değiştirme talep ettiği belirlenmiş, *Yer Değiştirme Arttırma Katsayıları* hesaplanmıştır.

3 katlı yapılar için bulunan sonuçlar aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir.

- Birleşim rıjittiğindeki azalma yapıların elastik rıjittiğini azaltmıştır.
- Birleşim rıjittiğindeki azalma yapıların ilk akma noktasını daha az bir dayanımında ve daha fazla bir tepe yer değiştirmesinde meydana getirmektedir.
- Rıjit birleşimli çerçevelerin dinamik analiz sonuçları ise, en büyük tepe yer değiştirmenin olduğu durumda (Durum-1), ortalama %2 civarında bir tepe yer değiştirmesi oranına karşılık %25 civarında bir taban kesme kuvveti oranı görülmektedir. En büyük taban kesme kuvvetinin olduğu durumda (Durum-2) ise, %50 civarında bir taban kesme kuvveti oranına karşılık ortalama %1.5 civarında bir tepe yer değiştirmesi meydana gelmektedir.

- Yarı rıjıt birleşimli çerçevelerin dinamik analiz sonuçları ise, rıjıtlik azaldıkça, en büyük tepe yer değiştirmenin olduğu durumda (Durum-1), ortalama %2.1'den %2.5'e artan bir tepe yer değiştirmesi oranına karşılık %25 civarında bir taban kesme kuvveti oranı görülmektedir. En büyük taban kesme kuvvetinin olduğu durumda (Durum-2) ise, %50 civarında bir taban kesme kuvveti oranına karşılık ortalama %1.5 civarında bir tepe yer değiştirmesi meydana gelmektedir.
- Statik analizler sonucu, birleşim rıjıtlığı azaldıkça, rıjıt tasarım yer değiştirmeye ile hesaplanan C_d katsayısının 6.07 'den 7.61 'e arttığı görülmektedir.
- Dinamik analizler sonucu, birleşim rıjıtlığı azaldıkça, rıjıt tasarım yer değiştirmeye ile hesaplanan C_d katsayısının 4.95 'den 5.95 'e arttığı görülmektedir.
- Statik analizler sonucu, birleşim rıjıtlığı azaldıkça, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmeye ile hesaplanan C_d katsayısının 6.07 'den 4.86 'ya azalduğu görülmektedir.
- Dinamik analizler sonucu, birleşim rıjıtlığı azaldıkça, yarı rıjıt tasarım yer değiştirmeye ile hesaplanan C_d katsayısının 4.95 'den 3.80 'e azalladığı görülmektedir.

9 katlı yapılar için bulunan sonuçlar aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir.

- Birleşim rıjıtlığındaki azalma yapıların elastik rıjıtlığını azaltmıştır.
- Birleşim rıjıtlığındaki azalma yapıların ilk akma noktasını daha az bir dayanımda ve daha fazla bir tepe yer değiştirmesinde meydana getirmektedir.
- Rıjıt birleşimli çerçevelerin dinamik analiz sonuçları ise, en büyük tepe yer değiştirmenin olduğu durumda (Durum-1), ortalama %1.7 civarında bir tepe yer değiştirmesi oranına karşılık %25 civarında bir taban kesme kuvveti oranı görülmektedir. En büyük taban kesme kuvvetinin olduğu durumda (Durum-2) ise, %40 civarında bir taban kesme kuvveti oranına karşılık ortalama %0.9 civarında bir tepe yer değiştirmesi meydana gelmektedir.
- Yarı rıjıt birleşimli çerçevelerin dinamik analiz sonuçları ise, rıjıtlik azaldıkça, en büyük tepe yer değiştirmenin olduğu durumda (Durum-1), ortalama %1.7'den %1.9'e artan bir tepe yer değiştirmesi oranına karşılık %17 civarında bir taban kesme kuvveti oranı görülmektedir. En büyük taban kesme kuvvetinin olduğu

durumda (Durum-2) ise, %40 civarında bir taban kesme kuvveti oranına karşılık ortalama %0.9 civarında bir tepe yer değiştirmesi meydana gelmektedir.

- Statik analizler sonucu, birleşim rıjiti azaldıkça, rıjit tasarım yer değiştirme ile hesaplanan C_d katsayısının 4.90 'dan 6.61 'e arttığı görülmektedir.
- Dinamik analizler sonucu, birleşim rıjiti azaldıkça, rıjit tasarım yer değiştirme ile hesaplanan C_d katsayısının 4.22 'den 5.24 'e arttığı görülmektedir.
- Statik analizler sonucu, birleşim rıjiti azaldıkça, yarı rıjit tasarım yer değiştirme ile hesaplanan C_d katsayısının 4.90 'dan 3.86 'ya azaldığı görülmektedir.
- Dinamik analizler sonucu, birleşim rıjiti azaldıkça, yarı rıjit tasarım yer değiştirme ile hesaplanan C_d katsayısının 4.22 'den 3.06 'ya azaldığı görülmektedir.

20 katlı yapılar için bulunan sonuçlar aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir.

