T.C.
İSTANBUL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DOKTORA TEZİ

DÜŞÜK DAYANIMLI BETONARME YAPILARDA KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİNİN DEPREM PERFORMANSININ DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

Atakan MANGIR

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

İnşaat Mühendisliği Programı

DANIŞMAN
Doç. Dr. Turgay ÇOŞGUN

Eylül, 2018

İSTANBUL

Bu çalışma, 14.09.2018 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İnşaat Mühendisliği Programında Doktora tezi olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

Doç. Dr. Turgay ÇOŞGUN(Danışman)
İstanbul Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi

Prof. Dr. Şemsettin KILINÇARSLAN
Süleyman Demirel Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi

Prof. Dr. Ünal ALDEMİR
İstanbul Teknik Üniversitesi
İnşaat Fakültesi

Doç. Dr. Savaş ERDEM
İstanbul Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi

Doç. Dr. Mücteba UYSAL
İstanbul Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi

20.04.2016 tarihli Resmi Gazete'de yayımlanan Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin 9/2 ve 22/2 maddeleri gereğince; Bu Lisansüstü teze, İstanbul Üniversitesi'nin abonesi olduğu intihal yazılım programı kullanılarak Fen Bilimleri Enstitüsü'nün belirlemiş olduğu ölçütlere uygun rapor alınmıştır.

ÖNSÖZ

Doktora tez çalışmalarım kapsamında bu süreçte çok kıymetli bilgi ve tecrübelerinden faydalandığım, görüş ve önerileriyle beni yönlendiren ve karşılaştığım her türlü zorlukta desteğini esirgemeyen danışman hocam Sayın Doç. Dr. Turgay ÇOŞGUN'a, gösterdiği destek ilgi ve anlayış için gönülden teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Bilgi ve tecrübelerini benimle paylaşan, doktora çalışmam süresince teşvik ve katkılarını esirgemeyen, değerli hocalarım, Dr. Cumhur COŞGUN, Dr. Barış GÜNEŞ, Doç. Dr. Savaş ERDEM, Prof. Dr. Şemsettin KILINÇARSLAN ve Doç. Dr. Murat TÜRK'e kıymetli katkıları için teşekkürlerimi sunarım.

Bu tez çalışmam süresince harcadıkları emek ve çalışmaya olan katkılarından dolayı Dr. Nilgün Merve ÇAĞLAR ve İnş. Yük. Müh. Vefa OKUMUŞ'a ayrıca teşekkür ederim.

Akademik çalışmalarım süresince yanımda olan, bana her türlü desteği veren, beni yönlendiren aileme, gösterdikleri sabır ve anlayış için minnet ve şükranlarımı sunarım.

Eylül 2018 Atakan MANGIR

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ ..... **iv**
İÇİNDEKİLER ..... **v**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **ix**
TABLO LİSTESİ ..... **xix**
SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ ..... **xx**
ÖZET ..... **xxiii**
SUMMARY ..... **xxvi**
1. GİRİŞ **1**
1.1. KONUNUN ÖNEMİ 1
1.2. AMAÇ VE KAPSAM 3
2. GENEL KISIMLAR **4**
2.1. ÜLKEMİZDEKİ MEVCUT YAPILARDA KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİ İLE İLGİLİ YETERSİZLİKLER 4
2.2. KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİNİN DAVRANIŞI İLE İLGİLİ YAPILAN ÇALIŞMALAR 7
2.2.1. Birleşim Bölgelerindeki Yük Aktarımı 7
2.2.2. Güçlendirilmemiş Birleşim Bölgeleri İle İlgili Yapılan Çalışmalar 8
2.2.3. Güçlendirilmiş Birleşim Bölgeleri İle İlgili Yapılan Çalışmalar 10
2.2.4. Birleşim Bölgelerinin Davranışı Üzerinde Analitik Yöntemler 14
3. MALZEME VE YÖNTEM **17**
3.1. DENEYSEL ÇALIŞMALAR 17
3.1.1. Deneyleri Gerçekleştirilen Numunelerin Tasarımı 17
3.1.2. Güçlendirme Uygulaması 23
3.1.3. Malzeme Deneyleri 28
3.1.4. Deney Düzeneği ve Ölçüm Sistemi 30
3.1.5. Deney Planı ve Yükleme Adımları 34
3.2. ANALİTİK ÇALIŞMALAR 35
3.2.1. Nonlineer Statik Analiz Modeli ve Kabuller 36
3.2.2. Beton ve Donatı Çeliği İçin Malzeme Modelleri 39
3.2.2.1. Beton İçin Tanımlanan Malzeme Modeli 39

3.2.2.2. Donatı Çeliği İçin Tanımlanan Malzeme Modeli 40
3.2.3. Kolon ve Kiriş Kesitleri İçin Kapasite Hesapları 42
3.2.4. Birleşim Bölgesi İçin Kapasite Hesapları 44
3.3. YÖNETMELİKLERİN YAKLAŞIMLARI 48
3.3.1. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) 49
3.3.2. Eurocode-8 (2004) 50
3.3.3. ACI-318 (2011) 51
3.3.4. ACI-352R-02 (2002) 53
3.3.5. ACI-369R-11 (2002) ve ASCE-SEI 41-13 (2013) 55
4. BULGULAR 58
4.1. DENEYSEL ÇALIŞMALAR SONUCUNDA ELDE EDİLEN BULGULAR 58
4.1.1. Yük-Yerdeğiştirme-Öteleme Oranı Sonuçları 58
4.1.1.1. İlk Seri (Güçlendirilmemiş) Numunelerin Yük-Yerdeğiştirme (Öteleme Oranı) Sonuçları 59
4.1.1.2. İkinci Seri (Güçlendirilmiş) Numunelerin Yük-Yerdeğiştirme (Öteleme Oranı) Sonuçları 67
4.1.1.3. Numunelerin Davranışlarının Karşılaştırılması 75
4.1.2. Hasarların İncelenmesi 87
4.1.2.1. BCJ-01-CC Numunesinin Hasar İncelemeleri 87
4.1.2.2. BCJ-02-CU Numunesinin Hasar İncelemeleri 90
4.1.2.3. BCJ-03-90H-C Numunesinin Hasar İncelemeleri 92
4.1.2.4. BCJ-04-90H-U Numunesinin Hasar İncelemeleri 95
4.1.2.5. BCJ-05-180H-U Numunesinin Hasar İncelemeleri 97
4.1.2.6. BCJ-01-CC-R Numunesinin Hasar İncelemeleri 100
4.1.2.7. BCJ-02-CU-R Numunesinin Hasar İncelemeleri 102
4.1.2.8. BCJ-03-90H-C-R Numunesinin Hasar İncelemeleri 104
4.1.2.9. BCJ-04-90H-U-R Numunesinin Hasar İncelemeleri 107
4.1.2.10. BCJ-05-180H-U-R Numunesinin Hasar İncelemeleri 109
4.1.3. Moment-Dönme Verileri İle İlgili Sonuçlar 112
4.1.4. Birleşim Bölgesi Kesme Şekildeğiştirmeleri İle İlgili Sonuçlar 119
4.1.5. Donatı Şekildeğiştirmeleri İle İlgili Sonuçlar 121
4.1.6. Enerji Tüketme Kapasiteleri ve Rijitlik Değişimi İle İlgili Sonuçlar 121
4.1.6.1. İlk Seri (Güçlendirilmemiş) Numuneler İçin Enerji Tüketme Kapasitesi ve Rijitlik Değişimi İle İlgili Sonuçlar 123
4.1.6.2. İkinci Seri (Güçlendirilmiş) Numuneler İçin Enerji Tüketme Kapasitesi ve Rijitlik Değişimi İle İlgili Sonuçlar 128

4.1.6.3. Numunelerin Enerji Tüketme Kapasiteleri ve Rijitlik Değişimlerinin Karşılaştırılması 133
4.2. ANALİTİK ÇALIŞMALAR SONUCUNDA ELDE EDİLEN BULGULAR 137
4.2.1. Kolon ve Kiriş Kesitleri İçin Kapasite Hesapları İle İlgili Bulgular 137
4.2.2. Nonlineer Statik Analizler Sonucunda Elde Edilen Bulgular 139
4.2.2.1. Analitik Çalışmalarda Kullanılan Moment-Dönme Grafikleri (Deney Sonuçları) 140
4.2.2.2. İlk Seri (Güçlendirilmemiş) Numuneler İçin İtme Analizi Sonuçları 153
4.2.2.3. İkinci Seri (Güçlendirilmiş) Numuneler İçin İtme Analizi Sonuçları 156
4.2.2.4. Birleşim Bölgeleri İçin Yapılan Kabuller İle İlgili İtme Analizi Sonuçları 158
4.2.2.5. İlk Seri (Güçlendirilmemiş) ve İkinci Seri (Güçlendirilmiş) Numunelerin İtme Analizi Sonuçlarının Kendi Aralarında Karşılaştırılması 160
4.2.2.6. İlk Seri (Güçlendirilmemiş) Numunelerin İtme Analizi Sonuçlarının Karşılaştırılması 166
4.2.2.7. İkinci Seri (Güçlendirilmiş) Numunelerin İtme Analizi Sonuçlarının Karşılaştırılması 167
4.2.3. Analitik Çalışmalar Sonucundaki Değerlendirmeler 169
4.3. YÖNETMELİKLERİN YAKLAŞIMLARI İLE İLGİLİ BULGULAR 170
4.3.1. Yönetmeliklere Göre Kapasite Hesaplarının Sonuçları 170
4.3.1.1. DBYBHY (2007) ve Eurocode-8 (2004) 170
4.3.1.2. ACI-318 (2011) 171
4.3.1.3. ACI-352R-02 (2002) 171
4.3.1.4. ACI-369R-11 (2011) ve ASCE-SEI 41-13 (2013) 171
4.3.2. Yönetmeliklere Göre Yapılan Kapasite Hesaplarının Karşılaştırılması 172
5. TARTIŞMA VE SONUÇ 173
5.1. SONUÇLAR 173
5.1.1. Deneysel Çalışmadan Elde Edilen Sonuçlar 173
5.1.2. Analitik Çalışmadan Elde Edilen Sonuçlar 177
5.2. ÖNERİLER 179
KAYNAKLAR 181
EKLER 189
EK 1. Kiriş ve kolon kesitleri için moment-dönme sonuçları. 189
EK 2. Birleşim bölgesi kesme şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçlar. 195
EK 3. Donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçlar. 199
EK 4. Enerji tüketme kapasiteleri ve rijitlik değişimi ile ilgili sonuçlar. 209

EK 5. Tüm numuneler için yerdeğiştirmeölçerlerden toplanan yerdeğiştirme verileri. 231
ÖZGEÇMİŞ 241

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 1.1: Birleşim bölgelerinin Fiber Takviyeli Polimerler (FRP) ile güçlendirilmesi (Motavalli ve Czaderski, 2007; Tsionis ve diğ., 2001). 2

Şekil 2.1: Birleşim bölgesindeki yetersizlikler (Tapan ve diğ., 2013). 4

Şekil 2.2: Van-Gedikbulak'ta yıkılan bir okul binası (Tapan ve diğ., 2013; Cosgun ve diğ., 2013). 5

Şekil 2.3: Birleşim bölgesindeki yetersizliklerden dolayı yıkılan bir bina (Cosgun ve diğ., 2013). 6

Şekil 2.4: Birleşim bölgesindeki yük aktarımı ve oluşan mekanizmalar (Cosgun, 2013). 7

Şekil 2.5: Rijit (a) ve diyagonal (b) yay modeli (Pessiki ve diğ., 1990). 14

Şekil 3.1: BCJ-01-CC (referans) numunesinin detayları (ölçüler milimetredir) 18

Şekil 3.2: BCJ-02-CU numunesinin detayları (ölçüler milimetredir). 19

Şekil 3.3: BCJ-03-90H-C numunesinin detayları (ölçüler milimetredir) 20

Şekil 3.4: BCJ-04-90H-U numunesinin detayları (ölçüler milimetredir). 21

Şekil 3.5: BCJ-05-180H-U numunesinin detayları (ölçüler milimetredir). 22

Şekil 3.6: Güçlendirme adımları. 26

Şekil 3.7: Güçlendirme malzemelerinin hazırlanması ve numune kenarlarının pahlanması. 27

Şekil 3.8: FRP ile güçlendirme uygulaması. 27

Şekil 3.9: Güçlendirilmiş bir numunenin deney düzeneğine yerleştirilmesi. 28

Şekil 3.10: 180 Gün sonrasındaki silindir beton basınç deneyleri sonuçları. 28

Şekil 3.11: Nervürlü donatılar için donatı çekme deneyi sonuçları. 29

Şekil 3.12: Düz donatılar için donatı çekme deneyi sonuçları. 29

Şekil 3.13: Deney düzeneğinin şematik çizimi. 30

Şekil 3.14: Deney düzeneğinin görünüşü 31

Şekil 3.15: Deneylerde deplasman ve şekildeğiştirme verilerinin toplandığı noktalar.....32

Şekil 3.16: Ölçüm ve veri toplama sistemi. 33

Şekil 3.17: Yükleme planı.....35

Şekil 3.18: Örnek çerçevenin geometrik detayları.....36

Şekil 3.19: Statik analiz modelinde örnek çerçeve. 37

Şekil 3.20: İtme analizlerinde birleşim bölgeleri için yapılan tanımlamalar. 38

Şekil 3.21: Mander sargısız beton modeli.....39

Şekil 3.22: Donatı çeliği için malzeme modeli. 41

Şekil 3.23: Kolon kesitlerinin geometrik detayları ve donatı yerleşimi.....43

Şekil 3.24: Kiriş kesitlerinin geometrik detayları ve donatı yerleşimi.....44

Şekil 3.25: Birleşim bölgesinde diyagonal çatlak oluşumu esnasındaki kuvvet ve gerilmeler (Cosgun, 2013).....45

Şekil 3.26: Mohr dairesi (Mohr, 1900). 46

Şekil 3.27: Deprem yönetmeliğinde birleşim bölgeleri için tarifler (DBYBHY, 2007).....50

Şekil 3.28: ACI-318M'de birleşim bölgeleri için tarifler (ACI-318, 2011). 52

Şekil 3.29: Kiriş-Kolon birleşim bölgelerinde γ değerleri için tarifler (ACI-352R-02, 2002).....54

Şekil 3.30: Betonarme elemanlar için genel yük-deformasyon modeli (ACI-369R-11, 2011).....55

Şekil 3.31: Birleşim bölgelerinin nonlineer statik analizleri için modeller (ACI-369R-11, 2011).....56

Şekil 3.32: Birleşim bölgesi tipleri (ACI-369R-11, 2011).....57

Şekil 4.1: Yük-Yerdeğiştirme-Öteleme oranı. 58

Şekil 4.2: BCJ-01-CC numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği. 59

Şekil 4.3: BCJ-01-CC numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi. 60

Şekil 4.4: BCJ-02-CU numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği. 61

Şekil 4.5: BCJ-02-CU numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.....61

Şekil 4.6: BCJ-03-90H-C numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.....62

Şekil 4.7: BCJ-03-90H-C numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi. 63

Şekil 4.8: BCJ-04-90H-U numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.....64

Şekil 4.9: BCJ-04-90H-U numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi. 64

Şekil 4.10: BCJ-05-180H-U numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.....65

Şekil 4.11: BCJ-05-180H-U numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi. 66

Şekil 4.12: BCJ-01-CC-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği. 67

Şekil 4.13: BCJ-01-CC-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi. 68

Şekil 4.14: BCJ-02-CU-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği. 69

Şekil 4.15: BCJ-02-CU-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi. 69

Şekil 4.16: BCJ-03-90H-C-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği. 70

Şekil 4.17: BCJ-03-90H-C-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi. 71

Şekil 4.18: BCJ-04-90H-U-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği. 72

Şekil 4.19: BCJ-04-90H-U-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi. 72

Şekil 4.20: BCJ-05-180H-U-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği. 73

Şekil 4.21: BCJ-05-180H-U-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi. 74

Şekil 4.22: İlk serideki numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.....75

Şekil 4.23: İlk serideki numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrilerinin karşılaştırılması.....76

Şekil 4.24: BCJ-01-CC ve BCJ-03-90H-C numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması. 77

Şekil 4.25: BCJ-02-CU ve BCJ-04-90H-U numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması. 78

Şekil 4.26: İkinci serideki numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.....79

Şekil 4.27: İkinci serideki numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrilerinin karşılaştırılması. 79

Şekil 4.28: BCJ-01-CC-R ve BCJ-02-CU-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması. 80

Şekil 4.29: BCJ-03-90H-C-R ve BCJ-04-90H-U-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması. 82

Şekil 4.30: BCJ-01-CC ve BCJ-01-CC-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması. 83

Şekil 4.31: BCJ-02-CU ve BCJ-02-CU-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması. 83

Şekil 4.32: BCJ-03-90H-C ve BCJ-03-90H-C-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması. 84

Şekil 4.33: BCJ-04-90H-U ve BCJ-04-90H-U-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması. 84

Şekil 4.34: BCJ-05-180H-U ve BCJ-05-180H-U-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması. 85

Şekil 4.35: BCJ-01-CC numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları 88

Şekil 4.36: BCJ-01-CC numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları 89

Şekil 4.37: BCJ-01-CC numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları 89

Şekil 4.38: BCJ-02-CU numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları 91

Şekil 4.39: BCJ-02-CU numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları 91

Şekil 4.40: BCJ-02-CU numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları 92

Şekil 4.41: BCJ-03-90H-C numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları 93

Şekil 4.42: BCJ-03-90H-C numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları 94

Şekil 4.43: BCJ-03-90H-C numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları 94

Şekil 4.44: BCJ-04-90H-U numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....96

Şekil 4.45: BCJ-04-90H-U numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....96

Şekil 4.46: BCJ-04-90H-U numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....97

Şekil 4.47: BCJ-05-180H-U numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları. 98

Şekil 4.48: BCJ-05-180H-U numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....99

Şekil 4.49: BCJ-05-180H-U numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....99

Şekil 4.50: BCJ-01-CC-R numunesinin %1, %1.5 ve %2 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....101

Şekil 4.51: BCJ-01-CC-R numunesinin %3, %4 ve %8 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....101

Şekil 4.52: BCJ-02-CU-R numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....103

Şekil 4.53: BCJ-02-CU-R numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....103

Şekil 4.54: BCJ-02-CU-R numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....104

Şekil 4.55: BCJ-03-90H-C-R numunesinin %0.5, %0.75 ve %1.5 öteleme oranlarındaki hasar şemaları. 105

Şekil 4.56: BCJ-03-90H-C-R numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....106

Şekil 4.57: BCJ-03-90H-C-R numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....106

Şekil 4.58: BCJ-04-90H-U-R numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları. 108

Şekil 4.59: BCJ-04-90H-U-R numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....108

Şekil 4.60: BCJ-04-90H-U-R numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.....109

Şekil 4.61: BCJ-05-180H-U-R numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları. 110

Şekil 4.62: BCJ-05-180H-U-R numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları. 111

Şekil 4.63: BCJ-05-180H-U-R numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları. 111

Şekil 4.64: Kiriş, kolon ve birleşim bölgelerine yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerin konumları. 112

Şekil 4.65: Kiriş ve kolon kesitleri için ortalama dönmenin hesaplanması (Cosgun, 2013). 113

Şekil 4.66: BCJ-01-CC numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri. 114

Şekil 4.67: BCJ-02-CU numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri. 115

Şekil 4.68: BCJ-03-90H-C numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri. 115

Şekil 4.69: BCJ-04-90H-U numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri. 115

Şekil 4.70: BCJ-05-180H-U numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri. 116

Şekil 4.71: BCJ-01-CC-R numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri. 116

Şekil 4.72: BCJ-02-CU-R numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri. 116

Şekil 4.73: BCJ-03-90H-C-R numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri. 117

Şekil 4.74: BCJ-04-90H-U-R numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri. 117

Şekil 4.75: BCJ-05-180H-U-R numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri. 117

Şekil 4.76: Birleşim bölgeleri için kesme şekildeğiştirmesi ölçümleri. 119

Şekil 4.77: Enerji tüketme ve rijitlikler ile ilgili tanımlamalar. 122

Şekil 4.78: BCJ-01-CC numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi. 123

Şekil 4.79: BCJ-01-CC numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim. ...123

Şekil 4.80: BCJ-02-CU numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi. ...124

Şekil 4.81: BCJ-02-CU numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim. ...124

Şekil 4.82: BCJ-03-90H-C numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi. ...125

Şekil 4.83: BCJ-03-90H-C numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim. ...125

Şekil 4.84: BCJ-04-90H-U numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi. ...126

Şekil 4.85: BCJ-04-90H-U numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim. ...126

Şekil 4.86: BCJ-05-180H-U numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi. ...127

Şekil 4.87: BCJ-05-180H-U numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim. ...127

Şekil 4.88: BCJ-01-CC-R numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi. ...128

Şekil 4.89: BCJ-01-CC-R numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim. ...128

Şekil 4.90: BCJ-02-CU-R numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi. ...129

Şekil 4.91: BCJ-02-CU-R numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim. ...129

Şekil 4.92: BCJ-03-90H-C-R numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi. ...130

Şekil 4.93: BCJ-03-90H-C-R numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim. ...130

Şekil 4.94: BCJ-04-90H-U-R numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi. ...131

Şekil 4.95: BCJ-04-90H-U-R numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim. ...131

Şekil 4.96: BCJ-05-180H-U-R numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi. ...132

Şekil 4.97: BCJ-05-180H-U-R numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim. 132

Şekil 4.98: Numunelerin enerji tüketme kapasiteleri (deneyler esnasında toplam tükettikleri enerji). 133

Şekil 4.99: İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin itme yönündeki rijitlik değişimleri. 134

Şekil 4.100: İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin çekme yönündeki rijitlik değişimleri. 135

Şekil 4.101: İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin itme yönündeki rijitlik değişimleri. 135

Şekil 4.102: İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin çekme yönündeki rijitlik değişimleri. 136

Şekil 4.103: Kolon kesitleri için hesaplanan moment-eğrilik ilişkileri.....137

Şekil 4.104: Kiriş kesitleri için hesaplanan moment-eğrilik ilişkileri.....138

Şekil 4.105: Deney numunelerinde oluşacak iç kuvvetlerin hesaplanması için hazırlanan analiz modeli. 139

Şekil 4.106: Analitik çalışmalardaki örnek bir çerçevenin deforme olmuş hali. 140

Şekil 4.107: Moment-Dönme hesapları. 141

Şekil 4.108: BCJ-01-CC numunesi için moment-dönme grafiği. 142

Şekil 4.109: BCJ-01-CC numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 142

Şekil 4.110: BCJ-02-CU numunesi için moment-dönme grafiği. 143

Şekil 4.111: BCJ-02-CU numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 143

Şekil 4.112: BCJ-03-90H-C numunesi için moment-dönme grafiği. 144

Şekil 4.113: BCJ-03-90H-C numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 144

Şekil 4.114: BCJ-04-90H-U numunesi için moment-dönme grafiği. 145

Şekil 4.115: BCJ-04-90H-U numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 145

Şekil 4.116: BCJ-05-180H-U numunesi için moment-dönme grafiği. 146

Şekil 4.117: BCJ-05-180H-U numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 146

Şekil 4.118: BCJ-01-CC-R numunesi için moment-dönme grafiği. 147

Şekil 4.119: BCJ-01-CC-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 147

Şekil 4.120: BCJ-02-CU-R numunesi için moment-dönme grafiği. 148

Şekil 4.121: BCJ-02-CU-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 148

Şekil 4.122: BCJ-03-90H-C-R numunesi için moment-dönme grafiği. 149

Şekil 4.123: BCJ-03-90H-C-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 149

Şekil 4.124: BCJ-04-90H-U-R numunesi için moment-dönme grafiği. 150

Şekil 4.125: BCJ-04-90H-U-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 150

Şekil 4.126: BCJ-05-180H-U-R numunesi için moment-dönme grafiği. 151

Şekil 4.127: BCJ-05-180H-U-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 151

Şekil 4.128: J-02-0H-U numunesi için moment-dönme grafiği. 152

Şekil 4.129: J-02-0H-U-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi. 152

Şekil 4.130: BCJ-01-CC numunesi için itme analizi sonuçları. 153

Şekil 4.131: BCJ-02-CU numunesi için itme analizi sonuçları. 153

Şekil 4.132: BCJ-03-90H-C numunesi için itme analizi sonuçları. 154

Şekil 4.133: BCJ-04-90H-U numunesi için itme analizi sonuçları. 154

Şekil 4.134: BCJ-05-180H-U numunesi için itme analizi sonuçları. 155

Şekil 4.135: J-02-0H-U numunesi için itme analizi sonuçları. 155

Şekil 4.136: BCJ-01-CC-R numunesi için itme analizi sonuçları. 156

Şekil 4.137: BCJ-02-CU-R numunesi için itme analizi sonuçları. 156

Şekil 4.138: BCJ-03-90H-C-R numunesi için itme analizi sonuçları. 157

Şekil 4.139: BCJ-04-90H-U-R numunesi için itme analizi sonuçları. 157

Şekil 4.140: BCJ-05-180H-U-R numunesi için itme analizi sonuçları. 158

Şekil 4.141: Birleşim bölgesinin rijit kabul edildiği durum için itme analizi sonuçları. 159

Şekil 4.142: Birleşim bölgesinin yarısının rijit kabul edildiği durum için itme analizi sonuçları. 159

Şekil 4.143: Birleşim bölgesinin rijitliğinin olmadığı kabul edilen durum için itme analizi sonuçları. 160

Şekil 4.144: BCJ-01-CC ve BCJ-01-CC-R itme analizi sonuçlarının karşılaştırması. 161

Şekil 4.145: BCJ-02-CU ve BCJ-02-CU-R itme analizi sonuçlarının karşılaştırması. 162

Şekil 4.146: BCJ-03-90H-C ve BCJ-03-90H-C-R itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.....163

Şekil 4.147: BCJ-04-90H-U ve BCJ-04-90H-U-R itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.....164

Şekil 4.148: BCJ-05-180H-U ve BCJ-05-180H-U-R itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.....165

Şekil 4.149: İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.....166

Şekil 4.150: İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.....168

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 3.1: Deney numunelerinin detayları. 23

Tablo 3.2: "BASF" astarın mekanik özellikleri. 24

Tablo 3.3: "BASF-YKS" saturantın mekanik özellikleri. 24

Tablo 3.4: MBRACE FIBER C1-30'un mekanik özellikleri. 24

Tablo 3.5: Donatı çekme deneylerinin sonuçları. 29

Tablo 3.6: Yükleme adımları. 34

Tablo 3.7: Donatı çeliği malzeme modelinde kullanılan değerler. 42

Tablo 3.8: Deney numunelerinin birleşim bölgelerinin kesme kuvveti kapasiteleri (V_t). 48

Tablo 3.9: Kiriş-Kolon birleşim bölgeleri için γ değerleri (ACI-352R-02, 2002). 54

Tablo 3.10: Kiriş-Kolon birleşim bölgeleri için γ değerleri (ACI-369R-11, 2011). 57

Tablo 4.1: İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin her iki yön için kapasiteleri ve kapasitelerine ulaştıkları öteleme oranları. 67

Tablo 4.2: İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin her iki yön için kapasiteleri ve kapasitelerine ulaştıkları öteleme oranları. 75

Tablo 4.3: İlk seri (güçlendirilmemiş) ve ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) sonuçları arasındaki karşılaştırmalar. 86

Tablo 4.4: Moment-dönme verilerinin hesaplandığı yerdeğiştirmeölçerlerin geometrik detayları (mm). 114

Tablo 4.5: Birleşim bölgelerine diyagonal ölçümler için yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerin geometrik detayları (mm). 120

Tablo 4.6: Enerji hesaplarında çevrimlere karşılık gelen öteleme oranları. 122

Tablo 4.7: Düşük dayanımlı betona sahip yapıların nonlineer analizlerinde birleşim bölgeleri için önerilen rijitlik azaltma katsayıları. 169

Tablo 4.8: Yönetmeliklere göre birleşim bölgelerinin kesme kuvveti kapasiteleri 172

SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ

Simgeler **Açıklama**

a, b : Diyagonal yerdeğiştirmeölçerler arasındaki mesafeler
A_c : Kesit alanı
A_{FRP} : FRP malzemenin enkesit alanı
A_j : Efektif alan
A_{s1} : Birleşim bölgesinde kiriş üst boyuna donatı alanı
A_{s2} : Birleşim bölgesinde kiriş alt boyuna donatı alanı
A_{sw} : Enine donatının toplam alanı
b_c : Kolon kesit genişliği
b_j : Birleşim bölgesinin efektif genişliği
b_w : Kiriş kesit genişliği
C : Betonun çekme dayanım hesabında yönetmeliklerce önerilen katsayı
d : Donatı faydalı yüksekliği
E_c : Betonun başlangıç elastisite modülü
E_{FRP} : FRP malzemenin elastisite modülü
E_s : Donatı çeliğinin lineer bölgedeki elastisite modülü
F : Çerçeveye etkitilen yanal yük
F_{FRP} : FRP malzeme tarafından karşılanan kuvvet
f : Gerilme
f_c : Betonun basınç dayanımı
f_t : Betonun çekme dayanımı
f_u : Donatı çeliğinin çekme dayanımı
f_y : Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{yw} : Enine donatının akma dayanımı
h : Kiriş kesit derinliği
h_c : Kolon kesit derinliği
k : Rijitlik
$k_{çekme}$: Çekme yönündeki rijitlik
k_{itme} : İtme yönündeki rijitlik
L : Moment kolu, kiriş serbest mesafesi
L1, L2 : Yerdeğiştirmeölçerlerin ilk serbest boyları

m : Kolon ve kiriş merkezleri arasındaki ekzantrisiteye bağlı olan katsayı

M : Moment

M_r : Kesitin moment kapasitesi

M_y : Kesitin akma momenti

N : Eksenel yük

P : Kirişin ucuna etkitilen yük

r : $E_c / \left[E_c - \left(f_c / \varepsilon_c \right) \right]$

s : Enine donatı aralığı

u : Kiriş kenarının kolon kenarından kaçıklığı

u_1 : Çerçevenin tepe noktasının düzlem içinde yanal yerdeğiştirmesi

V_c : Betonun kesme dayanımına katkı kuvveti

V_{cr} : Betonun çatlama dayanımı

V_d : Tasarım kesme kuvveti

V_e : Birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesi

V_{FRP} : Birleşim bölgesinde FRP'nin kesme dayanımına katkı kuvveti

V_{kolon} : Alt ve üst kolonda oluşan kesme kuvvetlerinden küçük olanı

V_r : Kesme kuvveti kapasitesi

V_s : Birleşim bölgesinde etriyenin kesme dayanımına katkı kuvveti

V_t : Toplam kesme dayanımı

V_{taban} : Toplam taban kesme kuvveti

V_w : Enine donatının kesme dayanımına katkı kuvveti

x : İki yerdeğiştirmeölçer ucu arasındaki toplam mesafe

x1, x2 : Yerdeğiştirmeölçer ucu ile kesit kenarı arasındaki mesafeler

γ : Yönetmeliklerce kesme dayanımı hesabında kullanılan katsayılar

γ_k : Kesme şekildeğiştirmesi

γ_{Rd} : Pekleşme için dayanım fazlalığı katsayısı

Δ : Öteleme oranı

$\Delta L1, \Delta L2$: Yerdeğiştirmeölçerin boylarındaki değişim

δ : Yerdeğiştirme

δ_1, δ_2 : Diyagonal yerdeğiştirme verileri

ε : Şekildeğiştirme

ε_c : Betonun basınç dayanımındaki şekildeğiştirmesi

ε_{FRP} : FRP malzemenin kopma anındaki şekildeğiştirmesi

ε_{sh} : Pekleşme bölgesi başlangıcındaki şekildeğiştirme

ε_u : Maksimum şekildeğiştirme, çekme şekildeğiştirmesi

ε_y : Akma şekildeğiştirmesi

θ : Dönme

ν : Kolon üzerindeki eksenel yük oranı

σ_N : Normal gerilme

σ_1, σ_2 : Asal gerilmeler

σ_x, σ_y : Asal gerilmeler (x ve y yönleri ile ifade edilen)

τ_N : Kesme gerilmesi

τ_{vc} : Birleşim bölgesinde betonun alacağı kesme gerilmesi

τ_{xy}, τ_v : Birleşim bölgesindeki kesme gerilmesi

ϕ : Dayanım azaltma faktörü

ϕ : Donatı çapı

Kısaltmalar **Açıklama**

ACI : Amerikan Beton Enstitüsü (American Concrete Institute)

BASF : Badische Anilin und Soda Fabrik (Baden Aniline and Soda Factory)

CFRP : Karbon fiber takviyeli polimerler

DBYBHY : Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik

FRP : Fiber takviyeli polimerler

GFRP : Cam esaslı fiber takviyeli polimerler

kN : Kilonewton

m : Metre

mm : Milimetre

MPa : Megapaskal

ö.o. : Öteleme oranı

rad : Radyan

SG : Şekildeğiştirmeölçer (Strain Gauge)

sn : Saniye

ÖZET

DOKTORA TEZİ

DÜŞÜK DAYANIMLI BETONARME YAPILARDA KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİNİN DEPREM PERFORMANSININ DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

Atakan MANGIR

İstanbul Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman : Doç. Dr. Turgay ÇOŞGUN

Ülkemizdeki yapı stoğunun büyük bir kısmının deprem bölgesinde oluşu ve bu yapılardaki yapısal yetersizlikler göz önüne alındığında, mevcut yapıların büyük bir bölümü için olası bir depremde hasar alma veya göçme riskinin söz konusu olduğu görülmektedir. Deprem etkileri göze alındığında, yapılarda en çok etkilenecek bölgelerden biri de birleşim bölgeleridir. Yapıya etkiyen bu yanal yükler, "kritik bölge" olarak da adlandırılan birleşim bölgelerinde tersinir yüklemelere sebebiyet vermektedir. Yönetmelikler, kritik bölgeler olan birleşim bölgelerinin, gelen yükleri güvenli bir şekilde aktarabilecek yeterli yapısal güvenliğe sahip olacak bir şekilde tasarlanmalarını hedeflemektedir. Deprem etkileriyle oluşacak tersinir yüklerin yeterli dayanım ile karşılanabilmesi için kiriş boyuna donatılarına birleşim bölgelerinde 135 derece kanca yapılması, yüksek dayanımlı beton kullanılması ve kolon etriye düzenlemesinin birleşim bölgelerinde devam ettirilmesi (sıklaştırma aralığı korunarak) gibi hususlara dikkat edilmesi gerekmektedir. Ancak ülkemizdeki birçok örnekte öncelikle bu bölgelerde, enine donatının yetersiz olması veya hiç olmaması sebebi ile istenen sargılama etkisi sağlanmamaktadır. Birçok yapının birleşim bölgelerinde kanca uygulaması söz konusu olmamakla birlikte yapılanların çoğunda da 90 derece kanca yapılmıştır. Ayrıca düz yüzeyli donatılar kullanılması, tersinir yüklemeler altında donatının betonla olan aderansının kolayca kaybına sebep olmaktadır. Söz konusu yapıların yapıldığı dönemler dikkate alındığında, düşük dayanımlı beton (C10 ve altında) kullanımının yaygın olduğu görülmektedir. Dolayısı ile bu durumlar altında birleşim

bölgelerine bağlanan betonarme elemanlar eğilme kapasitelerine ulaşmadan, birleşim bölgelerindeki eksikliklerden dolayı göçmeler meydana gelmektedir.

