

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

**STANDART ALTI GENİŞ BETONARME KOLONLARIN
YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLER ALTINDA
DAVRANIŞI, MODELLENMESİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Bilal SARI

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2022

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

**STANDART ALTI GENİŞ BETONARME KOLONLARIN
YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLER ALTINDA
DAVRANIŞI, MODELLENMESİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Bilal SARI
(501191015)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Alper İLKİ

HAZİRAN 2022

İTÜ, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü'nün 501191015 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Bilal SARI, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “STANDART ALTI GENİŞ BETONARME KOLONLARIN YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞI, MODELLENMESİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Alper İLKİ**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Konuralp GİRGİN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Kutay ORAKÇAL
Boğaziçi Üniversitesi

Teslim Tarihi : 27 Mayıs 2022
Savunma Tarihi : 22 Haziran 2022





Anne ve babama,



ÖNSÖZ

Yüksek lisans eğitimim boyunca, sadece bu tezin ortaya çıkmasına olanak sağlayan proje özelinde kalmayıp, bana birçok proje sürecinde birlikte çalışma fırsatını veren değerli hocam Prof. Dr. Alper İLKİ'ye en içten teşekkürlerimi sunarım.

Tez kapsamındaki deneysel çalışma COVID-19 pandemisi altında birçok kişinin emeği ile gerçekleştirilebilmiştir. Vaktinin büyük kısmını bu çalışmaya ayıran ve maddi manevi her türlü desteği sağlayan Dr. Uğur DEMİR'e teşekkürlerimi sunarım. Çalışma arkadaşlarım Muhsin Can LÜLECİ ve Alihan BALTACI'ya gece gündüz demeden sarf ettikleri büyük efor için çok minnettarım. Safiye GÜNDOĞAN, Enescan SARIKAYA ve Berkant DOĞAN'a katkıları için çok teşekkür ederim.

Bu çalışma “Standart Altı Betonarme Yapı Elemanlarının Deprem Performansı ve Deprem Performansının İyileştirilmesi için Yeni Malzemelerin Kullanımı” isimli uluslararası projeden üretilen iki yüksek lisans tezinden birisidir. Başta bu projeyi destekleyen TÜBİTAK olmak üzere, deneysel çalışma için çeşitli imkanlar sağlayan Fibrobeton Yapı Elemanları A.Ş., İTÜ BAP Koordinasyon Birimi ve RISE Mühendisliğe teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca yanımda olan sevgili anne ve babama ne kadar çok teşekkür etsem, ne kadar minnettar olsam azdır.

Mayıs 2022

Bilal SARI
İnşaat Mühendisi



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xiii
SEMBOLLER	xv
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xxi
ÖZET.....	xxv
SUMMARY	xxix
1. GİRİŞ	1
1.1 Türkiye’deki Standart Altı Betonarme Kolonlar.....	1
1.1.1 Enine donatı özellikleri	2
1.1.2 Boyuna donatı özellikleri	3
1.1.3 Beton özellikleri	4
1.1.4 Geniş betonarme kolonlar	5
1.1.5 Yüksek eksenel yük oranı	6
1.2 Betonarme Kolon Çalışmalarının Gözden Geçirilmesi	7
1.2.1 Deprem yönetmelikleriyle ilişkili kolon veri tabanları	7
1.2.1.1 ACI 369 dikdörtgen kolon veri tabanı	7
1.2.1.2 Biskinis kolon veri tabanı.....	8
1.2.2 Düz boyuna donatılı kolon veri tabanı	9
1.3 Tezin Amacı	10
2. DENEYSEL ÇALIŞMA	13
2.1 Deney Programı	13
2.1.1 Numune özellikleri.....	13
2.1.2 Malzeme özellikleri.....	16
2.1.2.1 Beton	16
2.1.2.2 Çelik	17
2.1.3 Numunelerin imalatı	19
2.1.4 Deney düzeneği.....	20
2.1.5 Yükleme protokolü	20
2.1.6 Ölçüm aletleri.....	23
2.2 Deney Sonuçları	24
2.2.1 Giriş.....	24
2.2.1.1 Düzeltmeler	25
2.2.1.2 Yerdeğiştirme bileşenleri	27
2.2.2 C-1-60	29
2.2.3 C-2-35	32
2.2.4 C-2-60	36
2.2.5 C-3-60	38
2.2.6 C-4-35	42

2.2.7 C-4-60.....	45
2.2.8 C-5-60.....	48
2.2.9 Karşılaştırmalı deney sonuçları.....	52
2.2.9.1 Yatay yük-öteleme oranı	52
2.2.9.2 Yerdeğiştirme bileşenleri	53
2.2.9.3 Rijitlik azalımı.....	54
2.2.9.4 Enerji sönümlleme.....	56
2.2.9.5 Süneklik.....	56
2.2.9.6 Hasar durumları.....	57
3. NUMERİK ÇALIŞMA	61
3.1 Teorik Arka Plan	61
3.1.1 Eğilme deformasyonu	61
3.1.2 Donatı sıyrılma deformasyonu	64
3.1.3 Kesme deformasyonu.....	65
3.2 OpenSees Uygulaması.....	66
3.2.1 Malzemeler.....	66
3.2.1.1 Beton	66
3.2.1.2 Çelik	68
3.2.2 Kesitler	71
3.2.3 Elemanlar	72
3.2.3.1 Kiriş-kolon sonlu elemanı	73
3.2.3.2 Donatı sıyrılma yayı	73
3.2.3.3 Kesme yayı.....	76
3.3 Sonuçlar.....	78
4. DEPREM YÖNETMELİKLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ	83
4.1 Eurocode 8 – Bölüm 3.....	84
4.1.1 Malzemeler.....	84
4.1.2 Performans seviyeleri.....	86
4.1.2.1 Akma öteleme oranı	86
4.1.2.2 Nihai öteleme oranı	87
4.1.3 Kesme tahkiki.....	88
4.2 ASCE 41-17	90
4.2.1 Malzemeler.....	90
4.2.2 Performans seviyeleri.....	91
4.2.2.1 Akma öteleme oranı	92
4.2.2.2 Göçmenin önlenmesi.....	93
4.2.3 Kesme tahkiki.....	93
4.3 Yeni Zelanda Yönetmeliği – Bölüm C5.....	93
4.3.1 Malzemeler.....	94
4.3.2 Performans seviyeleri.....	94
4.3.2.1 Akma öteleme oranı	95
4.3.2.2 Nihai öteleme oranı	95
4.3.3 Kesme tahkiki.....	97
4.4 TBDY.....	98
4.4.1 Malzemeler.....	98
4.4.2 Performans seviyeleri.....	99
4.4.2.1 Akma öteleme oranı	100
4.4.2.2 Nihai öteleme oranı	101
4.4.3 Kesme tahkiki.....	101
4.5 Değerlendirme Sonuçları.....	102

4.5.1 Akma öteleme oranı	102
4.5.2 Nihai öteleme oranı	103
4.5.3 Kesme tahkiki	104
5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	107
5.1 Sonuçlar	107
5.2 Öneriler	109
KAYNAKLAR	111
EKLER.....	119
ÖZGEÇMİŞ.....	147





KISALTMALAR

ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
ACI	: Amerikan Beton Enstitüsü
ASCE	: Amerikan İnşaat Mühendisleri Topluluğu
CEN	: Avrupa Standardizasyon Komitesi
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
EC2	: Eurocode 2
EC8-3	: Eurocode 8 – Bölüm 3
fib	: Uluslararası Yapısal Beton Federasyonu
KRDAE	: Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü
MCFT	: Değiştirilmiş Basınç Alanı Teorisi
NZG-C5	: Yeni Zelanda Yönetmeliği – Bölüm C5
NZG-C5R	: Yeni Zelanda Yönetmeliği – Bölüm C5 Revizyonu
PEER	: Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
THBB	: Türkiye Hazır Beton Birliği
TSE	: Türk Standardları Enstitüsü



SEMBOLLER

Büyük Harfler

A_e	: Etkili enkesit alanı (=bd)
A_g	: Brüt enkesit alanı
A_s	: Boyuna donatı kesit alanı
A_w	: Enine donatı kesit alanı
E_c	: Beton elastisite modülü
EI_{eff}	: Etkin eğilme rijitliği
F	: Yatay yük
F_{act}	: Aktüatörün uyguladığı yük
I_g	: Brüt enkesit alanının ikinci momenti
L	: Yapısal sonlu eleman uzunluğu
L_c	: Numune boyu
L_{int}	: Yapısal sonlu eleman iç bölge uzunluğu
L_s	: Kesme açıklığı
L_{pl}	: Plastik mafsallık uzunluğu
L_{pot}	: Potansiyometreler arasındaki mesafe
L_{top}	: Yatay ve eksenel yük uygulama noktaları arasındaki mesafe
M_{base}	: Taban momenti
M_y	: Akma momenti
N	: Eksenel yük
V_R	: Kesme kapasitesi (diyagonal çekme)
$V_{R,max}$	: Kesme kapasitesi (diyagonal basınç)
V_{R0}	: Çevrimsel deformasyonlardan kaynaklı azalımın dikkate alınmadığı kesme kapasitesi
V_c, V_n, V_w	: Kesme kapasitesine beton, eksenel yük, enine donatı katkısı
V_y	: Akma momentine karşılık gelen kuvvet

Küçük Harfler

$(a, b, c)_{ASCE}$	: ASCE 41-17 modelleme parametreleri
b	: Kesit genişliği

b_i	: Etriyelerle tutulu boyuna donatı merkezleri arasındaki mesafe
b_o	: Çekirdek beton genişliği
c	: Tarafsız eksen derinliği
c_o	: Kabuk beton kalınlığı
d	: Etkili kesit derinliği
d'	: Basınç donatısı merkezinden en dış beton yüzüne ölçülen mesafe
d_b	: Boyuna donatı çapı
f_c	: Beton basınç dayanımı
$f_c^{(\mu)}, f_c^{(\sigma)}$	: Beton basınç dayanımı ortalaması ve standart sapması
f_{cc}	: Sargılı beton basınç dayanımı
f_{ct}	: Beton çekme dayanımı
f_s	: Boyuna donatı gerilmesi
f_u, f_y	: Boyuna donatı çekme ve akma gerilmeleri
f_{yw}	: Enine donatı akma gerilmesi
h	: Kesit derinliği
h_o	: Çekirdek beton derinliği
h_{seg}	: Ölçüm segmenti yüksekliği
l_{pI}, l_{pJ}	: Yapısal sonlu elemanın I ve J uçlarındaki plastik bölge uzunlukları
s	: Etriye aralığı
u_b	: Ortalama aderans gerilmesi
W_{SF}, W_{AC}	: İntegrasyon noktalarının ağırlıkları
X_{SF}, X_{AC}	: İntegrasyon noktalarının konumları
z	: İç manivela kolu uzunluğu ($=d-d'$)

Yunanca Harfler

Δ	: Tepe ötelemesi
Δ_f	: Temel ötelemesi
$\Delta_{flexure}$	: Tepe ötelemesine eğilme mekanizmasının katkısı
Δ_{raw}	: Düzenlenmemiş tepe ötelemesi
Δ_{shear}	: Tepe ötelemesine kesme mekanizmasının katkısı
Δ_{slip}	: Tepe ötelemesine donatı sıyrılma mekanizmasının katkısı
Δ_u	: Nihai öteleme
Δ_y	: Akma ötelemesi
α	: Sargılama etkinlik faktörü
γ_{el}	: EC8-3'te kullanılan güvenlik katsayısı

γ_i	: Kesme şekildeğiştirmesi
γ_{pb}, γ_{sr}	: TBDY’de kullanılan düz donatı ve kesme kuvveti oranı katsayıları
γ_s	: NZG-C5’te kullanılan kesme kapasitesi güvenlik katsayısı
δ	: Kesme kapasitelerinde kullanılan eğim açısı
ϵ_c	: Beton basınç dayanımına karşılık gelen şekildeğiştirme
$\epsilon_c^{(SH, KH, GÖ)}$	: TBDY’de sargılı beton için verilen şekildeğiştirme limitleri
ϵ_{cc}	: Sargılı beton basınç dayanımına karşılık gelen şekildeğiştirme
ϵ_{cu}	: Sargılı beton nihai şekildeğiştirmesi
ϵ_f	: Donatı çeliğı kopma şekildeğiştirmesi
ϵ_s	: Donatı çeliğı birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_s^{(SH, KH, GÖ)}$	: TBDY’de donatı çeliğı için verilen şekildeğiştirme limitleri
$\epsilon_{su}, \epsilon_y$	: Donatı çeliğı çekme ve akma şekildeğiştirmeleri
$\epsilon_{v,ave}$	: Lokal ölçümlerden elde edilen ortalama düşey şekildeğiştirme
θ_{ave}	: Lokal ölçümlerden elde edilen ortalama dönme
θ_f	: Temel dönmesi
θ_p	: Plastik dönme (plastik öteleme oranına denktir.)
$\theta_p^{(GÖ)}$	: TBDY’de göçme öncesi hasar seviyesindeki plastik dönme
θ_s	: Donatı sıyrılmasından kaynaklanan dönme
θ_u	: Nihai dönme (nihai öteleme oranına denktir.)
θ_y	: Akma dönmesi (akma öteleme oranına denktir.)
μ_Δ	: Öteleme süneklik oranı
μ_Δ^{pl}	: Plastik öteleme süneklik oranı
μ_ϕ	: Eğrilik süneklik oranı
v	: Brüt enkesit alanına göre hesaplanan eksenel yük oranı ($=N/A_g f_c$)
ρ_L	: Boyuna donatı oranı
ρ_w	: Enine donatı oranı
ρ_1, ρ_2, ρ_v	: Çekme, basınç, gövde boyuna donatısı oranları
ρ_d	: Diyagonal donatı oranı
ϕ_{ave}	: Lokal ölçümlerden elde edilen ortalama eğrilik
ϕ_u	: Nihai eğrilik
ϕ_y	: Akma eğriliğı
ω	: Mekanik donatı oranı



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : Geçmiş depremlerde raporlanan enine donatı özellikleri.....	3
Çizelge 1.2 : Geçmiş depremlerde raporlanan boyuna donatı özellikleri.....	4
Çizelge 1.3 : Geçmiş depremlerde raporlanan beton basınç dayanımları.	5
Çizelge 1.4 : Geçmiş depremlerde raporlanan enkesit en-boy oranları.....	6
Çizelge 2.1 : Numunelerin geometrik özellikleri.	14
Çizelge 2.2 : Numunelerin donatı özellikleri.....	14
Çizelge 2.3 : Beton karışım detayları.	16
Çizelge 2.4 : Beton basınç dayanımının zamana bağlı değişimi.	16
Çizelge 2.5 : Donatıların mekanik özellikleri.....	19
Çizelge 2.6 : Numunelere uygulanan eksenel yük değerleri.	22
Çizelge 2.7 : Numunelerdeki şekildeğiştirme pullarının yeri ve adeti.	23
Çizelge 2.8 : Numunelerin öteleme süneklikleri.	57
Çizelge 2.9 : Numunelerdeki hasar gelişimleri.....	59
Çizelge 3.1 : ConcreteCM parametreleri.	68
Çizelge 3.2 : ReinforcingSteel parametreleri.....	71
Çizelge 3.3 : Plastik mafsallık uzunlukları.	73
Çizelge 4.1 : Yönetmeliklere göre elde edilen akma öteleme oranları.....	103
Çizelge 4.2 : Yönetmeliklere göre elde edilen nihai öteleme oranları.	103
Çizelge 4.3 : Yönetmeliklere göre elde edilen kesme kuvveti oranları.	105



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Yetersiz enine donatı örnekleri: 1999 Kocaeli (Sezen ve diğ, 2000), 2011 Van (Murat, 2015), 2020 İzmir (Yakut ve diğ, 2021).....	2
Şekil 1.2 : Boyuna donatı sıyrılmalarına örnekler: 1999 Kocaeli (Bruneau, 2002), 2020 Sivrice (Mertol ve diğ, 2021).	3
Şekil 1.3 : Düşük beton kalitesine örnekler: 1999 Kocaeli (Çağatay, 2005), 2020 Sivrice (Yurdakul ve diğ, 2021).	4
Şekil 1.4 : Soğuk derz örnekleri: 1995 Dinar (Sucuoğlu ve diğ, 1997), 2011 Van (Baran ve diğ, 2014).	5
Şekil 1.5 : Geniş dikdörtgen bir kolonun hasar görüntüsü ve enine donatı detayı (Sezen ve diğ, 2000).	6
Şekil 1.6 : Yüksek eksenel yük oranından kaynaklı geniş betonarme kolonlarda gözlemlenen hasarlar (Kaltakci ve diğ, 2007).	7
Şekil 1.7 : ACI 369 veri tabanındaki kolonların dağılımı.	8
Şekil 1.8 : Biskinis veri tabanındaki kolonların dağılımı.	9
Şekil 1.9 : Grammatikou veri tabanındaki düz donatılı kolonların dağılımı.	10
Şekil 2.1 : Numunelerin çizimleri.	15
Şekil 2.2 : Silindir numune beton basınç testi.	17
Şekil 2.3 : Beton numunelere ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.	17
Şekil 2.4 : Donatı çekme testi.	18
Şekil 2.5 : Boyuna donatılara ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.	18
Şekil 2.6 : Numune üretimi: (a) donatı yerleşimi, (b) kolon-temel birleşim yüzeyi, (c)beton dökümü, (d) kürlleme işlemi.	19
Şekil 2.7 : Numunelerin gerçek bir yapıdaki karşılığı.	20
Şekil 2.8 : Test düzeneği.	21
Şekil 2.9 : Yükleme protokolü.	22
Şekil 2.10 : Ölçüm düzeni: (a) enkesit en-boy oranı iki olan kesit ait şekildeğiştirme ölçer pozisyonları (b) enkesit en-boy oranı dört olan numuneye ait lineer potansiyometre pozisyonları.	24
Şekil 2.11 : Temelde oluşan yerdeğiştirme ve dönme (abartarak çizilmiştir).	25
Şekil 2.12 : Eksenel yük etkisi (abartarak çizilmiştir).	26
Şekil 2.13 : Lokal segment üzerindeki deformasyon.	27
Şekil 2.14 : Ortalama eğrilikler.	28
Şekil 2.15 : C-1-60 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.4 b) %0.75 öteleme oranı... 30	30
Şekil 2.16 : C-1-60 numunesinin deney sonu fotoğrafları.	30
Şekil 2.17 : C-1-60 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.	31
Şekil 2.18 : C-1-60 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri. . 31	31
Şekil 2.19 : C-1-60 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.	32
Şekil 2.20 : C-2-35 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.3 b) %0.4 c) %0.5 d) %1.00 e) %1.50 f) %2.0 öteleme oranı.	33
Şekil 2.21 : C-2-35 numunesinin deney sonu fotoğrafları.	34
Şekil 2.22 : C-2-35 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.	34

Şekil 2.23 : C-2-35 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri...	35
Şekil 2.24 : C-2-35 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.	35
Şekil 2.25 : C-2-60 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.4 b) %0.5 c) %0.75 öteleme oranı.	36
Şekil 2.26 : C-2-60 numunesinin deney sonu fotoğrafı.	37
Şekil 2.27 : C-2-60 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.	37
Şekil 2.28 : C-2-60 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri...	38
Şekil 2.29 : C-2-60 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.	38
Şekil 2.30 : C-3-60 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.3 b) %0.5 c) %0.75 birinci itme d) %0.75 ikinci itme öteleme oranı.	39
Şekil 2.31 : C-3-60 numunesinin deney sonu fotoğrafları.	40
Şekil 2.32 : C-3-60 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.	40
Şekil 2.33 : C-3-60 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri...	41
Şekil 2.34 : C-3-60 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.	41
Şekil 2.35 : C-4-35 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.4 b) %0.5 öteleme oranı....	42
Şekil 2.36 : C-4-35 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.75 b) %1.00 öteleme oranı.	43
Şekil 2.37 : C-4-35 numunesinin deney sonu fotoğrafları.	43
Şekil 2.38 : C-4-35 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.	44
Şekil 2.39 : C-4-35 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri...	44
Şekil 2.40 : C-4-35 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.	45
Şekil 2.41 : C-4-60 numunesinin a) doğu b) batı yüzündeki hasar farklılıkları.	46
Şekil 2.42 : C-4-60 numunesinin deney sonu fotoğrafı.	46
Şekil 2.43 : C-4-60 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.	47
Şekil 2.44 : C-4-60 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri...	47
Şekil 2.45 : C-4-60 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.	48
Şekil 2.46 : C-5-60 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.2 b) %0.3 c) %0.4 d) %0.5 öteleme oranı.	49
Şekil 2.47 : C-5-60 numunesinin deney sonu fotoğrafları.	50
Şekil 2.48 : C-5-60 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.	50
Şekil 2.49 : C-5-60 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri...	51
Şekil 2.50 : C-5-60 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.	52
Şekil 2.51 : Numunelerin yatay yük-öteleme oranı zarf eğrileri.	53
Şekil 2.52 : Numunelerin nihai öteleme oranları ile kesme açıklığı/etkili derinlik ve eksenel yük oranları arasındaki ilişki.	53
Şekil 2.53 : Numunelerin dayanımlarına ulaştıkları andaki yerdeğiştirme bileşenleri.	54
Şekil 2.54 : Numunelerdeki rijitlik azalimleri.	55
Şekil 2.55 : Numunelerdeki başlangıç rijitliği azalimleri.	55
Şekil 2.56 : Numunelerdeki sönmelenmiş enerji.	56
Şekil 2.57 : Numunelerin akma öteleme oranları ile kesme açıklığı/etkili derinlik ve eksenel yük oranları arasındaki ilişki.	57
Şekil 3.1 : Betonarme kolonlardaki deformasyon bileşenleri (Setzler ve Sezen, 2008).	61
Şekil 3.2 : İdealleştirilmiş sonlu eleman modelleri (Astroza ve diğ, 2015; Deierlein ve diğ, 2010).	62
Şekil 3.3 : Scott ve Fenves (2006) integrasyon şeması (Scott ve Hamutçuoğlu, 2008).	63
Şekil 3.4 : Addessi ve Ciampi (2007) integrasyon şeması (Scott ve Hamutçuoğlu, 2008).	63
Şekil 3.5 : Donatı sıyrılma modeli (Sezen ve Setzler, 2008).	64

Şekil 3.6 : Kesme deformasyonlarının hesaplanması.	66
Şekil 3.7 : Chang ve Mander (1994) beton modeli: a) histeretik davranış b) basınç ve çekme zarf eğrileri (Kolozvari ve diğ, 2015).	67
Şekil 3.8 : Sargısız betonun monotonik ve çevrimsel davranışları.	68
Şekil 3.9 : ReinforcingSteel modeli: a) zarf eğrisi b) çevrimsel davranış c) burkulma parametreleri (Mazzoni ve diğ, 2006; Kunnath ve diğ, 2009).	69
Şekil 3.10 : Donatı çekme testleri ve ReinforcingSteel modelinden elde edilen monotonik gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.	70
Şekil 3.11 : Donatıların çevrimsel davranışları.	70
Şekil 3.12 : C-3-60 numunesinin liflerine ayrıklaştırılmış kesiti.	71
Şekil 3.13 : Kolon modelinin düğüm noktaları ve elemanları.	72
Şekil 3.14 : Moment-sıyrılma dönmesi ilişkisinde yapılan basitleştirme.	74
Şekil 3.15 : Hysteretic malzeme modeli (Mazzoni ve diğ, 2006).	75
Şekil 3.16 : C-4-35 numunesinde donatı sıyrılma modeli ile deneysel verinin karşılaştırılması.	75
Şekil 3.17 : C-2-60 numunesinde donatı sıyrılma modeli ile deneysel verinin karşılaştırılması.	76
Şekil 3.18 : C-4-35 numunesine ait kuvvet – kesme şekildeğiştirme ilişkileri.	77
Şekil 3.19 : C-2-35 numunesinde kesme yayının elde edilmesi.	77
Şekil 3.20 : C-5-60 numunesinde a) kesme yayının elde edilmesi b) deney verisi ile modelin kıyaslanması.	78
Şekil 3.21 : Numerik ve deneysel yatay yük – öteleme oranı ilişkilerinin karşılaştırılması: a) C-1-60 b) C-2-35 c) C-2-60.	79
Şekil 3.22 : Numerik ve deneysel yatay yük-öteleme oranı ilişkilerinin karşılaştırılması: a) C-3-60 b) C-4-35 c) C-5-60.	80
Şekil 4.1 : Akma ve nihai eğriliklerin belirlenmesi.	83
Şekil 4.2 : ASCE 41-17 genelleştirilmiş yük-deformasyon ilişkisi (ASCE, 2017). ..	91
Şekil 4.3 : TBDY’de verilen a) sargılı ve sargısız beton b) donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (TBDY, 2018).	99
Şekil 4.4 : Deneysel ve yönetmelik akma öteleme oranlarının karşılaştırılması.	102
Şekil 4.5 : Deneysel ve yönetmelik nihai öteleme oranlarının karşılaştırılması.	104
Şekil A.1 : Numunelerin eksenel yükleme geçmişi: a) C-1-60. b) C-2-35. c) C-2-60. d) C-3-60. e) C-4-35. f) C-4-60. g) C-5-60.	120
Şekil A.2 : Numunelerdeki ortalama düşey şekildeğiştirme – öteleme oranı ilişkisi: a) C-1-60. b) C-2-35. c) C-2-60. d) C-3-60. e) C-4-35. f) C-4-60. g) C-5-60.	121
Şekil A.3 : Numunelerdeki boyuna donatı şekildeğiştirme profilleri.	122
Şekil A.4 : Numunelerin yükleme çevrimleri.	129
Şekil A.5 : Numunelerin akma öteleme oranlarının belirlenmesi.	132
Şekil B.1 : Numune kesitlerine yapılan moment – eğrilik analizleri.	135
Şekil B.2 : Numunelerin basitleştirilmiş moment – sıyrılma dönmesi ilişkileri.	138
Şekil B.3 : Numunelerin çevrimsel yükler altındaki analizinden elde edilen beton ve çelik gerilme – şekildeğiştirme ilişkileri.	140
Şekil B.4 : Numunelerin çevrimsel yükler altındaki analizinden elde edilen sıyrılma ve kesme yaylarının yatay yük – öteleme oranı ilişkileri.	142
Şekil C.1 : Numunelerin TBDY’ye göre limit durumlarının belirlenmesi.	144



STANDART ALTI GENİŞ BETONARME KOLONLARIN YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞI, MODELLENMESİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Türkiye’deki betonarme yapıların büyük çoğunluğu deprem etkilerine uygun olarak tasarlanmamıştır. Yetersiz sargılama, yüksek eksenel yük oranı ve düşük beton dayanımı gibi özelliklere sahip betonarme elemanlar geçmiş depremlerde yapıların göçmesine ve can kayıplarına yol açmışlardır. Bu tip elemanlardan birisi, Türkiye’de kullanımı sıklıkla görülen geniş betonarme kolonlardır. Literatürdeki çok sayıda betonarme kolon çalışmasını içeren ve bazı yönetmeliklerin temel aldığı veri tabanları incelendiğinde: kolonların büyük çoğunluğunun kare kesite, normal beton dayanımına ve düşük eksenel yük oranına sahip oldukları görülmüştür. Benzer sonuçlar düz donatılı betonarme kolon çalışmalarının derlendiği bir veri tabanında da ortaya konulmuştur.

Bu çalışmada standart altı geniş betonarme kolonların deprem davranışının anlaşılması, deprem davranışını yansıtacak şekilde numerik analizinin yapılması ve mevcut deprem yönetmeliklerine göre değerlendirilmesi amaçlanmıştır. Bu çalışma ayrıca, eş zamanlı olarak yapılan güçlendirme çalışması için referans niteliğindedir.

Bölüm 2’de deneysel çalışma ele alınmıştır. Toplam yedi adet tam ölçekli konsol kolonu içeren çalışmada, beş farklı enkesit en-boy oranı (1, 2, 3, 4, 5) ve iki farklı eksenel yük oranı (%35, %60) parametreleri incelenmiştir. Enkesit en-boy oranının elemanların deformasyon yeteneği üzerindeki asıl etkisi kesme açıklığı/etkili derinlik oranını etkilemesinden kaynaklanmaktadır. Bu doğrultuda, tüm numunelerin kesit genişliği 200 mm olarak sabit tutulup kesit derinlikleri enkesit en-boy oranına göre belirlenirken, numune boyları değiştirilerek kesme açıklığı/etkili derinlik oranına müdahale edilmiştir. Enkesit en-boy oranı 1 ve 2 olan numuneler özdeş kesme açıklığı/etkili derinlik oranına sahipken, diğer numunelerde enkesit en-boy oranı arttıkça kesme açıklığı/etkili derinlik oranı azalmaktadır. Tüm numunelerde düşük beton dayanımı, 90 derece kancalı ve geniş aralıklı enine donatılar kullanılmıştır. Enine ve boyuna donatılar düz yüzeylidir. Standart altı elemanlarda görülen soğuk derz oluşumunu sağlamak amacıyla farklı zamanlarda temel ve kolon beton dökümleri yapılmıştır. Numuneler sabit eksenel ve yön değiştiren tekrarlı yatay yükler altında test edilmiştir. Deneyler, numunelerin yük taşıma kapasitelerini kaybettikleri noktaya ulaşınca dek sürdürülmüştür.

Eksenel yük oranı arttıkça numunelerin deformasyon yeteneği büyük ölçüde azalmaktadır. Buna ek olarak, kesme açıklığı/etkili derinlik oranı azaldıkça da deformasyon yeteneğinde azalım eğilimi görülmektedir. Fakat bu azalım, eksenel yük oranı etkisindeki kadar açık değildir. Numunelerin yerdeğiştirme bileşenleri incelendiğinde: sıyrılma deformasyonunun kesme açıklığı/etkili derinlik oranı arttıkça ve eksenel yük oranı azaldıkça artış gösterdiği, kesme deformasyonunun ise kesme açıklığı/etkili derinlik oranı azaldıkça artış gösterdiği görülmüştür.

Düz donatılı kolon çalışmalarında belirtilen seyrek çatlak oluşumu bu çalışmada da görülmüş, numunelerde sadece iki seviyede eğilme ya da eğilme-kesme çatlakları gözlemlenmiştir. Temel-kolon birleşim bölgesinde, eksenel yük oranı düşük olan numunelerde daha geniş oldukları tespit edilen çatlaklar görülmüştür. Bu çatlaklar donatı sıyrılma mekanizmasının etkinliğini göstermektedir. Numunelerde görülen eğilme-kesme çatlakları kesme deformasyonlarının oluşumuna işaret etse de bu deformasyonlar çoğunlukla ihmal edilebilecek düzeyde kalmıştır. Numunelerin yük taşıma kapasiteleri kaybolmadan bir çevrim önce ya da yük taşıma kapasiteleri kaybolurken, boyuna donatılarda burkulmalar görülmüştür. Eksenel yük oranı büyük olan numunelerde, temelin yarattığı sınırlayıcı etkiden kaynaklı olarak, hasarın ikinci etriye aralığında yoğunlaştığı görülmüştür.

Bölüm 3'te numerik çalışmaya yer verilmiştir. Numunelerdeki toplam deformasyonun eğilme, donatı sıyrılma ve kesme deformasyonları olarak üç ayrı bileşenden oluştuğu kabul edilmiştir. Eğilme deformasyonunda yayılı plastik davranışı dikkate alan kuvvet tabanlı sonlu eleman modeli, donatı sıyrılma deformasyonunda sabit aderans gerilmesini kullanan bir makro model, kesme deformasyonunda ise değiştirilmiş basınç alanı teorisini uygulayan bir kesit analizi programı kullanılmıştır.

Numerik uygulama açık kaynak kodlu bir yazılım olan OpenSees üzerinde yapılmıştır. Numunelerin çevrimsel davranışını yansıtabilmek için malzeme modellerinde ve kullanılan elemanlarda histeretik özelliklere dikkat edilmiştir. Numune kesitleri liflerine ayrıştırılmış: sargılı ve sargısız beton için ConcreteCM, donatı çeliği için burkulmayı da dikkate alan ReinforcingSteel malzemeleri kullanılmıştır. Eğilme deformasyonu için kullanılan kuvvet tabanlı kiriş-kolon sonlu elemanlarında görülen lokalizasyon probleminin önüne geçebilmek için plastik mafsallı integrasyon şemaları uygulanmıştır. Donatı sıyrılma deformasyonu bir dönme yayı, kesme deformasyonu ise bir öteleme yayı aracılığıyla temsil edilmiştir. Kesme deformasyonları çoğunlukla ihmal edilebilecek düzeyde kaldıkları için monotonik olarak dikkate alınmıştır. Numune modelleri oluşturulduktan sonra deneysel yükleme protokolü altında analizleri yapılmıştır.

Numerik analizden elde edilen yük-deformasyon ilişkileri, deneysel çalışmadan elde edilen ilişkilerle oldukça benzerdir. Numunelerin yatay yük kapasiteleri ve rijitlik azalmaları deneysel çalışma ile örtüşmektedir. Nihai öteleme oranları ve yük taşıma kapasitelerinin kaybolduğu noktalar, çevrimsel dayanım kayıpları, yükleme boşaltımları ve kalıcı yerdeğiştirmeler oldukça başarılı bir şekilde tahmin edilebilmiştir. Eğilme davranışının modellenmesinde plastik mafsallı integrasyon şemalarıyla birlikte kullanılan kuvvet tabanlı kiriş-kolon sonlu elemanları, bu başarının yakalanmasındaki ana etmendir. Donatı sıyrılmasından kaynaklı dönmeler incelendiğinde, tutarlı sonuçların elde edildiği görülmüştür. Kesme etkilerinin en baskın olduğu enkesit en-boy oranı 5 olan numunede, kesme çatlağının yaşandığı kuvvet doğru tahmin edilirken, elde edilen kesme deformasyonunun deney verisinden daha düşük seviyede kaldığı görülmüştür. Bu duruma kesme deformasyonu hesabı için kullanılan kesit analizi yaklaşımının, kesme açıklığı/etkili derinlik oranı küçük olan elemanlarda beklenenden daha düşük değerler vermesi neden olmuştur.

Bölüm 4'te mevcut betonarme yapıların değerlendirilmesinde kullanılan ASCE 41-17, Eurocode 8 – Bölüm 3 (EC8-3), Yeni Zelanda Yönetmeliği Bölüm C5 ve Revizyonu (NZG-C5 ve NZG-C5R) ile Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) ele alınmıştır. Her bir yönetmelikte öncelikle mevcut malzemelerin dikkate alınışı ve varsa malzeme modelleri incelenmiştir. Ardından, yönetmeliklerin karşılaştırılmasında kullanılan

akma ve nihai öteleme oranlarını veren performans seviyelerine bakılmıştır. Son olarak, yönetmeliklerde verilen kesme kapasitesi modelleri incelenmiştir.

Yönetmeliklere göre hesaplanan akma öteleme oranları, deneysel akma öteleme oranları ile kıyaslandığında, EC8-3 ve TBDY çok daha büyük, NZG-C5R daha büyük, ASCE 41-17 ve NZG-C5 daha küçük sonuçlar vermiştir. En başarılı sonuç, 1.10 deney/yönetmelik akma öteleme oranı ortalamasına sahip ASCE 41-17 ile elde edilmiştir.

Yönetmeliklere göre hesaplanan nihai öteleme oranları değerlendirildiğinde, ASCE 41-17 çok güvensiz, EC8-3'teki istatistik tabanlı ifade güvensiz, TBDY güvenli, EC8-3'teki mekanik tabanlı ifade ve NZG-C5R çok güvenli, NZG-C5 aşırı güvenli tarafta kalan sonuçlar vermiştir. En başarılı sonuç, 1.30 deney/yönetmelik nihai öteleme oranı ortalamasına sahip TBDY ile elde edilmiştir. Bununla birlikte, eksenel yük oranı büyük olan numunelerde TBDY'de verilen şekildeğiştirme limitlerinin güvensiz tarafta oldukları görülmüştür. Bu duruma rağmen nihai öteleme oranlarında güvenli tarafta kalınmasına, plastik dönme limitinde kullanılan güvenlik katsayıları yol açmıştır.

Yönetmeliklerde birbirinden farklı kesme kapasitesi modelleri kullanılsa da ilave malzeme güvenlik katsayıları dikkate alınmadığında, elde edilen kesme kuvveti oranlarının birbirlerine yakın oldukları görülmüştür.



BEHAVIOR, MODELING, AND ASSESSMENT OF SUBSTANDARD WIDE REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER REVERSED CYCLIC LOADS

SUMMARY

Most of Turkey's reinforced concrete structures are not designed according to the effects of earthquakes. Reinforced concrete elements with features such as insufficient confinement, high axial load ratio, and low concrete strength have caused the collapse of structures and loss of life in past earthquakes. One of such elements is the wide reinforced concrete columns, which are frequently used in Turkey. When the databases, which include many reinforced concrete column studies in the literature and on which some codes are based, are examined, it is seen that most columns have a square cross-section, normal concrete strength, and low axial load ratio. Similar results were also presented in a database of reinforced concrete columns with plain (smooth) reinforcement.

This study aims to understand the earthquake behavior of substandard (nonconforming) wide reinforced concrete columns, perform numerical analysis to reflect the earthquake behavior, and assess them according to the current earthquake codes. This study also serves as a reference for a simultaneous strengthening study.

Experimental work is discussed in Chapter 2. Five different cross-sectional aspect ratios (1, 2, 3, 4, 5) and two different axial load ratios (35%, 60%) parameters were investigated in the study, which includes a total of seven full-scale cantilever columns. The main effect of the cross-sectional aspect ratio on the deformation ability of the elements is due to its effect on the shear span/effective depth ratio. In this direction, while the section width of all specimens was kept constant at 200 mm and the section depths were determined according to the cross-sectional aspect ratio, the shear span/effective depth ratio was intervened by changing the specimen lengths. Specimens with cross-sectional aspect ratios 1 and 2 have identical shear span/effective depth ratios. In other specimens, the shear span/effective depth ratio decreases as the cross-sectional aspect ratio increases. All specimens used low concrete strength, 90-degree hooks, and wide-spacing transverse reinforcements. Transverse and longitudinal reinforcements are plain-surfaced. In order to ensure the cold joint formation seen in substandard elements, foundation and column concrete castings were made at different times. The specimens were tested under constant axial and reversed cyclic loads. The experiments were continued until the specimens reached the point where they lost their load-carrying capacity.

As the axial load ratio increases, the deformation ability of the specimens is significantly reduced. In addition, the deformation ability tends to decrease as the shear span/effective depth ratio decreases. However, this reduction is not as apparent as in the axial load ratio effect. When the displacement components of the specimens are examined, it is seen that the slip deformation increases as the shear span/effective

depth ratio increases and the axial load ratio decreases, while the shear deformation increases as the shear span/effective depth ratio decreases.

The sparse crack formation, which was noted in studies of reinforced concrete columns with plain bars, was also observed in this study. Flexure or flexure-shear cracks were observed in the specimens only at two elevation levels. In the foundation-column interface, cracks were observed to be wider in the specimens with a low axial load ratio. These cracks show the effectiveness of the reinforcement slip mechanism. Although the flexure-shear cracks observed in the specimens indicate the formation of shear deformations, these deformations mostly remained at a negligible level. One cycle before the load-bearing capacity of the specimens was lost or while their load-bearing capacity was lost, buckling was observed in the longitudinal reinforcements. In specimens with a high axial load ratio, it was observed that the damage was concentrated in the second stirrup spacing due to the restraint effect created by the foundation.

Numerical work is given in Chapter 3. It has been accepted that the specimens' total deformation consists of three components: flexural, reinforcement slip, and shear deformations. A force-based finite element model that considers the distributed plastic behavior in flexural deformation, a macro model that uses uniform bond stress in reinforcement slip deformation, and a section analysis program that applies modified compression field theory in shear deformation are used.

The numerical application was made on OpenSees, an open-source software. In order to reflect the cyclic behavior of the specimens, attention was paid to the hysteretic properties of the material models and the elements used. Specimen sections were discretized into fibers: ConcreteCM was used for confined and unconfined concrete, and ReinforcingSteel was used for steel, which also accounted for buckling. Plastic hinge integration schemes have been applied to avoid the localization problem in force-based beam-column finite elements used for flexural deformation. Reinforcement slip deformation is represented by a rotational spring, and shear deformation is represented by a translational spring. Since shear deformations are usually negligible, they are considered monotonic. After the specimen models were created, they were analyzed under the experimental loading protocol.

The load-deformation relationships obtained from the numerical analysis are similar to those obtained from the experimental study. The specimens' lateral load capacities and stiffness reductions are consistent with the experimental study. Ultimate drift ratios and points of loss of load-carrying capacity, cyclic strength degradations, unloading stiffnesses, and residual displacements can be predicted quite successfully. The force-based beam-column finite elements used together with plastic hinge integration schemes in modeling the flexural behavior are the main factors in achieving this success. When the rotations caused by reinforcement slip were examined, it was seen that consistent results were obtained. In the specimen with a cross-sectional aspect ratio of 5, where shear effects are most dominant, the force at which shear cracking was predicted correctly, and it was observed that the shear deformation obtained was lower than the experimental data. This situation was caused by the section analysis approach used for shear deformation calculation to give lower values than expected for elements with a small shear span/effective depth ratio.

In Chapter 4, ASCE 41-17, Eurocode 8 - Part 3 (EC8-3), New Zealand Guideline Part C5 and its Revision (NZG-C5 and NZG-C5R), and Turkey Building Earthquake Code (TBEC), which are used in the assessment of existing reinforced concrete structures,

are discussed. In each code, the consideration of existing materials and material models, if any, were examined. Then, the performance levels that give the yield and ultimate drift ratios used in comparing the codes are examined. Finally, the shear capacity models given in the codes were examined.

EC8-3 and TBDY were much larger, NZG-C5R larger, ASCE 41-17, and NZG-C5 smaller when the yield drift ratios calculated according to the codes were compared to the experimental yield drift ratios. The most successful result was ASCE 41-17, with a mean experiment/code yield drift ratio of 1.10.

When the ultimate drift ratios calculated according to the codes are evaluated, ASCE 41-17 is very unsafe, statistical-based expression in EC8-3 is unsafe, TBDY is safe, mechanically-based expression in EC8-3, and NZG-C5R is very safe, NZG-C5 is extremely safe. The most successful result was obtained with the TBDY, which has an average of 1.30 experiment/code ultimate drift ratio. However, the strain limits given in TBDY were found to be on the unsafe side for specimens with high axial load ratios. Despite this situation, the safety coefficients used in the plastic rotation limit caused the ultimate drift ratios to remain on the safe side.

Although different shear capacity models are used in the codes, it has been observed that the shear force ratios obtained are close to each other when the additional material safety coefficients are not considered.



1. GİRİŞ

Türkiye ciddi deprem riski taşıyan ülkelerden birisidir. 1900'den günümüze dek yaşanan depremlerde, 90 binden fazla can ve 50 milyar dolardan fazla ekonomik kayıp görülmüştür (Emre ve diğ., 2018). Bu depremler arasındaki 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri her ne kadar ülke genelinde farkındalık yaratsa da 1980'lerden itibaren görülen yüksek nüfus artışı ve göçlerden kaynaklanan yüksek konut talepli dönem, düşük inşaat kalitesiyle inşa edilmiş yapılara neden olmuştur.

Türkiye'deki yapı stokunun büyük bir çoğunluğunu mühendislik hizmeti görmemiş yapılar teşkil etmektedir. 2019 yılında İstanbul özelinde yapılan bir çalışmada, şehirdeki 1.17 milyon yapının %84'ünün betonarme yapılar olduğu ve bu betonarme yapıların %65'inin (631 bin adet yapı) 2000 yılından önce inşa edildiği bildirilmiştir (KRDAE, 2019). Bu dönemde 1975 Deprem Yönetmeliğinin (ABYYHY, 1975) bulunmasına karşın, inşa edilmiş yapıların çok büyük oranı yönetmeliğe uygun olarak inşa edilmemiştir (Ilki ve Celep, 2012). Sismik detaylar içermeyen ve düz donatıya sahip (standart altı) betonarme elemanlardan oluşan bu yapılar, yaşanan depremlerde birbirlerine benzer görüntüler ortaya koymuştur. **Bölüm 1.1**, Türkiye'deki standart altı betonarme kolon özelliklerini ele almaktadır.

Deprem mühendisliğinde yerdeğiştirmeye dayalı konseptin ortaya çıkmasından sonra var olan yapıların değerlendirilmesinde, elemanların deprem performanslarının belirlenmesi önemli bir ilgi odağı olmuştur. Çeşitli parametrelere bağlı olarak çok sayıda deneysel çalışma yapılmış ve zaman içerisinde güncel deprem yönetmeliklerinin de kullandığı veri tabanları haline getirilmiştir. **Bölüm 1.2**, betonarme kolon çalışmalarını içeren üç adet veri tabanını incelemektedir.

1.1 Türkiye'deki Standart Altı Betonarme Kolonlar

Türkiye'deki yapıların kusurları dört grup altında incelenebilir, bunlar: sistem, eleman, malzeme ve yapım tekniği bazlı kusurlardır. Sistem bazlı kusurlar, mimari ve yük-taşıyıcı sistemi ile alakalı olan sorunlardır. En sık gözlemlenen sistemsel kusurlar,

yumuşak/zayıf kat, kısa kolon, güçlü kiriş-zayıf kolon, ağır çıkmalar ve yapıya yapılan müdahalelerdir. Yapım tekniği kusurlarında ise, projeye uygun imalatın yapılmaması ve denetimsizlik örnek verilebilir. Bu tezde ele alınan konu betonarme kolonlar olduğu için eleman ve malzeme bazlı kusurlarda detaya inilmiştir. Bu amaçla son otuz yıldaki depremlerin raporları incelenmiş, standart altı betonarme kolonların özellikleri ifade edilmiştir.

1.1.1 Enine donatı özellikleri

Deprem yükleri kolonlardaki kesme kuvvetlerini arttırmaktadır. Bu etkiyi karşılayabilmek için enine donatıların tasarımına dikkat edilmelidir. Süneklik kavramının ilk kez uygulandığı 1975 Deprem Yönetmeliği'nden itibaren, kolonlardaki enine donatıların tasarım açısından detaylı hükümler bulunmaktadır (Ilki ve Celep, 2012). Fakat geçmiş depremlerdeki hasarlı kolonlar incelendiğinde, enine donatı kullanımında yönetmelik şartlarına uyulmadığı görülmektedir.

Enine donatılar genellikle geniş aralıklı, çirozsuz, 90 derece kancalı ve kısa kanca boyu ile kullanılmıştır. Bu durum deprem esnasında enine donatıların kolayca açılmasına ve gerekli sargılamayı sağlayamamasına yol açmaktadır. Bu kullanım ayrıca boyuna donatıların burkulması ve kesme kırılmalarının yaşanmasıyla da sonuçlanmaktadır (Doğangün, 2004).

Önceki deprem raporlarında aktarılan enine donatı özellikleri Çizelge 1.1'de verilmiştir. Kolonlarda kullanılan enine donatıların 6-10 mm çap aralığında, düz yüzeyli, çirozsuz, 90 derece kancalı ve geniş aralıklarla kullanıldığı açıktır (Şekil 1.1).



Şekil 1.1 : Yetersiz enine donatı örnekleri: 1999 Kocaeli (Sezen ve diğ, 2000), 2011 Van (Murat, 2015), 2020 İzmir (Yakut ve diğ, 2021).

Çizelge 1.1 : Geçmiş depremlerde raporlanan enine donatı özellikleri.

Deprem	Çap [mm]	Yüzey	Kanca açısı	Aralık [mm]	Referanslar
1992 Erzincan	Φ 6	Düz	90°	200 – 500	(Saatcioglu ve Bruneau, 1993)
1998 Ceyhan	Φ 8	Düz	90°	330	(Wenk ve diğ, 1998)
1999 Kocaeli	Φ 6 – 10	Düz	90°	200 – 250	(Sezen ve diğ, 2003)
1999 Kocaeli	Φ 8	Düz	90°	300	(Saatcioglu ve diğ, 2001)
2002 Sultandağı	Φ 8	Düz	90°	200 – 360	(Sengel ve Dogan, 2013)
2003 Bingöl	Φ 10	Düz	90°	150 – 250	(Ozcebe ve diğ, 2003)
2011 Simav	Φ 6 – 8	Düz	90°	200 – 250	(Ozmen ve diğ, 2014)
2011 Van	-	Düz	90°	180 – 250	(Erdil, 2017; Ozacar ve diğ, 2011)

1.1.2 Boyuna donatı özellikleri

Boyuna donatılarda sıklıkla düz donatıların kullanımı görülmektedir. Düz donatıların düşük aderans özelliği ile düşük beton kalitesinin birleşmesi, boyuna donatılarda sıyrılmaya ve bu sıyrılmanın yarattığı dönmelere yol açmaktadır (Baran ve diğ, 2014; Verderame ve diğ, 2008). Boyuna donatılarda görülen sıyrılma örneklerine Şekil 1.2’de yer verilmiştir.

Geçmiş deprem raporlarında verilen boyuna donatı özellikleri Çizelge 1.2’de gösterilmektedir. Boyuna donatıların 12-16 mm çapa, düz yüzeye ve %1 boyuna donatı oranına sahip oldukları anlaşılmaktadır. Bal ve diğ. (2008) yaptığı çalışmaya göre Türkiye’de 1970’lerden önce tamamen düz yüzeyli S220 donatı çeliği kullanılırken, bu kullanım 2000 yılına doğru gitgide azalmış, 2000’den sonra nervürlü S420 donatı çeliği kullanılmıştır. S220 donatı çeliğine sahip 212 numunenin akma dayanımı ortalama 371 MPa, standart sapma değeri 89 MPa olarak tespit edilmiştir.



Şekil 1.2 : Boyuna donatı sıyrılmalarına örnekler: 1999 Kocaeli (Bruneau, 2002), 2020 Sivrice (Mertol ve diğ, 2021).

Çizelge 1.2 : Geçmiş depremlerde raporlanan boyuna donatı özellikleri.

Deprem	Çap [mm]	Yüzey	Boyuna donatı oranı	Referanslar
1992 Erzincan	Φ 6	Düz	%1	(Saatcioglu ve Bruneau, 1993)
1998 Ceyhan	Φ 8	Düz	%0.6	(Wenk ve diğ, 1998)
1999 Kocaeli	Φ 6 – 10	Düz	%1 – 2	(Sezen ve diğ, 2003)
2002 Sultandağı	Φ 8	Düz	%1 – 2	(Sengel ve Dogan, 2013)
2003 Bingöl	Φ 10	Düz	-	(Ozcebe ve diğ, 2003)
2011 Van	-	Düz	%~1	(Erdil, 2017; Ozacar ve diğ, 2011)

Boyuna donatı kullanımı ile alakalı görülen diğer problemlere, kolonların plastik mafsallık bölgelerinde uygunsuz şekilde yapılan bindirmeli ekler ve korozyon sorunu örnek olarak verilebilir.

1.1.3 Beton özellikleri

2000 öncesi inşa edilen yapıların büyük çoğunluğunda düşük beton kalitesi görülmektedir. Bu duruma yol açan ana etmen, o dönem hazır beton kullanımının yaygın olmayışıdır (Bal ve diğ, 2008). Sahada hazırlanan betonda, yüksek su/çimento oranının olması, elek analizinin eksiliği ve çok büyük agregaların kullanılması, deniz kıyısına yakın şehirlerde deniz kumunun kullanılması sıklıkla görülmektedir (Şekil 1.3). Beton dökümü esnasında vibrasyon uygulamasının yapılmaması ve dökümden sonra uygun kürtleme işleminin yapılmaması görülen diğer problemlerdir (Çağatay, 2005). Geçmiş depremlere ait raporlarda verilen beton basınç dayanımı değerleri Çizelge 1.3'te verilmiştir. Yıkılmış ya da hasar almış yapıların büyük çoğunluğunda beton basınç dayanımının 15 MPa'dan küçük olduğu görülmektedir.

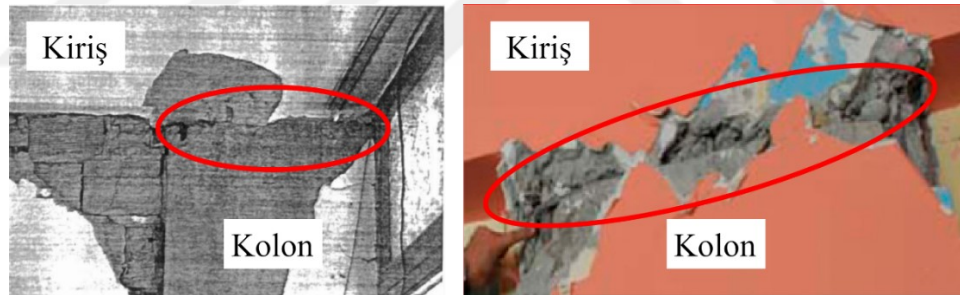


Şekil 1.3 : Düşük beton kalitesine örnekler: 1999 Kocaeli (Çağatay, 2005), 2020 Sivrice (Yurdakul ve diğ, 2021).

Çizelge 1.3 : Geçmiş depremlerde raporlanan beton basınç dayanımları.

Deprem	Beton basınç dayanımı [MPa]	Referanslar
1992 Erzincan	10	(Erdik ve diğ, 1992)
1995 Dinar	9	(Tezcan ve Ipek, 1996)
2002 Sultandağı	10 – 13.5	(Sengel ve Dogan, 2013)
2011 Simav	7	(Ozmen ve diğ, 2014)
2011 Van	10 – 15	(Tapan ve diğ, 2013)
2020 Sivrice	6 – 12	(THBB, 2020)

Beton kullanımı ile ilgili kolonlarda gözlenen diğer bir problem ise yapım tekniğinden kaynaklanmaktadır. Soğuk derz olarak bilinen bu problem (Şekil 1.4), kolonun bağlandığı temel veya kiriş betonunun aradan uzun bir süre geçtikten sonra dökülmesinden kaynaklanmaktadır. Soğuk derz, kolonun bağlandığı düğüm noktasının rijit davranmamasına yol açmaktadır (Sucuoğlu ve diğ, 1997).



Şekil 1.4 : Soğuk derz örnekleri: 1995 Dinar (Sucuoğlu ve diğ, 1997), 2011 Van (Baran ve diğ, 2014).

1.1.4 Geniş betonarme kolonlar

Türkiye’deki betonarme binalarda geniş dikdörtgen kolon kullanımı sıklıkla görülmektedir. Bu kolonlar genellikle 3’e eşit ya da daha büyük enkesit en-boy oranına sahiptir¹. Bu tipteki kolonların kullanılmasındaki ana etmen, kolonları bölme duvar içine yerleştirmektir. Geniş dikdörtgen kolonların ortalama olarak 3 enkesit en-boy oranına sahip oldukları ifade edilmiştir (Sezen ve diğ, 2000). Geçmiş depremlerde raporlanan enkesit en-boy oranları Çizelge 1.4’te verilmiştir.

¹ Enkesit en (b) – boy (h) oranı, h/b’ye denk gelmektedir.

Çizelge 1.4 : Geçmiş depremlerde raporlanan enkesit en-boy oranları.

Deprem	b [mm]	h [mm]	Enkesit en-boy oranı	Referanslar
1998 Ceyhan	0.30 – 0.40	0.80 – 1.10	2 – 4	(Wenk ve diğ, 1998)
1999 Kocaeli	0.15 – 0.25	0.50 – 0.80	2 – 5	(Sezen ve diğ, 2003)
2003 Bingöl	-	-	2 – 4	(Ozcebe ve diğ, 2003)

Bu geniş dikdörtgen kolonlar, moment aktaran çerçevelerdeki kolonlara benzer özellikler taşımaktadır. Düz yüzeyli, 90 derece kancalı ve çirozsuz enine donatılar kullanılmıştır (Şekil 1.5). Örneğin, Ozacar ve diğ. (2011) tarafından hazırlanan 2011 Van depremi araştırma raporuna göre, kesit derinliği 1 metre olan bir kolonun çirozsuz, tek bir etriye ile kullanıldığı ifade edilmiştir. Kolonların kısa kenarının 200-250 mm civarında tercih edildiği, bunun bir sonucu olarak donatı kafesi kurulumu ve beton yerleşimi problemleri görülmüştür. Çoğu zaman, tercih edilen etriye aralığı kolonların kısa kenar büyüklüğüne eşit olduğu ifade edilmiştir (Ozcebe ve diğ, 2003).



Şekil 1.5 : Geniş dikdörtgen bir kolonun hasar görüntüsü ve enine donatı detayı (Sezen ve diğ, 2000).

1.1.5 Yüksek eksenel yük oranı

Mevcut standart altı betonarme kolonların büyük çoğunluğu yüksek eksenel yük oranlarına maruz durumdadır. Bu duruma yol açan sebeplere, kolon enkesitlerinin projeden daha küçük inşa edilmesi, projedeki beton basınç dayanımının sağlanamaması, yapı inşa edildikten sonra yapılan değişiklikler (örneğin, Türkiye’de yaygın bir durum olan ekstra kat eklemek) örnek olarak verilebilir. Sonuç olarak,

kolonların maruz kaldığı eksenel yük seviyeleri çok ciddi mertebelere yükselmekte ve kolonun sünekliği büyük ölçüde azalmaktadır. Hatta bazı durumlarda yapı statik halde iken sünmeden kaynaklı hasarlar veya toptan göçmeler görülmüştür. Bu duruma örnek olarak 10 Ekim 2004'te aniden çatlayan Altınbaşak Apartmanı'nın bodrum katı kolonları verilebilir (Şekil 1.6).



Şekil 1.6 : Yüksek eksenel yük oranından kaynaklı geniş betonarme kolonlarda gözlemlenen hasarlar (Kaltakci ve diğ, 2007).

Kolonlardaki ağır hasara yol açan sebep sünme kaynaklı aşırı eksenel yük oranı olarak ifade edilmiştir. Yapılan araştırma sonucunda projede 30x95 cm enkesiti olan kolonların 20x90 cm olarak inşa edildiği, yine projede 14 MPa mertebesinde olması gereken beton basınç dayanımının 7 MPa mertebesinde olduğu anlaşılmıştır (Kaltakci ve diğ, 2007).

1.2 Betonarme Kolon Çalışmalarının Gözden Geçirilmesi

Bu bölümde öncelikle güncel yönetmeliklere temel oluşturan iki adet betonarme kolon veri tabanı, ardından, düz donatılı betonarme kolonları içeren bir veri tabanı incelenmiştir.

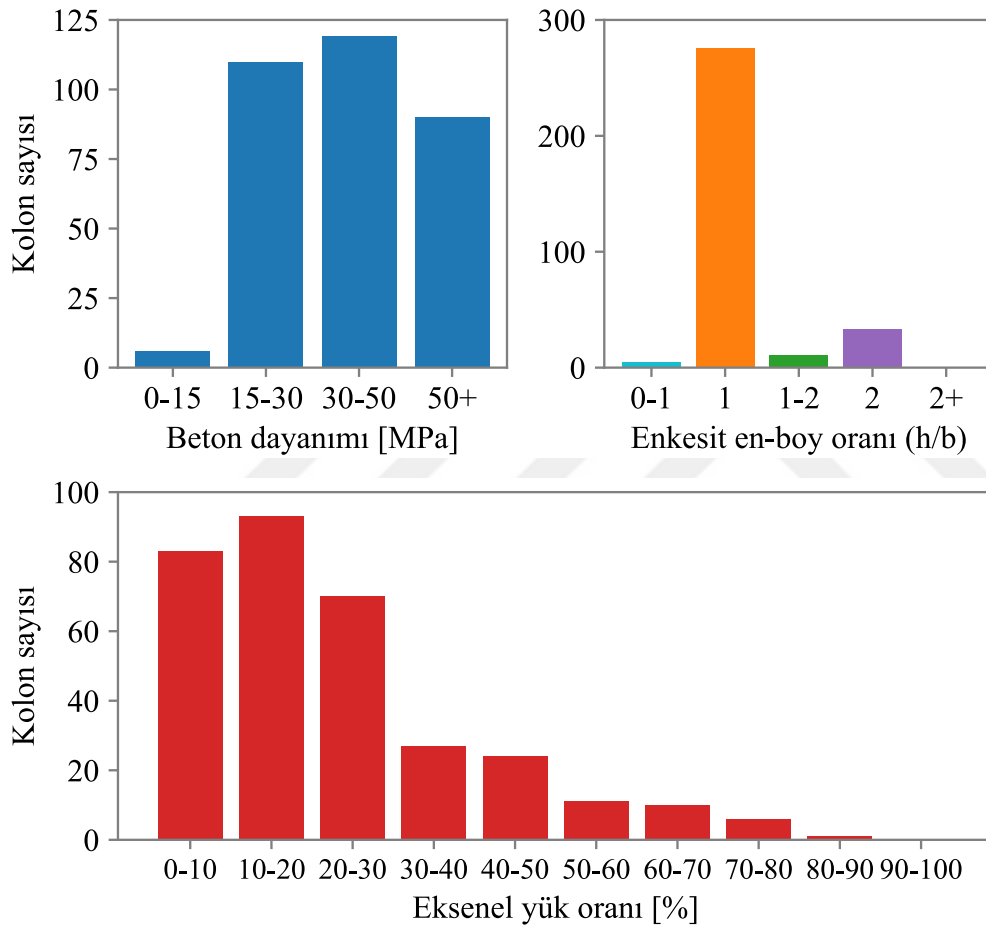
1.2.1 Deprem yönetmelikleriyle ilişkili kolon veri tabanları

1.2.1.1 ACI 369 dikdörtgen kolon veri tabanı

ACI 369 kolon veri tabanı dikdörtgen (Ghannoum ve diğ, 2015) ve dairesel kolonlar olarak iki kısımdan oluşmaktadır. Bu veri tabanı PEER Yapısal Veri Tabanı (Berry ve diğ, 2004) üzerine inşa edilmiştir. Veri tabanı 325 adet dikdörtgen kesitli kolon içermektedir. Kolonların 11 adeti bindirmeli geri kalanlarında sürekli boyuna donatı

kullanılmıştır. Bu veri tabanı ASCE 41-17 (ASCE, 2017) yönetmeliğindeki dikdörtgen kolonların performans seviyeleriyle alakalı ifadelerle temel oluşturmaktadır.

Veri tabanındaki kolonların beton basınç dayanımı, enkesit en-boy oranı ve eksenel yük oranı dağılımları Şekil 1.7’de gösterilmiştir. Şekilde 0-1 enkesit en-boy oranına sahip olarak gösterilen kolonlar, deneyin, kolonun zayıf yönünde yapıldığını göstermektedir. Eksenel yük kapasitelerinin hesabında sadece betonun katkısı dikkate alınmıştır.