- Birleşim rıjitiindeki azalma yapıların elastik rıjitiini azaltmıştır.
- Birleşim rıjitiindeki azalma yapıların ilk akma noktasını daha az bir dayanımda ve daha fazla bir tepe yer değiştirmesinde meydana getirmektedir.
- Rıjit birleşimli çerçevelerin dinamik analiz sonuçları ise, en büyük tepe yer değiştirmenin olduğu durumda (Durum-1), ortalama %1.5 civarında bir tepe yer değiştirmesi oranına karşılık %8 civarında bir taban kesme kuvveti oranı görülmektedir. En büyük taban kesme kuvvetinin olduğu durumda (Durum-2) ise, %27 civarında bir taban kesme kuvveti oranına karşılık ortalama %0.4 civarında bir tepe yer değiştirmesi meydana gelmektedir.
- Yarı rıjit birleşimli çerçevelerin dinamik analiz sonuçları ise, rıjilik azaldıkça, en büyük tepe yer değiştirmenin olduğu durumda (Durum-1), ortalama %1.5'den %1.7'e artan bir tepe yer değiştirmesi oranına karşılık %8 civarında bir taban kesme kuvveti oranı görülmektedir. En büyük taban kesme kuvvetinin olduğu durumda (Durum-2) ise, %25 civarında bir taban kesme kuvveti oranına karşılık ortalama %0.4 civarında bir tepe yer değiştirmesi meydana gelmektedir.
- Statik analizler sonucu, birleşim rıjiti azaldıkça, rıjit tasarım yer değiştirme ile hesaplanan C_d katsayısının 5.34 'den 7.13 'e arttığı görülmektedir.

- Dinamik analizler sonucu, birleşim rıjitliği azaldıkça, rıjit tasarım yer değiştirmeye ile hesaplanan C_d katsayısının 4.63 'den 5.22 'ye arttığı görülmektedir.
- Statik analizler sonucu, birleşim rıjitliği azaldıkça, yarı rıjit tasarım yer değiştirmeye ile hesaplanan C_d katsayısının 5.34 'den 4.31 'e azaldığı görülmektedir.
- Dinamik analizler sonucu, birleşim rıjitliği azaldıkça, yarı rıjit tasarım yer değiştirmeye ile hesaplanan C_d katsayısının 4.63 'den 3.15 'e azaldığı görülmektedir.

Tüm yapılar için;

- Statik ve dinamik doğrusal olmayan analizlerde birleşim rıjitliği azaldıkça, rıjit tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları, sabit tasarım yer değiştirmesine karşı (rıjit birleşimli yapının tasarım yer değiştirmesi), nihai yer değiştirmenin artması sonucu artmıştır.
- Statik ve dinamik doğrusal olmayan analizlerde birleşim rıjitliği azaldıkça, yarı rıjit tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayıları, nihai yer değiştirmenin artmasına karşı, tasarım yer değiştirmesinin (yarı rıjit birleşimli yapının tasarım yer değiştirmesi) daha fazla artması sonucu azalmıştır.
- Bu durum, birleşim rıjitliği azaldıkça, rıjit tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının artması, yapıların kendi tasarım yer değiştirmesi ile hesaplanan C_d katsayılarının ise azalması, birleşim rıjitliğinin azalması yapıların süneklik talebinin (süneklik oranı) azaldığını göstermiştir.
- Statik analizler sonucu, ortalama 4.84 olarak bulunan C_d katsayısı AISC ve TBDY-2018 yönetmeliklerinin sırasıyla kullandığı 5.50 ve 8.00 değerinden daha düşüktür.
- Dinamik analizler sonucu, ortalama 3.86 olarak bulunan C_d katsayısı AISC ve TBDY-2018 yönetmeliklerinin sırasıyla kullandığı 5.50 ve 8.00 değerinden daha düşüktür.
- Sonuçlar çelik çerçeveli bir yapıda birleşim rıjitliğinin yapının davranışını değiştirdiğini, dolayısı ile çelik çerçeveli yapılar için önemli bir tepki değiştirmeye katsayıları olan yer değiştirmeye artırma katsayısının değiştirdiği anlaşılmaktadır.

- Bulunan yer değiştirme arttırma katsayılarındaki farklılık, moment dayanımlı bir çelik çerçevenin doğrusal olmayan değerlendirmesi yapılması durumunda yapıda kullanılan birleşimlerin rijitliklerinin göz ardı edilmemesi gerektiğini göstermektedir.

7.2 Gelecek Çalışmalara Yönelik Öneriler

Yarı rijit birleşimli çerçevelerin davranışlarının daha doğru tespit edilebilmesi için farklı özelliklere sahip çerçevelerin yer değiştirme taleplerinin sonlu eleman modeller ve tam ölçekli deneylerle incelenmesi gerekmektedir. Çelik çerçeveli yapıların yer değiştirme arttırma katsayıları için, birleşimlerin çevrimisel yükler altında deney ve simulasyonlarının yapılması gerekmektedir. Ayrıca farklı yükseklik sınıfındaki yapıların farklı taşıyıcı sistem davranış katsayıları ile tasarımlı ile tasarlanmış moment dayanımlı çelik çerçevelerin de doğrusal olmayan analizlerle elastik olamayan en büyük ötelenme talepleri tespit edilmeli daha sonra yer değiştirme arttırma katsayıları arasında bir ilişki kurulmalıdır.