Deprem riski bulunan gelişmiş ülkelerin ülkemizle aynı dönemde yapılan yapılarında, ülkemize nazaran daha yüksek beton kalitesi ve nervürlü donatıların kullanımı söz konusudur. Her ne kadar artık ülkemizde de düz yüzeyli donatı kullanımı yasaklansa da eski yapılarımızda hala bu tür zayıflıklara rastlanmaktadır. Dolayısı ile bu konu hakkında söz konusu zayıflıkları içeren durumlar için yapılan çalışmalar daha sınırlı sayıda kalmaktadır. Ülkemizde bulunan yapılar için bu konuda kendi yapılarımıza özgü hataların ve eksikliklerin dikkate alındığı yeni çalışmaların yapılması, yapıların deprem performanslarının daha gerçekçi olarak tahmin edilebilmesi ve bu sebeple oluşabilecek yıkımların önüne geçilebilmesi için oldukça önemlidir. Ayrıca yukarıda bahsi geçen zayıflıkların önüne geçebilmek adına mevcut yapılarımızdaki zayıf olan birleşim bölgelerinin uygun bir şekilde güçlendirilebilmesi için yeni malzeme ve yöntemler hakkında çalışmalar yapılmasına da ihtiyaç duyulmaktadır.

Bu doktora çalışmasında, ülkemizdeki mevcut yapı stoğunun önemli bir kısmını temsil etmek üzere düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatıya sahip kolon-kiriş birleşim bölgelerinin çeşitli donatı konfigürasyonlarında (kiriş boyuna donatılarındaki kanca durumu, birleşim bölgesinde enine donatı kullanılıp kullanılmaması durumu, vb.) deprem etkilerini simüle eden çevrimsel yüklemeler altındaki davranışlarının deneysel olarak incelenmesi ve bu birleşim bölgelerinin FRP (fiber takviyeli polimer) malzemeler ile güçlendirilerek deprem performanslarının iyileştirilmesi amaçlanmıştır. Güçlendirme işlemleri için daha ekonomik ve uygulanabilir bir güçlendirme tekniğinin denenmesi ve yapısal davranışa etkisinin belirlenmesi hedeflenmiştir.

Ayrıca yapılan bir analitik çalışma ile deneyleri gerçekleştirilen numunelerin birleşim bölgelerinden elde edilen deney sonuçlarının, bir analiz programı ile yapısal çerçeveler üzerinde uygulanarak, nümerik analizlerde yapılan kabullerde söz konusu zayıflıkların nasıl yansıtılabileceği araştırılmıştır. Son olarak, yönetmeliklerin birleşim bölgeleri ile ilgili kriterlerine değinilerek deney numunelerinin yönetmelik bazlı tahkikleri gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda öncelikle 10 adet numuneyi içeren bir deneysel çalışma planlanmıştır. Üretilen numuneler iki seriye ayrılmıştır;

İlk seride, 150 x 200 mm en kesit ebatlarında betonarme kirişin, 150 x 150 mm en kesit ebatlarında betonarme kolona bağlandığı 5 adet numune üretilmiş olup bunlardan bir tanesi referans numunesi olarak üretilmiştir. Söz konusu numunelerin birleşim bölgelerindeki donatı konfigürasyonları değişmektedir.

İkinci seride, ilk 5 adet numunenin, en-kesit ebatları ve donatı konfigürasyonları korunarak aynılarından 5 adet daha numune üretilmiştir. Ancak söz konusu numuneler Fiber Takviyeli Polimer (FRP) malzemeler ile güçlendirilerek deneylere tabi tutulmuştur.

Doktora tez çalışması beş ana başlık altında sunulmuştur:

1. Bölüm - Giriş: Bu bölümde tez konusunun önemi, amaç ve kapsamı verilmiştir. Deney numuneleri kısaca tarif edilerek hangi tür malzemeler ile güçlendirileceklerinden bahsedilmiştir.

2. Bölüm - Genel Kısımlar: Bu bölümde ülkemizdeki mevcut yapılardaki kolon-kiriş birleşim bölgeleri ile ilgili yetersizlikler hakkında bilgiler verilmiştir. Yaşanan depremlerde oluşan

hasarlar görsel olarak sunulmuştur. Literatürde kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışı ile ilgili yapılan çalışmalar ayrıca özetlenmiştir. Birleşim bölgesindeki yük aktarım mekanizması, güçlendirilmemiş ve güçlendirilmiş numuneler üzerinde yapılan deneysel çalışmalar ve analitik bazı yöntemler ile ilgili bir literatür özeti verilmiştir. Güçlendirilmiş numuneler ile ilgili olarak farklı ve yeni malzemeler ile yapılan bazı güncel çalışmalar da vurgulanmıştır.

3. Bölüm - Malzeme ve Yöntem: Bu bölüm, deneysel çalışmalar, analitik çalışmalar ve yönetmeliklerin yaklaşımları olarak üç bölüme ayrılmıştır. Deneysel çalışmalarda; deney numunelerinin tasarım detayları, güçlendirme uygulaması, malzeme deneyleri, deney düzeneği ve ölçüm sistemleri ve deney planı sunulmuştur. Analitik çalışmalarda; nonlineer statik analiz modeli ve modellemede yapılan kabuller, beton ve donatı çeliği için malzeme modelleri, kolon ve kiriş kesitleri ile birleşim bölgelerinin kapasite hesapları anlatılmıştır. Yönetmeliklerin yaklaşımları ile ilgili bölümde ise DBYBHY (2007), Eurocode-8 (2004), ACI-318 (2011), ACI-352R-02 (2002), ACI-369R-11 (2011) ve ASCE/SEI-41-13 (2013) yönetmeliklerinin birleşim bölgeleri ile ilgili provizyonları özetlenmiştir.

4. Bölüm - Bulgular: Bu bölümde deneysel çalışmalar, analitik çalışmalar ve yönetmeliklerin yaklaşımları ile ilgili sonuçlara ve elde edilen bulgulara yer verilmiştir.

Deneysel çalışmalar sonucunda elde edilen bulgularda öncelikle numunelerin davranışları yük-yerdeğiştirme-öteleme oranı grafikleri ile sunulmuştur. Devamında her deneyin farklı öteleme oranları için hasar incelemeleri yapılmıştır. Birleşim bölgelerinin deney esnasındaki kesme şekildeğiştirmeleri ve donatı şekildeğiştirmeleri değerlendirilmiştir. Son olarak numunelerin enerji tüketme kapasiteleri hesaplanarak, deney esnasında enerji tüketimleri ve rijitliklerindeki değişim ile ilgili sonuçlar verilmiştir. Analitik çalışmalar sonucunda elde edilen bulgular üç ana bölüme ayrılmıştır. Kolon ve kirişlerin kesit kapasite hesapları ile ilgili yazılımdan alınan sonuçlar verilmiştir. Nonlineer statik analizler sonucunda elde edilen eğriler karşılaştırılarak deprem etkilerindeki performansları değerlendirilmiştir. Analitik çalışmalar sonucunda bu tip eksiklikleri olan birleşim bölgelerinin nümerik analizlerinde kullanılması için bazı katsayılar önerilmiştir. Son olarak, deney numuneleri için yönetmeliklere göre yapılan kapasite hesaplarının sonuçları verilmiştir.

5. Bölüm - Tartışma ve Sonuç: Bu bölüm, bu doktora tezi çalışmasından elde edilen sonuçlar ve öneriler olarak iki ana başlığa ayrılmıştır. Sonuçlar bölümünde deneysel çalışmadan ve analitik çalışmadan elde edilen sonuçlar özetlenmiştir. Öneriler bölümünde ise analitik çalışma neticesinde elde edilen katsayılar hakkında bilgi verilerek, bu konuda ileride yapılması öngörülen çalışmalar ve yönetmeliklerde bulunması gerekliliği düşünülen kısımlar hakkında öneriler getirilmiştir.

Eylül 2018, 269 sayfa.

Anahtar kelimeler: Betonarme yapılar, kolon-kiriş birleşim bölgesi, düşük dayanımlı beton, tekrarlı yüklemeler, enerji tüketimi

SUMMARY

Ph.D. THESIS

EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF BEAM-COLUMN JOINTS IN LOW-STRENGTH REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Atakan MANGIR

İstanbul University

Institute of Graduate Studies in Science and Engineering

Department of Civil Engineering

Supervisor : Assoc. Prof. Dr. Turgay ÇOŞGUN

A considerable portion of the building stock in our country is in earthquake-prone zones. Depending on this fact and structural deficiencies, there is a risk of significant damage or collapse on these structures when encountering possible ground motion. The beam-column joint regions are one of the most affected regions of a structure from the seismic effects. These lateral loads acting on the structures cause cyclic loadings in the beam-column joint regions which are also called “critical regions”. The regulations aim at designing these regions with adequate structural safety to safely transfer the exposed loads. 135-degree hook arrangement on the beam longitudinal reinforcements in beam-column joint regions, usage of standard/high-strength concrete and continuum of column stirrups in joint regions with an adequate spacing are the most important facts that should be considered for beam-column joint regions to safely resist the cyclic loads caused by the seismic effects with sufficient strength. However, in many existing buildings located in our country, the desired confinement effect is not satisfied because of the lack of transverse reinforcement or an insufficient amount of transverse reinforcement in the beam-column joint regions. Also in many existing structures, the beam longitudinal reinforcements are not hooked in joint regions or hooked 90 degrees. Moreover, the use of plain reinforcement bars causes easily debonding of reinforcement from concrete under cyclic loads. Considering the periods in which these structures’ built, the use of low-strength concrete

($f_c \leq 10$) in constructions were widespread. Therefore, collapse occurs without reaching the bending capacities of the reinforced concrete members connected to the joint regions as a result of the deficiencies mentioned above under these conditions.

In developed countries with seismic risk, higher concrete strength and the use of ribbed bars as reinforcements are typical in the structures built in similar periods concerning our nation. Although the use of plain bars as reinforcements banned in our country, such deficiencies are still encountered in our old structures. Thus, the studies on this topic in literature including the weaknesses mentioned above is rare. It is essential to conduct new studies on this subject considering the deficiencies and weaknesses of our structures for estimating the seismic performance of existing buildings more realistically and preventing the collapse that may occur due to this. It is also necessary to conduct new studies on strengthening the weak beam-column joint regions of our existing structures with new material and methods appropriate to preclude the effects of the deficiencies mentioned above.

In this Ph.D. study, the experimental investigation on the performance of beam-column joints having low-strength concrete and plain reinforcements with various configurations (hook status of beam longitudinal reinforcements, the existence of lateral reinforcements in joint regions, etc.) under cyclic loads simulating the seismic effects is aimed. It is desired to form the specimens having similarities with the existing building stock in our country. It is also wanted to improve the seismic performance of the mentioned joint regions by strengthening with FRP (fibre reinforced polymers) materials. It is intended to try more economical and easily applicable strengthening technique and to assess the effect of this technique on overall structural performance.

Besides, an analytical study is carried out including the application of test results on structural frames built in the analysis software. The applied results are obtained from the actual beam-column joints tests. The reflection of mentioned deficiencies for beam-column joint regions in the numerical analyzes is investigated. Finally, the perspective of building codes and regulations on this subject is presented. The calculations are done for the specimens in this thesis based on the provisions of various regulations. In this context, preliminarily an experimental study is planned including the tests of 10 different specimens. The produced specimens are grouped into two series;

In the first group, five different specimens are produced which are consist of joint regions formed with a reinforced concrete beam (150 x 200 mm cross-section) and a reinforced concrete column (150 x150 mm cross-section). One of them is produced as the reference specimen. The reinforcement configuration of these specimens is varying in the beam-column joint regions.

In the second group, five more specimens are produced having the same cross-section dimensions and reinforcement configuration with the first group. In other words, the specimens in the second group are the pairs of the ones in the first group. The specimens in the second group are strengthened with fibre reinforced polymer (FRP) materials.

This Ph.D. study is presented under five main chapters:

1. Chapter - Introduction: The importance of the thesis subject and the aim and scope of the thesis is presented in this chapter. The details of the specimens and which type of materials will be used in the strengthening are briefly explained.

2. Chapter – General Information: In this chapter, general information is given about the deficiencies encountered in the beam-column joint regions of the existing buildings in our country. The damages occurred from the previous earthquakes are visually presented. The studies related to beam-column joint behaviour in the literature are also summarised. A literature review of the load transfer mechanism in the joint region, experimental studies on the strengthened and unstrengthened joint specimens and some analytical methods about joint regions are given. Some recent work on the strengthened specimens with different and new materials are also presented.

3. Chapter – Materials and Methods: This chapter is divided into three sections as experimental studies, analytical studies and regulations' approaches. In experimental studies; design details of test specimens, the strengthening application, material tests, test setup, measuring systems and loading pattern are presented. In analytical studies; nonlinear static analysis model and assumptions made in the modelling phase, material models for concrete and reinforcement steel, strength evaluation for column and beam sections and joint regions are explained. In the section where regulations' approaches are summarised, the provisions about joint regions in DBYBHY (2007), Eurocode-8 (2004), ACI-318 (2011), ACI-352R-02 (2002), ACI-369R-11 (2011) and ASCE/SEI-41-13 (2013) regulations are presented.

4. Chapter – The Findings: In this chapter, the results and the findings obtained from experimental studies, analytical studies and regulations' approaches are given. Firstly, the behaviour of the specimens is presented by load-displacement-drift ratio graphs in the findings obtained from the experimental studies. Each test's damage assessment was done for different drift ratios. The findings obtained during the tests about the shear strain of the joint regions and strain of the reinforcement bars are evaluated. Finally, the total energy dissipation of the specimens is calculated, and the findings gathered about the energy dissipation and rigidity change during the tests are given. The findings obtained from the analytical studies are divided into three main sections. The results gathered from the related software about the cross-sectional strength of the beam and columns are given. The seismic performance of the frames is evaluated by comparison of the curves obtained from the nonlinear static analyzes. Some coefficients are proposed for the use of the numerical analyzes of the joint regions with this kind of deficiencies as a result of the analytical studies. Finally, the results of the strength calculations made for the specimens according to the regulations are presented.

5. Chapter – Discussion and Results: This chapter is divided into two sections as the conclusions obtained from this Ph.D. study and the proposals. In the conclusions section, the results from the experimental and analytical studies are summarised. In the proposals section, general information about the coefficients proposed as a result of the analytical studies and future work suggested for this subject is given. Also, suggestions are made about the parts considered necessary to be included in the regulations.

September 2018, 269 pages.

Keywords: Reinforced concrete structures, beam-column joints, low-strength concrete, cyclic loading, energy dissipation

1. GİRİŞ

1.1. KONUNUN ÖNEMİ

Ülkemizdeki yapı stoğunun büyük bir kısmının deprem bölgesinde oluşu ve bu yapılardaki yapısal yetersizlikler göz önüne alındığında, mevcut yapıların büyük bir bölümü için olası bir depremde hasar alma veya göçme riskinin söz konusu olduğu görülmektedir. Bölgemizde daha önce meydana gelen depremler [Erzincan (1992), Dinar (1995), Ceyhan (1998), Kocaeli ve Düzce (1999) ve Van (2011)] değerlendirildiğinde, kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki yapısal hasarların en yaygın hasar türlerinden biri olduğu görülmüştür. Ülkemizde "riskli yapı" statüsünde değerlendirilebilecek yapılarda görülen genel uygulamalarda, düşük dayanımlı beton kullanımı, birleşim bölgelerinde yetersiz enine donatı içermeleri, kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgelerinde kanca yapılmaması ve düz donatı kullanımı gibi durumlar söz konusudur. Mevcut yapı stoğumuzun çoğunu oluşturan eski yapılar incelendiğinde; betonun el ile kontrolsüzce dökümü ve dolayısıyla düşük dayanımlı beton kullanılması, yapıların sadece düşey yükler dikkate alınarak tasarlanması, yürürlükteki yönetmelik koşullarına dikkat edilmeden tasarım yapılması, hatta bir projesi bile olmadan üretim yapılması dikkat çekmektedir.

Deprem etkileri göze alındığında, yapılarda en çok etkilenecek bölgelerden biri de birleşim bölgeleridir. Yapıya etkiyen bu yanal yükler, "kritik bölge" olarak da adlandırılan birleşim bölgelerinde tersinir yüklemelere sebebiyet vermektedir. Yönetmelikler, kritik bölgeler olan birleşim bölgelerinin, gelen yükleri güvenli bir şekilde aktarabilecek yeterli yapısal güvenliğe sahip olacak bir şekilde tasarlanmalarını hedeflemektedir. Bir diğer deyişle, bu bölgelerin rijit davranmasının ve yapıda izin verilebilecek hasarların birleşim bölgelerinden ziyade diğer betonarme elemanlarda oluşmasının, sünek bir yapısal davranış için oldukça önemli olduğuna işaret etmektedirler. Bu bölgelerde oluşabilecek hasarlar, yapıda ani göçmelere sebebiyet vermektedir. Birleşim bölgelerinin hasar aldığı durumlarda yük aktarımının ani bir sekteye uğraması, betonarme elemanların kesme ve eğilme kapasitelerine ulaşmadan göçme mekanizmasının oluşmasının önünü açmaktadır. Deprem etkileriyle oluşacak tersinir yüklerin yeterli dayanım ile karşılanabilmesi için kiriş boyuna donatılarına birleşim bölgelerinde 135 derece kanca yapılması, yüksek dayanımlı beton kullanılması ve kolon etriye düzenlemesinin

birleşim bölgelerinde devam ettirilmesi (sıklaştırma aralığı korunarak) gibi hususlara dikkat edilmesi gerekmektedir. Ancak ülkemizdeki birçok örnekte öncelikle bu bölgelerde, "kolondan gelen etriyelerin devam ettirilmesi koşulu" dolayısı ile istenen sargılama etkisi sağlanmamaktadır. Birçok yapının birleşim bölgelerinde kanca uygulaması söz konusu olmamakla birlikte yapılanların çoğunda da 90 derece kanca yapılmıştır. Ayrıca düz yüzeyli donatılar kullanılması, tersinir yüklemeler altında donatının betonla olan aderansının kolayca kaybına sebep olmaktadır. Ayrıca söz konusu yapıların yapıldığı dönemler dikkate alındığında, düşük dayanımlı beton (C10 ve altında) kullanımının yaygın olduğu görülmektedir. Dolayısı ile söz konusu durumlar altında birleşim bölgelerine bağlanan betonarme elemanlar eğilme kapasitelerine ulaşmadan, birleşim bölgelerindeki eksikliklerden dolayı göçmeler meydana gelmektedir.

Deprem riski bulunan gelişmiş ülkelerin ülkemizle aynı dönemde yapılan yapılarında, ülkemize nazaran daha yüksek beton kalitesi ve nervürlü donatıların kullanımı söz konusudur. Her ne kadar artık ülkemizde de düz yüzeyli donatı kullanımı yasaklansa da eski yapılarımızda hala bu tür zayıflıklara rastlanmaktadır. Dolayısı ile bu konu hakkında söz konusu zayıflıkları içeren durumlar için yapılan çalışmalar daha sınırlı sayıda kalmaktadır. Ülkemizde bulunan yapılar için bu konuda kendi yapılarımıza özgü hataların ve eksikliklerin dikkate alındığı yeni çalışmaların yapılması, yapıların deprem performanslarının daha gerçekçi olarak tahmin edilebilmesi ve bu sebeple oluşabilecek yıkımların önüne geçilebilmesi için oldukça önemlidir. Ayrıca yukarıda bahsi geçen zayıflıkların önüne geçebilmek adına mevcut yapılarımızdaki zayıf olan birleşim bölgelerinin uygun bir şekilde güçlendirilebilmesi için yeni malzeme ve metotlar hakkında çalışmalar yapılmasına da ihtiyaç duyulmaktadır. Birleşim bölgelerinin FRP ile güçlendirilmesi, Şekil 1.1'de verilmiştir.



Şekil 1.1: Birleşim bölgelerinin Fiber Takviyeli Polimerler (FRP) ile güçlendirilmesi (Motavalli ve Czaderski, 2007; Tsionis ve diğ., 2001).

1.2. AMAÇ VE KAPSAM

Bu doktora çalışmasında, ülkemizdeki mevcut yapı stoğunun önemli bir kısmını temsil etmek üzere düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatıya sahip kolon-kiriş birleşim bölgelerinin çeşitli donatı konfigürasyonlarında (kiriş boyuna donatılarındaki kanca durumu, birleşim bölgesinde enine donatı kullanılıp kullanılmaması durumu, vb.) deprem etkilerini simüle eden çevrimsel yüklemeler altındaki davranışlarının deneysel olarak incelenmesi ve bu birleşim bölgelerinin FRP (fiber takviyeli polimer) malzemeler ile güçlendirilerek deprem performanslarının iyileştirilmesi amaçlanmıştır. Güçlendirme işlemleri için daha ekonomik ve uygulanabilir bir güçlendirme tekniğinin denenmesi ve yapısal davranışa etkisinin belirlenmesi hedeflenmiştir. Ayrıca yapılan bir analitik çalışma ile deneyleri gerçekleştirilen numunelerin birleşim bölgelerinden elde edilen deneysel sonuçların, bir analiz programı ile yapısal çerçeveler üzerinde uygulanarak, nümerik analizlerde yapılan kabullerde söz konusu zayıflıkların nasıl yansıtılabileceği araştırılmıştır. Son olarak, yönetmeliklerin birleşim bölgeleri ile ilgili kriterlerine değinilerek deneysel numunelerin yönetmelik bazlı tahkikleri gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda öncelikle 10 adet numuneyi içeren bir deneysel çalışma planlanmıştır. Üretilen numuneler iki seriye ayrılmıştır;

- İlk seride, 150 x 200 mm en kesit ebatlarında betonarme kirişin, 150 x 150 mm en kesit ebatlarında betonarme kolona bağlandığı 5 adet numune üretilmiş olup bunlardan bir tanesi referans numunesi olarak üretilmiştir. Söz konusu numunelerin birleşim bölgelerindeki donatı konfigürasyonları değişmektedir. 3. Bölümde numunelerin donatı detayları, ayrıntılı olarak verilmiştir.
- İkinci seride, ilk 5 adet numunenin, en-kesit ebatları ve donatı konfigürasyonları korunarak aynılarından 5 adet daha numune üretilmiştir. Ancak söz konusu numuneler Fiber Takviyeli Polimer (FRP) malzemeler ile güçlendirilerek deneylere tabi tutulmuştur.

Deneylerden elde edilen sonuçlar irdelenerek, bir analitik çalışma kapsamında kullanılmıştır. Yapıların nümerik modeller kullanılarak tahkikinde düşük dayanımlı beton kullanımı ve bahsi geçen zayıflıkların bulunduğu durumların yansıtılması için deney sonuçları kullanılarak çeşitli yaklaşımlar geliştirilmiştir. Ayrıca yönetmeliklerin bu konudaki yaklaşımları da ileriki bölümlerde özetlenmiştir.

2. GENEL KISIMLAR

2.1. ÜLKEMİZDEKİ MEVCUT YAPILARDA KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİ İLE İLGİLİ YETERSİZLİKLER

Kesme etkileri altında bulunan betonarme elemanların davranışı üzerine literatürde pek çok teorik ve deneysel çalışma mevcuttur. Bunun yanında yeni malzemeler ile güçlendirilmiş elemanlar için yapılan çalışmalar, günümüzde giderek artmakla birlikte diğerlerine göre daha az kalmaktadır. Ayrıca düşük dayanımlı betona sahip birleşim bölgeleri için yapılan çalışmalar ise tüm bu bahsedilenlere göre çok daha az kalmaktadır. Ülkemizin mevcut yapı stoğu dikkate alındığında birleşim bölgelerindeki enine donatının yetersizliği ve düşük dayanımlı beton kullanımı, deprem etkileri altında yapılarda yüksek hasara ve yapıların aniden göçmelerine sebep olabilmektedir. Bu bağlamda ülkemizde özellikle son dönemde gerçekleşen Van (2001) depreminde birleşim bölgelerindeki söz konusu yetersizliklerin yapıların göçme mekanizmasını tetiklediği ortaya konmuştur. Birleşim bölgelerinde düşük dayanımlı beton kullanımı, kiriş boyuna donatılarına birleşim bölgelerinde kanca yapılmaması ve düz yüzeyli donatı kullanımı dolayısıyla aderansın kaybedilmesi ve birleşim bölgesinde yetersiz enine donatı tatbiki gibi eksikliklerden ötürü yıkılan bazı yapılar; Şekil 2.1, Şekil 2.2 ve Şekil 2.3'de verilmiştir.



Şekil 2.1: Birleşim bölgesindeki yetersizlikler (Tapan ve diğ., 2013).



Şekil 2.2: Van-Gedikbulak'ta yıkılan bir okul binası (Tapan ve diğ., 2013; Cosgun ve diğ., 2013).

Depremlerde oluşan hasarlar dikkate alındığında, en yüksek hasarın kuşatılmamış (dış) kolon-kiriş birleşimlerde oluştuğu gözlemlenmektedir. İç kolon-kiriş birleşimlerinde kirişlerin her yönden bağlanıyor olmasının birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesine katkı sağlamaktadır. Dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinde bu katkının da olmaması ve ayrıca yukarıda bahsi geçen yetersizliklerin bulunması, aderansın gereken bindirme boylarının artmasına sebep olmaktadır. Dolayısıyla dış birleşim bölgelerinde bindirme boylarına da dikkat edilmediğinden, bu tip birleşimler, depremden dolayı gelen tekrarlı yüklemelerde yetersiz kalmaktadır.



Şekil 2.3: Birleşim bölgesindeki yetersizliklerden dolayı yıkılan bir bina (Cosgun ve diğ., 2013).

Dolayısı ile birleşim bölgelerinin tasarımında yeterli enine donatılandırmanın vereceği sargı etkisinin sağlanması ve kiriş boyuna donatılarının kanca/bindirme boyu yeterliliklerinin sağlanması, deprem etkileri söz konusu olduğunda hayati önem taşımaktadır.

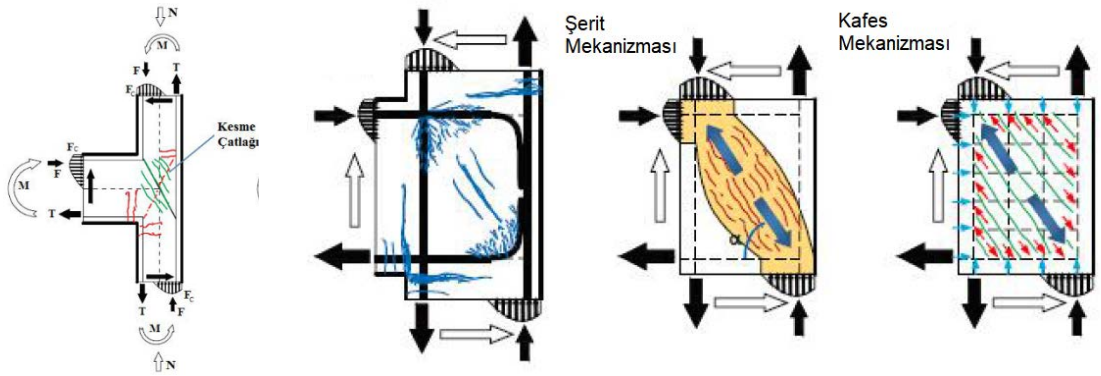
Bu doktora tezi kapsamında Türkiye'deki yapı stoğundaki eksikleri yansıtan, gerçek ölçekte düşük dayanımlı betondan oluşturulmuş benzer yetersizlikleri ve güçlendirme uygulamalarını kapsayan iki ve üç boyutlu numune testlerini içeren iki değerli çalışma örnek alınmıştır (Bedirhanoğlu, 2009), (Cosgun, 2013). Bahse konu çalışmalar ile kıyaslandığında bu tez kapsamında gerçekleştirilen numunelerdeki donatı düzenlenmesi ve güçlendirme yaklaşımı farklılıklar göstermektedir.