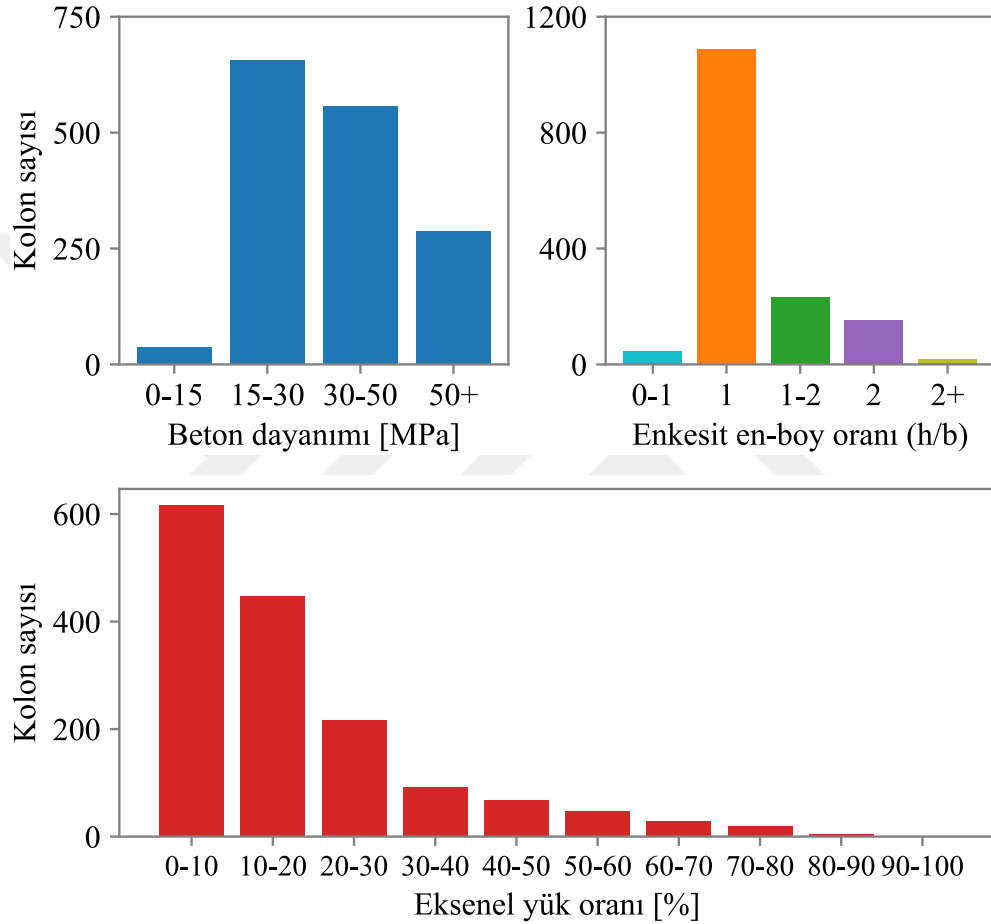
Şekil 1.7 : ACI 369 veri tabanındaki kolonların dağılımı.

1.2.1.2 Biskinis kolon veri tabanı

Avrupa’nın deprem yönetmeliği Eurocode 8-3’teki (CEN, 2005) ifadelerin büyük çoğunluğu Patras Üniversitesi’ndeki veri tabanı çalışmalarına dayanmaktadır. Biskinis (2007), Panagiotakos ve Fardis (2001) tarafından yapılan ve 1000’den fazla betonarme elemanı içeren çalışmayı geliştirerek 2350’den fazla betonarme elemandan oluşan bir veri tabanı oluşturmuştur. Bu veri tabanı ile çeşitli ifadeler geliştirilmiş ve Eurocode 8-3’e uyarlanmıştır. Veri tabanında, 54 adet nervürlü ve 31 adet düz sürekli boyuna

donatıya sahip ve sismik detay içermeyen dikdörtgen kiriş/kolon bulunmaktadır. Bu elemanlar için büyük veri setiyle geliştirilen ifadelerle düzeltme katsayıları önerilmiştir (Biskinis ve Fardis, 2010).

Veri tabanında sürekli boyuna donatıya sahip dikdörtgen kesitli 1540 adet kolon bulunmaktadır. Bu kolonların beton basınç dayanımı, enkesit en-boy oranı ve eksenel yük oranı dağılımları Şekil 1.8’de gösterilmiştir.

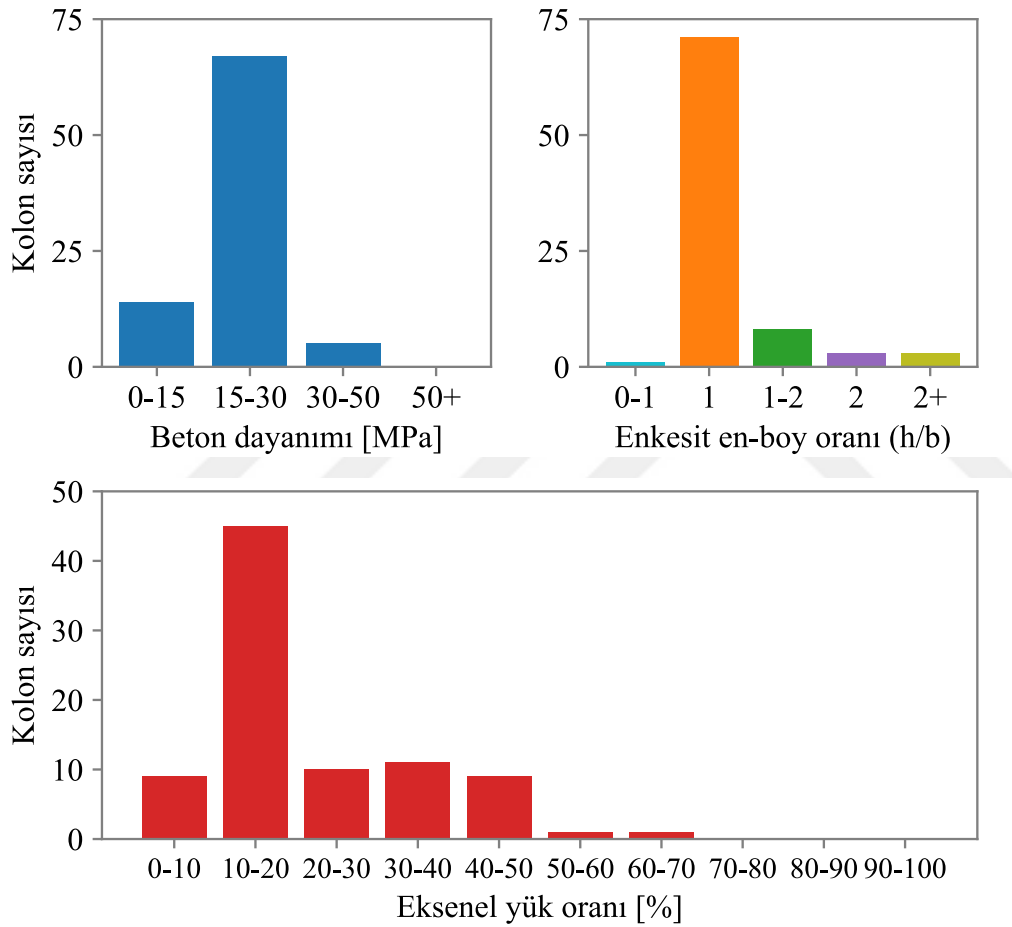


Şekil 1.8 : Biskinis veri tabanındaki kolonların dağılımı.

1.2.2 Düz boyuna donatılı kolon veri tabanı

Düz yüzeyli donatılar Akdeniz bölgesindeki ülkelerde 1970’lerin sonuna dek, Kuzey Amerika ve Yeni Zelanda’da ise 1950 yılına dek yaygın olarak kullanılmıştır (Ricci ve diğ, 2013). Düz yüzeyli donatılara sahip yapıların sismik değerlendirmesi daha doğru yapabilmek ve güçlendirme metotları önerebilmek, araştırmacıların ilgisini çekmiştir. Şimdiye dek, yapılan çalışmaların çok büyük oranı statik yükleme altında test edilen betonarme kolonlar olmuştur (Palios ve diğ, 2020). Aşağıda bu çalışmaları derleyen bir veri tabanı incelenmiştir.

Patras Üniversitesi'ndeki betonarme elemanlar veri tabanını geliştirmeye yönelik yapılan çalışmaların sonuncusu Grammatikou (2016) tarafından yayınlanmıştır. Grammatikou, Biskinis veri tabanını geliştirerek 4000'den fazla betonarme elemanı içeren bir veri tabanı elde etmiştir. Bu veri tabanında 114 adeti sürekli, 48 adeti bindirmeli olmak üzere toplam 162 düz donatılı betonarme kolon testi bulunmaktadır. Eksenel kuvvet uygulanmayan numuneler çıkarıldıktan sonra geriye 86 adet kolon testi kalmıştır. Bu 86 adet kolonun beton basınç dayanımı, enkesit en-boy oranı ve eksenel yük oranı dağılımları Şekil 1.9'da gösterilmiştir.



Şekil 1.9 : Grammatikou veri tabanındaki düz donatılı kolonların dağılımı.

1.3 Tezin Amacı

Yönetmeliklerin temel aldığı her iki veri tabanı incelendiğinde, kolonların büyük çoğunluğunun kare kesitli, 15 MPa'dan büyük beton basınç dayanımına sahip ve %30'dan daha küçük eksenel yük oranına sahip oldukları anlaşılmaktadır.

Düz donatılı betonarme kolon çalışmalarını içeren veri tabanı incelendiğinde, kolonlarda büyük çoğunlukta kare kesit ve en fazla 3 enkesit en-boy oranının tercih

edildiği görülmüştür. Beton basınç dayanımı genellikle 15-30 MPa aralığındadır. %50'den daha büyük eksenel yük oranlarında ise büyük bir boşluk oluğu görülmektedir.

Tez kapsamında, hem Türkiye'deki betonarme yapılarda sıklıkla bulunan hem de literatürde eksikliği göze çarpan standart altı geniş betonarme kolonların:

- Deprem davranışının anlaşılması,
- Deprem davranışını yansıtacak şekilde numerik analizinin yapılması,
- Mevcut deprem yönetmeliklerine göre değerlendirilmesi,
- Güçlendirme çalışmalarına referans oluşturulması,

amaçlanmıştır.



2. DENEYSEL ÇALIŞMA

Giriş bölümünde ifade edildiği gibi hem yönetmeliklerin referans aldığı hem de düz donatılı standart altı kolon çalışmalarına bakıldığında, geniş dikdörtgen enkesitli, yüksek eksenel yük oranına maruz ve düşük beton basınç dayanımına sahip çalışmalar az sayıdadır. Tez kapsamında, yedi adet tam ölçekli konsol kolondan oluşan bir deney programı tasarlanmıştır.

Bu bölümde ilk olarak deney programı ele alınmıştır. Sırasıyla, incelenen parametreler, numunelerin detayları, kullanılan malzeme özellikleri, numunelerin üretimi, deney düzeneği, uygulanacak yükleme protokolü ve yüklemelerin ölçümü için yapılan enstrümantasyondan bahsedilmiştir. İkinci olarak, test sonuçları ele alınmıştır. Her bir numunenin hasar gelişimleri, yatay yük – öteleme oranı ve moment – eğrilik ilişkileri ile yerdeğiştirme bileşenleri gösterilmiştir.

2.1 Deney Programı

2.1.1 Numune özellikleri

Deneylerde iki farklı parametre seçilmiştir. İlk parametre enkesit en (b) - boy (h) oranı olup, beş farklı oran ($h/b=1, 2, 3, 4, 5$) seçilmiştir. Tüm kolon enkesitlerinin genişliği 200 mm alınırken, enkesit derinlikleri h/b oranına göre hesaplanmıştır. İkinci parametre ise eksenel yük oranıdır ve iki farklı oran (%35 ve %60) seçilmiştir. %60 eksenel yük oranı 5 farklı enkesit en-boy oranı için de uygulanırken, %35 eksenel yük oranı sadece 2 farklı enkesit en-boy oranına uygulanmıştır.

Enkesit en-boy oranı parametresi her ne kadar belirli bir amaca hizmet etse de elemanın davranışı açısından bakıldığında, asıl öneme sahip olan parametre kesme açıklığının (L_s) etkili derinliğe (d) oranıdır (Elwood ve Eberhard, 2009; Panagiotakos ve Fardis, 2001). Bu oran küçüldükçe kesme deformasyonları artmaktadır. Numunelerde baskın kesme davranışı istenilmediği için, h/b oranı 4 ve 5 olan numunelerin boyu (L_c) daha fazla seçilmiştir. Diğer taraftan farklı iki enkesiti aynı L_s/d

oranında kıyaslayabilmek için h/b oranı 1 olan numunenin boyu kısaltılmıştır. Tüm numunelerin L_s/d oranlarının 2-6 aralığında bulunması sağlanmıştır.

Numunelerin isimlendirmesi C-X-YY formatında yapılmıştır. “X” değeri numunenin enkesit en-boy oranını, “YY” değeri numune üzerindeki yüzde cinsinden eksenel yük oranını işaret etmektedir. Çizelge 2.1’de numunelerin geometrik özellikleri verilmiştir.

Çizelge 2.1 : Numunelerin geometrik özellikleri.

Numune adı	b [mm]	h [mm]	h/b	$L_c; (L_s)$ [mm]	L_s/d
C-1-60	200	200	1	850; (750)	4.57
C-2-35	200	400	2	1750; (1650)	4.56
C-2-60	200	600	3	1750; (1650)	2.94
C-4-35	200	800	4	2100; (2000)	2.62
C-4-60	200	1000	5	2100; (2000)	2.08

Çizelge 2.2’de numunelerdeki donatı özelliklerine yer verilmiştir. C-1-60 numunesinde 12 mm, diğer numunelerde 16 mm çaplı düz yüzeyli boyuna donatı kullanılmıştır. Bu farklılık tüm numunelerde yaklaşık %1 boyuna donatı oranı (ρ_L) elde edilmesi amacıyla yapılmıştır. Boyuna donatılar bindirme eki olmadan, sürekli olarak kullanılmıştır.

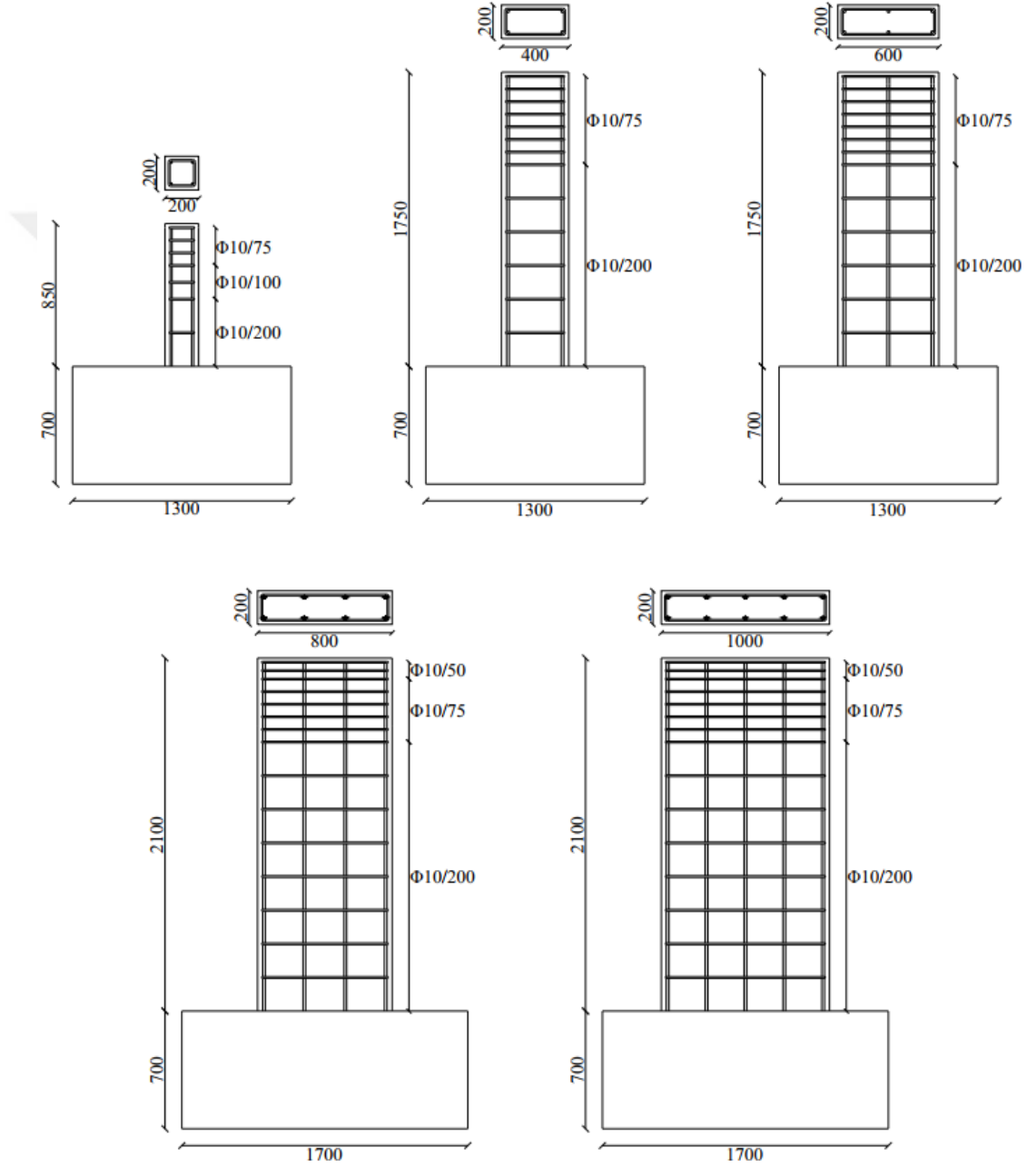
Enine donatılara bakıldığında, tüm numunelerde, 10 mm çaplı düz yüzeyli etriyeler kullanılmıştır. Bu etriyeler 90 derece kancaya ve 100 mm kanca boyuna sahiptir. Etriye aralığı 200 mm’dir. Etriyelerin dışından ölçülen net beton örtüsü 20 mm olarak tercih edilmiştir. Yüklemenin yapılacağı kolon üst bölgesinde önlem amacıyla enine donatılar nervürlü ve daha sık olarak uygulanmıştır.

Çizelge 2.2 : Numunelerin donatı özellikleri.

Numune adı	Boyuna donatı	ρ_L (%)	Enine donatı
C-1-60	4 Φ 12	1.13	Φ 10/200
C-2-35	4 Φ 16	1.01	Φ 10/200
C-2-60	6 Φ 16	1.01	Φ 10/200
C-4-35	8 Φ 16	1.01	Φ 10/200
C-4-60	10 Φ 16	1.01	Φ 10/200

Numune temellerinde herhangi bir hasar istenmediği için daha yüksek dayanımlı beton kullanımı tercih edilmiştir. Temel donatılarında 16 mm çaplı nervürlü donatı kullanılmıştır. Temel boyutlarında, ilk üç enkesit en-boy oranına sahip numunelerde

1300x900x700 mm, enkesit en-boy oranı 4 ve 5 olan numunelerde 1700x1300x700 mm boyutları kullanılmıştır. Numunelerin detayları Şekil 2.1’de verilmiştir (değerler mm cinsindedir).



Şekil 2.1 : Numunelerin çizimleri.

2.1.2 Malzeme özellikleri

2.1.2.1 Beton

Deney programında kolonlarda düşük dayanımlı beton kullanılacağı belirtilmişti. Düşük dayanımlı betonu elde edebilmek amacıyla çeşitli reçeteler denenmiş, tercih edilen beton karışım reçetesinin detayları Çizelge 2.3'te verilmiştir. Karışımda su/çimento oranı 1.1 olarak elde edilmiştir.

Çizelge 2.3 : Beton karışım detayları.

Malzeme	Miktar [kg/m ³]
1 numara agrega	752
Taş tozu	1124
Çimento CEM I 42,5	200
Su	220

Beton basınç dayanımının zamanla değişimini belirlemek üzere, üretim esnasında çok sayıda standart silindir numune alınmıştır. Silindir numunelere yapılan eksenel basınç deneyleri TS EN 12390-3'e (TSE, 2010) göre yapılmış, sonuçları Çizelge 2.4'te verilmiştir. Deneylerin başladığı tarih ile üretim tarihi arasında beş ay süre bulunmaktadır. İlk kolon testi yapılmadan önce 10 adet silindir numunede basınç testleri yapılmış ve ortalama 14.1 MPa beton basınç dayanımı elde edilmiştir. Deneylerin bitiminden bir ay sonra yapılan karot ve silindir numune sonuçlarına göre beton basınç dayanımında %4.3 artış olduğu görülmüştür.

Çizelge 2.4 : Beton basınç dayanımının zamana bağlı değişimi.

Gün	Örnek sayısı	Basınç dayanımı [MPa]	Standart sapma [MPa]
14	3	9.7	0.6
28	5	11.6	0.4
56	5	12.4	0.4
150	10	14.1	0.5
256	9	14.7	0.5

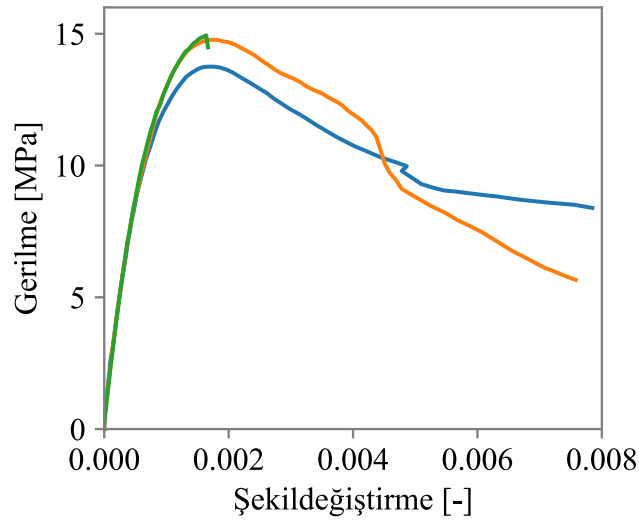
Numune temellerinde kullanılan beton basınç dayanımı C35 olarak tercih edilmiştir. Kolon testlerine başlangıç tarihinde üç silindir numuneden alınan sonuçlara göre ortalama 33.5 MPa basınç dayanımı elde edilmiştir.

Kolonlarda kullanılan betonun çekme dayanımını elde edebilmek amacıyla yarmada çekme deneyleri yapılmıştır. Beton dökümünden 256 gün sonra yapılan test sonuçlarına göre ortalama 1.27 MPa çekme dayanımı elde edilmiştir.

Kolonların numerik analizinde betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi kullanılacaktır. Üç silindir numuneye yapılan eksenel basınç deneyi ile gerilme-şekildeğiştirme değerleri elde edilmiştir. Deneyin yapıldığı düzenek ve numune üzerindeki enstrümantasyon Şekil 2.2’de gösterilmiştir. Sonuç olarak numunelerin beton basınç dayanımına karşılık gelen şekildeğiştirme değeri (ϵ_c) 0.0017, elastisite modülü (E_c) 19600 MPa, Poisson oranı 0.22 olarak bulunmuştur.



Şekil 2.2 : Silindir numune beton basınç testi.



Şekil 2.3 : Beton numunelere ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.

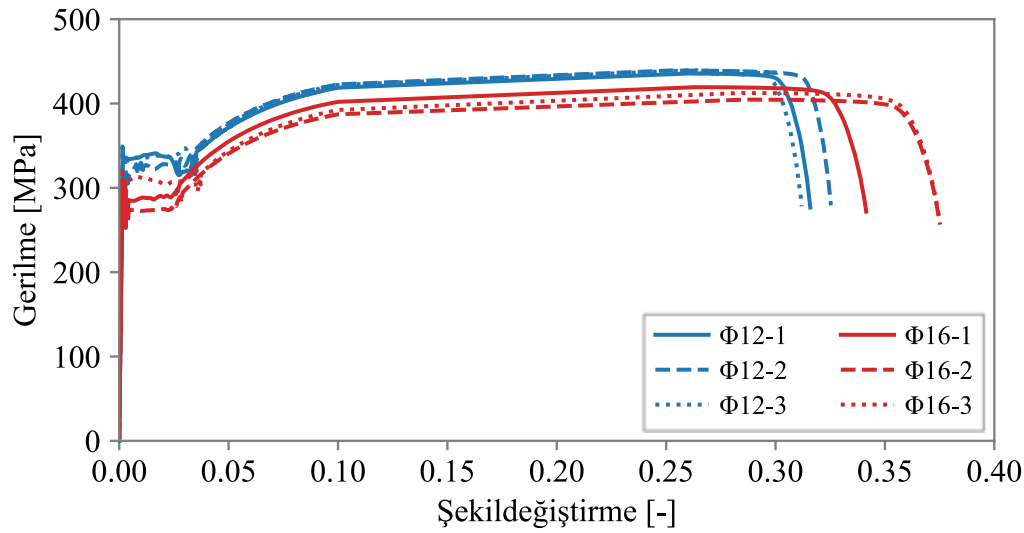
2.1.2.2 Çelik

Donatıların gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri donatı çekme deneyi yoluyla elde edilmiştir. Çekme deneyi düzeneği Şekil 2.4’te verilmiştir. Numunelerde kullanılan

tüm donatı çeşitlerinden üç adet numune alınmıştır. Deneyde donatıların şekil değiştirme ölçümü ekstansiyometre ile yapılırken, donatılar aktıktan belli bir süre sonra şekil değiştirme ölçümü test düzeneği tarafından yapılmıştır. Test sonuçlarından elde edilen kolon boyuna donatılarına ait gerilme-şekil değiştirme ilişkileri Şekil 2.5'te verilmiştir.



Şekil 2.4 : Donatı çekme testi.



Şekil 2.5 : Boyuna donatılara ait gerilme-şekil değiştirme ilişkileri.

Tüm donatılara ait ortalama mekanik özellikler Çizelge 2.5'te verilmiştir. Çizelgede verilen büyüklüklerden f_y akma dayanımını, f_u çekme dayanımını, ϵ_y akma şekil değiştirmesini, ϵ_f ise kopma dayanımına karşı gelen şekil değiştirme değerini ifade etmektedir.

Çizelge 2.5 : Donatıların mekanik özellikleri.

Donatı tipi	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ε_y [-]	ε_f [-]
Φ10 düz	338	433	0.0015	0.339
Φ12 düz	328	438	0.0015	0.318
Φ16 düz	291	412	0.0013	0.364
Φ16 nervürlü	486	610	0.0022	0.208

2.1.3 Numunelerin imalatı

Numunelerin üretimine temel ahşap kalıplarının hazırlanması ile başlandı. Temelleri deneyin yapılacağı platformdaki adaptör temele bağlayabilmek için temel kalıbında PVC boruların konulacağı 10 cm çapında boşluklar bırakıldı. Ardından hazırlanan temel ve kolon donatı kafesleri yerleştirildi (Şekil 2.6a). Bu işlemten sonra donatıların temel içinde kalan kısımlarındaki şekil değiştirme ölçerler yapıştırıldı. Beton dökümü soğuk derz oluşturmak amacıyla iki ayrı aşamada yapıldı. Temel betonunun dökümü yapıldıktan kolonun başlayacağı bölge pürüzlü olarak bırakıldı. Bu işlemten sonra kolondaki şekil değiştirme ölçerler yapıştırıldı (Şekil 2.6b).

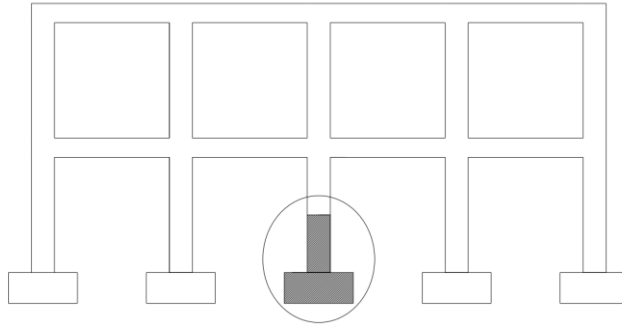


Şekil 2.6 : Numune üretimi: (a) donatı yerleşimi, (b) kolon-temel birleşim yüzeyi, (c)beton dökümü, (d) kürleme işlemi.

Temellerin beton dökümünden iki gün sonra kolonların beton dökümü yapılmıştır (Şekil 2.6c). Beton yerleşimi esnasında vibratör uygulanmıştır. Beton döküldükten sonra kürleme işleminde ıslak çuval bezi kullanılmıştır (Şekil 2.6d).

2.1.4 Deney düzeneği

Numuneler gerçek bir yapının zemin katının iç kısmındaki kolonlarını yansıtmaktadır (Şekil 2.7). Bu kolonlar deprem esnasında neredeyse sabit bir eksenel yüke maruz kalmaktadır (Sezen, 2002). Numunelere eksenel yük CFTMAK marka 2200 kN kapasiteli hidrolik krika aracılığıyla uygulanmıştır. Hidrolik krika üzerindeki yükleme girişini itmektedir. Bu yükleme girişi yüksek dayanımlı 4 adet ardermeli çelik çubuk aracılığıyla tutulmaktadır. Çubuklar ise temel ile kolonun birleşim seviyesindeki mafsallar tarafından tutulmaktadır. Mafsalların temel-kolon birleşim seviyesinde olması sayesinde eksenel yüklemekten kaynaklı ilave momentler elimine edilmiştir.

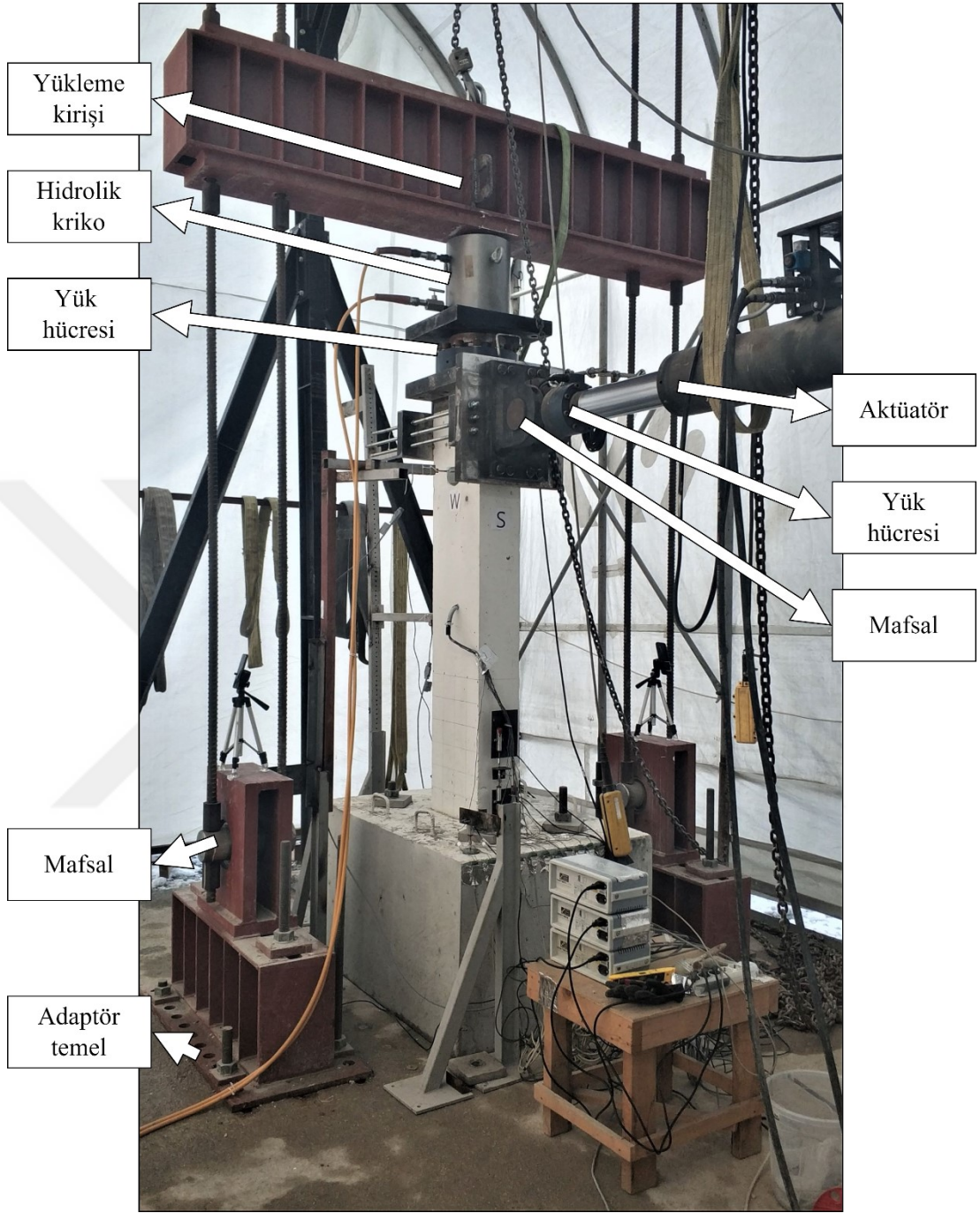


Şekil 2.7 : Numunelerin gerçek bir yapıdaki karşılığı.

Yatay yükleme, her iki yönde 400 mm yerdeğiştirme ve 300 kN yatay yük kapasitesine sahip TDG marka aktüatör ile sağlanmıştır. Bu aktüatör, güçlü bir reaksiyon duvarına bağlanmıştır. Bununla birlikte, uygulanacak yatay yükten dolayı temelde oluşabilecek ötelenme ve dönmeleri engellemek için numune temelleri çelik tijler aracılığıyla adaptör temele bağlanmıştır. Test düzeneği Şekil 2.8’de gösterilmektedir.

2.1.5 Yükleme protokolü

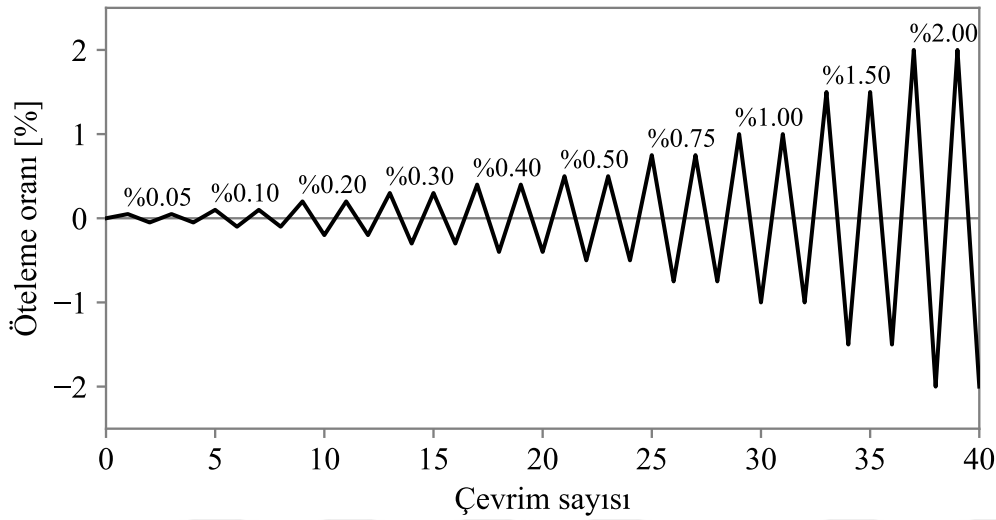
Numuneler yön değiştiren tekrarlı yatay yük ve sabit eksenel yük altında test edilmiştir. Yatay yükleme yerdeğiştirme kontrollü, eksenel yükleme manuel olarak yapılmıştır. Yatay yükleme hızı tüm numunelerde deney sonuna kadar 0.2 mm/s olarak sabit tutulmuştur. Numunelerin göçme anına kadar deneyler sürdürülmüştür.



Şekil 2.8 : Test düzeneği.

Deneylerde ACI 374.2R-13 (ACI, 2013) tarafından önerilen yön değiştiren tekrarlı yükleme esaslarına uyulmuştur. Bu standarda göre, yükleme adımları akma ötelemesi cinsinden tanımlanmıştır. Öteleme oranı, tepe ötelemesinin kolonun kesme açıklığına bölünmesine (Δ/L_s) eşittir. Akma öteleme oranı ise elemandaki plastik deformasyonlarının başlayacağı noktaya denk gelmektedir. Numuneler birbirinden farklı süneklik seviyeleri içerdikleri için, yükleme protokolüne referans olması

amacıyla en düşük süneklığe sahip olan C-5-60 numunesi ele alınmıştır. Bu numunenin teorik akma öteleme oranı %0.1 olarak hesaplanmıştır. İlk yükleme adımı akma öteleme oranının yarısı, ikinci yükleme adımı akma öteleme oranı, geriye kalan yükleme adımları da akma öteleme oranının katları olacak şekilde seçilmiştir. Numunelerde çok hızlı dayanım kaybı beklendiği için, her yükleme çevriminin iki defa tekrar edilmesi tercih edilmiştir. Tüm numunelere uygulanmış olan yükleme protokolü Şekil 2.9’da gösterilmektedir.



Şekil 2.9 : Yükleme protokolü.

Numunelerin eksenel yük kapasiteleri hesaplanırken donatıların katkısı ihmal edilip sadece betonun katkısı dikkate alınmıştır ($f_c \times b \times h$). Deneylere başlamadan önce ortalama beton basıncı olarak elde edilen 14.1 MPa değerine göre numunelere uygulanacak eksenel yük değerleri belirlenmiştir. Çizelge 2.6’da numunelere uygulanan eksenel yük değerleri verilmiştir.

Çizelge 2.6 : Numunelere uygulanan eksenel yük değerleri.

Numune adı	Eksenel yük oranı [%]	Eksenel yük [kN]
C-1-60	60	338
C-2-35	35	395
C-2-60	60	677
C-3-60	60	1015
C-4-35	35	790
C-4-60	60	1354
C-5-60	60	1692

2.1.6 Ölçüm aletleri

Numunelerdeki yük, şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmelerin ölçümü için sırasıyla yük hücreleri, şekildeğiştirme pulları ve lineer potansiyometreler kullanılmıştır. Uygulanan eksenel yükün ölçümü için CAS markalı 2000 kN kapasiteli yük hücresi, yatay yükün ölçümü için ise 300 kN kapasiteli yük hücresi kullanılmıştır.

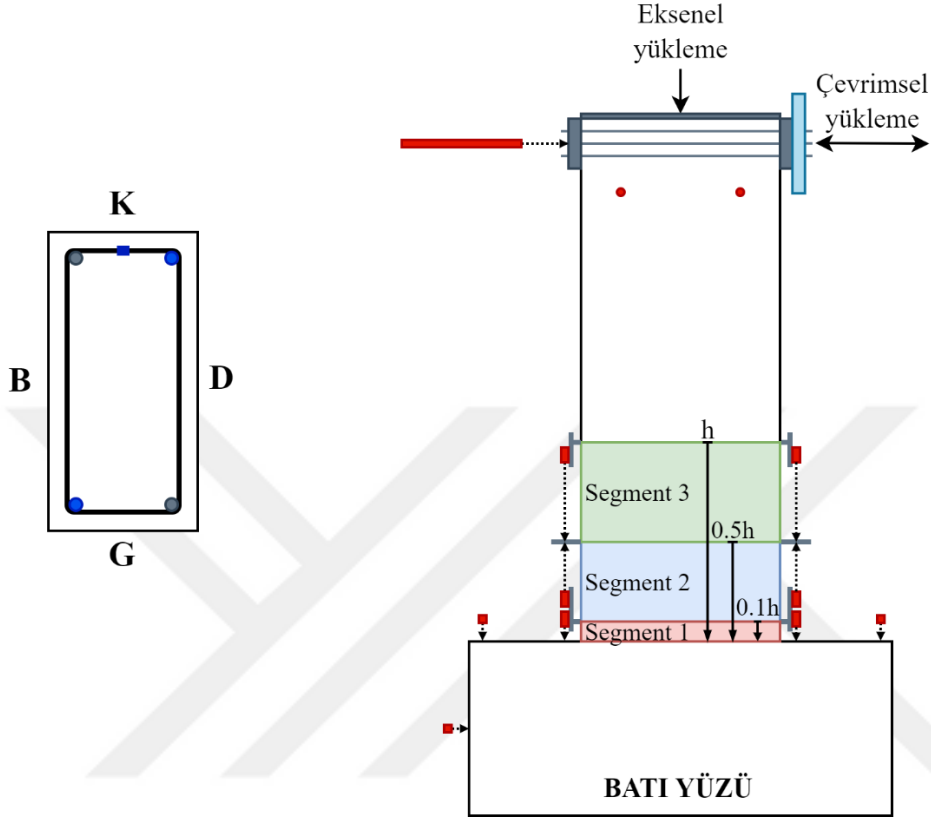
Boyuna donatı ve etriyelerdeki şekildeğiştirmeler Tokyo Measuring Instruments markasına ait YFLA-5 şekildeğiştirme pulları ile ölçülmüştür. Çizelge 2.7’de tüm numunelerdeki şekildeğiştirme pullarının yeri ve adeti gösterilmiştir. Çizelgede “d_b” boyuna donatı çapını ifade etmektedir. Şekildeğiştirme pulları iki çapraz boyuna donatıda kullanılmıştır (Şekil 2.10a). Güneybatı köşesindeki boyuna donatı temelden itibaren, kuzeydoğu köşesindeki boyuna donatıda ise sadece kolon seviyesinde şekildeğiştirme pulları bulunmaktadır. Çizelgedeki etriye sütununda, temel-kolon birleşiminden itibaren kaç adet etriyede şekildeğiştirme pulunun bulunduğu verilmiştir.

Çizelge 2.7 : Numunelerdeki şekildeğiştirme pullarının yeri ve adeti.

Numune adı	-20d _b	-10d _b	-5d _b	0.25h	0.50h	0.75h	1.00h	Etriye
C-1-60	1	1	1	2	2	-	2	1
C-2-35								
C-2-60	1	1	1	2	2	-	2	2
C-3-60								
C-4-35								
C-4-60	1	1	1	2	2	2	2	3
C-5-60								

Numunede oluşan global deformasyonlar ve lokal deformasyonların ölçümü için OPKON marka lineer potansiyometreler kullanılmıştır. Global deformasyonların (temel ötelenme ve dönme, kolon düzlem dışı, kolon tepe yerdeğiştirme) ölçümünde çelik direkler, lokal deformasyonların (kolon dönme ve kısalma) ölçümünde numune içine gömülen çelik çubuklar kullanılmıştır. Lokal ölçümlerde kullanılan potansiyometreler çelik çubuklara monte edilen çelik plakalar üzerine tutturulmuştur. Temel ötelenme ve dönme ölçümleri için 3 adet SLPS 25, kolonun düzlem dışı davranış ölçümü için enkesit en-boy oranı üçten küçük numunelerde 1 büyük numunelerde 2 adet SLPS 50, kolonun tepe yerdeğiştirmesinin ölçümü için 1 adet SLPT 400 modeli kullanılmıştır. Tüm kolonlardaki dönmeler üç farklı seviyede kaydedilmiştir. Bunlar sırasıyla 0.1h, 0.5h ve h seviyeleridir. Dönmelerin ölçümü için

6 adet SLPS 50 kullanılmıştır. (Şekil 2.10b). Lineer potansiyometre modellerinden sonra gelen sayılar ölçme boyuna karşılık gelmektedir. Deneylerde alınan tüm ölçümler dört adet 8 kanallı TDG Testbox 1001 veri toplayıcısıyla kaydedilmiştir.



Şekil 2.10 : Ölçüm düzeni: (a) enkesit en-boy oranı iki olan kesit ait şekildegıştırme ölçer pozisyonları (b) enkesit en-boy oranı dört olan numuneye ait lineer potansiyometre pozisyonları.

2.2 Deney Sonuçları

2.2.1 Giriş

Bu bölümde yapılan deneylerin sonuçları ele alınmıştır. Her bir numunede ilk olarak hasar gelişimi ve göçmenin nerede gerçekleştiği açıklanmıştır. Hasar tespiti her yüklem adımında hedef yerdegıştırmeye varıldığında ve yatay yükün sıfır olduğu noktalarda yapılmıştır. İtme yönündeki çatlaklar mavi, çekme yönündeki çatlaklar kırmızı, düşey çatlaklar siyah renklerle çizilmiştir. Çatlak ölçümleri düşey olmayan çatlaklarda yapılmıştır.

Numunelerin yatay yük-öteleme oranı grafikleri, zarf eğrisi ve hasar gelişimini gösteren işaretleyicilerle birlikte verilmiştir. Ayrıca, itme ve çekme yönlerinde elde edilen maksimum yatay yükler ve bu yüklerin görüldüğü yüklem adımları

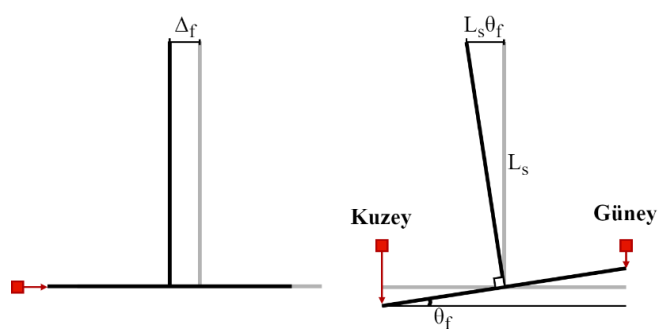
belirtilmiştir. Numunelerin dayanım kaybetmeye başladığı andan itibaren hasarlar hızla artmakta ve lokal deformasyon ölçümünün sağlıklı yapılamamasına yol açmaktadır. Bu sebepten dolayı bazı numunelerin moment-dönme ve moment-eğrilik ilişkilerinde tuhaflıklar görülmüştür.

Bu bölümün sonunda numunelerin yatay yük-öteleme oranı, yerdeğiştirme bileşenleri, rijitlik azalımı, enerji sönümleme ilişkileri, süneklik değerleri ve hasar durumları toplu şekilde incelenmiştir.

Numune alt başlıklarına geçmeden önce deney verileri üzerinde yapılan düzenlemeler ve elde edilen yeni ifadeler değinilmiştir. Öncelikle, yerdeğiştirme ve kuvvet düzenlemeleri ele alınmıştır. Ardından, kolon lokal yerdeğiştirmelerinden ortalama dönmeler ve eğrilikler elde edilmiştir. Bu ifadeler yerdeğiştirme bileşenleri elde edilirken kullanılmıştır.

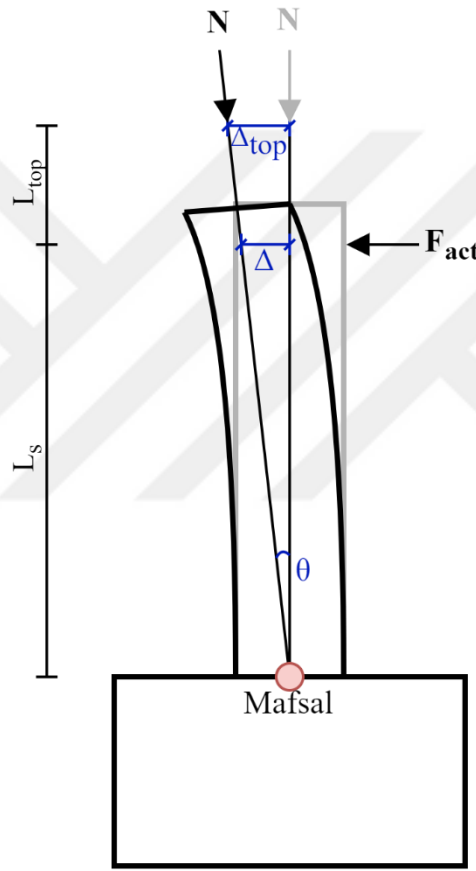
2.2.1.1 Düzeltmeler

Numunelere ait grafiklerde görülen kuvvet/moment ile öteleme/öteleme oranı değerlerinin neye karşılık geldiğinin açıkça verilmesi önemlidir. Kolonun tepe ötelemesi direkt olarak bir potansiyometre ile ölçülmesine karşın, temelde oluşan ufak deformasyonlar, ölçülen tepe ötelemesi değerine katkıda bulunmaktadır. Denklem 2.1’de ham tepe yerdeğiştirmesi, temelde oluşan öteleme ve dönmenin yarattığı tepe yerdeğiştirmesinden çıkarılmıştır (Şekil 2.11). Sonuç olarak, grafiklerde görülen yerdeğiştirme ya da öteleme oranı değerlerinin saf olarak kolona ait olması sağlanmıştır. Temelde ölçülen öteleme ve dönme etkilerinin kolonun tepe öteleme oranına katkısı C-4-35 numunesinde %0.05 (1 mm), diğer tüm numunelerde %0.02’ye eşit ya da küçüktür.

$$\Delta = \Delta_{raw} - \Delta_f - L_s \theta_f \quad (2.1)$$


Şekil 2.11 : Temelde oluşan yerdeğiştirme ve dönme (abartarak çizilmiştir).

PEER (Berry ve diğ, 2004), numunelerde rapor edilen kuvvet değerini taban momentinden elde etmektedir. Deney düzeneği, eksenel yüklemeden kaynaklanan ikinci mertebe moment etkilerinin oluşmasını engellemektedir (Şekil 2.12). Denklem 2.2’de taban momenti ifadesi elde edilmiştir. Denklem 2.3’te yapılan küçük açı teoremi kabulüyle, denklem 2.2’de sadeleştirmeye gidilmiştir. Sonuç olarak, taban momenti direkt olarak aktüatörün uyguladığı kuvvetten elde edilmektedir. Grafiklerinde görülen moment ifadesi taban momentine, kuvvet ifadesi ise denklem 2.4’te gösterildiği gibi aktüatörün uyguladığı kuvvet değerine denk gelmektedir.



Şekil 2.12 : Eksenel yük etkisi (abartarak çizilmiştir).

$$M_{base} = F_{act}L_s + (N \cos \theta)\Delta_{top} - N \sin \theta (L_s + L_{top}) \quad (2.2)$$

$$M_{base} \cong F_{act}L_s + N\Delta_{top} - N \frac{\Delta_{top}}{(L_s + L_{top})} (L_s + L_{top}) = F_{act}L_s \quad (2.3)$$

$$F = \frac{M_{base}}{L_s} = \frac{F_{act}L_s}{L_s} = F_{act} \quad (2.4)$$

2.2.1.2 Yerdeğiştirme bileşenleri

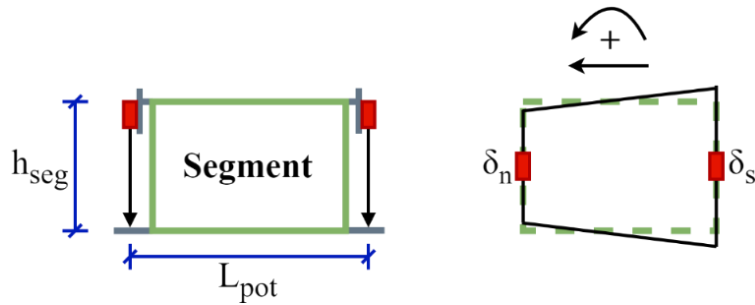
Kolon tepe yerdeğiştirmesi üç mekanizmadan kaynaklanmaktadır. Bunlar sırasıyla, eğilme, donatı sıyrılması ve kesme mekanizmalarıdır (Setzler ve Sezen, 2008). Bu çalışmada, her bir mekanizmanın yarattığı yerdeğiştirmeler ayrı ayrı gösterilecektir. Eğilme ve sıyrılma yerdeğiştirme bileşenlerinin elde edilebilmesi için öncelikle ölçüm alınan bölgelerdeki ortalama dönme değerleri hesaplanmıştır.

Kolon üzerindeki üç segmentte lokal deformasyonlar ölçülmüştür (Şekil 2.10). Birinci segment temel ile 0.1h, ikinci segment 0.1h ile 0.5h, üçüncü segment 0.5h ile h seviyeleri arasındaki deformasyonları ölçmektedir. Lineer potansiyometrelerden kaydedilen uzama ve kısalma değerleri, ilgili segmente ait ortalama dönme (denklem 2.5), ortalama eğrilik (denklem 2.6) ve ortalama düşey şekildeğiştirme (denklem 2.7) değerlerinin elde edilmesinde kullanılmıştır. (Şekil 2.13).

$$\theta_{ave} = \frac{\delta_s - \delta_n}{L_{pot}} \quad (2.5)$$

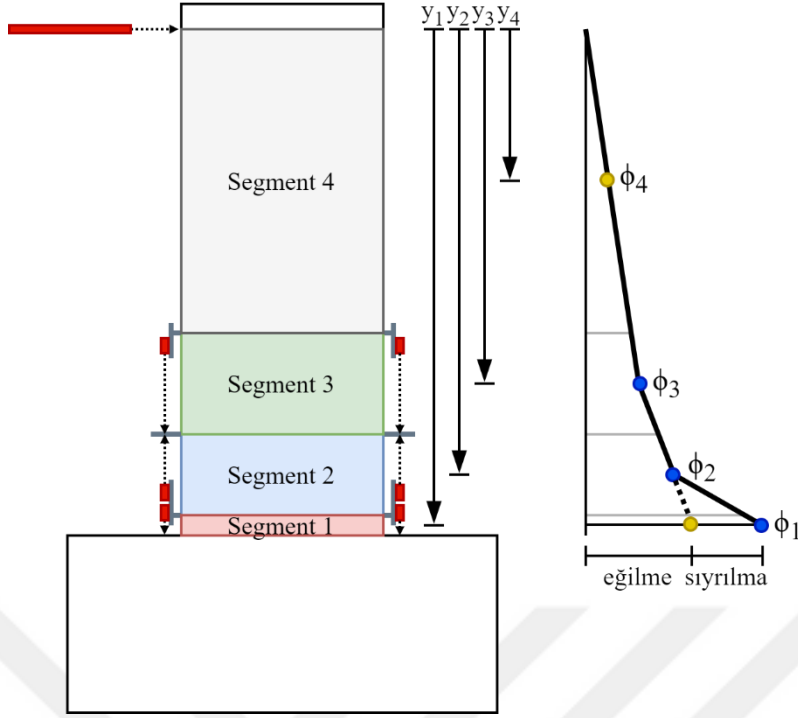
$$\phi_{ave} = \frac{\theta_{ave}}{h_{seg}} \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{vave} = \frac{0.5(\delta_s + \delta_n)}{h_{seg}} \quad (2.7)$$



Şekil 2.13 : Lokal segment üzerindeki deformasyon.

Üç segmente ait dönme ve eğrilikler elde edildikten sonra, ilk olarak kolon üzerinde lokal ölçümün yapılmadığı h-L_s seviyesindeki eğrilik için, ikinci olarak birinci segmentte bir arada bulunan eğilme ve sıyrılma eğriliklerini birbirinden ayırmak için interpolasyon işlemleri yapılmıştır (Şekil 2.14).



Şekil 2.14 : Ortalama eğrilikler.

Kolon tepe yerdeğiştirmesi üç mekanizmanın toplamı olarak denklem 2.8’deki gibi gösterilebilir.

$$\Delta = \Delta_{\text{flexure}} + \Delta_{\text{slip}} + \Delta_{\text{shear}} \quad (2.8)$$

Eğilme mekanizmasının kolon tepe yerdeğiştirmesine katkısı, kolon yüksekliği boyunca eğriliklerin integrali alınarak hesaplanabilir. Bu ifadenin basitleştirilmiş hali ortalama dönmeler cinsinden verilebilir (denklem 2.9). Segmentlere ait ortalama dönmeler ile yüklemenin yapıldığı noktadan segment merkezine ölçülen düşey mesafelerin çarpımı sonucu vermektedir.

$$\Delta_{\text{flexure}} = \int_0^{L_s} \phi y dy = \sum \theta_i y_i \quad (2.9)$$

Eğer birinci segmentte eğilme ve sıyrılmadan kaynaklı dönmeler ayrıştırılmazsa, denklem 2.9’un kullanımı, eğilme ve sıyrılmadan kaynaklı dönmenin tepe yerdeğiştirmesine katkısını vermektedir (denklem 2.10).

$$\Delta_{\text{flexure}} + \Delta_{\text{slip}} = \theta_1 y_1 + \theta_2 y_2 + \theta_3 y_3 + \theta_4 y_4 \quad (2.10)$$

Donatı sıyrılmasından kaynaklı dönmeyi elde etmek amacıyla yapılan interpolasyon işlemiyle birinci segmentteki eğrilik, eğilme ve sıyrılma eğriliği olarak ikiye ayrılmıştır. Aşağıdaki denklemlerde sıyrılma dönmesi ve yerdeğiştirmesinin elde edilişi gösterilmiştir.

$$\phi_{1slip} = \phi_1 - \phi_{1flexure} \quad (2.11)$$

$$\theta_{slip} = \phi_{1slip} \cdot 0.1h \quad (2.12)$$

$$\Delta_{slip} = \theta_{slip} \cdot L_s \quad (2.13)$$

Denklem 2.10'daki ifade kullanılarak sadece eğilmeden kaynaklı yerdeğiştirme aşağıdaki denklemde gösterildiği gibi bulunabilir.

$$\Delta_{flexure} = \theta_1 y_1 + \theta_2 y_2 + \theta_3 y_3 + \theta_4 y_4 - \Delta_{slip} \quad (2.14)$$

Numunelerin enstrümantasyonunda kesme deformasyonlarının ölçümüne yönelik herhangi bir alet kullanılmamıştır. Bu mekanizmanın tepe yerdeğiştirmesine olan katkısını bulmak amacıyla, kesme yerdeğiştirmesi dolaylı olarak denklem 2.15'te gösterildiği gibi hesaplanmıştır.

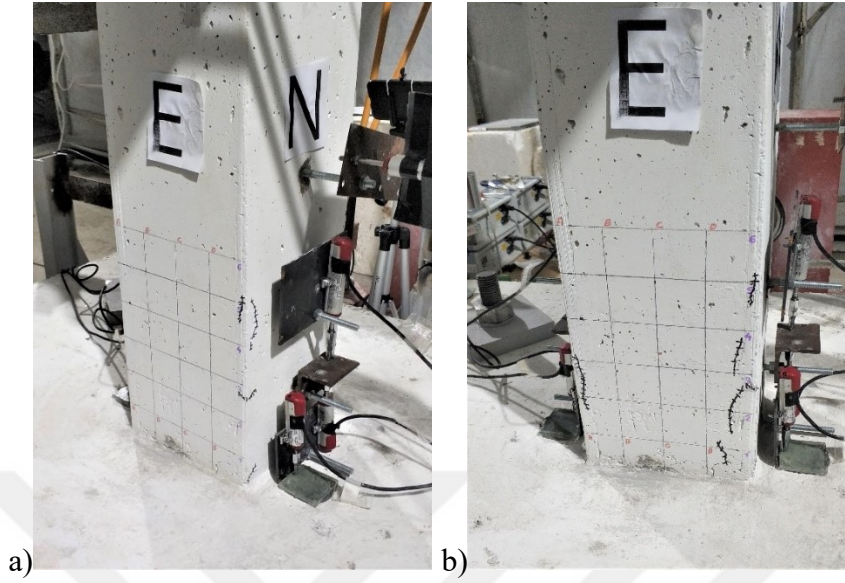
$$\Delta_{shear} = \Delta - (\Delta_{flexure} + \Delta_{slip}) \quad (2.15)$$

2.2.2 C-1-60

C-1-60 numunesinin deney boyunca kaydedilen eksenel yük değerlerine bakıldığında, uygulanan eksenel yük oranı ortalamasının %60.03, standart sapmasının %0.32 olduğu görülmüştür (Şekil A.1a).

Numunede gözlenen ilk hasar, %0.4 öteleme oranında oluşan kabuk beton ezilmesidir. Yükleme adımlarına devam edildikçe yeni ezilme hasarlarının oluşumu gözlemlenmiştir. Kabuk beton dökülmesi ve donatı burkulması %1.0 öteleme oranının ikinci çevriminde yaşanmıştır. Numunede yüksek eksenel yük gerilmelerinden kaynaklı olarak, herhangi bir eğilme çatlağı gözlemlenmemiştir. Numune %1.0 öteleme oranı çevrimini tamamladıktan sonra, yeni yükleme adımı olan %1.5 öteleme oranına geçmek üzereyken düşey yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. Numuneye ait hasar gelişimi fotoğrafları Şekil 2.15'te, deney sonu ise fotoğrafları Şekil 2.16'da

verilmiştir. Numunedeki hasarın 1.25h seviyesine kadar olan bölgede yoğunlaştığı görülmektedir.



Şekil 2.15 : C-1-60 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.4 b) %0.75 öteleme oranı.



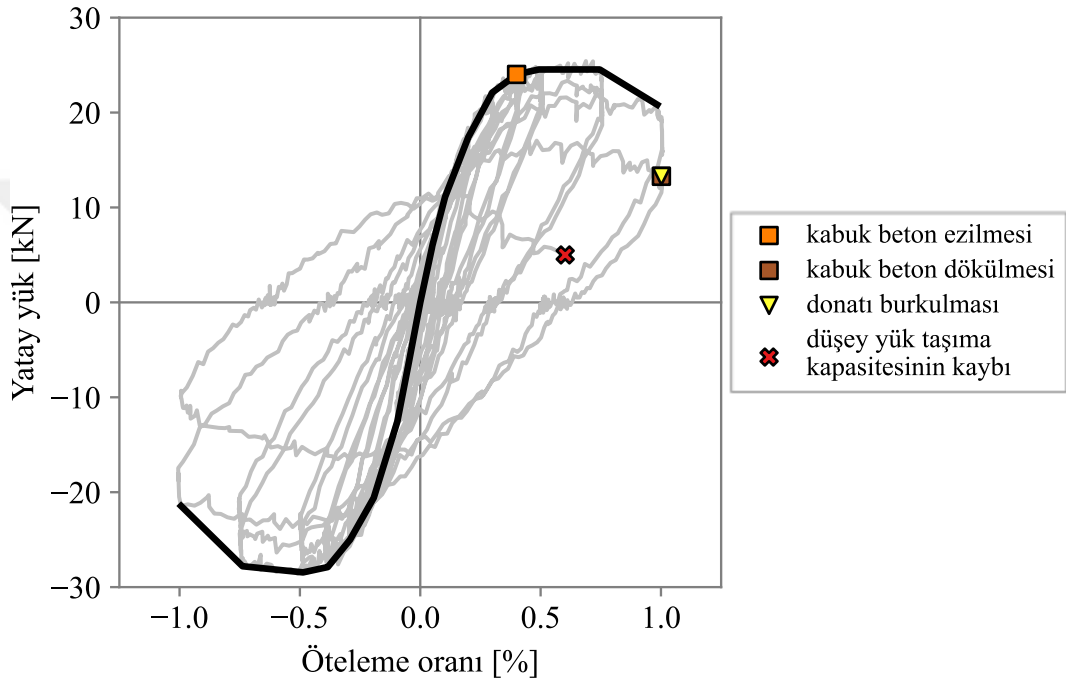
Şekil 2.16 : C-1-60 numunesinin deney sonu fotoğrafları.

Numunenin yatay yük-öteleme oranı ilişkisi Şekil 2.17’de verilmiştir. İtme yönünde maksimum 25.4 kN, çekme yönünde maksimum 28.6 kN yatay yük değerleri okunmuştur. İtme yönündeki değere %0.75, çekme yönündeki değere %0.50 öteleme oranı çevriminde varılmıştır.