KAYNAKLAR

- [1] American Institute of Steel Construction, Reston, Virginia, (2016). Specification for Structural Steel Buildings, AISC 360-16.
- [2] Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, Londen: UK: British Standard 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] Bureau of Indian Standards, (2016). National Building Code of India 2016, 1 sürüm.
- [8] National Standard of the People's Republic of China, Beijing, (2001). Code for Seismic Design of Buildings.
- [9] **Lui, E. ve Chen, W.F.** (1986). Analysis and behaviour of flexibly-jointed frames, *Engineering Structures*, 8(2), 107–118.
- [10] **Lui, E. ve Chen, W.** (1987). Steel frame analysis with flexible joints, *Journal of Constructional Steel Research*, 8, 161–202.
- [11] **Elnashai, A. ve Elghazouli, A.** (1994). Seismic behaviour of semi-rigid steel frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 29(1-3), 149–174.
- [12] **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.
- [13] **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.
- [14] **PEKER, K.** (2009). Zayıf Eksen Kolon-Kiriş Birleşimlerinin Çevrimsel Yükler Etkisinde Davranışı, phdthesis, İstanbul Teknik Üniversitesi.

- [15] **YEMEZ, K.** (2007). Experimental Study on the Behaviour of an I-Beam to SHS-Column by T-Stub Bolted Connection, phdthesis, Boğaziçi University.
- [16] **Freeman, S.** (1990). On the Correlation of Code Forces to Earthquake Demands, *4th U.S.-Japan Workshop On Improvement of Build. Struct. Des. And Constr. Practices*.
- [17] **Osteraas, J. ve Krawinkler, H.** (1990). Strength and Ductility Considerations in Seismic Design, **techreport 90**, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California.
- [18] **Balendra, T. ve Huang, X.** (2003). Overstrength and Ductility Factors for Steel Frames Designed According to BS 5950, *Journal of Structural Engineering*, 129(8), 1019–1035.
- [19] **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.
- [20] **Lai, S.P. ve Biggs, J.** (1980). Inelastic Response Spectra for Aseismic Building Design, *Journal of Structural Engineering*, 106(ST6).
- [21] **Miranda, E.** (1993). Site-Dependent Strength-Reduction Factors, *Journal of Structural Engineering*, 119(12), 3503–3519.
- [22] **Uang, C.M. ve Maarouf, A.** (1994). Deflection Amplification Factor for Seismic Design Provisions, *Journal of Structural Engineering*, 120(8), 2423–2436.
- [23] **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.
- [24] **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.
- [25] **Charalambos C Baniotopoulos, M.I.** (2000). *Semi-Rigid Joints in Structural Steelwork*, Springer.
- [26] **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.
- [27] Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California, (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors.
- [28] **Foutch, D.A. ve Yun, S.Y.** (2002). Modeling of steel moment frames for seismic loads, *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8), 529–564.
- [29] **Taranath, B.S.** (2012). *Structural Analysis and Design of Tall Buildings - Steel and Composite Construction*, Taylor & Francis Group.

- [30] Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California, (1995). Structural Response Modification Factors, ATC-19 Project Report.
- [31] **Wai-Fah Chen, N.K. ve Komuro, M.** (2011). *Semi-Rigid Connections Handbook*, J. Ross Publishing.
- [32] **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.
- [33] **AKSOYLAR, N.D.** (2009). Yarı rıjıt birleşimli çelik çerçevelerin deprem performansının değerlendirilmesi, *Doktora Tezi*, Yıldız Teknik Üniversitesi.
- [34] **C. Faella, V. Piluso, G.R.** (2000). *Structural Steel Semirigid Connections (theory, design and software)*, CRC Press.
- [35] **Frye, M.J. ve Morris, G.A.** (1975). Analysis of Flexibly Connected Steel Frames, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2(3), 280–291.
- [36] **Nixon, D. ve Adams, P.E.** (1976). Discussion: Analysis of flexibly connected steel frames, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 3(2), 349–350.
- [37] **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.
- [38] **Attiogbe, E. ve Morris, G.** (1991). Moment-Rotation Functions For Steel Connections, *Journal of Structural Engineering*, 117(6), 1703–1718.
- [39] **Yee, Y.L. ve Melchers, R.E.** (1986). Moment-Rotation Curves for Bolted Connections, *Journal of Structural Engineering*, 112(3), 615–635.
- [40] **Kishi, N. ve Chen, W.F.** (1990). Moment-Rotation Relations of Semirigid Connections with Angles, *Journal of Structural Engineering*, 116(7), 1813–1834.
- [41] **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.
- [42] **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.
- [43] **Meng, R.L.** (1996). Design of Moment End-Plate Connections for Seismic Loading, *Doktora Tezi*, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- [44] **Wales, M.W. ve Rossow, E.C.** (1983). Coupled Moment-Axial Force Behavior in Bolted Joints, *Journal of Structural Engineering*, 109(5), 1250–1266.
- [45] **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.