2.2. KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİNİN DAVRANIŞI İLE İLGİLİ YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.2.1. Birleşim Bölgelerindeki Yük Aktarımı

Betonarme yapılarda, deprem etkileri altında yük aktarımının sağlandığı bölge, en çok zorlanan bölgelerden biri olan birleşim bölgeleridir. Bu bölgelerin davranışı üzerine yapılan ilk deneysel çalışma, Hanson ve Conner (1967) tarafından gerçekleştirilmiştir. Dış kolon-kiriş birleşimi olan yedi farklı tam ölçekli numune üzerinde gerçekleştirilen testler ile kolon eksenel yükü, birleşim bölgesinin sargı koşulları ve kuşatılmışlık durumları incelenerek deprem etkisi altında birleşim bölgeleri için gereken enine donatı koşullarının belirlenmesi hedeflenmiştir.

Deprem etkileri söz konusu olduğunda, öncelikle bu etkileri alan, birleşim bölgesindeki kiriş ve kolon boyuna donatılarıdır. Birleşim bölgesinde şeritler şeklinde diyagonal çatlaklar oluşmaya başlar. Deprem etkileri arttığında ise bu çatlaklar genişleyerek, davranışı şerit ve kafes olarak adlandırılan iki mekanizma domine etmektedir (Park ve Paulay, 1975). Şekil 2.4'te bu tez kapsamındaki numunelere benzer bir dış köşe kiriş-kolon birleşim bölgesinde yatay yükler altında oluşacak olan iç kuvvetler ve yük aktarım mekanizmaları verilmiştir.



Şekil 2.4: Birleşim bölgesindeki yük aktarımı ve oluşan mekanizmalar (Cosgun, 2013).

İlk etapta, etki eden kesme kuvvetleri altında birleşim bölgesinde diyagonal bir açı ile basınç bloğu oluşmaktadır. Buna şerit mekanizması denmektedir. Ancak bunda elastik ötesi bir davranış söz konusu olmamakla birlikte yüksek dönmeler ve donatılarda yüksek uzamalar henüz başlamamıştır. Bu mekanizma oluştuğunda kolon ve kiriş boyuna donatılarında sıyrılmanın başladığı söylenebilir. Artan etkiler ile birlikte yük aktarım mekanizması, kafes mekanizmasına dönüşmektedir. Bu mekanizmada donatılarda aderansın yitirilmesi ve elastik ötesi bir davranış söz konusudur. Bu davranışın karşılanabilmesi için bu birleşim bölgesinde

gerekli sargı etkisinin sağlanması, bir diğer deyişle yatay ve düşeyde donatı yerleştirilmesi ile kesme etkilerinin alınması gerekmektedir.

2.2.2. Güçlendirilmemiş Birleşim Bölgeleri İle İlgili Yapılan Çalışmalar

Marques ve Jirsa (1975), 20'nin üzerinde numune kullanarak gerçekleştirdikleri çalışma ile çeşitli parametrelere göre birleşim bölgesinin davranışını araştırmıştır. Bu parametreler eksenel yük, paspayı, kiriş boyuna donatılarının kanca durumları ve kolon boyuna donatılarıdır. Birleşim bölgelerindeki 90 ve 180 derece kanca yapılan kiriş boyuna donatılarının dayanıma dikkate değer bir katkıda bulunmadığı gözlemlenmiştir. Ayrıca kolonlardaki eksenel yükün kirişlerin boyuna donatılarındaki sıyrılmaya ciddi bir etkisinin olmadığı belirlenmiştir. Soroushian ve Choi (1991) tarafından gerçekleştirilen çalışmada dış birleşim bölgesinde kancasız olarak bulunan nervürlü kiriş boyuna donatılarının davranışı incelenmiştir. Yapılan bir diğer çalışmada ise birleşim bölgesinde enine donatı düzenlenmesinin, kiriş boyuna donatılarının bu bölgedeki kancalarının dayanımına pozitif yönde etkidiği ve beton basınç dayanımının kanca üzerinde ciddi bir etkisinin olmadığı belirlenmiştir (Soroushian ve diğ., 1988). Fujii ve diğ. (1991) ve Joh ve diğ. (1995), 90 derece kanca yapılmış olan kiriş boyuna donatılarının etkilerini incelemişlerdir. Meinheit ve Jirsa (1981), birleşim bölgelerinde enine ve boyuna donatı miktarının, kolon eksenel yükü, enine kiriş mevcudiyeti ve birleşim bölgesinin geometrisi gibi birçok etkenin yapısal davranış üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Yapılan çalışmada ilk eğik çatlak oluşumunun yaklaşık olarak numune kapasitesinin yarısında elde edildiği belirlenmiştir. Çatlak dayanımının eksenel yük ve enine kirişin mevcut olması ile daha da arttığı görülmüştür. Birleşim bölgesinin kesme dayanımı ile kiriş kesme dayanımının birbirlerinden farklı olduğu ortaya konmuştur. Birleşim bölgelerinde yerleştirilen enine donatının, bu bölgenin dayanımını arttırdığı ancak bu artımın lineer olmadığı görülmüştür. Aynı şekilde beton basınç dayanımının da bu bölgenin dayanımını arttırdığı ancak bu artımın lineer olmadığı görülmüştür. Birleşim bölgesi kesme dayanımında kolon eksenel yükü ve geometrinin etkili olmadığı belirlenmiştir. Ehsani ve Wight (1985), döşeme ve enine kirişlerin birleşim bölgelerinin davranışına olan etkilerini incelemişlerdir. Bu bağlamda 6 adet numune üzerinde deneyler gerçekleştirilmiştir. Yapılan çalışma neticesinde enine kirişlerin bu bölgede oluşan kayma gerilmelerinin bir bölümünü karşıladıkları ve sargılama etkisi gösterdikleri belirlenmiştir. Literatürde, benzer amaç ile döşeme ve enine kirişlerin birleşim bölgesinin davranışına olan etkilerini ortaya koyan çeşitli çalışmalar (Durrani ve Zerbe, 1987; French ve

Boroojerdi, 1989; Ammerman ve French, 1988; Zerbe ve Durani, 1990; Yalcin ve Durrani, 1993) mevcuttur. Kaku ve Asakusa (1991), yaptıkları çalışma ile akma durumunda kirişlerdeki kesme kuvvetinin birleşim bölgesindeki kesme kuvvetlerine oranı %50'den daha az olduğu numunelerde göçme modunun kesmeden dolayı olduğunu gözlemlemişlerdir. Kesme şekildeğiştirmelerinin %0.8'lik bir eşiği geçtikten sonra aniden kesmeden dolayı oluşan deformasyonların arttığı görülmüştür. Tsonos ve diğ. (1992), birleşim bölgelerine yerleştirilen çapraz donatıların tekrarlı yüklemeler altında birleşim bölgesinin davranışına olan etkisini incelemek amacıyla 20 adet tam ölçeğinde dış kolon kiriş birleşim bölgesi numuneleri üzerinde testler gerçekleştirmişlerdir. Bu çalışmadaki değişken kriterler, donatı miktarı, kayma gerilmesi ve eğilme kapasitesinin oranıdır. Deneyde numuneler, çapraz donatı olan ve geleneksel sürekli uygulanan donatı düzenlemesine sahip iki ana tipte incelenmiştir. Çalışma sonucunda birleşim bölgelerine yerleştirilen çapraz donatıların, bu bölgenin tekrarlı yüklemeler altındaki davranışının iyileştirilmesi ve dolayısı ile deprem dayanımının arttırılması için en etkili çözüm olduğu kanaatine varılmıştır. Higazy ve diğ. (1996), 6 tane normal ve yüksek dayanımlı birleşim bölgelerini sarsma tablası ile test etmişlerdir. Testlerin amacı, birleşim bölgesinin düşük eksenel basınç ve eksenel çekme kuvveti etkilerinde iken davranışlarının incelenmesidir. Yapılan çalışma neticesinde kolona etkitilen %5 civarındaki eksenel basıncın birleşim bölgesinin tekrarlı yüklemeler altındaki performansını iyileştirdiği belirlenmiştir. %5 olan eksenel yük çekme olarak etkitildiğinde ise bu performansın neredeyse %50 oranına çıkan mertebelerde azaldığı belirlenmiştir. Hwang ve diğ. (2005), yapmış oldukları çalışma ile enine donatının birleşim bölgesinin davranışı üzerindeki etkileri incelemiştir. 9 adet numune ile yapılan testler sonucunda birleşim bölgesinin kesme kapasitesinin yeterli olması durumunda, kolondaki eksenel yükün yüksek olmamasının yeterli deprem performansının sağlanmasına engel teşkil etmediği belirlenmiştir. Birleşim bölgesine etkitilen tekrarlı yüklerden dolayı oluşan dayanım kaybının, bu bölgeye yerleştirilecek olan enine donatılar ile efektif bir biçimde azalacağı görülmüştür. Calvi ve diğ. (2002), eski tip yapılar üzerinde yaptıkları çalışmada birleşim bölgeleri davranışın belirlenmesinde kesme dayanımı kadar bu bölgenin deformasyon kapasitesinin de önemine dikkat çekmişlerdir. Hakuto ve diğ. (2000) de eski yapılardaki birleşim bölgelerinin davranışını incelemişlerdir. 6 adet numune üzerinde yapılan çalışmada, birleşim bölgesinde enine donatısı bulunmayan eski tipteki birleşim bölgeleri için kesme dayanımının "$0.17f_c$" olduğu belirtilmiştir. Numunenin yerdeğiştirme sünekliği ile birleşim bölgesindeki kesme dayanımının azalmasını ilişkilendirmişlerdir. Kuang ve Wong (2006)

tarafından 5 tane numune üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışmada kiriş boyuna donatılarına birleşim bölgesinde 90 derece kanca yapılmasının davranışa etkileri incelenmiştir. Yapılan kancaların uzunluğu ve içe ya da dışarı doğru bükülmeleri değişken parametrelerdir. Dışa doğru bükülen kancaların diğer numunelere göre daha düşük bir performans gösterdiği ancak %4 öteleme oranına dek dayanımın korunduğu görülmüştür. Murty ve diğ. (2003), yapmış oldukları deneysel çalışma ile kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgelerindeki ankraj durumunun davranışa olan etkilerini incelemiştir. 4 farklı tipteki ankraj durumunun birleşim bölgesinin deprem performansına olan etkisi ve ayrıca enine donatının birleşim bölgesinin kesme dayanımına katkısı incelenmiştir. Leon (1989) ve Leon (1990), çalışmalarında değişken ankraj boylarının birleşim bölgesinin kapasitesine olan katkısı incelenmiştir ve kesme dayanımı için bir model sunulmuştur. Pampanin ve diğ. (2002), eski yapıları dikkate alarak düz yüzeyli donatıya sahip numuneler üzerinde altı tane numuneyi kapsayan bir çalışma gerçekleştirmiştir. Deney numunelerindeki değişkenler, birleşim bölgesindeki sargılama durumu, kolon boyuna donatılarının yetersizliği, yetersiz ankraj detayları, bindirme boyu ile ilgili yetersizlikler ve düşük dayanımlı beton kullanımı olarak sıralanabilmektedir. 180 derece yapılan kancalar ile ilgili birleşim bölgelerinin kesme kapasitesinin ilerleyen öteleme oranları ile azalmasını yansıtan bir model oluşturulmuştur. Behnam ve diğ. (2018), yaptıkları güncel bir çalışmada dört adet test sonucunu dikkate alarak numune davranışını bir sonlu eleman analizi kullanan yazılım yardımı ile modellemişlerdir. Bu oluşturdukları parametrik model ile, kiriş ve kolon genişlik ve derinlikleri, kolon eksenel yükü, kiriş boyuna donatılarının bindirme boyu gibi değişkenlerin birleşim bölgesinin deprem performansı üzerindeki etkisi incelenmiştir.

2.2.3. Güçlendirilmiş Birleşim Bölgeleri İle İlgili Yapılan Çalışmalar

Birleşim bölgelerinin farklı yöntemlerle güçlendirilmesini içeren çalışmaların sayısı gün geçtikçe ve yeni malzemeler üretildikçe artmaktadır. Migliacci ve diğ. (1983), yaptıkları deneysel çalışmada, çelik malzemeler ile güçlendirilen dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem performansını incelemişlerdir. Kolonların köşe kısımlarına yerleştirilen korniyerler, çelik şeritler ısıtılarak birbirlerine bağlanmıştır. Böylelikle deneyden önce, çeliğin betona yapışarak ön-germeye benzer bir sargı etkisi sağlaması hedeflenmiştir. Bu güçlendirme uygulamasının numunelerin dayanım ve enerji tüketme kapasitelerinde artış sağladığı belirlenmiştir. Corazao ve Durrani'nin (1989) çalışmalarında güçlendirme metodu olarak önerdikleri beton ile mantolanarak üzerine çelikle desteklenmiş durumun davranışa katkısı

incelenmiştir. Bu metod ile yapılan güçlendirme her ne kadar karmaşık olarak nitelendirilse de dayanım ve sünekliğe katkısı ortaya konmuştur. Estrada'nın (1990) yapmış olduğu çalışma ile birleşim bölgesine çift taraflı bağlanan kirişlerin altına çelik plakalar yapıştırılmış ve kolon ve kirişlerde guseler oluşturulmuştur. Yapılan çalışma neticesinde boyuna donatıları yetersiz ankraj boyuna sahip kirişlerin eğilme kapasitelerine erişmesi sağlanmış ve eğilme kapasitesi arttırılmıştır. Ancak bunun için kirişin kesme kapasitesinin yeterli olması gerektiği belirtilmiştir. Alcocer ve Jirsa (1991), yaptıkları çalışmada dört adet güçlendirme bölgesini döşemede delik açarak beton ve çelik lamalar ile sarmışlardır. Güçlendirme detayı olarak kaynaklı kancalar ve plakalar ile kolon ve kiriş etrafına enine ve boyuna donatılar yerleştirilmiştir. Uygulaması zor görünen bu tip bir yöntem sonucunda zayıf-kolon güçlü-kiriş durumunun tam tersine çevrilerek güçlü-kolon zayıf-kiriş durumunun elde edildiği belirtilmiştir. Beres ve diğ. (1992), birincisi iç kolon-kiriş birleşim bölgeleri ikincisi dış kolon-kiriş birleşim bölgeleri için olmak üzere iki farklı güçlendirme yöntemi üzerine çalışmalar yapmıştır. İlk yöntemde kirişlerin boyuna donatılarındaki süreksizliklerden ötürü sıyrılmalarının engellenmesi hedeflenmiştir. Kirişlerin etrafına çelik U profiller geçirilerek çelik çubuklar yardımı ile birbirlerine bağlanmışlardır. Deneyler sonucunda bu yöntem ile sıyrılmanın önüne geçildiği ve birleşim bölgesinin kesme dayanımının arttığı belirlenmiştir. İkinci yöntemde dış birleşim bölgelerindeki kolon yüzlerine çelik levhalar ankrajlanarak bu bölgelerde sıyrılmadan dolayı oluşacak düşey çatlakların dayanımı azaltmalarına engel olunmaya çalışılmıştır. Deney sonuçları, bu yöntem ile sıyrılmadan dolayı oluşan dayanım kayıplarının azaldığını ve rijitlik ile enerji tüketme kapasitesinin arttığını göstermiştir. Biddah ve diğ. (1997), dalgalandırılmış çelik sac levhalar ile güçlendirilen 6 tane tam ölçekli betonarme çerçeve üzerinde deneysel çalışmalar gerçekleştirmiştir. Farklı kalınlıklardaki levhalar, kolonlara ve birleşim bölgelerine sarılmıştır. Önceki yapılan çalışmalarda düz çelik levhalarla sarılan numunelerde sargı etkisinin görülebilmesi için davranışın plastik bölgede olması gerekirken bu çalışma ile dalgalandırılmış çelik sac levhalar kullanılması durumunda elastik bölgedeyken sargı etkisinin başladığı belirlenmiştir. Bu yöntem ile göçme mekanizmasının kesmeden eğilmeye çevrimi sağlanmıştır. Ayrıca bu çalışma ile dalgalandırılmış çelik sac levhaların kullanımının birleşim bölgesinin yanal genişlemesinden ötürü boyuna donatılarda görülen burkulma ve sıyrılma gibi problemlerin önlenebileceği belirlenmiştir. Castellani ve diğ. (1999), ölçeği 2/3 olan 2 katlı çerçeve üzerinde yaptıkları çalışmada hasar gören birleşim bölgesini onararak lifli polimerler ile güçlendirerek tekrar deneye tabi tutmuşlardır. Tekrarlı

yüklemeler altında yaptıkları testler sonucunda, uygun detaylandırma ile bu yöntemin birleşim bölgelerinin güçlendirilmesinde oldukça etkili olduğu görülmüştür. Tsonos ve Stylianidis (1999), birleşim bölgesine fiber takviyeli polimerler (FRP) kullanarak yaptıkları güçlendirme çalışmasında, güçlendirilmemiş olan numuneye göre enerji tüketme ve rijitlikte ciddi kazanımlar sağlamışlardır. Gergely ve diğ. (2000), birleşim bölgelerinde enine donatı bulunmayan 14 tane ölçekli (1/3) dış birleşim bölgesi numunesi üzerinde karbon lifli polimerler (CFRP) ile güçlendirme uygulaması gerçekleştirmişlerdir. Testlere tabi tutulan numunelerin kesme kuvveti kapasitelerinin arttığı gözlemlenmiştir. Bu tür malzemelerin dış birleşimlerin güçlendirilmesinde ideal bir çözüm olacakları kanısına varılmıştır. Mosallam (2000), 0.5 ölçeğinde 6 tane numune üzerinde gerçekleştirdiği çalışma ile lifli polimer kompozitler (E-glass–epoxy, carbon–epoxy laminates) ile güçlendirmenin etkilerini araştırmıştır. Yapılan testler sonucunda güçlendirilmiş numunelerde süneklik ve dayanımın güçlendirilmemiş olanlara göre sırasıyla %42 ve %53 mertebelerinde arttığı gözlemlenmiştir. Ghobarah ve Said (2001), cam esaslı kompozitler (GFRP) kullanarak yaptıkları güçlendirme çalışmasında dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme dayanımını arttırmayı hedeflemişlerdir. Birleşim bölgelerinde enine donatı bulunmayan numunelerinde kiriş boyuna donatıları akmamış ve sıyrılmadan dolayı dayanımda ciddi düşüşler olmuştur. Söz konusu kompozitler ile yapılan güçlendirme uygulaması ile süneklik ve dayanımda ciddi kazanımlar elde etmişlerdir. (El-Amoury ve Ghobarah (2002), 1970'lerdeki yönetmeliklerin provizyonlarına uygun olacak şekilde tasarladıklar kolon-kiriş birleşim bölgeleri üzerinde cam esaslı kompozit şeritler (GFRP) ile güçlendirmenin etkilerini araştırmışlardır. 3 adet numuneden 2'si bahse konu malzemeler ile güçlendirilmiş, bir adet kontrol numunesinin birleşim bölgesinde ise enine donatı kullanılmamıştır. Deneyler sonucunda güçlendirilmiş numunelerin taşıma gücünde 2 kat enerji tüketme kapasitesinde ise 6 kat artım kazanıldığı görülmüştür. Tsonos (2002), yapmış olduğu çalışma ile hasar almış numunelerin iki veya üç yüzeyinden güçlendirilmiş durumlarının performanslarını incelemiştir. Güçlendirilmiş durumda numunelerin dayanım, enerji tüketimi ve sünekliklerinde ciddi artış sağlandığı görülmüştür. Antonopoulos ve Triantafillou (2003), 18 tane 1/3 ölçeğindeki numuneler üzerinde yaptıkları çalışmada fiber takviyeli polimerler (FRP) ile güçlendirmenin sismik etkiler altındaki davranışa olan katkısını incelemişlerdir. Kesme zayıflığı olan dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinin enerji tüketme kapasiteleri, dayanımları ve rijitliklerinde efektif kazanımlar elde edilmiştir. Mukherjee ve Joshi (2005), lifli polimerler ve cam esaslı lifli polimerler ile güçlendirilen, bindirme boyu yetersiz ve yeterli olarak

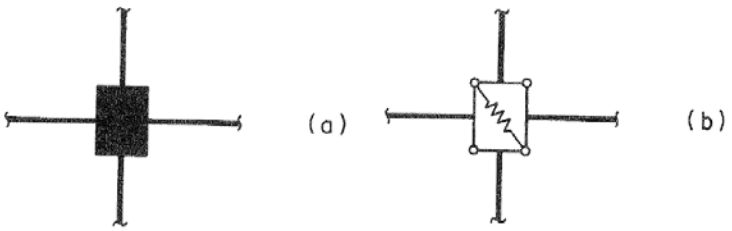
sınıflandırdıkları birleşim bölgesi numuneleri üzerinde deneyler gerçekleştirmişlerdir. Güçlendirme uygulamalarında bazı numunelerde L şeklinde yapıştırılan kompozitler, bazılarında şeritler halinde kullanılmıştır. Deney sonuçlarında güçlendirme için lifli polimerlerin efektifliği ortaya konmuştur. Ayrıca güçlendirmede kullanılan lifli polimerlerin, cam esaslı lifli polimerlere göre daha yüksek performanslı oldukları belirlenmiştir. Pampanin ve diğ. (2007), üç kat ve açıklıklı çerçeve üzerinde yaptıkları deneysel ve analitik çalışma ile lifli polimerler ile güçlendirmenin etkinliğini ortaya koymuşlardır. Tsonos (2008), eski tip birleşim bölgelerinin lifli polimerler ile sargı yapılarak güçlendirilmesi ile deprem öncesi ve sonrasındaki performanslarının etkili biçimde arttırılabileceğini göstermiştir. Karayannis ve Sirkellis (2008), epoksi enjeksiyonu ve lifli polimerlerin birlikte kullanılması ile yapılan güçlendirme uygulamasının etkilerini 12 adet numune üzerinde yaptıkları deneysel çalışma ile göstermişlerdir. Bu yaklaşımla, numunelerin yük ve enerji tüketme kapasitelerinde ciddi artışlar elde edildiği belirlenmiştir. Pantelides ve diğ. (2008), birleşim bölgelerini lifli polimerler ile güçlendirerek yaptıkları deneysel çalışmada, kiriş boyuna donatılarının sıyrılma problemlerini kirişin altına koydukları lifli polimer şeritler ile ve birleşim bölgesinin kesme dayanımı yetersizliğini de bu bölgeye sardıkları diyagonal lifli polimer şeritler ile gidermeyi hedeflemişlerdir. Elde ettikleri sonuçlar, hedeflerini sağladıkları, bu süreçte lifli polimerlerin oldukça etkin bir rol oynadığını göstermektedir. Sezen (2012), 3 adet dış kolon-kiriş birleşim bölgesi üzerinde gerçekleştirdiği deneysel çalışmada güçlendirilmemiş olan numuneleri öncelikle test etmiştir. Yüksek mukavemetli harç ile tamir edilen numunelere fiber takviyeli polimerler hem diyagonal olarak birleşim bölgelerine hem de kirişlerin üzerine parçalar halinde uygulanmıştır. Tekrarlı yüklere tabi tutulan güçlendirilmiş numunelerin deformasyon kapasitelerinin orijinal hallerine göre ciddi oranda arttığı belirlenmiştir. Engindeniz ve diğ. (2005), yapmış oldukları çalışma ile birleşim bölgelerinin tamiri ve güçlendirilmesi ile ilgili literatürdeki yaklaşımları özetlemişlerdir.

Literatürde farklı malzemeler ve yöntemler kullanılarak birleşim bölgelerinin güçlendirildiği çalışmalar da mevcuttur. Shaaban ve Seoud (2018), birleşim bölgelerini ferro-çimento ile güçlendirerek tekrarlı yükelemeler altındaki davranışını incelemişlerdir. Çelik teller ile desteklenen bu yeni malzeme, birleşim bölgelerine farklı açılarda ve katmanlarda uygulanarak enerji tüketme kapasitesi ve dayanımda ciddi kazanımlar elde edildiği belirtilmiştir. Oudah ve El-Hacha (2017), şekil hafızalı alaşımlar (shape memory alloy) kullanarak betonarme birleşim bölgelerindeki ankraj boyunu ve performansını deneysel olarak incelemişlerdir. Birleşim

bölgelerinde donatının yanında bu tür alaşımların kullanımının, çatlama dayanımının arttırılmasında oldukça etkili olduğu belirlenmiştir. Adibi ve diğ. (2017), ön-gerilmeli çapraz çelik bağlantıların güçlendirilmiş plakalar ile kullanıldığı bir güçlendirme metodunu düz donatılı eski tip birleşim bölgelerine uygulayarak süneklik ve enerji tüketme kapasitesinde önemli kazanımlar elde etmişlerdir. Yurdakul ve Avşar (2016) ise düşük dayanımlı beton ve düz donatı kullanılarak üretilmiş 5 adet birleşim bölgesi üzerinde ard-gerilmeli çapraz çelik çubuklar kullanmıştır. Bu güçlendirme uygulamasının birleşim bölgelerinin dayanım, rijitlik ve sünekliğinin arttırılmasında etkili olduğu belirtilmiştir. Helal (2012), doktora tezi kapsamında birleşim bölgesi üzerinde ard-gerilmeli çelik levhalar ile yapılan güçlendirme yöntemini literatüre katmıştır.

2.2.4. Birleşim Bölgelerinin Davranışı Üzerinde Analitik Yöntemler

Birleşim bölgeleri için kesme ve sıyrılma deformasyonlarının dikkate alındığı az sayıda analitik model literatürde mevcuttur. Birleşim bölgesinin davranışı ilk olarak Park ve Paulay (1975) ile Paulay ve diğ. (1978) tarafından detaylı bir şekilde açıklanmıştır. Pessiki ve diğ. (1990), yapmış oldukları çalışma ile yapısal analiz programlarının çerçeveler için yapmış olduğu çözümlerde birleşim bölgelerinin rijit olarak kabul edildiğine dikkat çekerek bu duruma alternatif bir yöntem önermişlerdir. Bu yöntemde birleşim bölgesi kare bir kutu içinde ifade edilerek diyagonal bir yay rijitliği tanımlanmasıyla modellenmektedir (Şekil 2.5).



Şekil 2.5: Rijit (a) ve diyagonal (b) yay modeli (Pessiki ve diğ., 1990).

Hoffmann ve diğ. (1992) ise birleşim bölgelerinin modellenmesinde düğümde birleşen elemanların kesit özelliklerinin düğüm noktasına uydurulmasını önermişlerdir. Bu bağlamda eğilme elemanlarının rijitlikleri azaltılarak birleşim bölgesinin kapasitesi zayıflatılmıştır. Bracci ve diğ. (1992), eğilme elemanlarının atalet momentlerinin bazı katsayılarla azaltılması ile rijitliklerinin düşürülmesine dayanan bir model önermiştir. Önerilen katsayılar, pratik mühendislik yaklaşımlarına ve deney sonuçlarına dayandırılmıştır. Fleury ve diğ. (2000), çalışmalarında betonun katkısı, donatının aderans ve sıyrılma gibi davranışlarını dikkate alan

bir model önermişlerdir. Literatürde birleşim bölgeleri için kesme ve sıyrılma etkilerinin göz önüne alındığı çeşitli sonlu elemanlar yöntemleri ile geliştirilmiş farklı modeller de mevcuttur (Pantazopoulou ve Bonacci, 1994; Elmorsi, 1998). Chalioris ve Bantilas (2017), birleşim bölgelerine X şeklinde teşkil edilen çapraz donatı kullanımı neticesinde kesme dayanımının hesaplanması için analitik bir model önermiştir. Priestley (1997), yapmış olduğu çalışmada sismik tasarım için kuvvet ve yerdeğiştirme bazlı hesap yaklaşımları geliştirmiştir. Deney sonuçları ile ilişkilendirdiği birleşim bölgeleri ile ilgili olan bölümünde, dış birleşim bölgeleri için çatlak oluşumundaki asal çekme gerilmesi için formüller önermiştir. Buna göre, kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgelerinin dışına doğru büküldüğü durumda asal çekme gerilmesinin $0.29\sqrt{f_c}$, içine doğru büküldüğü durumda ise $0.42\sqrt{f_c}$ ve $0.58\sqrt{f_c}$ olarak alınabileceğini belirtmiştir. Kim ve Lafave (2007), birleşim bölgelerinin davranışı üzerine literatürdeki test sonuçları ile ilgili veri tabanını kullanarak yapmış oldukları çalışmada bu bölgedeki çatlama için asal çekme gerilmesinin $0.33\sqrt{f_c}$ olarak alınmasını önermişlerdir. Çekme gerilmeleri üzerinden yapılan yaklaşımın daha konservatif olduğu, Hakuto ve diğ. (2000) tarafından belirtilmiştir. Hwang ve Lee (1999), literatürdeki 63 test sonucunu kullanarak şerit ve kafes mekanizmalarını geliştirmişlerdir. Yaptıkları analitik çalışma sonucunda birleşim bölgelerinin kesme dayanımı için bir öneri ortaya koymuşlardır. Zhang ve Jirsa (1982) da önceden gerçekleştirilen deneysel veriler kapsamında birleşim bölgelerinin kesme dayanımının tahmin edilebilmesi için bir yöntem geliştirmiştir. Birleşim bölgesinde oluşan basınç bloğunun göçmesine bağlı olarak hesaplanan söz konusu yöntem, kirişlerin boyuna donatı oranları, kolonlardaki eksenel yük, betonun basınç dayanımı, kiriş ve kolon derinliklerinin oranı, birleşim bölgesinde enine donatı ile sargı koşullarının sağlanıp sağlanmaması gibi değişkenlere bağlanmıştır. Sarsam ve Phipps (1985), monotonik yüklere maruz kalan dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme tasarımında, kullanılabilirlik durumunun tahmini ve diyagonal çatlama dayanımı için bazı formüller önermişlerdir. Vollum (1998) ve Ortiz (1993), tamamlamış oldukları doktora çalışmaları kapsamında geliştirdikleri model ile şerit-kafes-mekanizması konseptini kullanarak enine donatı bulunan ve bulunmayan birleşim bölgeleri için kesme dayanımının bulunmasını sağlamışlardır. Tsonos (2007), şerit-kafes-mekanizması konsepti ile birleşim bölgesindeki basınç bloğu oluşumundan faydalanarak kesme dayanımının belirlenmesinde bir formül geliştirmiştir. Bakir ve Boduroglu (2002), birleşim bölgelerinin kesme dayanımının tahmini için bir model önermişlerdir. Test sonuçları kullanarak yapmış oldukları çalışmada değişkenler, kiriş boyuna donatılarının oranı ve birleşim bölgesine

bağlanan kiriş ve kolon derinliklerinin birbirine oranıdır. Hassan (2011), doktora çalışmaları kapsamında birleşim bölgeleri için bir kesme dayanımı modeli geliştirmiştir. Bu modelde, ACI-318 (2011)'deki tarifleri baz almıştır. Scott ve diğ. (1994), dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme dayanımının tahmini için diyagonal basınç bloğunu kullanarak bir formül önermişlerdir. Park ve Mosalam (2012), yapmış oldukları deneysel ve analitik çalışmalar ile birleşim bölgesindeki kesme kuvvetlerinin, oluşan iki farklı basınç bloğu tarafından taşındığını kabul ederek kesme dayanımı için bir model geliştirmişlerdir. Ayrıca aynı çalışmada, birleşim bölgeleri için deformasyon odaklı bir davranış eğrisi önerilmiştir. Literatürde ayrıca birleşim bölgelerinin yaylar ile modellendiği çeşitli çalışmalar bulunmaktadır (Alath ve Kunnath, 1995; Biddah ve Ghobarah, 1999; Youssef ve diğ., 2001; Altoontash ve Deierlein, 2003; Pampanin ve diğ., 2003; Lowes ve Altoontash, 2003; Shin ve Lafave, 2004; Theiss, 2005; Celik ve Ellingwood, 2008).