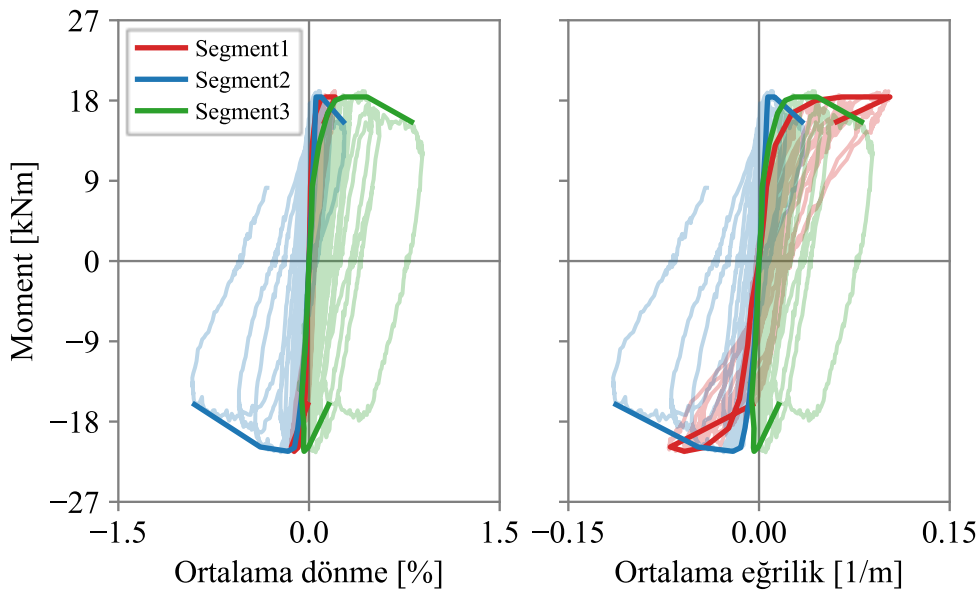
Numunenin yatay yük dayanımı %1.00 öteleme oranının ilk çevriminden sonra büyük ölçüde azalmıştır. Moment dönme ve eğrilik ilişkileri ile eksenel deformasyonlarla ilgili ölçümler bu noktaya kadar verilmiştir. Moment dönme ve eğrilik ilişkileri

incelendiğinde, çekme yönünde ikinci segmentte itme yönünde ise üçüncü segmentte lokal deformasyonların yoğunlaştığı görülmektedir (Şekil 2.18).

Numune ikinci segmentte -0.012, üçüncü segmentte -0.006 aksel şekildeğiştirme seviyelerine ulaşmıştır (Şekil A.2a). Bu durum numunenin ne seviyede kısaldığına açık bir göstergesidir. Boyuna donatılardaki şekildeğiştirmeler incelendiğinde, 0.25h ve 0.5h seviyelerindeki şekildeğiştirme pullarının basınç altında aktıkları görülmektedir (Şekil A.3a).

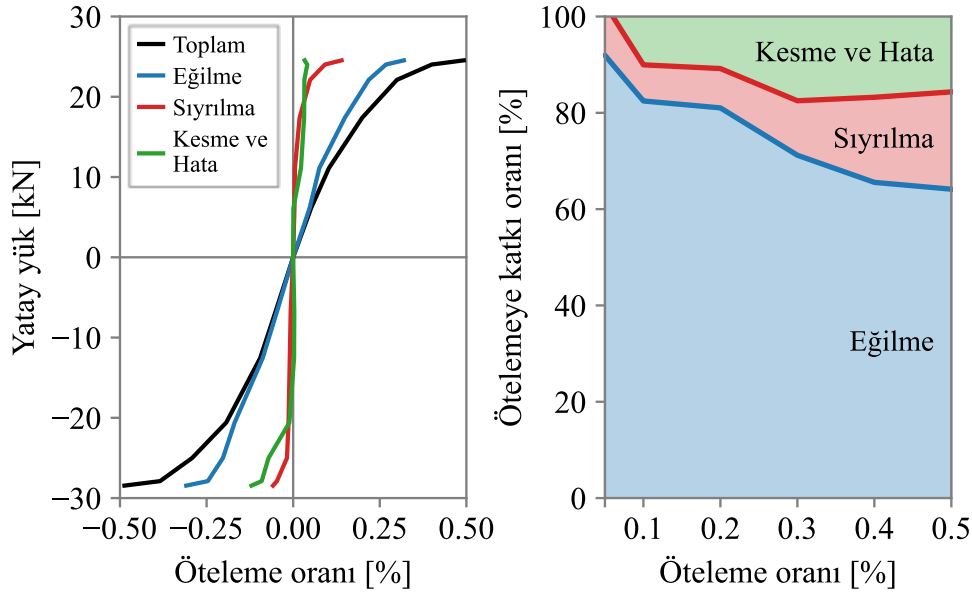


Şekil 2.17 : C-1-60 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.



Şekil 2.18 : C-1-60 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri.

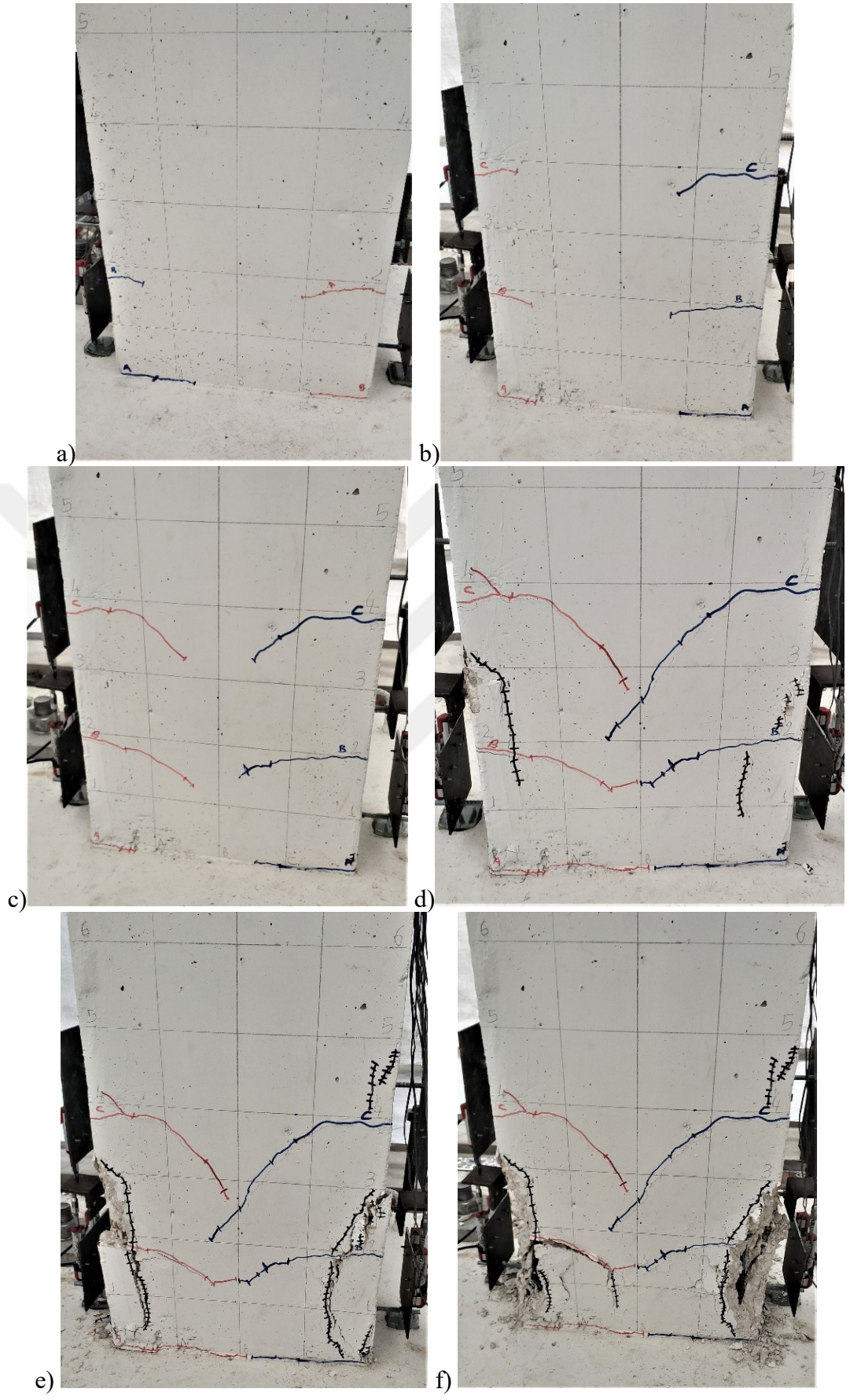
Numunenin yerdeğiştirme bileşenleri incelendiğinde, başlangıçta eğilme davranışının baskınlığı göze çarpmaktadır (şekil 2.19). Dayanımına ulaşıldığı andaki yerdeğiştirmenin %64'ünü eğilme, %20'sini sıyrılma, %16'sını kesme ve hata bileşenleri teşkil etmektedir.



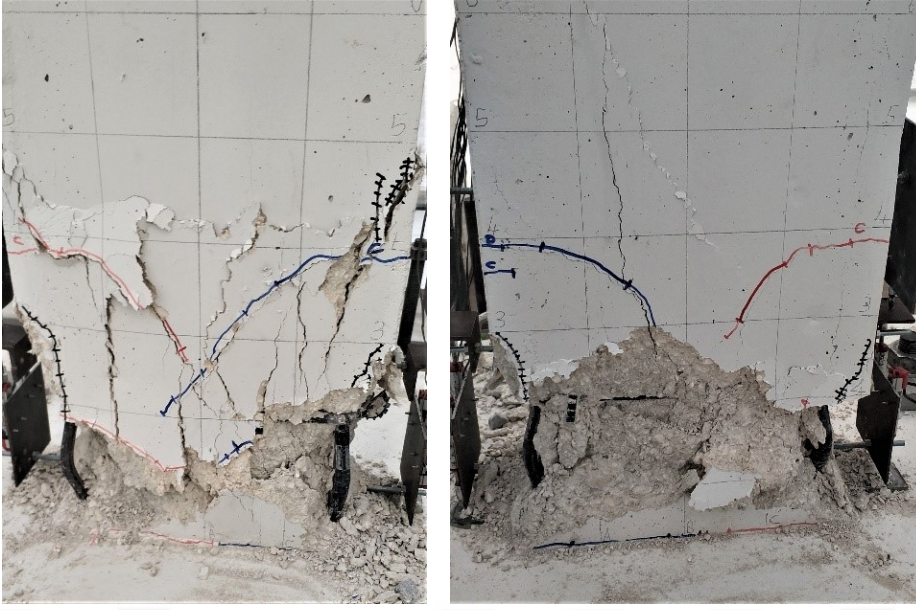
şekil 2.19 : C-1-60 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.

2.2.3 C-2-35

C-2-35 numunesinin deney boyunca kaydedilen eksenel yük değerlerine bakıldığında, uygulanan eksenel yük oranı ortalamasının %35.03, standart sapmasının %0.16 olduğu görölmüştür (şekil A.1b). Numunede gözlenen ilk hasar, %0.2 öteleme oranında oluşan, temel-kolon birleşiminde meydana gelen çatlaklardır. Bu çatlaklar, boyuna donatıların sıyrılmasından kaynaklanmaktadır. %0.3 öteleme oranında 0.5h seviyesinde, %0.4 öteleme oranında h seviyesinde eğilme çatlakları oluşmuştur. %0.5 öteleme oranında var olan bu eğilme çatlaklarının kesme gerilmeleri etkileriyle kolon ortasına doğru 45 derecelik açı yaparak büyüdükleri gözlemlenmiştir. Numunede gözlemlenen ilk kabuk beton ezilmesi %0.75 öteleme oranında, ilk kabuk beton dökölmesi ise %1.5 öteleme oranının ikinci çevriminde gerçekteşmiştir. Numune %2.0 öteleme oranının ilk çevrimini tamamladıktan sonra boyuna donatıların burkulmaya başladığı gözlemlenmiştir. Numune yeni yükleme adımı olan %2.5 öteleme oranına geçmek üzereyken düşey yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. Numuneye ait hasar gelişimi fotoğrafları şekil 2.20'de, deney sonu fotoğrafları ise şekil 2.21'de verilmiştir. Numunede gözlemlenen hasarlar h seviyesine kadar ulaşsa da yoğunlaşmanın 0.75h seviyesinin altındaki bölgede olduğu görölmektedir.



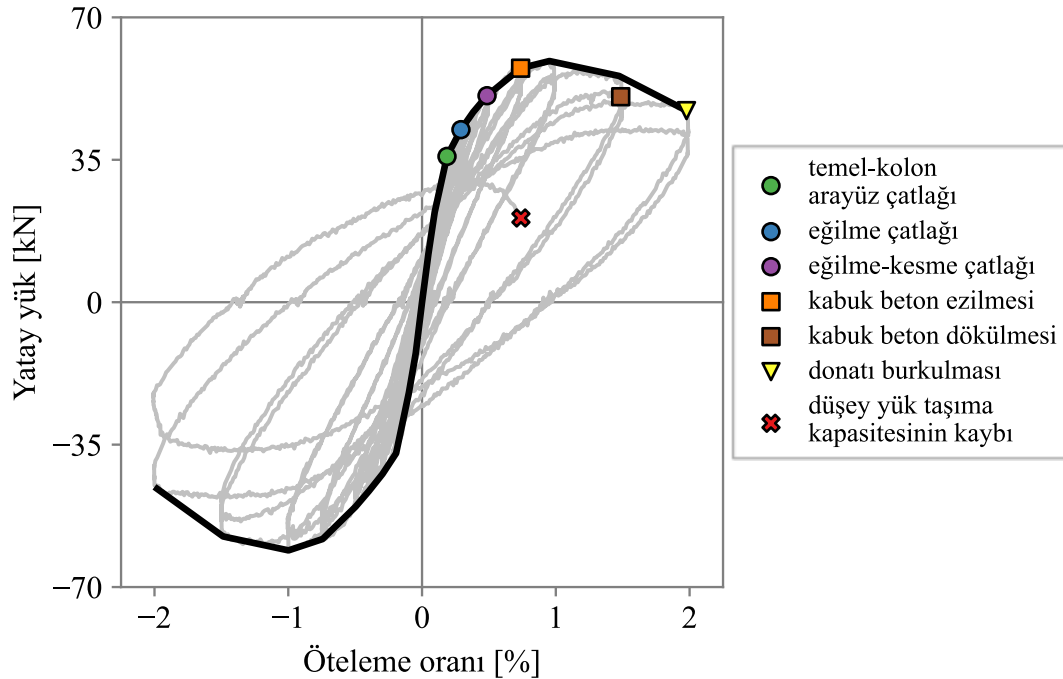
Şekil 2.20 : C-2-35 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.3 b) %0.4 c) %0.5 d) %1.00 e) %1.50 f) %2.0 öteleme oranı.



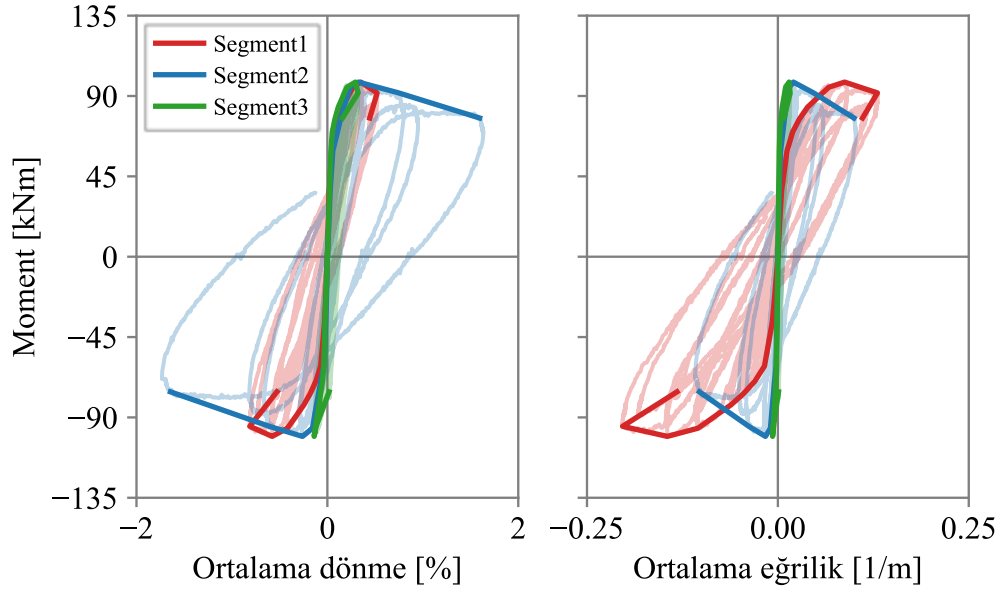
Şekil 2.21 : C-2-35 numunesinin deney sonu fotoğrafları.

Numunenin yatay yük-öteleme oranı grafiği Şekil 2.22’de verilmiştir. İtme yönünde maksimum 59.4 kN, çekme yönünde maksimum 61.0 kN yatay yük değerleri okunmuştur. Her iki değere de %1.00 öteleme oranı çevriminde varılmıştır.

Moment dönme ve eğrilik ilişkileri ile eksenel deformasyonlarla ilgili ölçümler, %2.00 öteleme oranının ilk çevrimini tamamladığı noktaya kadar verilmiştir. Moment dönme ilişkisine bakıldığında, hasar ilerledikten sonra dönmelerin ikinci segmentte yoğunlaştığı görülmektedir (Şekil 2.23).



Şekil 2.22 : C-2-35 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.

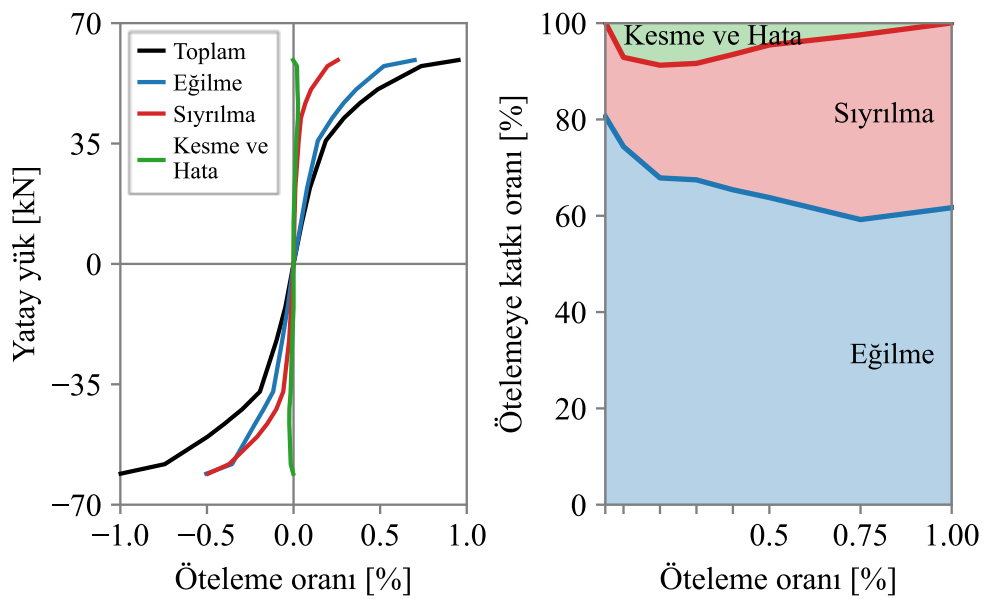


Şekil 2.23 : C-2-35 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri.

Numune ikinci segmentte -0.012, üçüncü segmentte pozitif aksenal şekil değiştirme seviyelerine ulaşmıştır (Şekil A.2b). Bu durum hasarın ikinci segmentte yoğunlaştığını gösteren bir başka göstergedir.

Boyuna donatılardaki şekil değiştirmelere bakıldığında, ilk akma 0.25h seviyesindeki şekil değiştirme pulunda basınç kaynaklı yaşanmıştır (Şekil A.3b).

Numunenin yer değiştirme bileşenleri incelendiğinde başlangıçta %81 ile %19 katkı oranlarında olan eğilme ve sıyrılma bileşenleri, dayanıma ulaşıldığında %62 ile %38 oranlarındadır (Şekil 2.24).



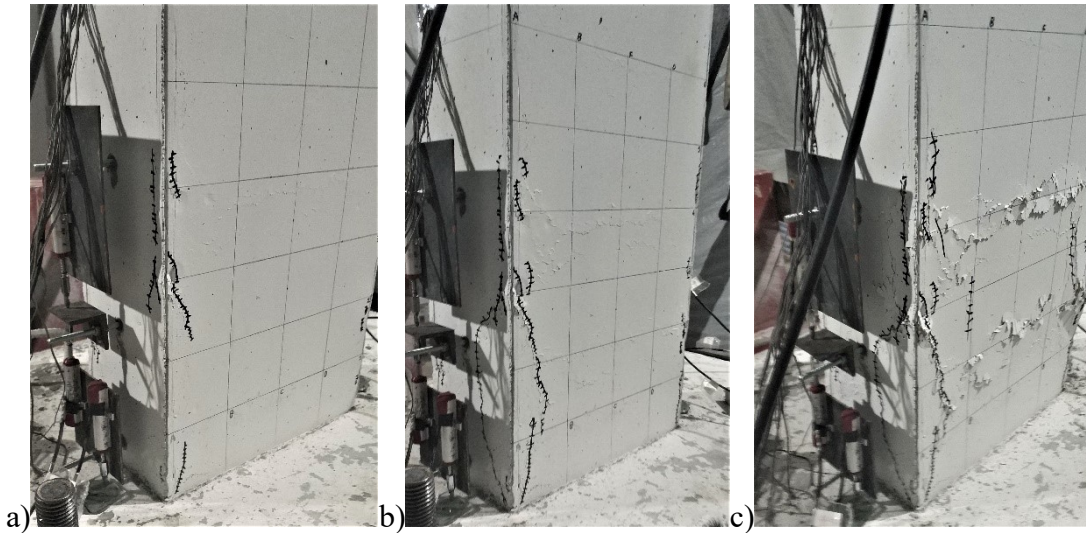
Şekil 2.24 : C-2-35 numunesinin yer değiştirme bileşenleri.

2.2.4 C-2-60

C-2-60 numunesinin deney boyunca kaydedilen eksenel yük değerlerine bakıldığında, uygulanan eksenel yük oranı ortalamasının %59.96, standart sapmasının %0.13 olduğu görülmüştür (Şekil A.1c).

Numunede gözlenen ilk hasar, %0.4 öteleme oranında oluşan kabuk beton ezilmesidir. Yükleme adımlarına devam edildikçe yeni ezilmelerin oluşumu ve var olan ezilmelerin büyümesi gözlemlenmiştir. Kabuk betonun dökülmesi %0.75 öteleme oranında yaşanmıştır. Numunede yüksek eksenel yük gerilmelerinden kaynaklı olarak, herhangi bir eğilme çatlağı gözlemlenmemiştir. Numune %0.75 öteleme oranı ikinci çevrimini tamamlamak üzereyken düşey yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. Numuneye ait hasar gelişimi fotoğrafları Şekil 2.25'te, deney sonu fotoğrafı ise Şekil 2.26'da verilmiştir. Numunede gözlemlenen hasarların h seviyesinde yoğunlaştığı görülmektedir.

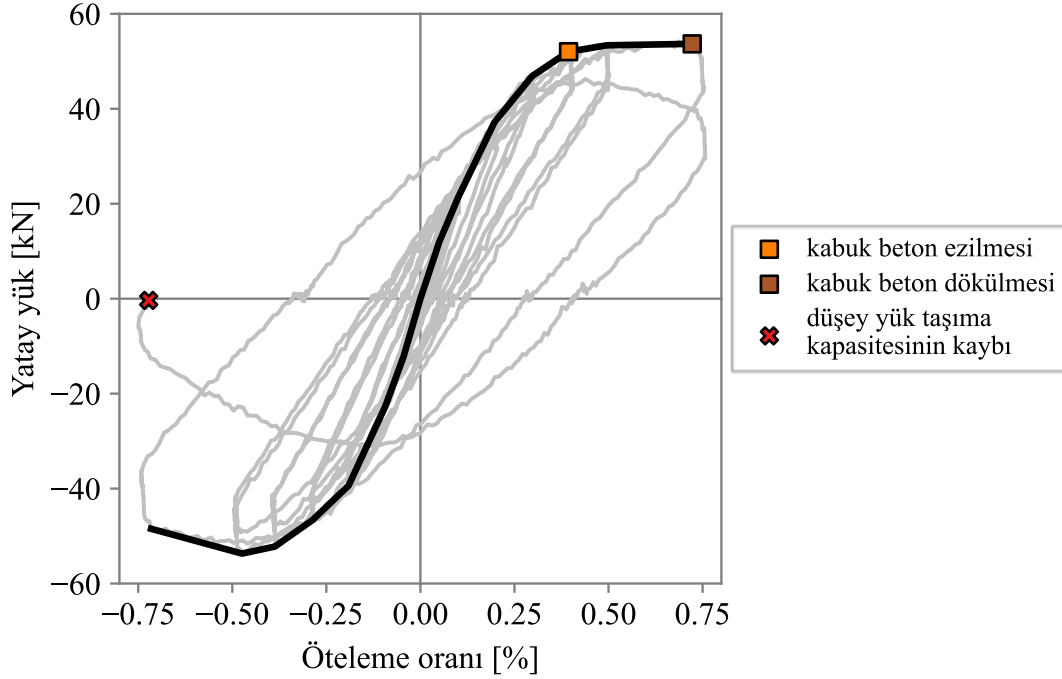
Numunenin yatay yük-öteleme oranı grafiği Şekil 2.27'de verilmiştir. İtme yönünde maksimum 54.2 kN, çekme yönünde maksimum 53.7 kN yatay yük değerleri okunmuştur. İtme yönündeki değere %0.75, çekme yönündeki değere %0.50 öteleme oranı çevriminde varılmıştır.



Şekil 2.25 : C-2-60 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.4 b) %0.5 c) %0.75 öteleme oranı.



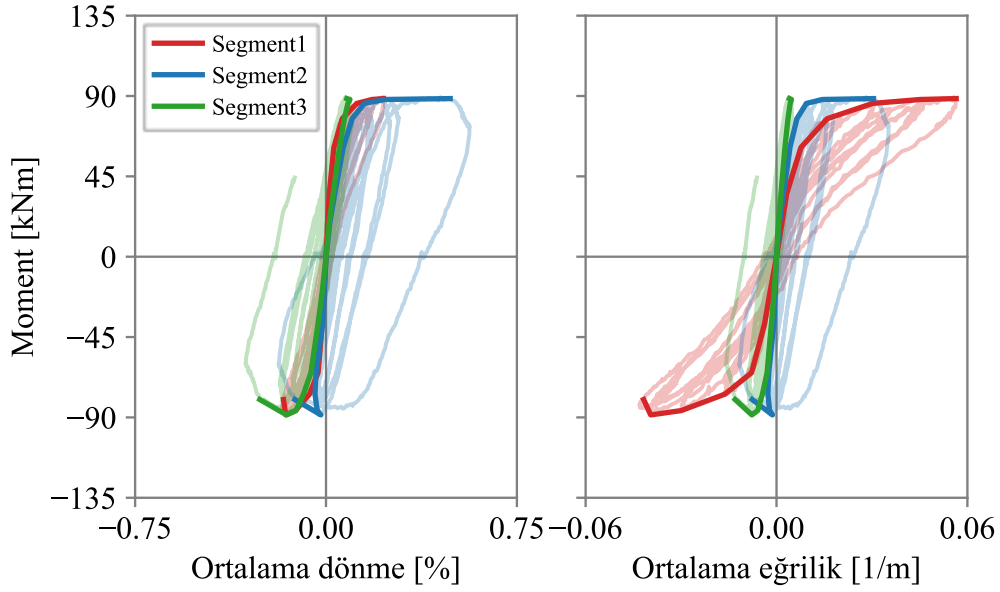
Şekil 2.26 : C-2-60 numunesinin deney sonu fotoğrafı.



Şekil 2.27 : C-2-60 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.

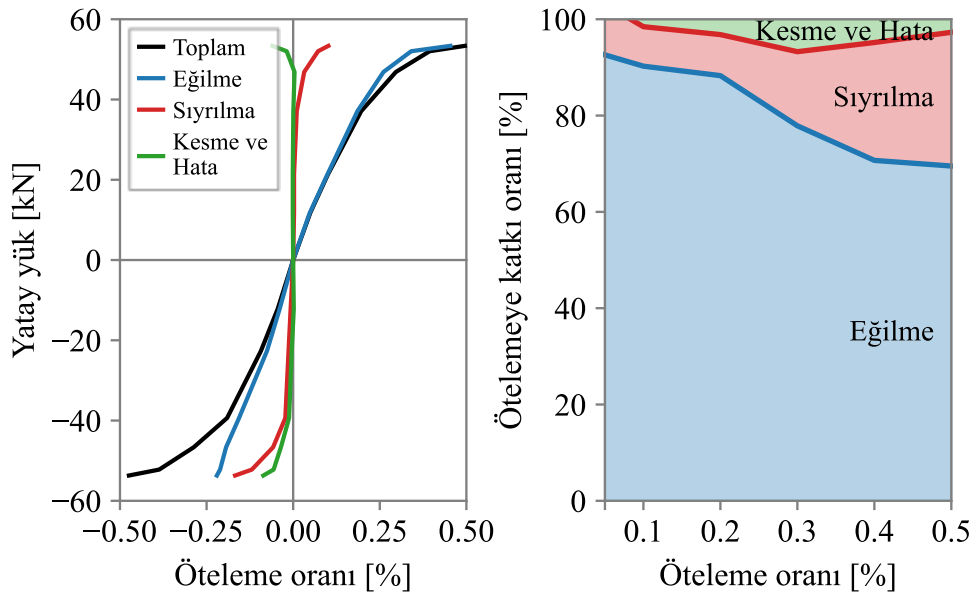
Moment dönme ve eğrilik ilişkileri (Şekil 2.28) ile eksenel deformasyonlarla ilgili ölçümler, %0.75 öteleme oranının ilk çevrimini tamamladığı noktaya kadar verilmiştir. Numune ikinci segmentte -0.01 eksenel şekildeğiştirmeyi aşarken, üçüncü segmentte -0.002 eksenel şekildeğiştirmeyi aşmamıştır (Şekil A.2c).

Boyuna donatılardaki şekildeğiştirmeler incelendiğinde, ilk olarak 0.5h ardından 0.25h seviyelerindeki şekildeğiştirme pullarının basınç altında aktıkları görülmektedir (Şekil A.3c).



Şekil 2.28 : C-2-60 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri.

Numunenin yerdeğiştirme bileşenleri incelendiğinde, başlangıçta eğilme davranışının baskınlığı göze çarpmaktadır (Şekil 2.29). Dayanımına ulaşıldığı andaki yerdeğiştirmenin %69'unu eğilme, %28'ini sıyrılma, %3'ünü kesme ve hata bileşenleri teşkil etmektedir.

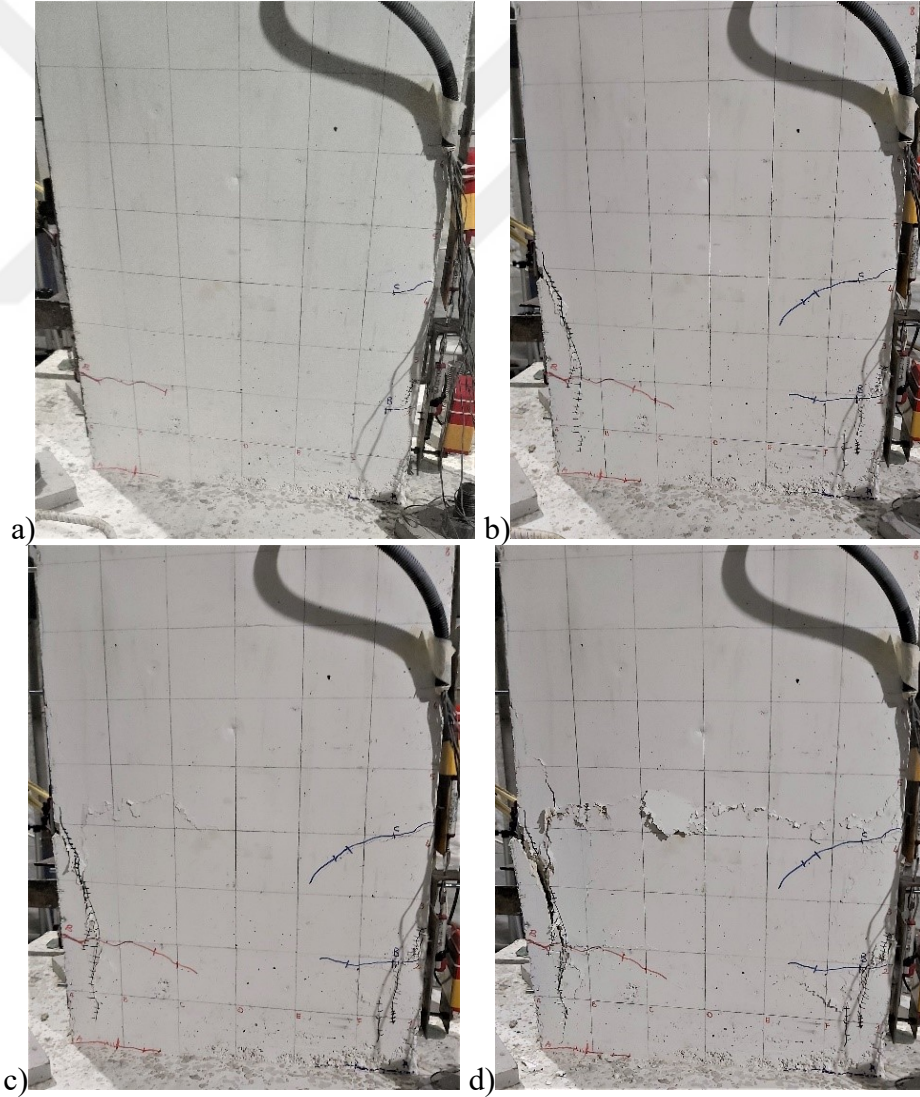


Şekil 2.29 : C-2-60 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.

2.2.5 C-3-60

C-3-60 numunesinin deney boyunca kaydedilen eksenel yük değerlerine bakıldığında, uygulanan eksenel yük oranı ortalamasının %59.96, standart sapmasının %0.13 olduğu görülmüştür (Şekil A.1d). Numunede gözlenen ilk hasarlar, %0.3 öteleme oranının ilk

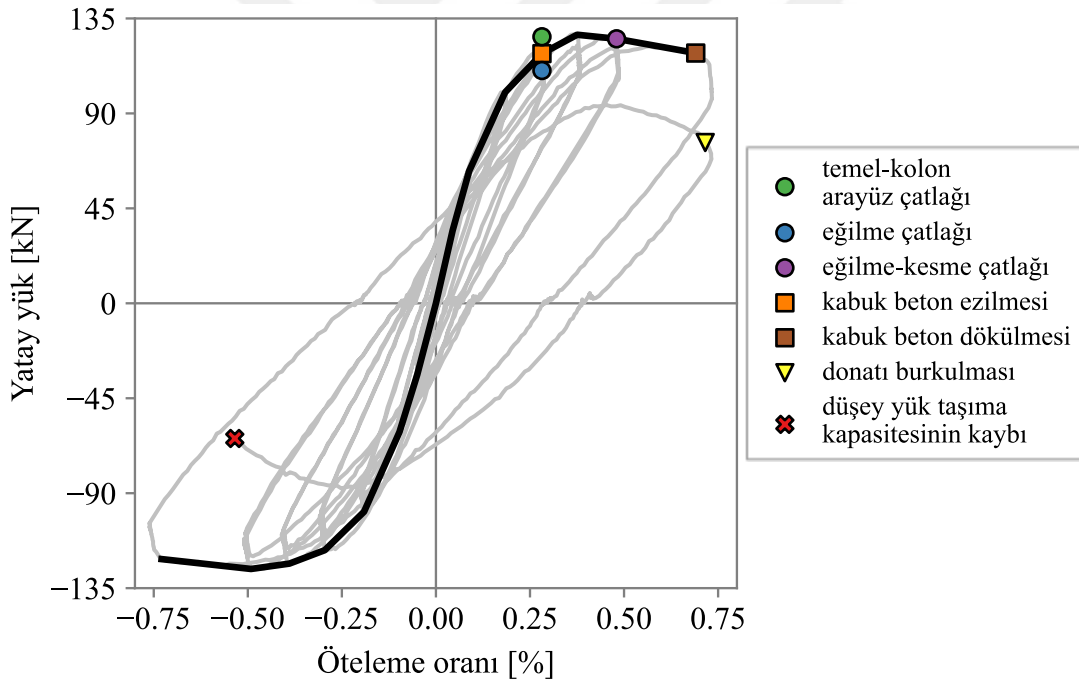
çevriminde oluşan temel-kolon birleşimindeki çatlaklar ve beton ezilmeleridir. Bu öteleme oranının ikinci çevriminde $h/3$ ve $2h/3$ seviyelerinde eğilme çatlakları oluşmuştur. %0.5 öteleme oranında $2h/3$ seviyesindeki eğilme çatlakları, eğilme-kesme çatlağına dönüşmüştür. %0.75 öteleme oranının ilk çevriminde kabuk beton dökülmesi, ikinci çevriminde boyuna donatılarda burkulma gözlemlenmiştir. Numune %0.75 öteleme oranının ikinci çevrimini tamamlamak üzereyken düşey yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. Numuneye ait hasar gelişimi fotoğrafları Şekil 2.30'da, deney sonu fotoğrafları Şekil 2.31'de verilmiştir. Numunede görülen hasarlar $2h/3$ seviyesine kadar olan bölgede yoğunlaşmıştır. Numunenin yatay yük-öteleme oranı grafiği Şekil 2.32'de verilmiştir. İtme yönünde maksimum 127.5 kN, çekme yönünde maksimum 126.1 kN yatay yük değerleri okunmuştur. İtme yönündeki değere %0.40, çekme yönündeki değere %0.50 öteleme oranı çevriminde varılmıştır.



Şekil 2.30 : C-3-60 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.3 b) %0.5 c) %0.75 birinci itme d) %0.75 ikinci itme öteleme oranı.

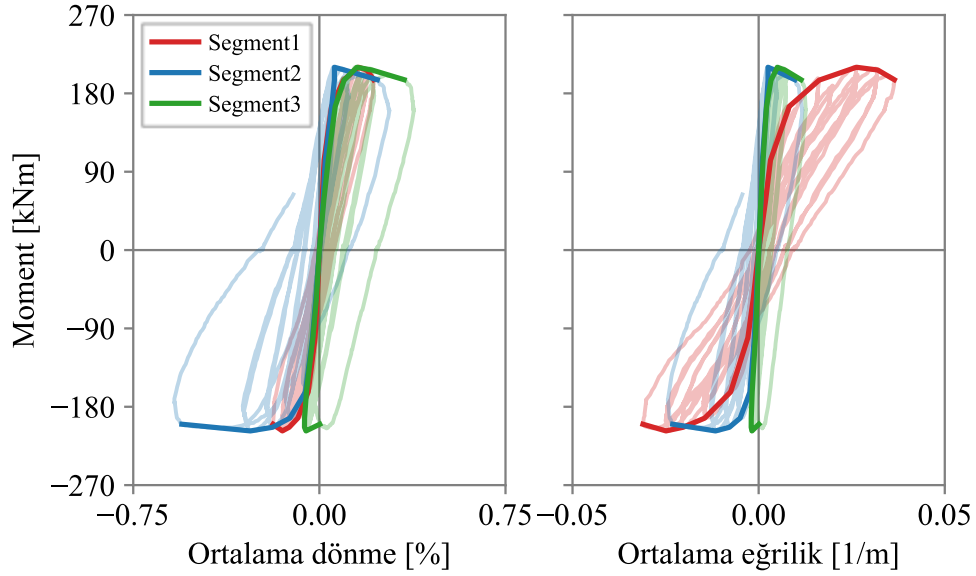


Şekil 2.31 : C-3-60 numunesinin deney sonu fotoğrafları.



Şekil 2.32 : C-3-60 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.

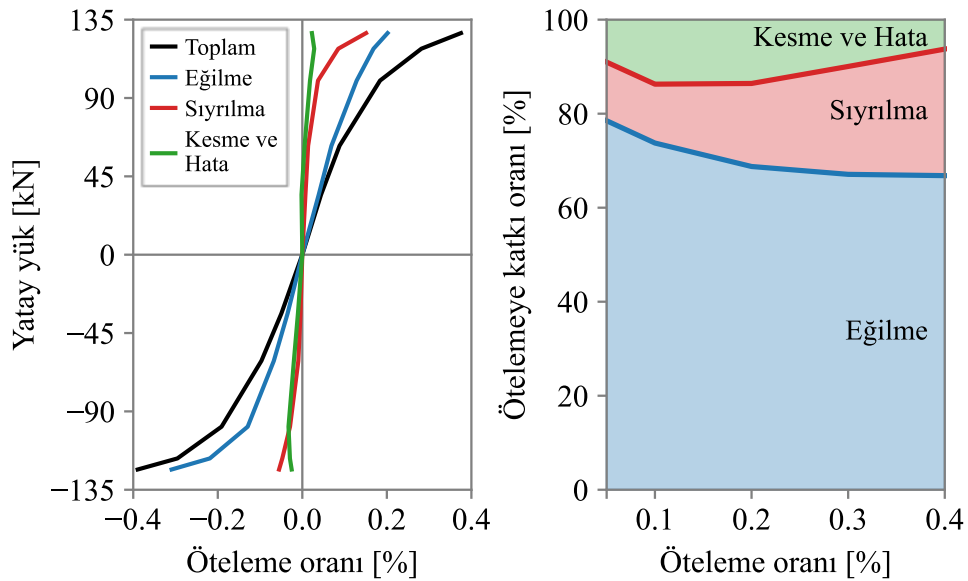
Moment dönme ve eğrilik ilişkileri ile aksenal deformasyonlarla ilgili ölçümler, %0.75 öteleme oranının ilk çevrimini tamamladığı noktaya kadar verilmiştir. Numunede kabuk beton dökülmeden önceki dönmelere bakıldığında itme yönünde birinci ve üçüncü, çekme yönünde ikinci segmente dönmeler yoğunlaşmaktadır (Şekil 2.33).



Şekil 2.33 : C-3-60 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri.

Numune ikinci ve üçüncü segmentte birbirine yakın eksenel şekildeğiştirme yapmıştır. İkinci segment -0.005 eksenel şekildeğiştirmeyi aşarken, üçüncü segment -0.004 eksenel şekildeğiştirme civarındadır (Şekil A.2d). Boyuna donatılardaki şekildeğiştirmeler incelendiğinde, 0.25h ve 0.5h seviyelerindeki şekildeğiştirme pullarının basınç altında aktıkları görülmektedir (Şekil A.3d).

Numunenin yerdeğiştirme bileşenleri incelendiğinde (Şekil 2.34) başlangıç yerdeğiştirmesinin %79'unu eğilme, %12'sini sıyrılma, %9'unu kesme ve hata, dayanımına ulaşıldığı andaki yerdeğiştirmenin %67'sini eğilme, %27'sini sıyrılma, %6'sını kesme ve hata bileşenleri teşkil etmektedir.

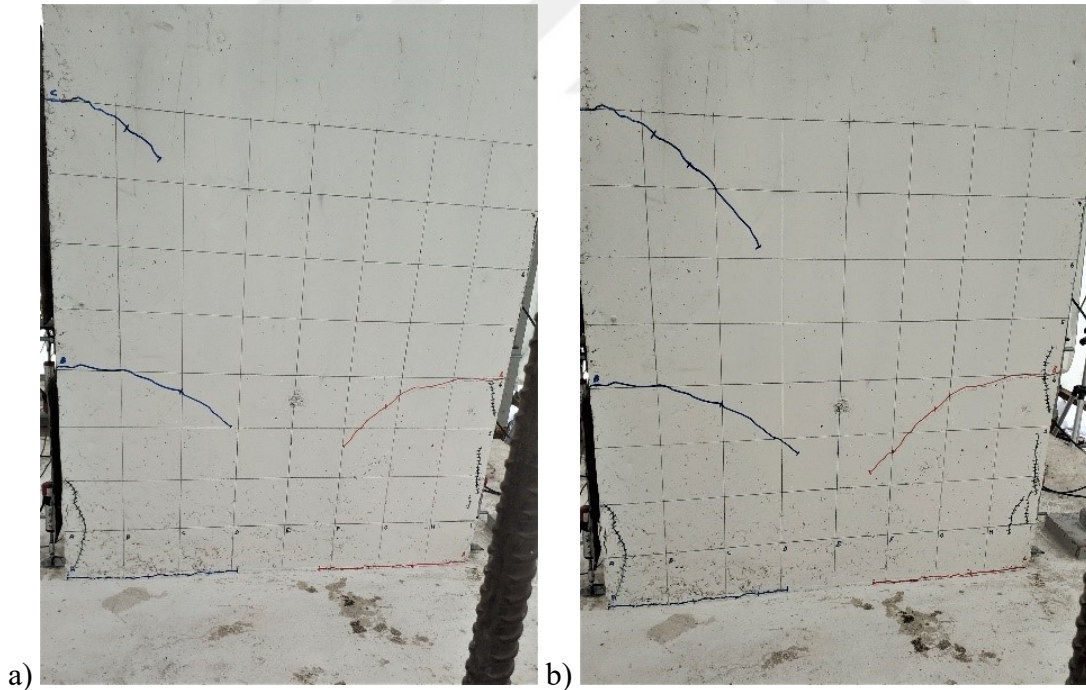


Şekil 2.34 : C-3-60 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.

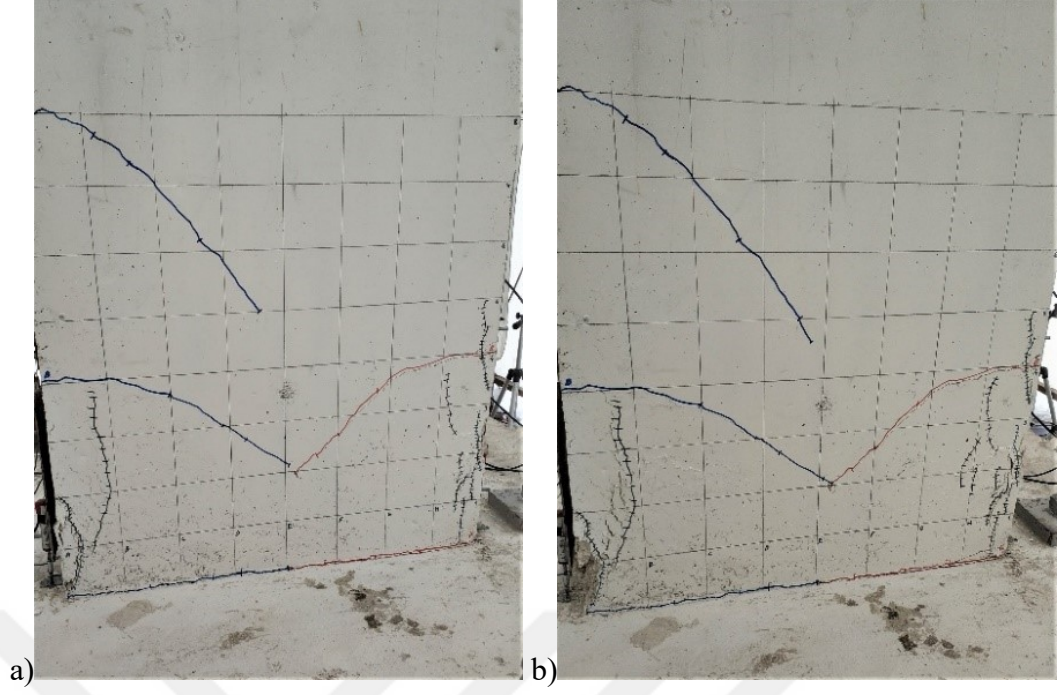
2.2.6 C-4-35

C-4-35 numunesinin deney boyunca kaydedilen eksenel yük değerlerine bakıldığında, uygulanan eksenel yük oranı ortalamasının %34.98, standart sapmasının %0.09 olduğu görülmüştür (Şekil A.1e).

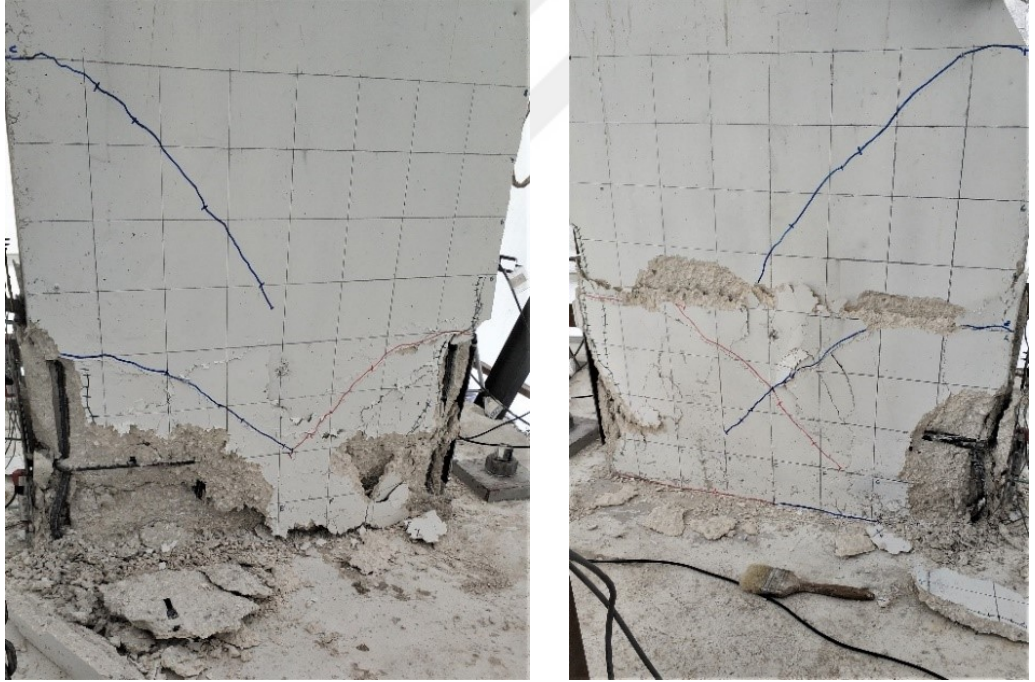
Numunede gözlenen ilk hasar, %0.2 öteleme oranında oluşan ve temel-kolon birleşiminde meydana gelen çatlaklar ve $h/2$ seviyesinde oluşan eğilme çatlaklarıdır. %0.3 öteleme oranında, $0.5h$ seviyesindeki eğilme çatlakları, eğilme-kesme çatlaklarına dönüşmüştür. %0.4 öteleme oranında, h seviyesinde eğilme-kesme çatlakları oluşmuş ve ilk kez kabuk betonda ezilme görülmüştür. %0.75 öteleme oranında kabuk betonda dökülme gerçekleşmiştir. %1.5 öteleme oranının ikinci çevriminde boyuna donatılarda burkulma gözlemlenmiştir. Numune bu çevrimi tamamlamak üzereyken düşey yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. Numuneye ait hasar gelişimi fotoğrafları Şekil 2.35 ve 2.36'da, deney sonu fotoğrafları Şekil 2.37'de verilmiştir. Numunede görülen hasarlar $0.5h$ seviyesine kadar olan bölgede yoğunlaşmıştır.



Şekil 2.35 : C-4-35 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.4 b) %0.5 öteleme oranı.

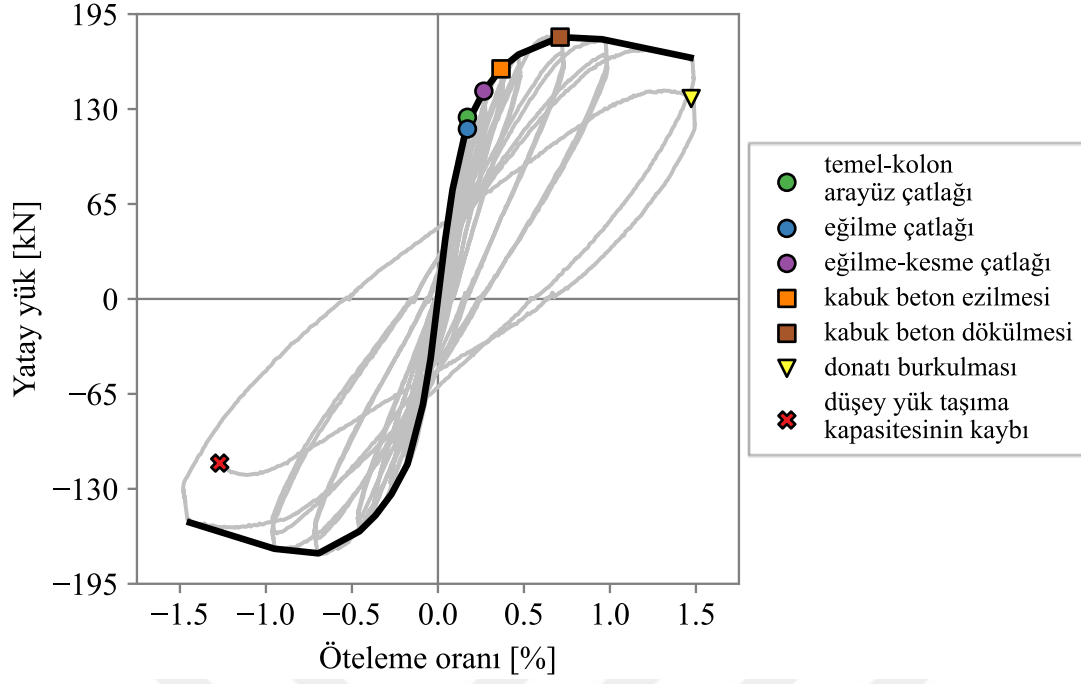


Şekil 2.36 : C-4-35 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.75 b) %1.00 öteleme oranı.



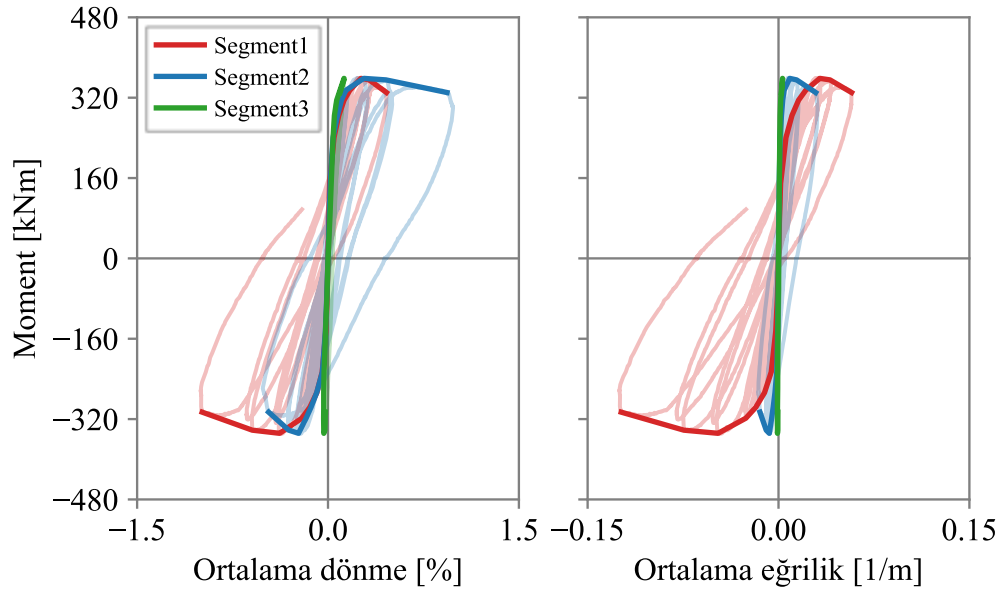
Şekil 2.37 : C-4-35 numunesinin deney sonu fotoğrafları.

Numunenin yatay yük-öteleme oranı grafiği Şekil 2.38’de verilmiştir. İtme yönünde maksimum 179.8 kN, çekme yönünde maksimum 174.6 kN yatay yük değerleri okunmuştur. Her iki değere de %0.75 öteleme oranı çevrimlerinde varılmıştır.



Şekil 2.38 : C-4-35 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.

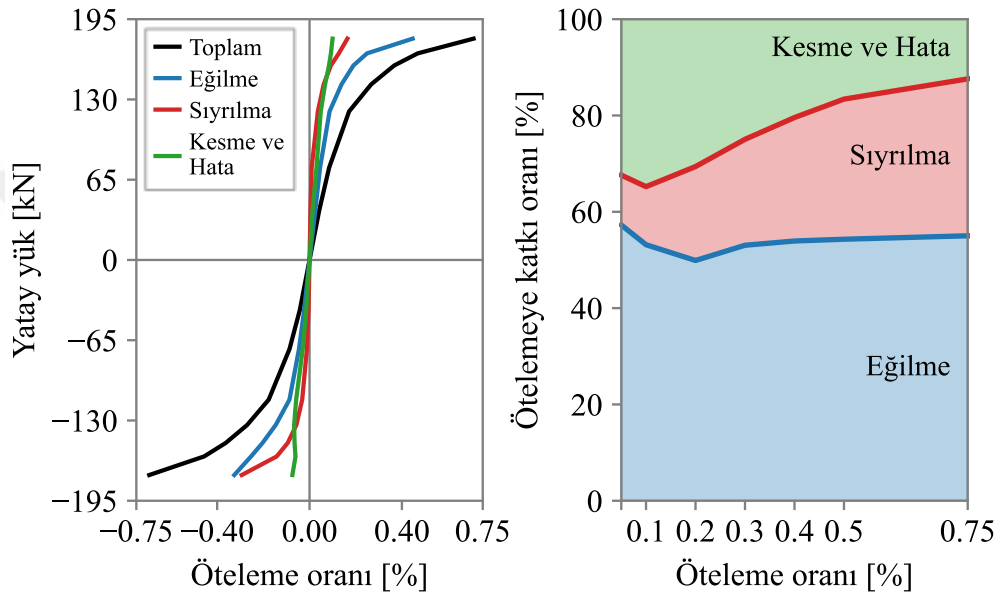
Moment dönme ve eğrilik ilişkileri ile eksenel deformasyonlarla ilgili ölçümler, %1.50 öteleme oranının ilk çevrimini tamamladığı noktaya kadar verilmiştir. Numunenin itme yönünde ikinci, çekme yönünde birinci segmentinde dönmeler yoğunlaşmaktadır (Şekil 2.39). Üçüncü segmentte neredeyse hiç eğrilik değerinin görülmemesi, numunedeki tüm deformasyonun 0.5h seviyesine kadar olan bölgede gerçekleştiğine işaret etmektedir.



Şekil 2.39 : C-4-35 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri.

Boyuna donatılardaki şekildeğiştirmeler incelendiğinde, kolon yüzündeki $0.5h$ ve temelin içindeki $-5d_b$ seviyelerinde çekme kaynaklı donatı akmaları gözlemlenmiştir (Şekil A.3e).

Numunenin yerdeğiştirme bileşenleri incelendiğinde (Şekil 2.40) başlangıç yerdeğiştirmesinin %57'sini eğilme, %10'unu sıyrılma, %33'ünü kesme ve hata, dayanımına ulaşıldığı noktadaki yerdeğiştirmenin %55'ini eğilme, %33'ünü sıyrılma, %12'sini kesme ve hata bileşenleri teşkil etmektedir.



Şekil 2.40 : C-4-35 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.

2.2.7 C-4-60

C-4-60 numunesinin deney boyunca kaydedilen eksenel yük değerlerine bakıldığında, uygulanan eksenel yük oranı ortalamasının %59.96, standart sapmasının %0.08 olduğu görülmüştür (Şekil A.1f).

Numunede gözlenen hasarlar kolonun iki yüzünde birbirlerinden farklıdır. Bu durumun sebebi, deney hazırlığı sırasında yapılan bir hatadan kaynaklı olarak numunenin aşırı derecede düzlem dışı yerdeğiştirme yapmasıdır. Numunede gözlenen ilk hasarlar, %0.2 öteleme oranında batı yüzünde oluşan eğilme çatlakları ve doğu yüzünde oluşan kabuk beton ezilmeleridir. Kabuk betonun dökülmesi %0.4 öteleme oranında yaşanmıştır. Numune %0.4 öteleme oranı çevrimini tamamladıktan sonra, yeni yükleme adımı olan %0.5 öteleme oranına geçmek üzereyken düşey yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. Numunenin düzlem dışı davranışından kaynaklı farklı hasar

gelişimi Şekil 2.41’de, deney sonu fotoğrafları Şekil 2.42’de verilmiştir. Numunede görülen hasarlar 0.5h seviyesine kadar olan bölgede yoğunlaşmıştır.



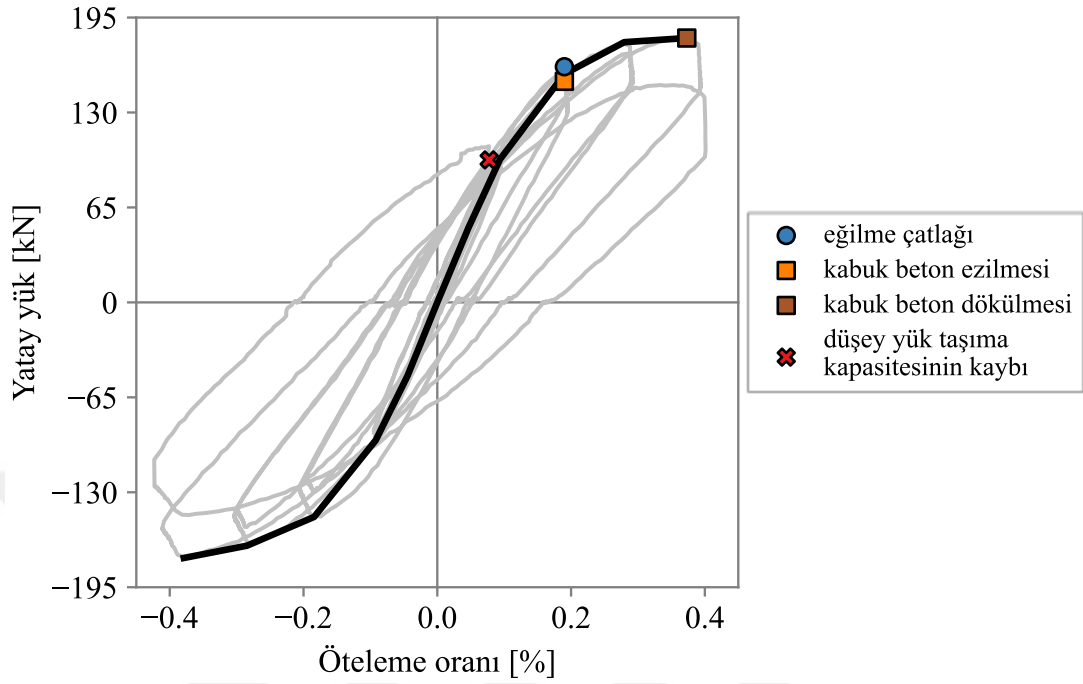
Şekil 2.41 : C-4-60 numunesinin a) doğu b) batı yüzündeki hasar farklılıkları.