- [46] **Pucinotti, R.** (2001). Top-and-seat and web angle connections: prediction via mechanical model, *Journal of Constructional Steel Research*, 57(6), 663–696.
- [47] **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.
- [48] **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.
- [49] **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.
- [50] **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.
- [51] **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.
- [52] **Gebbekken, N., Rothert, H. ve Binder, B.** (1994). On the numerical analysis of endplate connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 30(2), 177–196.
- [53] **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.
- [54] **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.
- [55] **Goverdhan, A.V.**, (1984), A collection of experimental moment–rotation curves and valuation of prediction equations for semi-rigid connections.
- [56] **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.
- [57] **Kishi N., .C.W.** (1986). Steel connection data bank program, **resreport CE-STR86-18**, West Lafayette: School of Civil Engineering, Purdue University.
- [58] **Weynand, K.** (1992). SERICON I — databank on joints building frames, **resreport 463–474**, COST C1 first state of the art workshop.
- [59] Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C., (2003). **Nehrp Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings And Other Structures (Fema 450)**.

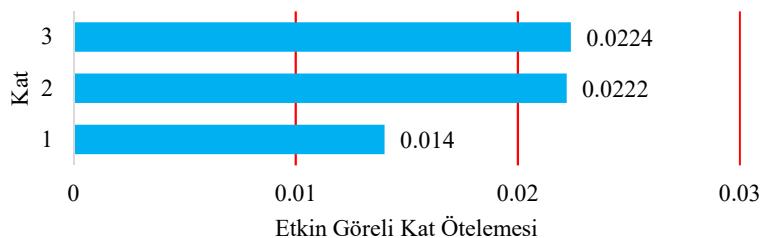
- [60] Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California, (1978). Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC 3-06 Project Report.
- [61] **Miranda, E. ve Bertero, V.V.** (1994). Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design, *Earthquake Spectra*, 10(2), 357–379.
- [62] **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.
- [63] **ASCE**, (2016). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, ASCE Standard ASCE/SEI 7-16, Reston, Virginia.
- [64] **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.
- [65] **Computers ve Structures**, (2017), SAP2000, Structural Analysis Program, 1975, Berkeley, Kaliforniya, ABD.
- [66] Applied Technology Council (ATC). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.
- [67] **Chopra, A.K.** (2015). *Yapı Dinamiği; Teori ve Deprem Mühendisliği Uygulamaları*, Palme Yayınevi.
- [68] **PEER**, (2017), Pasific Earthquake Engineering Research Center Strong Ground Motion Database, <https://ngawest2.berkeley.edu/>.

EKLER

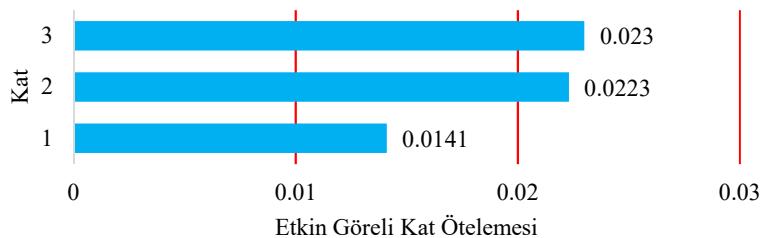
EK A : Yarı Rijit Birleşimli Yapıların Etkin Göreli Kat Ötelemeleri

EK B : Seçilen Deprem Kayıtlarının Ölçeklendirilmesi

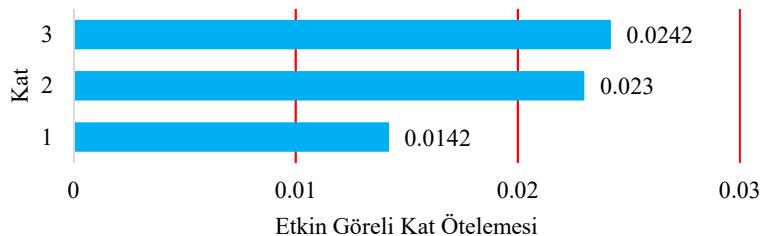
EK A: Yarı Rijit Birleşimli Yapıların Etkin Göreli Kat Ötelemeleri



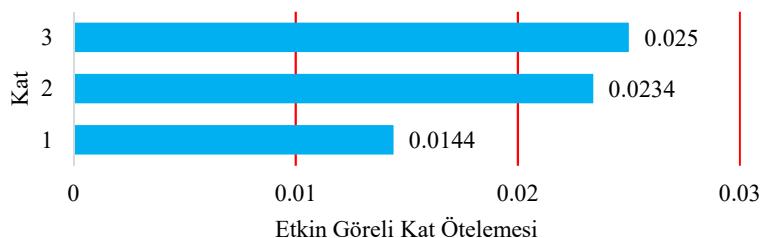
Şekil A.1 : 3 katlı yarı-rijit (20EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