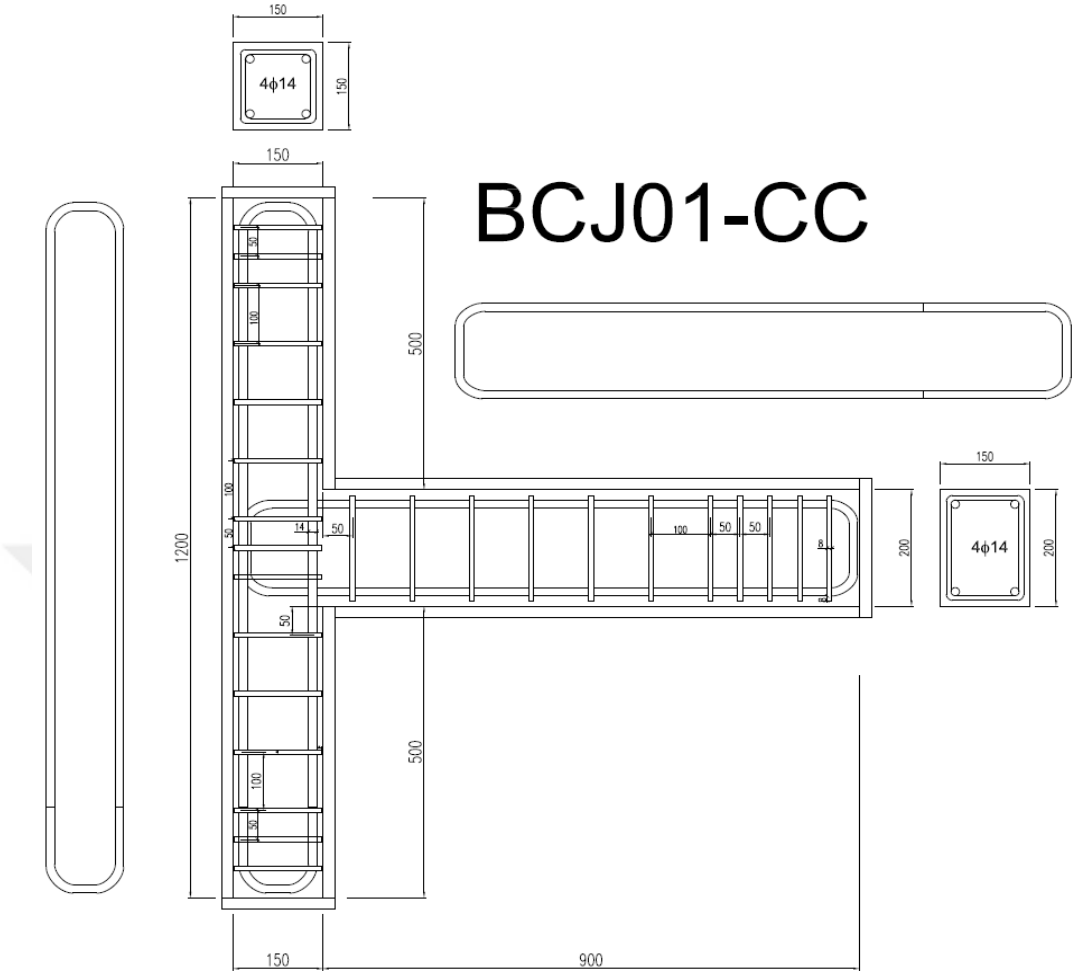
3. MALZEME VE YÖNTEM

3.1. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Bu çalışma kapsamındaki deneyler, Mühendislik Fakültesi, Yapı Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. 1. Bölüm'de de belirtildiği üzere deneysel çalışma, iki seri halinde toplamda 10 adet numuneden oluşmaktadır. İlk serideki numuneler için "BCJ-…", ikinci seri numuneler için "BCJ-…-R" kodlamaları kullanılmıştır. Bu kodlamalardaki ifadelerin anlamları, aşağıdaki bölümlerde özetlenmiştir. İki serideki numunelerin tasarım özellikleri (kolon ve kiriş en-kesit ebatları, donatılar, birleşim bölgesindeki donatı yerleşimleri vb.) aynı olmakla birlikte ikinci serideki numuneler üzerinde FRP (fiber takviyeli polimer) malzemeler ile güçlendirme uygulaması yapılmıştır.

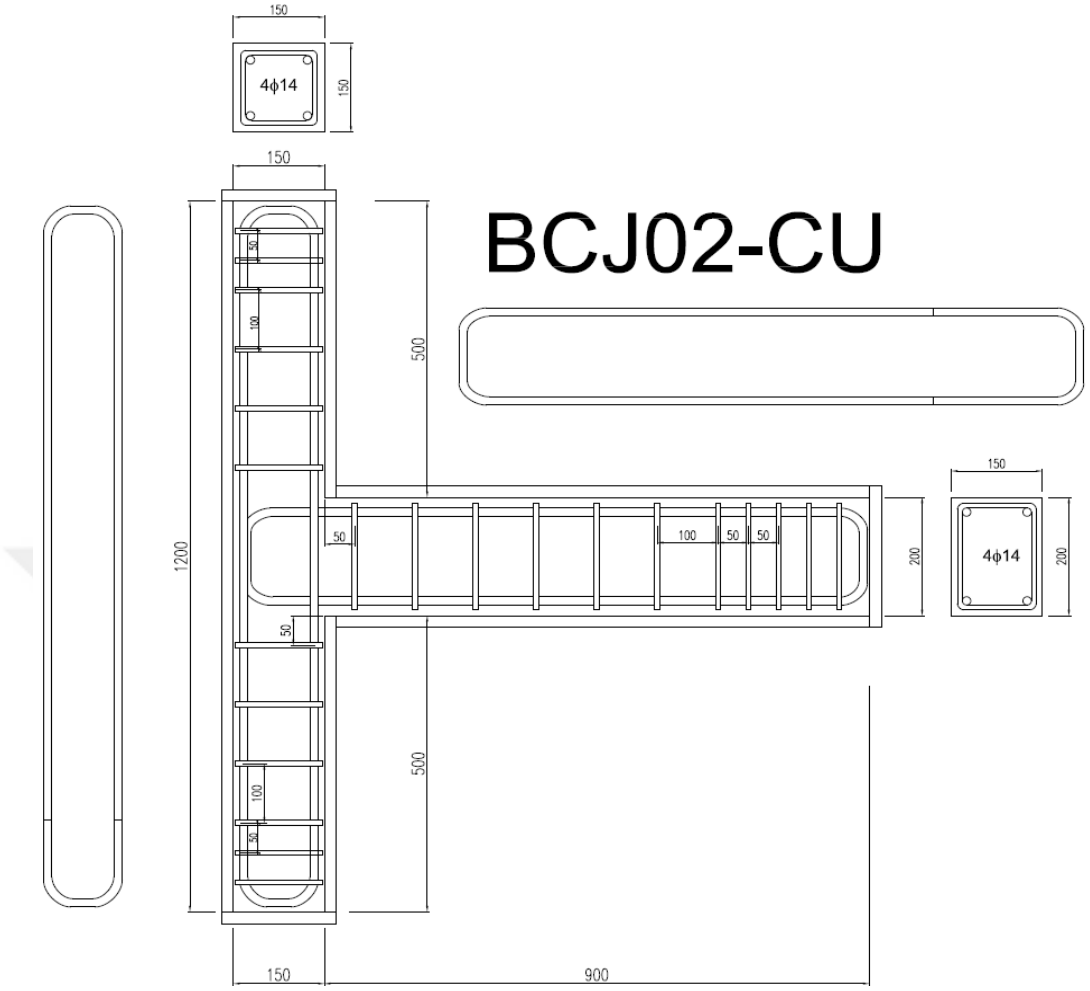
3.1.1. Deneyleri Gerçekleştirilen Numunelerin Tasarımı

Deneysel çalışma kapsamında 150 x 200 mm en-kesit ebatlarında betonarme kirişin, 150 x 150 mm en-kesit ebatlarında betonarme kolona bağlandığı 10 adet numune üretilmiş olup bunlardan 2 tanesi referans numunesi olarak üretilmiştir. Deney numuneleri iki seriye ayrılmıştır. İlk seri ve ikinci serideki numuneler aynı özelliklere sahip olmakla birlikte aralarındaki tek fark, ikinci serideki numunelerin FRP (fiber takviyeli polimer) malzemeler ile güçlendirilmiş olmasıdır. Tüm numunelerin kolon ve kiriş boyuna donatılarında 4 adet çapı 14 mm olan düz yüzeyli donatılar kullanılmıştır. Enine donatı (etriye) olarak ise numunelerde çapı 8 mm olan nervürlü donatılar kullanılmıştır. Geometrik olarak tüm numunelerin ebatları aynıdır fakat özellikle kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki donatı konfigürasyonları farklılık göstermektedir. Aşağıdaki şekillerden de görülebildiği üzere tüm numunelerde, 120 cm yüksekliğinde bir kolona tam ortasından 90 cm boyunda bir kirişin bağlandığı birleşim bölgeleri oluşturulmuştur. Birleşim bölgeleri, 15 x 20 cm'lik bir alana sahiptir. Numunelerin tasarımında, mevcut eski yapılardaki durumu da temsil etmek amacıyla güçlü kiriş-zayıf kolon konsepti tercih edilmiştir. Bu konsept, güncel yönetmelikler tarafından yasaklanmış olmakla birlikte kolonların her zaman kirişlerden daha güçlü olması gerekliliği deney çalışması kapsamında görülmesi istenen zayıflıklar açısından uygulanmamıştır. Numunelerin donatı konfigürasyonları Şekil 3.1~Şekil 3.5 arasında detaylı olarak tarif edilmiştir.



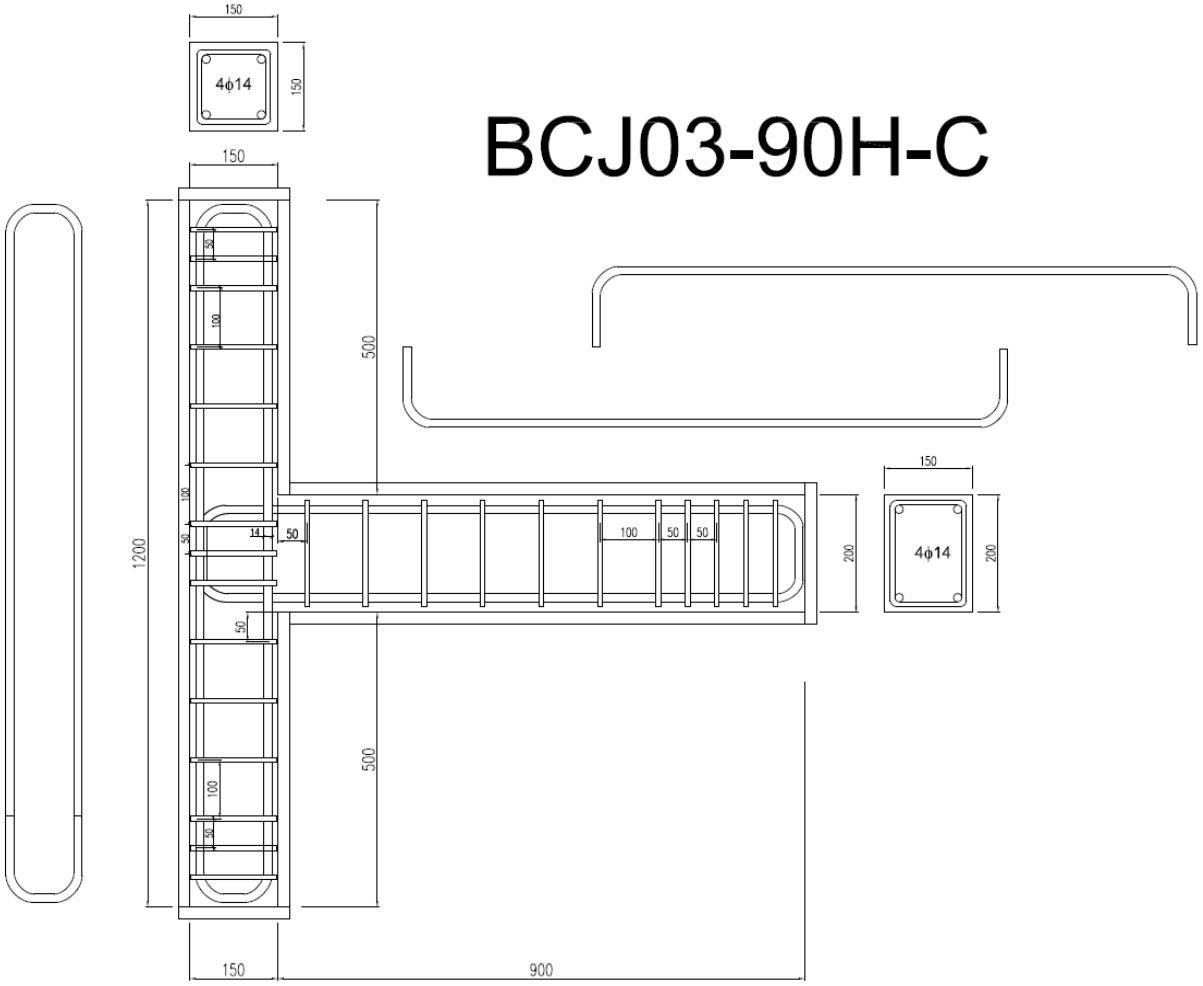
Şekil 3.1: BCJ-01-CC (referans) numunesinin detayları (ölçüler milimetredir).

İlk tasarlanan numune referans numunedir. Bu numunede, kirişin boyuna donatılarının birleşim bölgesinde 180 derece döndürülerek devam ettirilmesine dikkat edilmiştir. Kiriş üst donatıları, 180 derece döndürülerek alt donatı olarak devam ettirilmiştir. Ayrıca kolon yatay donatılarının donatı aralığı 5 cm'e düşürülerek birleşim bölgelerinde devam ettirilmiştir. Dolayısıyla birleşim bölgesindeki sargı etkisinin sağlanması hedeflenmiştir. Kirişlerin etriye aralığı, kirişin uç kısmında yükün verileceği bölgede yeterli kesme dayanımının sağlanması için 5 cm'e düşürülmüştür. Kolonların etriye aralığı da kolon uç kısımlarında mesnetlenme koşullarının oluşacağı bölgede yeterli kesme dayanımının sağlanması için 5 cm'e düşürülmüştür. Kiriş ve kolonlardaki etriye aralığı, 10 cm olarak belirlenmiştir. Referans numunenin donatı konfigürasyonu, birleşim bölgesindeki sargılama koşullarının sağlanması ve kiriş boyuna donatılarındaki sıyrılma etkisinin minimize edilmesi açısından bu şekilde planlanmıştır. Dolayısı ile söz konusu numuneden referans olarak diğer numunelere nazaran dayanım açısından daha yüksek sonuçlar alınması hedeflenmektedir.



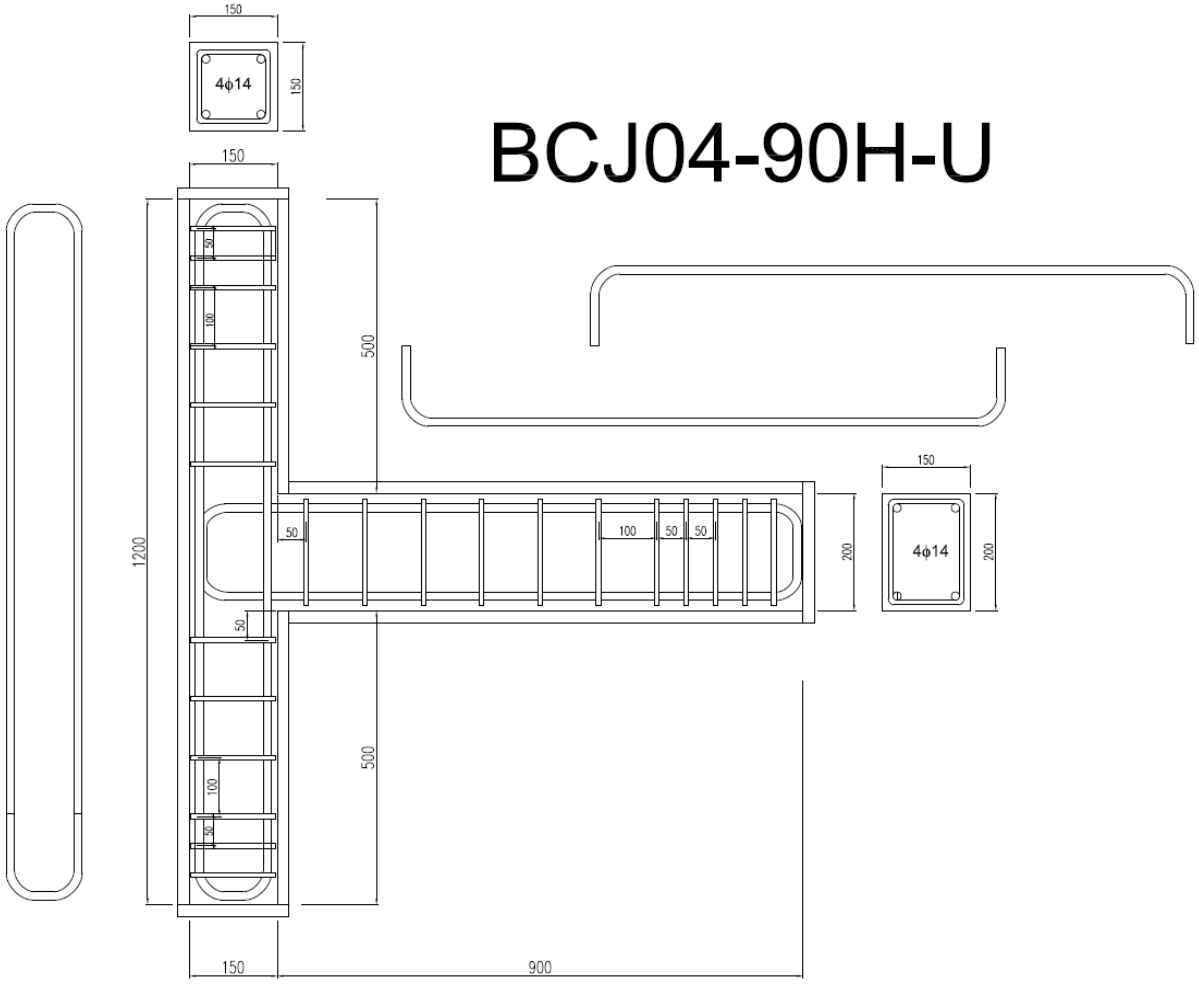
Şekil 3.2: BCJ-02-CU numunesinin detayları (ölçüler milimetredir).

İkinci numunede, kirişin boyuna donatılarının birleşim bölgesinde 180 derece döndürülerek devam ettirilmesine dikkat edilmiştir. Kiriş üst donatıları, 180 derece döndürülerek alt donatı olarak devam ettirilmiştir. Ayrıca kolon yatay donatılarının donatı aralığı 5 cm'e düşürülerek birleşim bölgelerinde devam ettirilmiştir. Dolayısıyla birleşim bölgesindeki sargı etkisinin sağlanması hedeflenmiştir. Kirişlerin etriye aralığı, kirişin uç kısmında yükün verileceği bölgede yeterli kesme dayanımının sağlanması için 5 cm'e düşürülmüştür. Kolonların etriye aralığı da kolon uç kısımlarında mesnetlenme koşullarının oluşacağı bölgede yeterli kesme dayanımının sağlanması için 5 cm'e düşürülmüştür. Kiriş ve kolonlardaki etriye aralığı, 10 cm olarak belirlenmiştir. İkinci numunenin donatı konfigürasyonu, birleşim bölgesindeki sargılama koşullarının sağlanmaması ve kiriş boyuna donatılarındaki sıyrılma etkisinin minimize edilmesi açısından bu şekilde planlanmıştır. Bu numuneden birleşim bölgesinde kolon etriyelerinin devam etmediği dolayısı ile sargılama etkisinin olmadığı durumlarda dayanımın nasıl etkilendiğinin görülmesi hedeflenmektedir.



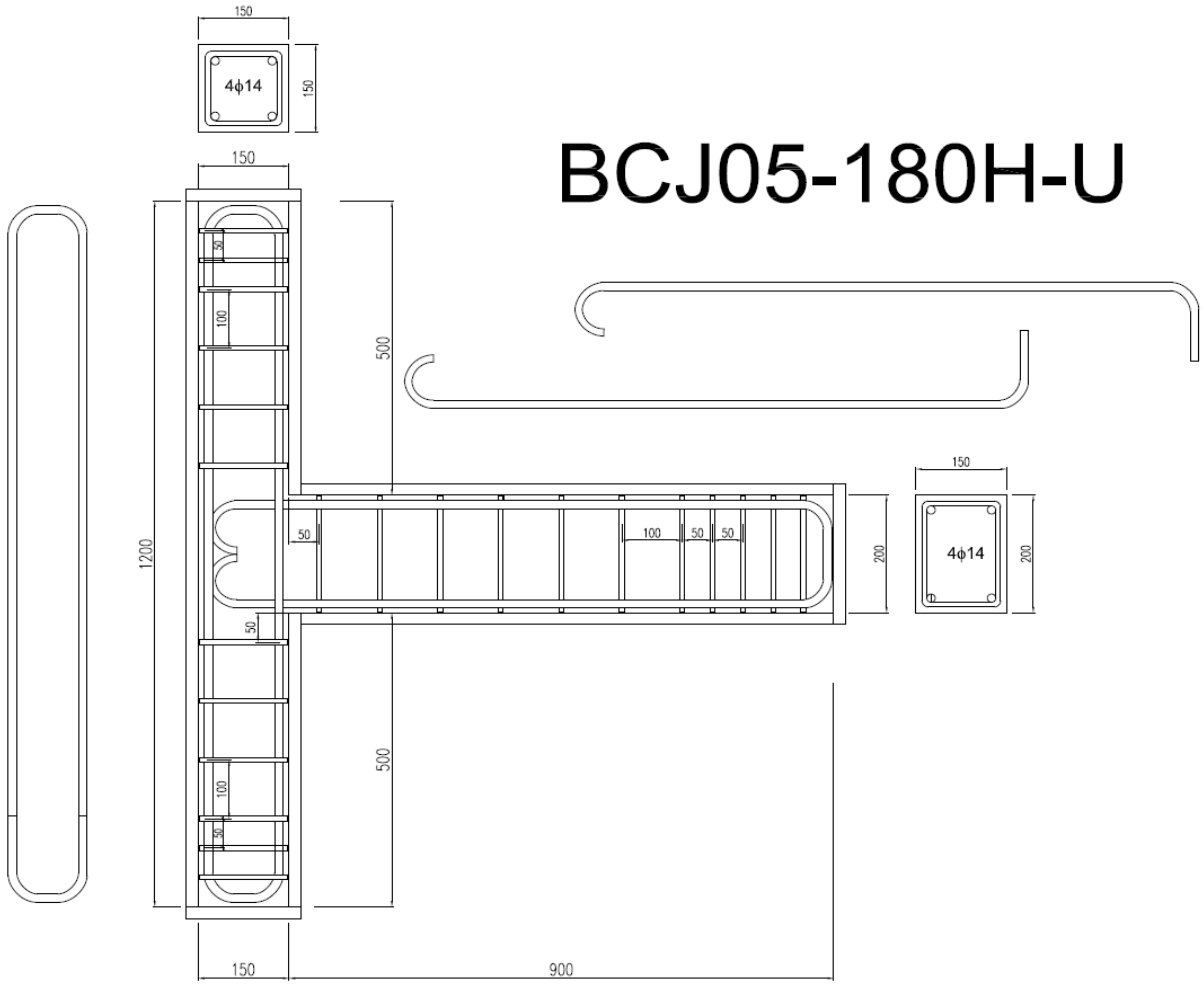
Şekil 3.3: BCJ-03-90H-C numunesinin detayları (ölçüler milimetredir).

Üçüncü numunede, kirişin boyuna donatılarının birleşim bölgesinde 90 derece döndürülerek kanca yapılmasına dikkat edilmiştir. Birleşim bölgelerinde kiriş alt ve üst donatıları, 90 derece döndürülerek kanca yapılmıştır. Ayrıca kolon yatay donatılarının donatı aralığı 5 cm'e düşürülerek birleşim bölgelerinde devam ettirilmiştir. Dolayısıyla birleşim bölgesindeki sargı etkisinin sağlanması hedeflenmiştir. Kirişlerin etriye aralığı, kirişin uç kısmında yükün verileceği bölgede yeterli kesme dayanımının sağlanması için 5 cm'e düşürülmüştür. Kolonların etriye aralığı da kolon uç kısımlarında mesnetlenme koşullarının oluşacağı bölgede yeterli kesme dayanımının sağlanması için 5 cm'e düşürülmüştür. Kiriş ve kolonlardaki etriye aralığı, 10 cm olarak belirlenmiştir. Bu numuneden birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarının 90 derece kanca yapıldığı durumlarda kolon etriyelerinin devam ettirilmesi dolayısı ile sargılama etkisinin sağlanmasından dayanımın nasıl etkilendiğinin görülmesi hedeflenmektedir.



Şekil 3.4: BCJ-04-90H-U numunesinin detayları (ölçüler milimetredir).

Dördüncü numunede, kirişin boyuna donatılarının birleşim bölgesinde 90 derece döndürülerek kanca yapılmasına dikkat edilmiştir. Birleşim bölgelerinde kiriş alt ve üst donatıları, 90 derece döndürülerek kanca yapılmıştır. Kolon yatay donatıları birleşim bölgelerinde devam ettirilmemiştir. Dolayısıyla birleşim bölgesindeki sargı etkisinin sağlanmaması hedeflenmiştir. Kirişlerin etriye aralığı, kirişin uç kısmında yükün verileceği bölgede yeterli kesme dayanımının sağlanması için 5 cm'e düşürülmüştür. Kolonların etriye aralığı da kolon uç kısımlarında mesnetlenme koşullarının oluşacağı bölgede yeterli kesme dayanımının sağlanması için 5 cm'e düşürülmüştür. Kiriş ve kolonlardaki etriye aralığı, 10 cm olarak belirlenmiştir. Bu numuneden, birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarının 90 derece kanca yapıldığı durumlarda kolon etriyelerinin devam ettirilmemesi, dolayısı ile sargılama etkisinin sağlanmamasından dayanımın nasıl etkilendiğinin görülmesi hedeflenmektedir.



Şekil 3.5: BCJ-05-180H-U numunesinin detayları (ölçüler milimetredir).

Son numunede, kirişin boyuna donatılarının birleşim bölgesinde ayrı ayrı 180 derece döndürülerek kanca yapılmasına dikkat edilmiştir. Birleşim bölgelerinde kiriş alt ve üst donatıları, 180 derece döndürülerek kanca yapılmıştır. Kolon yatay donatıları birleşim bölgelerinde devam ettirilmemiştir. Dolayısıyla birleşim bölgesindeki sargı etkisinin sağlanmaması hedeflenmiştir. Kirişlerin etriye aralığı, kirişin uç kısmında yükün verileceği bölgede yeterli kesme dayanımının sağlanması için 5 cm'e düşürülmüştür. Kolonların etriye aralığı da kolon uç kısımlarında mesnetlenme koşullarının oluşacağı bölgede yeterli kesme dayanımının sağlanması için 5 cm'e düşürülmüştür. Kiriş ve kolonlardaki etriye aralığı, 10 cm olarak belirlenmiştir. Bu numuneden, birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarının 180 derece kanca yapıldığı durumlarda kolon etriyelerinin devam ettirilmemesi, dolayısı ile sargılama etkisinin sağlanmamasından dayanımın nasıl etkilendiğinin görülmesi hedeflenmektedir. Deneyleri gerçekleştirilen numunelerin isimlendirilmesinde kullanılan ifadeler, birleşim bölgesinde sargılama etkisinin sağlanıp sağlanmadığı, kiriş boyuna donatılarının kanca durumu

ve güçlendirme uygulaması yapılıp yapılmadığını belirtmektedir. Bu ifadelerden “H” kanca durumunu, “C” sargılama durumunu, “R” ise güçlendirme durumunu ifade etmektedir. Numune tasarımlarında donatı konfigürasyonu ve güçlendirme durumu farklarının görülmesi amacıyla Tablo 3.1’de tüm numunelerin özellikleri özet bir tablo halinde sunulmuştur.

Tablo 3.1: Deney numunelerinin detayları.

Numune Adı	Birleşim Bölgelerindeki Sargılama Durumu	Birleşim Bölgelerindeki Kiriş Boyuna Donatılarında Kanca Durumu	Güçlendirme Durumu
BCJ-01-CC	Etriye mevcut	180 derece tek parça	Yok
BCJ-02-CU	Etriye mevcut değil	180 derece tek parça	Yok
BCJ-03-90H-C	Etriye mevcut	90 derece kanca mevcut	Yok
BCJ-04-90H-U	Etriye mevcut değil	90 derece kanca mevcut	Yok
BCJ-05-180H-U	Etriye mevcut değil	180 derece kanca mevcut	Yok
BCJ-01-CC-R	Etriye mevcut	180 derece tek parça	Var
BCJ-02-CU-R	Etriye mevcut değil	180 derece tek parça	Var
BCJ-03-90H-C-R	Etriye mevcut	90 derece kanca mevcut	Var
BCJ-04-90H-U-R	Etriye mevcut değil	90 derece kanca mevcut	Var
BCJ-05-180H-U-R	Etriye mevcut değil	180 derece kanca mevcut	Var

3.1.2. Güçlendirme Uygulaması

Bir önceki bölümde geometrik ve donatılandırma tarifleri yapılmış olan ilk seri numuneler ile ikinci seri numuneler aynı özelliklere sahiptir. İkinci seri numuneler, FRP (fiber takviyeli polimer) malzemeler ile güçlendirilerek test edilmiştir. Söz konusu güçlendirme metodu için seçilen FRP (fiber takviyeli polimer) malzemeler, dayanımı yüksek, hafif ve korozyona karşı dayanıklı malzemelerdir. FRP malzemelerde, çelik malzemelerde gerekli önlemler alınmazsa meydana gelebilecek olan paslanma ve kesit kaybı oluşmamaktadır. FRP malzemeler, yapıda ilave termal gerilmeler de oluşturmamaktadır. Bu tür malzemelerin bazı türlerine kolay şekil verilebildiğinden uygulama kolaylığı açısından daha çok tercih edilmektedir. Güçlendirme uygulamasında öncelikle numunelerin FRP sarılacak kenarları spiral ile pahlanmaktadır. Uygulamada kullanılan malzemeler, astar, saturant ve lifli polimer olarak gruplanmaktadır. Lifli polimer ile güçlendirme aşamasında, uygulanacak lifli polimer malzemenin betona aderansını tam olarak sağlamak için ilk olarak “BASF” tarafından üretilen astar kullanılmıştır. “BASF” astarın özellikleri Tablo 3.2’de verilmiştir.