Şekil 2.42 : C-4-60 numunesinin deney sonu fotoğrafı.

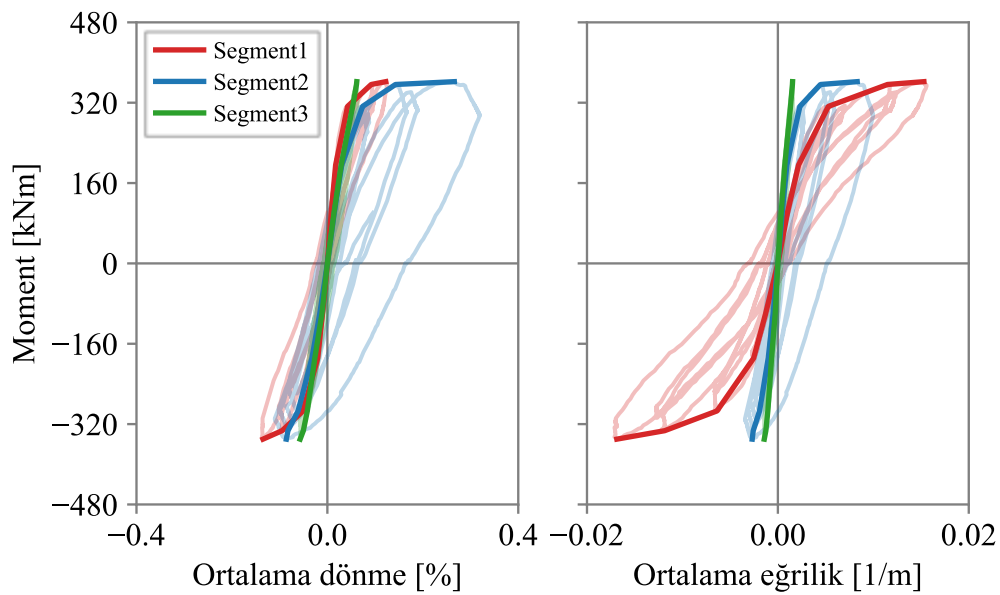
Numunenin yatay yük-öteleme oranı grafiği Şekil 2.43’te verilmiştir. İtme yönünde maksimum 181 kN, çekme yönünde maksimum 175 kN yatay yük değerleri okunmuştur. Her iki değere de %0.4 öteleme oranının ilk çevriminde varılmıştır.

Numune her ne kadar ciddi düzlem dışı davranış gösterse de yapılan deney kolonun güçlü yönünde yapıldığı için yatay yük-öteleme oranı ilişkisi simetriktir.



Şekil 2.43 : C-4-60 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.

Numunenin moment dönme ve eğrilik ilişkileri, %0.40 öteleme oranının ilk çevrimini tamamladığı noktaya kadar verilmiştir. Üçüncü segmentte neredeyse hiç eğrilik değerinin görülmemesi, numunedeki tüm deformasyonun 0.5h seviyesine kadar olan bölgede gerçekleştiğine işaret etmektedir (Şekil 2.44).

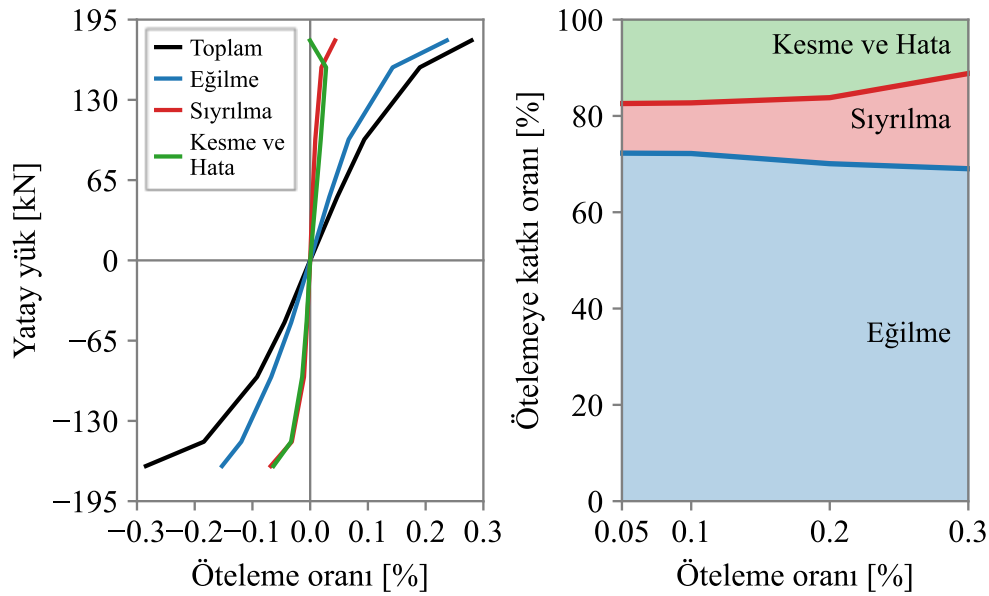


Şekil 2.44 : C-4-60 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri.

Numunenin göçme anına kadar olan eksenel deformasyonlara bakıldığında, ikinci segment -0.004 üçüncü segment -0.001 eksenel şekil değiştirmeyi aşmışlardır (Şekil A.2f).

Boyuna donatılardaki şekil değiştirmeler incelendiğinde, 0.25h seviyesindeki şekil değiştirme pulunun basınç altında aktığı görülmektedir (Şekil A.3f).

Numunenin yer değiştirme bileşenleri incelendiğinde (Şekil 2.45) başlangıç yer değiştirmesinin %72'sini eğilme, %10'unu sıyrılma, %18'ini kesme ve hata, dayanımına ulaşmadan bir önceki çevrimdeki yer değiştirmenin %69'unu eğilme, %20'sini sıyrılma, %11'ini kesme ve hata bileşenleri teşkil etmektedir.



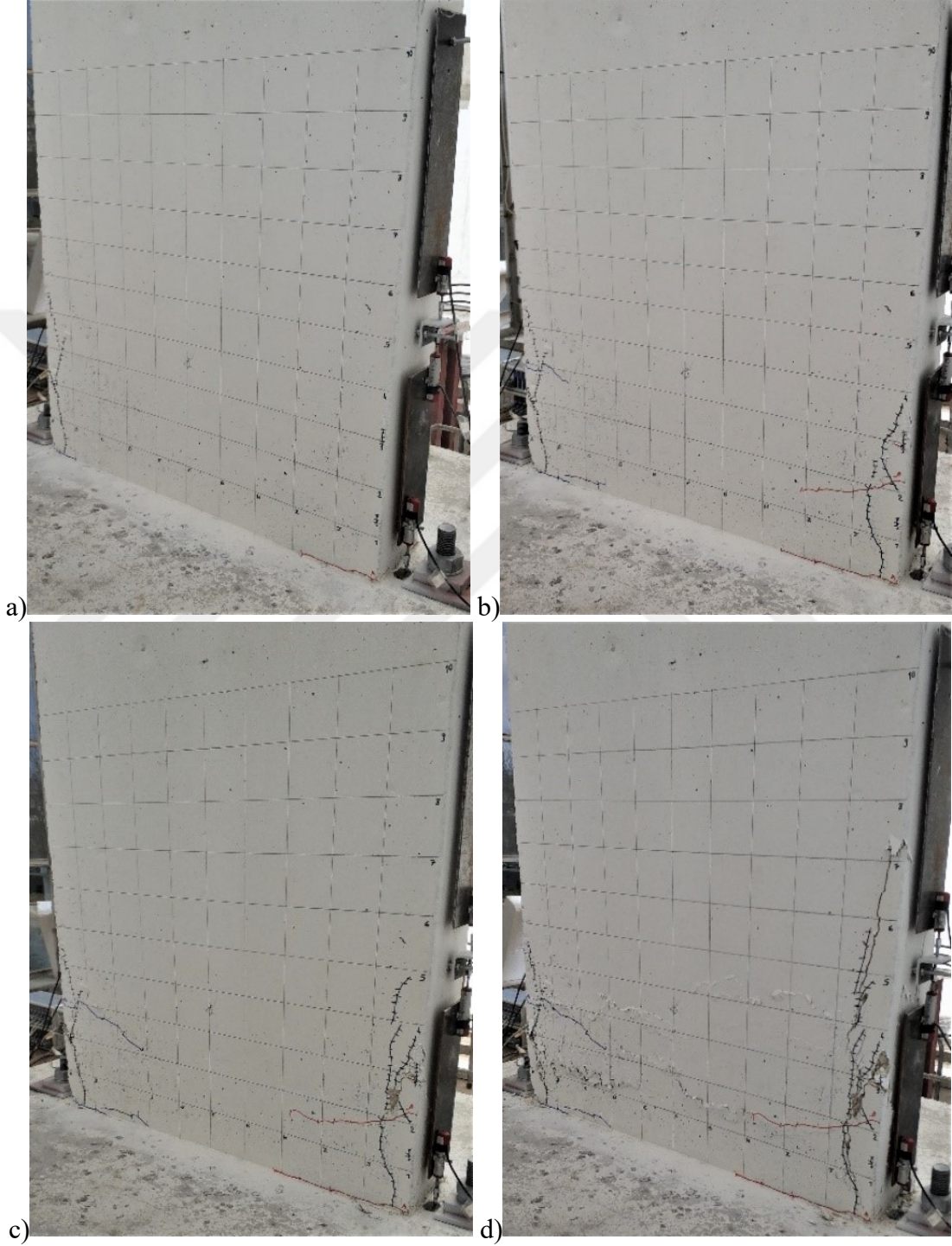
Şekil 2.45 : C-4-60 numunesinin yer değiştirme bileşenleri.

Deneyde yaşanan problemten dolayı yapılacak olan numerik ve yönetmelik çalışmalarında bu numune dikkate alınmayacaktır.

2.2.8 C-5-60

C-5-60 numunesinin deney boyunca kaydedilen eksenel yük değerlerine bakıldığında, uygulanan eksenel yük oranı ortalamasının %59.95, standart sapmasının %0.09 olduğu görülmüştür (Şekil A.1g). Numunede gözlenen ilk hasarlar, %0.2 öteleme oranının ilk çevriminde oluşan kolon-temel arasındaki çatlaklar ve 0.5h seviyesine kadar uzanan kabuk beton ezilmeleridir. %0.3 öteleme oranında 0.2-0.3h seviyeleri arasında eğilme çatlakları oluşmuştur. %0.4 öteleme oranında 0.3h seviyesindeki eğilme çatlakları eğilme-kesme çatlağına dönüşmüştür. %0.5 öteleme oranında kabuk beton dökülmesi

yaşanırken, kabuk beton ezilmeleri 0.75h seviyesine kadar yükselmiştir. Numune %0.75 öteleme oranı çevrimine başlamak üzereyken düşey yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. Numuneye ait hasar gelişimi fotoğrafları Şekil 2.46’da, deney sonu fotoğrafları ise Şekil 2.47’de verilmiştir.

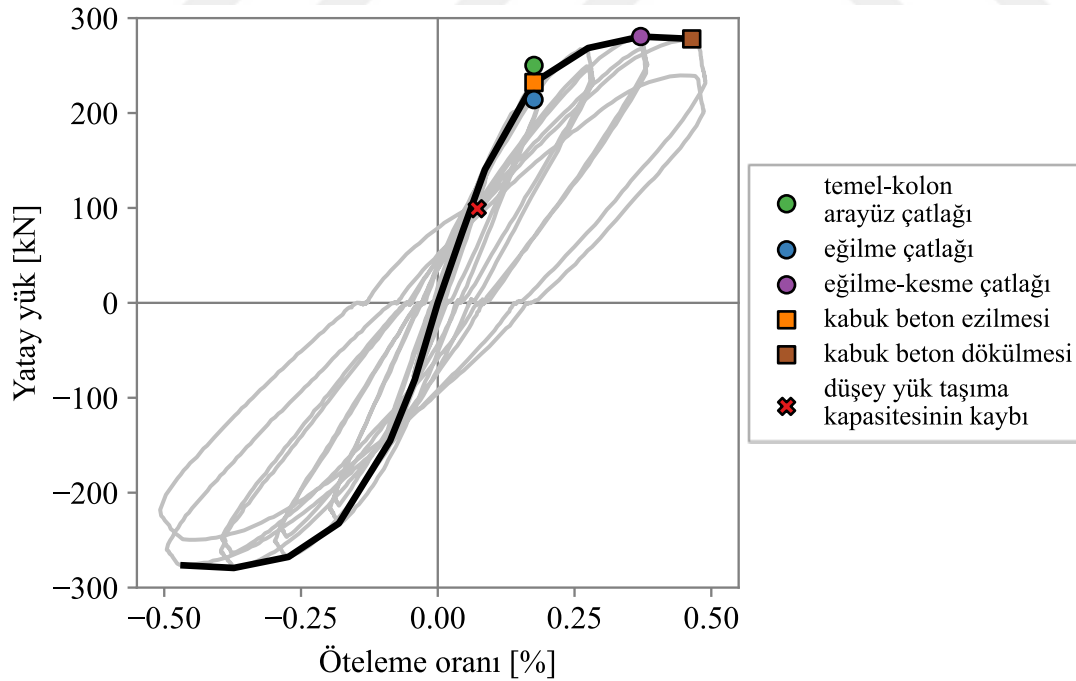


Şekil 2.46 : C-5-60 numunesinin hasar gelişimi: a) %0.2 b) %0.3 c) %0.4 d) %0.5 öteleme oranı.



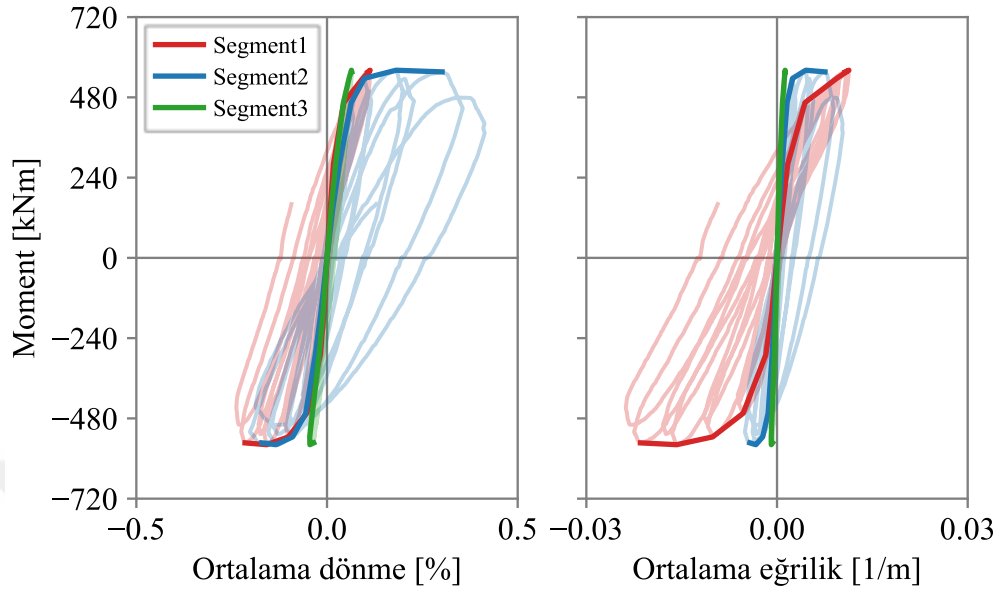
Şekil 2.47 : C-5-60 numunesinin deney sonu fotoğrafları.

Numunenin yatay yük-öteleme oranı grafiği Şekil 2.48’de verilmiştir. İtme yönünde maksimum 280.5 kN, çekme yönünde maksimum 279.4 kN yatay yük değerleri okunmuştur. Her iki değere de %0.4 öteleme oranının birinci çevriminde varılmıştır.



Şekil 2.48 : C-5-60 numunesine ait yatay yük-öteleme oranı grafiği.

Numunenin moment dönme ve eğrilik ilişkileri Şekil 2.49’de verilmiştir. Numunenin üçüncü segmentinde neredeyse hiç eğrilik görülmemiştir.

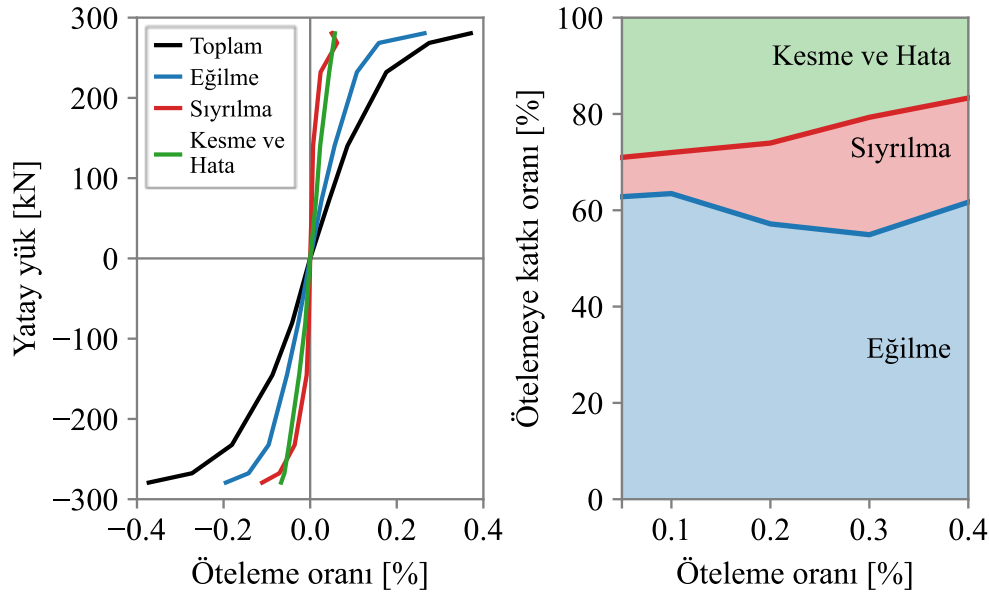


Şekil 2.49 : C-5-60 numunesine ait moment-dönme ve moment-eğrilik grafikleri.

Numunedeki düşey şekildeğiştirmelere bakıldığında, ikinci segment -0.005 eksenel şekildeğiştirmeyi aşarken, üçüncü segment -0.001 eksenel şekildeğiştirmeyi aşmamıştır (Şekil A.2g). Bu göstergeler oluşan deformasyonların 0.5h seviyesine kadar olan bölgede gerçekleştiğine işaret etmektedir. Numunenin hasar fotoğrafları incelendiğinde, kolon köşelerdeki hasarların ulaştığı seviyelerinde farklılıklar bulunmaktadır. Numunedeki hasarların ortalama olarak 0.45h seviyesine kadar olan bölgede yoğunlaştığı söylenebilir.

Boyuna donatılardaki şekildeğiştirmeler incelendiğinde, ilk olarak 0.25h seviyesindeki şekildeğiştirme pulunun basınç altında, ardından, 0.5h seviyesindeki şekildeğiştirme pulunun çekme altında aktıkları görülmektedir (Şekil A.3g).

Numunenin yerdeğiştirme bileşenleri incelendiğinde (Şekil 2.50) başlangıç yerdeğiştirmesinin %63'ünü eğilme, %8'ini sıyrılma, %29'unu kesme ve hata, dayanımına ulaşıldığındaki yerdeğiştirmenin %62'sini eğilme, %21'ini sıyrılma, %17'sini kesme ve hata bileşenleri teşkil etmektedir.



Şekil 2.50 : C-5-60 numunesinin yerdeğiştirme bileşenleri.

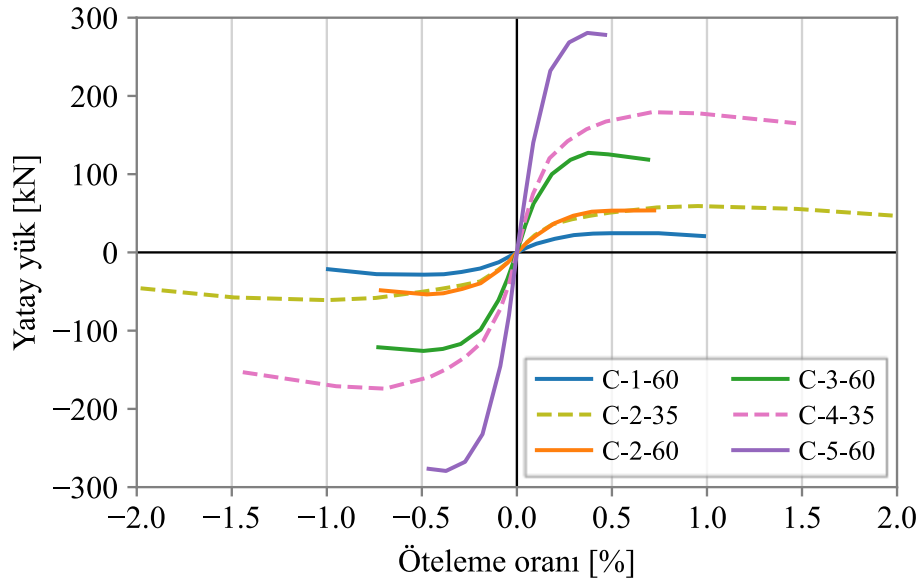
2.2.9 Karşılaştırmalı deney sonuçları

Bu bölümde numunelerin deney sonuçları karşılaştırmalı olarak ele alınmış: yatay yük-öteleme oranı, yerdeğiştirme bileşenleri, rijitlik azalımı, enerji sönümleme ilişkileri verildikten sonra hasar gelişimlerine değinilmiştir.

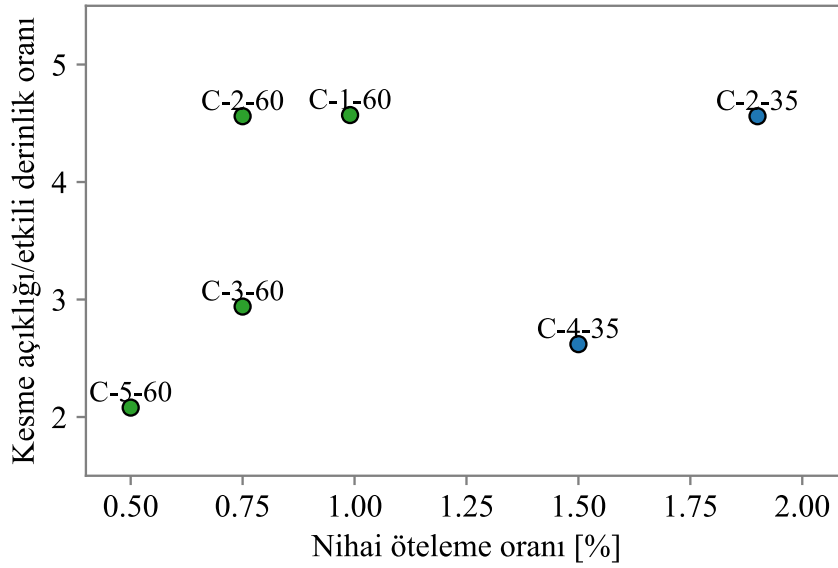
2.2.9.1 Yatay yük-öteleme oranı

Tüm numunelerin yatay yük-öteleme oranı ilişkileri Şekil 2.51’de, nihai öteleme oranı ile kesme açıklığı/etkili derinlik ve eksenel yük oranları arasındaki ilişki Şekil 2.52’de verilmiştir. Şekiller incelendiğinde şu sonuçlar çıkarabilir:

- Eksenel yük oranı kolonların deformasyon yeteneğini büyük ölçüde etkilemektedir. C-2-35 numunesi, C-2-60 numunesine göre 2.5 kat daha fazla nihai öteleme yapabilmektedir.
- Kesme açıklığı/etkili derinlik oranının azalması ile numunelerin nihai öteleme oranlarında azalış görülse de bu durum eksenel yük oranının etkisi kadar bariz değildir. Birbirinden farklı kesme açıklığı/etkili derinlik oranlarına sahip C-2-60 ve C-3-60 numuneleri özdeş nihai öteleme oranlarına sahiptir.
- Birbirine özdeş kesme açıklığı/etkili derinlik ve eksenel yük oranlarına sahip C-1-60 ve C-2-60 numunelerinden, enkesit en-boy oranı büyük olan C-2-60 numunesi daha küçük nihai öteleme oranına sahiptir.



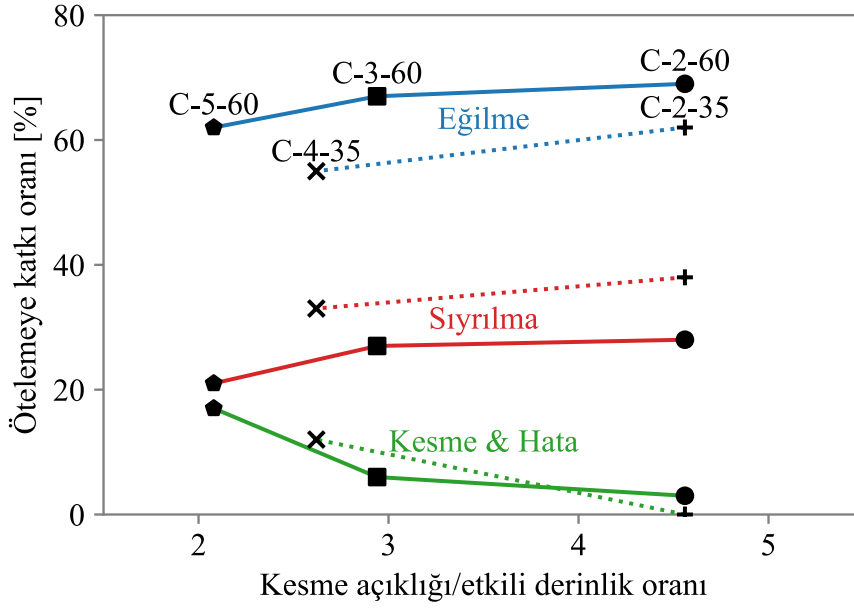
Şekil 2.51 : Numunelerin yatay yük-öteleme oranı zarf eğrileri.



Şekil 2.52 : Numunelerin nihai öteleme oranları ile kesme açıklığı/etkili derinlik ve eksenel yük oranları arasındaki ilişki.

2.2.9.2 Yerdeğiştirme bileşenleri

Numunelerin yerdeğiştirme bileşenleri Şekil 2.53'te verilmiştir. Bu şekile lokal ölçümündeki hata oranının fazla olduğu düşünülen C-1-60 numunesi dahil edilmemiştir. Verilen yerdeğiştirme bileşenleri, numunelerin dayanımlarına ulaştığı noktadaki yerdeğiştirme bileşenleridir.



Şekil 2.53 : Numunelerin dayanımlarına ulaştıkları andaki yerdeğiştirme bileşenleri.

Şekilden şu sonuçlar çıkarabilir:

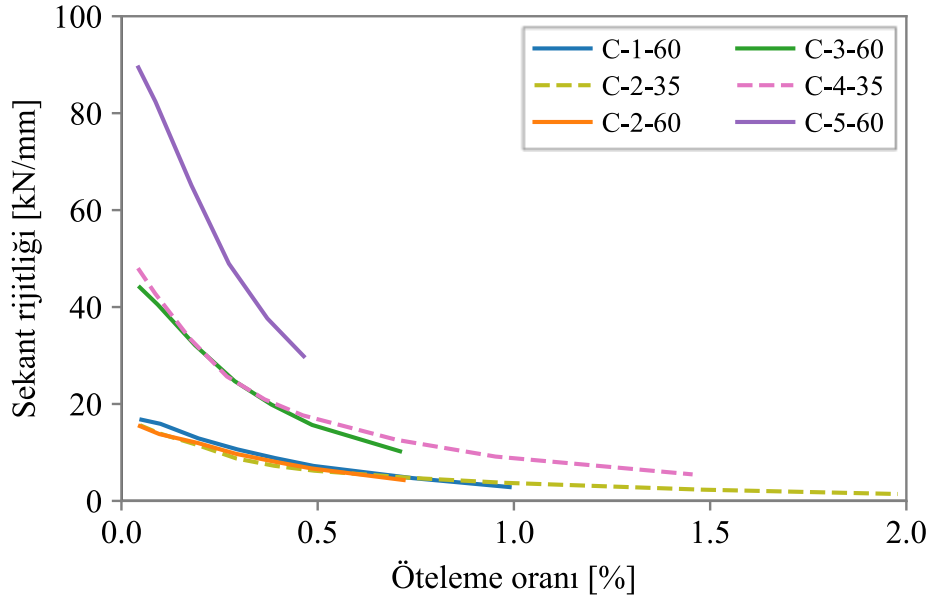
- Eğilme mekanizmasının etkisi kesme açıklığı/etkili derinlik ve eksenel yük oranları azaldıkça azalmaktadır. Eksenel yük oranı %60 olan numunelerde, bu mekanizma toplam ötelemenin ortalamada %66'sını teşkil etmektedir. En düşük değer ise C-4-35 numunesinde %55 olarak kaydedilmiştir.
- Sıyırılma mekanizmasının etkisi kesme açıklığı/etkili derinlik oranı arttıkça ve eksenel yük oranı azaldıkça artış göstermektedir. Eksenel yük oranı %60 olan numunelerde, bu mekanizma toplam ötelemenin ortalamada %23'ünü oluşturmaktadır. En büyük değer C-2-35 numunesinde %38 olarak kaydedilmiştir.
- Kesme mekanizmasının etkisi kesme açıklığı/etkili derinlik oranı azaldıkça artmaktadır. Bu mekanizmanın en etkin olduğu C-5-60 numunesinde toplam öteleme oranının %17'sini teşkil etmektedir.

2.2.9.3 Rijitlik azalımı

Tüm numunelerin sekant rijitliklerinin ve başlangıç sekant rijitliğinin azalimleri Şekil 2.54 ve Şekil 2.55'te verilmiştir. Şekiller incelendiğinde şu sonuçlar çıkarabilir:

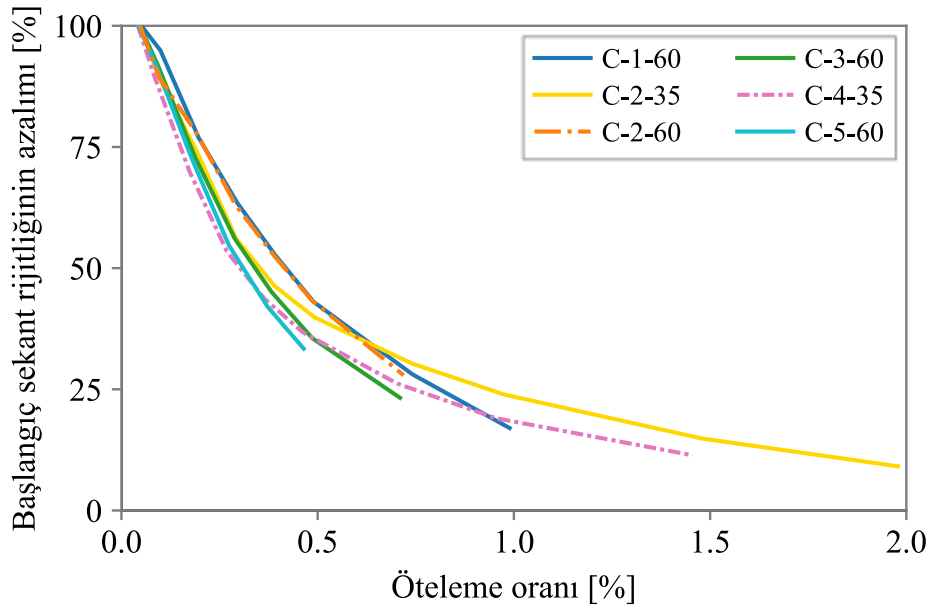
- Kesme açıklığı/etkili derinlik oranı azaldıkça numunelerin rijitlikleri artmaktadır.

- Eşit kesme açıklığı/etkili derinlik ve eksenel yük oranlarına sahip C-1-60 ve C-2-60 numuneleri birbirine oldukça benzer rijitlik azalımı göstermiştir.



Şekil 2.54 : Numunelerdeki rijitlik azalımları.

- Tüm numunelerin başlangıç sekant rijitlikleri, %0.5 öteleme oranına ulaşmadan önce yarı yarıya azalmıştır.
- Eksenel yük oranı düşük olan numuneler, başlangıç rijitliklerinin %10'una kadar azalım gösterebilmişlerdir.



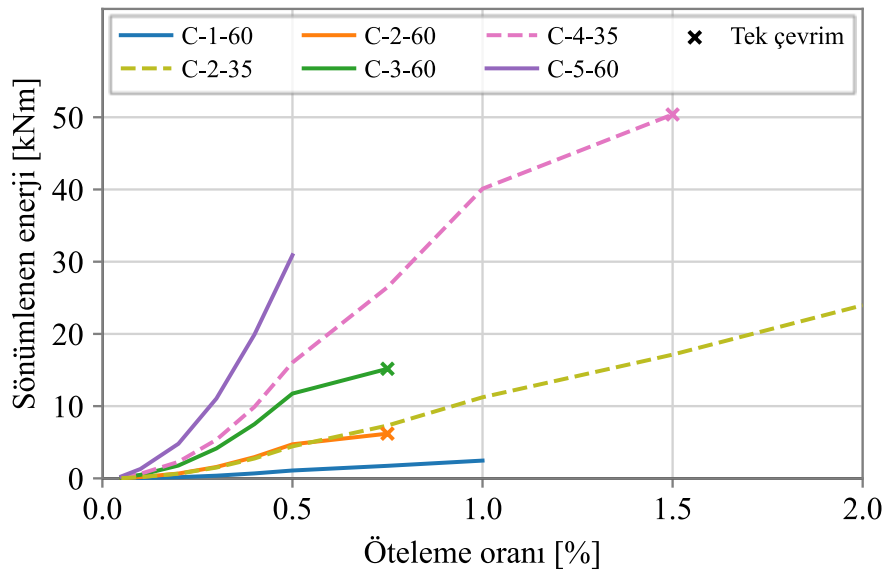
Şekil 2.55 : Numunelerdeki başlangıç rijitliği azalımları.

2.2.9.4 Enerji sönümleme

Enerji sönümleme değerleri numunelerin her çevrimi ayrı ayrı ele alınarak bulunmuştur (Şekil A.4). Her yükleme adımı iki çevrim uygulanırken, bazı numuneleri ikinci çevrimi tamamlayamadan yük taşıma kapasitelerini kaybetmişlerdir. Bu numuneler şekil üzerinde tek çevrim işaretçisiyle gösterilmiştir.

Tüm numunelerin enerji sönümleme ilişkilerinin verildiği Şekil 2.56 incelendiğinde şu sonuçlar çıkarılabilir:

- İki farklı eksenel yük oranına sahip C-2-35 ve C-2-60 numuneleri kıyaslandığında, C-2-35 numunesinin 4 kat daha fazla enerji sönümlendiği görülmektedir.
- Numunelerdeki sönümlenen enerji, %0.5 öteleme oranına kadar parabolik sonrasında lineer olarak artmıştır.



Şekil 2.56 : Numunelerdeki sönümlenmiş enerji.

2.2.9.5 Süneklik

Tüm numunelere ait akma ve nihai öteleme oranlarının hesaplanmasını gösteren grafikler Şekil A.5'te verilmiştir. Nihai öteleme oranı yatay yük dayanımında %20 kaybın ya da deneyin sonlandığı noktalara karşılık gelmektedir. Akma öteleme oranı, numunenin ortalama yatay yük kapasitesine erişildiği noktada eşit enerji prensibine göre belirlenen iki doğrulu eğri aracılığıyla tespit edilmiştir.

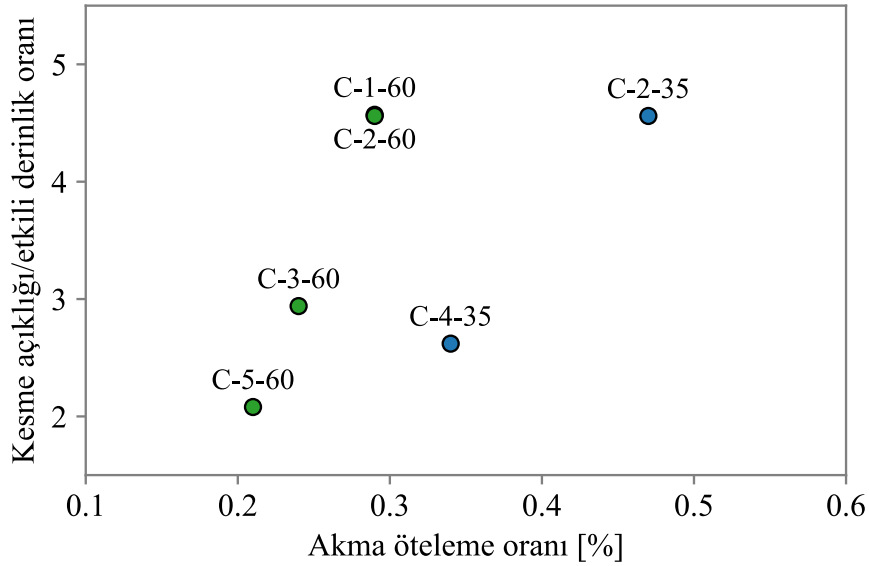
Öteleme süneklik oranı (μ_{Δ}), denklem 2.16’te gösterilmiştir. Çizelge 2.8’de numunelere ait akma ve nihai öteleme oranları ile ötelenme süneklikleri verilmiştir.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u/L_s}{\Delta_y/L_s} \quad (2.16)$$

Çizelge 2.8 : Numunelerin öteleme süneklikleri.

Numune adı	Akma öteleme oranı [%]	Nihai öteleme oranı [%]	Öteleme sünekliği
C-1-60	0.29	0.99	3.43
C-2-60	0.29	0.75	2.55
C-3-60	0.24	0.75	3.13
C-5-60	0.21	0.50	2.36
C-2-35	0.47	1.90	4.04
C-4-35	0.34	1.50	4.40

Öteleme süneklik oranlarında bir trend görülmezken, akma öteleme oranları kesme açıklığı/etkili derinlik oranı azaldıkça ve eksenel yük oranı arttıkça azalmaktadır (Şekil 2.57).



Şekil 2.57 : Numunelerin akma öteleme oranları ile kesme açıklığı/etkili derinlik ve eksenel yük oranları arasındaki ilişki.

2.2.9.6 Hasar durumları

Numunelerdeki hasar tipleri ve gelişimleri Çizelge 2.9’da verilmiştir. Deney esnasında problem yaşanan C-4-60 numunesi hariç, diğer numuneler ele alındığında şu sonuçlar çıkarılabilir:

- Kolonlardaki eğilme ve eğilme-kesme çatlakları sadece iki seviyede ortaya çıkmıştır. Bu seviyeler genellikle $0.5h$ ve h seviyeleridir. Az sayıda çatlağın oluşması, daha önceki düz donatılı kolon çalışmalarında da aktarılmıştır (Verderame vd., 2008).
- C-1-60 ve C-2-60 numunelerinde sadece kabuk beton ezilme ve dökülmeleri görülmüştür. Ayrıca bu iki numune temel-kolon birleşimindeki çatlakların olmadığı iki numunedir. Her iki numunedeki basınç gerilmelerini diğerlerinden daha fazla olması, bu hasar tipinin nedenidir.
- Eksenel yük oranı düşük olan numunelerde, diğerlerine nazaran, daha geniş temel-kolon birleşimi çatlakları görülmüştür. Görülen bu hasarlar, sıyrılma mekanizmasının etkinliği göstermektedir.
- Numunelerde görülen eğilme-kesme çatlakları kesme deformasyonlarının oluşumuna işaret etse de bu deformasyonlar çoğunlukla ihmal edilebilecek düzeyde kalmıştır.
- Numunelerin yük taşıma kapasiteleri kaybolmadan bir çevrim önce ya da yük taşıma kapasiteleri kaybolurken boyuna donatılarında burkulmalar görülmüştür.
- C-1-60 numunesi hariç, eksenel yük oranı %60 olan diğer tüm numunelerde hasar yoğunluğu ikinci etriye aralığına toplanmıştır. Bu durum güçlü temellerin yarattığı kısıtlayıcı etkiden kaynaklanmaktadır (Sheikh ve Khoury, 1993).

Çizelge 2.9 : Numunelerdeki hasar gelişimleri.

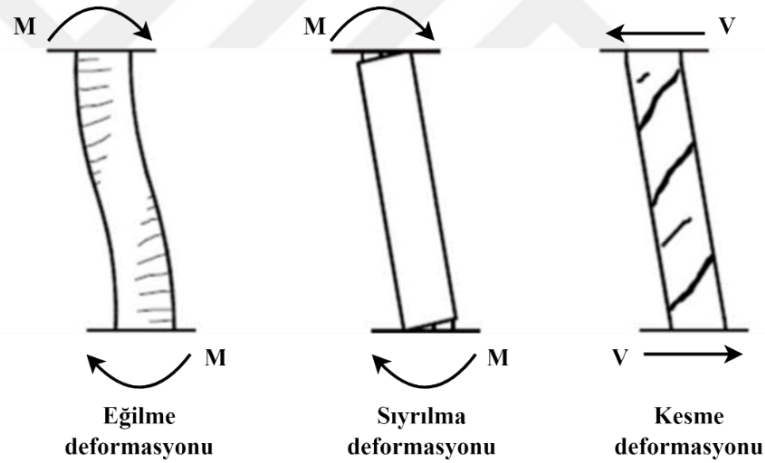
Yükleme adımı [%]	C-1-60	C-2-60	C-3-60	C-5-60	C-2-35	C-4-35
0.05						
0.10						
0.20				Arayüz çatlağı, Betonda ezilme, Eğilme çatlağı	Arayüz çatlağı	Arayüz çatlağı, Eğilme çatlağı
0.30			Betonda ezilme, Arayüz çatlağı, Eğilme çatlağı		Eğilme çatlağı	Eğilme- kesme çatlağı
0.40	Betonda ezilme	Betonda ezilme		Eğilme- kesme çatlağı		Betonda ezilme
0.50			Eğilme- kesme çatlağı	Betonda dökülme	Eğilme- kesme çatlağı	
0.75		Betonda dökülme	Betonda dökülme, Burkulma	X	Betonda ezilme	Betonda dökülme
1.00	Betonda dökülme, Burkulma	X	X	X		
1.50	X	X	X	X	Betonda dökülme	Burkulma
2.00	X	X	X	X	Burkulma	X



3. NUMERİK ÇALIŞMA

Betonarme kolonların yatay yükler altındaki davranışını inceleyen çalışmalar, toplam yerdeğiştirmenin eğilme, donatı sıyrılması ve kesme mekanizmalarından kaynaklandığını ifade etmektedir (Saatcioglu ve Ozcebe, 1989; Sezen ve Chowdhury, 2009). Bu mekanizmaların bir kat kolonu üzerinde yarattığı deformasyonlar Şekil 3.1’de verilmiştir.

Tez kapsamındaki kolonların numerik modellemesinde bu üç mekanizma ayrı ayrı ele alınmıştır. Teorik arka plan verildikten sonra açık kaynak kodu bir yazılım olan OpenSees (McKenna ve diğ, 2010) üzerinde uygulama işlemi yapılmıştır.



Şekil 3.1 : Betonarme kolonlardaki deformasyon bileşenleri (Setzler ve Sezen, 2008).

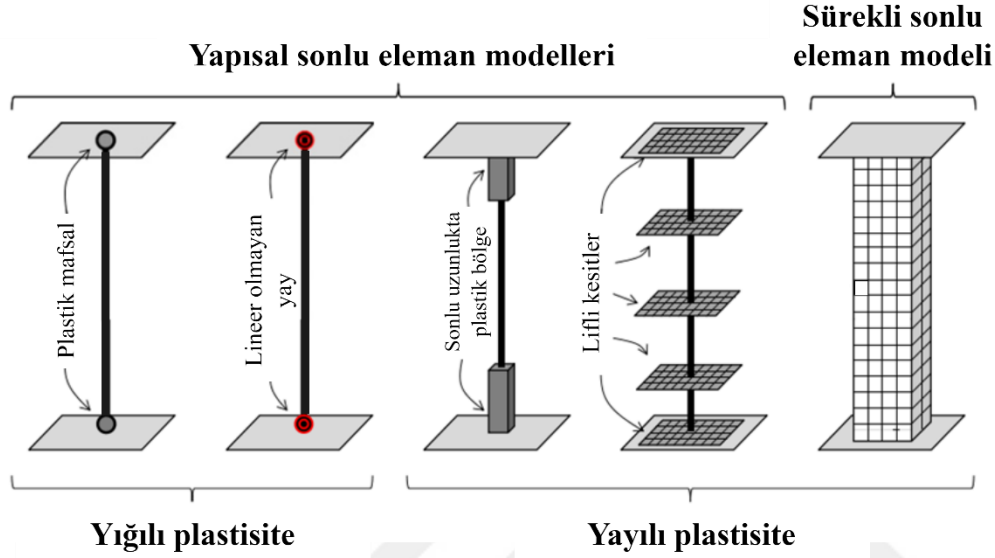
3.1 Teorik Arka Plan

3.1.1 Eğilme deformasyonu

Lineer olmayan yapısal analizde kullanılan sonlu eleman modelleri, yığılı ve yayılı plastisite olmak üzere iki kategoriye ayrılmaktadır (Şekil 3.2). Yığılı plastisite modellerinde plastik davranış sadece eleman uçlarında, yayılı plastisite modellerinde plastik davranış elemanın belirli bir bölgesinde ya da her yerinde olabilir.

Yapısal sonlu eleman modellerinden farklı olarak kullanılan sürekli sonlu eleman modeli, en güvenilir yaklaşım olarak kabul edilirken, kompleks ve çok zaman alıcı

hesaplamalar gerektirmektedir. Onun yerine, formülasyon basitliği ve uygulama kolaylığından dolayı yayılı plastisiteli yapısal sonlu eleman modelleri araştırma ve mühendislik uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu tip modellerde davranış, kullanılan kesitlerin sayısal integrasyonu ile elde edilir. Kesitlerin sayısı ve konumları sayısal integrasyon kurallarına göre belirlenir (Astroza ve diğ, 2015).



Şekil 3.2 : İdealleştirilmiş sonlu eleman modelleri (Astroza ve diğ, 2015; Deierlein ve diğ, 2010).

Yayılı plastisite elemanları için kuvvet tabanlı, yerdeğiştirme tabanlı ve karışık olmak üzere üç formülasyon bulunmaktadır. Karışık formülasyon performansa yönelik yapısal analizde yaygınlaşmamıştır. Kuvvet ve yerdeğiştirme tabanlı formülasyonlar kıyaslandığında, kuvvet tabanlı formülasyonların avantajları bulunmaktadır. Bunlardan en önemlisi, bir kolon ya da kiriş kuvvet tabanlı formülasyonda tek bir elemanla modellenenirken, yerdeğiştirme tabanlı formülasyonda birden fazla eleman kullanımı gerekmektedir. Kuvvet tabanlı formülasyonun kullanımı yapısal modelin serbestlik derecesini minimumda tutmaktadır (Ribeiro ve diğ, 2015). Kuvvet tabanlı yayılı plastisiteli yapısal sonlu eleman modellerinin avantajları olmasına rağmen yaşadığı lokalizasyon problemleri (Calabrese ve diğ, 2010), kuvvet tabanlı yapısal sonlu elemanlarda plastik mafsıl integrasyon şemalarının geliştirilmesine yol açmıştır. Bu integrasyon şemalarıyla, plastik deformasyonun elemanın belirli bir bölgesinde yoğunlaşması sağlanmaktadır. Numunelerin modellenmesinde tercih edilen kuvvet tabanlı yapısal sonlu elemanlar, Scott ve Fenves (2006) ile Addessi ve Ciampi (2007) tarafından geliştirilen plastik mafsıl integrasyon şemaları ile birlikte kullanılmıştır.

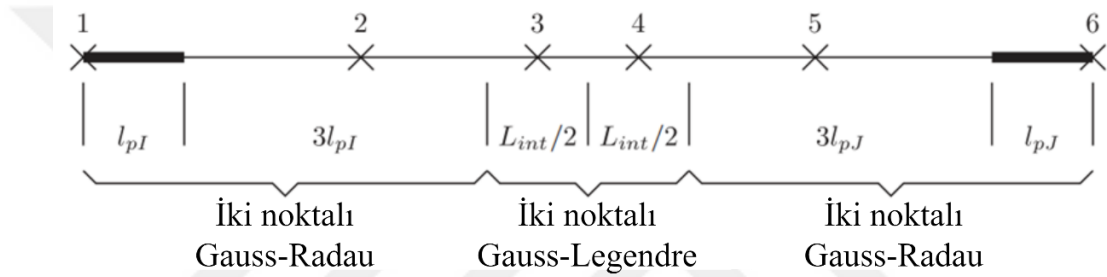
Scott ve Fenves (2006), plastik mafsal bölgelerinde iki noktalı Gauss-Radau, elemanın iç bölgesinde iki noktalı Gauss-Legendre integrasyonlarını uygulamıştır (Şekil 3.3). İntegrasyon noktalarının konumları ve ağırlıkları denklem 3.1-4'te verilmiştir.

$$L_{int} = L - 4l_{pI} - 4l_{pJ} \quad (3.1)$$

$$x_{SF} = \{0, 8l_{pI}/3, x_3, x_4, L - 8l_{pJ}/3, L\} \quad (3.2)$$

$$x_{3(4)} = 4l_{pI} + L_{int}(\pm 1/\sqrt{3} + 1)/2 \quad (3.3)$$

$$w_{SF} = \{l_{pI}, 3l_{pI}, L_{int}/2, L_{int}/2, 3l_{pJ}, l_{pJ}\} \quad (3.4)$$



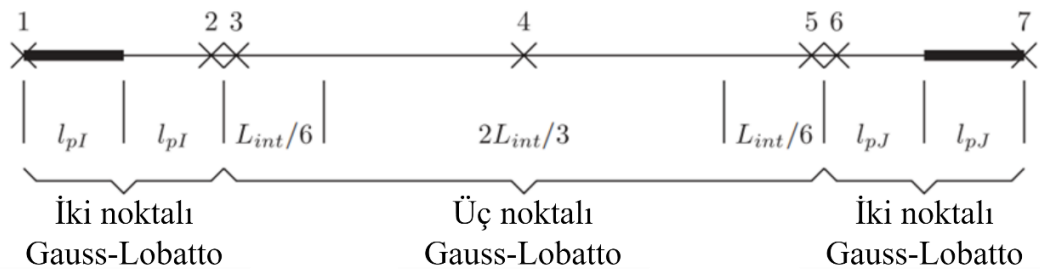
Şekil 3.3 : Scott ve Fenves (2006) integrasyon şeması (Scott ve Hamutçuoğlu, 2008).

Addessi ve Ciampi (2007), plastik mafsal bölgelerinde iki, elemanın iç bölgesinde üç noktalı Gauss-Lobatto integrasyonunu uygulamıştır (Şekil 3.4). İntegrasyon noktalarının konumları ve ağırlıkları denklem 3.5-7'de verilmiştir.

$$L_{int} = L - 2l_{pI} - 2l_{pJ} \quad (3.5)$$

$$x_{AC} = \{0, 2l_{pI}, 2l_{pI}, L_{int}/2, L - 2l_{pJ}, L - 2l_{pJ}, L\} \quad (3.6)$$

$$w_{AC} = \{l_{pI}, l_{pI}, L_{int}/6, 2L_{int}/3, L_{int}/6, l_{pJ}, l_{pJ}\} \quad (3.7)$$

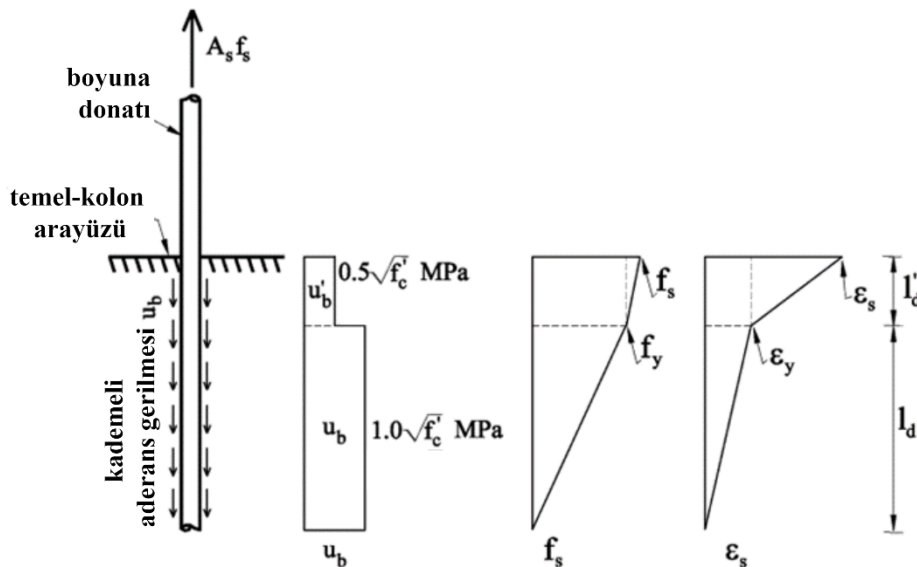


Şekil 3.4 : Addessi ve Ciampi (2007) integrasyon şeması (Scott ve Hamutçuoğlu, 2008).

3.1.2 Donatı sıyrılma deformasyonu

Betonarme kolonlardaki boyuna donatıların gömülü olduğu temel ya da kiriş-kolon birleşim bölgelerinden sıyrılması dönmeye yol açmaktadır (Şekil 3.1). Betonarme elemanların modellenmesinde donatı sıyrılmasının ihmal edilmesi, rijitliğin olduğundan daha fazla, yerdeğiştirmenin ise olduğundan daha az elde edilmesine yol açmaktadır. Literatürdeki donatı sıyrılması modelleri, makro ve mikro modeller olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Makro modeller ortalama bir sıyrılma davranışını, mikro modeller ise beton-donatı arayüzünü modelleyerek sıyrılma davranışını detaylıca elde etmeye çalışmaktadır. Makro modeller hesaplama açısından bakıldığında oldukça hızlı ve etkilidir (Sezen ve Setzler, 2008).

Numunelerin modellerinde donatı sıyrılma davranışı, Sezen ve Setzler (2008) tarafından geliştirilen makro model aracılığıyla yansıtılmıştır (Şekil 3.5). Bu model, iki kademeli sabit aderans gerilmesi dağılımı kabul etmiştir. Donatıların elastik olduğu bölgede $u_b = 1.0\sqrt{f_c}$, aktığı bölgede $u'_b = 0.5\sqrt{f_c}$ ortalama aderans gerilmeleri bulunmaktadır. Sıyrılmanın yarattığı dönme tarafsız eksene göre belirlenmektedir. Denklem 3.8-9'da donatı sıyrılmasından kaynaklanan dönmeler verilmiştir. Bu ifadelerin geçerli olabilmesi için donatıların yeterli aderans boyuna sahip olmaları gerekmektedir.



Şekil 3.5 : Donatı sıyrılma modeli (Sezen ve Setzler, 2008).

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_y \text{ ise } \theta_s = \frac{\varepsilon_s f_s d_b}{8u_b(d - c)} \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y \text{ ise } \theta_s = \frac{d_b}{8u_b(d - c)} \left(\varepsilon_y f_y + 2(\varepsilon_s + \varepsilon_y)(f_s - f_y) \right) \quad (3.9)$$

Sezen ve Setzler (2008) modelindeki ifadeler nervürlü donatıya sahip çalışmalardan elde edilmiştir. Tez kapsamındaki numunelerde düz yüzeyli donatılar kullanıldığı için, modelde bir düzenleme yapılmıştır. Ortalama aderans gerilmesi, $u_b = 1.0\sqrt{f_c}$ yerine fib Model Code 2010'da (fib, 2012) verildiği üzere $u_b = 0.3\sqrt{f_c}$ olarak alınmıştır. Cairns (2021) bu değerin güvenli tarafta kaldığını ifade etmiştir. Buna rağmen, donatıların temel içinde kalan kısımlarının sıyrılmasına ek olarak, hesaplamada dikkate alınmayan kolon içindeki donatı sıyrılmasını dolaylı olarak dikkate alabilmek amacıyla bu değer değiştirilmeden uygulanmıştır.

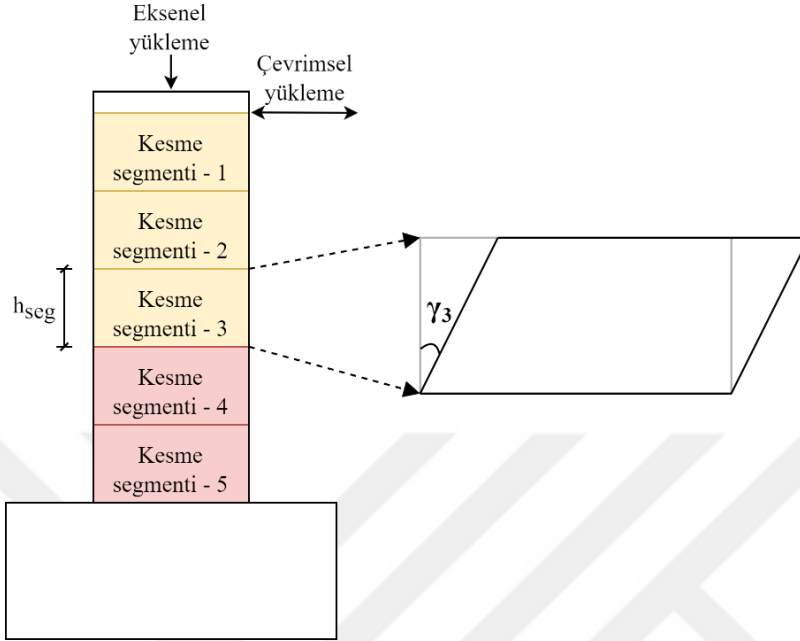
3.1.3 Kesme deformasyonu

Kesme deformasyonları betonarme kolonların tasarımı ve analizinde genellikle ihmal edilmektedir. Sismik detaylara sahip betonarme kolonlarda kesme deformasyonunun toplam deformasyona katkısı %10'dan az iken (Lehman, 1998), bu detaylara sahip olmayan kolonlarda kesme deformasyonlarının katkısı önemli seviyelerde olabilir (Sezen, 2008).

Vecchio ve Collins (1986) tarafından önerilen MCFT betonarme elemanların kesme davranışını açıklayan etkili modellerden birisidir. Fakat bu modelin uygulanışı karmaşıktır. Tez kapsamındaki kolonların kesme davranışının modellenmesinde, MCFT'yi uygulayan bir kesit analizi program olan Response-2000 (Bentz, 2000) kullanılmıştır. Bu program, düzlem kesit düzlem kalır varsayımı yapan Euler-Bernoulli kiriş teorisini temel almaktadır. Gerilme dağılımlarının bozulduğu, yükleme ve mesnet bölgelerinde doğru sonuçlar vermemektedir. Ayrıca, L_s/d oranı 2.5'tan küçük elemanlarda, beklenenden daha düşük sonuçlar vermektedir.

Kesme deformasyonları elde edilirken, kolonlar beş kesme segmentine ayrılmıştır (Şekil 3.6). Her bir segmentin kesme şekildeğiştirmesi (γ_i) yapılan kesit analizi sonucunda elde edilmiştir. Temel yüzünden ölçülen 0.9d'lik mesafe içinde kalan segmentlerde, gerçekteki enine donatıların 5 katı uygulanarak daha rijit segmentler elde edilmiştir. Denklem 3.10'da toplam kesme yerdeğiştirmesi verilmiştir.

$$\Delta_{\text{shear}} = \sum_{i=1}^5 \gamma_i \cdot h_{\text{seg}} \quad (3.10)$$



Şekil 3.6 : Kesme deformasyonlarının hesaplanması.

3.2 OpenSees Uygulaması

OpenSees (McKenna ve diğ, 2010) yapısal ve geoteknik sistemlerin deprem davranışını simüle etmekte kullanılan açık kaynak kodlu bir sonlu eleman yazılımıdır. Yazılımın ana betik dili Tcl iken, son yıllarda Python betik diline sahip olan versiyonu olan OpenSeesPy (Zhu ve diğ, 2018) yaygınlaşmıştır. Yazılım nesneye-yönelik geliştirilmiştir. Bu sayede kullanıcılar modellerini tamamen kendileri kurmakta ve elemanlarda, kısıtlamalarda, çözümleyicilerde dilediği tercihi yapabilmektedir.

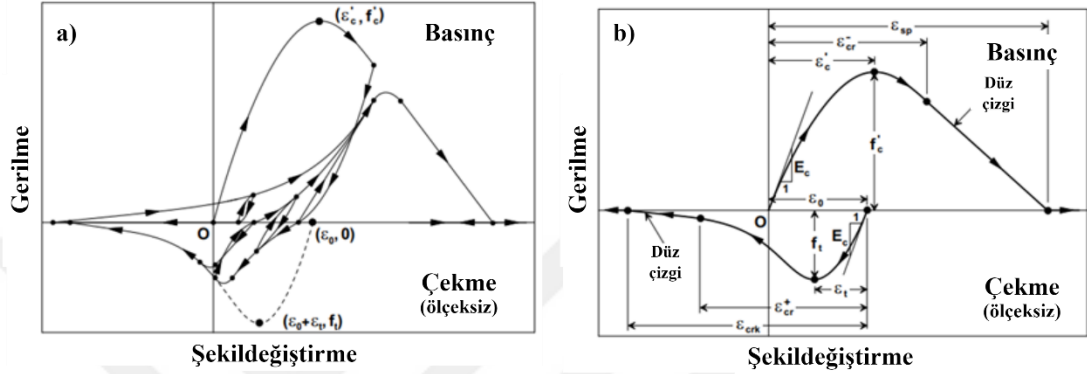
Tez kapsamındaki kolonların modellenmesinde OpenSeesPy kullanılmıştır. Aşağıda sırasıyla kolonların modellenmesinde kullanılan malzemeler, kesitler ve elemanlar verilmiştir.

3.2.1 Malzemeler

3.2.1.1 Beton

Kolonlardaki sargılı ve sargısız beton davranışı modellenirken, OpenSees tek-eksenli malzeme kütüphanesi içerisindeki ConcreteCM modeli kullanılmıştır. Kolozvari ve diğ. (2015) tarafından geliştirilen ConcreteCM, Chang ve Mander (1994) tarafından

beton için geliştirilen tek eksenli histeretik malzeme modelini esas almaktadır. Bu model betonu basınç ve çekme altında histeretik olarak modelleyebilmektedir (Şekil 3.7a). Basınçtaki zarf eğrisi elastisite modülü, tepe koordinatı, şekil parametresi ve eğrinin düz bir çizgiyi takip edeceği normalize edilmiş şekildeğiştirme noktası girilerek belirlenmektedir (Şekil 3.7b). Çekmedeki zarf eğrisi de basınçtaki zarf eğrisine benzer parametreler ile elde edilmektedir.