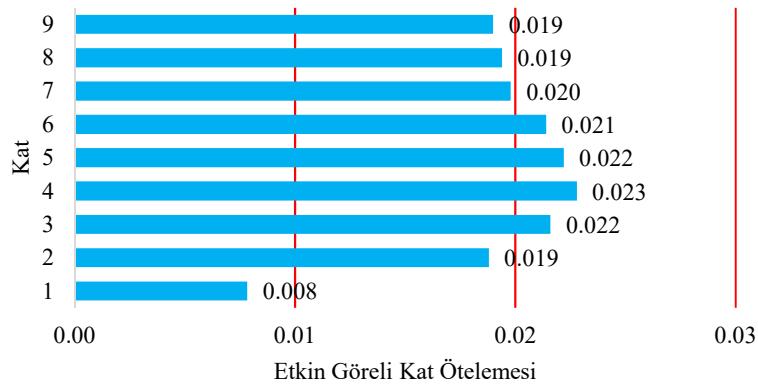
Şekil A.2 : 3 katlı yarı-rijit (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



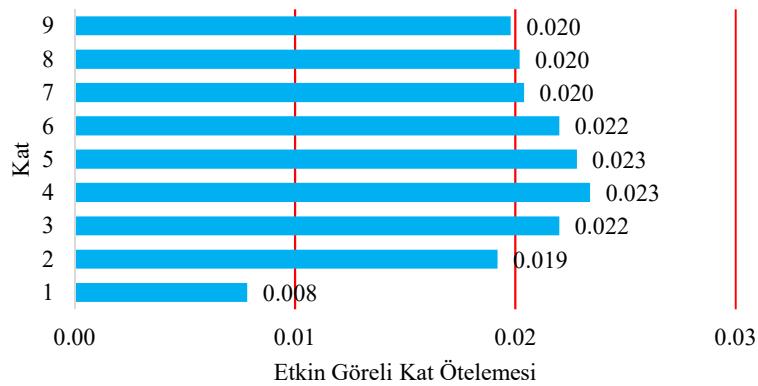
Şekil A.3 : 3 katlı yarı-rijit (11EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



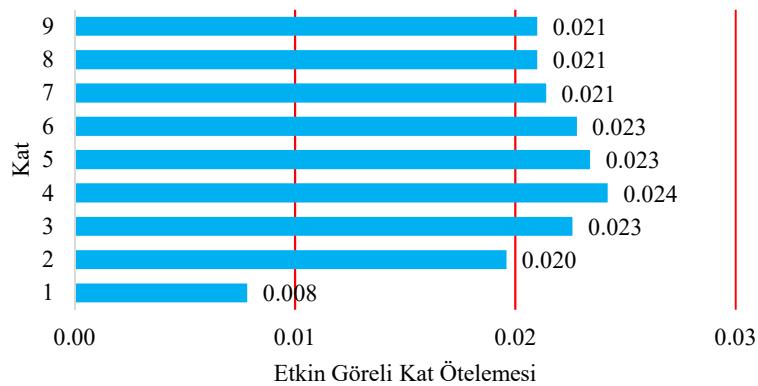
Şekil A.4 : 3 katlı yarı-rijit (8EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



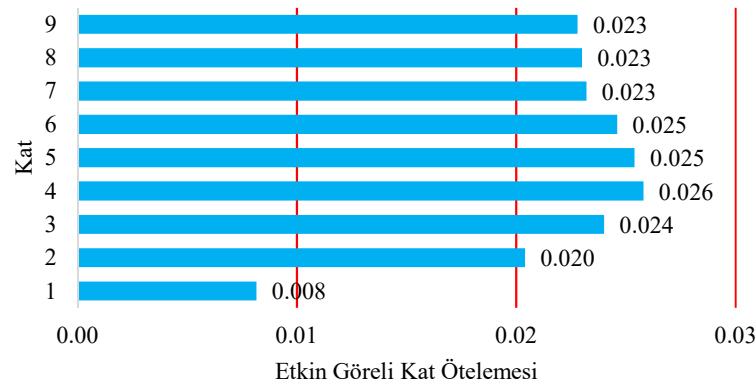
Şekil A.5 : 9 katlı yarı-rigid (20EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