Tablo 3.2: "BASF" astarın mekanik özellikleri.

Elastisite modülü (MPa)		**Çekme dayanımı (MPa)**	
Çekme	>700	Direk	>12
Eğilme	>580	Eğilme	>14

Bu tablodaki değerler, üreticinin vermiş olduğu değerlerdir.

Birleşim bölgesine sarılan lifli polimerin betona yapışmasını sağlamak için "BASF-YKS" Saturant kullanılmıştır. Saturantın özellikleri Tablo 3.3'de verilmiştir.

Tablo 3.3: "BASF-YKS" saturantın mekanik özellikleri.

Elastisite modülü (MPa)		**Çekme dayanımı (MPa)**		**En büyük uzama (%)**	**Basınç dayanımı (MPa)**
Çekme	>1800	Direk	>12	1.6	>80
Eğilme	>900	Eğilme	>26		

Bu tablodaki değerler, üreticinin vermiş olduğu değerlerdir.

Lifli polimer malzemesi olarak "MBRACE FIBER C1-30" türü karbon lifli polimer tabakaları kullanılmıştır. Lifli polimer malzemeler kopma dayanımına ulaşana kadar doğrusal bir gerilme-şekil değiştirme ilişkisi göstermektedirler. Güçlendirmelerde kullanılan "MBRACE FIBER C1-30" lifli polimerin özellikleri Tablo 3.4'de verilmiştir.

Tablo 3.4: MBRACE FIBER C1-30'un mekanik özellikleri.

Elastisite Modülü (N/mm^2)	**Çekme Dayanımı (N/mm^2)**	**Tasarım Kesit Kalınlığı (mm)**	**Toplam Ağırlık (g/m^2)**	**Kopmada Uzama (%)**	**Genişlik (mm)**
240000	3800	0.176	330	1.55	300/600

Bu tablodaki değerler, üreticinin vermiş olduğu değerlerdir.

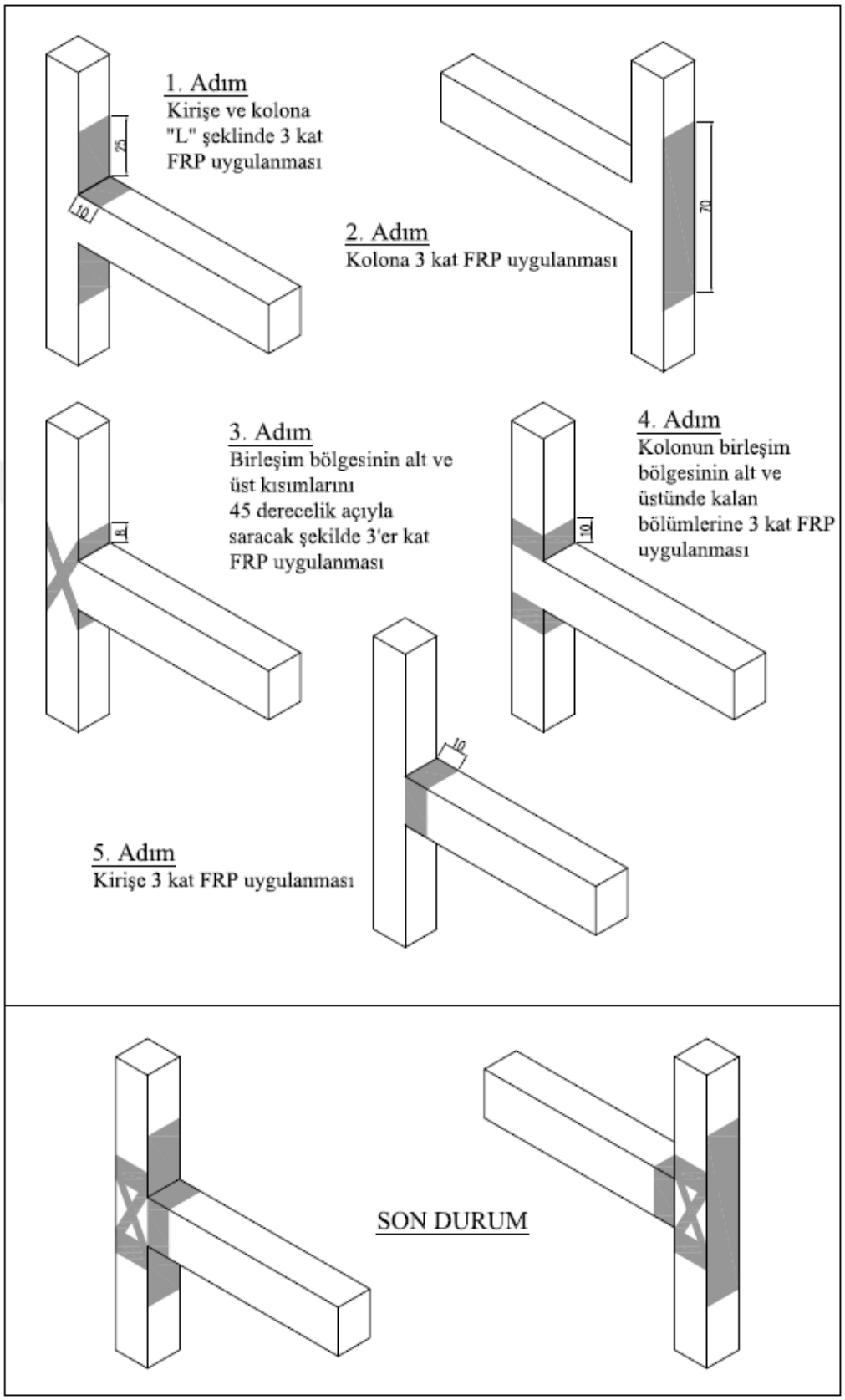
Lifli polimer uygulaması yapılmadan önce lifli polimerin 90° döneceği köşeler gerilme yığılmalarını engellemek için yarıçapı 25 mm olan bir daire yayı şeklinde yuvarlatılmıştır. Lifli polimerin uygulanacağı bölgelerdeki sivrilikler düzeltilmiştir ve hava kompresörü ile yüzey tozdan arındırılmıştır. Lifli polimer uygulamasına geçilmeden önce kumaş halindeki malzemenin numunelerde uygulanacakları bölgelere uygun boyutlarda kesilerek hazır hale getirilmiştir. Lifli polimer malzeme ile beton yüzeyi arasında yapışmanın daha iyi sağlanabilmesi için çift bileşenli epoksipolyamin (BASF Primer) astar karışım sürülmüştür (Ağırlıkça %75 epoksi reçine, %25 epoksi sertleştirici). Malzeme ısılarının 15-25 °C arasında

olduğundan emin olunmuştur. Önce epoksi reçine bileşeni 30 saniye kadar karıştırılmış ve sonra epoksi sertleştirici bileşeninin tamamı, epoksi reçine bileşenine boşaltılmıştır. Karışım, yaklaşık 300 dev/dk'lık bir karıştırıcı ve uygun karıştırma ucu ile en az 1-2 dakika süre ile homojen bir karışım elde edilinceye kadar karıştırılmıştır. Beton yüzeylerde ince bir film tabakası (0.1-0.2 mm) oluşturacak şekilde rulo ile güçlendirilecek bölgeye sürülmüştür. "Mbrace" lifli polimer kumaşların yapıştırıcısı olarak yüksek dayanımlı bir yapıştırıcı olan "Mbrace" Saturant kullanılmıştır. Astarlanmış yüzeylere yapıştırıcı rulo ile 0.8-1 mm (0.8-1.0 kg/m^2) kalınlık elde edecek şekilde sürülmüştür. Malzeme henüz yaşken numunelere uygun ölçülerde kesilmiş FRP'ler birleşim bölgesinde oluşacak kesme etkileri doğrultusuna (her iki diyagonal doğrultuda 45-derece açı) paralel olarak beton yüzeyine yapıştırılmıştır. Yapıştırma işleminin başarılı olması için, her tabaka yapıştırıldığında hava kabarcıklarının çıkması ve yapıştırıcının eşit bir şekilde dağılması sağlanmıştır. Ayrıca kiriş ve kolonların, birleşim bölgelerine yakın olan kısımları da oluşabilecek kesme yığılmalarına karşı güçlendirilmiştir.

Sonuçları ileriki bölümlerde sunulacak olan ilk seri birleşim bölgelerinin deney sonuçları dikkate alınarak ikinci seri numunelerin güçlendirme işlemleri gerçekleştirilmiştir. Buna göre birleşim bölgesinde oluşabilecek maksimum kesme kuvvetinin karşılanabilmesi için FRP'nin kesmeye katkısı Denklem (3.1) ile hesaplanmıştır.

$$F_{FRP} = \varepsilon_{FRP}\, E_{FRP}\, A_{FRP} \tag{3.1}$$

Kopma anında FRP'nin şekildeğiştirmesi, Ilki ve diğ. (2011) yapmış olduğu çalışmada $\varepsilon_{FRP} = 0.004$ olarak bulunmuştur. Üretici firmanın verdiği kopma uzaması değeri her ne kadar "0.0155" olsa da Ilki ve diğ. (2011) tarafından yapılan birleşim bölgesi deneyleri dikkate alındığında FRP ile güçlendirilen birleşim bölgeleri için nihai kapasitenin %25~30'unun dikkate alınması önerilerek ortalama "%0.4" uzama değerinin alınmasının uygun olacağı belirtilmiştir. Bu değer kullanılarak FRP malzemenin kaç kat uygulanacağı hesaplanmıştır. Buna göre birleşim bölgesine gelen kesme kuvvetini karşılamak için 3 kat FRP sarılmıştır. 3 kat FRP'nin kesme kuvvetine katkısı diyagonal yönde 40.55 kN'dur. Birleşim bölgesine sarılan her kat için bir kat daha yapıştırıcı sürülerek toplam 3 katta güçlendirme işlemi tamamlanmıştır. FRP şeritlerin yapıştırılma sırası 5 adımda tamamlanmış olup bu adımlar Şekil 3.6'da tarif edilmiştir. Güçlendirme uygulaması ile ilgili görseller Şekil 3.7~Şekil 3.9 arasında verilmiştir.



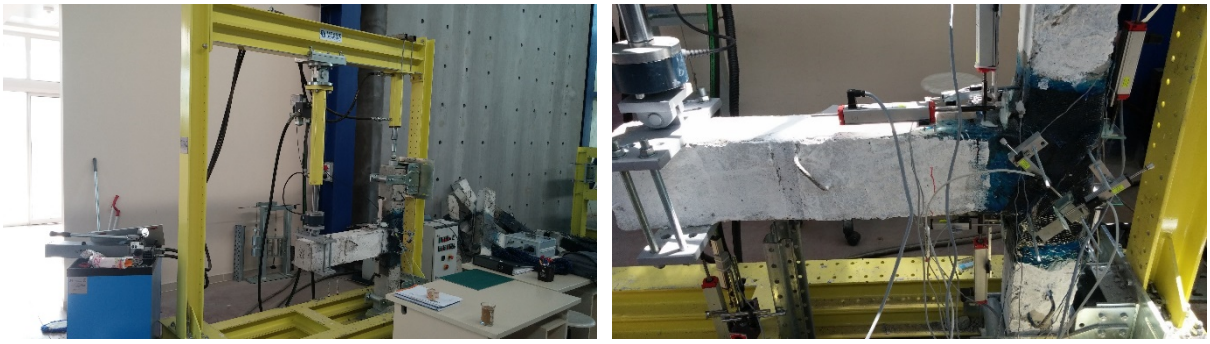
Şekil 3.6: Güçlendirme adımları.



Şekil 3.7: Güçlendirme malzemelerinin hazırlanması ve numune kenarlarının pahlanması.



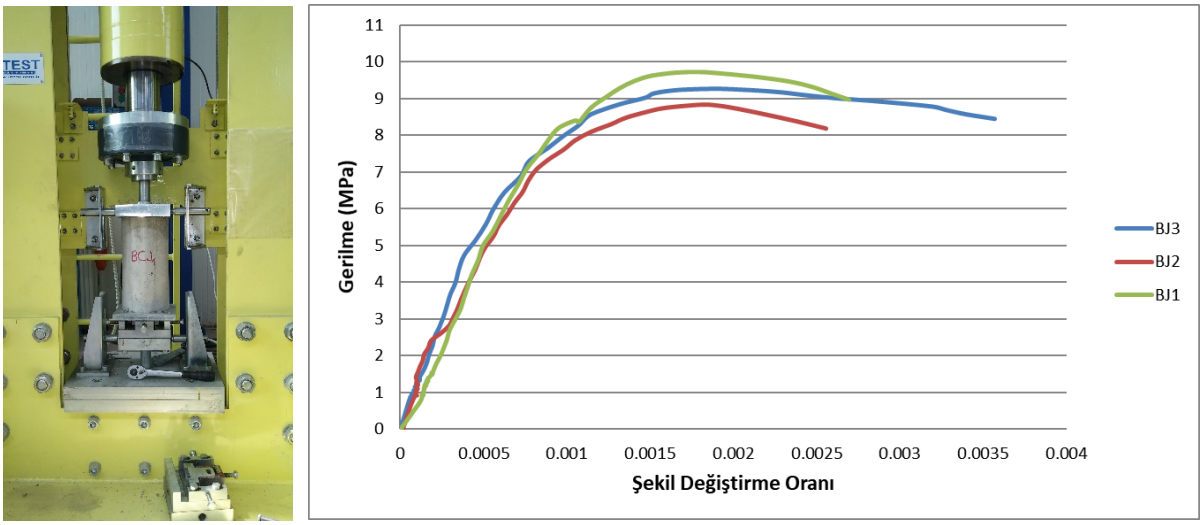
Şekil 3.8: FRP ile güçlendirme uygulaması.



Şekil 3.9: Güçlendirilmiş bir numunenin deney düzeneğine yerleştirilmesi.

3.1.3. Malzeme Deneyleri

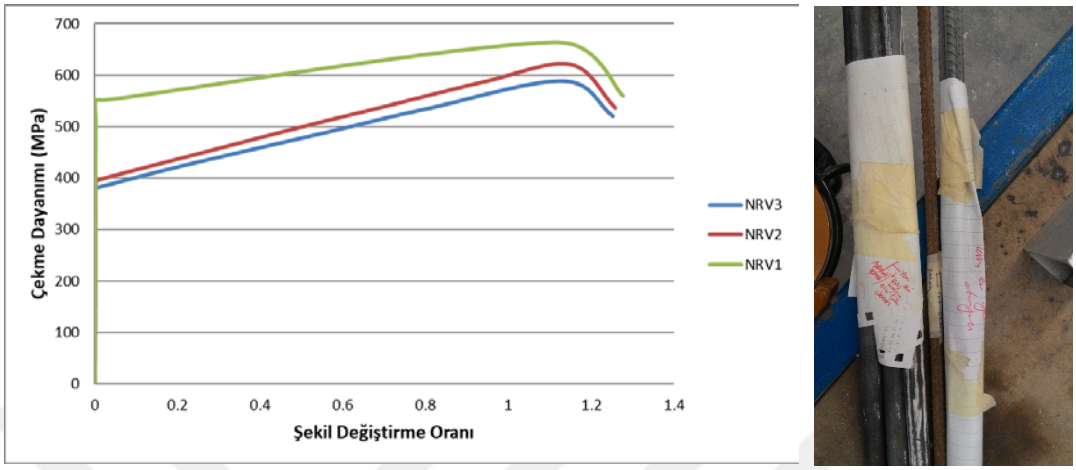
Bu bölümde deney numunelerinin üretildiği malzemelerin dayanım deneyleri hakkında bilgiler verilmiştir. Numunelerin üretimi esnasında üç farklı silindir numune örneği de dökülmüştür. Söz konusu silindirler, 100 mm çapında ve 200 mm yüksekliğindedir. 180 Gün sonra yapılan dayanım testleri sonucunda ortalama silindir beton basınç dayanımı "8.97" MPa, ortalama elastisite modülü ise "14075" MPa olarak belirlenmiştir. Deneyler esnasında yüklemeler yük kontrollü olarak yapılmış olup yükleme hızı 4.7 kN/sn'dir. Beton dayanım deneylerine ait sonuçlar ve deneylere ait bir görsel Şekil 3.10'da verilmiştir.



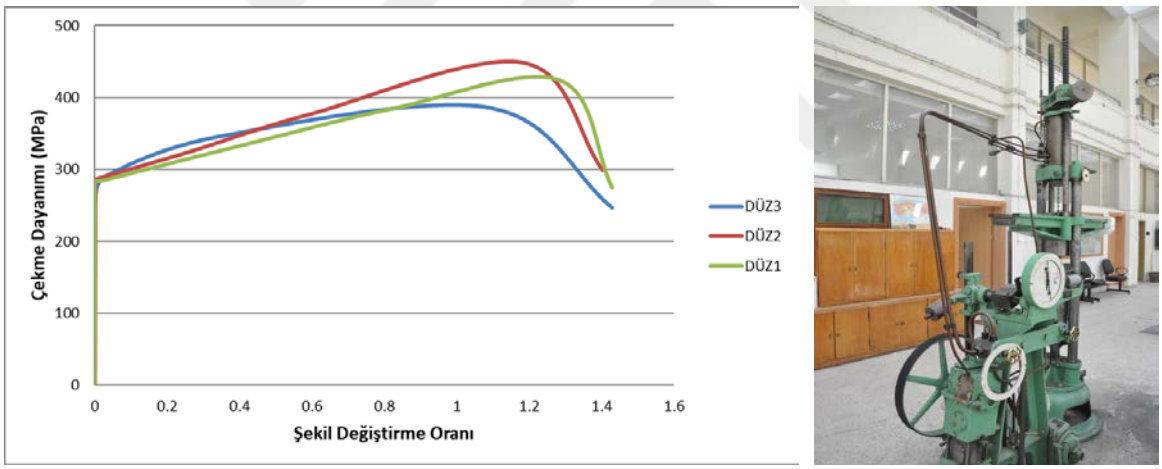
Şekil 3.10: 180 Gün sonrasındaki silindir beton basınç deneyleri sonuçları.

İkinci aşama malzeme deneyleri, İstanbul Teknik Üniversitesi, Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda 20 ton kapasiteli AMSLER çelik çekme deneyi cihazı ile donatılar üzerinde yapılmıştır. Kolon ve kiriş boyuna donatıları olarak kullanılan düz yüzeyli 14 mm çaplı donatılardan ve enine nervürlü 8 mm çaplı donatılardan üçer adet olmak üzere toplamda altı adet çelik çekme deneyi gerçekleştirilerek donatıların çekme ve kopma dayanımları, elastisite

modülü ve sınır uzama değerleri bulunmuştur. Çekme deneylerinin sonuçları, numuneler ve cihaza ait bir görsel, Şekil 3.11, Şekil 3.12 ve Tablo 3.5'de verilmiştir.



Şekil 3.11: Nervürlü donatılar için donatı çekme deneyi sonuçları.



Şekil 3.12: Düz donatılar için donatı çekme deneyi sonuçları.

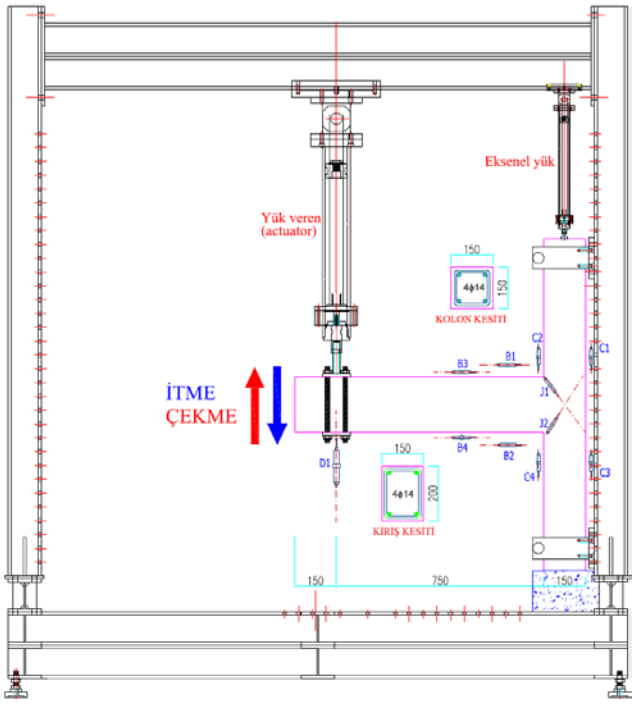
Tablo 3.5: Donatı çekme deneylerinin sonuçları.

Numune Tipi	Kütle/boy (kg/m)	Hesap Çapı (mm)	Akma Dayanımı (MPa)	Çekme Dayanımı (MPa)	Kopma Dayanımı (MPa)	Uniform Uzama Oranı (%)	Kopma Uzama Oranı (%)	Elastisite Modülü (MPa)
Nervürlü	0.383	7.9	552	665	560	11.6	27.5	208450
	0.370	7.7	398	622	537	14.8	25.6	208970
	0.383	7.9	382	588	520	13.0	25.0	209320
Düz	1.263	14.3	284	425	275	28.1	42.7	212340
	1.259	14.3	287	449	299	18.0	40.0	211320
	1.387	15.0	258	386	247	9.0	42.7	212340

Analitik çalışmalar kapsamında nervürlü ve düz donatılar için ayrı ayrı olmak üzere 3 adet test sonucundaki dayanım, uzama ve elastisite modülü değerlerinin ortalaması alınarak malzeme modeli oluşturulmuştur.

3.1.4. Deney Düzeneği ve Ölçüm Sistemi

Deneyler, yeterli rijitliğe sahip, çelik taşıyıcı elemanlar ile teşkil edilen yaklaşık 2.0 m genişliğinde ve 2.5 m yüksekliğinde bir deney çerçevesi içerisinde gerçekleştirilmiştir. Deney düzeneğinin ana taşıyıcılarını yer yer iki adet kullanılan HE120B profiller oluşturmaktadır. UTSP-0450 model test çerçevesi UTEST firması tarafından üretilmiş olup betonarme birleşim bölgesi testleri için modifiye edilerek kullanılmıştır. Test çerçevesinde, kiriş ucunda yapılan yüklemeler için CAS marka yükölçere sahip olan çift taraflı yükleme özellikli 100 kN kapasiteli bir dijital yükveren kullanılmıştır. Piston stroku 450 mm'dir. Söz konusu piston ayrıca kendi deplasman ölçerine sahiptir. Bu şekilde deneyler yerdeğiştirme kontrollü olarak gerçekleştirilebilmiştir. Bunun haricinde test süresince kolon üzerine sabit eksenel yükü verebilmek için bir manuel piston (hidrolik el pompası) kullanılmıştır. UTGE-3800 model bu pompa, 700 bar kapasitesine sahiptir. Deney düzeneği, için şematik bir çizim, Şekil 3.13'de verilmiştir.



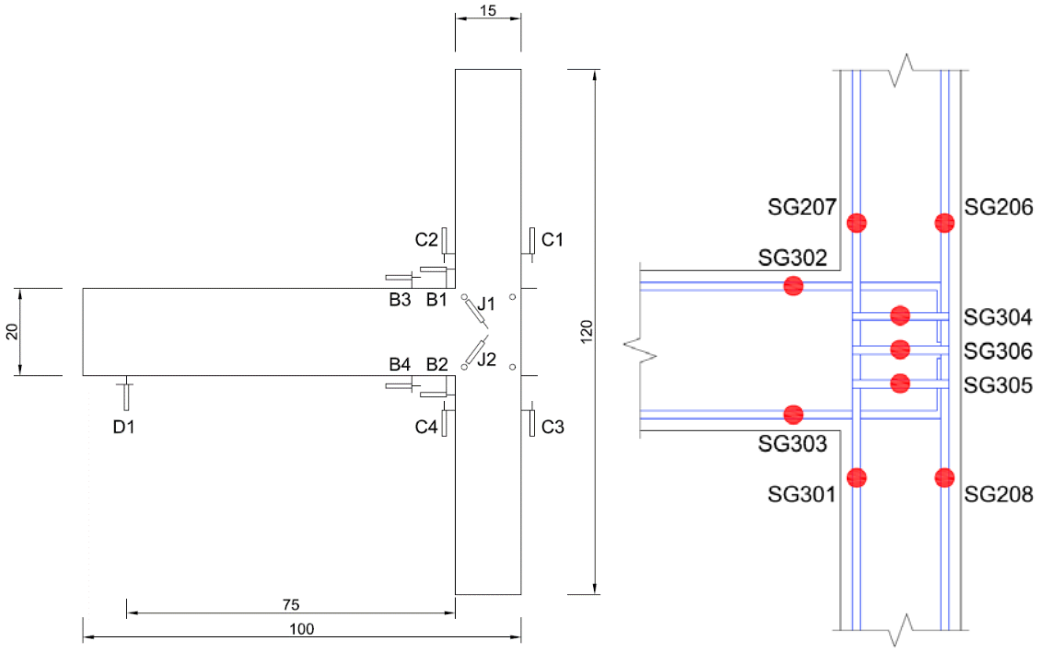
Şekil 3.13: Deney düzeneğinin şematik çizimi.

Söz konusu çizimde düzeneğe yerleştirilmiş olan örnek bir numune de görülmektedir. Deney numunesinin kolon üst ve alt uçlarında kayıcı mesnet koşullarının sağlanması için özel tekerlekli metal aparatlar üretilmiştir. Ayrıca yerleştirme ve sabitleme kolaylığı sağlaması için kolonun alt kısmına beton küp bir yastık ve metal plakalar teşkil edilmiştir. Çift taraflı çalışan hidrolik yükverenden yükün kiriş ucuna etkitildiği bölgeye metal plakalardan çelik bir yastık aparatı yapılmıştır. Bu aparatı, kiriş alt ve üst kısmına sabitlenen levhalar ve bu levhaları birbirine bağlayan vidalar oluşturmaktadır. Dönebilen bu aparat, hidrolik yükverene bağlanmış olup yükün çift yönlü ve kirişin yük verildiği bölgesindeki yüzeysel gerilmeleri uniform tutacak bir şekilde kirişe etkitilmesini sağlamaktadır. Şekil 3.14'de deney düzeneğinin görünüşü verilmiştir.



Şekil 3.14: Deney düzeneğinin görünüşü.

Deneyler esnasında numunelerin kritik noktalarında yerdeğiştirme ölçümleri, donatılarda ise şekildeğiştirme ölçümleri yapılmıştır. Deplasman ölçerler, Novotechnik ve Opkon marka olup strokları 25~150 mm arasında değişmektedir. Veri toplama sistemi ise üç adet 8 kanallı TDG Testbox-1001 cihazın birbirlerine bağlanarak aynı anda veri toplanacak şekilde ayarlanması ile düzenlenmiştir. Ölçüm noktalarını belirten deney konfigürasyonu Şekil 3.13'de verilmiştir. Kiriş üzerinde tersinir yükverenin etkidiği noktanın kolon yüzeyine uzaklığı 75 cm olarak teşkil edilmiştir. "D1" kodlu yerdeğiştirme ölçer ile yükün etkitildiği bu noktanın alt kısmından, kirişin uç deplasman verisi toplanmıştır. "B1-B2" ve "B3-B4" kodlu yerdeğiştirme ölçerler ile kirişteki moment-dönme davranışının, "C1-C2" ve "C3-C4" kodlu yerdeğiştirme ölçerler ile kolonun, birleşim bölgesinin alt ve üst bölgelerindeki moment-dönme davranışının sunulduğu grafiklerin oluşturulabilmesi için gereken deplasman verileri toplanmıştır. "J1-J2" kodlu yerdeğiştirme ölçerler ile ise birleşim bölgesindeki kesme şekil değiştirmelerinin sunulduğu grafiklerin oluşturulabilmesi için gereken çapraz deplasman verileri toplanmıştır. Ayrıca, "SG" kodlu şekildeğiştirme ölçerler, kiriş ve kolon boyuna donatıları ve etriyeler üzerinde yapıştırılmış olup, deney esnasında donatıların akma durumlarının takibi için gereken şekildeğiştirme verileri toplanmıştır. Deneyler esnasında numune üzerinden deplasman verilerinin ve donatılardan şekildeğiştirme verilerinin toplandığı noktalar ile ilgili detaylar, Şekil 3.15'de, ölçüm ve veri toplama sistemine ait bir görsel Şekil 3.16'da verilmiştir.



Şekil 3.15: Deneylerde deplasman ve şekildeğiştirme verilerinin toplandığı noktalar.



Şekil 3.16: Ölçüm ve veri toplama sistemi.

Deneyler yer değiştirme kontrollü olarak yapılmış olup, deney esnasında her numuneye kolon eksenel yük kapasitesinin %10'u kadar eksenel yük uygulanmıştır. Tasarım safhasında beton basınç dayanımının 10 MPa olacağı düşünülerek, tüm deneylerde kolonlar üzerinde 22.5 kN'luk sabit eksenel yük uygulanmıştır. Verilen yük, deney boyunca sabit tutulmuştur. Yukarıda tarif edilen kriko ile verilen yük, Denklem (3.2) ile hesaplanmıştır.

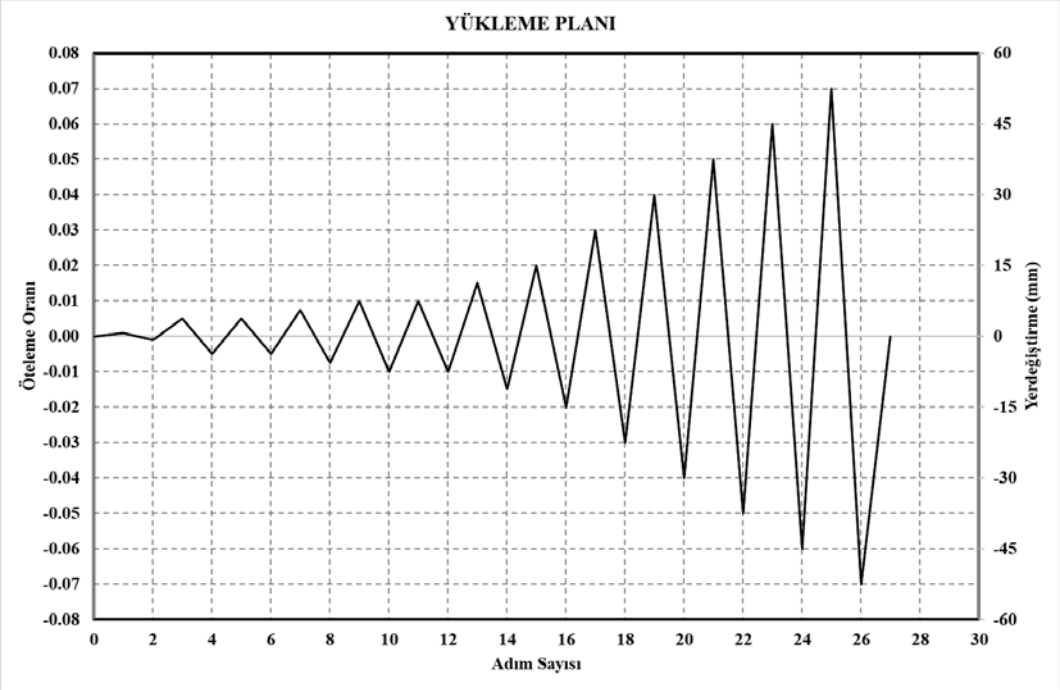
$$\nu = \frac{N}{f_c b_c h_c} \tag{3.2}$$

3.1.5. Deney Planı ve Yükleme Adımları

Deneysel çalışma kapsamındaki tüm numuneler, önceki bölümlerde tarif edilen deney çerçevesi içerisinde test edilmiştir. Deneyler, deplasman kontrollü olarak gerçekleştirilmiş olup numuneler, kiriş uç bölgelerinden statik tekrarlı yüklemelere maruz bırakılmıştır. UTEST firması tarafından tasarlanan, hidrolik yükveren ile iletişimi sağlayan "Udyna" yazılımı ile hedeflenen deplasman değerleri "mikron" mertebesinde tanımlanmıştır. Hedef deplasman değerleri, hedef öteleme oranı değerlerinin, kirişin ucunda yükün etkitildiği noktadan kolon yüzeyine olan mesafe (750 mm) ile çarpımıyla belirlenmiştir. Her hedef deplasman değerine ulaşıldığında sistem "duraklama" durumuna alınarak çatlak ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Toplam 26 adımda tamamlanan tüm deneyler için uygulanan yükleme adımları Tablo 3.6 ve Şekil 3.17'de verilmiştir.