Şekil 3.7 : Chang ve Mander (1994) beton modeli: a) histeretik davranış b) basınç ve çekme zarf eğrileri (Koloşvari ve diğ., 2015).

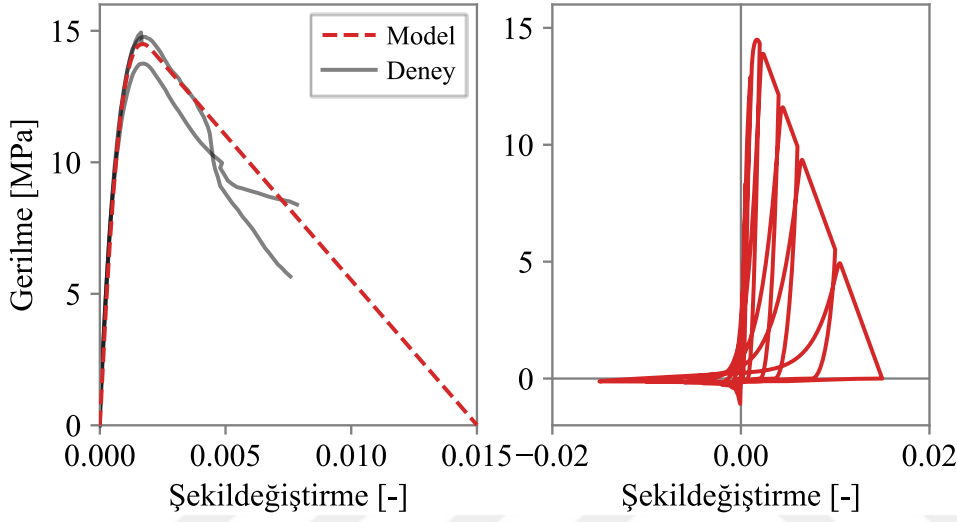
Bölüm 2.1.2.1'de beton malzeme testlerinden bahsedilmiş ve sonuçları verilmiştir. Kolonların modellenmesinde kullanılan beton basınç dayanımı, standart sapmanın etkisi göz önüne alınarak 14-15 MPa aralığında alınmıştır. Betonun çekme dayanımı, yarmada çekme testi sonucu elde edilen 1.27 MPa değerinin %85'ine karşılık gelen 1.08 MPa olarak alınmıştır (Mehta ve Monteiro, 2014). Bu dayanıma karşılık gelen şekildeğiştirme değeri, Belarbi ve Hsu (1994) tarafından önerilen 0.00008 değeri olarak alınmıştır. Sargılı betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin elde edilmesinde fib Model Code 2010'da (fib, 2012) verilen ifadeler kullanılmıştır. Sargılı beton basınç dayanımı (f_{cc}) ve bu dayanıma karşılık gelen şekildeğiştirme (ϵ_{cc}) denklem 3.11-12'de verilmiştir. Denklem 3.11'deki α sargılama etkinlik faktörünü, ρ_w yükleme doğrultusundaki enine donatı oranını, f_{yw} enine donatının akma dayanımını ifade etmektedir². Sargılı betonun dökülme şekildeğiştirmesi elde edilirken, sargısız beton modeline benzer azalım trendinde olması sağlanmıştır.

$$f_{cc} = \left[1 + 3.5 \left(\frac{\alpha \rho_w f_{yw}}{f_c} \right)^{0.75} \right] f_c \quad (3.11)$$

² Denklemdeki parametreler hakkında 4.1.1 bölümünde detaylı bilgi verilmiştir.

$$\varepsilon_{cc} = \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \varepsilon_c \quad (3.12)$$

ConcreteCM parametreleri test sonuçları kullanılarak kalibre edilmiş ve Çizelge 3.1’de verilmiştir. Silindir numunelerin ve sargısız beton modelinin monotonik gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 3.8a’da verilirken, Şekil 3.8b’de sargısız betonun çevrimsel yükleme altındaki davranışı verilmiştir.



Şekil 3.8 : Sargısız betonun monotonik ve çevrimsel davranışları.

Çizelge 3.1 : ConcreteCM parametreleri.

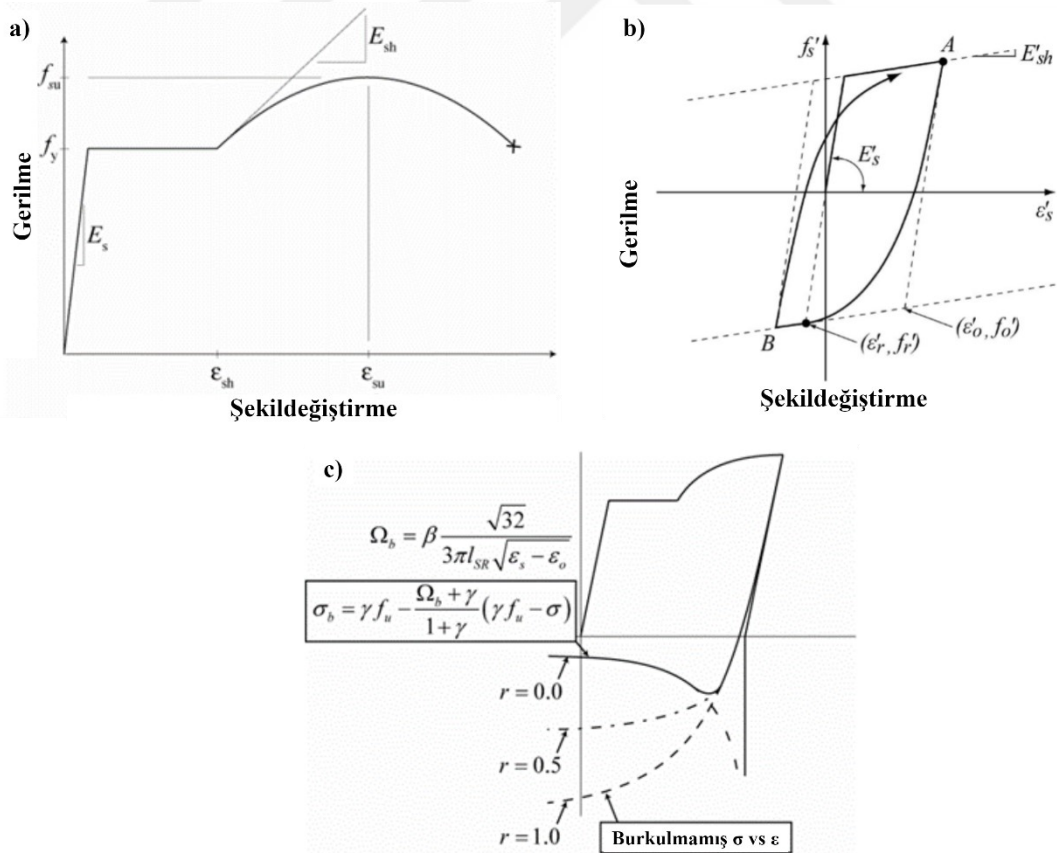
Parametre	Sargısız beton	Sargılı beton
Basınç dayanımı, \$f_{pcc}\$	14.0-15.0	15.0-16.2
Basınç dayanımındaki şekildeğiştirme, \$e_{pcc}\$	0.0017	0.0024
Elastisite modülü, \$E_c\$	19600	19600
Basınç için şekil parametresi, \$r_c\$	2.0	1.4
Basınç için normalize edilmiş kritik şekildeğiştirme, \$x_{crn}\$	1.2	1.8
Çekme dayanımı, \$f_t\$	1.08	1.08
Çekme dayanımındaki şekildeğiştirme, \$e_t\$	0.00008	0.00008
Çekme için şekil parametresi, \$r_t\$	1.2	1.2
Çekme için normalize edilmiş kritik şekildeğiştirme, \$x_{crp}\$	10000	10000
Boşluk kapanışı: 0 daha az, 1 daha çok kademeli, \$g_{gap}\$	1	1

3.2.1.2 Çelik

Kolonlardaki donatıların davranışı modellenirken, OpenSees tek-eksenli malzeme kütüphanesi içerisindeki ReinforcingSteel modeli kullanılmıştır. Kunnath ve diğ. (2009) tarafından geliştirilen ReinforcingSteel, Chang ve Mander (1994) tarafından donatı çeliği için geliştirilen tek eksenli histeretik malzeme modelini esas almaktadır.

Malzemenin zarf eğrisi akma ve çekme dayanımı, başlangıç ve pekleşme elastisite modülü, pekleşme başlangıcı ve çekme dayanımındaki şekildeğiştirme değerleri girilerek elde edilmektedir (Şekil 3.9a). Çevrimsel davranışta Bauschinger etkisini oldukça iyi yansıtan Menegotto ve Pinto (1973) modelinin güncellenmiş bir versiyonu dikkate alınmıştır (Şekil 3.9b). ReinforcingSteel modelindeki çevrimsel davranış parametreleri değiştirilmeden uygulanmıştır.

ReinforcingSteel'in, OpenSees'teki diğer donatı çeliği malzeme modelleri arasında bulunmayan burkulma ve yorulma gibi özellikleri bulunmaktadır. Burkulma özelliği Gomes ve Appleton (1997) ile Dhakal ve Maekawa (2002) tarafından geliştirilen modeller aracılığıyla yansıtılmaktadır. Bu çalışmada Gomes ve Appleton (1997) tarafından geliştirilen model kullanılmıştır. Burkulmanın modele dahil edilebilmesi için donatı narinlik oranı; burkulma büyütme, azaltma ve sabiti değerlerinin girilmesi gerekmektedir (Şekil 3.9c). Donatı narinlik oranı, etriye aralığının donatı çapına bölünmesiyle elde edilmektedir. Burkulma sabiti ve azaltma faktörü 0-1 aralığında olmalıdır.



Şekil 3.9 : ReinforcingSteel modeli: a) zarf eğrisi b) çevrimsel davranış c) burkulma parametreleri (Mazzoni ve diğ, 2006; Kunnath ve diğ, 2009).



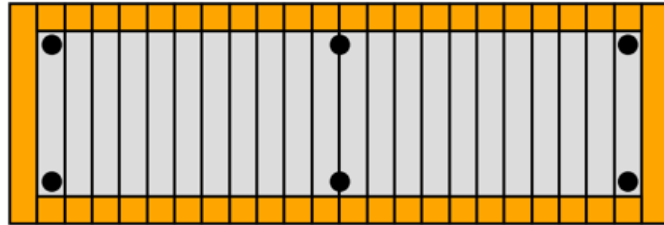
Çizelge 3.2 : ReinforcingSteel parametreleri.

Parametre	C-1-60	C-2-35 C-4-35	C-2-60, C-3-60 C-4-60, C-5-60
Akma gerilmesi, \$fy	328	291-310	291-310
Çekme gerilmesi, \$fu	438	412	412
Elastisite modülü, \$Es	217000	220000	220000
Pekleşme elastisite modülü, \$Esh	2600	2300	2300
Pekleşme şekildeğiştirmesi, \$esh	0.03	0.03	0.03
Çekme şekildeğiştirmesi, \$eult	0.25	0.28	0.28
Donatı narinlik oranı, \$lsr	16.7	12.5	12.5
Burkulma büyütme katsayısı, \$beta	1	1	1
Burkulma azaltma katsayısı, \$r	0.40	0.65	0.00
Burkulma sabiti, \$gamma	0.50	0.50	0.50

3.2.2 Kesitler

Yapısal sonlu elemanlarda, eleman boyunca kullanılan kesitlerin integrasyonunun alındığı belirtilmiştir. Kesitlerin davranışı ise kesit üzerindeki integrasyon noktaları aracılığıyla elde edilmektedir. Bu integrasyon noktaları, kesitlerin liflerine ayrıklaştırılması sonucu elde edilmektedir. Liflerin sayısı (integrasyon noktalarının adeti) ve kullanılan integrasyon kuralı hesaplama süresini etkileyen önemli bir faktördür. OpenSees yazılımında, kesit liflerinde orta nokta integrasyon kuralı uygulanmaktadır (Kostic ve Filippou, 2012).

Kolonlara yapılan yükleme tek doğrultuda olduğu için kesitlerdeki beton liflerinin ayrıklaştırılması tek doğrultuda yapılmıştır. Her bir lifin kalınlığı, 25 mm olan kabuk beton kalınlığına özdeş olarak alınmıştır³. Donatı çeliğı ile sargılı ve sargısız beton için ayrı lifler tanımlanmıştır. Örnek olarak, C-3-60 numunesinin liflerine ayrıklaştırılmış kesiti Şekil 3.12’de verilmiştir.



Şekil 3.12 : C-3-60 numunesinin liflerine ayrıklaştırılmış kesiti.

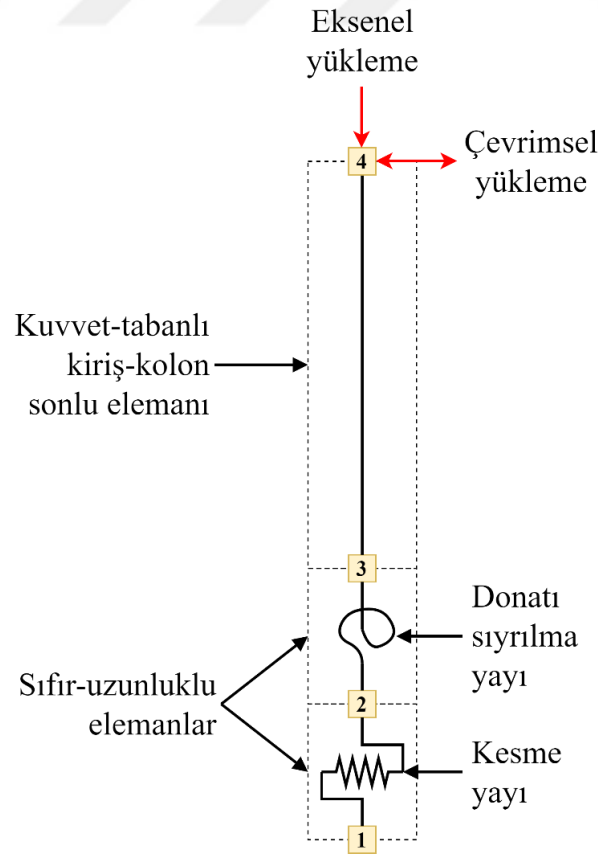
Kolon kesitlerine ilk olarak moment-eğrilik analizi yapılmıştır. Analizin sonuçları donatı sıyrılmasının modellenmesinde kullanılmıştır. Kesitler ikinci olarak, yapısal

³ Kabuk beton etriye merkezinden ölçülmüştür.

sonlu elemanlarda kullanılmıştır. Kesme davranışının modellenmesinde farklı bir yazılım (Response-2000) kullanıldığı için, kesitler yazılım üzerinde ayrıca oluşturulmuştur.

3.2.3 Elemanlar

Eğilme, donatı sıyrılması ve kesme mekanizmaları için üç farklı eleman tanımlanmıştır. Bunlar sırasıyla, kiriş-kolon sonlu elemanı, dönme yayı ve öteleme yayı içeren sıfır-uzunluklu elemanlardır. Kesme yayı, ötelenme tipinde bir yay olup 1 ve 2 düğüm noktaları arasındadır. 1 numaralı düğüm noktasının yatay, düşey ve dönme hareketleri tutuluyken, 2 numaralı düğüm noktasının sadece yatay hareketi serbesttir. Donatı sıyrılma yayı, dönme tipinde bir yay olup 2 ve 3 düğüm noktaları arasındadır. 3 numaralı düğüm noktasının sadece dönme hareketi serbesttir. Plastik mafsallı integrasyon şemalarının kullanıldığı kuvvet tabanlı kiriş-kolon sonlu elemanı 3 ve 4 düğüm noktaları arasındadır. 4 numaralı düğüm noktasının yatay, düşey ve dönme hareketleri serbesttir. Kolona uygulanan aksel yük ve çevrimsel yatay yük, 4 numaralı düğüm noktasının bulunduğu kiriş-kolon sonlu eleman ucuna uygulanmıştır. (Şekil 3.13).



Şekil 3.13 : Kolon modelinin düğüm noktaları ve elemanları.

3.2.3.1 Kiriş-kolon sonlu elemanı

Kolonların eğilme davranışının modellenmesinde kuvvet-tabanlı kiriş-kolon sonlu elemanlarında plastik mafsallı integrasyon şemalarının kullanılacağı belirtilmiştir. Plastik mafsallı uzunlukları deney gözlemlerinden elde edilmiş ve Çizelge 3.3'te verilmiştir. Tüm numunelerde Scott ve Fenves (2006) integrasyon şeması kullanılırken, C-1-60 numunesinde negatif integrasyon ağırlıkları elde edildiği için Addessi ve Ciampi (2007) tarafından önerilen integrasyon şeması kullanılmıştır.

Çizelge 3.3 : Plastik mafsallı uzunlukları.

Numune	Plastik mafsallı uzunluğu
C-1-60	$1.25h = 250 \text{ mm}$
C-2-60	$1.00h = 400 \text{ mm}$
C-3-60	$0.66h = 400 \text{ mm}$
C-4-60	$0.50h = 400 \text{ mm}$
C-5-60	$0.45h = 450 \text{ mm}$
C-2-35	$0.75h = 300 \text{ mm}$
C-4-35	$0.50h = 400 \text{ mm}$

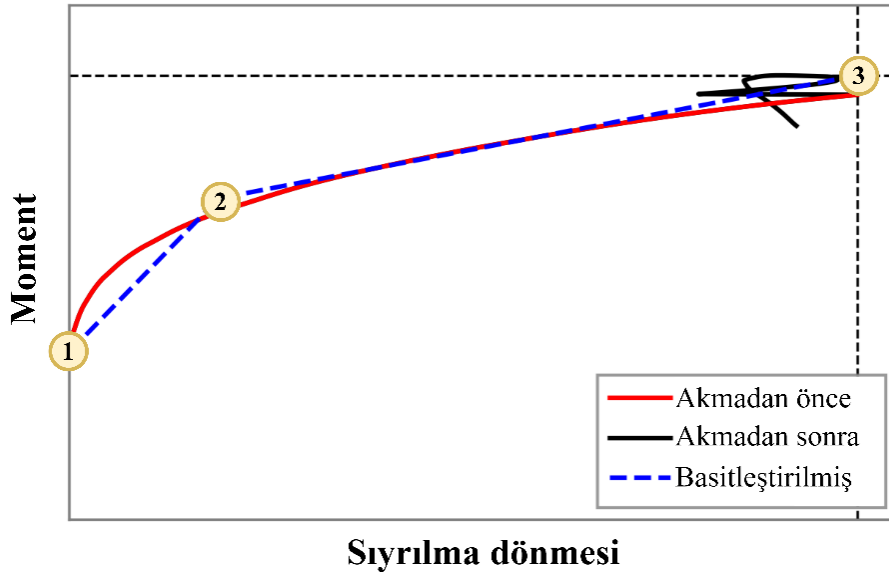
3.2.3.2 Donatı sıyrılma yayı

Donatı sıyrılma dönmelerinin elde edilmesinde denklem 3.8 ve 3.9'daki ifadeler kullanılmıştır. Kolon temellerinde ortalama beton basınç dayanımı 33.5 MPa elde edildiği için, ortalama aderans gerilmesi (u_b) 1.74 MPa olarak alınmıştır. Denklemlerdeki donatı gerilme ve şekil değiştirme değerleri ile tarafsız eksen derinliğinin belirlenmesinde moment-eğrilik analizi sonuçları kullanılmıştır. Tüm kolon kesitlerinin moment-eğrilik analizleri Şekil B.1'de verilmiştir.

Elde edilen moment-sıyrılma dönmesi ilişkileri lineer değildir. Özellikle çekme donatısı aktıktan sonra modelin tuhaflaştığı görülmektedir. Bu durumun nedeni kullanılan donatı çeliği modelinde akma platosunun bulunmasıdır. Her ne kadar Sezen ve Setzler (2008) bu duruma çözüm olarak donatı çeliği modellerinde akma platosunun bulunmamasını önerse de, **Bölüm 4.2.1.2**'de gösterilen donatı çeliği modelleri değiştirilmemiştir.

Donatı sıyrılma yayını kolayca oluşturabilmek için elde edilen moment-sıyrılma dönmesi ilişkileri basitleştirilmiştir. Bunun için üç nokta tanımlanmıştır. İlk nokta, kesitte sıyrılmanın ilk kez yaşandığı yere karşılık gelmektedir. Üçüncü noktanın ordinatı maksimum momente, apsisi donatının aktığı andaki sıyrılma dönmesine

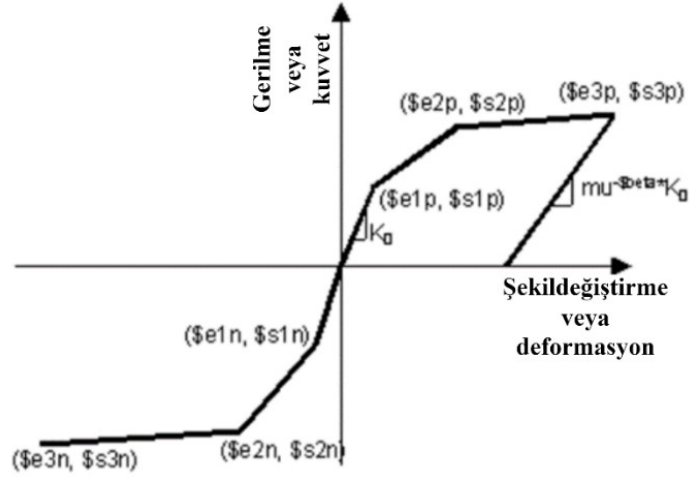
eşittir. İkinci nokta, donatının aktığı ana kadar olan eğrinin altında kalan alan ile basitleştirilmiş iki doğrulu eğrinin altında kalan alanın eşitlenmesiyle bulunmuştur (Şekil 3.14). Tüm numunelerin basitleştirilmiş moment-sıyrılma dönmeleri Şekil B.2’de verilmiştir. C-1-60 numunesinin kesit analizinde donatı çekmede akmadığı için üçüncü noktanın apsisi maksimum momentin apsisi olarak seçilmiştir.



Şekil 3.14 : Moment-sıyrılma dönmesi ilişkisinde yapılan basitleştirme.

Basitleştirilmiş moment-sıyrılma dönmesi ilişkileri, OpenSees yazılımına Hysteretic tek-eksenli malzeme modeli kullanılarak uygulanmıştır (Şekil 3.15). Bu modelde çekme ve basınç altındaki zarf eğrilerinin belirlenmesinde üç nokta kullanılmaktadır. Modelde çevrimsel davranışı düzenlemeye yönelik sıkışmayı, hasarı ve boşaltma rijitliğini etkileyen parametreler bulunmaktadır.

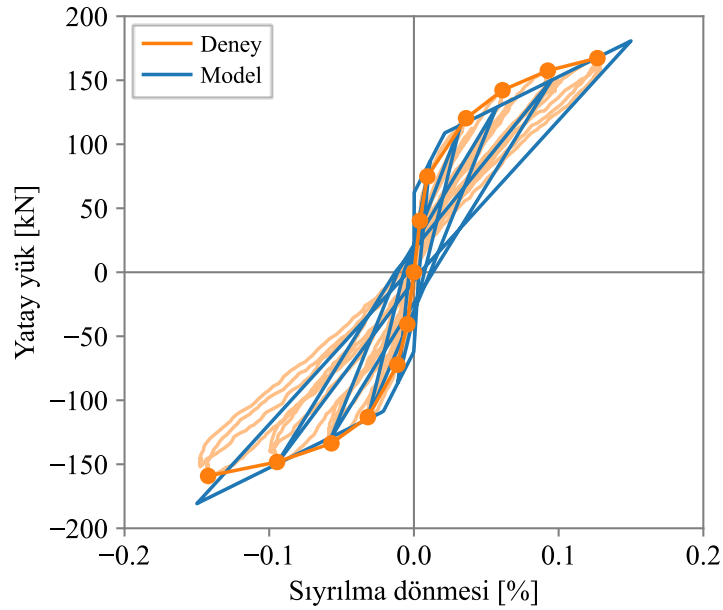
Eksenel yük oranı %60 olan numunelerin yükleme esnasındaki sıkışma davranışını düzenleyen pinchx ve pinchy parametreleri 0.5 olarak alınırken, eksenel yük oranı %35 olan numunelerde bu parametreler sifıra eşit alınmıştır. Numunelerde hasar parametreleri kullanılmamıştır. Boşaltma rijitliğini etkileyen beta parametresi, eksenel yük oranı %60 olan numunelerde 0.87-0.94 arasında, eksenel yük oranı %35 olan numunelerde 0.85’e eşit olarak alınmıştır. Bu değerlerin belirlenmesinde deneylerden elde edilen veriler kullanılmıştır. Oluşturulan tüm dönme yaylarının moment-dönme grafikleri **3.3 Sonuçlar** başlığında verilmiştir.



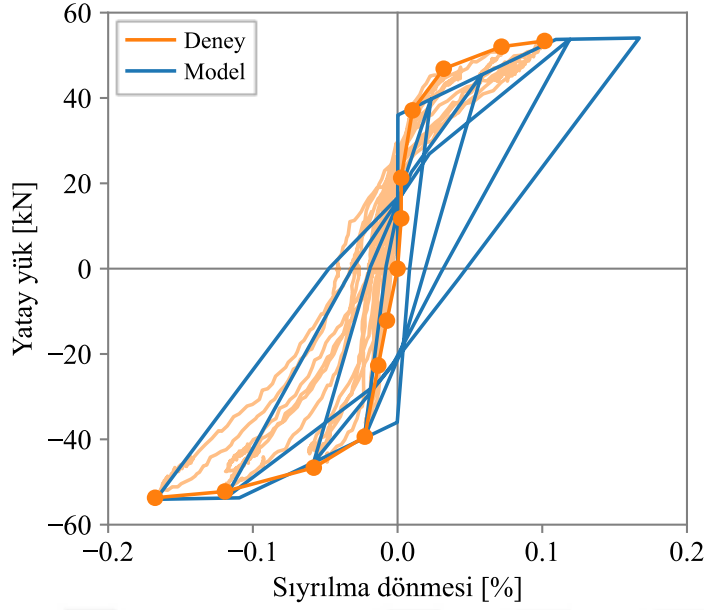
Şekil 3.15 : Hysteretic malzeme modeli (Mazzone ve diğ, 2006).

Hysteretic malzemesine uygulanan basitleştirilmiş Sezen ve Setzler (2008) donatı sıyrılma modelinden elde edilen moment-dönme ilişkileri deney verileriyle karşılaştırıldığında aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmaktadır:

- Eksenel yük oranı %35 olan numunelerde, donatı sıyrılmasının monotonik ve çevrimsel davranışı çok iyi derecede tahmin edilmiştir (Şekil 3.16).
- Eksenel yük oranı %60 olan numunelerin çevrimsel deney verilerinde asimetri görülmüştür. Bununla birlikte, itme-çekme yönünden sadece birisi dikkate alındığında uygulanan modelin monotonik ve çevrimsel davranışı tahmin edebildiği görülmektedir (Şekil 3.17).



Şekil 3.16 : C-4-35 numunesinde donatı sıyrılma modeli ile deneysel verinin karşılaştırılması.



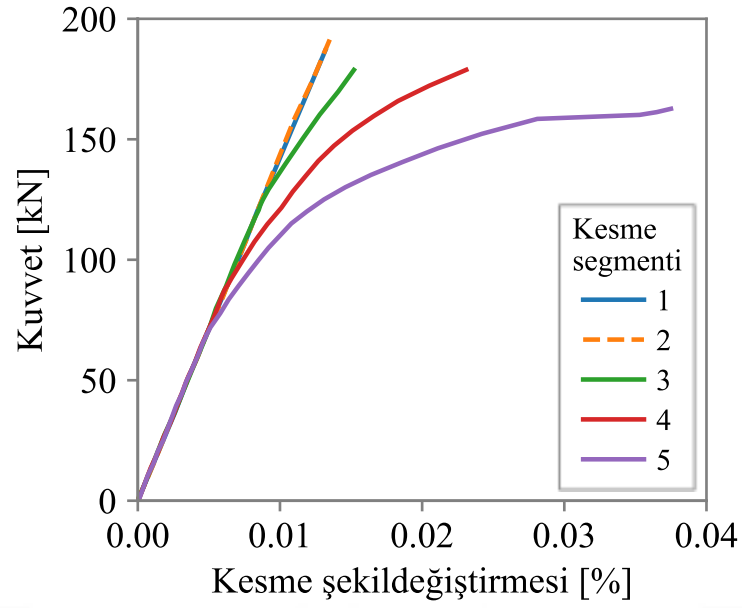
Şekil 3.17 : C-2-60 numunesinde donatı sıyırılma modeli ile deneysel verinin karşılaştırılması.

3.2.3.3 Kesme yayı

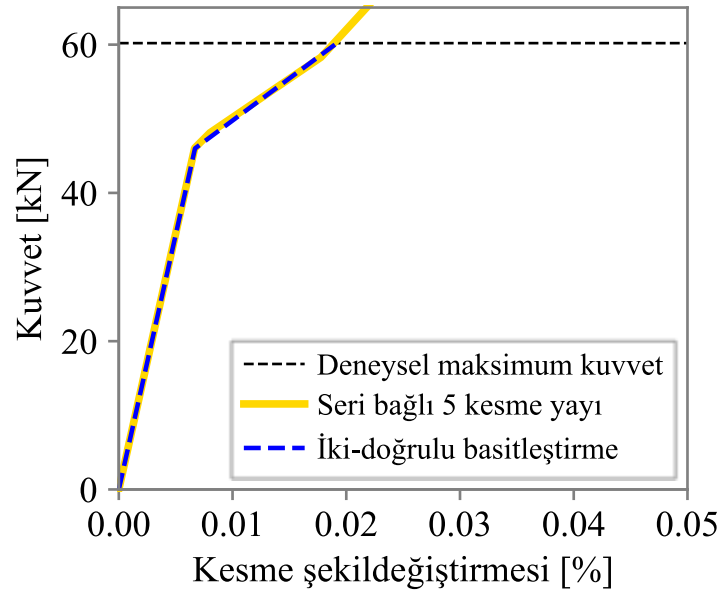
Beş kesme segmentine ayrılan kolonların (Şekil 3.6) kuvvet – kesme şekildeğiştirmeleri ilişkileri, Response-2000 kesit analizi programında yapılan analizler sonucunda elde edilmiştir. Bu programda maksimum yatay yüke erişildiğinde analiz sonlandırılmaktadır. Dolayısıyla elde edilen verilen tepe noktasına kadar olan kesme şekildeğiştirmelerini içermektedir.

Genellikle ilk iki segmentte lineer, son iki segmentte ise lineer olmayan yük-deformasyon ilişkileri görülmüştür (Şekil 3.18). Bu durum ilk iki segmentte kesme çatlağının olmadığını, son iki segmentte ise kesme çatlaklarının yaşandığını göstermektedir. Daha sonra, bu ilişkiler tek ya da iki doğrulu olarak basitleştirilmiştir.

Beş kesme segmentinin iki doğrulu hale getirilen kuvvet-kesme şekildeğiştirmesi ilişkileri, OpenSees'te bulunan ElasticMultiLinear tek eksenli malzeme modeline tanımlanmıştır. Bu işlem sonucunda beş adet ötelenme yayı elde edilmiştir. Daha sonra oluşturulan bu yaylar, Series malzeme modelinde bir araya getirilerek tek bir yay halini almıştır. Series malzeme modeliyle elde edilen yayın davranışı tekrar iki doğrulu hale getirilmiş ve yeni bir ElasticMultiLinear malzemesine tanımlanmıştır (Şekil 3.19). Bu malzeme modeli kolon modelinde yer alan kesme yayını temsil etmektedir (Şekil 3.13). Kesme deformasyonları çoğunlukla ihmal edilebilecek düzeyde kaldıkları için kesme yayı sadece monotonik olarak dikkate alınmıştır.

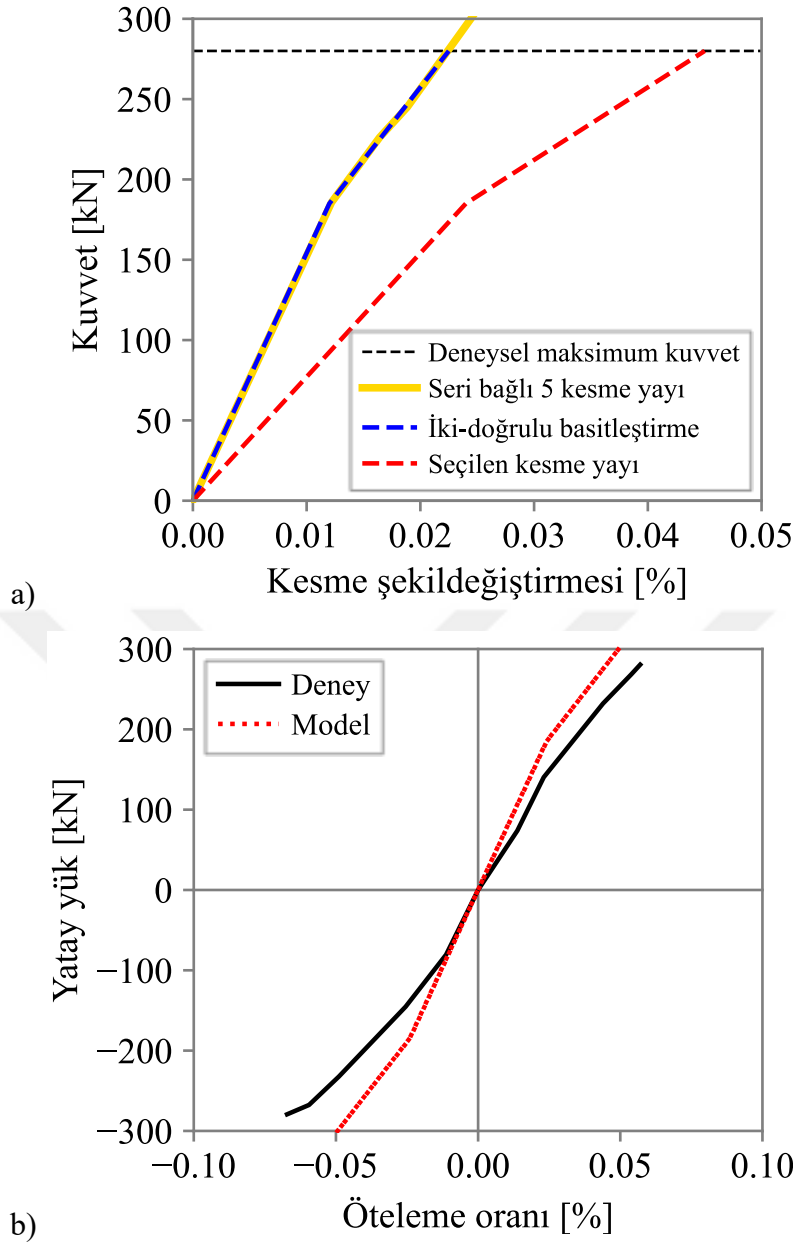


Şekil 3.18 : C-4-35 numunesine ait kuvvet – kesme şekil değişimi ilişkileri.



Şekil 3.19 : C-2-35 numunesinde kesme yayının elde edilmesi.

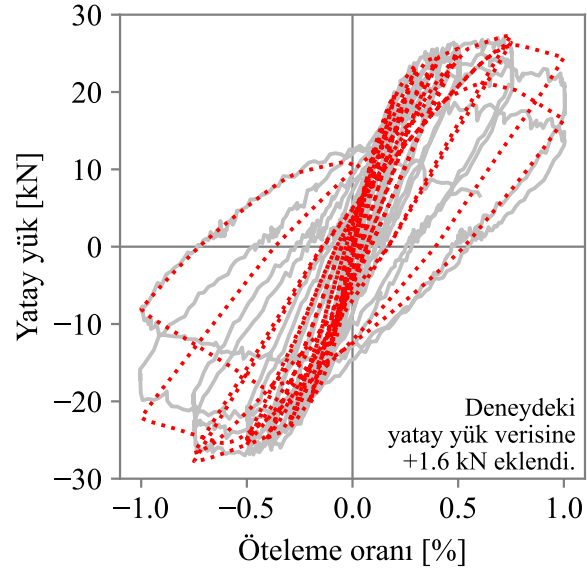
Tüm kolonların kesme yayları oluşturulduktan sonra, kesme açıklığı/etkili derinlik oranı 2.08 olan C-5-60 kolonunda bir düzenleme yapılmıştır. Bu oranın 2.5'tan küçük olması durumunda kesit analiziyle elde edilen kesme şekil değişimlerinin gerçek değerinden daha düşük oldukları bilindiği için, C-5-60 kolonunda elde edilen kesme şekil değişimleri iki ile çarpılarak artırılmıştır (Şekil 3.20a). C-5-60 numunesinin deney ve modeline ait kesme deformasyonlarının kıyaslanmasına Şekil 3.20b'de yer verilmiştir.



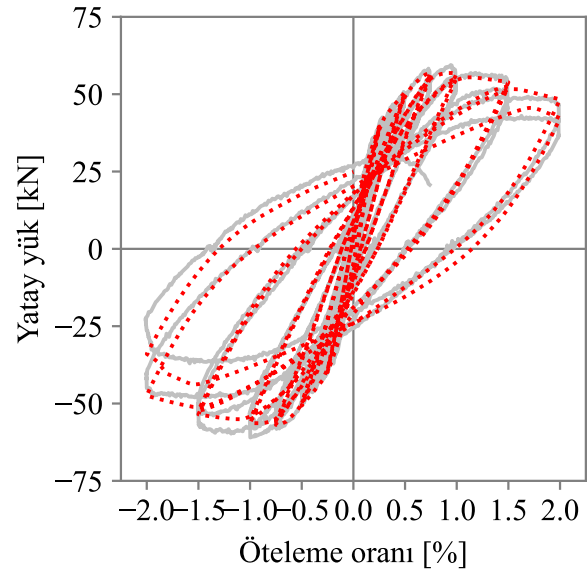
Şekil 3.20 : C-5-60 numunesinde a) kesme yayının elde edilmesi b) deney verisi ile modelin kıyaslanması.

3.3 Sonuçlar

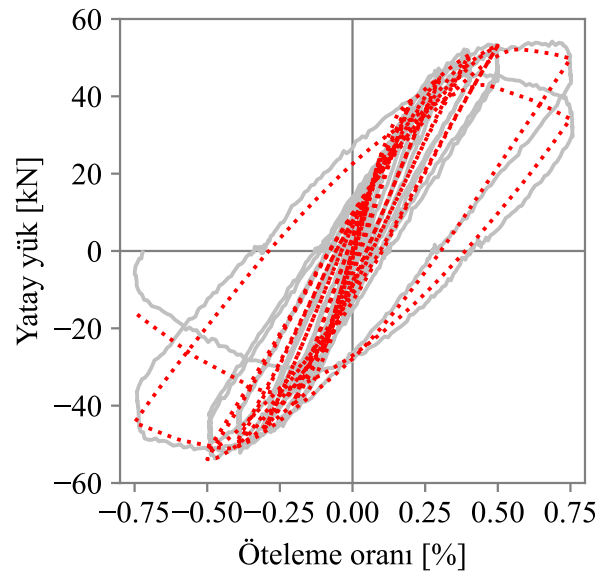
Kolon modelleri oluşturulduktan sonra analizler, deneysel yükleme protokolüne benzer olarak sabit eksenel ve çevrimsel yatay yükleme altında yapılmıştır. Kolonların numerik ve deneysel yatay yük-öteleme oranı ilişkilerinin karşılaştırılmasına Şekil 3.21 ve 3.22’de yer verilmiştir. Bu şekillerdeki kırmızı kesikli çizgiler numerik analizden, gri düz çizgiler deneysel çalışmadan elde edilmiştir.



a)

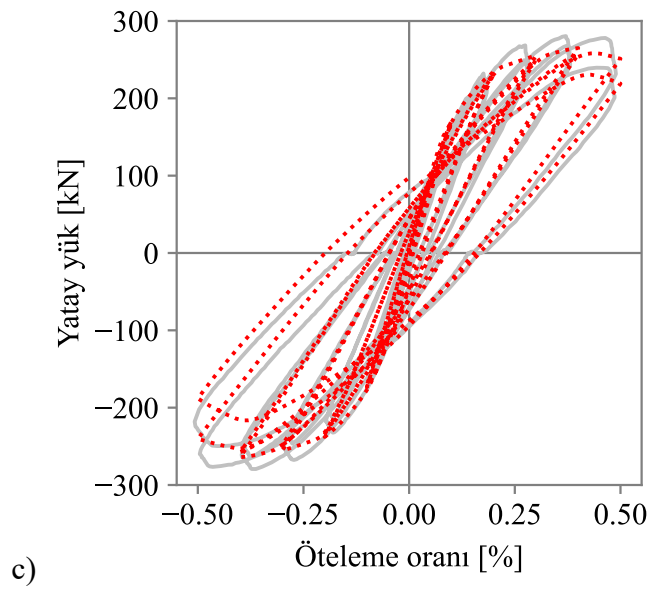
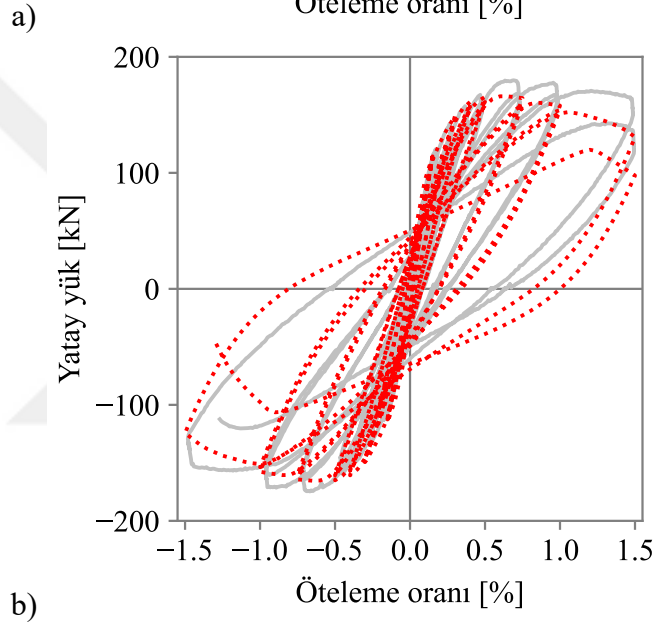
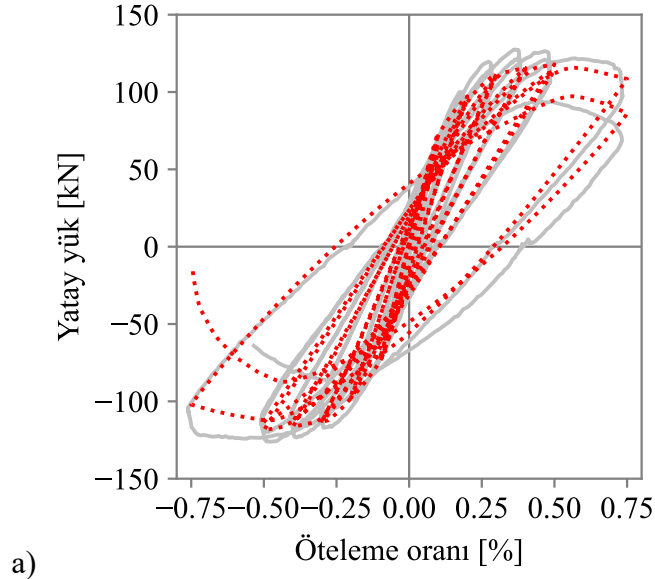


b)



c)

Şekil 3.21 : Numerik ve deneysel yatay yük – öteleme oranı ilişkilerinin karşılaştırılması: a) C-1-60 b) C-2-35 c) C-2-60.



Şekil 3.22 : Numerik ve deneysel yatay yük-öteleme oranı ilişkilerinin karşılaştırılması: a) C-3-60 b) C-4-35 c) C-5-60.

Kolonların numerik ve deneysel yatay yük-öteleme oranı ilişkileri karşılaştırıldığında aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır:

- Numunelerin zarf eğrileri birbirine benzemektedir. Yatay yük kapasitelerine bakıldığında Şekil 3.21’de değerlerin birbiriyle örtüştüğü, Şekil 3.22’deki kolonlarda ise numerik değerlerin deneysel değerlere göre yaklaşık %8 daha düşük olduğu görülmektedir.
- Numunelerin rijitlikleri genel olarak birbiriyle örtüşmektedir.
- Numunelerin maksimum öteleme oranları ve yük taşıma kapasitelerini kaybettikleri noktalar oldukça başarılı bir şekilde tahmin edilmiştir.
- Numunelerde yaşanan çevrimsel dayanım azalimleri model tarafından yakalanmıştır.
- Yükleme boşaltmaları ve kalıcı yerdeğiştirmelere bakıldığında, modelin iyi sonuçlar verdiği görülmektedir.

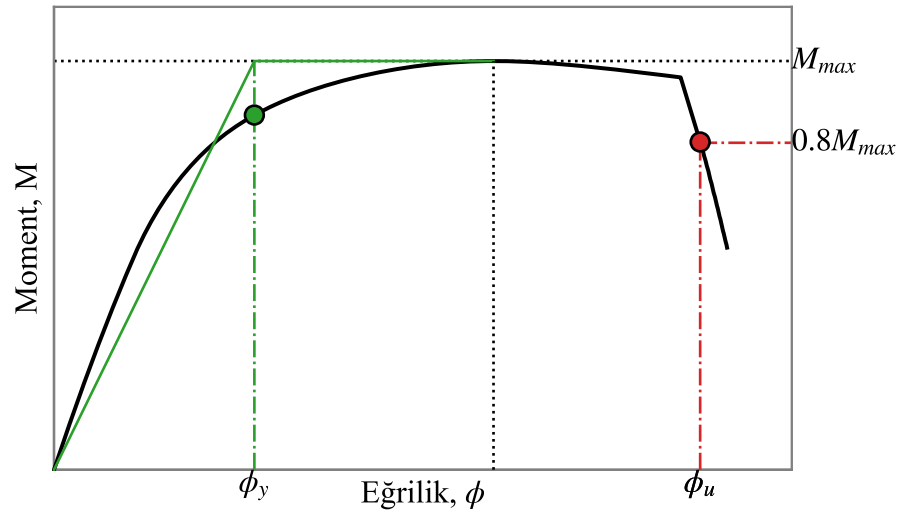
Her bir kolonun numerik analizinde elde edilen beton ve çelik gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil B.3’te, donatı sıyrılma ve kesme yaylarının yatay yük-öteleme oranı ilişkileri ise Şekil B.4’te verilmiştir.



4. DEPREM YÖNETMELİKLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu bölümde mevcut yapıların değerlendirilmesinde kullanılan dört adet yönetmelik ele alınmıştır. Bunlar sırasıyla Eurocode 8 – Bölüm 3 (CEN, 2005b), ASCE 41-17 (ASCE, 2017), Yeni Zelanda Yönetmeliği – Bölüm C5 ve Revizyonu (NZ Guidelines, 2017, 2018) ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'dir (TBDY, 2018). Her yönetmelikte ilk olarak, mevcut malzemelerin nasıl dikkate alındığı ve varsa kullanılan malzeme modelleri verilmiştir. Ardından eleman bazında performans seviyelerinin (limit durumların) nasıl belirlendiği açıklanmıştır. Bu konuda yönetmeliklerde iki farklı yaklaşım bulunmaktadır. İlk yaklaşım, performans seviyelerinin girilen parametrelerle direkt olarak elde edilmesini sağlayan yaklaşımdır. İkinci yaklaşım ise, moment-eğrilik analizi sonucunda elde edilen akma ve nihai eğrilik değerlerinden performans seviyelerine ulaşılan yaklaşımdır.

Akma eğriliği (ϕ_y) başlangıç ile yatay yük kapasitesine ulaşılan nokta arasındaki alanın, eşit enerji prensibine göre iki doğrulu eğri haline çevrilmesiyle elde edilmiştir (Mahin ve Bertero, 1976). Nihai eğrilik (ϕ_u), yönetmeliklerde aksi belirtilmedikçe, dayanımda %20 kaybın olduğu noktaya eşit olarak alınmıştır. Şekil 4.1'de akma ve nihai eğriliğin belirlenmesine bir örnek verilmiştir.



Şekil 4.1 : Akma ve nihai eğriliklerin belirlenmesi.

Performans seviyelerinin geçerli olabilmesi için elemanların sünek davranış göstermeleri gerekmektedir. Bu durum elemanların yeterli kesme kapasitelerine sahip olmalarıyla sağlanmaktadır. Yönetmeliklerde performans seviyeleri belirlendikten sonra kesme tahkikleri yapılarak, gevrek davranışın yaşanmadığı gösterilmiştir.

4.1 Eurocode 8 – Bölüm 3

Eurocode 8, üç bölümden oluşmaktadır. Bu bölümlerden birincisi genel kuralları (CEN, 2004b), ikincisi köprüleri (CEN, 2005a), üçüncüsü yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesini (CEN, 2005b) konu almaktadır. Eurocode 8 - Bölüm 3 (EC8-3), 2005 yılında Avrupa’da yürürlüğe giren, tamamen performans ve yerdeğiştirme odaklı ilk deprem yönetmeliği olmuştur (Fardis, 2013). EC8-3, 2010 ve 2013 yıllarında düzenlemeler almıştır. Bu bölümde yapılan değerlendirmelerde bu düzenlemeler dikkate alınmıştır. Betonarme elemanların değerlendirilmesine yönelik ifadeler EC8-3 Ek A’da verilmiştir. Bazı ifadeler için betonarme yapıların tasarımı isimli Eurocode 2’ye (EC2) başvurulmuştur (CEN, 2004a).

EC8-3 betonarme elemanları değerlendirmek için kapasitelerinin hesaplanmasında bir sınıflandırma yapmaktadır. Bu sınıflandırma eğilme davranışı altındaki sünek ve kesme davranışı altındaki gevrek mekanizmalardan oluşmaktadır. Eğilme davranışı altında deformasyon kapasiteleri yerdeğiştirmiş eksen dönmesi cinsinden verilirken, kesme davranışı altında kuvvet cinsinden verilmiştir. Tez kapsamında incelenen numunelerde yerdeğiştirmiş eksen dönmesi öteleme oranına denk gelmektedir.

4.1.1 Malzemeler

EC8-3 Ek A betonarme elemanlarda betonun basınç dayanımının, donatı çeliğinin akma ve çekme dayanımı ile çekme şekildeğiştirmesinin bilinmesi gerektiğini söyler. Elemanların performans seviyelerinin belirlenmesinde malzemelerin ortalama dayanımları kullanılır. Ortalama dayanımlar bilgi düzeyine göre belirlenen güven faktörlerine bölünerek hesaba katılır. Yönetmelikte sınırlı, normal ve kapsamlı bilgi düzeyi olarak üç farklı bilgi düzeyi bulunur. Güven faktörleri, sınırlı bilgi düzeyi için 1.35, normal bilgi düzeyi için 1.20 ve kapsamlı bilgi düzeyi için 1.00’e eşittir. Tez kapsamındaki malzemeler hakkında kapsamlı bilgi düzeyine sahip olduğu için güven faktörü 1.00 olarak alınmıştır. Elemanların kapasiteleri hesaplanırken sünek ve gevrek davranışa göre malzemeler farklı şekilde dikkate alınır. Sünek davranışta

ortalama malzeme dayanımları güven faktörüne bölünürken, gevrek davranışta ortalama malzeme dayanımları önce güven faktörüne ardından malzeme faktörüne bölünmektedir.

Eleman kapasitelerinin belirlenmesi için yapılan moment-eğrilik analizlerinde donatı çeliği ve betonun modellenmesi hakkında çeşitli hükümler bulunmaktadır. Donatı çeliğinin çekme şekildeğiştirmesi, EC2’de belirtilen değerlere eşit alınmalıdır. EC8-3’te, EC2’deki modelden daha iyi sonuç verdiği ifade edilen bir sargılı beton modeli bulunmaktadır. Bu modelde, Newman ve Newman (1971) tarafından önerilen sargılı beton basınç dayanımı ve bu dayanıma karşılık gelen şekildeğiştirme (Richart ve diğ, 1928) ile nihai şekildeğiştirme denklem 4.1-3’te verilmiştir.

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3.7 \left(\frac{\alpha \rho_w f_{yw}}{f_c} \right)^{0.86} \right] \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.5 \frac{\alpha \rho_w f_{yw}}{f_{cc}} \quad (4.3)$$

Yukarıdaki denklemlerde bulunan sargılama etkinlik faktörü (α) ile yüklemenin dikkate alındığı doğrultudaki enine donatı oranı (ρ_w) denklem 4.4-5’te verilmiştir.

$$\alpha = \left(1 - \frac{s}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right) \quad (4.4)$$

$$\rho_w = \frac{A_w}{bs} \quad (4.5)$$

Yukarıdaki denklemlerde b_o ve h_o etriye merkezinden ölçülen çekirdek beton boyutlarına, b_i etriye ya da çirozlarla tutulu boyuna donatılar arasındaki mesafeye, s etriye aralığına denk gelmektedir.

Sargısız beton, basınç dayanımına 0.002, nihai dayanımına 0.0035 şekildeğiştirme değerlerinde ulaşmaktadır. Sargılı ve sargısız beton için tanımlanan gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri, basınç dayanımına kadar parabolik ardından nihai dayanımına kadar düz bir çizgi olarak dikkate alınmıştır (CEN, 2004a).

4.1.2 Performans seviyeleri

EC8-3'te sınırlı hasar, önemli hasar ve göçmeye yakın olarak üç farklı performans seviyesi bulunmaktadır. Eğilme davranışı için bu üç performans seviyesi de verilirken, kesme davranışı için sadece göçmeye yakın performans seviyesi verilmiştir. Eğilmede sınırlı hasar performans seviyesi akma öteleme oranı, göçmeye yakın ve önemli hasar performans seviyeleri nihai öteleme oranı cinsinden verilmiştir. Bu başlık altında ilk olarak akma, ardından nihai öteleme oranlarının belirlenmesi gösterilmiştir.

4.1.2.1 Akma öteleme oranı

EC8-3'te eğilme davranışındaki sınırlı hasar performans seviyesi, akma öteleme oranına eşit olarak verilmiştir. Akma öteleme oranı ifadesinin ilk hali Biskinis (2007) tarafından geliştirilmiştir. EC8-3'teki ifadeye denklem 4.6'da yer verilmiştir. Denklem ilki eğilme, ikincisi kesme ve üçüncüsü donatı sıyrılma mekanizmalarına ait üç bileşenden oluşmaktadır (Biskinis ve Fardis, 2010a). Eğilme bileşenindeki a_v değeri, eleman uç kısmında akmadan önce diyagonal bir çatlağının gerçekleşmesi durumunda akma öteleme oranındaki artışı göze almak için eklenmiş bir parametredir (Fardis, 2009). Bu durumun kontrolü akma kuvveti (V_y) ile elemanın enine donatısı hesaba katılmayan kesme kapasitesinin (V_{Rc}) karşılaştırılması ile yapılmaktadır (denklem 4.7-8). Aşağıdaki denklemlerde, ϕ_y moment-eğrilik analizinden elde edilen akma eğriliğine, $z = d - d'$ iç manivela kolu uzunluğuna, $\rho_1 = A_{s1}/bd$ çekme donatısı oranına denk gelmektedir. Denklem 4.8'de kesit genişliği ve etkili derinliği metre, eksenel kuvvet kN, beton basınç dayanımı MPa cinsinden girilmelidir. EC8-3'te akma öteleme oranı için bir alternatif daha verilmiştir. Bu alternatifte, denklem 4.6'nın üçüncü bileşeni $\varepsilon_y d_b f_y / [6(d - d')\sqrt{f_c}]$ olarak alınmıştır. Denklem 4.6 standart altı betonarme elemanlar için de geçerlidir.

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \phi_y \frac{d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (4.6)$$

$$V_{Rc} > V_y = M_y / L_s \quad ise \quad a_v = 0 \quad (4.7a)$$

$$V_{Rc} \leq V_y = M_y / L_s \quad ise \quad a_v = 1 \quad (4.7b)$$

$$V_{R,c} = \left\{ \max \left[180(100\rho_1)^{1/3}; 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} f_c^{1/6}} \right] \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) f_c^{1/3} + 0.15 \frac{N}{A_e} \right\} bd \quad (4.8)$$

4.1.2.2 Nihai öteleme oranı

EC8-3'te esas ve ikincil adlarında iki tip eleman bulunmaktadır. İkincil elemanlar yapının deprem analizine katılmayan, dayanımı ve rijitliği ihmal edilen elemanlardır. Tez kapsamındaki kolonlar EC8-3'e göre esas eleman sınıfına girmektedir.

EC8-3'te eğilme davranışındaki göçmeye yakın performans seviyesi nihai öteleme oranına, önemli hasar performans seviyesi nihai öteleme oranının %75'ine eşittir. Nihai öteleme oranı için biri ampirik diğeri mekanik iki model verilmiştir. Düz donatılı standart altı elemanların nihai ötelenme oranının bulunmasında sadece ampirik model geçerlidir. Fakat burada her iki model de dikkate alınarak değerlendirme yapılmıştır.

Mekanik model denklem 4.9'da verilmiştir. Denklemdaki ilk terim denklem 4.6'da hesaplanan akma öteleme oranına, ikinci terim plastik mafsalda oluşan plastik deformasyonlara karşı gelmektedir. EC8-3'te iki farklı plastik mafsal ifadesi verilmesine karşın, **Bölüm 4.1.1**'deki malzemeler kullanıldığında denklem 4.10'da verilen plastik mafsal uzunluğunun kullanılması gerekmektedir. Nihai eğrilik, kesit analizi ile belirlenip, dayanımda %20 kaybın olduğunu noktaya denk gelmektedir.

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_s} \right) \right) \quad (4.9)$$

$$L_{pl} = \frac{L_s}{30} + 0.2h + 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.10)$$

Ampirik modelin ilk hali Panagiotakos ve Fardis (2001) tarafından ortaya konulmuştur. Biskinis (2007) bu modeli geliştirmiştir. EC8-3'teki nihai öteleme oranı ifadesi denklem 4.11'de verilmiştir. Denklemdaki v eksenel yük oranına, $\omega = (\rho_1 + \rho_v) f_y / f_c$ ve $\omega' = \rho_2 f_y / f_c$ sırasıyla çekme ve basınç bölgelerindeki mekanik donatı oranına, ρ_d diyagonal donatı oranına eşittir. Çekme bölgesi mekanik donatı oranında 1 indeksi çekme donatısına, v indeksi gövde donatısına denk gelmektedir. α ve ρ_w denklem 4.4-5'te verilmiştir.

Denklem 4.11'deki ifade sürekli, nervürlü boyuna donatılı ve sismik detaylara sahip elemanlar içindir. Sismik detaylara sahip olmayan elemanlar için θ_u değeri 1.2'ye bölünmektedir. Eğer sismik detaylara sahip olmayan bu elemanlar düz boyuna donatı içeriyorlarsa θ_u değeri ilaveten %5 daha azaltılmıştır (Biskinis ve Fardis, 2010b). EC8-3'te düz donatılı ve sismik detaylar içermeyen (standart altı) elemanların nihai öteleme oranı denklem 4.12'de verilmiştir.

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016(0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left[\min \left(9; \frac{L_s}{h} \right) \right]^{0.35} 25^{\left(\frac{\alpha \rho_w f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d}) \quad (4.11)$$

$$\theta_{u, \text{standart altı}} = 0.8 \theta_u \quad (4.12)$$

Nihai öteleme oranını veren iki denklemde de bulunan γ_{el} katsayıları ortalama olarak elde edilecek değerleri, ortalama eksi bir standart sapma seviyesinde elde edilmesini sağlamaktadır. Katsayı, denklem 4.9'da 1.7, denklem 4.11'de 1.5 olarak alınmaktadır. Aradaki farklılık mekanik tabanlı modelin daha fazla saçılmaya sahip olmasından kaynaklanmaktadır (Fardis, 2009).

4.1.3 Kesme tahkiki

EC8-3'te betonarme elemanların kesme kapasitelerinin bulunması için üç farklı ifade verilmiştir. İlk ifade diyagonal çekme kapasitesinin veren yarı-ampirik, ikinci ifade perdelerde diyagonal basınç kapasitesini veren ampirik, üçüncü ifade kısa kolonlarda diyagonal basınç kapasitesini veren ampirik modele karşılık gelmektedir. Üç modelde de çevrimsel deformasyonlardan kaynaklanan kesme kapasitesindeki azalış dikkate alınmıştır. Bu modeller Biskinis ve diğ. (2004) tarafından geliştirilmiştir.

Diyagonal çekme kapasitesi denklem 4.13'te verilmiştir. Süslü parantez içindeki ilk ifade eksenel yükün, üçüncü ifade betonun ve dördüncü ifade enine donatının kesme kapasitesine olan katkısını göstermektedir. İkinci ifade, beton ve enine donatı katkısının deformasyon artışına bağlı olarak azalmasını sağlamaktadır. Denklemdeki γ_{el} 1.15'e, c akmadaki tarafsız eksen derinliğine, $A_e = bd$, ρ_L boyuna donatı oranına, μ_{Δ}^{pl} plastik öteleme süneklik oranına ($\mu_{\Delta} - 1$) karşılık gelmektedir. Enine donatının katkısı V_w denklem 4.14'te verilmiştir. Bu denklemde, ρ_w enine donatı oranına karşılık

gelmektedir. Denklem 4.13-14'teki beton basınç dayanımı 1.5, çelik akma dayanımı 1.15'e bölünerek hesaba katılmıştır (CEN, 2004a, 2004b).

Öteleme süneklik oranı (μ_Δ) bulunurken, denklem 4.6 ve 4.12 ifadelerini kullanmak yerine moment-eğrilik analizinden elde edilen eğrilik süneklik oranı (μ_ϕ) kullanılmıştır (denklem 4.15). Eğrilik süneklik oranı nihai eğriliğin akma eğriliğine bölünmesiyle elde edilmektedir.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left\{ \frac{h-c}{2L_s} \min(N; 0.55A_e f_c) + \left[1 - 0.05 \min\left(5; \mu_\Delta^{pl}\right) \right] \times \right. \\ \left. \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_L) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_s}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_e + V_w \right] \right\} \quad (4.13)$$

$$V_w = \rho_w f_{yw} b z \quad (4.14)$$

$$\mu_\Delta = 1 + (\mu_\phi - 1) \frac{3L_{pl}}{L_s} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_s} \right) \quad (4.15)$$

Tüm numunelerin kesme tahkiki denklem 4.13'e göre yapılırken, C-5-60 numunesinde bir ifadeye daha bakılması gerekmektedir. Bu numunenin L_s/h değeri ikiye eşit olduğu için kısa kolonlar için verilen diyagonal basınç kapasitesine de bakılmalıdır (denklem 4.16). Denklemde verilen δ , $\tan \delta = h/(2L_s)$ ifadesinden hesaplanmaktadır.