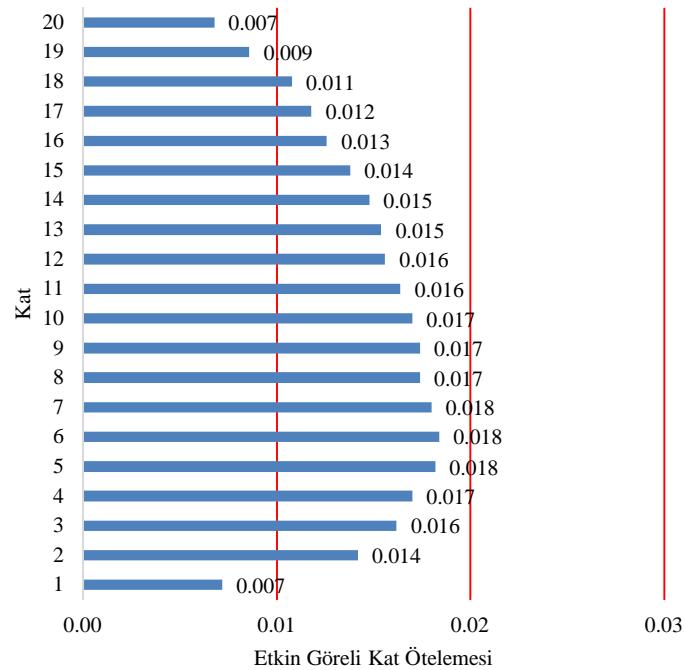
Şekil A.6 : 9 katlı yarı-rigid (15.5EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



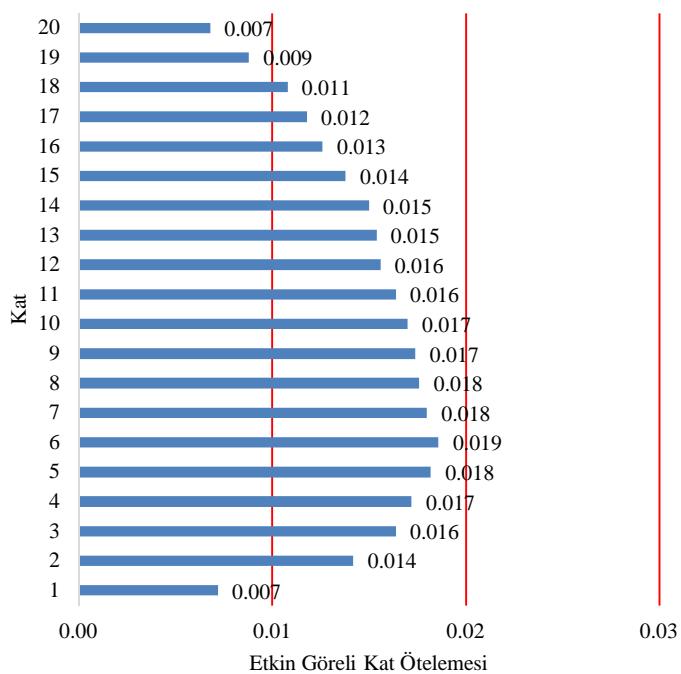
Şekil A.7 : 9 katlı yarı-rigid (11EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



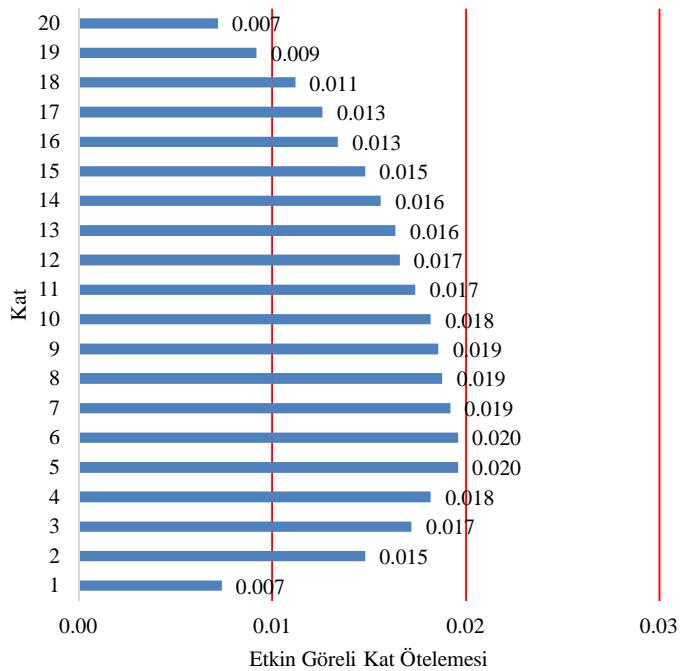
Şekil A.8 : 9 katlı yarı-rigid (8EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