Tablo 3.6: Yükleme adımları.

Yükleme Adımı	Yükleme Yönü	Hedef Yerdeğiştirme (mm)	Hedef Öteleme Oranı
1	İtme	0.75	0.001
2	Çekme	-0.75	-0.001
3	İtme	3.75	0.005
4	Çekme	-3.75	-0.005
5	İtme	3.75	0.005
6	Çekme	-3.75	-0.005
7	İtme	5.625	0.0075
8	Çekme	-5.625	-0.0075
9	İtme	7.5	0.01
10	Çekme	-7.5	-0.01
11	İtme	7.5	0.01
12	Çekme	-7.5	-0.01
13	İtme	11.25	0.015
14	Çekme	-11.25	-0.015
15	İtme	15	0.02
16	Çekme	-15	-0.02
17	İtme	22.5	0.03
18	Çekme	-22.5	-0.03
19	İtme	30	0.04
20	Çekme	-30	-0.04
21	İtme	37.5	0.05
22	Çekme	-37.5	-0.05
23	İtme	45	0.06
24	Çekme	-45	-0.06
25	İtme	52.5	0.07
26	Çekme	-52.5	-0.07



Şekil 3.17: Yükleme planı.

Deprem etkilerinin yansıtılması için numunelere itme ve çekme yönünde tekrarlı dikey yerdeğiştirmeler uygulanmıştır. Hidrolik yükveren, her yükleme adımında ilgili yerdeğiştirme değerine kadar pozitif ve negatif ötelenme gerçekleştirmiştir. Her çevrim için belirlenen ötelenme oranları yukarıdaki şekil ve tabloda tariflendiği gibi sırasıyla; tek çevrim ±0.001 (±0.75 mm), çift çevrim ±0.005 (±3.75 mm), tek çevrim ±0.0075 (±5.625 mm), çift çevrim ±0.01 (±7.5 mm), tek çevrim ±0.015 (±11.25 mm), tek çevrim ±0.02 (±15 mm), tek çevrim ±0.03 (±22.5 mm), tek çevrim ±0.04 (±30 mm), tek çevrim ±0.05 (±37.5 mm), tek çevrim ±0.06 (±45 mm), tek çevrim ±0.07 (±52.5 mm) şeklindedir. Deneyler sonunda kiriş tamamıyla yatay konuma geri getirilmiştir.

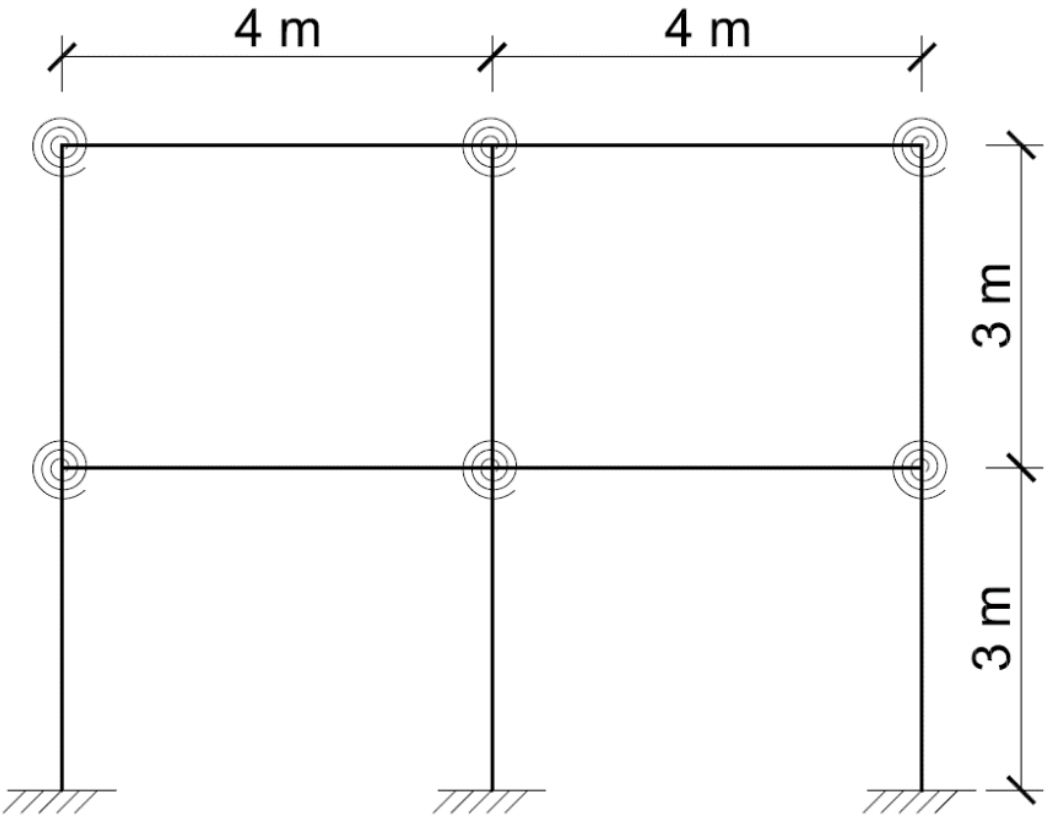
3.2. ANALİTİK ÇALIŞMALAR

Analitik çalışma kapsamında güçlendirilmemiş (ilk seri) ve güçlendirilmiş (ikinci seri) numunelerin deney sonuçları, bir sonlu elemanlar yöntemi kullanan analiz programıyla (SAP2000, 2017) kurulan yapısal çerçevelere etkitilerek analiz edilmiştir. Pratikte yapısal analizlerde birleşim bölgelerinin rijit kabul edildiği varsayımı yapıldığından dolayı deney sonuçlarından elde edilen davranışın pratikte elde edilen davranışla olan farklarının yorumlanması ve düşük dayanımlı betona sahip yapıların analizlerinde nasıl bir yaklaşımın doğru olacağının belirlenmesi hedeflenmiştir. Bu çalışmadan ayrı olarak, başka bir yazılım

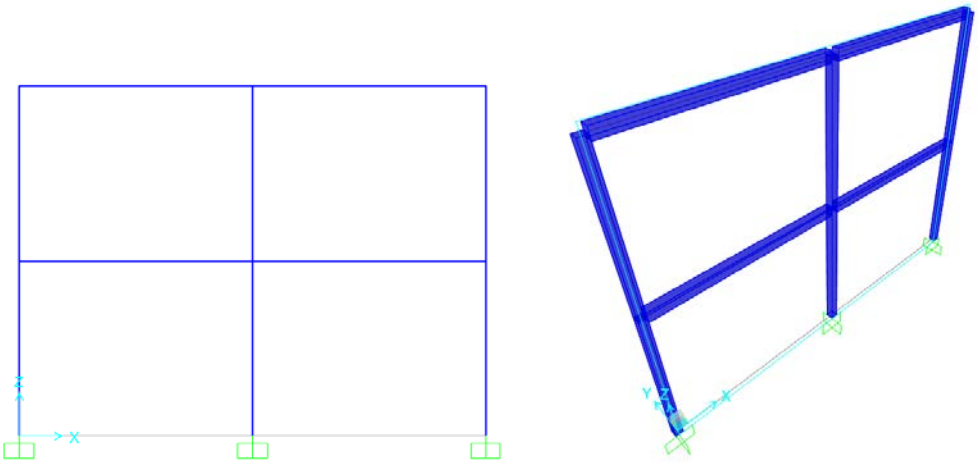
(XTRACT, 2004) ile deneysel çalışma kapsamındaki kiriş ve kolon kesitlerinin moment-eğrilik ilişkileri hesaplanmıştır.

3.2.1. Nonlineer Statik Analiz Modeli ve Kabuller

Deney sonuçlarının etkitileceği iki boyutlu örnek bir çerçeve belirlenmiştir. Söz konusu çerçeve, deney yapılan numune boyutları da dikkate alınarak, 4 m açıklık mesafesi ve 3 m kat yüksekliğine sahip, 2 açıklık ve 2 kattan oluşturulmuştur. Alt kattaki kolonların mesnetleri ankastredir. Analizler, X-Z düzleminde gerçekleştirilmiştir. Her numunenin moment-dönme davranışı, nonlineer kinematik tekrarlı yükleme modeli ile idealleştirilerek, örnek çerçevenin birleşim bölgelerinde bulunan düğüm noktalarına nonlineer-yay olarak tanımlanmıştır. Analiz modelinde kurulan örnek çerçeve, Şekil 3.18 ve Şekil 3.19'da sunulmuştur.



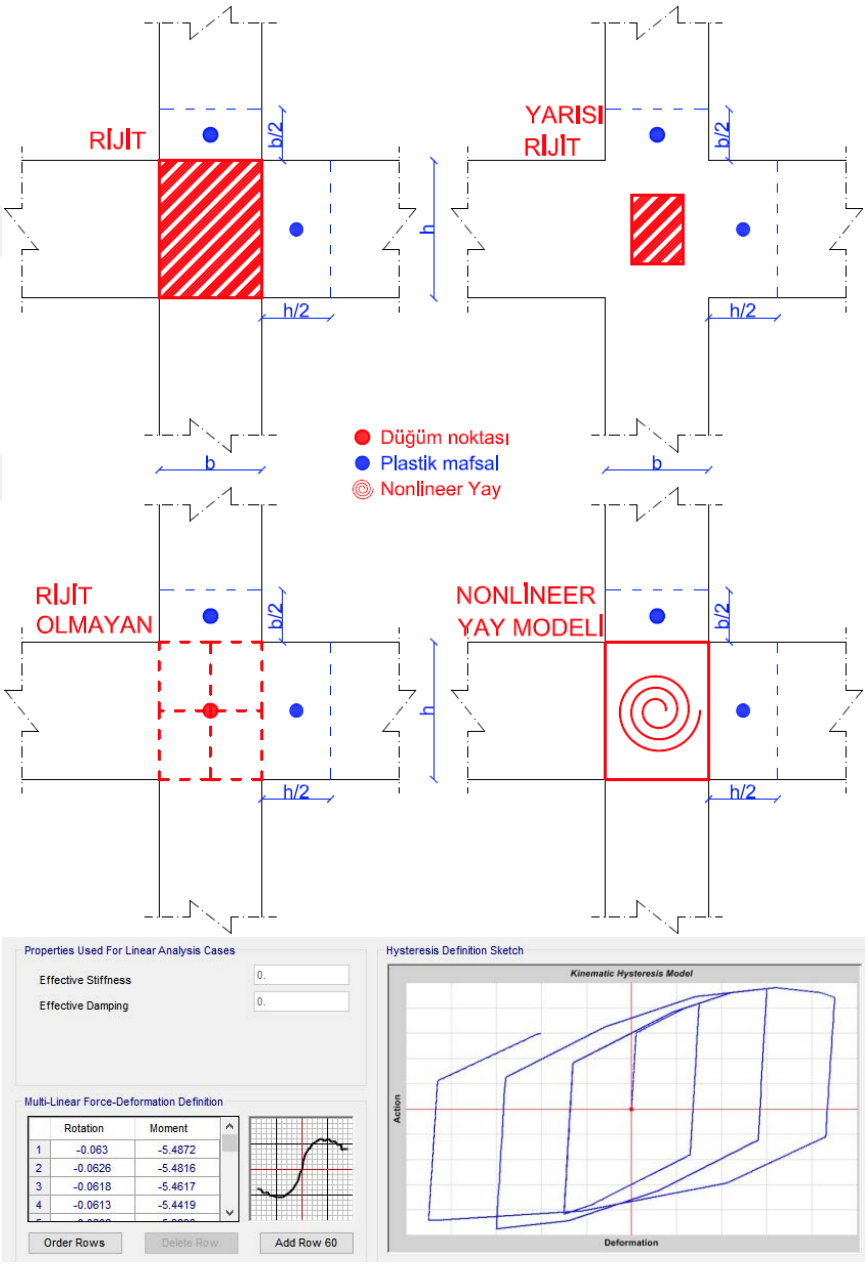
Şekil 3.18: Örnek çerçevenin geometrik detayları.



Şekil 3.19: Statik analiz modelinde örnek çerçeve.

Analiz modelindeki kiriş ve kolon kesitleri, deneysel çalışmadaki numunelerin kiriş (15x20 cm) ve kolon (15x15 cm) ebatlarına sahiptir. Çerçevede, kolon ve kirişlerin uç bölgelerinde nonlineer plastik mafsal tanımlamaları yapılmıştır (ATC-40, 1996; FEMA-273, 1997). Kirişlerde ve kolonlarda, fiber plastik mafsallar kullanılmıştır (Taucer ve diğ., 1991). Fiber mafsallarda kesitler, mafsal boyunca uzayıp kısalabilen fiber elemanlar şeklinde ayrıklaştırılmaktadır. Nonlineer itme adımlarında her fiber eleman, kendi alanı içinde bulunan malzemesinin (donatı veya beton) gerilme-şekildeğiştirme özelliği ile davranmaktadır. Fiberlerin her adımdaki gerilme-şekildeğiştirme davranışı integre edilerek ve sonuçlar mafsal boyu ile çarpılarak kesitlerin eksenel yük-yerdeğiştirme ve çift eksenli moment-dönme etkileşimleri hesaplanmaktadır (CSI, 2017). Fiberlerin integrasyonu ve birbirleriyle etkileşimi de çözümlerde dikkate alındığından, nonlineer çevrimsel davranışın yakalanmasında oldukça faydalı ve daha hassas olmalarına karşın kapsamlı bina modellerinde analiz süresini uzatmaktadırlar. Plastik mafsal uzunlukları, çalışan kesit genişliklerinin yarısı olarak kabul edilmiştir (DBYBHY, 2007). Birleşim bölgelerine ilk etapta herhangi bir rijitlik tanımlanması yapılmadan analizler gerçekleştirilmiştir. Bu etapta, birleşim bölgesine herhangi bir rijitlik tanımlaması yapılmadığı, ancak bağlanan çubuk elemanların birleşim bölgesinin tam ortasındaki düğüm noktasına bağlandığı ve birleşim bölgesinin davranışını taşıyıcı elemanların rijitliklerinin belirlediği durum söz konusudur. İkinci etapta birleşim bölgeleri, tam rijit ve yarısı rijit olarak tanımlanarak itme analizleri gerçekleştirilmiştir. Devam eden analizlerde, her deneyin sonucu bir kinematik nonlineer yay modeli ile idealleştirilerek tanımlanmıştır. Bu tanımlamalara ilişkin bir görsel Şekil 3.20'de verilmiştir. Deney sonuçlarından, tüm numuneler için birleşim bölgelerinin tam ortasındaki moment-dönme grafikleri kullanılarak zarf eğrileri

çıkarılmıştır. Analitik çalışma kapsamında birleşim bölgelerine uygulanan bu sonuçlara bulgular bölümünde ayrıca değinilecektir. Her numunenin zarf eğrisi, özellikleri ve kabulleri aynı olan statik analiz modeli üzerinde nonlineer kinematik yay modeli kullanılarak çevrimsel davranış eğrisi şeklinde tanımlanmıştır. Tüm numuneler için nonlineer statik itme analizi yapılmıştır. Öncelikle söz konusu çerçeve kendi ağırlığı altında düşeyde itilmiştir. Düşeydeki itme analizi sonuçları korunarak, çerçeve sol üst düğüm noktasından yatayda 10 cm itilerek taban kesme kuvveti – yatay yerdeğiştirme (tepe yerdeğiştirmesi) grafikleri elde edilmiştir.



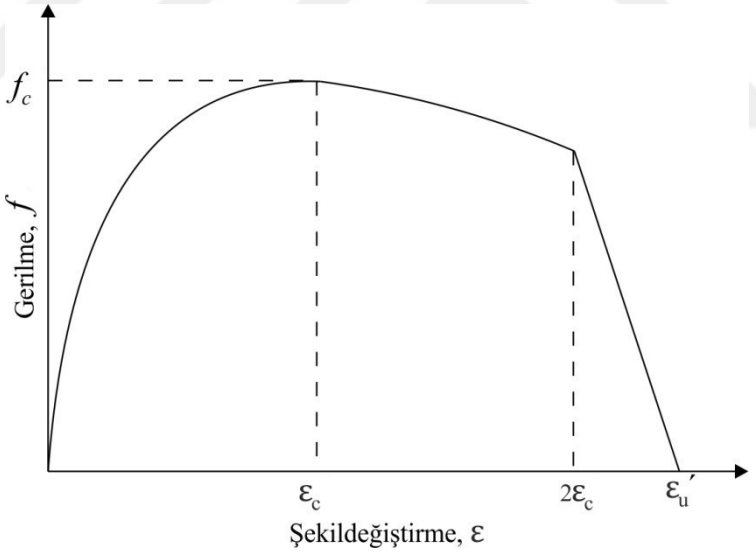
Şekil 3.20: İtme analizlerinde birleşim bölgeleri için yapılan tanımlamalar.

3.2.2. Beton ve Donatı Çeliği İçin Malzeme Modelleri

Nonlineer statik itme analizi için modellenen örnek betonarme çerçevenin beton malzeme modeli, numunelerin dökümü esnasında kullanılan betonun dayanım testlerinden elde edilen sonuçlar dikkate alınarak, donatıları için çelik malzeme modeli ise testleri gerçekleştirilen numunelerde kullanılan donatıların dayanımları için gerçekleştirilen "çekme" deneyleri sonuçları dikkate alınarak tanımlanmıştır. Malzeme davranışları için literatürdeki mevcut modeller kullanılmıştır.

3.2.2.1. Beton İçin Tanımlanan Malzeme Modeli

Analitik modelde beton malzemesi için, yapısal analizlerde sıkça kullanılan, Şekil 3.21'de gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin sunulduğu Mander sargısız beton modeli kullanılmıştır (Mander ve diğ., 1988). Söz konusu malzeme modeli, ülkemizde kullanılan deprem yönetmeliği (DBYBHY, 2007) bilgilendirme eki 7.B'de de tariflenmektedir.



Şekil 3.21: Mander sargısız beton modeli.

Mander sargısız beton modeline göre:

- $\varepsilon \leq 2\varepsilon_c$ için:

$$f = \frac{f_c\, r(\varepsilon / \varepsilon_c)}{r - 1 + (\varepsilon / \varepsilon_c)^r} \tag{3.3}$$

- $2\varepsilon_c < \varepsilon \leq \varepsilon_u$ için:

$$f = \left(\frac{2\, f_c\, r}{r - 1 + 2^r}\right)\left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - 2\varepsilon_c}\right) \tag{3.4}$$

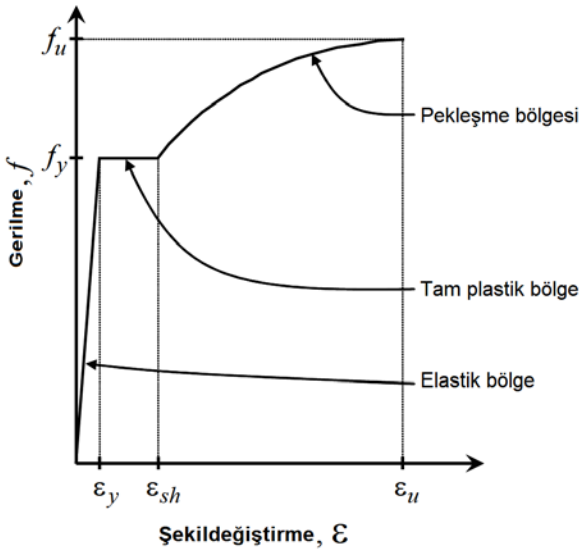
şeklindedir. Bu tabirler için f_c betonun basınç dayanımını, ε_c basınç dayanımına karşılık gelen şekildeğiştirmeyi, f herhangi bir noktadaki gerilmeyi, ε ise herhangi bir noktadaki şekildeğiştirmeyi ifade etmektedir. r değeri ise:

$$r = \frac{E_c}{E_c - \left(f_c / \varepsilon_c\right)} \tag{3.5}$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada E_c betonun başlangıç elastisite modülüdür. Mander sargısız beton modelinin tanımlanmasında Bölüm 3.1.3'de tarif edilen malzeme deneyi sonuçları kullanılmıştır. Bu sonuçlara göre sargısız beton basınç dayanımı, f_c, "8.97" MPa, betonun elastisite modülü, E_c, "14075" MPa, basınç dayanımındaki şekildeğiştirmesi, ε_c, "0.002", maksimum şekildeğiştirmesi, ε_u, "0.005" olarak kabul edilmiştir.

3.2.2.2. Donatı Çeliği İçin Tanımlanan Malzeme Modeli

Donatı çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi genellikle bi-lineer, elasto-plastik olarak modellenmektedir. Bu çalışmada deprem yönetmeliğimizde (DBYBHY, 2007) de verilen pekleşme etkilerinin dikkate alındığı bi-lineer model kullanılmıştır. Bu model üç bölgeden oluşmaktadır. İlk bölge, akma dayanımına dek lineer davranışı yansıtan "Elastik Bölge"dir. İkinci bölgede artan şekildeğiştirme değerleri pekleşme bölgesinin başlangıcına dek sabit dayanımda (akma dayanımı) kalmaktadır. Bu davranışı gösteren bölge, "Tam Plastik Bölge"dir. Üçüncü bölge ise kopma şekildeğiştirmesi ve kopma dayanımına dek parabolik bir eğriyle ifade edilen "Pekleşme Bölgesi"dir. Donatı çeliği için tarif edilen bu model Şekil 3.22'de sunulmuştur. Söz konusu modele dair eğrilerin açılımları Denklem (3.6) ile verilmiştir.



Şekil 3.22: Donatı çeliği için malzeme modeli.

$$f(x)=\begin{cases} E_s\,\varepsilon & \rightarrow \quad \varepsilon < \varepsilon_y \\ f_y & \rightarrow \quad \varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_{sh} \\ f_y + \left(f_u - f_y\right)\sqrt{\dfrac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}} & \rightarrow \quad \varepsilon_{sh} < \varepsilon < \varepsilon_u \end{cases} \tag{3.6}$$

Burada;

E_s : Donatı çeliğinin lineer bölgedeki elastisite modülü

ε : Donatı çeliğinin eğri üzerinde bir yerdeki şekildeğiştirmesi

f_y : Donatı çeliğinin akma dayanımı

f_u : Donatı çeliğinin çekme dayanımı

ε_y : Akma şekildeğiştirmesi

ε_u : Çekme şekildeğiştirmesi

ε_{sh} : Pekleşme bölgesi başlangıcındaki şekildeğiştirme

şeklindedir. Donatı çeliği için ilgili modelin tanımlanmasında Bölüm 3.1.3'de nervürlü ve nervürsüz donatılar için verilen malzeme deneyi sonuçları (üç deneyin ortalaması) ve deprem yönetmeliğimizdeki (DBYBHY, 2007) değerler kullanılmıştır. Bu sonuçlara göre donatı çeliği malzeme modeli için kabul edilen değerler Tablo 3.7'de verilmiştir.

Tablo 3.7: Donatı çeliği malzeme modelinde kullanılan değerler.

Donatı Çeliği Türü	Akma Dayanımı (f_y, MPa)	Çekme Dayanımı (f_u, MPa)	Akma Şekildeğiştirmesi (ε_y)	Çekme Şekildeğiştirmesi (ε_u)	Pekleşme Şekildeğiştirmesi (ε_{sh})	Elastisite Modülü (MPa)
Nervürlü	444	625	0.00213	0.10	0.008	208913
Düz	275	420	0.00130	0.16	0.011	212000

3.2.3. Kolon ve Kiriş Kesitleri İçin Kapasite Hesapları

Bu bölümde, deneysel çalışmada incelenen birleşim bölgelerinin oluşturulduğu kiriş ve kolon kesitlerinin taşıyabileceği maksimum eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri hesaplanmıştır. Bu kapasite değerleri, deneysel çalışma sonuçlarının değerlendirilmesi esnasında kullanılacaktır. Kapasite hesaplamalarında moment-eğrilik ilişkileri için XTRACT (2004) programı, kesme kapasitesinin hesabı için TS-500 (2000) yönetmeliği kullanılmıştır. Ayrıca bu hesaplamalarda Bölüm 3.2.2'de detayları verilen malzeme modelleri ve değerleri kullanılmıştır. Kesitlerin kesme dayanımları (V_r), Denklem (3.7) ile hesaplanmıştır.

$$V_r = V_c + V_w \tag{3.7}$$

Burada;

V_c : Betonun kesme dayanımına katkısı

V_w : Enine donatının kesme dayanımına katkısı

olarak ifade edilmektedir. Betonun kesme dayanımına katkısı, çatlama dayanımının %80'i olarak alınmış olup, ($V_c = 0.8V_{cr}$), çatlama dayanımı (V_{cr}), Denklem (3.8) ile hesaplanmıştır.

$$V_{cr} = 0.65\, f_t\,(b_w, b_c)\, d \left(1 + \gamma \frac{N}{A_c}\right) \tag{3.8}$$

Burada; f_t betonun çekme dayanımını, b_w / b_c , kiriş / kolon kesit genişliğini, d boyuna donatının faydalı yüksekliğini, N eksenel yük miktarını, A_c kesit alanını, γ ise çatlama dayanımına eksenel kuvvetin etkisi için kullanılan katsayıyı ifade etmektedir. Bu katsayı, kirişte eksenel yük olmadığı için "0" alınmış olup, kolonda eksenel basınç uygulandığı için "0.07" alınmıştır. Betonun çekme dayanımı (f_t), Denklem (3.9) ile hesaplanmıştır.

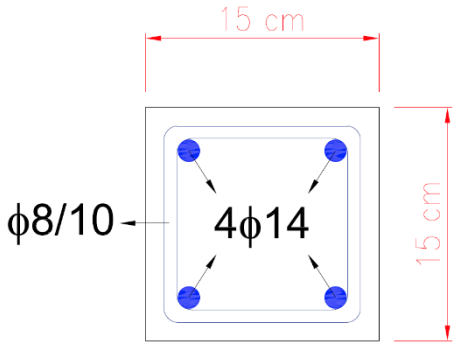
$$f_t = 0.35\sqrt{f_c} \tag{3.9}$$

Enine donatının kesme dayanımına katkısı (V_w), Denklem (3.10) ile hesaplanmıştır.

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{yw}\, d \tag{3.10}$$

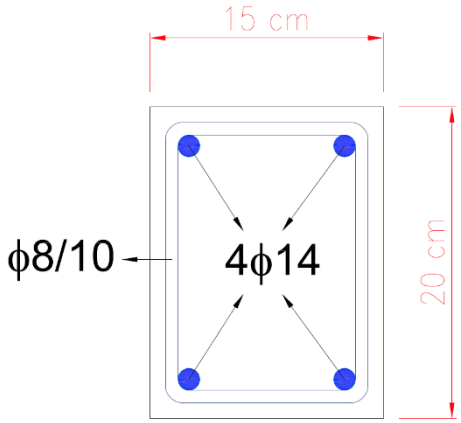
Burada; A_{sw} enine donatının toplam alanını, s enine donatı aralığını, f_{yw} ise enine donatının akma dayanımını ifade etmektedir.

Deneysel çalışmadaki numunelerin kolon ve kiriş kesitlerinin geometrik detayları ve donatı yerleşimi Şekil 3.23 ve Şekil 3.24'de verilmiştir.



Şekil 3.23: Kolon kesitlerinin geometrik detayları ve donatı yerleşimi.

Kolon ebatları 15 x 15 cm'dir. Kolonlarda, 4 adet 14 mm çapında boyuna donatılar ve 8 mm çapında enine donatılar 10 cm ara ile kullanılmıştır. Kolon kapasite hesaplamalarında deneylerdeki gibi kolon kapasitesinin %10'u kadar (22.5 kN) eksenel yük uygulanmıştır. Bu yük altında kolonun moment kapasitesi her iki yön için M_r = 13.01 kNm'dir. Ayrıca boyuna donatılarında ilk akma gerçekleştiğinde kolonun akma momenti, M_y = 9.97 kNm olarak bulunmuştur. Kesme kuvveti kapasitesi ise V_r = 71.02 kN'dur. Kolonun moment kapasitesine erişmesi için deneyde kiriş ucuna verilmesi gereken yük, 34.69 kN, akma momentine erişmesi için gereken yük, 26.59 kN, olarak hesaplanmıştır.



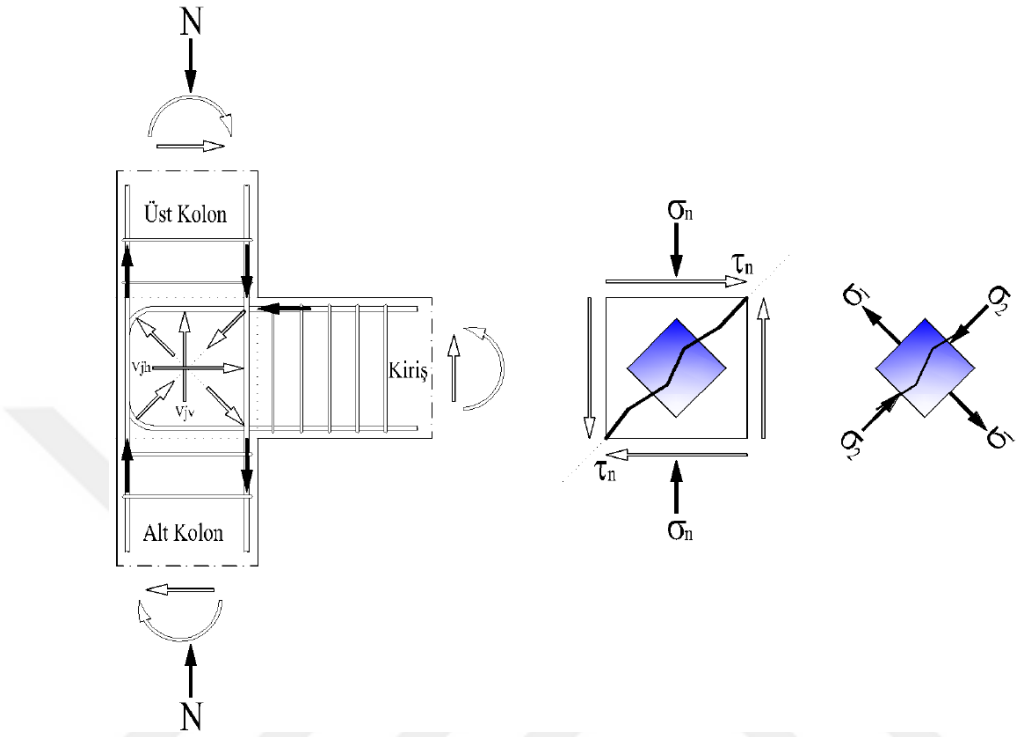
Şekil 3.24: Kiriş kesitlerinin geometrik detayları ve donatı yerleşimi.