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} \frac{\left(1 - 0.02 \min\left(5; \mu_\Delta^{pl}\right) \right)}{\gamma_{el}} \left(1 + 1.35 \frac{N}{A_e f_c} \right) (1 + 0.45(100\rho_L)) \\ \sqrt{\min(40; f_c)} b z \sin 2\delta \quad (4.16)$$

EC8-3'teki kesme kapasiteleri ifadelerine ek olarak, EC2'de verilen ifadelerin de tahkik edilmesi gerekmektedir. EC2'deki kesme tahkiki, değişken eğimli kafes kiriş modelini baz almaktadır. Denklem 4.17'de izin verilen eğim açısı (δ) limitleri verilmiştir. Elemanlardaki kesme kuvveti talebi, denklem 4.18'de verilen enine donatı kesme kapasitesi ile karşılanmalıdır. Son olarak, diyagonal basınç kapasitesinin tahkik edilmesi gerekmektedir (denklem 4.19). Bu denklemlerdeki beton basınç ve çelik akma dayanımları denklem 4.13-14 için verilen malzeme güvenlik faktörlerine bölünürken, denklem 4.19'da parantez içindeki beton basınç dayanımı güvenlik faktörüne bölünmemiştir.

$$0.4 \leq \tan \delta \leq 1 \quad (22^\circ \leq \delta \leq 45^\circ) \quad (4.17)$$

$$V_{R,s} = \rho_w f_{yw} b z \cot \delta \quad (4.18)$$

$$V_{R,max} = 0.5 b z \left[0.6 \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) \right] f_c \sin 2\delta \quad (4.19)$$

4.2 ASCE 41-17

Bu bölümde Mevcut Binaların Sismik Değerlendirmesi ve Güçlendirilmesi isimli ASCE 41-17 (ASCE, 2017) yönetmeliği ele alınmıştır. Betonarme elemanların değerlendirilmesine yönelik ifadeler ASCE 41-17 Bölüm 10'da verilmiştir. Bölüm 10'daki ifadeler ACI 369.1-17 (ACI, 2017) standardını baz almaktadır. Yönetmelikteki bazı ifadeler için ACI 318-14 (ACI, 2014) yönetmeliğine başvurulmuştur.

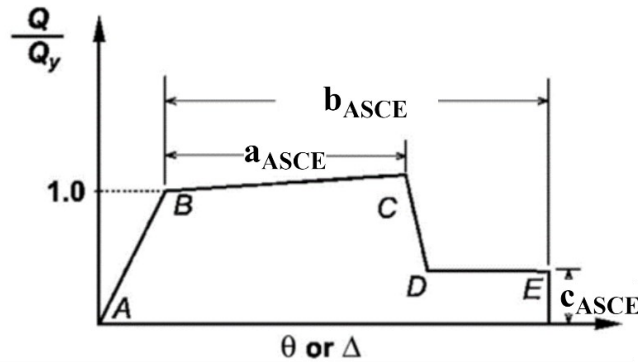
ASCE 41-17 performans seviyeleri için öncelikle elemanın esas ya da ikincil eleman sınıflarından hangisine uyduğuna bakılmaktadır. Deprem kuvvetlerine karşı koyan elemanlar esas eleman sınıfına girmektedir. Ardından, elemanın deformasyon kontrollü (sünek) ya da kuvvet kontrollü (sünek olmayan) seçeneklerinden hangisine uyduğu belirlenir. Deformasyon kontrollü elemanlarda, ortalamayı dikkate alan beklenen malzeme dayanımları kullanılarak beklenen deformasyon kapasitesi elde edilir. Kuvvet kontrollü elemanlarda, ortalama eksi bir standart sapmayı dikkate alan alt sınır malzeme dayanımları kullanılarak alt sınır dayanım kapasitesi elde edilir.

4.2.1 Malzemeler

ASCE 41-17 betonarme elemanlarda betonun basınç dayanımının, donatı çeliğinin akma ve çekme dayanımının bilinmesi gerektiğini söyler. Elemanlara yapılan kesit analizlerinde ACI 318-14 kullanılmıştır. Enine donatılar ACI 318 hükümlerine uymadığı için kesitlerde sargılı beton modeli kullanılmamıştır. Betonun elastisite modülü $E_c = 4700\sqrt{f_c}$ olarak alınmıştır. ASCE 41-17'de sargısız beton için verilen nihai şekildeğiştirme limiti 0.005 kullanılmıştır. Kesit analizinde, Popovics (1973) sargısız beton modeli tercih edilmiştir. Performans seviyelerinin belirlenmesinde ve kesme tahkikinde kolonlara özel bir durum bulunduğu için, malzemelerin ortalama dayanımları dikkate alınmıştır.

4.2.2 Performans seviyeleri

Elemanların performans seviyelerinin belirlenmesinde Şekil 4.2’de verilen genelleştirilmiş yük-deformasyon ilişkisindeki modelleme parametreleri kullanılmaktadır. A noktasından B noktasına olan ilk kısım elemanın lineer davranış gösterdiği bölümü ifade etmektedir. Bu bölüm elemanın etkin rijitlik değeri kullanılarak belirlenir. B noktasından C noktasına olan ikinci kısım elemanın plastik davranış gösterdiği bölümü ifade etmektedir. Bu bölüm başlangıçtaki rijitliğin %0-10’u kadarlık bir rijitliğe sahiptir. C noktası elemanın yatay yük kapasitesinde büyük kaybın olduğu noktayı temsil etmektedir. B ve C noktaları arasındaki deformasyon farkı ya da diğer bir değişle plastik deformasyon “ a_{ASCE} ” parametresi ile gösterilmektedir. E noktası elemanın düşey yük taşıma kapasitesinin kaybolduğu noktayı göstermektedir. E noktası ile B noktası arasındaki deformasyon “ b_{ASCE} ” parametresiyle gösterilmektedir. Elemanın C noktasında yatay yük kapasitesini büyük ölçüde kaybettikten sonra geriye kalan kapasitesini belirtmek için “ c_{ASCE} ” parametresi kullanılmaktadır. Şekil üzerinde gösterilen D noktasının betonarme elemanlar için belirlenmesi gerçekçi değildir. Bu sebepten dolayı elemanın C noktasından sonra direkt olarak E noktasına ulaştığı kabulü yapılabilir.



Şekil 4.2 : ASCE 41-17 genelleştirilmiş yük-deformasyon ilişkisi (ASCE, 2017).

ASCE 41-17’de üç farklı performans seviyesi bulunmaktadır. Bunlar sırasıyla hemen kullanım, can güvenliği ve göçmenin önlenmesi performans seviyeleridir. Sismik detaylara sahip olmayan betonarme kolonlar için verilen performans seviyelerinde, hemen kullanım “ a_{ASCE} ”, can güvenliği ve göçmenin önlenmesi “ b_{ASCE} ” parametreleri üzerinden verilmiştir. Diğer yönetmeliklerle karşılaştırma yapabilmek için ASCE 41-17’de verilen performans seviyelerine ek olarak, akma öteleme oranı elde edilmiştir. ASCE 41-17’de kolonlarda düz yüzeyli boyuna donatıların kullanımına ilişkin bir hüküm bulunmamaktadır.

ASCE 41-17'deki performans seviyelerinin belirlenmesinde kullanılan modelleme parametreleri, ACI 369 kolon veri tabanından geliştirilmiştir (Ghannoum ve diğ., 2015). Elemanların deformasyon kapasitelerinde eksenel yük oranı ($N/A_g f_c$), enine donatı oranı (ρ_w) ve kesme kuvveti talebinin kapasitesine bölümünün (V_y/V_{R0}) etkili olduğu çıkarılmıştır. “ a_{ASCE} ” parametresi Ghannoum ve Matamoros (2014) tarafından ACI 369 kolon veri tabanı üzerine yapılan ağırlıklı regresyon analizinden, “ b_{ASCE} ” parametresi Elwood ve Moehle (2005a) tarafından geliştirilen mekanik modelden elde edilmiştir. Denklem 4.20-21'de sismik detaylara uymayan betonarme kolonlar için radyan cinsinden modelleme parametreleri gösterilmiştir. Denklem 4.21'deki “ b_{ASCE} ” parametresi, eksenel yük oranının 0.5'e eşit ya da küçük olduğu durumlarda geçerlidir. Eksenel yük oranının 0.7'e eşit ya da büyük olduğu durumlarda “ b_{ASCE} ” parametresi sifıra eşitken, ara değerler için doğrusal interpolasyon yapılmaktadır. Performans seviyelerinin belirlenmesinde kullanılmayan “ c_{ASCE} ” parametresi ise denklem 4.22'de verilmiştir. Denklem 4.20-22'deki ifadelerde sismik detaylara uymayan kolonlarda enine donatı oranı 0.0075'ten büyük alınamaz. Enine donatı oranı 0.0005'ten küçük olan kolonlarda aşağıdaki ifadeler geçerli değildir. Kesme kuvveti talebinin, kapasitesine bölümü 0.2'den küçük alınamaz.

$$a_{ASCE} = \left(0.042 - 0.043 \frac{N}{A_g f_c} + 0.63 \rho_w - 0.023 \frac{V_y}{V_{R0}} \right) \geq 0.0 \quad (4.20)$$

$$b_{ASCE} = \frac{0.5}{5 + \frac{N}{0.8 A_g f_c} \frac{1}{\rho_w} \frac{f_c}{f_{yw}}} - 0.01 \geq a_{ASCE} \quad (4.21)$$

$$c_{ASCE} = 0.24 - 0.4 \frac{N}{A_g f_c} \geq 0.0 \quad (4.22)$$

4.2.2.1 Akma öteleme oranı

ASCE 41-17'de elemanların akma noktası Elwood ve diğ. (2007) çalışmasına dayanan etkin eğilme rijitliği (EL_{eff}) değerine göre belirlenir. Bu değer, kolondaki eksenel yük $0.5 A_g f_c$ değerinden büyük ise $0.7 E_c I_g$, $0.1 A_g f_c$ değerinden küçük ise $0.3 E_c I_g$ olarak alınır. Eksenel yükün ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılır. Denklem 4.23'te akma öteleme oranı verilmiştir.

$$\theta_y = \frac{M_y L_s}{3EI_{eff}} \quad (4.23)$$

ASCE 41-17’de hemen kullanım performans seviyesi, elemanın akma noktasına denk gelmemektedir. Bu performans seviyesine plastik deformasyon dahil edilmiş ve “a_{ASCE}” parametresinin %15’ine eşit olarak verilmiştir. Ek olarak, bu performans seviyesinin 0.005 radyanı aşmasına izin verilmemiştir.

4.2.2.2 Göçmenin önlenmesi

ASCE 41-17’deki tanıma göre yatay yük kapasitesinin nihai noktasını “a_{ASCE}” parametresi vermektedir. Fakat verilen performans seviyelerinde göçmenin önlenmesi “b_{ASCE}” parametresi üzerinden verilmiştir. Can güvenliği ve göçmenin önlenmesi performans seviyeleri “b_{ASCE}” parametresinin sırasıyla %50 ve %70’i olarak alınmıştır. Bu parametre hesaplanırken, denklem 4.21’de verilen ifadede eksenel yük oranı 0.1’den düşük alınamaz.

4.2.3 Kesme tahkiki

Denklem 4.24’te verilen ASCE 41-17 kesme kapasitesi ifadesi, Sezen ve Moehle (2004) modeline dayanmaktadır. Kesme kapasitesi köşeli parantez içerisinde verilirken, ilk ifade enine donatının ikinci ifade betonun katkısını göstermektedir. Bu model, çevrimsel deformasyonlardan kaynaklı kesme kapasitesindeki azalışı k_{nl} parametresi aracılığıyla dikkate almaktadır. Bu parametre, denklem 4.15 kullanılarak belirlenen öteleme süneklik oranı 2’ye eşit ya da küçük ise 1’e, 6’ya eşit ya da büyük ise 0.7’ye eşittir. Denklemde verilen kesme açıklığı/etkili derinlik oranı 2’den küçük, 4’ten büyük alınamaz. Enine donatı etkinliğini dikkate almak için kullanılan α_{Col} parametresi, $s/d \leq 0.75$ ise 1.0, $s/d \geq 1.00$ ise 0.0’a eşittir. Ara değerler için doğrusal interpolasyon yapılır.

$$V_R = k_{nl} V_{R0} = k_{nl} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_w f_{yw} d}{s} \right) + \left(\frac{0.5 \sqrt{f_c}}{L_s/d} \sqrt{1 + \frac{N}{0.5 A_g \sqrt{f_c}}} \right) 0.8 A_g \right] \quad (4.24)$$

4.3 Yeni Zelanda Yönetmeliği – Bölüm C5

2017 yılında “Mevcut Binaların Sismik Değerlendirmesi” isimli Yeni Zelanda deprem yönetmeliği yürürlüğe girmiştir. Yönetmelik değerlendirme amaçları ve prensipleri,

ilk sismik değerlendirme, detaylı sismik değerlendirme olarak üç bölüme ayrılmıştır. Detaylı sismik değerlendirme bölümünün alt başlıklarından birisi olan Bölüm C5'te (NZ Guidelines, 2017), betonarme binaların değerlendirilmesini ele almaktadır. Yeni Zelanda Yönetmeliği Bölüm C5'e (NZG-C5) 2018 yılında bir revizyon (NZG-C5R) yapılmıştır (NZ Guidelines, 2018). Revizyonun henüz yasal bir geçerliliği bulunmamakla birlikte, bu bölümde her iki versiyon için de değerlendirme işlemleri yapılmıştır.

NZG-C5, elemanların dayanım ve deformasyon kapasiteleri belirlenirken üç hususu göz önüne alınır. Bunlar, ilk olarak elemanların eğilmedeki dayanımı, ikinci olarak elemanların kesme dayanımı ve üçüncü olarak donatıların bindirilmesi, eğilme davranışında kesmenin etkisi ve donatı burkulması gibi kısıtlayıcı etkilerdir.

NZG-C5R'de elemanların düşey yük taşıma kapasiteleriyle alakalı ASCE 41-17 ifadeleri ilave edilmiştir. Düz donatılı kolonların kapasitelerinin hesaplanmasına yönelik birçok değişiklik yapılmıştır. Kesme kapasitesinin hesaplanmasında ASCE 41-17'nin kullandığı modele geçiş yapılmıştır.

4.3.1 Malzemeler

NZG-C5 betonarme elemanlarda beton basınç dayanımının, donatı çeliği akma ve çekme dayanımının ve çekme şekildeğiştirmesinin bilinmesi gerektiğini söylemektedir. Elemanların kapasiteleri hesaplanırken ortalama malzeme dayanımları dikkate alınmaktadır.

Sadece köşelerdeki boyuna donatıların enine donatılarla tutulması, 90 derece kancalı etriyelerin kullanılması, 0.5d ya da 16d_b değerinden daha büyük etriye aralığının bulunması durumlarından birinin gerçekleşmesi halinde kesitteki sargılama etkisini ihmal edilmektedir. Bunun sonucunda kesit analizinde sadece sargısız beton modeli kullanılmıştır. Sargısız beton için 0.004 nihai şekildeğiştirme değeri verilmiştir. Betonun elastisite modülü, Mander ve diğ. (1988) modelinde verilen $5000\sqrt{f_c}$ değeri olarak alınmıştır.

4.3.2 Performans seviyeleri

Yeni Zelanda yönetmeliğinde diğer yönetmeliklerde bulunan performans seviyeleri yerine deprem puanı ve derecesi sistemi bulunmaktadır. Eleman bazında

değerlendirme yaparken hemen kullanım, göçmenin önlenmesi gibi performans seviyeleri yerine akma ve nihai öteleme oranları verilmiştir.

NZG-C5R’de elemanların kapasiteleri belirlenmesinde, mekanik tabanlı moment eğrilik metoduna ek olarak, istatistik tabanlı direkt metot ilave edilmiştir. Hatta düz donatılı kolonlar için sadece direkt metodunun geçerli olduğu ifade edilmiştir.

4.3.2.1 Akma öteleme oranı

NZG-C5’te moment-eğrilik analizi sonucu elde edilen akma eğriliği, akma öteleme oranının bulunmasında kullanılmaktadır (denklem 4.25). NZG-C5R’de verilen akma öteleme oranı ifadesi Opabola ve diğ. (2019) tarafından geliştirilmiştir (denklem 4.26). Bu modelde akma eğriliği için Priestley ve Kowalsky (2000) tarafından verilen basitleştirilmiş ifade kullanılmıştır. Ayrıca, akma öteleme oranına eğilme davranışının katkısını düzenleyen bir β_v parametresi eklenmiştir (denklem 4.26a). Bu parametrede, eksenel yük oranının ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılır.

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_s}{3} \quad (4.25)$$

$$\theta_y = \beta_v \left(\frac{2\varepsilon_y}{h} \right) \frac{L_s}{3} \quad (4.26)$$

$$\begin{aligned} \frac{N}{A_g f_c} \geq 0.4 \quad \text{ise} \quad \beta_v &= 1 \\ \frac{N}{A_g f_c} \leq 0.3 \quad \text{ise} \quad 1.0 \leq \beta_v &= \frac{19 - 4(L_s/d)}{3} \leq 5.0 \end{aligned} \quad (4.26a)$$

4.3.2.2 Nihai öteleme oranı

NZG-C5’te nihai öteleme oranı, akma öteleme oranına plastik öteleme oranının eklenmesiyle bulunur (denklem 4.27). Plastik deformasyon, nihai eğriliğin olduğu noktaya kadar gerçekleşmektedir. Nihai eğrilik, dayanımda %20 azalışın olduğu, sargılı betonun nihai şekildeğiştirme değerine ulaştığı, donatı çeliğindeki şekildeğiştirmenin 0.06 değerine eriştiği noktalardan hangisinin önce gerçekleştiğine göre belirlenmektedir. İncelenen kolonların hepsinde dayanımda %20 azalış nihai eğriliğin gerçekleştiği noktayı vermiştir. Plastik öteleme oranı, denklem 4.28’de verilen plastik mafsallık uzunluğu aracılığıyla bulunmaktadır (Priestley ve diğ, 2007).

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p = \theta_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl} \quad (4.27)$$

$$L_{pl} = \min \left[0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right); 0.08 \right] L_s + 0.022 f_y d_b \quad (4.28)$$

NZG-C5 elemanda düz donatı kullanılması, soğuk derz bulunması, düşük boyuna donatı oranının ($\rho_L \leq \sqrt{f_c}/(4f_y)$) bulunması durumlarından birinin olması halinde denklem 4.28'de verilen plastik mafsallık uzunluğu yerine $L_{pl}/5$ değerini dikkate almaktadır.

NZG-C5'te denklem 4.27'den farklı olarak birisi burkulma, diğeri eğilme-kesme etkileşimi etkilerini göz önüne alan iki farklı nihai öteleme oranı daha verilmiştir. Burkulma etkisi için denklem 4.29'da verilen nihai öteleme oranı Berry ve Eberhard (2005) tarafından geliştirilmiştir. Bu ifadede enine donatı katsayısı k_{ebb} , s/d_b 6'dan büyük olduğunda sıfıra eşit alınmaktadır.

$$\theta_{u,b} = 0.0325 \left(1 + k_{ebb} \rho_w \frac{f_{yw} d_b}{f_c h} \right) \left(1 - \frac{N}{A_g f_c} \right) \left(1 + \frac{L_s}{10h} \right) \quad (4.29)$$

Eğilme-kesme etkileşiminden kaynaklanan kırılma için verilen nihai öteleme oranı Elwood ve Moehle (2005b) tarafından geliştirilmiştir (denklem 4.30).

$$\theta_{u,fs} = 0.03 + 4\rho_w - 0.024 \frac{V_{max}}{bd\sqrt{f_c}} - 0.025 \frac{N}{A_g f_c} \geq 0.01 \quad (4.30)$$

Elemanın kapasitesi esas olarak denklem 4.27'ye göre belirlenirken, denklem 4.29 ve 4.30'a kontrol amaçlı bakılmaktadır.

NZG-C5R'de nihai öteleme oranı denklem 4.27'e göre belirlenmektedir. Fakat akma öteleme oranında denklem 4.26, plastik öteleme oranında denklem 4.31 dikkate alınmaktadır. Plastik öteleme oranı, θ_r üzerinden verilmiştir. Eksenel yükün ara değerleri için doğrusal interpolasyon yapılmalıdır.

$$\begin{aligned} \frac{N}{A_g f_c} \leq 0.3 \quad \text{ise} \quad \theta_p &= \theta_r \\ \frac{N}{A_g f_c} \geq 0.5 \quad \text{ise} \quad \theta_p &= 0 \end{aligned} \quad (4.31)$$

Denklem 4.32’de verilen θ_r , Opabola ve diğ. (2019) tarafından geliştirilmiştir. İfadedeki k_r katsayısı, kesme açıklığı/etkili derinlik oranına göre belirlenmektedir (denklem 4.32a).

$$\theta_r = 0.1k_r \frac{h}{L_s} \left[1 - \frac{N}{0.7f_c A_g} \right] \quad (4.32)$$

$$0.1 \leq k_r = \frac{19(L_s/d) - 15}{40} \leq 2.0 \quad (4.32a)$$

4.3.3 Kesme tahkiki

NZG-C5, kesme kapasitesinin hesaplanmasında Kowalsky ve Priestley (2000) tarafından önerilen ve Priestley ve diğ. (2007) tarafından güncellenen modeli kullanılmaktadır. Kesme kapasitesi beton, enine donatı ve eksenel yük bileşenlerine sahiptir (denklem 4.33). Bu model çevrimsel deformasyonlardan kaynaklı kesme kapasitesindeki azalışı k_γ parametresi ile beton bileşeni üzerinde dikkate almaktadır. Beton bileşenini etkileyen parametreler denklem 4.33a-c’de verilmiştir. Enine donatı bileşenindeki c_o parametresi, dış beton yüzünden enine donatı ortasına ölçülen kabuk beton kalınlığıdır. Malzeme dayanımı olarak ortalama değerler kullanılırken, kesme kapasitesine güvenlik payı eklemek amacıyla, elde edilen ifade 0.85 ile çarpılmıştır.

$$V_R = \gamma_s [V_c + V_w + V_n]$$

$$V_R = 0.85 \left[0.8A_g \sqrt{f_c} k_\alpha k_\beta k_\gamma + \frac{A_w f_{yw} (h - 2c_o)}{s} \cot 30^\circ + N \left(\frac{h - c}{2L_s} \right) \right] \quad (4.33)$$

$$1.0 \leq k_\alpha = 3 - \frac{L_s}{h} \leq 1.5 \quad (4.33a)$$

$$k_\beta = 0.5 + 20\rho_L \leq 1.0 \quad (4.33b)$$

$$0.05 \leq k_\gamma = 0.35 - 0.02\mu_\phi \leq 0.29 \quad (4.33c)$$

NZG-C5R’de kolonlar için verilen kesme kapasitesi ifadesinde, ASCE 41-17’de kullanılan Sezen ve Moehle (2004) modeline geçiş yapılmıştır (denklem 4.24). Düz donatılı kolonlar için direkt metot kullanıldığından, modelde bulunan öteleme süneklik oranı parametresinin belirlenmesine gerek yoktur.

4.4 TBDY

2018 yılında yayınlanan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) (TBDY, 2018), Türkiye’de 2019 yılında yürürlüğe girmiştir. TBDY Bölüm 15’te mevcut yapıların sismik değerlendirilmesi ve güçlendirme tasarımı konusu ele alınmıştır. Bu yönetmeliğin öncülü olan 2007 Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007), mevcut yapıların sismik açıdan değerlendirilmesi ve güçlendirilmesine yönelik hükümler içeren ilk Türk yönetmeliğidir. TBDY, performansa göre tasarım ve değerlendirmeye yönelik birçok iyileştirme ve yenilik barındırmaktadır.

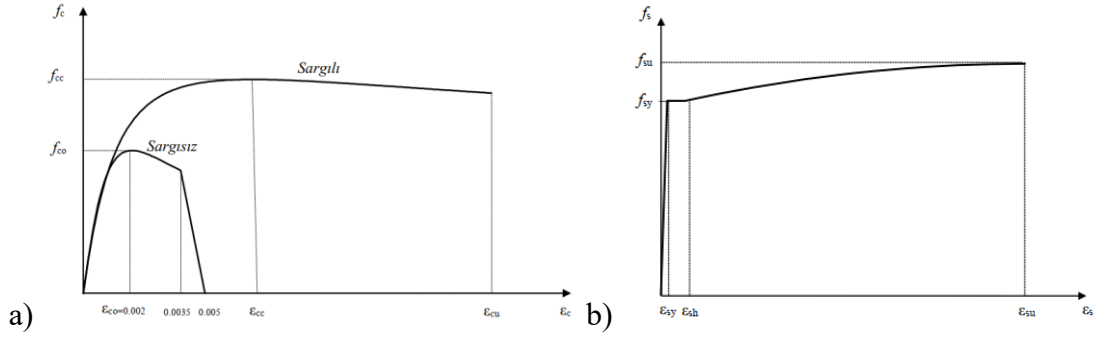
TBDY betonarme elemanları kırılma türüne göre sınıflandırmaktadır. Eğilme kırılması beklenen eleman sünek, kesme kırılması beklenen eleman gevrek olarak sınıflandırılır. Bir elemanın sünek sayılabilmesi için yeterli kesme kapasitesine sahip olması gerekmektedir. TBDY’de kesit bazında çeşitli performans seviyeleri tanımlanmıştır. Gevrek olarak sınıflandırılan elemanlarda bu performans seviyeleri geçerli değildir.

4.4.1 Malzemeler

TBDY betonarme elemanlarda beton basınç dayanımının, donatı çeliğinin akma ve çekme dayanımı ile çekme şekildeğiştirmesinin bilinmesi gerektiği söyler. Malzeme dayanımlarında bilgi düzeylerine bağlı güven faktörleri kullanılır. Güven faktörleri sınırlı bilgi düzeyi için 0.75, kapsamlı bilgi düzeyi için 1.00’e eşittir. Tez kapsamında malzemeler hakkında kapsamlı bilgiye sahip olduğu için güven faktörü 1.00’e eşit alınmıştır. Elemanların kapasitelerinin belirlenmesinde mevcut malzeme dayanımları kullanılır. Mevcut beton basınç dayanımı denklem 4.34’e göre hesaplanır. Denklemde beton numunelerin ortalaması f_c^{μ} , standart sapması f_c^{σ} ile gösterilmiştir. Beton numuneleri arasında en düşük basınç dayanımına sahip numune, geriye kalan numunelerin ortalamasının %75’inden daha az ise hesaba katılmaz.

$$f_c = \max[(f_c^{\mu} - f_c^{\sigma}) ; 0.85f_c^{\mu}] \quad (4.34)$$

TBDY sargılı ve sargısız beton modellerinde, Mander ve diğ. (1988) modelini kullanmaktadır. Sargısız beton dayanımına 0.002, ezilmesine 0.0035, dökülmesine 0.005 şekildeğiştirme değerlerinde ulaşmaktadır (Şekil 4.3a). Ayrıca, donatı çeliği için pekleşmeyi dikkate alan gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 4.3b’de verilmiştir.



Şekil 4.3 : TBKY’de verilen a) sargılı ve sargısız beton b) donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (TBKY, 2018).

4.4.2 Performans seviyeleri

TBKY mevcut yapıların değerlendirilmesinde, sünek elemanlar için üç farklı performans seviyesi vermektedir. Bunlar sırasıyla sınırlı, kontrollü ve göçme öncesi hasar (performans) seviyeleridir. Göçme öncesi hasar seviyesi, kesitte ileri seviyede elastik ötesi davranışa karşılık gelmektedir. Bahsedilen hasar seviyeleri malzeme şekildeğiştirmeleri üzerinden belirlenmektedir.

Göçme öncesi hasar seviyesi için verilen şekildeğiştirme limitlerinde Grammatikou ve diğ. (2016) tarafından önerilen ifadeler kullanılmıştır (denklem 4.35). Burada beton için verilen şekildeğiştirme limiti, dikdörtgen kesitlerdeki sargılı beton için geçerlidir. Karekök içindeki sargılama etkinlik katsayısı α denklem 4.4, enine donatı oranı ρ_w denklem 4.5’te verilmiştir. Yönetmelik, enine donatı oranı için kesitin her iki yönünden zayıf olan doğrultuyu dikkate almaktadır. Tez kapsamında kolonların test edildiği doğrultu bilindiği için, sadece yüklemenin yapıldığı doğrultudaki enine donatı oranı dikkate alınmıştır. Donatı çeliği için verilen şekildeğiştirme, çekme şekildeğiştirmesi (ϵ_{su}) üzerinden verilmiştir. Kontrollü ve sınırlı hasar seviyeleri için verilen limitler denklem 4.36-37’de verilmiştir.

$$\epsilon_c^{(G\ddot{O})} = \gamma_{sr} \left(0.0035 + 0.04 \sqrt{k_{tb} \alpha \rho_w f_{yw} / f_c} \right) \leq 0.018 \quad (4.35a)$$

$$\epsilon_s^{(G\ddot{O})} = \gamma_{sr} \gamma_{pb} (0.4 \epsilon_{su}) \quad (4.35b)$$

$$\epsilon_c^{(KH)} = 0.75 \epsilon_c^{(G\ddot{O})} \quad ; \quad \epsilon_s^{(KH)} = 0.75 \epsilon_s^{(G\ddot{O})} \quad (4.36)$$

$$\epsilon_c^{(SH)} = \gamma_{sr} (0.0025) \quad ; \quad \epsilon_s^{(SH)} = \gamma_{sr} \gamma_{pb} (0.0075) \quad (4.37)$$

Yukarıda verilen şekil değiştirme limitlerinde üç adet azaltma katsayısı verilmiştir. Bunlardan ilki, enine donatıdaki kanca açısına göre belirlenen k_{tb} katsayısıdır. Bu katsayı, elemanda 90 derece kanca açılı enine donatı buluyorsa 0.3, 135 derece kanca açılı enine donatı bulunuyorsa 1.0 olarak alınır. İkinci azaltma katsayısı, elemanın boyuna donatılarında düz yüzeyli donatıların bulunması halinde, $2/3$ 'e eşit olarak dikkate alınan γ_{pb} katsayısıdır. Son olarak, kesitteki kesme kuvveti oranına ($V_e/(bdf_{ct})$) göre belirlenen ve denklem 4.38'te verilen γ_{sr} katsayısı dikkate alınmaktadır.

$$0.5 \leq \gamma_{sr} = 1.5 - \frac{V_e}{1.3bdf_{ct}} \leq 1.0 \quad (4.38)$$

TBDY iki tip doğrusal olmayan davranış modelini dikkate almaktadır. Bunlar yığılı ve yayılı plastik davranış modelleridir⁴. Yığılı plastik davranış modelinde kesit analizinden elde edilen moment-eğrilik ilişkisi, yapılan plastik mafsallık uzunluğu kabulüne göre yük-öteleme oranı ilişkisine çevrilmektedir. Yönetmelikte şekil değiştirme limitlerine ek olarak, bu davranış modeline göre hesaplamaların yapıldığı durumlar için plastik dönme limitleri de verilmiştir. Yayılı plastik davranış modeli uygulanırken elemanın hem kesiti hem de boyu integrasyon noktalarına ayrıştırılmıştır. Bu modele göre yapılan hesaplama sonucunda direkt olarak yük-öteleme oranı ilişkisi elde edilmektedir. Bu modelde hasar seviyelerine göre belirlenen şekil değiştirme limitleri dikkate alınmaktadır.

4.4.2.1 Akma öteleme oranı

TBDY'de yığılı plastik davranış modeli kullanıldığında sınırlı hasar seviyesi elemanın akma öteleme oranına denk gelmektedir. Akma öteleme oranı, EC8-3'te verilen ve Biskinis (2007) tarafından geliştirilen ifade olarak alınmıştır (denklem 4.39).

$$\theta_y = \frac{\phi_y L_s}{3} + 0.0015 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\phi_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (4.39)$$

Yayılı plastik davranış modeli için verilmiş bir akma öteleme oranı tanımı bulunmamaktadır. Sınır hasar seviyesi dikkate alındığında denklem 4.37'de verilen limitlerden hangisine önce varılırsa, sınırlı hasar seviyesi o noktaya eşittir.

⁴ Bu davranış modelleri hakkında **Bölüm 3.1.1**'de daha kapsamlı bilgiler verilmiştir.

4.4.2.2 Nihai öteleme oranı

TBDY’de yığılı plastik davranış modeli kullanıldığında göçme öncesi hasar seviyesi elemanın nihai öteleme oranına denk gelmektedir. Nihai öteleme oranı, denklem 4.39’da verilen akma öteleme oranına, plastik öteleme oranının eklenmesiyle bulunur. Plastik öteleme oranı, denklem 4.40’nin sağ tarafında verilmiştir. Nihai eğrilik (ϕ_u), kesit analizinde γ azaltma katsayıları dikkate alınmadan, göçme öncesi hasar durumu için verilen şekildeğiştirme limitlerine varıldığı noktadaki eğrilığe denk gelmektedir. Akma eğriliği (ϕ_y) giriş bölümünde bahsedildiği gibi, eşit enerji prensibine göre belirlenmiştir. Plastik mafsal uzunluğu L_{pl} , $0.5h$ olarak alınır. Denklemin son kısmında bulunan $4.5\phi_u d_b$ ifadesi Grammatikou ve diğ. (2016) çalışmasından alınmıştır. Bu ifade donatı sıyrılmasının plastik deformasyona olan katkısını göstermektedir. Plastik öteleme oranı, γ katsayıları hesaba katılarak elde edilir.

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p^{(GÖ)} = \theta_y + \gamma_{sr}\gamma_{pb} \frac{2}{3} \left[(\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_s} \right) + 4.5\phi_u d_b \right] \quad (4.40)$$

Yayılı plastik davranış modeli için verilmiş bir nihai öteleme oranı tanımı bulunmamaktadır. Göçme öncesi hasar seviyesi dikkate alındığında denklem 4.35’te verilen limitlerden hangisine önce varılırsa, nihai öteleme oranı o noktadaki öteleme oranına eşittir.

4.4.3 Kesme tahkiki

TBDY eksenel yüke maruz kolonların kesme kapasitelerinin hesaplanmasında TS-500 yönetmeliğinde (TSE, 2000) verilen ifadeyi kullanmaktadır (denklem 4.41). Bu ifade, ACI 318-95 yönetmeliğinden (ACI, 1995) alınmıştır (Ersoy ve diğ, 2010). Denklemden bulunan betonun çekme dayanımı (f_{ct}), TS-500’e göre $0.35\sqrt{f_c}$ alınır. Malzeme dayanımları daha önce belirtildiği gibi güvenlik faktörlerine bölünmeyen mevcut malzeme dayanımlarıdır. TBDY, diyagonal basınç kapasitesinin hesaplanmasında ise denklem 4.42’i kullanmaktadır.

$$V_R = V_c + V_s = 0.8V_{cr} + V_s = 0.80 \left[0.65f_{ct}bd \left(1 + 0.07 \frac{N}{A_c} \right) \right] + \frac{A_w f_{yw} d}{s} \quad (4.41)$$

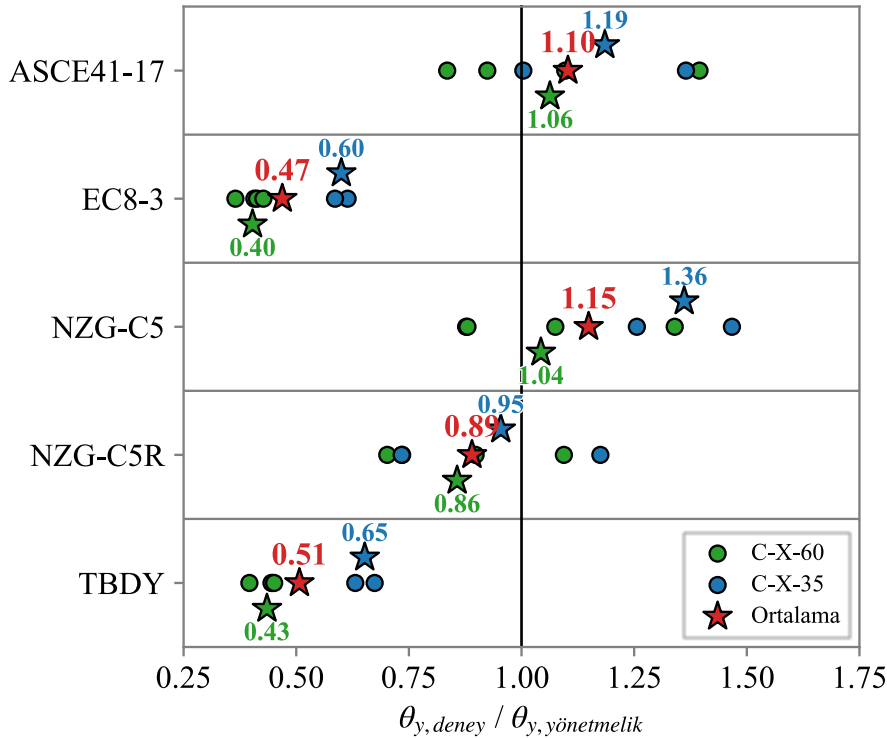
$$V_{R,max} = 0.85\sqrt{f_c}bd \quad (4.42)$$

4.5 Değerlendirme Sonuçları

Bu bölümde dört yönetmeliğe göre yapılan değerlendirme sonuçları, deneysel sonuçlarla karşılaştırılarak verilmiştir. Yapılan hesaplamalarda sargısız beton basınç dayanımı TBDY’de 13.6, diğer yönetmeliklerde 14.1 MPa olarak dikkate alınmıştır. Boyuna ve enine donatılarda çekme testlerinden elde edilen ortalama akma dayanımları kullanılmıştır. Moment-eğrilik analizinin gerekli olduğu yönetmeliklerde bu hesaplama yapılmıştır. Örnek olarak, TBDY performans seviyelerinin belirlenmesinde kullanılan analiz sonuçları **EK C**’de verilmiştir.

4.5.1 Akma öteleme oranı

Deneysel ve yönetmelik akma öteleme oranları Çizelge 4.1 ve Şekil 4.4’te verilmiştir. EC8-3 ve EC8-3’ü kullanan TBDY, deneysel akma öteleme oranlarından çok daha büyük değerler vermiştir. Akma öteleme oranı etkin rijitlikle ilişkili olup, deprem talebinin belirlenmesinde kullanılmaktadır. EC8-3 ve TBDY’deki yaklaşım sonucunda, elemanların deprem talebi olması gerekenden daha düşük elde edilebilir. Yeni Zelanda yönetmeliği incelendiğinde, yapılan revizyon sonucunda ortalama daha küçük değerler elde edilmiştir. Yönetmeliklerdeki en başarılı sonucu, 1.10 ortalama ile ASCE 41-17’nin verdiği görülmektedir.



Şekil 4.4 : Deneysel ve yönetmelik akma öteleme oranlarının karşılaştırılması.

Çizelge 4.1 : Yönetmeliklere göre elde edilen akma öteleme oranları.

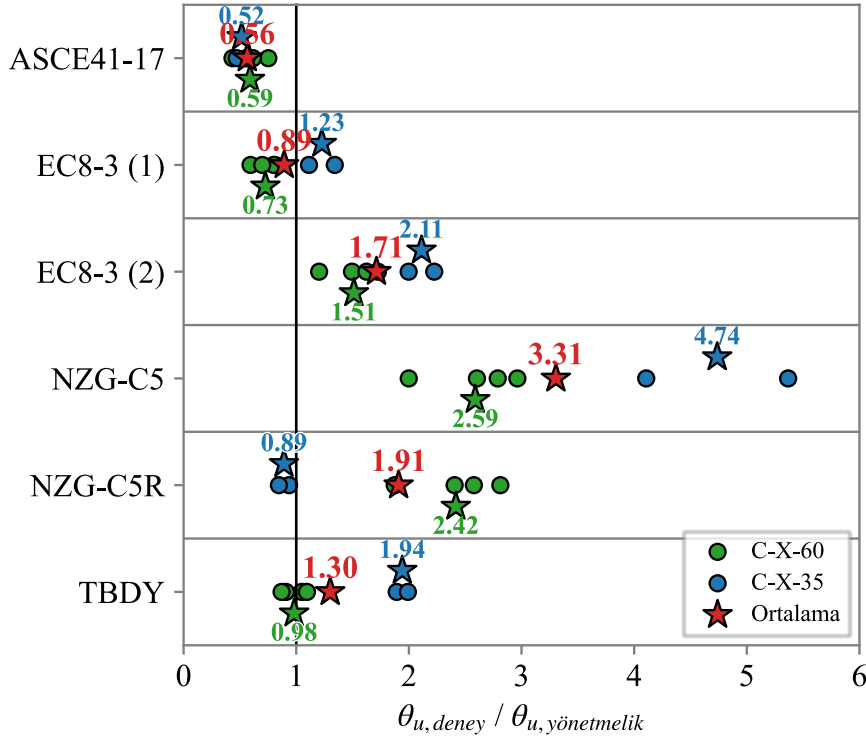
Numune	Deney	ASCE 41-17	EC8-3	NZG C5	NZG C5R	TBDY
C-1-60	0.29	0.31	0.79	0.33	0.41	0.73
C-2-60	0.29	0.35	0.72	0.33	0.40	0.66
C-3-60	0.24	0.22	0.58	0.22	0.27	0.54
C-5-60	0.21	0.15	0.50	0.16	0.19	0.47
C-2-35	0.47	0.47	0.77	0.37	0.40	0.70
C-4-35	0.34	0.25	0.58	0.23	0.46	0.54

4.5.2 Nihai öteleme oranı

Deneyssel ve yönetmelik nihai öteleme oranları Çizelge 4.2 ve Şekil 4.5'te verilmiştir. Düşey yük taşıma kapasitesinin kaybolduğu noktayı referans alan ASCE 41-17 oldukça güvensiz tarafta kalmaktadır. Bu sonuca, düşey yük taşıma kapasitesini kaybetmiş az sayıda elemandan elde edilen " b_{ASCE} " parametresi yol açmaktadır. İki farklı metot barındıran EC8-3'te (1) numaralı istatistik tabanlı metot güvensiz tarafta kalırken, (2) numaralı mekanik tabanlı metot güvenli tarafta kalmaktadır. Aradaki farklılık mekanik tabanlı metotta daha büyük güvenlik katsayılarının kullanılması ve dikkate alınan plastik mafsallık boyu ifadesinden kaynaklanmaktadır. NZG-C5 aşırı güvenli tarafta kalacak sonuçlar vermiştir. Sonuçların aşırı güvenli tarafta kalmasına, düz donatılı elemanlar için yönetmelikte verilen plastik mafsallık boyunun %20'sinin dikkate alınması şartı neden olmaktadır. NZG-C5R ile eksenel yük oranı %35 olan numunelerdeki aşırı güvenlik payı alınmıştır. TBDY, 1.30 ortalama ile güvenli tarafta kalarak en başarılı sonucu vermiştir. İki numune güvensiz tarafta kalsa da bu güvensizlik kabul edilebilir düzeydedir. Bu bölümde dikkat edilmesi gereken husus, EC8-3 (1) hariç diğer tüm sonuçlarda bir önceki bölümde verilen akma öteleme oranlarının etkin olmasıdır.

Çizelge 4.2 : Yönetmeliklere göre elde edilen nihai öteleme oranları.

Numune	Deney	ASCE 41-17	EC8-3 (1)	EC8-3 (2)	NZG C5	NZG C5R	TBDY
C-1-60	0.99	1.31	1.21	0.57	0.38	0.41	0.94
C-2-60	0.75	1.35	1.26	0.50	0.38	0.40	0.83
C-3-60	0.75	1.22	0.94	0.46	0.25	0.27	0.69
C-5-60	0.50	1.15	0.72	0.42	0.18	0.19	0.58
C-2-35	1.90	3.40	1.71	0.95	0.46	2.03	1.00
C-4-35	1.50	3.18	1.12	0.67	0.28	1.77	0.75



Şekil 4.5 : DeneySEL ve yönetmelik nihai öteleme oranlarının karşılaştırılması.

TBDY göçme öncesi hasar seviyesinin belirlendiği sargılı beton şekildeğiştirme limiti, eksenel yük oranına %60 olan numunelerde güvensiz tarafta kalmaktadır (**EK C**). Bu duruma rağmen nihai öteleme oranında güvenli tarafta kalınması, göçme öncesi hasar seviyesi için verilen plastik dönme limitinde birçok güvenlik katsayısının dikkate alınmasından kaynaklanmaktadır.

4.5.3 Kesme tahkiki

Yönetmeliklerle ilgili son karşılaştırma kesme tahkikleri üzerine yapılmıştır. Çizelge 4.3'te deneylerde elde edilen maksimum ortalama yatay yük değerleri, yönetmeliklere göre elde edilen kesme kapasitelerine bölünmüştür (V_e/V_r). EC8-3 hariç diğer yönetmeliklerde birbirine yakın kesme kuvveti oranları elde edilmiştir. EC8-3'te büyük değerler elde edilmesine yol açan ana etmen mevcut malzemelerin ayrıca malzeme faktörlerine bölünmesinden kaynaklanmaktadır. Aynı kesme kapasitesi modelini kullanan ASCE 41-17 ve NZG-C5R yönetmeliklerinde, C-1-60 numunesinin büyük kesme kuvveti oranı değerine sahip olmasına, enine donatı detayı ile alakalı özel bir kriter yol açmıştır.

Çizelge 4.3 : Yönetmeliklere göre elde edilen kesme kuvveti oranları.

Numune	EC8-3	ASCE 41-17	NZG-C5	TBDY
		ve NZG-C5R		
C-1-60	0.69	0.77	0.29	0.34
C-2-60	0.62	0.32	0.27	0.31
C-3-60	0.80	0.44	0.38	0.47
C-5-60	0.93	0.49	0.47	0.61
C-2-35	0.66	0.40	0.30	0.37
C-4-35	0.73	0.50	0.40	0.52



5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Tez kapsamında elde edilen sonuçlar ve gelecek çalışmalara yönelik öneriler deneysel, numerik ve yönetmelik çalışmaları olarak üç alt başlıkta incelenmiştir.

5.1 Sonuçlar

Deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar:

- Eksenel yük oranı arttıkça numunelerin deformasyon yeteneği büyük ölçüde azalmaktadır.
- Kesme açıklığı/etkili derinlik oranı azaldıkça, numunelerin nihai öteleme oranları azalım eğilimindedir. Fakat bu azalım, eksenel yük oranında görülen durumdaki kadar açık değildir.
- Özdeş kesme açıklığı/etkili derinlik ve eksenel yük oranlarına sahip iki numuneden, enkesit en-boy oranı büyük olan numune daha küçük nihai öteleme yapabilmektedir.
- Numunelerin yerdeğiştirme bileşenleri incelendiğinde: sıyrılma mekanizmasının kesme açıklığı/etkili derinlik oranı arttıkça ve eksenel yük oranı azaldıkça artış gösterdiği, kesme mekanizmasının kesme açıklığı/etkili derinlik oranı azaldıkça artış gösterdiği görülmüştür.
- Kesme açıklığı/etkili derinlik oranı azaldıkça numunelerin rijitlikleri artmaktadır. Özdeş orana sahip iki numuneye bakıldığında, birbirlerine benzer rijitlik azalımı gösterdikleri anlaşılmıştır.
- Numunelerin başlangıç rijitlikleri %0.5 öteleme oranına ulaşmadan önce yarı yarıya azalmıştır.
- Öteleme süneklilik oranlarında bir trend görülmezken, akma öteleme oranları kesme açıklığı/etkili derinlik oranı azaldıkça ve eksenel yük oranı arttıkça azalmaktadır.

- Numunelerde genellikle iki seviyede eğilme/eğilme-kesme çatlakları gözlemlenmiştir. Bu durum diğer düz donatılı kolon çalışmalarında bahsedilen hasar dağılımıyla uyusmaktadır.
- Eksenel yük oranı daha düşük olan numunelerde görülen, geniş temel-kolon arayüzü çatlakları, donatı sıyrılma mekanizmasının etkinliğini göstermektedir.
- Numunelerde görülen eğilme-kesme çatlakları kesme deformasyonlarının oluşumuna işaret etse de bu deformasyonlar çoğunlukla ihmal edilebilecek düzeyde kalmıştır.
- Numuneler yük taşıma kapasitelerini kaybetmeden bir çevrim önce ya da yük taşıma kapasitelerini kaybederken, boyuna donatılarda burkulmalar görülmüştür.
- Eksenel yük oranı daha büyük olan numunelerde oluşan hasarın ikinci etriye aralığında yoğunlaştığı görülmüştür. Bu durum, temelin yarattığı kısıtlayıcı etkiden kaynaklanmaktadır.

Nümerik çalışmadan elde edilen sonuçlar:

- Eğilme, donatı sıyrılması ve kesme mekanizmaları ayrı ayrı dikkate alınarak toplam deformasyon elde edilmiştir. Kolonların deneysel ve nümerik zarf eğrileri birbirlerine benzerdir. Nihai öteleme oranları, çevrimsel dayanım kayıpları, yükleme boşaltımları ve kalıcı yerdeğiştirmeler oldukça başarılı bir şekilde tahmin edilebilmiştir.
- Eğilme davranışının modellenmesinde plastik mafsallı integrasyon şemalarıyla birlikte kullanılan kuvvet tabanlı kiriş-kolon sonlu elemanları, kolonların çevrimsel davranışının tutarlı bir şekilde elde edilmesini sağlayan ana etmendir.
- Donatı sıyrılma davranışının modellenmesinde basitleştirilmiş versiyonu kullanılan Sezen ve Setzler (2008) modeli, bir dönme yayı kullanılarak nümerik modele eklenmiştir. Donatı sıyrılmasından kaynaklı dönmeler, monotonik ve çevrimsel olarak başarılı bir şekilde tahmin edilebilmiştir.
- Kesme etkilerinin en baskın olduğu enkesit en-boy oranı 5 olan numunede, kesme çatlağının yaşandığı kuvvet doğru tahmin edilirken, elde edilen kesme deformasyonunun deney verisinden daha düşük seviyede kaldığı görülmüştür.

Bu duruma kesme deformasyonun hesabı için kullanılan kesit analizi yaklaşımının, kesme açıklığı/etkili derinlik oranı küçük olan elemanlarda beklenenden daha düşük değerler vermesi neden olmuştur.

- OpenSees (McKenna ve diğ, 2010; Zhu ve diğ, 2018) barındırdığı malzeme modelleri ve elemanlar ile standart altı geniş betonarme kolonların deprem davranışının tutarlı bir şekilde yansıtılmasına olanak sağlamıştır.

Yönetmelik çalışmasından elde edilen sonuçlar:

- Yönetmeliklere göre hesaplanan akma öteleme oranları, deneysel akma öteleme oranları ile kıyaslandığında, EC8-3 ve TBDY çok daha büyük, NZG-C5R daha büyük, ASCE 41-17 ve NZG-C5 daha küçük sonuçlar vermiştir. En başarılı sonuç 1.10 deney/yönetmelik akma öteleme oranı ortalamasına sahip ASCE 41-17 ile elde edilmiştir.
- Yönetmeliklere göre hesaplanan nihai öteleme oranları değerlendirildiğinde, ASCE 41-17 çok güvensiz, EC8-3'teki istatistik tabanlı ifade güvensiz, TBDY güvenli, EC8-3'teki mekanik tabanlı ifade ve NZG-C5R çok güvenli, NZG-C5 aşırı güvenli tarafta kalan sonuçlar vermiştir. En başarılı sonuç 1.30 deney/yönetmelik nihai öteleme oranı ortalamasına sahip TBDY ile elde edilmiştir.
- TBDY'de göçme öncesi hasar seviyesi için verilen şekildeğiştirme limitleri, eksenel yük oranı %60 olan numunelerde güvensiz tarafta kalmaktadır. Bu duruma rağmen nihai öteleme oranlarında güvenli tarafta kalınması, plastik dönme limitinde kullanılan güvenlik katsayılarından kaynaklanmaktadır.
- Yönetmeliklerde farklı kesme kapasitesi ifadeleri kullanılsa da ilave malzeme güvenlik katsayıları dikkate alınmadığında, birbirlerine yakın kesme kuvveti oranları vermişlerdir.

5.2 Öneriler

Deneysel çalışmaya yönelik öneriler:

- Giriş bölümünde bahsedilen kolon veri tabanlarındaki boşluklar tespit edilip, yeni deneysel çalışmalar planlanabilir.

- Grammatikou (2016) sürekli ve düz donatılı betonarme kolon veri tabanındaki bir numune (Pandey ve Mutsuyoshi, 2005) hariç, diğer tüm numuneler eğilme kırılması yaşamışlardır. Eğilme-kesme ya da kesme kırılması yaşaması beklenen düz donatılı betonarme kolonlara yönelik deneysel çalışmalar yapılabilir. Çalışmalardaki numunelerde kesme davranışını daha gerçekçi bir şekilde yansıtabilmek için, numuneler çift eğrilığe sahip olacak şekilde tasarlanabilir.

Numerik çalışmaya yönelik öneriler:

- Eğilme ve kesme mekanizmalarının etkileşimini dikkate alan elemanlar (örneğin, SFI MVLEM (Kolozvari ve diğ, 2015)) kullanılarak bir numerik çalışma yapılabilir.
- OpenSees'te bulunan diğer donatı çeliği malzemelerine burkulma özelliğinin eklenmesine veya ReinforcingSteel malzemesindeki burkulma özelliğinin iyileştirilmesine yönelik çalışmalar yapılabilir.

Yönetmelik çalışmalarına yönelik öneriler:

- Standart altı özelliklere sahip betonarme eleman çalışmalarını içeren bir veri tabanı derlenebilir. Ardından, bu veri tabanı üzerinden TBDY performans seviyeleri değerlendirilebilir.
- TBDY hariç incelenen diğer yönetmeliklerde, deformasyon artışına bağlı olarak kesme kapasitesindeki azalışı dikkate alan modeller kullanılmaktadır. 180 adet standart altı betonarme kolonu içeren bir veri tabanı üzerinden yapılan karşılaştırmaya göre, kesme kapasitesindeki azalışı dikkate alan modellerin en başarılı sonuçları verdiği ortaya koyulmuştur (Del Vecchio ve diğ, 2017). Bu modellerden birisinin TBDY'e uyarlanmasına yönelik bir çalışma yapılabilir.

KAYNAKLAR

- ABYYHY. (1975). T. C. Resmi Gazete, 15260, 9 Haziran 1975.**
- ACI. (1995).** *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95)*. Farmington Hills, MI: ACI Committee 318.
- ACI. (2013).** *Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads (ACI 374.2R-13)*. Farmington Hills, MI: ACI Committee 374.
- ACI. (2014).** *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. Farmington Hills, MI: ACI Committee 318.
- ACI. (2017).** *Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1M-17)*. Farmington Hills, MI: ACI Committee 369.
- Addessi, D., & Ciampi, V. (2007).** A regularized force-based beam element with a damage-plastic section constitutive law. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 70(5), 610–629.
- ASCE. (2017).** *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: ASCE/SEI 41-17*. Reston, Virginia.
- Astroza, R., Ebrahimian, H., & Conte, J. P. (2015).** Material parameter identification in distributed plasticity FE models of frame-type structures using nonlinear stochastic filtering. *Journal of Engineering Mechanics*, 141(5), 04014149.
- Bal, İ. E., Crowley, H., Pinho, R., & Gülay, F. G. (2008).** Detailed assessment of structural characteristics of Turkish RC building stock for loss assessment models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(10), 914–932.
- Baran, E., Mertol, H. C., & Gunes, B. (2014).** Damage in reinforced-concrete buildings during the 2011 Van, Turkey, earthquakes. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(3), 466–479.
- Belarbi, A., & Hsu, T. T. C. (1994).** Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *ACI Structural Journal*, 91(4), 465–474.
- Bentz, E. C. (2000).** *Sectional analysis of reinforced concrete members* (Doctoral dissertation). Available from ProQuest Dissertations and Theses database (UMI No. NQ49840).
- Berry, M. P., & Eberhard, M. O. (2005).** Practical performance model for bar buckling. *Journal of Structural Engineering*, 131(7), 1060–1070.

- Berry, M., Parrish, M., & Eberhard, M.** (2013). *PEER Structural Performance Database User's Manual (Version 1.2)*. Retrieved from https://depts.washington.edu/columdat/performance_database_manual_v1-2.pdf
- Biskinis, D.** (2007). *Αντοχή και ικανότητα παραμόρφωσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος, με ή χωρίς ενίσχυση* [Resistance and deformation capacity of concrete members with or without retrofitting] (Doctoral dissertation). Retrieved from: <http://hdl.handle.net/10889/478>
- Biskinis, D. E., Roupakias, G. K., & Fardis, M. N.** (2004). Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacements. *ACI Structural Journal*, 101(6), 773–783.
- Biskinis, D., & Fardis, M. N.** (2010a). Deformations at flexural yielding of members with continuous or lap-spliced bars. *Structural Concrete*, 11(3), 127–138.
- Biskinis, D., & Fardis, M. N.** (2010b). Flexure-controlled ultimate deformations of members with continuous or lap-spliced bars. *Structural Concrete*, 11(2), 93–108.
- Bruneau, M.** (2002). Building damage from the Marmara, Turkey earthquake of August 17, 1999. *Journal of Seismology*, 6(3), 357–377.
- Cagatay, I. H.** (2005). Experimental evaluation of buildings damaged in recent earthquakes in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, 12(3), 440–452.
- Cairns, J.** (2021). Local bond-slip model for plain surface reinforcement. *Structural Concrete*, 22(2), 666–675.
- Calabrese, A., Almeida, J. P., & Pinho, R.** (2010). Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(S1), 38–68.
- CEN.** (2004a). *European Standard EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings*. Brussels.
- CEN.** (2004b). *European Standard EN 1998-1:2004: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels.
- CEN.** (2005a). *European Standard EN 1998-2:2005: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*. Brussels.
- CEN.** (2005b). *European Standard EN 1998-3:2005: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (Corrigenda, March 2010)*. Brussels.
- Chang, G. A., & Mander, J. B.** (1994). *Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: part 1 – evaluation of seismic capacity* (Report No. 94-0006). National Center for Earthquake Engineering Research.
- DBYBHY.** (2007). **T. C. Resmi Gazete, 26454, 6 Mart 2007.**
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R.** (2010). *Nonlinear structural analysis for seismic design*. Retrieved from <https://nehrp.gov/pdf/nistgcr10-917-5.pdf>

- Del Vecchio, C., Del Zoppo, M., Di Ludovico, M., Verderame, G. M., & Prota, A.** (2017). Comparison of available shear strength models for non-conforming reinforced concrete columns. *Engineering Structures*, 148, 312–327.
- Dhakal, R. P., & Maekawa, K.** (2002). Modeling for postyield buckling of reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 128(9), 1139–1147.
- Doğangün, A.** (2004). Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl earthquake in Turkey. *Engineering Structures*, 26(6), 841–856.
- Elwood, K. J., & Eberhard, M. O.** (2009). Effective stiffness of reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*, 106(4), 476–484.
- Elwood, K. J., Matamoros, A. B., Wallace, J. W., Lehman, D. E., Heintz, J. A., Mitchell, A. D., ... Comartin, C. D.** (2007). Update to ASCE/SEI 41 concrete provisions. *Earthquake Spectra*, 23(3), 493–523.
- Elwood, K. J., & Moehle, J. P.** (2005a). Axial capacity model for shear-damaged columns. *ACI Structural Journal*, 102(4), 578–587.
- Elwood, K. J., & Moehle, J. P.** (2005b). Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement. *Earthquake Spectra*, 21(1), 71–89.
- Emre, Ö., Duman, T. Y., Özalp, S., Şaroğlu, F., Olgun, Ş., Elmacı, H., & Çan, T.** (2018). Active fault database of Turkey. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(8), 3229–3275.
- Erdik, M., Yüzügülü, Ö., Yilmaz, C., & Akkas, N.** (1992). 13 March, 1992 (Ms=6.8) Erzincan earthquake: A preliminary reconnaissance report. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11(5), 279–310.
- Erdil, B.** (2017). Why RC buildings failed in the 2011 Van, Turkey, earthquakes: construction versus design practices. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 31(3), 04016110.
- Ersoy, U., Ozcebe, G., & Tankut, T.** (2010). *Reinforced Concrete*. Ankara: METU.
- Fardis, M. N.** (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: Based on EN-Eurocode 8*. Springer.
- Fardis, M. N.** (2013). Performance-and displacement-based seismic design and assessment of concrete structures in fib Model Code 2010. *Structural Concrete*, 14(3), 215–229.
- fib.** (2012). *Model Code 2010 - Final draft, Bulletins Nos. 65/66*. Lausanne.
- Ghannoum, W. M., & Matamoros, A. B.** (2014). Nonlinear modeling parameters and acceptance criteria for concrete columns. *ACI Special Publication*, 297, 1–24.
- Ghannoum, W., Sivaramakrishnan, B., Pujol, S., Catlin, A. C., Fernando, S., Yoosuf, N., & Wang, Y.** (2015). *NEES: ACI 369 Rectangular Column Database*. Retrieved from <https://datacenterhub.org/resources/255>
- Gomes, A., & Appleton, J.** (1997). Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling. *Engineering Structures*, 19(10), 822–826.

- Grammatikou, S.** (2016). *Τρόπος και παραμόρφωση αστοχίας μελών οπλισμένου σκυροδέματος υπό εγκάρσια φόρτιση* [Ultimate drift and failure mode of reinforced concrete members subjected to lateral loading] (Doctoral dissertation). Retrieved from <http://hdl.handle.net/10889/10252>
- Grammatikou, S., Biskinis, D., & Fardis, M. N.** (2016). Ultimate strain criteria for RC members in monotonic or cyclic flexure. *Journal of Structural Engineering*, 142(9), 04016046.
- Ilki, A., & Celep, Z.** (2012). Earthquakes, existing buildings and seismic design codes in Turkey. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 37(2), 365–380.
- Kaltakci, M. Y., Arslan, M. H., Korkmaz, H. H., & Ozturk, M.** (2007). An investigation on failed or damaged reinforced concrete structures under their own-weight in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, 14(6), 962–969.
- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W.** (2015). *Shear-flexure interaction modeling for reinforced concrete structural walls and columns under reversed cyclic loading* (Report No. 2015/12). PEER.
- Kostic, S. M., & Filippou, F. C.** (2012). Section discretization of fiber beam-column elements for cyclic inelastic response. *Journal of Structural Engineering*, 138(5), 592–601.
- Kowalsky, M. J., & Priestley, M. J. N.** (2000). Improved analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions. *ACI Structural Journal*, 97(3), 388–396.
- KRDAE.** (2019). *İstanbul İli Olası Deprem Kayıp Tahminlerinin Güncellenmesi Projesi*. Erişim adresi https://depremezmin.ibb.istanbul/wp-content/uploads/2020/02/DEZiM_KANDiLLi_DEPREM-HASAR-TAHMiN_RAPORU.pdf
- Kunnath, S. K., Heo, Y., & Mohle, J. F.** (2009). Nonlinear uniaxial material model for reinforcing steel bars. *Journal of Structural Engineering*, 135(4), 335–343.
- Lehman, D. E.** (1998). *Seismic performance of well-confined concrete bridge columns* (Doctoral dissertation). Available from ProQuest Dissertations and Theses database (UMI No. 9922928).
- Mahin, S. A., & Bertero, V. V.** (1976). Problems in establishing and predicting ductility in aseismic design. *International Symposium on Earthquake Structural Engineering*, 613–628.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R.** (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L.** (2006). *OpenSees Command Language Manual*. Retrieved from <https://opensees.berkeley.edu/>
- McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L.** (2010). Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 24(1), 95–107.

- Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. M.** (2014). *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. McGraw-Hill Education.
- Menegotto, M., & Pinto, P. E.** (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *IABSE reports of the working commissions* (pp. 15-22).
- Mertol, H. C., Tunc, G., & Akis, T.** (2021). Damage Observation of Reinforced Concrete Buildings after 2020 Sivrice (Elazığ) Earthquake, Turkey. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 35(5), 04021053.
- Murat, O.** (2015). Field reconnaissance of the October 23, 2011, Van, Turkey, earthquake: Lessons from structural damages. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(5), 04014125.
- Newman, K., & Newman, J. B.** (1971). Failure theories and design criteria for plain concrete. In M. Te'eni (Ed.), *Structure, Solid Mechanics, and Engineering Design*. Wiley-Interscience.
- NZ Guidelines.** (2017). *Part C5, Concrete Buildings, Technical Guidelines for Engineering Assessments*.
- NZ Guidelines.** (2018). *Part C5, Concrete Buildings, Technical Proposal to Revise The Engineering Assessment Guidelines*.
- Opabola, E. A., Elwood, K. J., & Oliver, S.** (2019). Deformation capacity of reinforced concrete columns with smooth reinforcement. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(5), 2509–2532.
- Ozacar, A., Kaymakçı, N., Akkar, S., Azari, A., Sandıkkaya, A., Kale, Ö., & Ay, B. Ö.** (2011). 23 Ekim 2011 Mw 7.2 Van depremi sismik ve yapısal hasara ilişkin saha gözlemleri (Rapor No: 2011-04). Ankara: METU/EERC.
- Ozcebe, G., Ramirez, J., Wasti, S. T., & Yakut, A.** (2003). *May 2003 Bingöl earthquake engineering report*. TUBITAK & NSF.
- Ozmen, H. B., Inel, M., Akyol, E., Cayci, B. T., & Un, H.** (2014). Evaluations on the relation of RC building damages with structural parameters after May 19, 2011 Simav (Turkey) earthquake. *Natural Hazards*, 71(1), 63–84.
- Palios, X., Strepelias, E., Stathas, N., Fardis, M. N., Bousias, S., Chrysostomou, C. Z., & Kyriakides, N.** (2020). Experimental study of a three-storey concrete frame structure with smooth bars under cyclic lateral loading. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(13), 5859–5884.
- Panagiotakos, T. B., & Fardis, M. N.** (2001). Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*, 98(2), 135–148.
- Pandey, G. R., & Mutsuyoshi, H.** (2005). Seismic performance of reinforced concrete piers with bond-controlled reinforcements. *ACI Structural Journal*, 102(2), 295–304.
- Popovics, S.** (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, 3(5), 583–599.

- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J.** (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy: IUSS Press.
- Priestley, M. J. N., & Kowalsky, M. J.** (2000). Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 33(4), 421–444.
- Ribeiro, F. L. A., Barbosa, A. R., Scott, M. H., & Neves, L. C.** (2015). Deterioration modeling of steel moment resisting frames using finite-length plastic hinge force-based beam-column elements. *Journal of Structural Engineering*, 141(2), 04014112.
- Ricci, P., Verderame, G. M., & Manfredi, G.** (2013). ASCE/SEI 41 provisions on deformation capacity of older-type reinforced concrete columns with plain bars. *Journal of Structural Engineering*, 139(12), 04013014.
- Richart, F. E., Brandtzaeg, A., & Brown, R. L.** (1928). *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses* (Bulletin No. 185). University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Saatcioglu, M., & Bruneau, M.** (1993). Performance of structures during the 1992 Erzincan earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 20(2), 305–325.
- Saatcioglu, M., Mitchell, D., Tinawi, R., Gardner, N. J., Gillies, A. G., Ghobarah, A., ... Lau, D.** (2001). The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake damage to structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(4), 715–737.
- Saatcioglu, M., & Ozcebe, G.** (1989). Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading. *ACI Structural Journal*, 86(1), 3–12.
- Scott, M. H., & Fenves, G. L.** (2006). Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244–252.
- Scott, M. H., & Hamutçuoğlu, O. M.** (2008). Numerically consistent regularization of force-based frame elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 76(10), 1612–1631.
- Sengel, H. S., & Dogan, M.** (2013). Failure of buildings during Sultandagi earthquake. *Engineering Failure Analysis*, 35, 1–15.
- Setzler, E. J., & Sezen, H.** (2008). Model for the lateral behavior of reinforced concrete columns including shear deformations. *Earthquake Spectra*, 24(2), 493–511.
- Sezen, H.** (2002). *Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns* (Doctoral dissertation). Available from ProQuest Dissertations and Theses database (UMI No. 3082401).
- Sezen, H.** (2008). Shear deformation model for reinforced concrete columns. *Structural Engineering and Mechanics*, 28(1), 39–52.
- Sezen, H., & Chowdhury, T.** (2009). Hysteretic model for reinforced concrete columns including the effect of shear and axial load failure. *Journal of Structural Engineering*, 135(2), 139–146.

- Sezen, H., Elwood, K. J., Whittaker, A. S., Mosalam, K. M., Wallace, J. W., & Stanton, J. F.** (2000). *Structural engineering reconnaissance of the August 17, 1999, Kocaeli (Izmit), Turkey, earthquake* (Report No. 2000/09). PEER.
- Sezen, H., & Moehle, J. P.** (2004). Shear strength model for lightly reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 130(11), 1692–1703.
- Sezen, H., & Setzler, E. J.** (2008). Reinforcement slip in reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*, 105(3), 280–289.
- Sezen, H., Whittaker, A. S., Elwood, K. J., & Mosalam, K. M.** (2003). Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey. *Engineering Structures*, 25(1), 103–114.
- Sheikh, S. A., & Houry, S. S.** (1993). Confined concrete columns with stubs. *ACI Structural Journal*, 90(4), 414–431.
- Sucuoğlu, H., Nurtuğ, A., Ergünay, O., & Gençoğlu, S.** (1997). Engineering evaluation of the 1 October 1995 Dinar earthquake (ML= 5.9). *Journal of Earthquake Engineering*, 1(03), 581–602.
- Tapan, M., Comert, M., Demir, C., Sayan, Y., Orakcal, K., & Ilki, A.** (2013). Failures of structures during the October 23, 2011 Tabanlı (Van) and November 9, 2011 Edremit (Van) earthquakes in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, 34, 606–628.
- TBDY.** (2018). **T. C. Resmi Gazete, 30364 (Mükerrer), 18 Mart 2018.**
- Tezcan, S. S., & Ipek, M.** (1996). A reconnaissance report: 1995 Dinar, Turkey, earthquake. *Engineering Structures*, 18(12), 906–916.
- THBB.** (2020). *Elazığ Depremi İnceleme Raporu*. Erişim adresi <https://www.thbb.org/teknik-bilgiler/deprem-inceleme-raporlari/elazig-depremi/>
- TSE.** (2000). *TS 500 Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları*. Ankara: TSE.
- TSE.** (2010). *Beton - Sertleşmiş Beton Deneyleri - Bölüm 3: Deney Numunelerinde Basınç Dayanımının Tayini*. Ankara: TSE.
- Vecchio, F. J., & Collins, M. P.** (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal Proceedings*, 83(2), 219–231.
- Verderame, G. M., Fabbrocino, G., & Manfredi, G.** (2008). Seismic response of r.c. columns with smooth reinforcement. Part II: Cyclic tests. *Engineering Structures*, 30(9), 2289–2300.
- Wenk, T., Lacave, C., & Peter, C.** (1998). *The Adana-Ceyhan earthquake of June 27, 1998*. Zurich: Swiss Society of Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- Yakut, A., Sucuoğlu, H., Binici, B., Canbay, E., Donmez, C., İlki, A., ... Ay, B. Ö.** (2021). Performance of structures in İzmir after the Samos island earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1–26.

- Yurdakul, Ö., Duran, B., Tunaboyu, O., & Avşar, Ö.** (2021). Field reconnaissance on seismic performance of RC buildings after the January 24, 2020 Elazığ-Sivrice earthquake. *Natural Hazards*, 105(1), 859–887.
- Zhu, M., McKenna, F., & Scott, M. H.** (2018). OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework. *SoftwareX*, 7, 6–11.

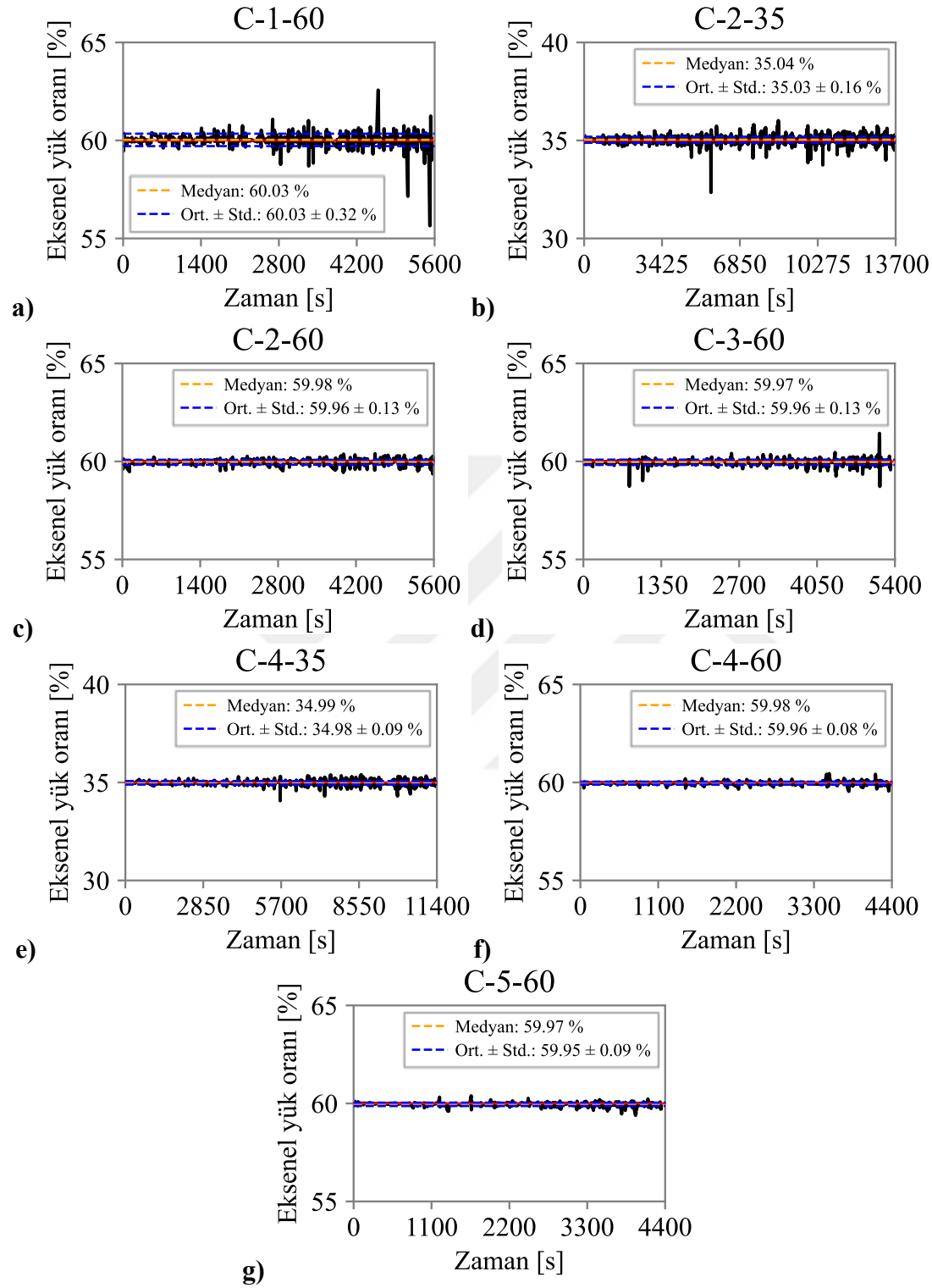


EKLER

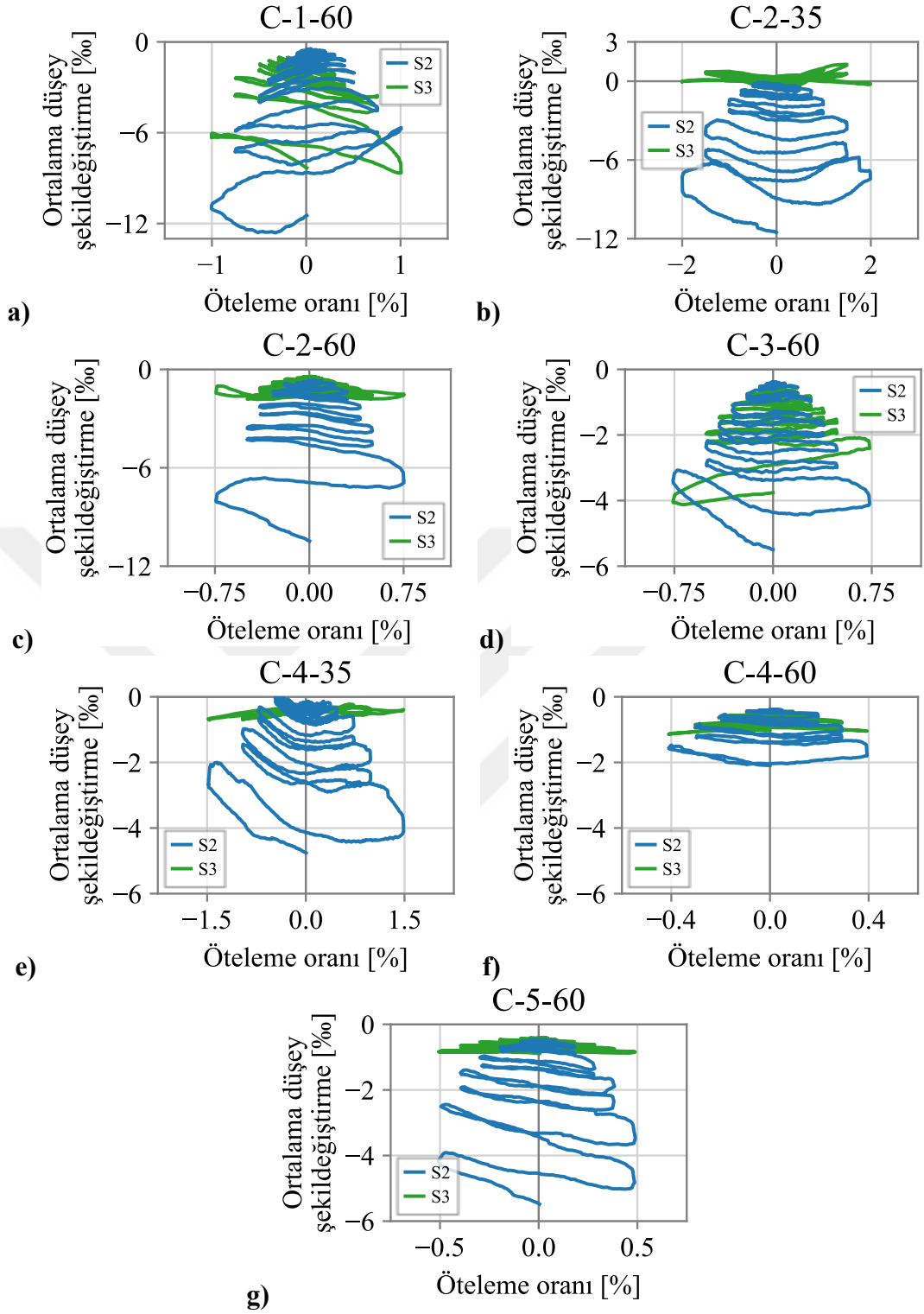
- EK A:** Deneysel çalışma
- EK B:** Numerik çalışma
- EK C:** Yönetmelik çalışması



EK A : Deneysel Çalışma

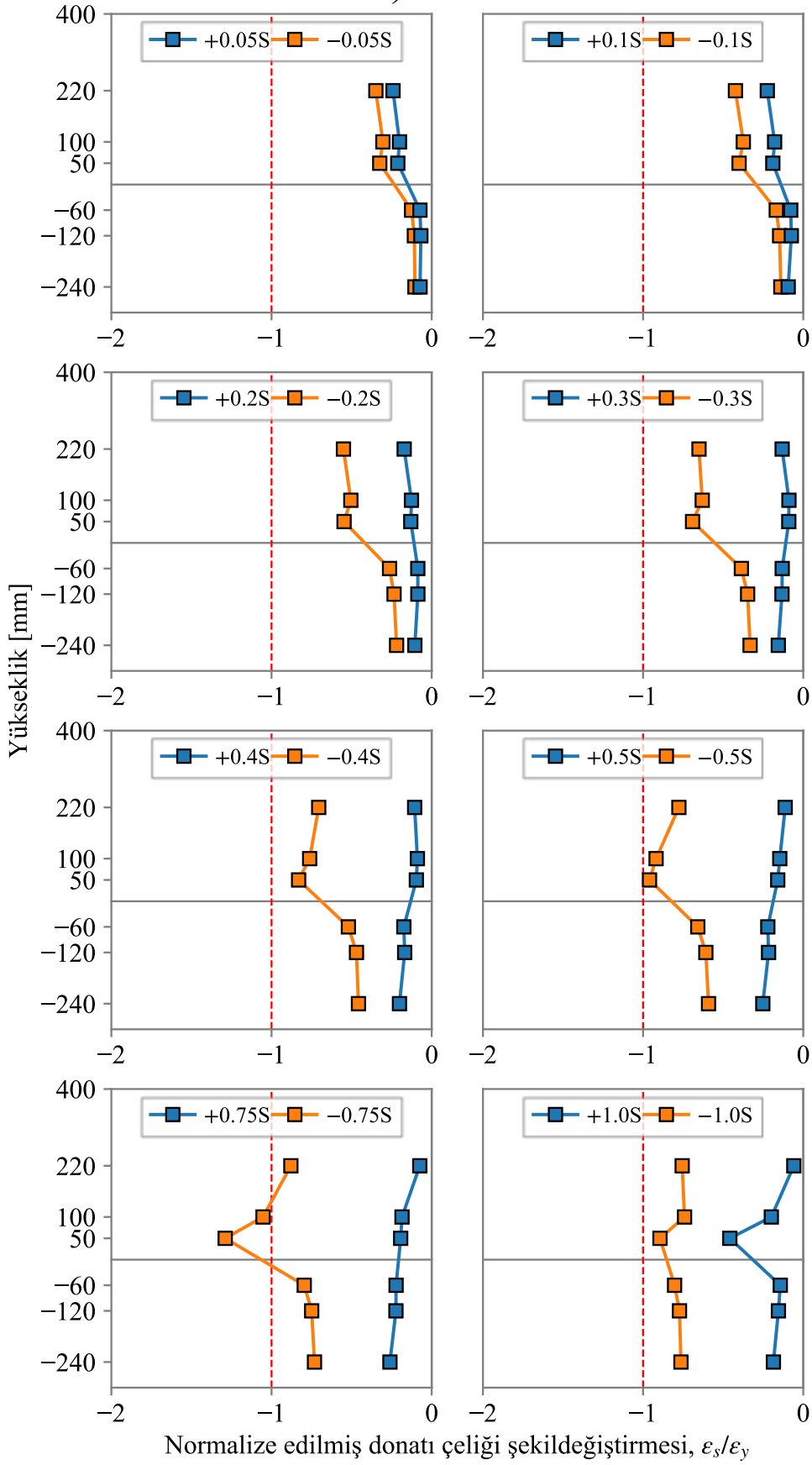


Şekil A.1 : Numunelerin eksenel yükleme geçmişi: a) C-1-60. b) C-2-35. c) C-2-60. d) C-3-60. e) C-4-35. f) C-4-60. g) C-5-60.



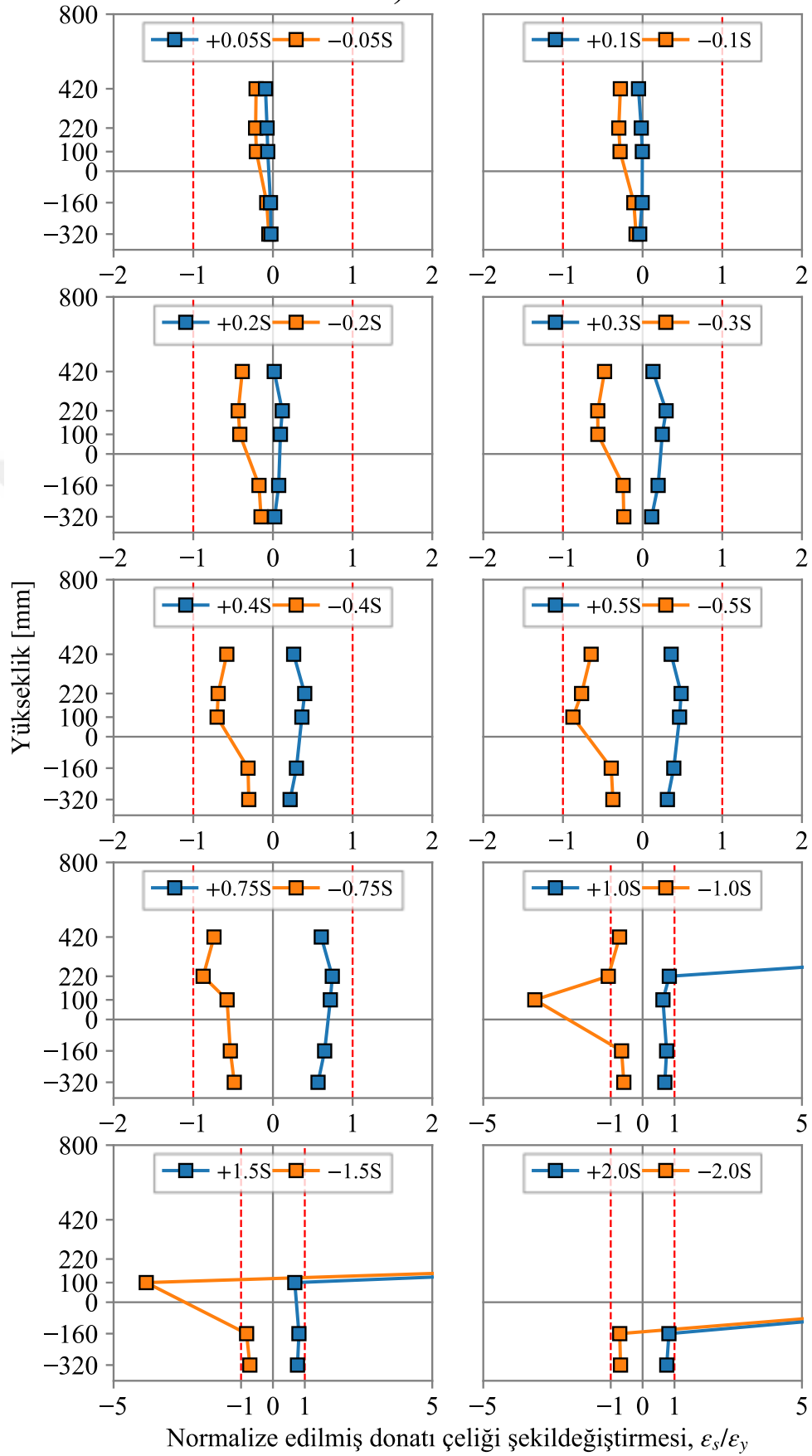
Şekil A.2 : Numunelerdeki ortalama düşey şekil değişimi – öteleme oranı ilişkisi: a) C-1-60. b) C-2-35. c) C-2-60. d) C-3-60. e) C-4-35. f) C-4-60. g) C-5-60.

a) C-1-60



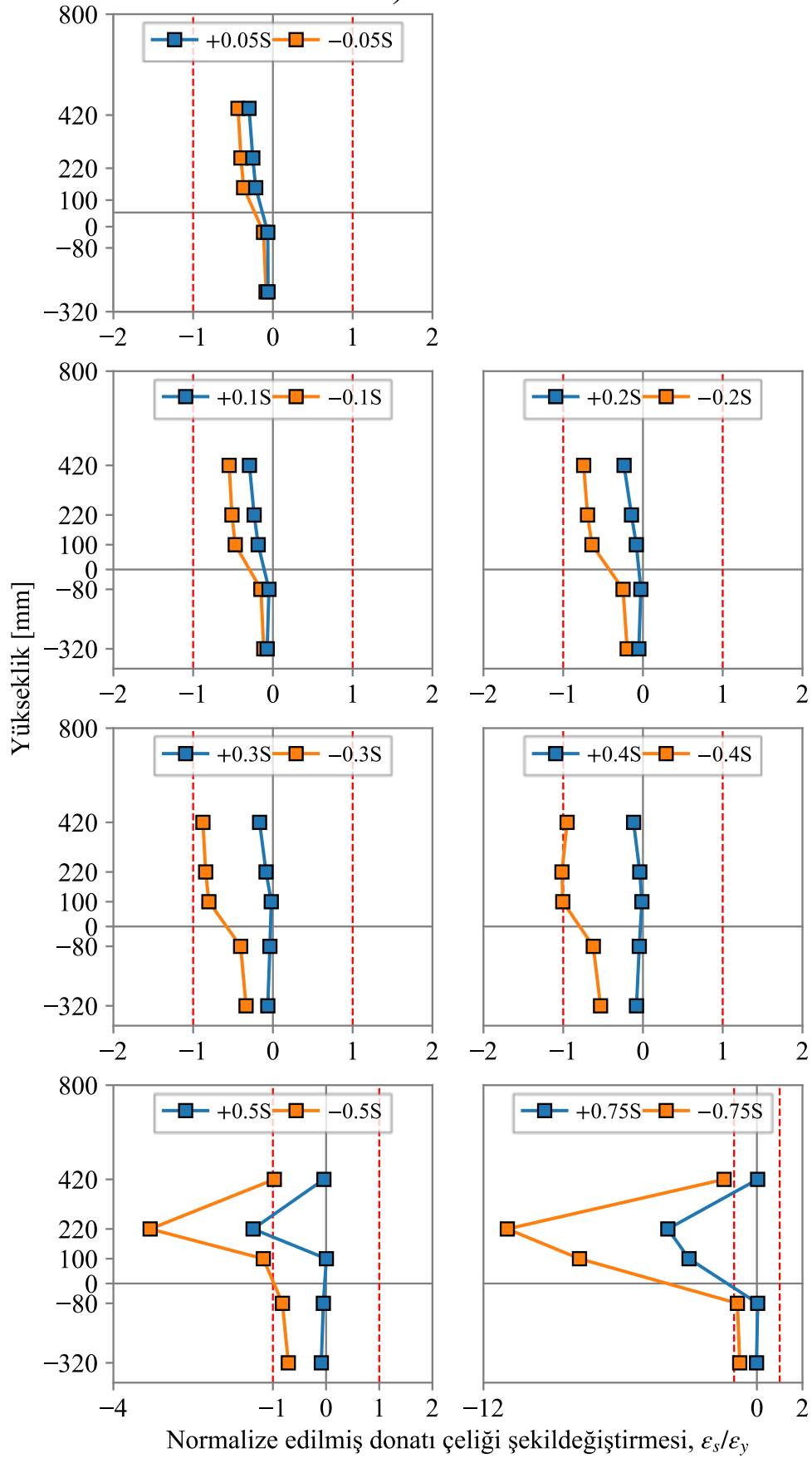
Şekil A.3 : Numunelerdeki boyuna donatı şekildeğiştirme profilleri.

b) C-2-35

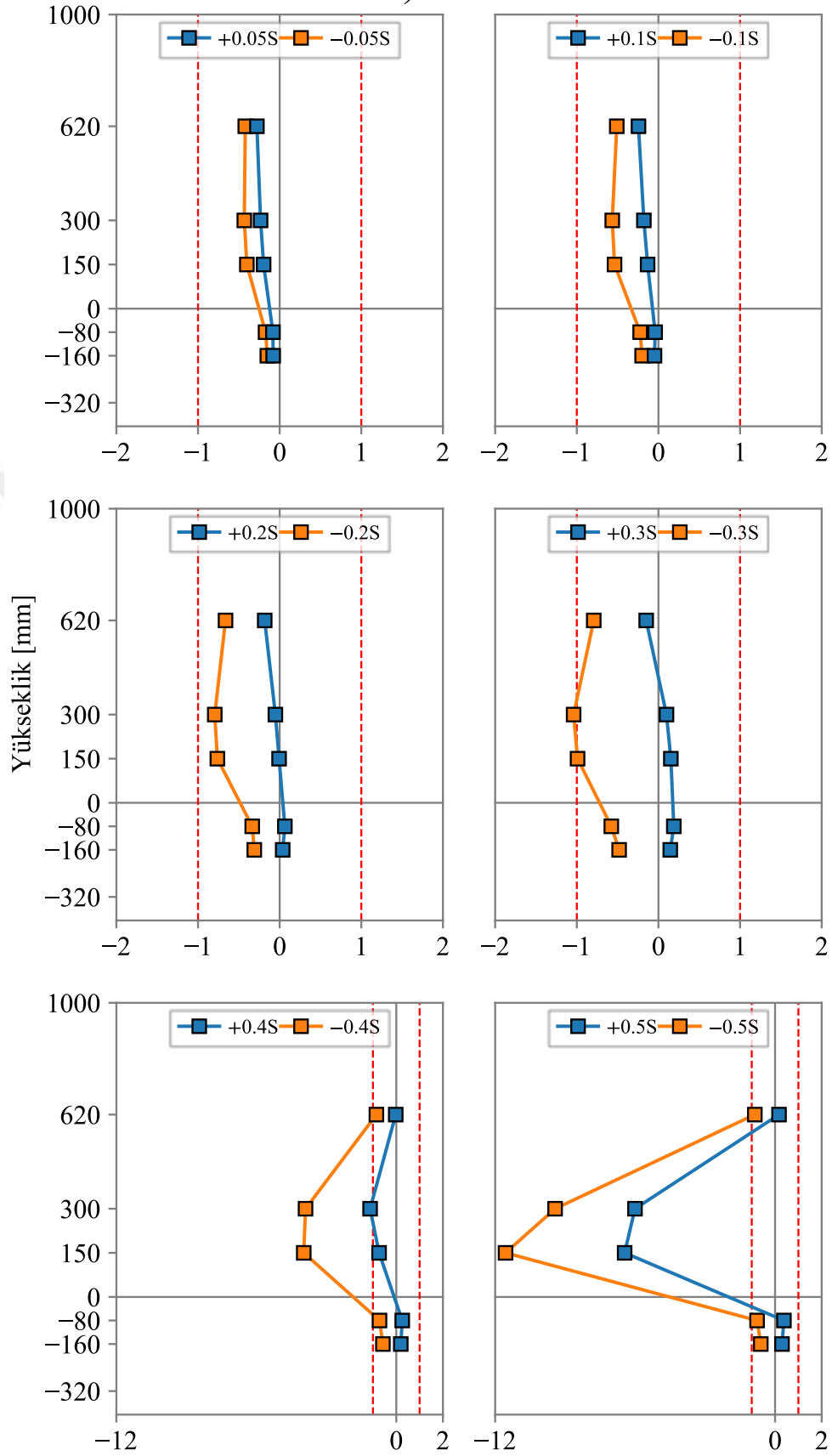


Şekil A.3 (devam) : Numunelerdeki boyuna donatı şekildeğiştirme profilleri.

c) C-2-60

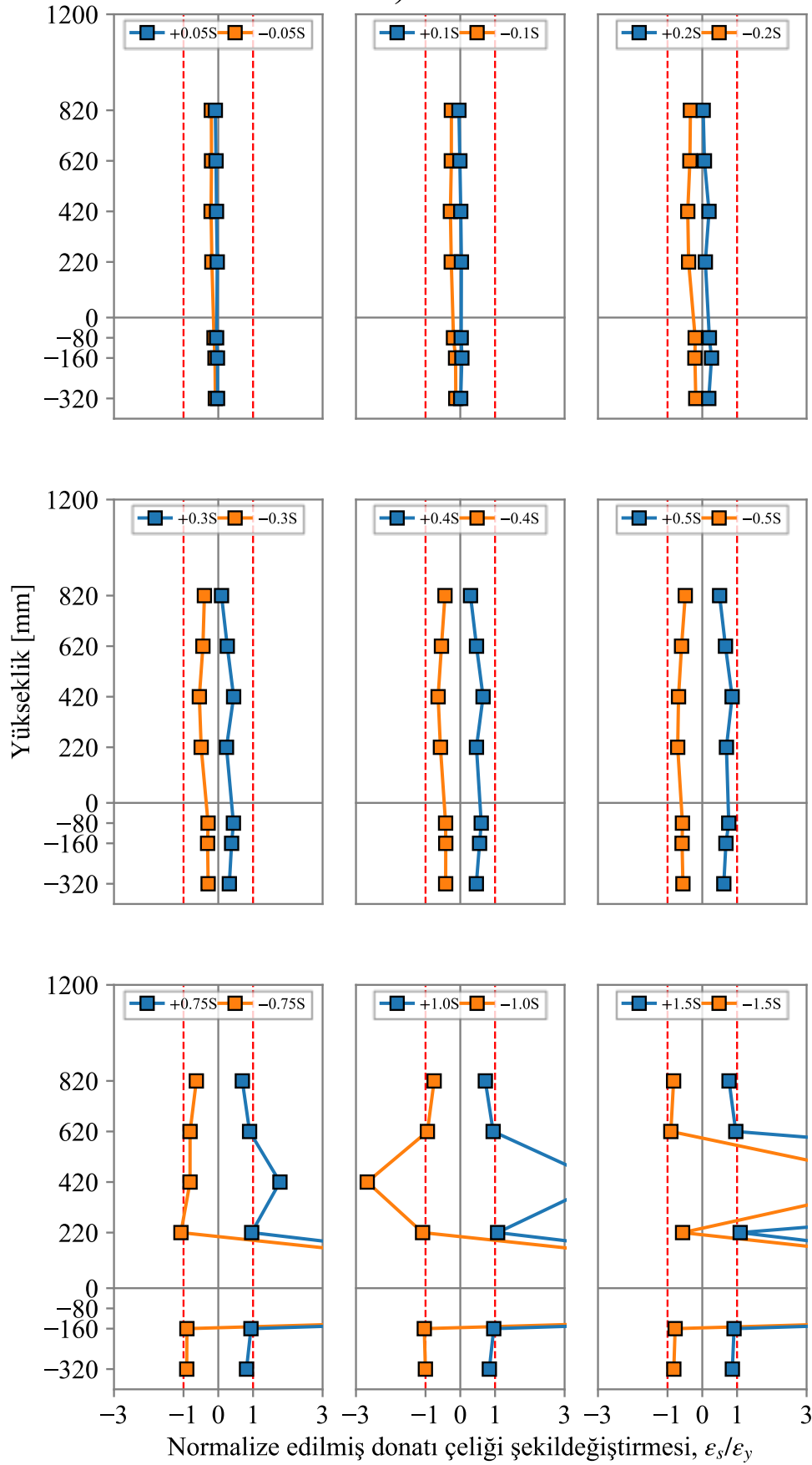


d) C-3-60



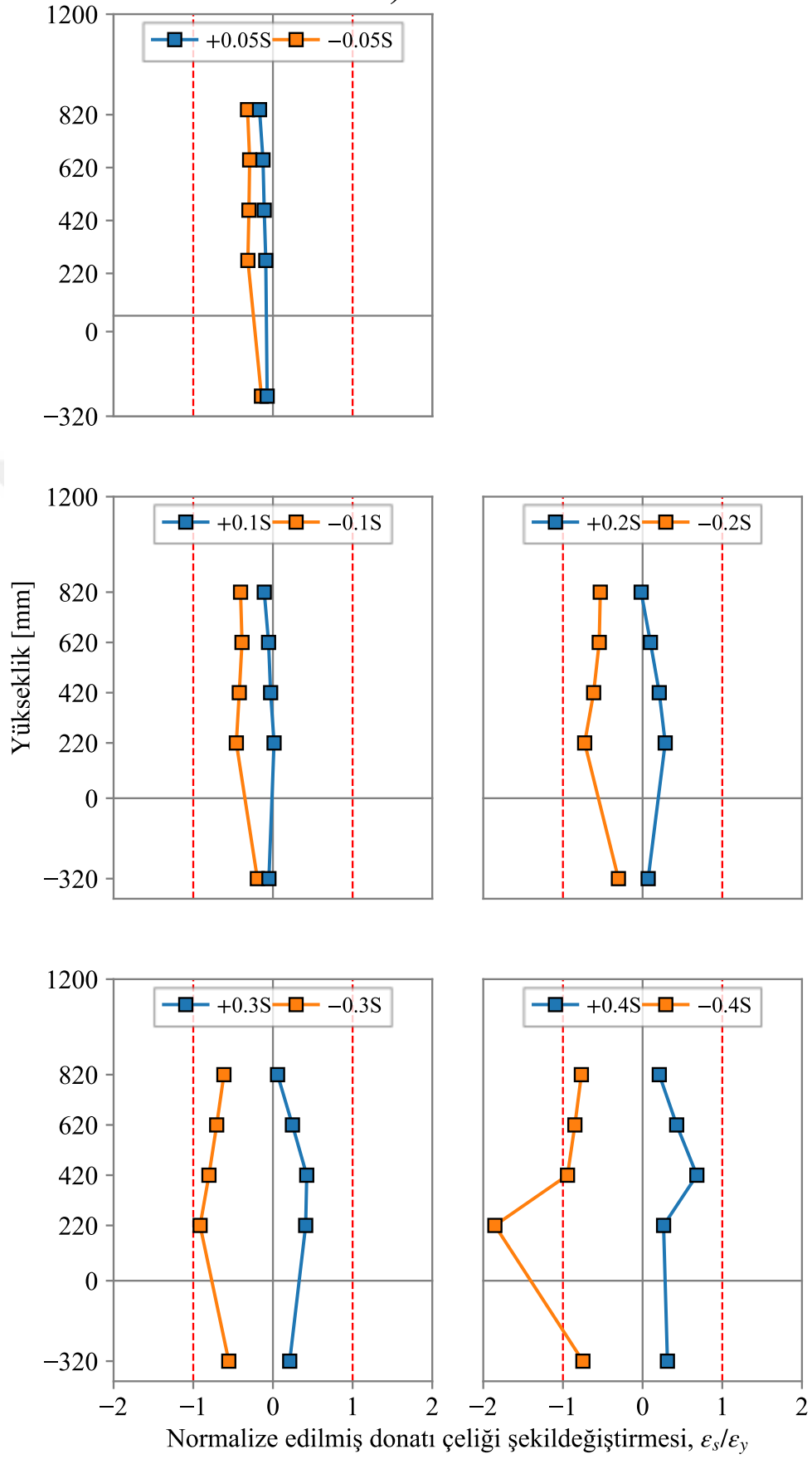
Şekil A.3 (devam) : Numunelerdeki boyuna donatı şekildeğiştirme profilleri.

e) C-4-35

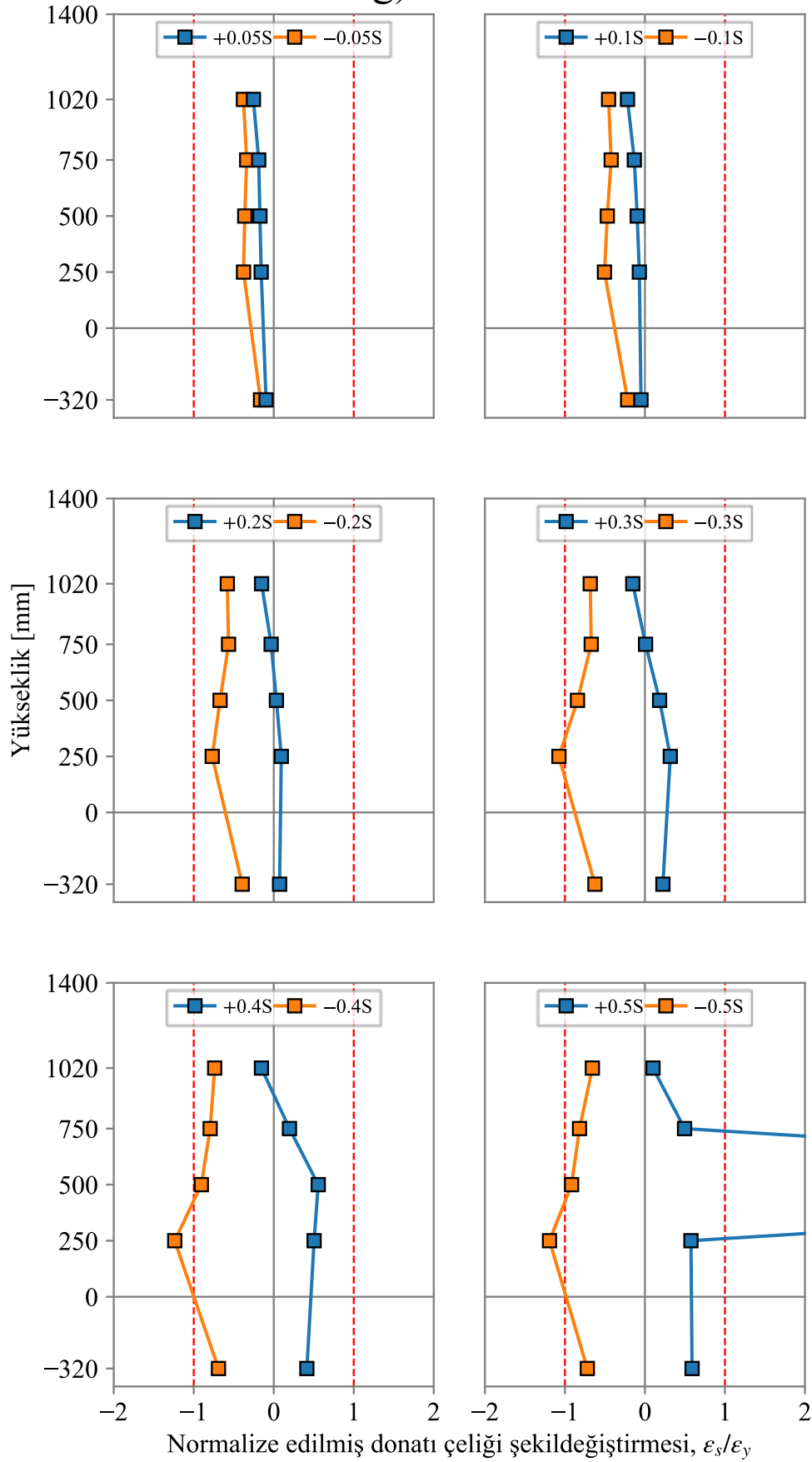


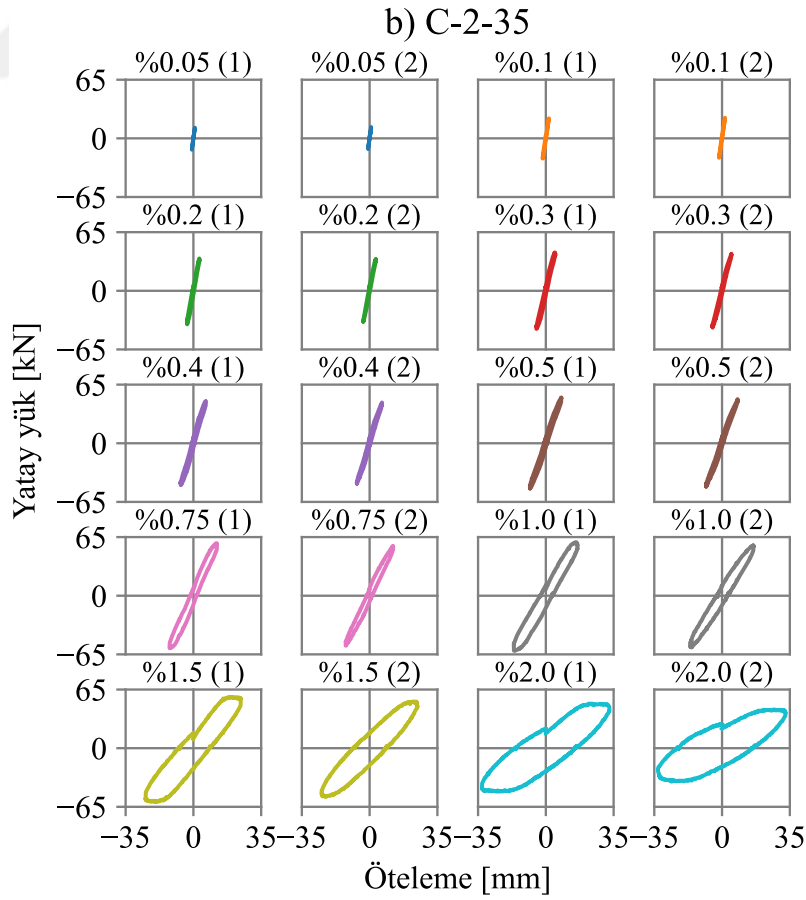
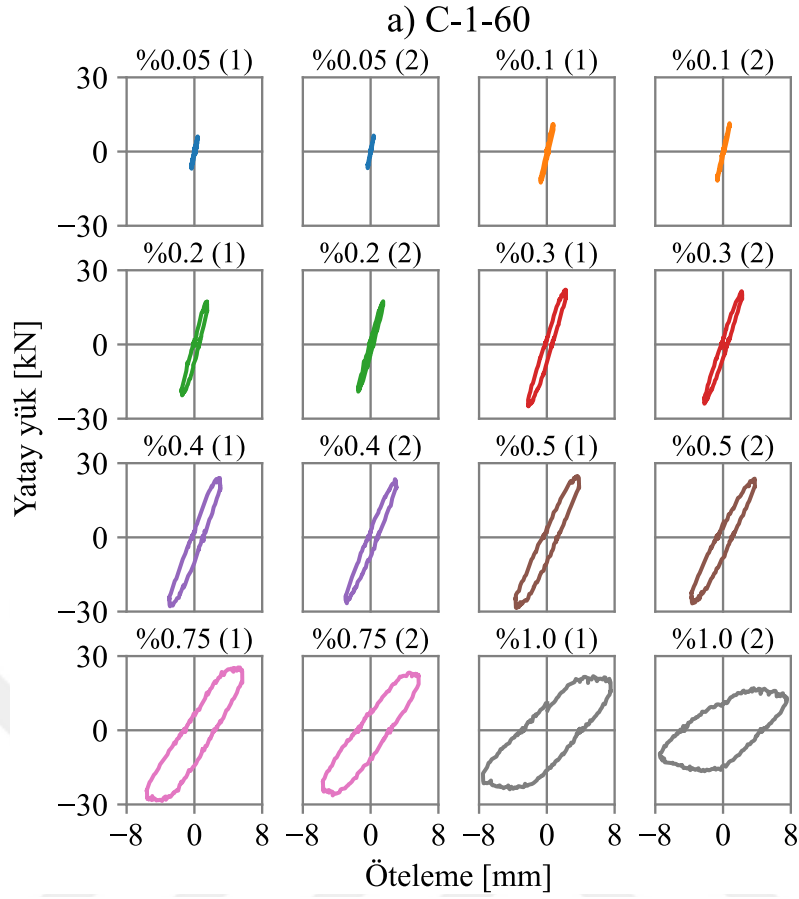
Şekil A.3 (devam) : Numunelerdeki boyuna donatı şekildegıştirme profilleri.

f) C-4-60

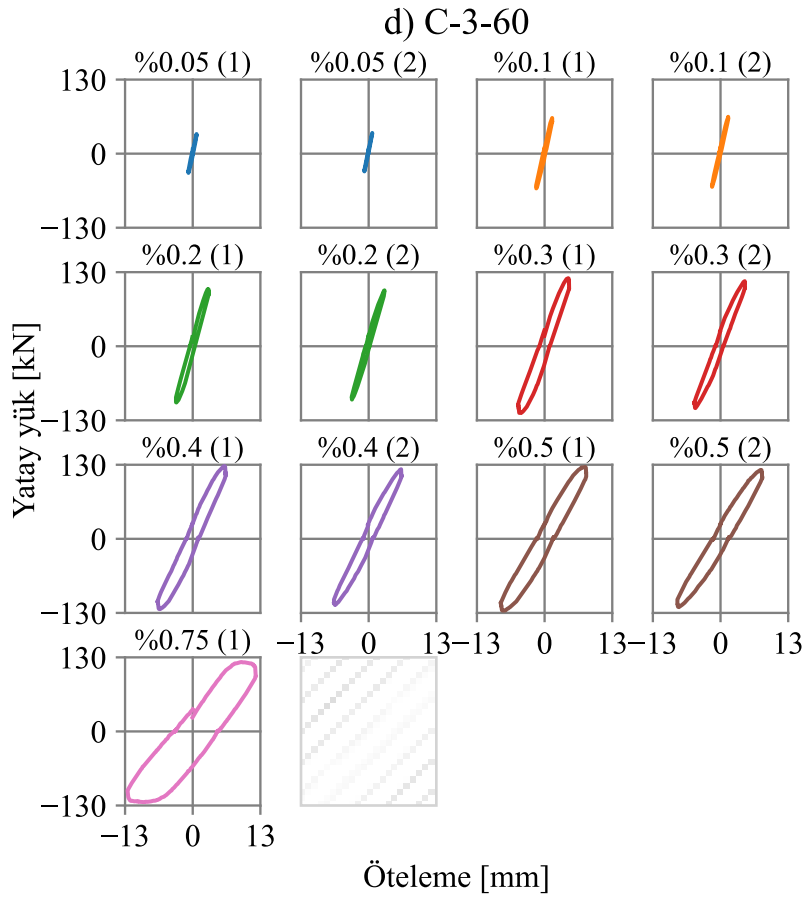
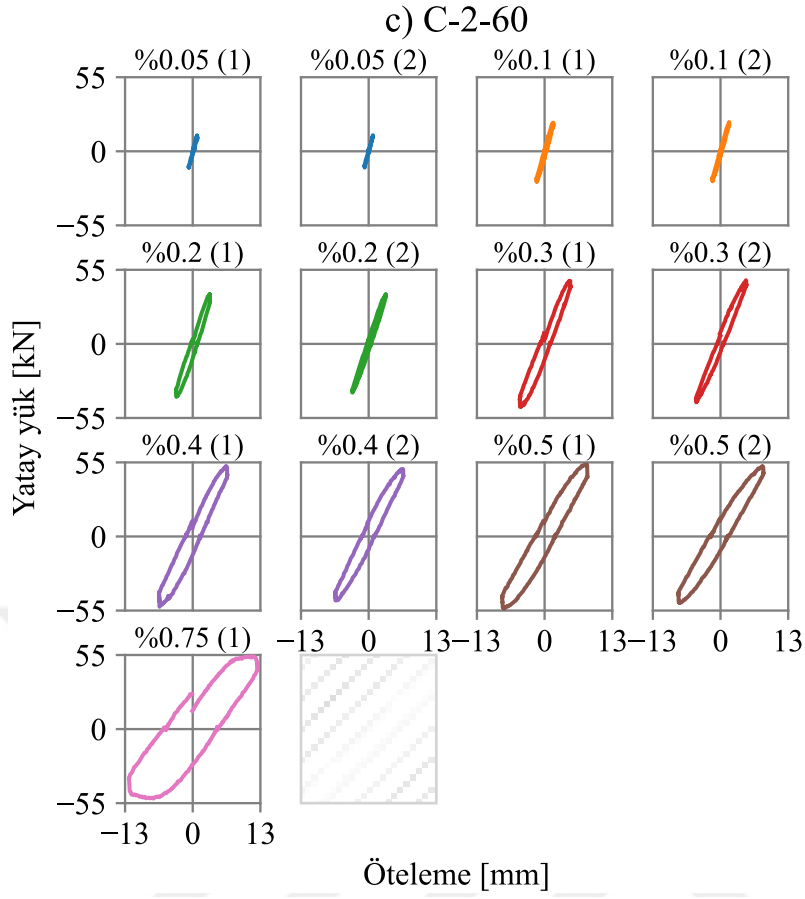


g) C-5-60

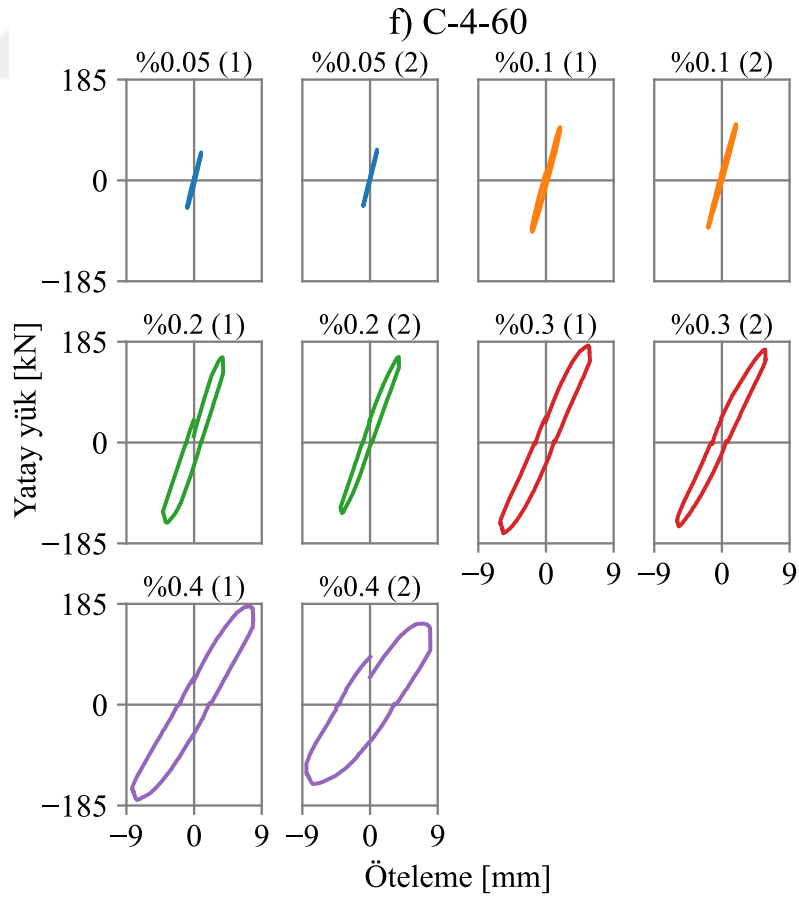
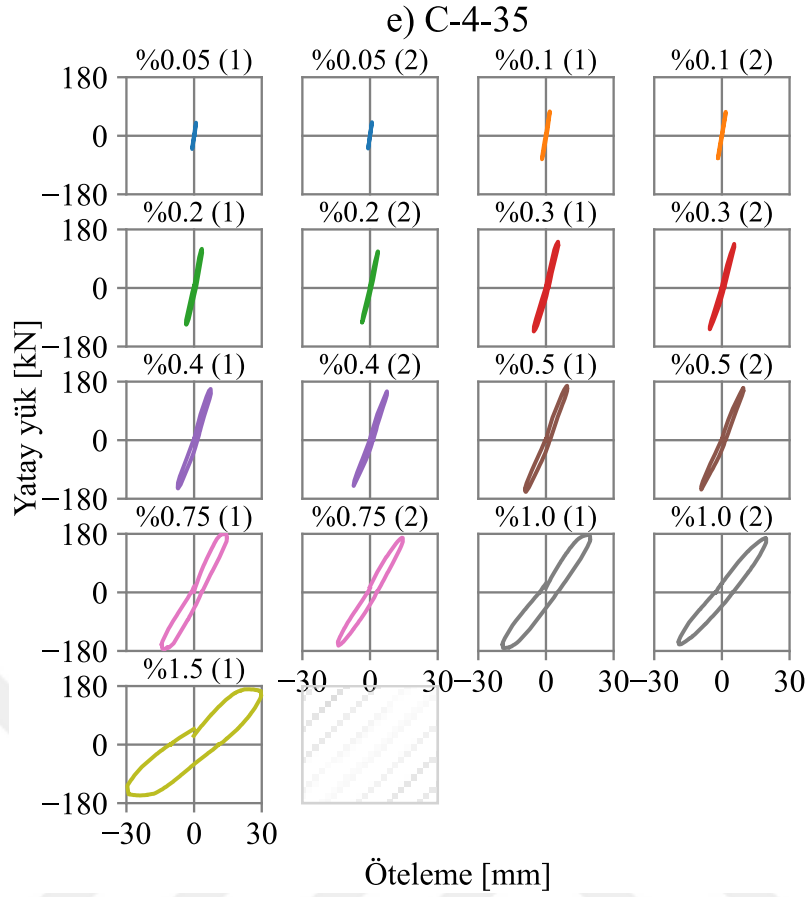




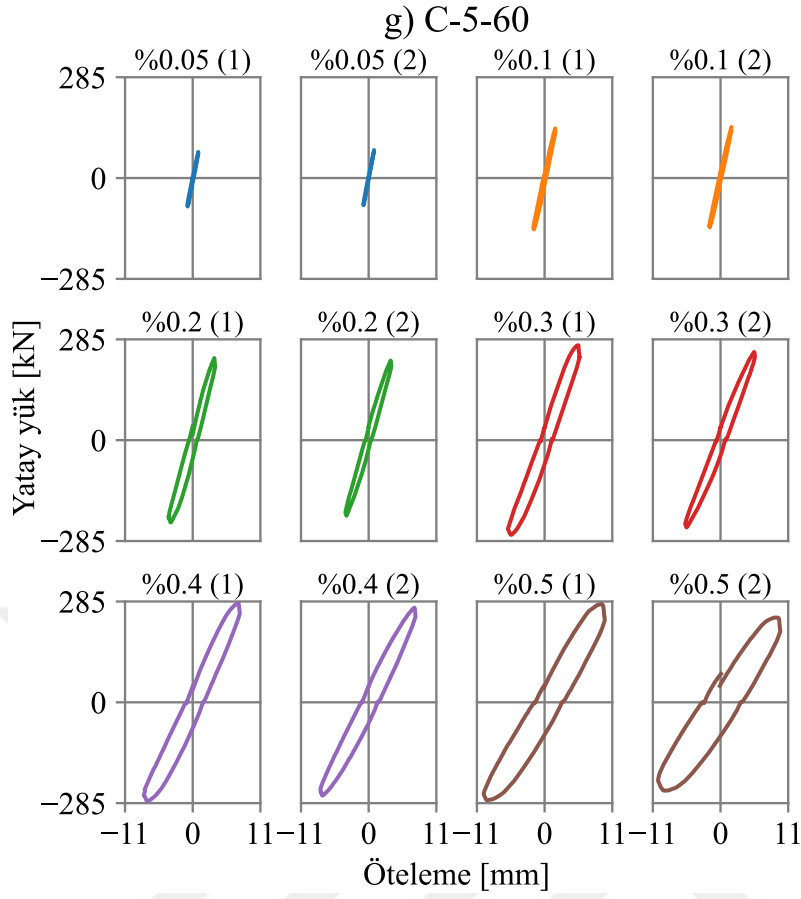
Şekil A.4 : Numunelerin yükleme çevrimleri



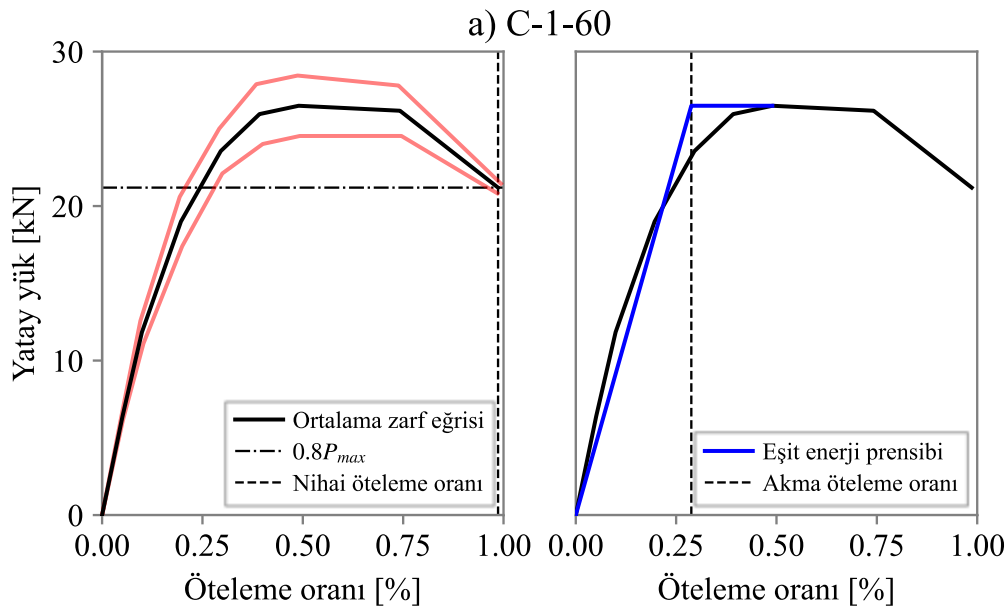
Şekil A.4 (devam) : Numunelerin yükleme çevrimleri



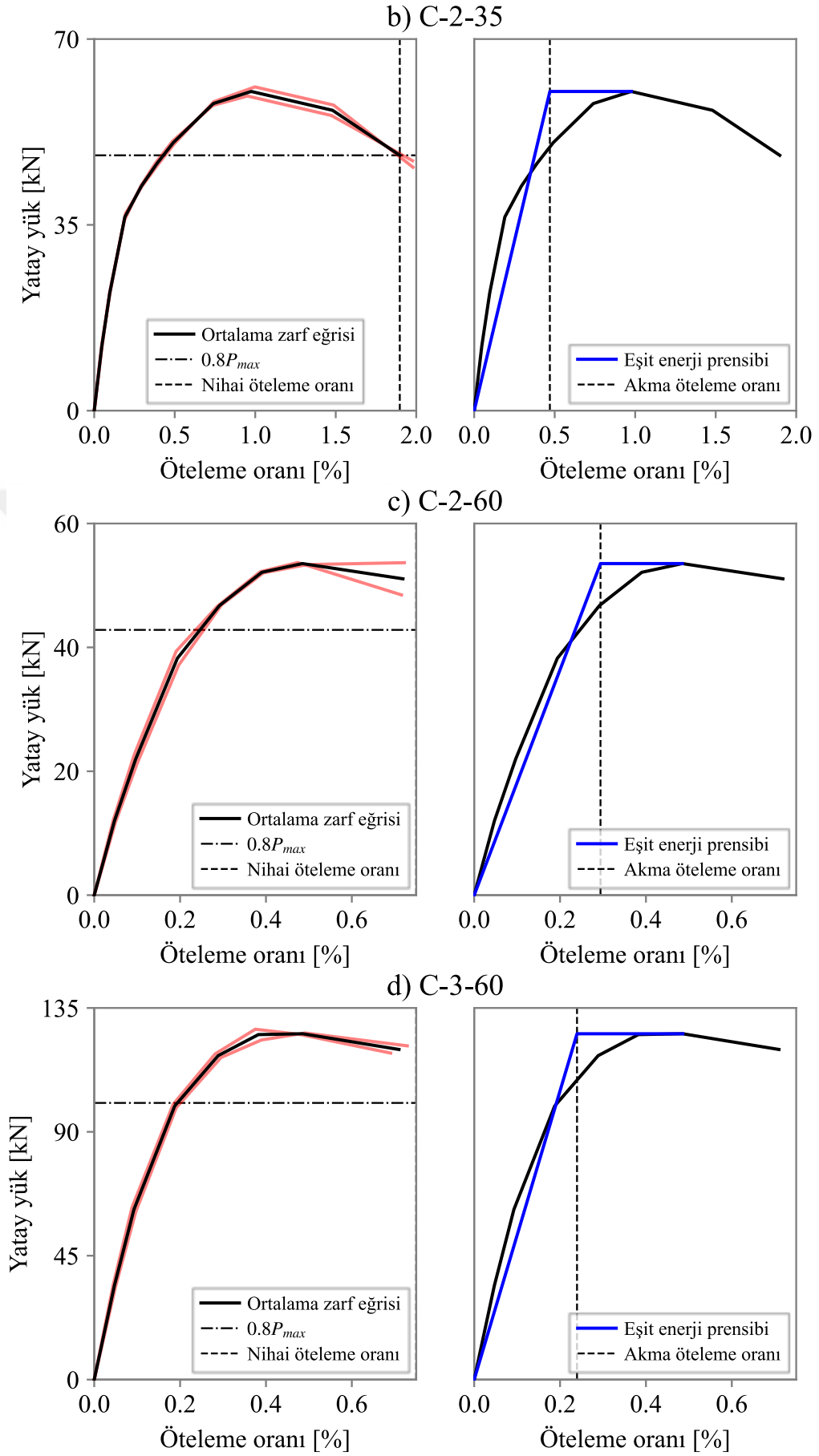
Şekil A.4 (devam) : Numunelerin yükleme çevrimleri



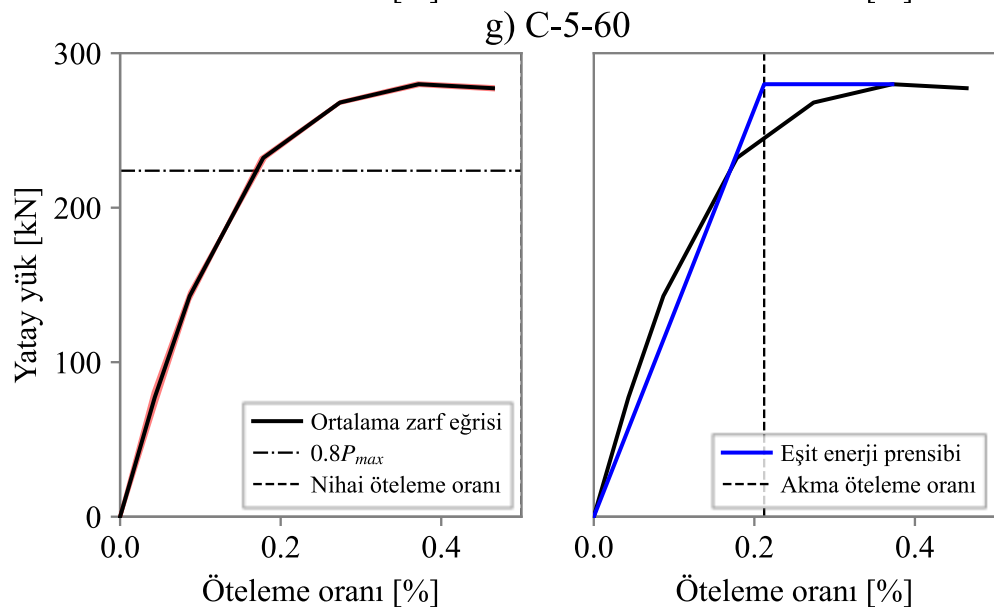
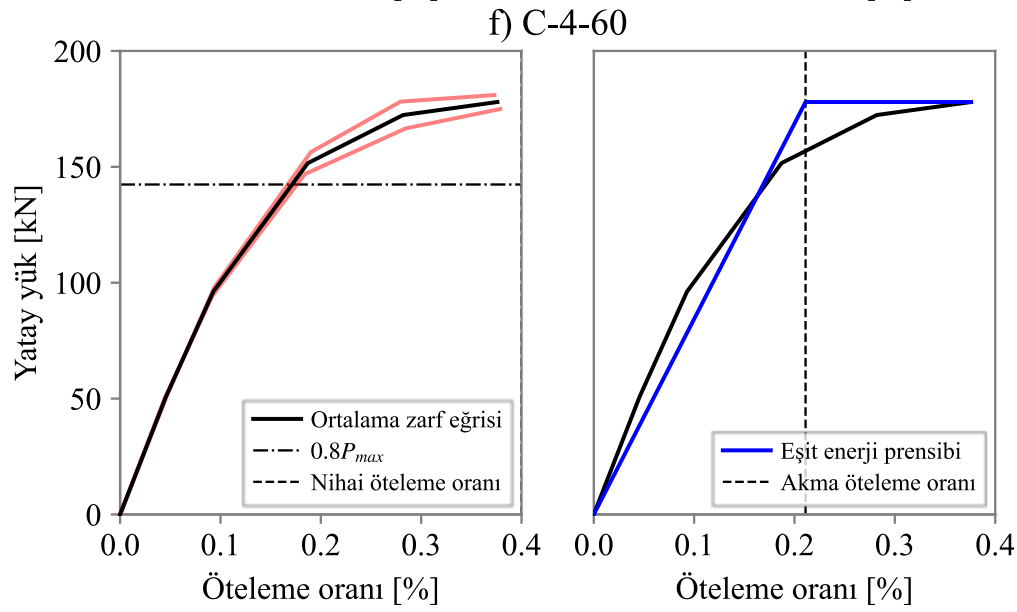
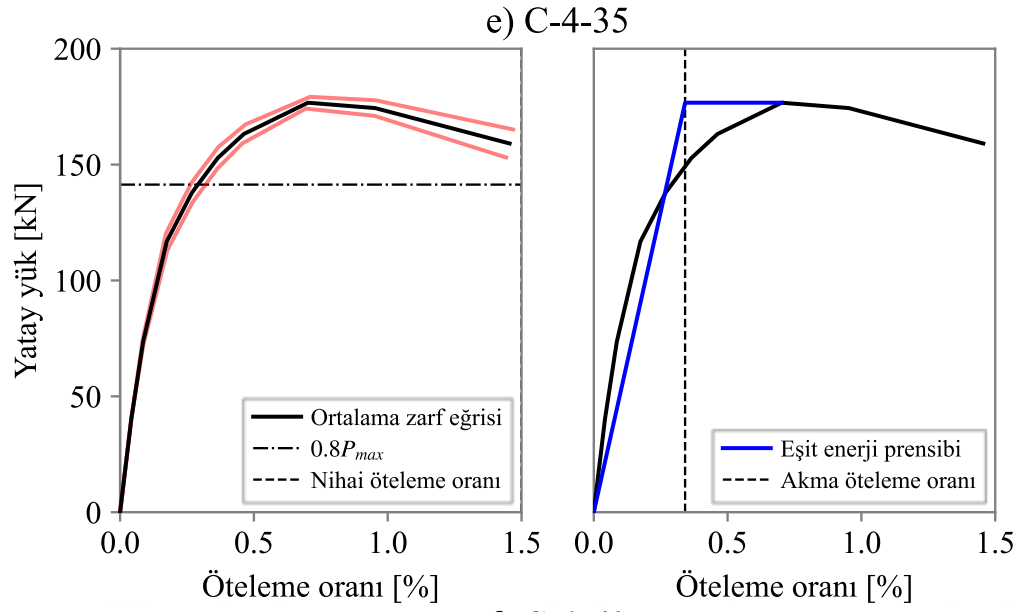
Şekil A.4 (devam) : Numunelerin yükleme çevrimleri



Şekil A.5 : Numunelerin akma öteleme oranlarının belirlenmesi.