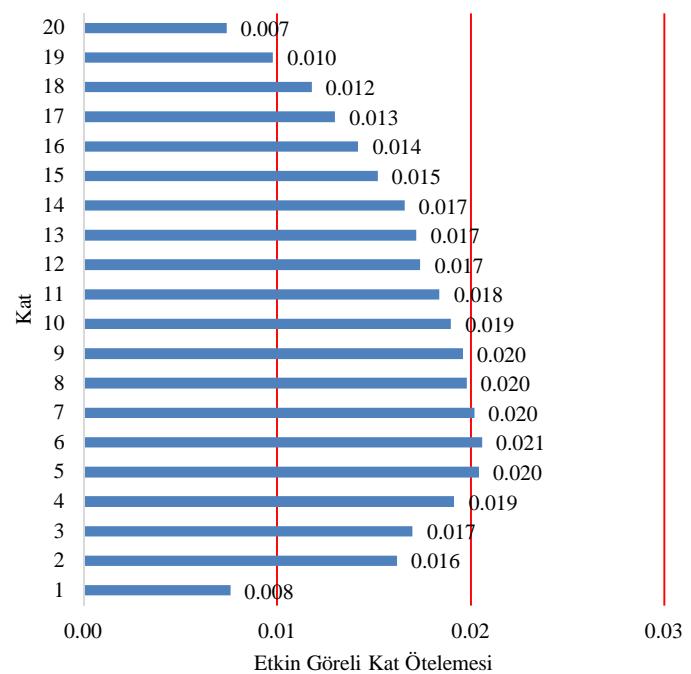
Şekil A.9 : 20 katlı yarı-rigid (20EI/L) birleşimli yapının etkin göreli kat ötelemesi.



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

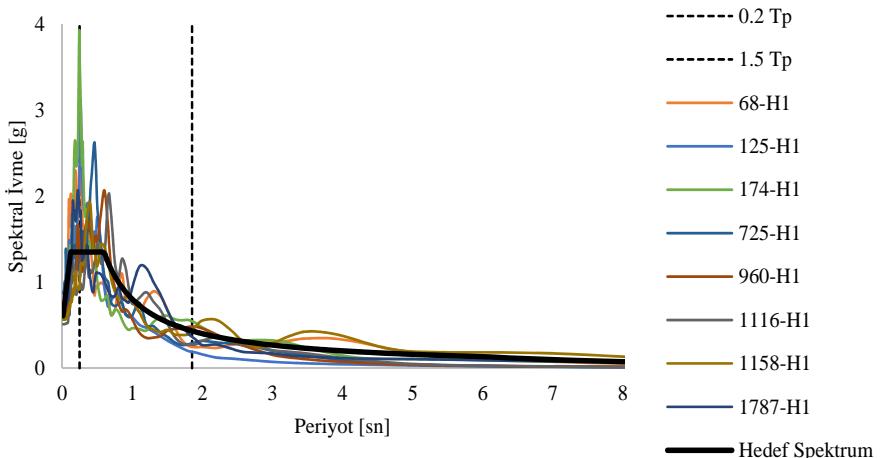


Şekil A.11 : 20 katlı yarı-rıjît (11EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.

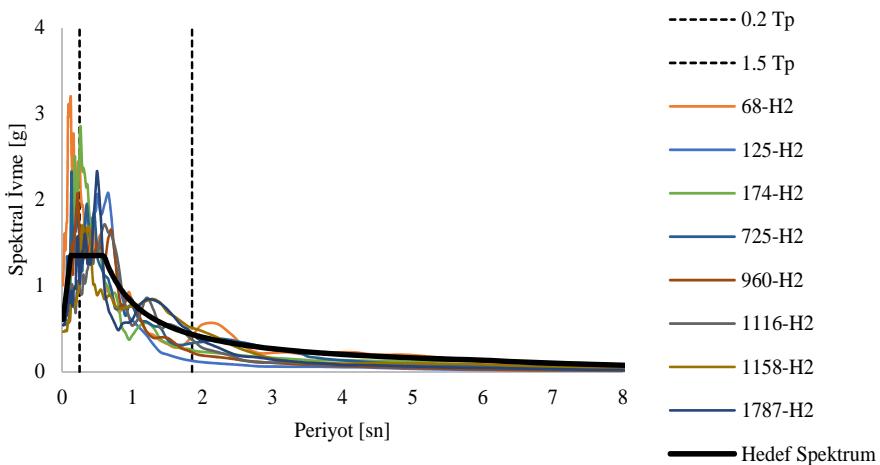


Şekil A.12 : 20 katlı yarı-rijit (8EI/L) birleşimli yapının etkin görelî kat ötelemesi.

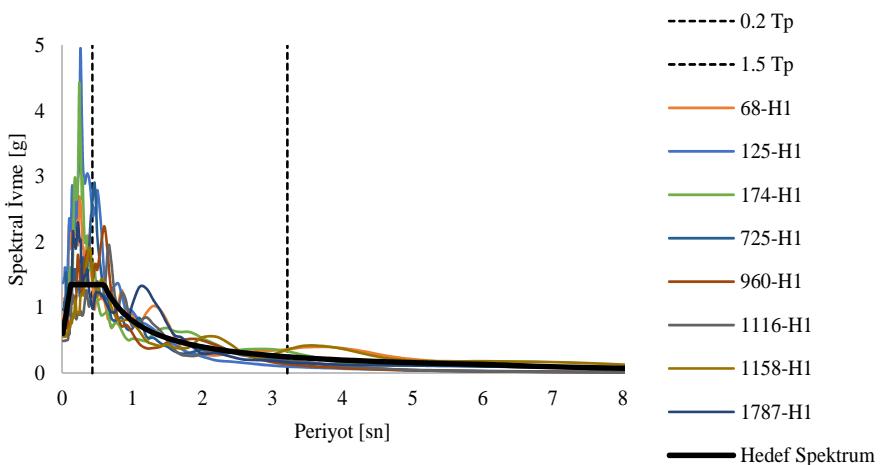
EK B: Seçilen Deprem Kayıtlarının Ölçeklendirilmesi