Kiriş ebatları 15 x 20 cm'dir. Kirişlerde, 4 adet 14 mm çapında boyuna donatılar ve 8 mm çapında enine donatılar 10 cm ara ile kullanılmıştır. Kirişin kuvvetli ekseni etrafındaki moment kapasitesi M_r = 20.65 kNm'dir. Ayrıca boyuna donatılarında ilk akma gerçekleştiğinde kirişin akma momenti, M_y = 13.08 kNm olarak bulunmuştur. Kesme kuvveti kapasitesi ise V_r = 96.67 kN'dur. Kirişin moment kapasitesine erişmesi için deneyde kiriş ucuna verilmesi gereken yük, 27.53 kN, akma momentine erişmesi için gereken yük, 17.44 kN olarak hesaplanmıştır.

3.2.4. Birleşim Bölgesi İçin Kapasite Hesapları

Birleşim bölgesi oluşturulan numunelerin kesme kuvveti hesapları, temel mekanik prensiplere dayanan ve sıkça kullanılan bir yöntemle hesaplanmıştır. Söz konusu yöntem literatürde, çeşitli çalışmalarda kullanılmıştır (Moehle ve diğ., 1999; Kowinski, 1996; Sezen, 2002; Lynn, 2001; Cosgun, 2013; Bedirhanoğlu, 2009; Ilki ve diğ., 2011). Burada davranışı belirleyen etmenler, aderans, kesme hasarları gibi göçme mekanizmalarıdır. Tekrarlı yüklemeler altında birleşim bölgesinde artan iç kuvvetler, kesme hasarına sebep olmakta veya kiriş boyuna donatıları aderansını kaybederek sıyrılmaktadır. Bu mekanizmalar birleşim bölgesinin zayıflamasına ve artan öteleme oranlarında tamamıyla göçmesine sebep olmaktadır. Birleşim bölgesinin kesme kapasitesine erişmesi, bölgeye etki eden kesme kuvveti ve eksenel yükten oluşan iki eksenli gerilme ve basınç gerilmeleri altında eğik çatlak oluşumu veya bu sebepten oluşacak çekme gerilmelerinin karşılanacağı yeterli donatı bulunuyorsa, diyagonal doğrultuda oluşan basınç gerilmelerinden dolayı betonun ezilmesi ile oluşmaktadır. Kolonda etriye sürekliliğinin birleşim bölgelerinde devam ettirilmediği durumlar için eğik çatlağın oluşması demek, diyagonal yöndeki gerilmelerin betonun çekme dayanımını aştığı durum olarak kabul

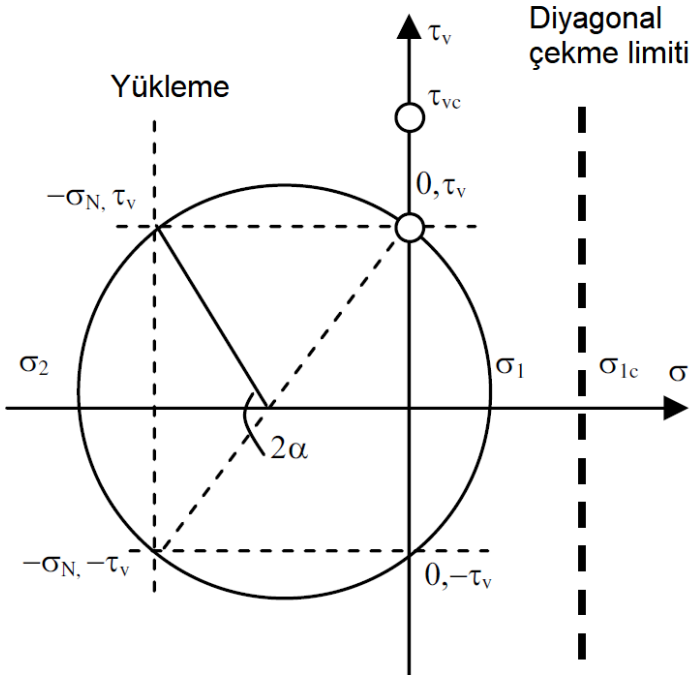
edilmektedir. Diyagonal çatlağın oluşumu esnasında birleşim bölgesindeki kuvvet ve asal gerilmeler Şekil 3.25'de örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 3.25: Birleşim bölgesinde diyagonal çatlak oluşumu esnasındaki kuvvet ve gerilmeler (Cosgun, 2013).

Betonun çekme dayanımı, silindir yarma çekme deneyleri ile bulunmaktadır. Bunun yanında direk çekme ve eğilme deneyleri ile çekme dayanımının bulunması gibi metotlar da kullanılmaktadır. Teorik olarak betonun çekme dayanımının basınç dayanımının karekökü ile orantılı olduğu 1960'larda ortaya konmuştur (ACI-ASCE-Committee-326, 1962). Genellikle betonun çekme dayanımı $f_t = C\sqrt{f_c}$ olarak ifade edilmekle birlikte ACI-318 (2011)'de C katsayısı için "0.5" değerinin kullanılması önerilmektedir. DBYBHY (2007)'de ise bu katsayı "0.35" olarak verilmektedir. TS-500 (2000)'de direk çekme dayanımının yarma çekme dayanımı deneyinden bulunan değerin 1.5'a, eğilme çekme dayanımı deneyinden bulunan değerin 2'ye bölünmesi ile yaklaşık olarak elde edilebileceği belirtilmektedir. Ancak betonun basınç dayanımı ile direk çekme dayanımı arasındaki söz konusu ilişkiler, düşük dayanımlı beton söz konusu olduğunda daha dikkatli incelenmelidir. Bu noktada Bedirhanoğlu'nun (2009) yapmış olduğu çalışmada düşük dayanımlı beton numuneler üzerinde yapılan bazı deney sonuçları ile beton çekme dayanımı hesabındaki C katsayısının "0.35, 0.5" ve "0.7" olduğu değerler için karşılaştırmalar yapılmıştır. Beton dayanımı yükseldikçe "0.7" katsayısının daha

baskın olduğu, düştükçe ise “0.35” değerinin daha baskın olduğu görülmüştür. Tez kapsamındaki numunelerin malzeme deneyleri doğrultusunda hesaplanan basınç dayanım değeri için “0.35” katsayısının hesaplarda kullanılması uygun görülmüştür. Normal kuvvet ve kesme kuvveti etkisi altındaki birimlerin kesme dayanımlarını hesaplamak için “Mohr” teoremi kullanılmaktadır (Mohr, 1900).



Şekil 3.26: Mohr dairesi (Mohr, 1900).

Bu teoreme göre asal gerilmeler Denklem (3.11) ile hesaplanmaktadır.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \tag{3.11}$$

Bu denklemde σ_x gerilmesi, kolon üzerindeki eksenel gerilmedir (σ_N). Bu yöne dik yöndeki asal gerilme olan σ_y, birleşim bölgesi için 0’dır. τ_{xy} ise birleşim bölgesindeki kesme gerilmesi, τ_v olarak ifade edilmiştir. Bu değişiklikler yapılarak ilgili denklem, Denklem (3.12)’de verildiği şekilde tekrar yazılabilir:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_N}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_N}{2}\right)^2 + \tau_v^2} \tag{3.12}$$

Burada eksenel gerilme (σ_N), eksenel yükün [N; basınç (-), çekme (+)], kolon kesit alanına (A_c) bölünmesi ile elde edilir. σ_1 asal gerilmesi ise yukarıda tariflendiği üzere betonun çekme dayanımı olarak alındığında aşağıdaki denklemler türetilerek birleşim bölgesinde betonun alacağı kesme gerilmesi τ_{vc} ve kesme kapasite kuvveti V_c hesaplanabilmektedir (Ilki ve diğ., 2011). Söz konusu hesaplar, Denklem (3.13), (3.14) ve (3.15) ile gösterilmiştir.

$$\tau_v = \sigma_1 \sqrt{1 - \frac{\sigma_N}{\sigma_1}} \tag{3.13}$$

$$\tau_{vc} = 0.35\sqrt{f_c}\sqrt{1 - \frac{N}{0.35\sqrt{f_c}A_c}} \tag{3.14}$$

$$V_c = \tau_{vc}\, b_c\, d \tag{3.15}$$

Burada b_c, kolon kesit genişliğini, d ise donatı faydalı yüksekliğini göstermektedir. Birleşim bölgesinde etriye bulunan numuneler için yapılan hesaplarda, etriyenin birleşim bölgesinin kesme kapasite kuvvetine katkısı (V_s), Denklem (3.16) ile hesaplanmıştır.

$$V_s = A_{sw}\, f_{yw}\left(d / s\right) \tag{3.16}$$

Güçlendirilmiş numuneler için yapılan hesaplamalarda fiber takviyeli polimer (FRP) malzemenin diyagonal yönde birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesine katkısı, (F_{FRP}), Bölüm 3.1.2'de Denklem (3.1) ile hesaplanmıştır. FRP malzemelerin yatay veya dikey yönde birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesine katkısı (V_{FRP}), Denklem (3.17) ile hesaplanmıştır.

$$V_{FRP} = F_{FRP}\, sin\left(45^\circ\right) \tag{3.17}$$

Tüm bu hesaplamalar dikkate alındığında, birleşim bölgesinde toplam kesme dayanımı (V_t), farklı durumlar için Denklem (3.18)~Denklem (3.21) arasında verildiği üzere;

- Birleşim bölgesinde etriye olmayan numuneler için:

$$V_t = V_c \tag{3.18}$$

- Birleşim bölgesinde etriye olan numuneler için:

$$V_t = V_c + V_s \tag{3.19}$$

- Birleşim bölgesinde etriye olmayan güçlendirilmiş numuneler için:

$$V_t = V_c + V_{FRP} \tag{3.20}$$

- Birleşim bölgesinde etriye olan güçlendirilmiş numuneler için:

$$V_t = V_c + V_s + V_{FRP} \tag{3.21}$$

şeklinde hesaplanmıştır. Deneyleri gerçekleştirilen tüm numunelerin birleşim bölgeleri için yapılan hesaplamaların sonuçları Tablo 3.8'de sunulmuştur.

Tablo 3.8: Deney numunelerinin birleşim bölgelerinin kesme kuvveti kapasiteleri (V_t).

Numune Adı	V_c (kN)	V_s (kN)	V_{FRP} (kN)	V_t (kN)
BCJ01-CC	29.23	118.73	-	147.96
BCJ02-CU	29.23	-	-	29.23
BCJ03-90H-C	29.23	118.73	-	147.96
BCJ04-90H-U	29.23	-	-	29.23
BCJ05-180H-U	29.23	-	-	29.23
BCJ01-CC-R	29.23	118.73	28.67	176.63
BCJ02-CU-R	29.23	-	28.67	57.90
BCJ03-90H-C-R	29.23	118.73	28.67	176.63
BCJ04-90H-U-R	29.23	-	28.67	57.90
BCJ05-180H-U-R	29.23	-	28.67	57.90

3.3. YÖNETMELİKLERİN YAKLAŞIMLARI

Bu bölümde kolon-kiriş birleşim bölgeleri ile ilgili bazı yönetmeliklerin yaklaşımları ve hesap yöntemlerine değinilecektir. Bahsedilecek yönetmelikler; Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (Eurocode-8, 2004), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI-318, 2011), Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI-352R-02, 2002) ve Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings (ACI-369R-11, 2011)'dir.

3.3.1. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007)

Mevcut yürürlükte olan Türk Deprem Yönetmeliği'nde süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistemlerindeki birleşim bölgeleri için bazı kural ve kriterler mevcuttur. Birleşim bölgeleri, kuşatılmış ve kuşatılmamış birleşimler olarak ikiye ayrılmıştır. Kuşatılmış birleşimler, kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve her bir kirişin genişliğinin birleştiği kolon genişliğinin 3/4'ünden daha az olmaması durumunu yansıtmaktadır. Bunun dışındaki birleşimler kuşatılmamış birleşim olarak sınıflandırılmaktadır.

Birleşim bölgelerinin kesme kuvveti kapasiteleri hesaplanırken, diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı oluşacak göçmenin engellenmesi amaçlanmaktadır. Diyagonal çekme kuvveti için minimum 8 mm çaplı etriyelerin kullanılması ve etriye aralıklarının kuşatılmamış birleşim bölgeleri için en fazla 10 cm, kuşatılmış birleşim bölgeleri için ise 15 cm olması gerekliliği belirtilmiştir. Bu tez çalışmasındaki birleşimler, DBYBHY (2007)'ye göre kuşatılmamış birleşim sınıfına girmektedir. Dikkate alınan deprem doğrultusu için kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvveti (V_e), Denklem (3.22) ile hesaplanmaktadır.

$$V_e = 1.25\, f_y \left(A_{s1} + A_{s2} \right) - V_{kolon} \tag{3.22}$$

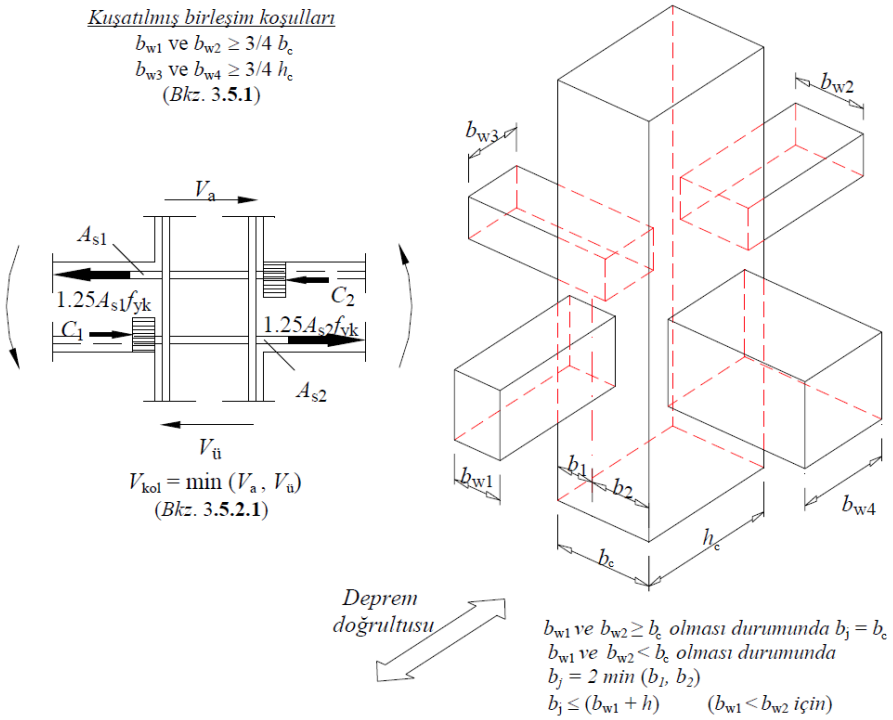
Kirişin kolona tek tarafından saplandığı ve devamlılığının olmadığı durumlarda $A_{s2} = 0$ alınmalıdır. Burada f_y, kiriş boyuna donatılarının akma dayanımıdır. A_{s1} kirişin birleşim bölgesine bağlandığı noktada negatif momentin taşınabilmesi için konulan üst donatının alanı, A_{s2} ise pozitif momentin taşınabilmesi için konulan alt donatının alanıdır. V_{kolon} ise birleşim bölgesine bağlanan kolonun üst ya da altındaki kesitlerinin kesme kuvvetlerinden az olanıdır.

Birleşim bölgelerinde hesaplanan kesme kuvvetleri için bazı üst sınırlar getirilmiştir. Bu sınırlar kuşatılmış birleşimler için Denklem (3.23)'de, kuşatılmamış birleşimler için Denklem (3.24)'de verilmiştir.

$$V_e \leq 0.60\, b_j\, h_c\, f_c \tag{3.23}$$

$$V_e \leq 0.45\, b_j\, h_c\, f_c \tag{3.24}$$

Burada b_j, birleşim bölgesinin efektif genişliğini, h_c kolonun kesit derinliğini, f_c ise beton basınç dayanımını belirtmektedir. Bu tarifler ile ilgili detaylı bir görsel Şekil 3.27'de verilmiştir.



Şekil 3.27: Deprem yönetmeliğinde birleşim bölgeleri için tarifler (DBYBHY, 2007).

3.3.2. Eurocode-8 (2004)

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (Eurocode-8, 2004) yönetmeliğinde, birleşim bölgelerinin tasarımında kullanılacak denklemler verilmiştir. Burada da kolon-kiriş birleşim bölgesinde diyagonal basınç gerilmeleri ile betonun ezilmesiyle oluşan göçme durumu dikkate alınmıştır. Çekme etkileri için minimum etriye şartları mevcuttur. Birleşim bölgesine gelen kesme kuvvetinin hesaplanmasında iç ve dış birleşim bölgeleri için sırasıyla Denklem (3.25) ve Denklem (3.26) kullanılmaktadır.

$$V_e = \gamma_{Rd} \left(A_{s1} + A_{s2} \right) f_y - V_{kolon} \tag{3.25}$$

$$V_e = \gamma_{Rd}\ A_{s1}\ f_y - V_{kolon} \tag{3.26}$$

Burada A_{s1} kiriş üst donatısının alanı, A_{s2} kiriş alt donatısının alanı, V_{kolon}, kolondaki kesme kuvveti, γ_{Rd} ise "1.2" den daha az alınmaması gereken pekleşme için dayanım fazlalığı katsayısıdır. Ayrıca yönetmelikte kolonun diyagonal kafes mekanizmasından ileri gelen basınç

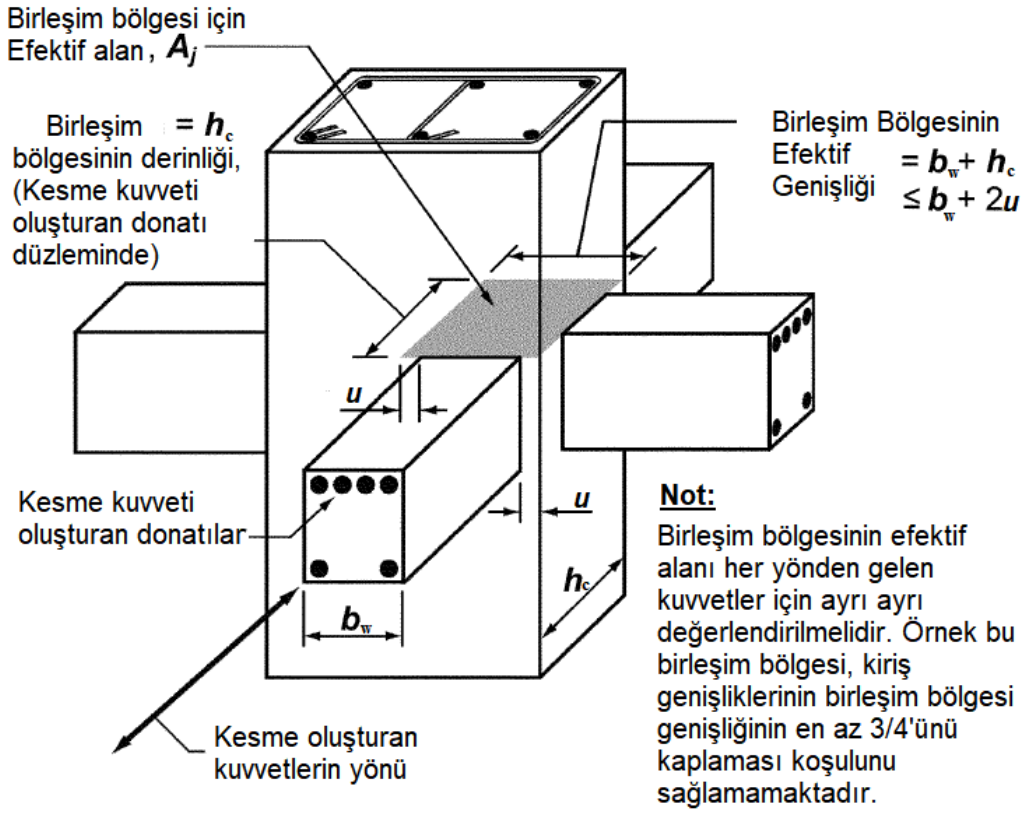
gerilmelerinin yatayda asal çekme gerilmemelerini aşmaması gerekliliği vurgulanmaktadır. Dolayısı ile birleşim bölgelerinin alabileceği maksimum kesme kuvveti (V_e), Denklem (3.27) ile ifade edilmiştir.

$$V_e \leq 0.6\, f_c \left(1-\frac{f_c}{250}\right)\sqrt{1-\frac{N/\left(A_c/f_c\right)}{0.6\left(1-\frac{f_c}{250}\right)}}\, b_w h_c \tag{3.27}$$

Burada b_w, kirişin kesit genişliğini, h_c kolonun kesit derinliğini, N kolon üzerindeki eksenel yükü, A_c kolon en-kesit alanını, f_c ise beton basınç dayanımını belirtmektedir.

3.3.3. ACI-318 (2011)

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI-318, 2011) yönetmeliğinde, birleşim bölgesinde sıyrılma etkilerinin minimize edilmesi ve yeterli kesme donatısının sağlanması için provizyonlar verilmiştir. Birleşim bölgesinin yüzeyinde kiriş boyuna donatılarının taşıyacağı kuvvetin, eğilmeye çalışan kiriş donatılarının üzerindeki gerilme değerinin "1.25 f_y" olarak kabul edilecek şekilde hesaplanması gerektiğini önermektedir. Ayrıca kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgelerinde kolon ucuna dek uzatılarak ankraj şartlarını (>20ϕ) sağlamaları gerekliliği belirtilmektedir. Bu tanımlamalara ilişkin bir görsel, Şekil 3.28'de verilmiştir. Birleşim bölgelerinin kesme kuvveti kapasitelerinin (V_e) hesabında, birleşim bölgeleri üç ayrı kategoriye ayrılarak hepsi için farklı tarifler yapılmıştır. Bu kategorilerden ilki, birleşim bölgelerinin 4 tarafından da kirişlerle çevrili olduğu, yapının iç kısımlarında bulunan birleşim bölgeleridir. İkinci kategoride 3 tarafı veya 2 karşıt tarafı kirişlerle çevrili birleşim bölgeleri bulunmaktadır. Bunların dışında kalan durumlar, üçüncü kategoride yer almaktadır. Bu tez çalışması kapsamında kullanılan deney numuneleri için yapılacak olan hesapta, numunelerin üçüncü kategoride olduğu kabul edilmiştir.



Şekil 3.28: ACI-318M'de birleşim bölgeleri için tarifler (ACI-318, 2011).

Tarif edilen bu üç kategori için birleşim bölgelerinin kesme kuvveti kapasiteleri, Denklem (3.28), Denklem (3.29) ve Denklem (3.30)'da verildiği şekilde hesaplanmaktadır.

- Birleşim bölgelerinin dört tarafının da kirişlerle çevrili olduğu durumda:

$$V_e \le 1.7\sqrt{f_c}A_j \tag{3.28}$$

- Birleşim bölgelerinin üç tarafının veya iki karşıt tarafının kirişlerle çevrili olduğu durumda:

$$V_e \le 1.2\sqrt{f_c}A_j \tag{3.29}$$

- Bunların dışında kalan durumlarda:

$$V_e \le 1.0\sqrt{f_c}A_j \tag{3.30}$$

Burada A_j, birleşim bölgesinin efektif alanını, f_c ise beton basınç dayanımını belirtmektedir.

3.3.4. ACI-352R-02 (2002)

Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI-352R-02, 2002) komite raporunda birleşim bölgeleri Tip-1 ve Tip-2 olmak üzere iki farklı kategoriye ayrılmıştır. Bu kategorilerin farkları; birleşim bölgelerinin yükleme durumları ve yatay yüklemeler altında birleşim bölgelerine bağlanan çubuk elemanların beklenen deformasyon durumları gibi kriterler ile belirlenmiştir. Tip-1 sınıfına giren birleşim bölgeleri, ACI-318 (2011) yönetmeliğinde Bölüm 21'deki kriterler dışında yönetmelikteki dayanım şartlarının sağlandığı, diğer bir deyişle önemli bir inelastik deformasyon beklenmeyen birleşim bölgeleridir. Tip-2 sınıfına giren birleşim bölgeleri ise tekrarlı deformasyonlarda inelastik davranışa karşı dayanımın korunması beklenen birleşim bölgeleridir. Dolayısı ile aslında birleşim bölgesindeki gereken sargılama koşullarının her iki tip için de sağlandığı varsayımı yapılmaktadır. Gerekli sargılama koşulları sağlansa bile birleşim bölgesinde oluşacak diyagonal basınç gerilmelerinin betonun ezilmesine sebebiyet vermesi engellenmek istenmektedir. Sonuç olarak bu raporda da birleşim bölgesinin alacağı en yüksek kesme kuvvetine bir sınır önerilmiştir. Bu raporda birleşim bölgesine gelecek maksimum tasarım kesme kuvveti (V_d), birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesinin (V_e) %85'i ile sınırlandırılmaktadır [Denklem (3.31)].

$$\phi V_e \geq V_d \tag{3.31}$$

Burada ϕ değeri, 0.85 olarak verilmiştir. Birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesi (V_e) Denklem (3.32) ile hesaplanmaktadır.

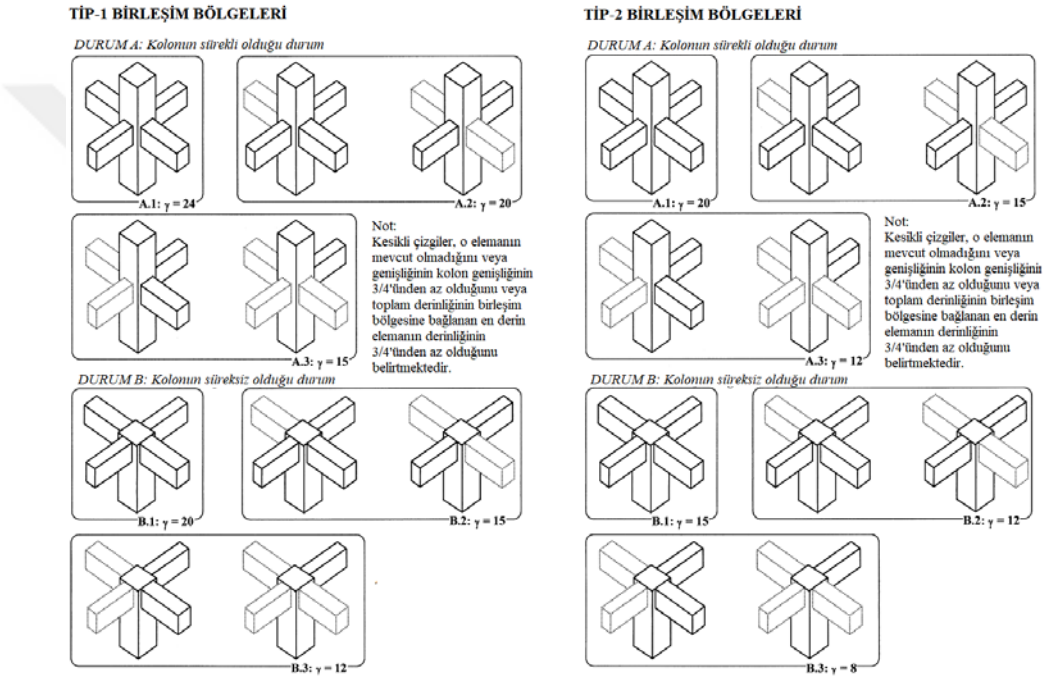
$$V_e = 0.083\gamma\sqrt{f_c}\, b_j\, h_c \tag{3.32}$$

Burada b_j, birleşim bölgesinin efektif genişliğini, h_c, kolonun kesmeye maruz kaldığı yöndeki derinliğini, f_c ise beton basınç dayanımını belirtmektedir. Birleşim bölgesinin efektif genişliği için kirişin birleşim bölgesine saplandığı kolonun genişliğinin b_c, veya Denklem (3.33) ve Denklem (3.34)'den hesaplanan değerlerin en küçüğü kabul edilmelidir.

$$\frac{b_w + b_c}{2} \tag{3.33}$$

$$b_w + \sum \frac{mh_c}{2} \tag{3.34}$$

Burada b_w, kiriş genişliğini, m ise kolonla kiriş merkezlerinin arasındaki ekzantrisitenin "$b_c/8$" değerini aştığı durumlarda "0.3" aşmadığı durumlarda "0.5" olarak kabul edilen bir katsayıyı belirtmektedir. Denklem (3.32)'deki γ terimi, kolonların devamlılığı, birleşim bölgesi tipi ve birleşim bölgesinin kaç taraftan kirişlerle çevrili olduğuna bağlı olan bir katsayıyı ifade etmektedir. Bu katsayı Şekil 3.29 ve Tablo 3.9'da verilmiştir.



Şekil 3.29: Kiriş-Kolon birleşim bölgelerinde γ değerleri için tarifler (ACI-352R-02, 2002).

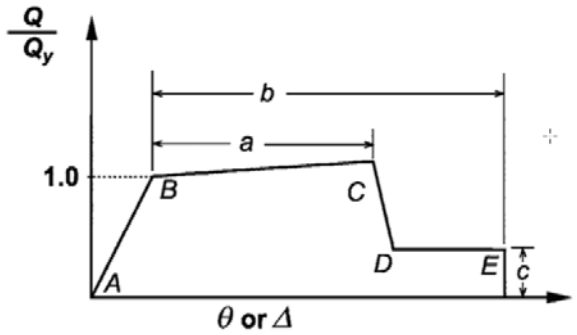
Tablo 3.9: Kiriş-Kolon birleşim bölgeleri için γ değerleri (ACI-352R-02, 2002).