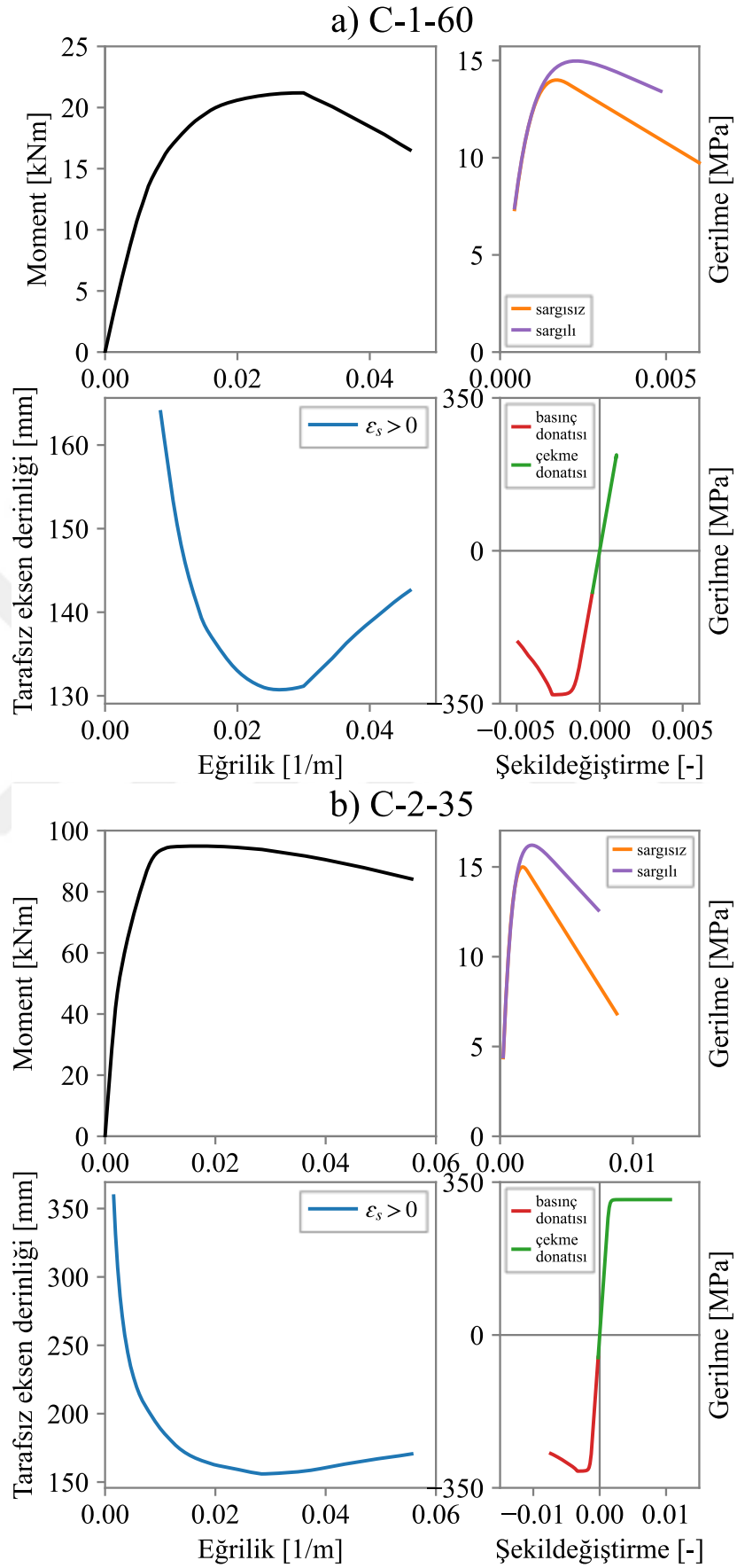


Şekil A.5 (devam) : Numunelerin akma öteleme oranlarının belirlenmesi.

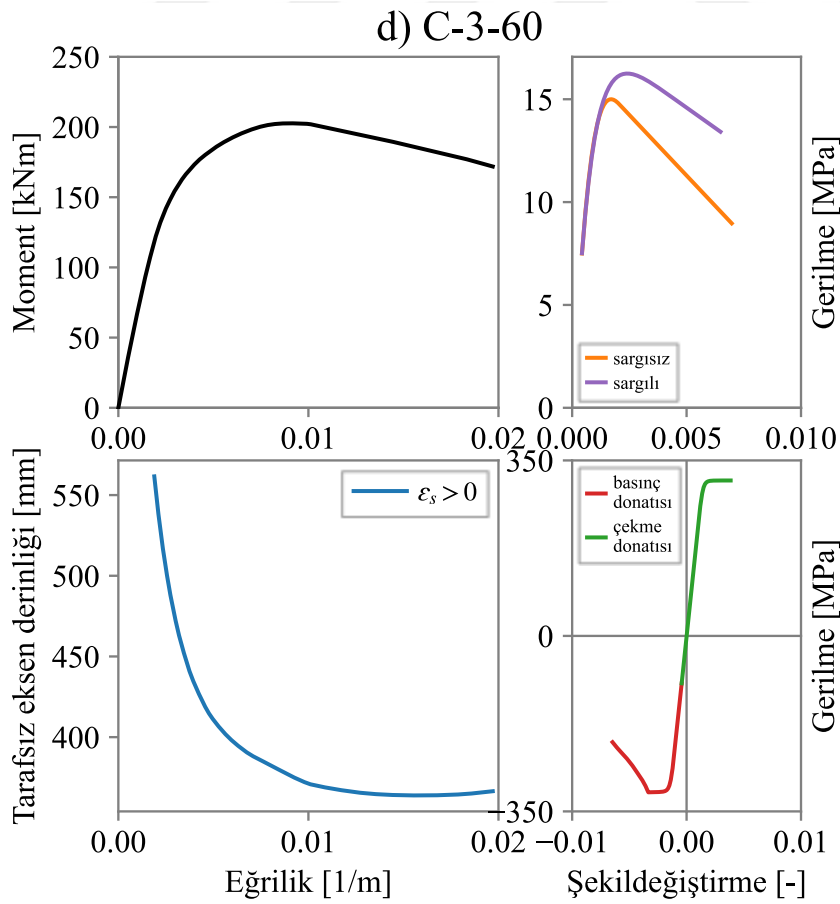
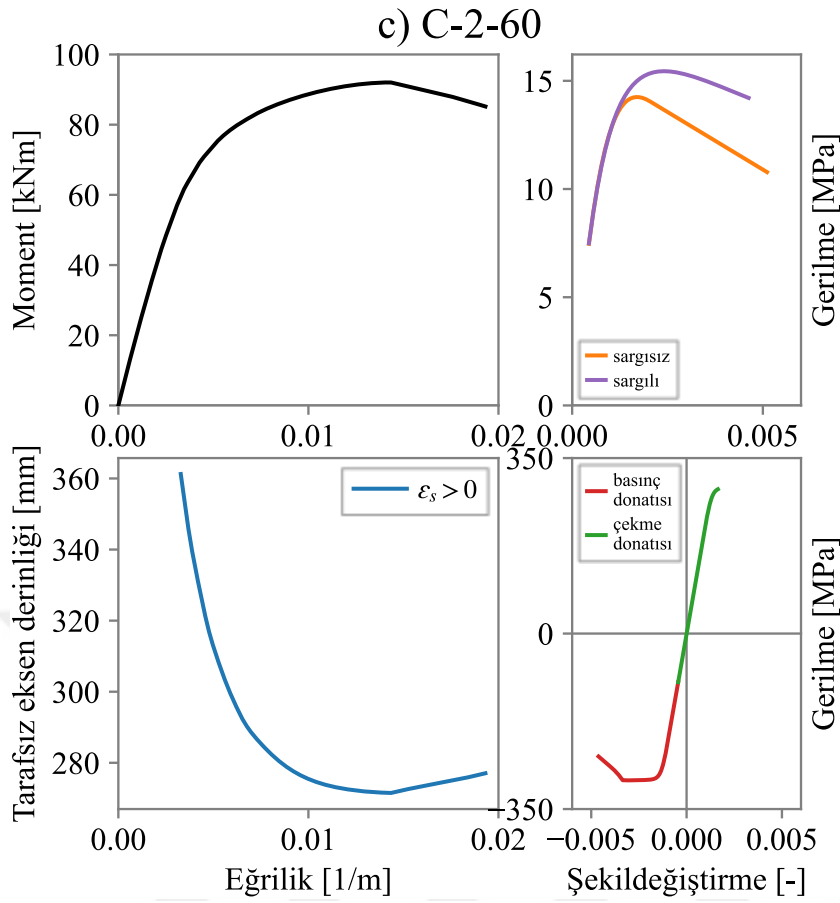


Şekil A.5 (devam) : Numunelerin akma öteleme oranlarının belirlenmesi.

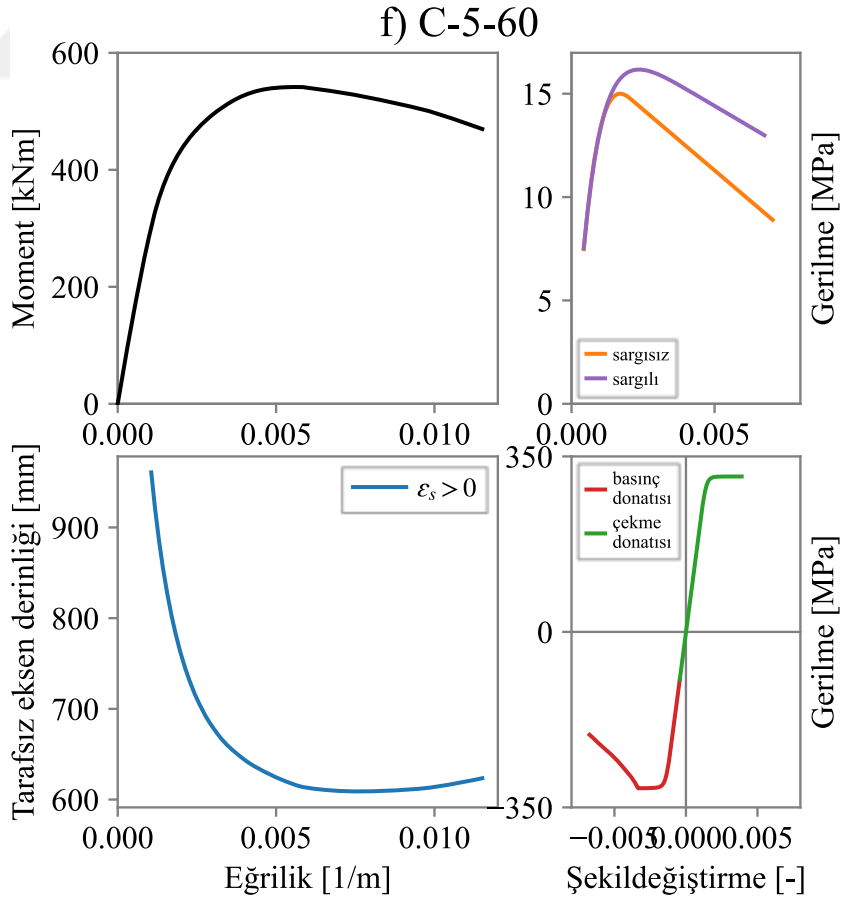
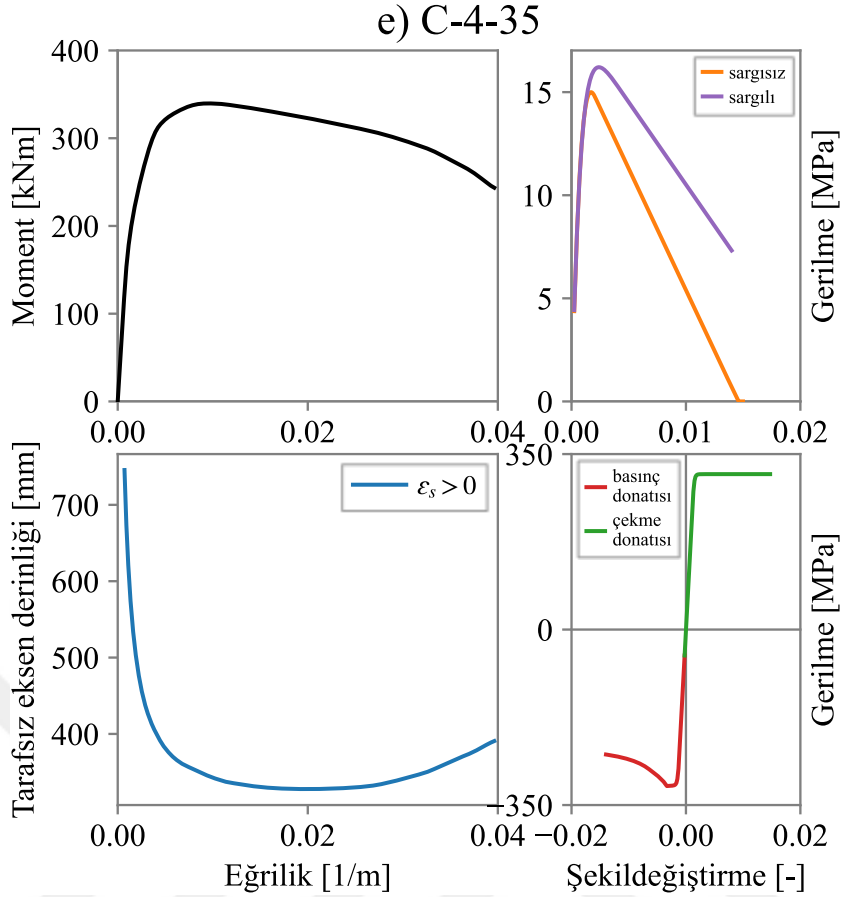
EK B : Numerik Çalışma



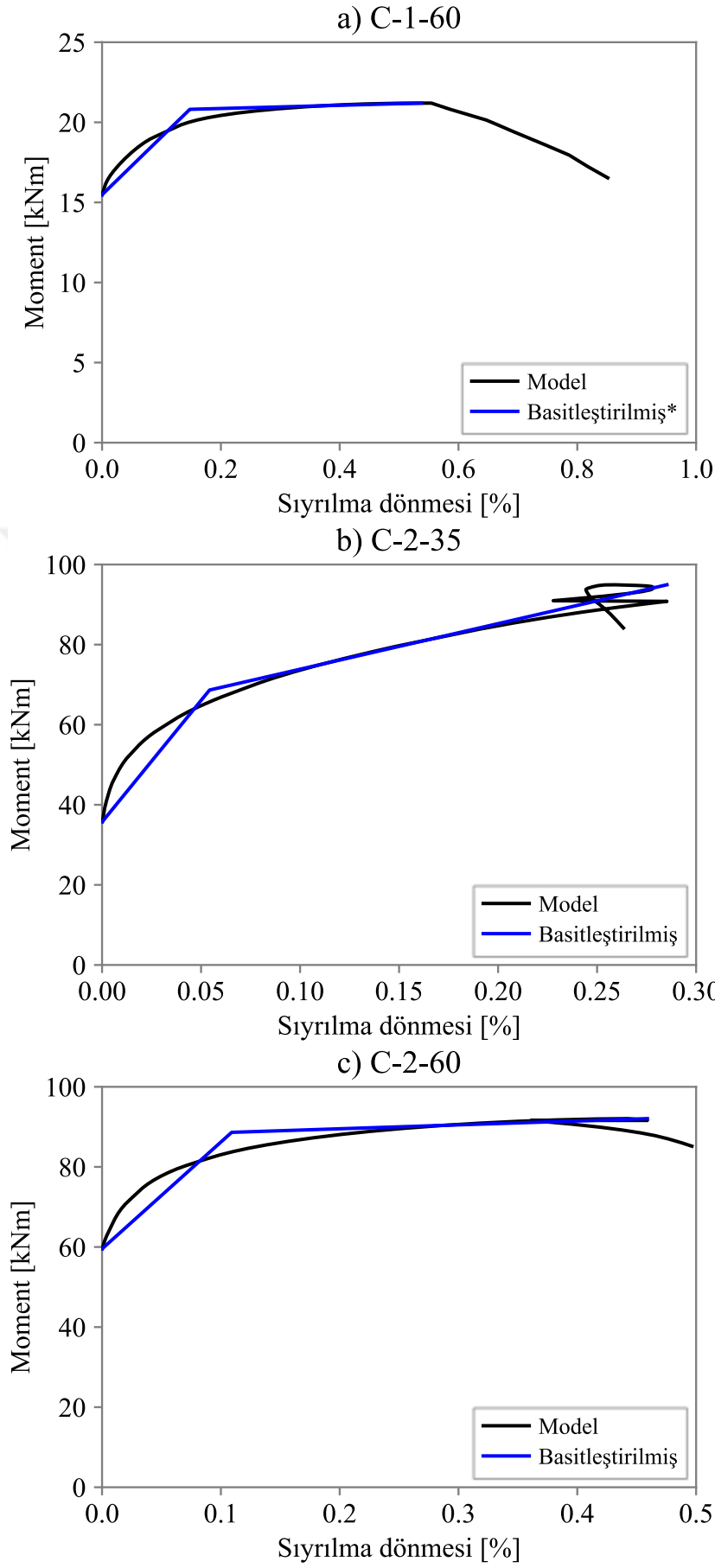
Şekil B.1 : Numune kesitlerine yapılan moment – eğrilik analizleri.



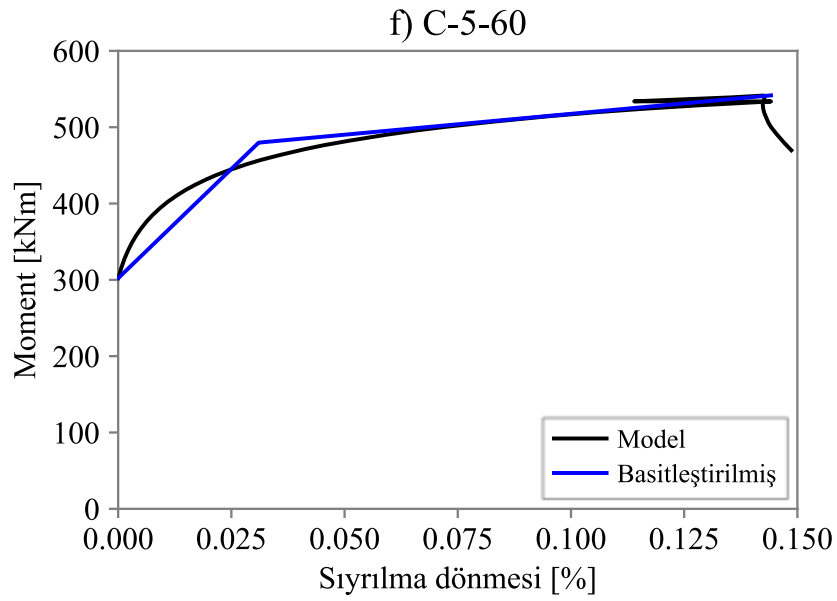
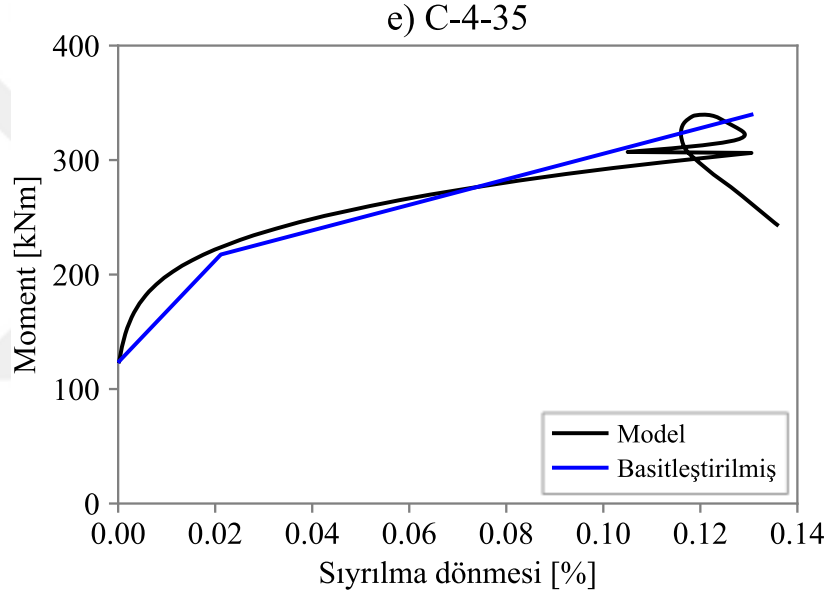
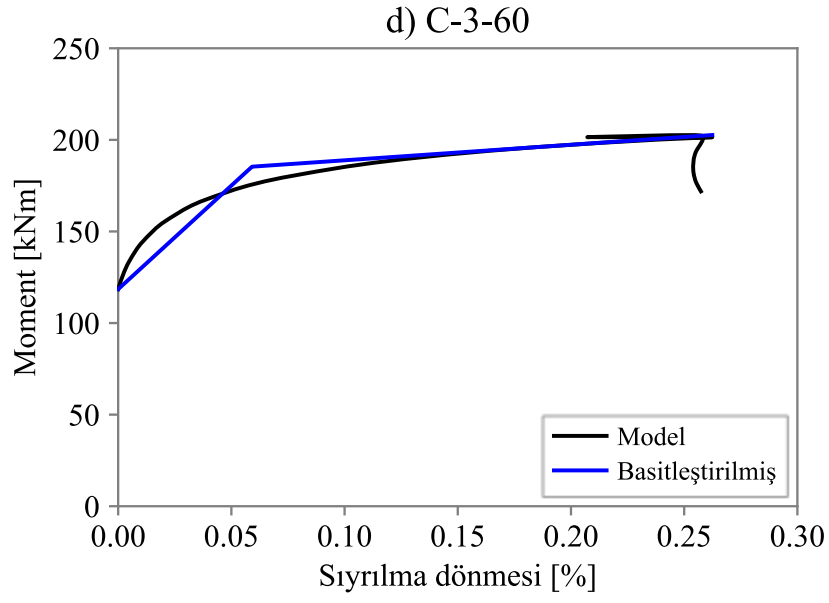
Şekil B.1 (devam) : Numune kesitlerine yapılan moment – eğrilik analizleri.



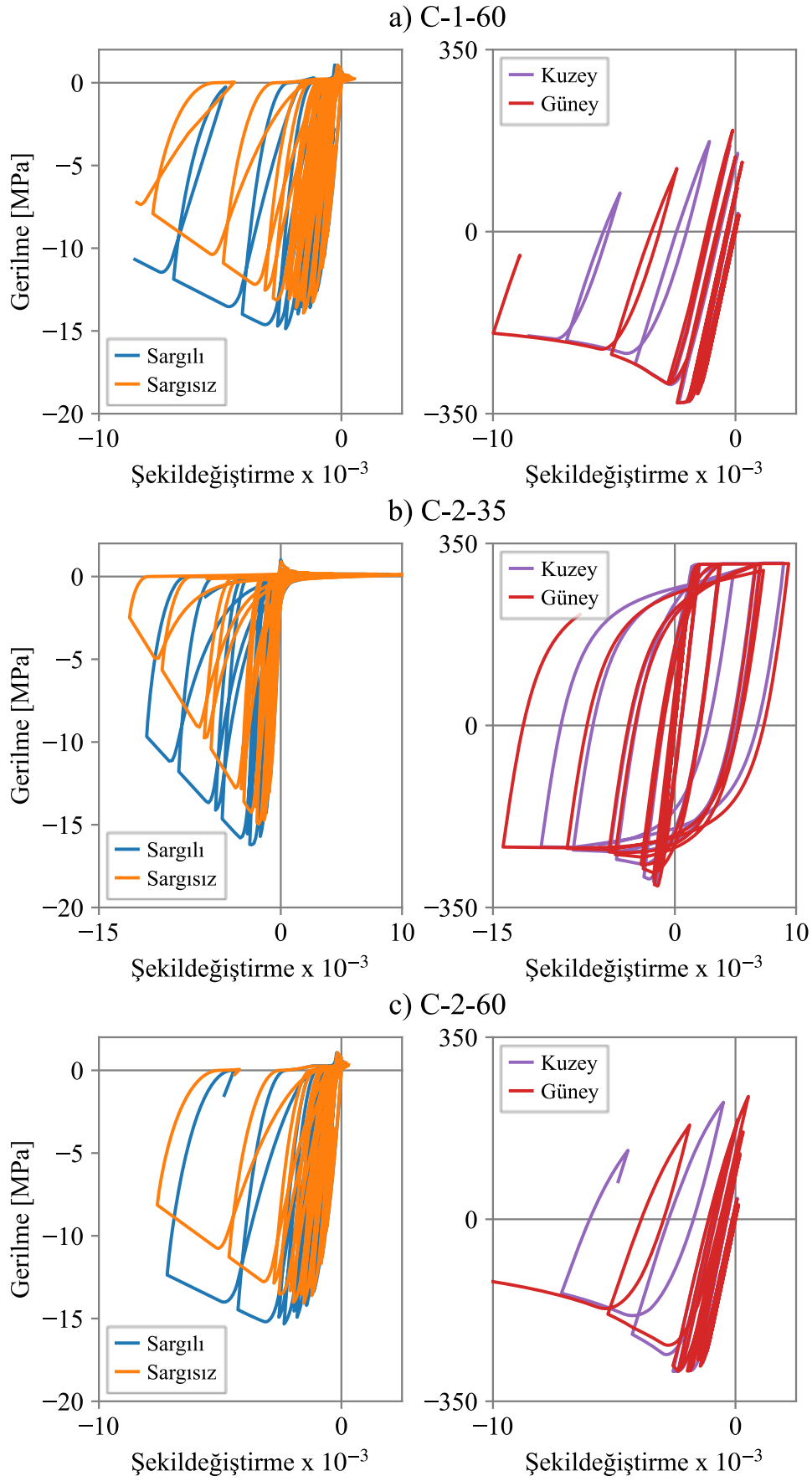
Şekil B.1 (devam) : Numune kesitlerine yapılan moment – eğrilik analizleri.



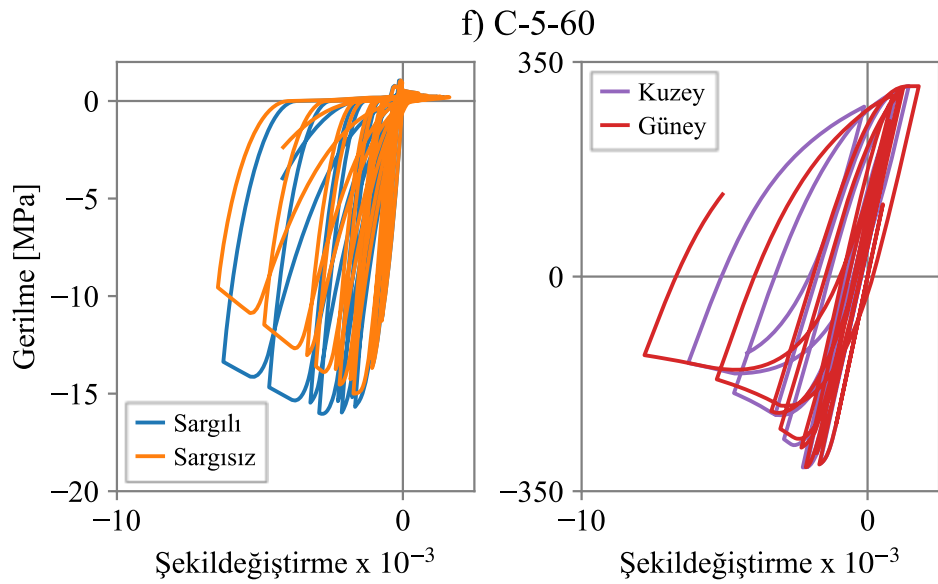
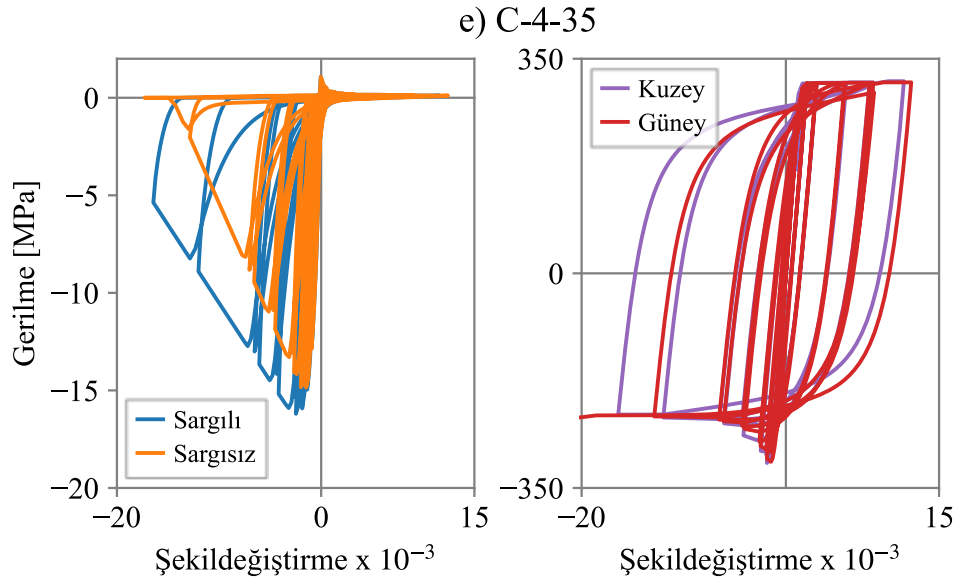
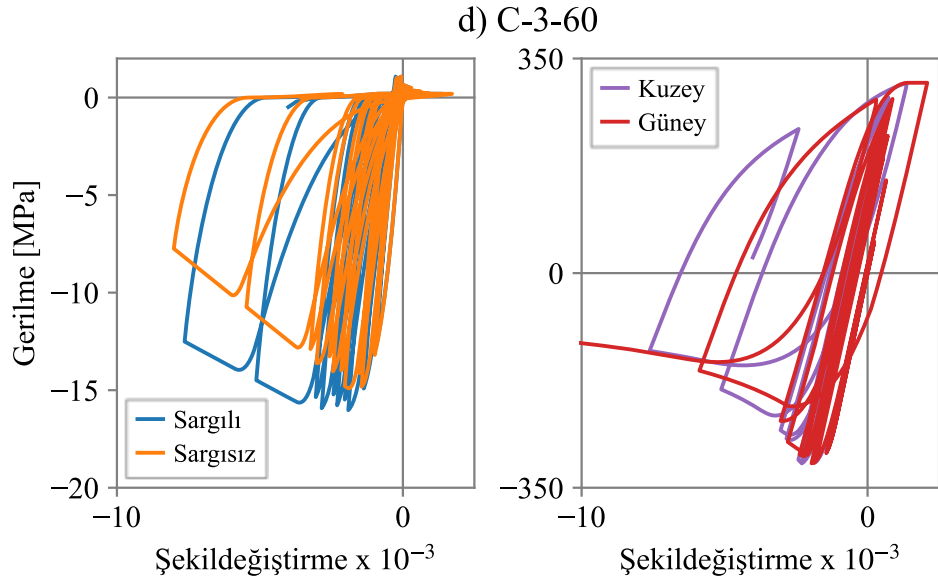
Şekil B.2 : Numunelerin basitleştirilmiş moment – sıyrılma dönmesi ilişkileri.



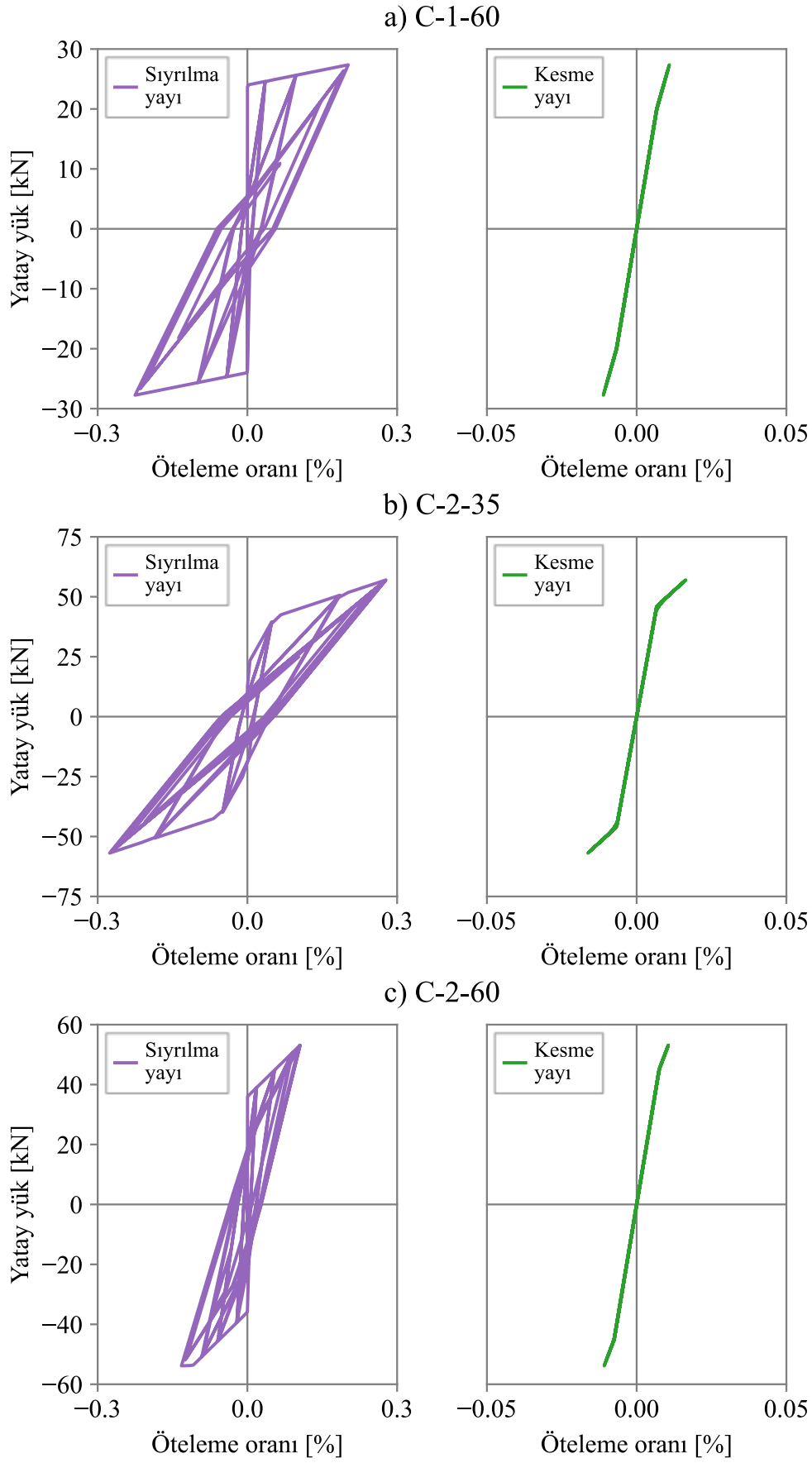
Şekil B.2 (devam) : Numunelerin basitleştirilmiş moment – sıyrılma dönmesi ilişkileri.



Şekil B.3 : Numunelerin çevrimsel yükler altındaki analizinden elde edilen beton ve çelik gerilme – şekildeğiştirme ilişkileri.

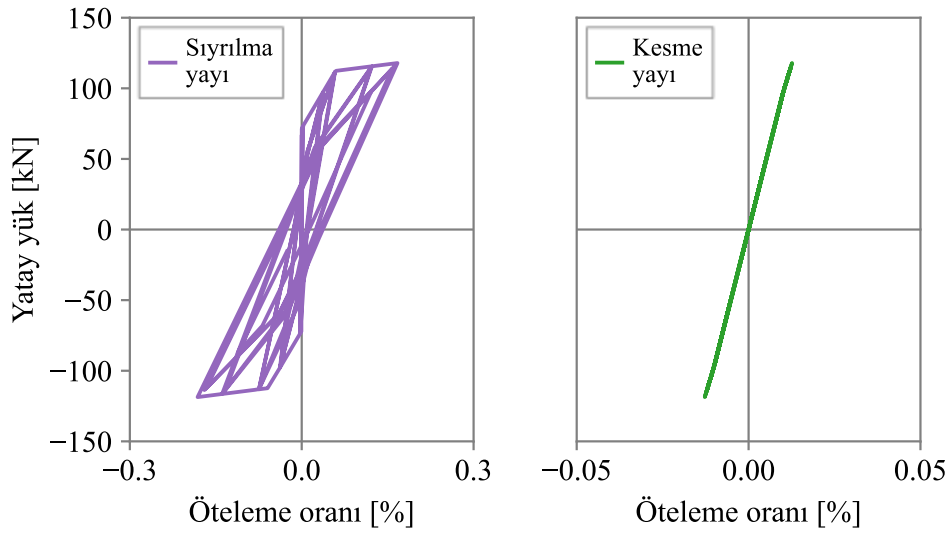


Şekil B.3 (devam) : Numunelerin çevrimsel yükler altındaki analizinden elde edilen beton ve çelik gerilme – şekildeğiştirme ilişkileri.

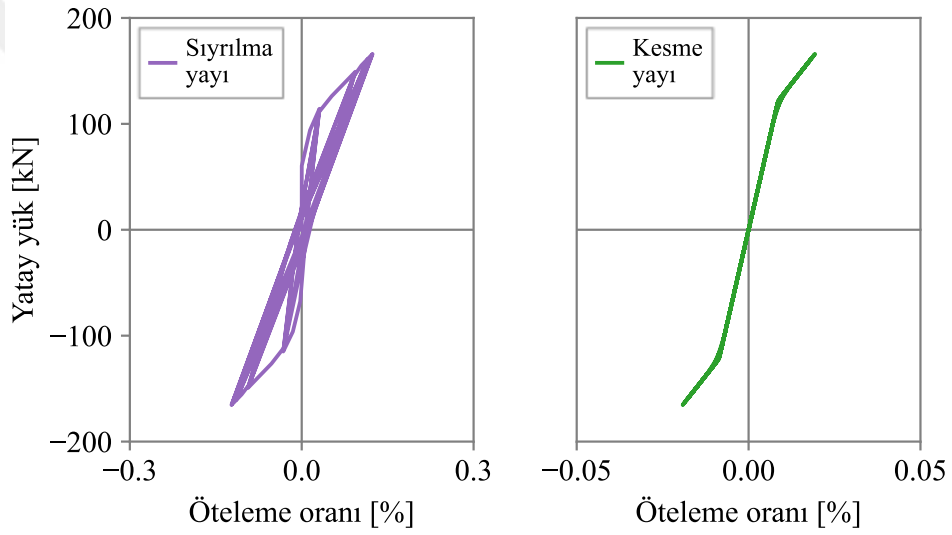


Şekil B.4 : Numunelerin çevrimsel yükler altındaki analizinden elde edilen sıyrılma ve kesme yaylarının yatay yük – öteleme oranı ilişkileri.

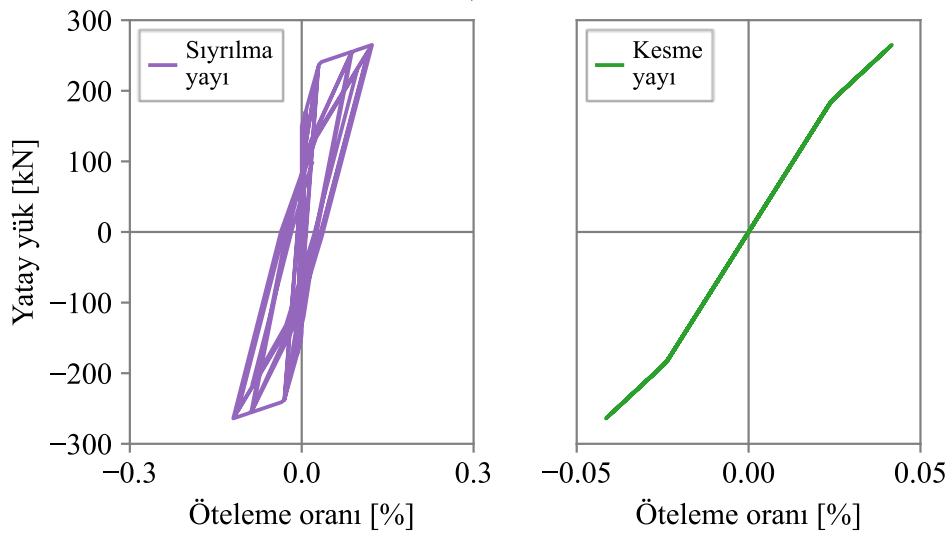
d) C-3-60



e) C-4-35

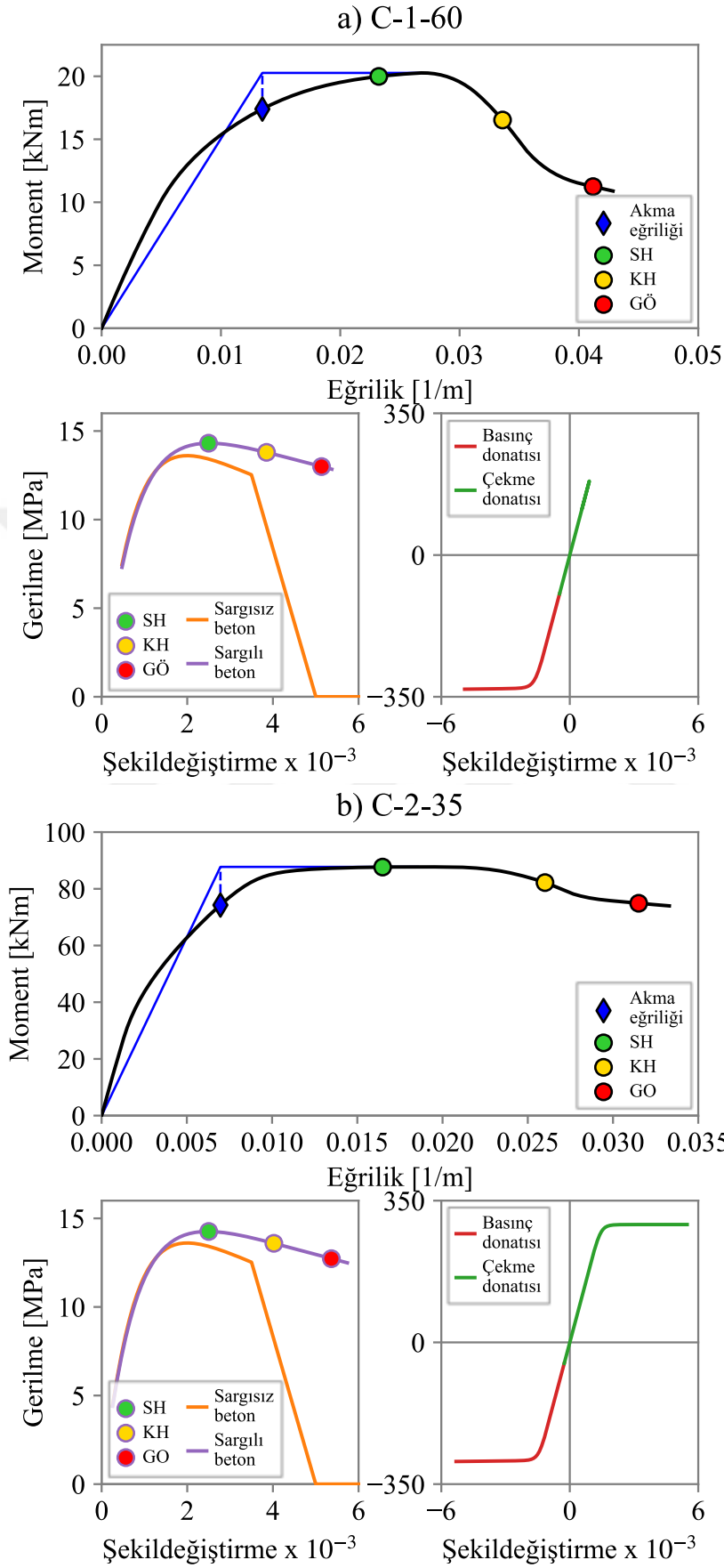


f) C-5-60

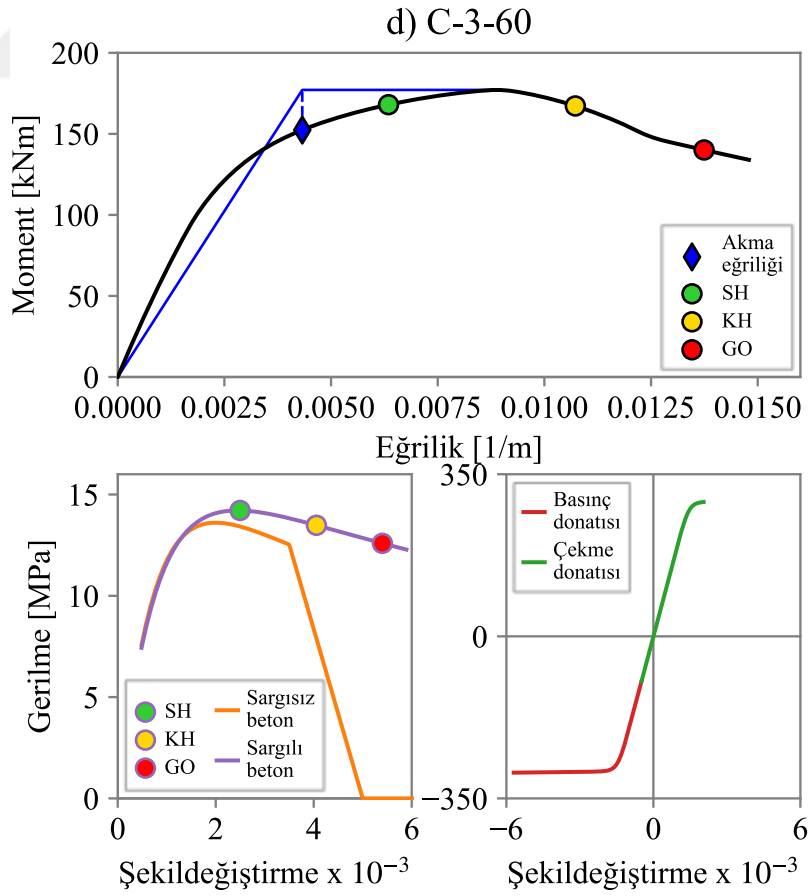
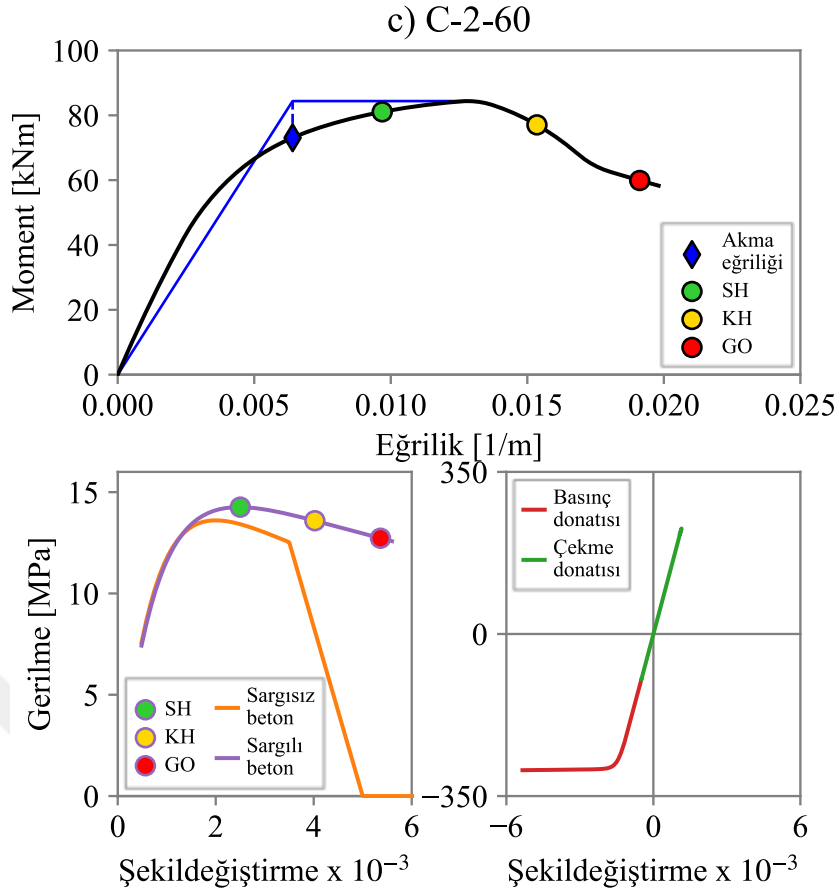


Şekil B.4 (devam) : Numunelerin çevrimsel yükler altındaki analizinden elde edilen sıyırılma ve kesme yaylarının yatay yük – öteleme oranı ilişkileri.

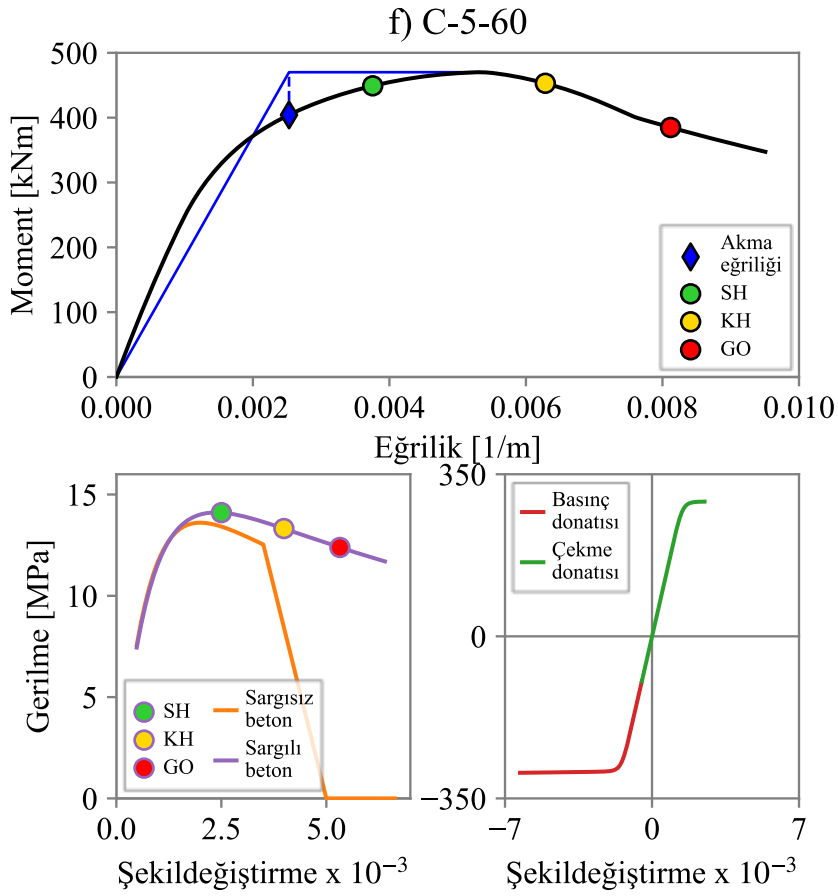
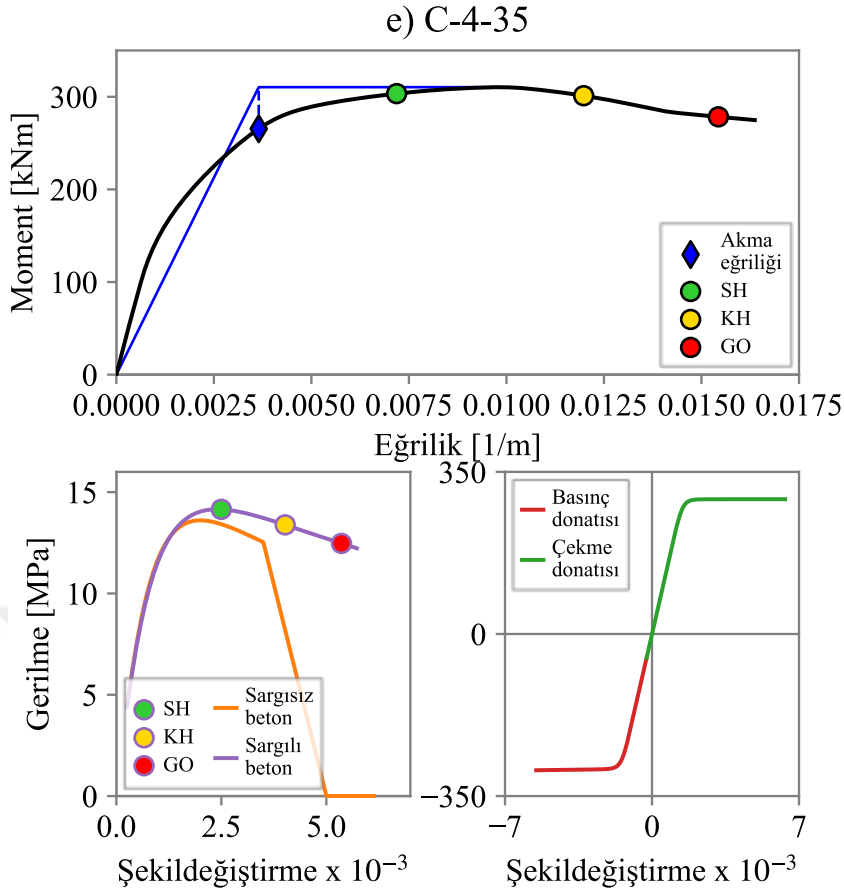
EK C : Yönetmelik Çalışması



Şekil B.1 : Numunelerin TBDY’ e göre limit durumlarının belirlenmesi.



Şekil C.1 (devam) : Numunelerin TBDY'e göre limit durumlarının belirlenmesi.



Şekil C.1 (devam) : Numunelerin TBDY'e göre limit durumlarının belirlenmesi.

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Bilal SARI

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2019, İstanbul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü (Bölüm Birincisi)

YÜKSEK LİSANS TEZİNDEN TÜRETİLEN YAYINLAR:

- **Luleci, M. C., Sari, B., Demir, U., Marasli, M. & Ilki, A. (2021).** Seismic behavior of substandard extended rectangular RC columns jacketed with sprayed GFRM. In M. Papadrakakis & M. Fragiadakis (Eds.), *8th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* (pp. 111-119). Retrieved from <https://2021.compdyn.org/>