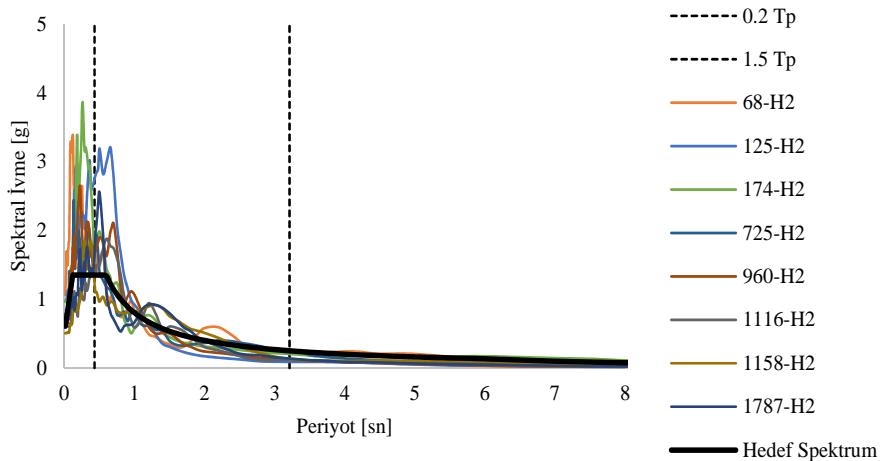
Şekil B.1 : 3 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.



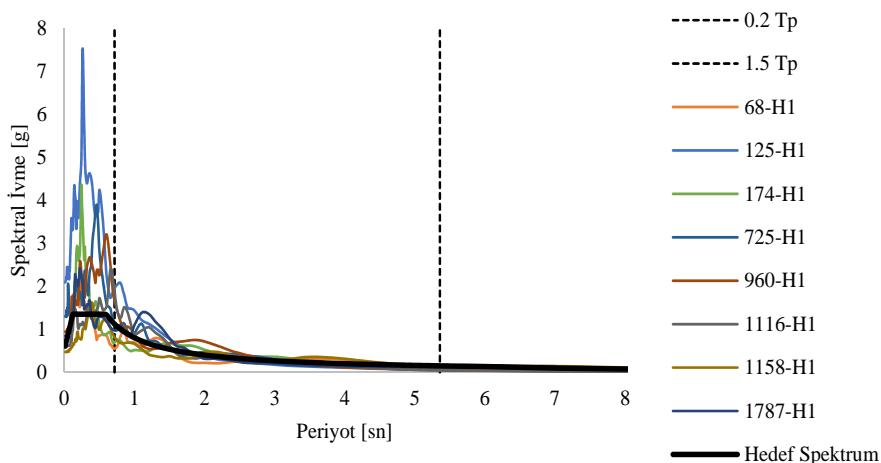
Şekil B.2 : 3 katlı yapılar için H2 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.



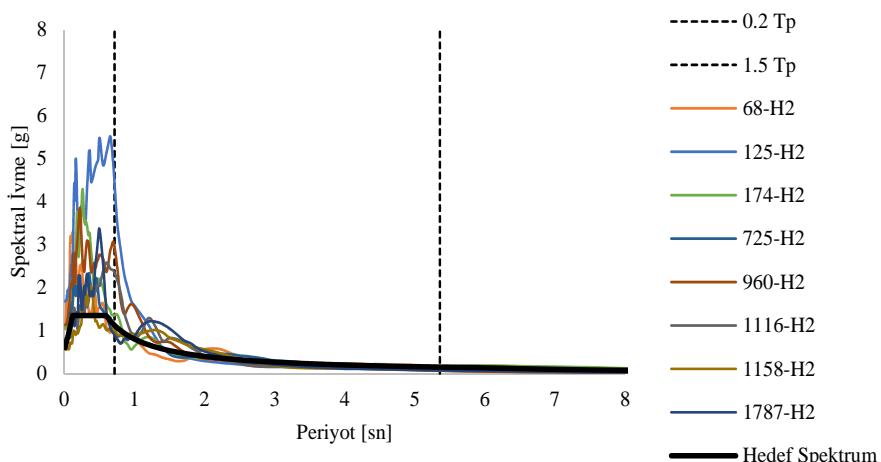
Şekil B.3 : 9 katlı yapılar için H1 doğrultusunda ölçeklendirilmiş ivme kayıtları.



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, Eskişehir Osmangazi 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 Müşavirlik 2016- Halen , Yapı Tasarım Mühendisi
- Bu tez 42127 numaralı İTÜ Bilimsel Araştırma Projesi kapsamında kabul edilmiştir.