Tanım	Birleşim Bölgesi Tipi	
	1	2
A. Kolonun sürekli olduğu birleşim bölgeleri		
A.1 Birleşim bölgesinin 4 tarafında da kirişler mevcut	24	20
A.2 Birleşim bölgesinin 3 tarafından veya 2 karşıt tarafında kirişler mevcut	20	15
A.3 Diğer durumlar	15	12
B. Kolonun süreksiz olduğu birleşim bölgeleri		
B.1 Birleşim bölgesinin 4 tarafında da kirişler mevcut	20	15
B.2 Birleşim bölgesinin 3 tarafından veya 2 karşıt tarafında kirişler mevcut	15	12
B.3 Diğer durumlar	12	8

Bu tez çalışması kapsamında kullanılan deney numuneleri için yapılacak olan hesapta, numunelerin γ değeri, 15 olarak kabul edilmiştir

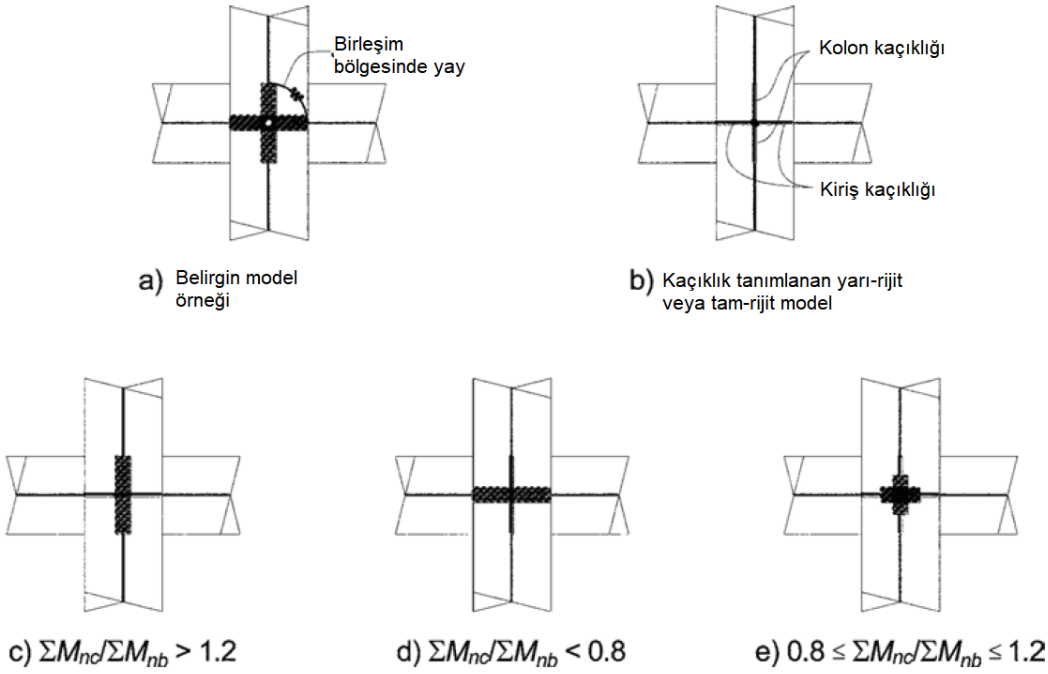
3.3.5. ACI-369R-11 (2002) ve ASCE-SEI 41-13 (2013)

Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings (ACI-369R-11, 2011) ve Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI-41-13, 2013) yönetmelikleri incelendiğinde lineer analizlerde birleşim bölgelerinin rijit kabul edildiği varsayımı görülmektedir. Ancak nonlineer analizlerde de birleşim bölgeleri için Şekil 3.30'da verilen deformasyon modelinin dikkate alınması önerilmektedir.



Şekil 3.30: Betonarme elemanlar için genel yük-deformasyon modeli (ACI-369R-11, 2011).

Bu modelde yatay eksenin birleşim bölgesinin kesme şekildeğiştirmesi dikey eksenin ise kiriş moment kapasitesi oranı (M/M_y) alındığı durumlar için a ve b plastik şekildeğiştirme açıları için, c ise artık dayanım için tanımlanan parametrelerdir. Bu parametreler, iç veya dış birleşim bölgesi olması durumu, birleşim bölgesinde etriye bulunup bulunmaması, kolon eksenel yükünün oranı, birleşim bölgesinin tasarım kesme kuvvetinin kesme kapasitesi kuvvetine oranı gibi etmenlere bağlı olarak söz konusu yönetmeliklerde tanımlanmıştır. Ayrıca birleşim bölgelerinin nonlineer analizler için modellenmesinde çeşitli modeller önerilmiştir. Şekil 3.31'de verilen bu modellere göre birleşim bölgeleri, çerçeve elemanların bağlandığı noktalara kaçıklıklar tanımlanarak yarı-rijit ve tam rijit tanımlanabildiği gibi belirli bir yay modeli veya değişen kolon/kiriş momentine göre tanımlanan rijit bir hat ile modellenebilmektedir. İnceleme konusu bu yönetmeliklerde de birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesinin hesaplanması için yaklaşık bir formül verilmiştir. Bu formül ile hesaplanan kapasite, hafif agregalı beton kullanılması durumunda "0.75" katsayısı ile azaltabileceği belirtilmektedir. Söz konusu formül, Denklem (3.35) ile verilmiştir.



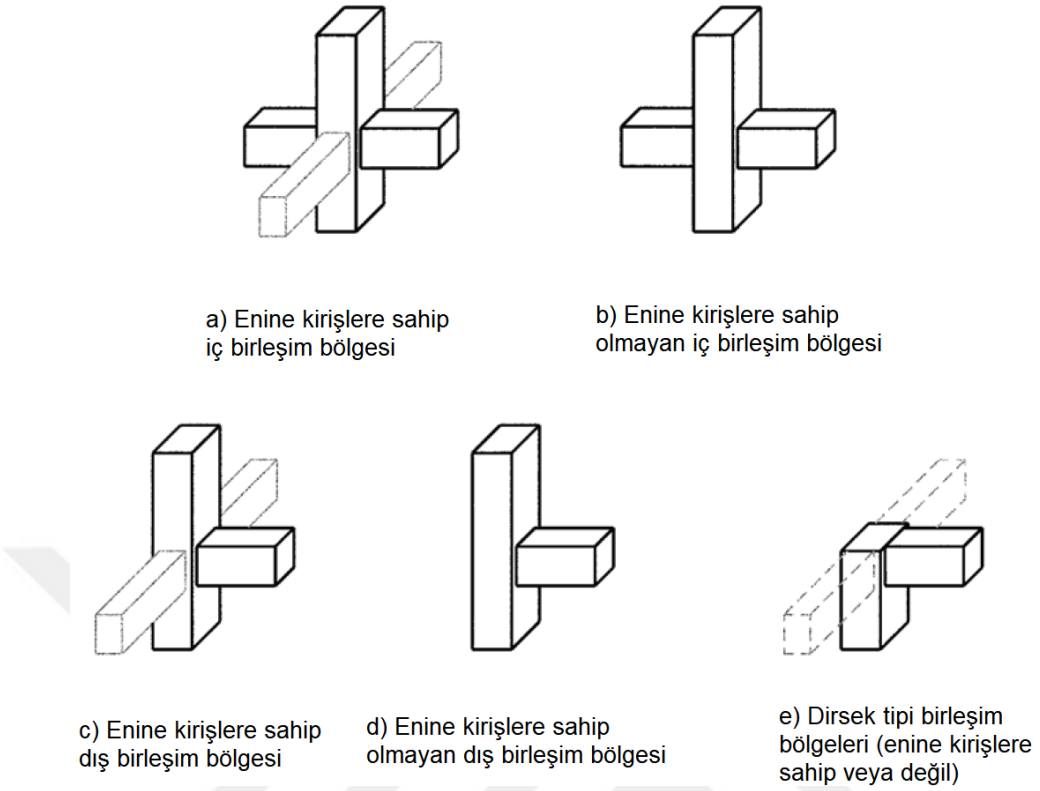
Şekil 3.31: Birleşim bölgelerinin nonlineer statik analizleri için modeller (ACI-369R-11, 2011).

$$V_e = 0.083\gamma\sqrt{f_c}\,A_j \tag{3.35}$$

Burada A_j, birleşim bölgesinin efektif alanını, f_c ise beton basınç dayanımını belirtmektedir. Efektif alan, Aj, kolonun kiriş bağlanan yöndeki ebadı (derinliği) ve aşağıdaki üç ifadeden en küçük olanının çarpımı ile elde edilir;

- Kolon genişliği
- Kiriş genişliği + birleşim bölgesi derinliği
- Kiriş merkezinden kolon dışına olan yatay dik mesafenin küçük olanının iki katı

γ katsayısının hesaplanmasında birleşim bölgesinde yatay donatının olup olmaması ve birleşim tipi gibi kriterler dikkate alınmaktadır. Yönetmelikte sunulan birleşim tipleri Şekil 3.32'de, kesme kapasitesi hesabında kullanılacak γ değerleri, Tablo 3.10'da verilmiştir.



Şekil 3.32: Birleşim bölgesi tipleri (ACI-369R-11, 2011).

Tablo 3.10: Kiriş-Kolon birleşim bölgeleri için γ değerleri (ACI-369R-11, 2011).

	γ değerleri*				
	1. durum: iç birleşim bölgeleri		2. durum: dış birleşim bölgeleri		
Enine Donatı+	a	b	c	d	e
Var	20	15	15	12	8
Yok	12	10	8	6	4

*Durumlar, Şekil 3.32'de sunulmuştur.
+Birleşim bölgesinin enine donatısının "Var" sayılabilmesi için donatı aralığının en fazla kolon genişliğinin yarısı kadar olacak şekilde teşkil edilmesi gerekmektedir.

Bu tez çalışması kapsamında kullanılan deney numuneleri için yapılacak olan hesapta, numunelerin γ değeri, enine donatı bulunanlar için 12, bulunmayanlar için 6 olarak kabul edilmiştir.

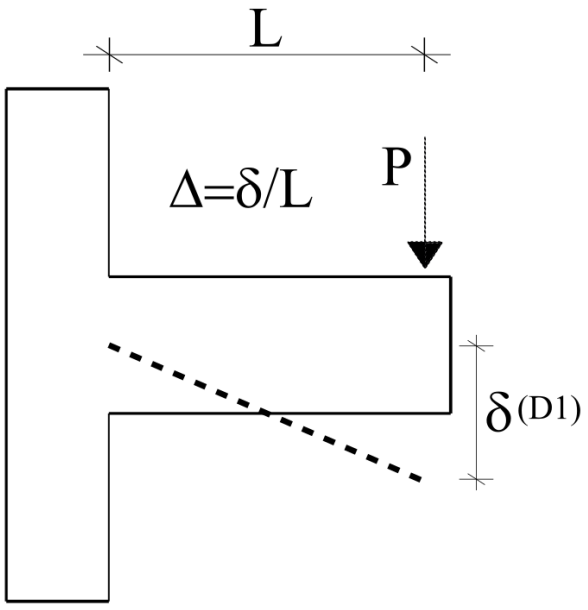
4. BULGULAR

Bu bölümde, tez kapsamında yapılmış olan deneysel ve analitik çalışmaların sonuçları verilmiştir. Ayrıca, önceki bölümlerde tarif edilen yönetmeliklerin yaklaşımları ile ilgili yapılan hesaplamaların da sonuçları sunulmuştur. Bu bölümde sunulan hesaplamalarda kullanılan yerdeğiştirme verileri, her numuneye yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerden deney esnasında toplanan verilerdir. Söz konusu yerdeğiştirme verileri, kiriş ucuna etkitilen yüke karşılık grafiksel olarak EK 5.'te verilmiştir.

4.1. DENEYSEL ÇALIŞMALAR SONUCUNDA ELDE EDİLEN BULGULAR

4.1.1. Yük-Yerdeğiştirme-Öteleme Oranı Sonuçları

Deneyleri gerçekleştirilmiş olan tüm numunelerin yapısal davranışları, yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafikleri elde edilerek belirlenmiştir. Deney sonuçlarının grafiksel hale getirilmesinde kullanılan terimler Şekil 4.1'de verilmiştir. Öncelikle ilk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin, daha sonra ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin deney sonuçları sırasıyla sunularak, numunelerin kendi aralarında ve güçlendirilmiş eşlenikleriyle karşılaştırmaları yapılmıştır.

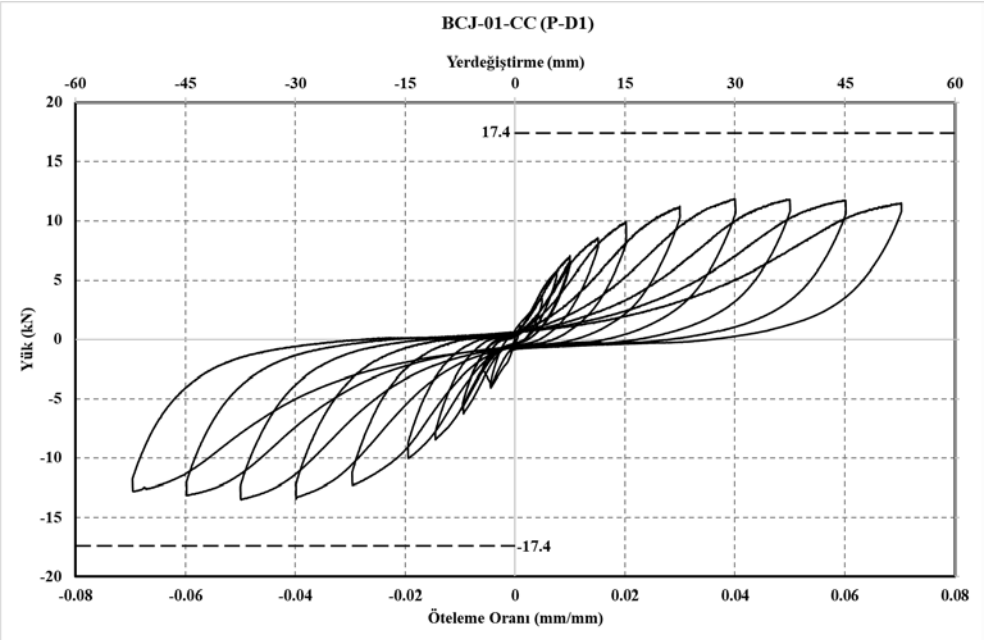


Şekil 4.1: Yük-Yerdeğiştirme-Öteleme oranı.

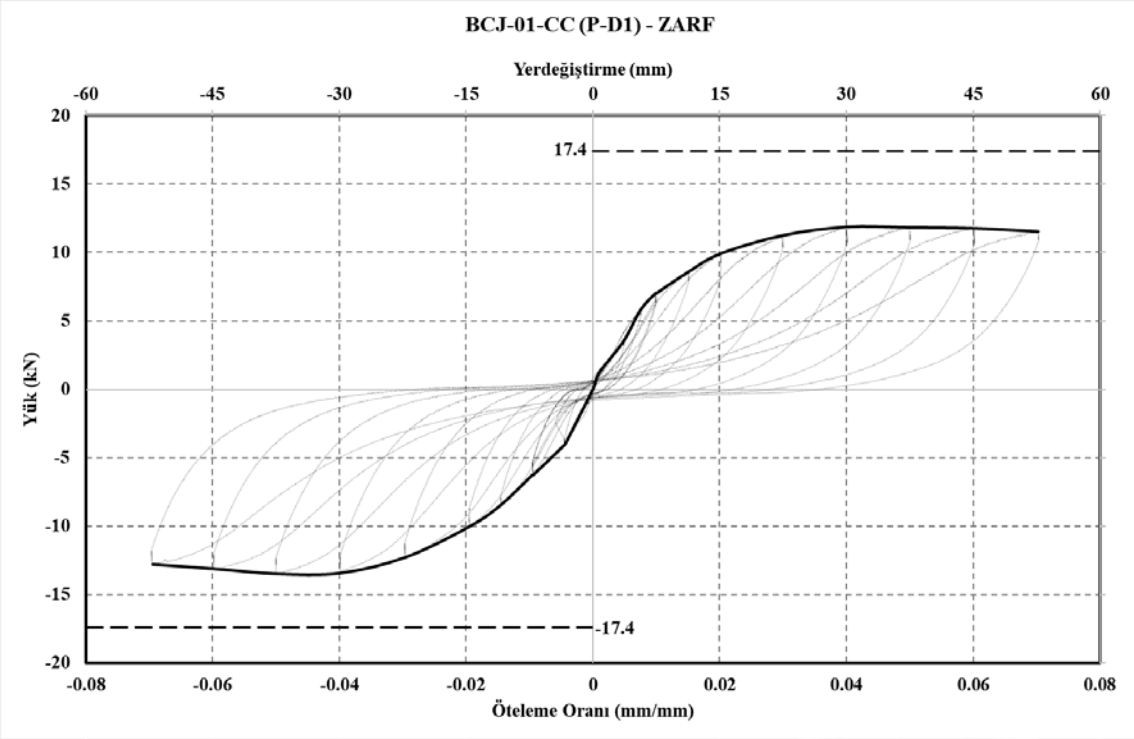
Deneylerde numunelere yükün verildiği noktadan kolon yüzeyine olan serbest mesafe, L, 750 milimetredir. “D1” kodlu yerdeğiştirmeölçer ile kirişe yükün verildiği noktanın hemen altından ölçülen yerdeğiştirme (δ) ve yük (P) değerleri, deney boyunca, deney planında belirtilen öteleme oranlarına kadar yerdeğiştirme kontrollü bir şekilde itme ve çekme uygulanarak, kaydedilmiştir. Öteleme oranı, Δ, elde edilen deplasman değerlerinin, L mesafesine oranını ifade etmektedir. Şekil 3.13’te de daha önce verildiği üzere itme yönü aşağı doğru pozitif (mavi) ve çekme yönü yukarı doğru negatif (kırmızı) olarak belirtilmiştir.

4.1.1.1. İlk Seri (Güçlendirilmemiş) Numunelerin Yük-Yerdeğiştirme (Öteleme Oranı) Sonuçları

Bu bölümde güçlendirilmemiş olan ilk seri numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) sonuçlarına yer verilmiştir. Numunelerin her iki yön için kapasiteleri ve kapasitelerine ulaştıkları öteleme oranları ile zarf eğrileri irdelenmiştir. Numunelerin göçme mekanizmaları, hasar durumları ve çatlak gelişimlerine ileriki bölümlerde değinilecektir. Bu bölümde sunulan grafiklerde kesikli çizgi ile ifade edilen yatay sınır değerler, kirişin akma momentine erişebilmesi için verilmesi gereken yükü belirtmektedir. Referans numune olarak da tarif edilen ilk numuneye ait (BCJ-01-CC) yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği ve zarf eğrisi, Şekil 4.2 ve Şekil 4.3’de verilmiştir.

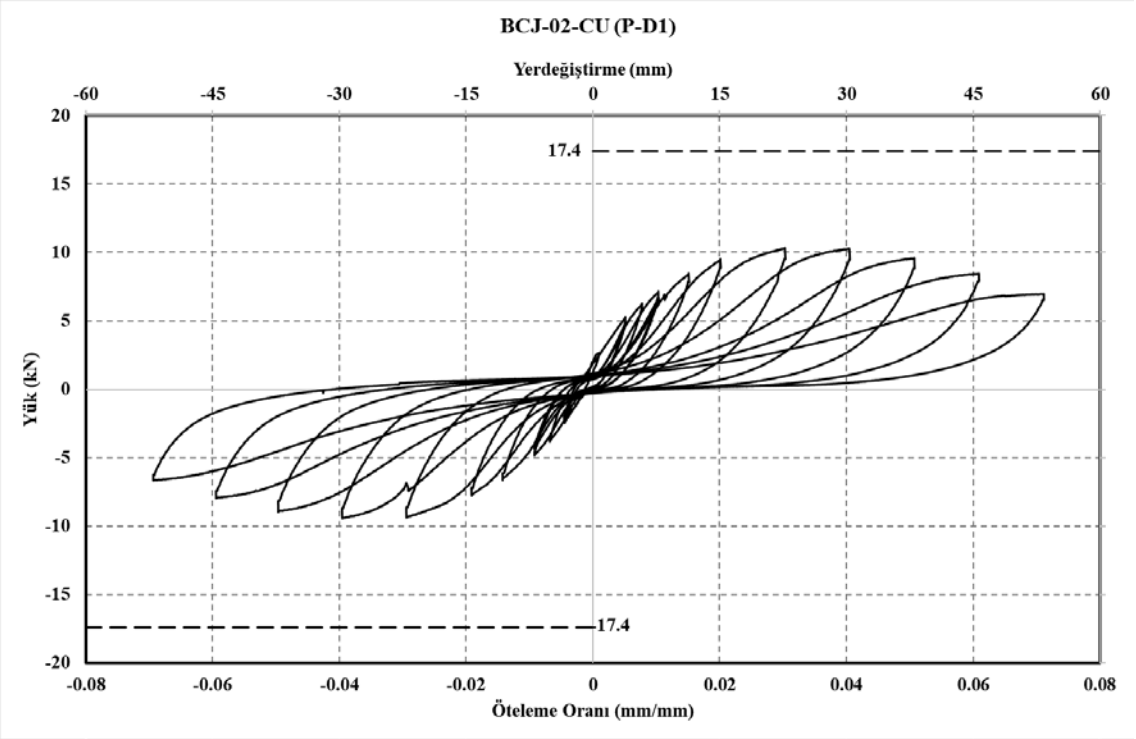


Şekil 4.2: BCJ-01-CC numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.

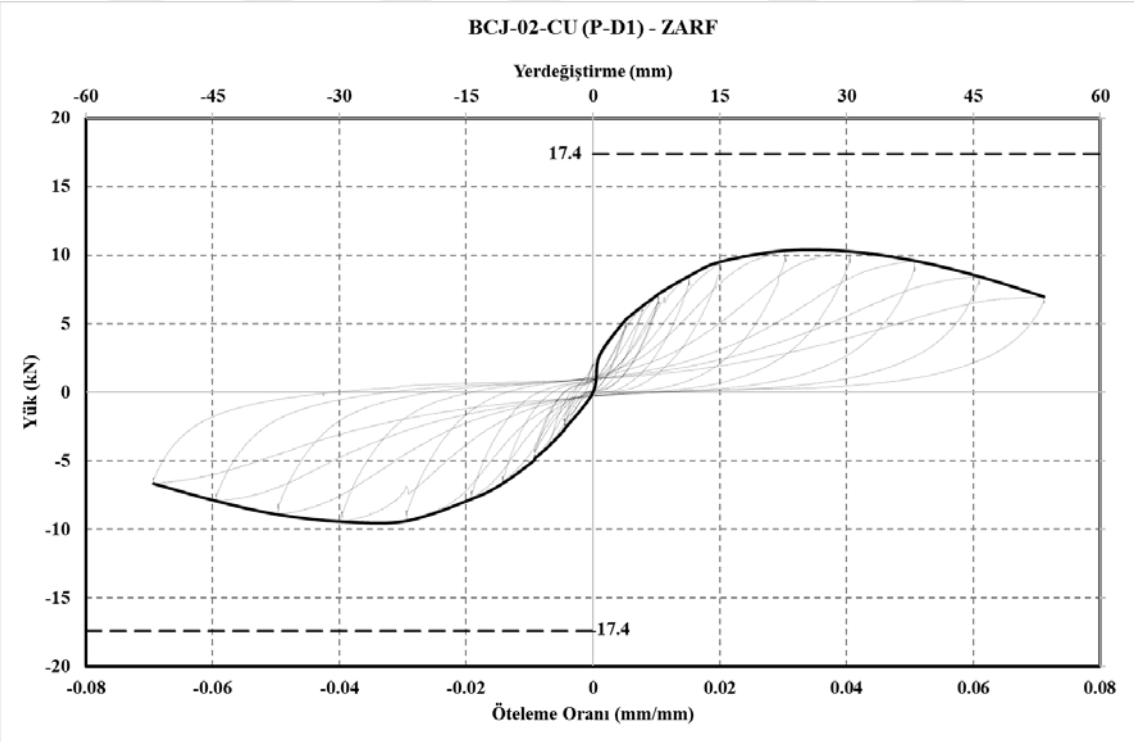


Şekil 4.3: BCJ-01-CC numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.

İlk numunenin (BCJ-01-CC) deney sonuçları incelendiğinde numunenin yük kapasitesi, itme (pozitif) yönünde 29.85 mm yerdeğiştirme (%3.98 öteleme oranı) değerinde 11.86 kN, çekme (negatif) yönünde 37.34 mm yerdeğiştirme (%4.98 öteleme oranı) değerinde 13.48 kN olarak ölçülmüştür. En son çevrimdeki elde edilen en yüksek yük, itme (pozitif) yönünde 52.5 mm yerdeğiştirme (%7 öteleme oranı) değerinde 11.53 kN, çekme (negatif) yönünde 52.07 mm yerdeğiştirme (%6.94 öteleme oranı) değerinde 12.79 kN olarak ölçülmüştür. Numunenin yük kapasitesine eriştiği çevrim ile en son yapılan çevrim arasında dayanımdaki düşüş, pozitif yönde yaklaşık %3, negatif yönde yaklaşık %5 olarak elde edilmiştir. Deney esnasında, kirişin teorik olarak hesaplanan akma momenti kapasitesine ulaşması için verilmesi gereken yük değerine erişilmediği görülmüştür. İkinci numuneye ait (BCJ-02-CU) yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği ve zarf eğrisi, Şekil 4.4 ve Şekil 4.5'de verilmiştir.

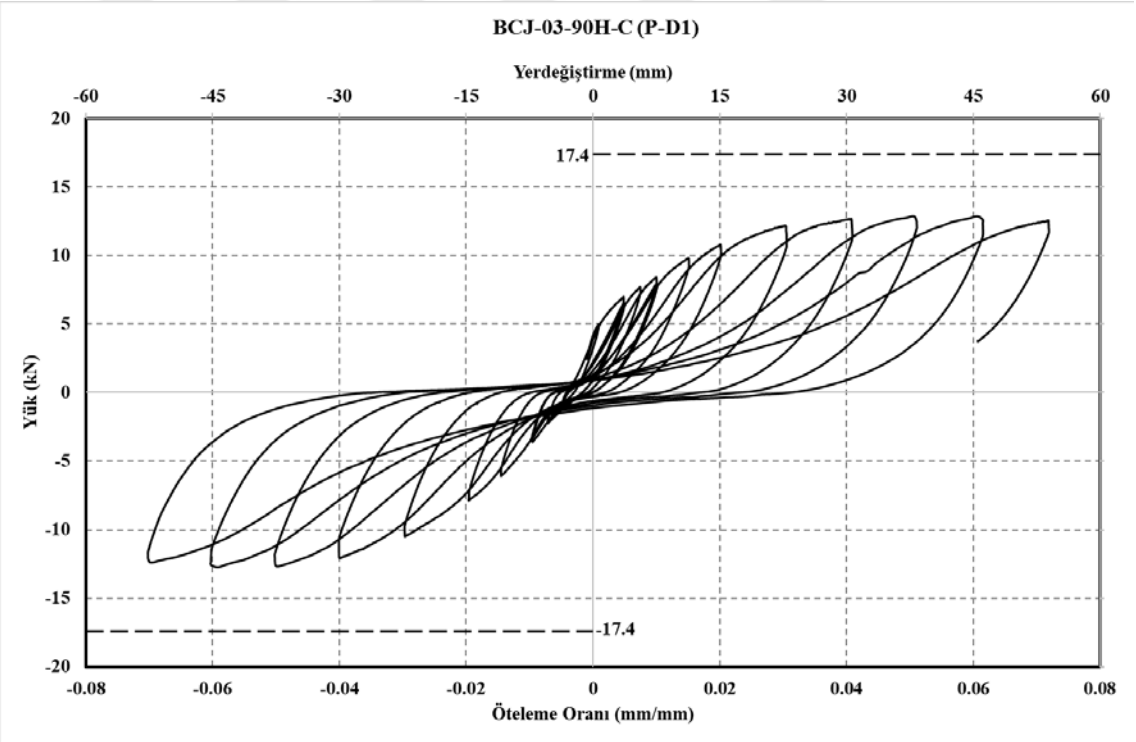


Şekil 4.4: BCJ-02-CU numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.

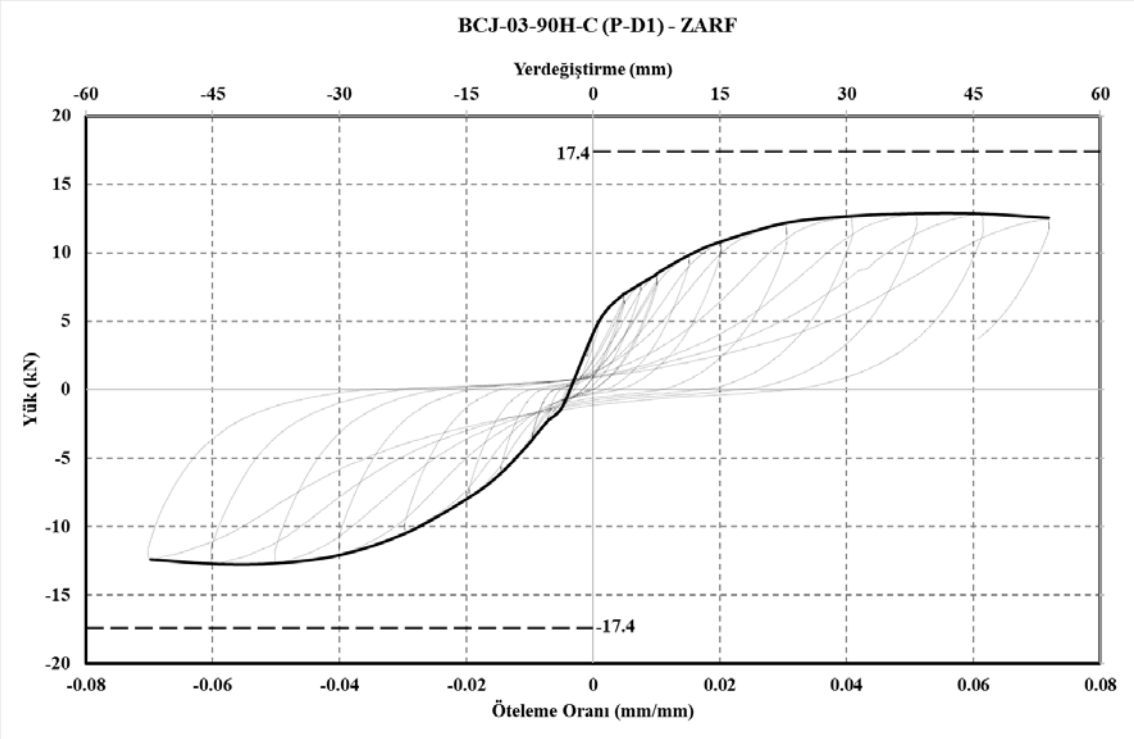


Şekil 4.5: BCJ-02-CU numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.

İkinci numunenin (BCJ-02-CU) deney sonuçları incelendiğinde numunenin yük kapasitesi, itme (pozitif) yönünde 22.72 mm yerdeğiştirme (%3.03 öteleme oranı) değerinde 10.34 kN, çekme (negatif) yönünde 29.64 mm yerdeğiştirme (%3.95 öteleme oranı) değerinde 9.44 kN olarak ölçülmüştür. En son çevrimdeki elde edilen en yüksek yük, itme (pozitif) yönünde 52.5 mm yerdeğiştirme (%7 öteleme oranı) değerinde 6.97 kN, çekme (negatif) yönünde 51.99 mm yerdeğiştirme (%6.93 öteleme oranı) değerinde 6.66 kN olarak ölçülmüştür. Numunenin yük kapasitesine eriştiği çevrim ile en son yapılan çevrim arasında dayanımdaki düşüş, pozitif yönde yaklaşık %33, negatif yönde yaklaşık %29 olarak elde edilmiştir. Deney esnasında, kirişin teorik olarak hesaplanan akma momenti kapasitesine ulaşması için verilmesi gereken yük değerine erişilmediği görülmüştür. Üçüncü numuneye ait (BCJ-03-90H-C) yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği ve zarf eğrisi, Şekil 4.6 ve Şekil 4.7'de verilmiştir.

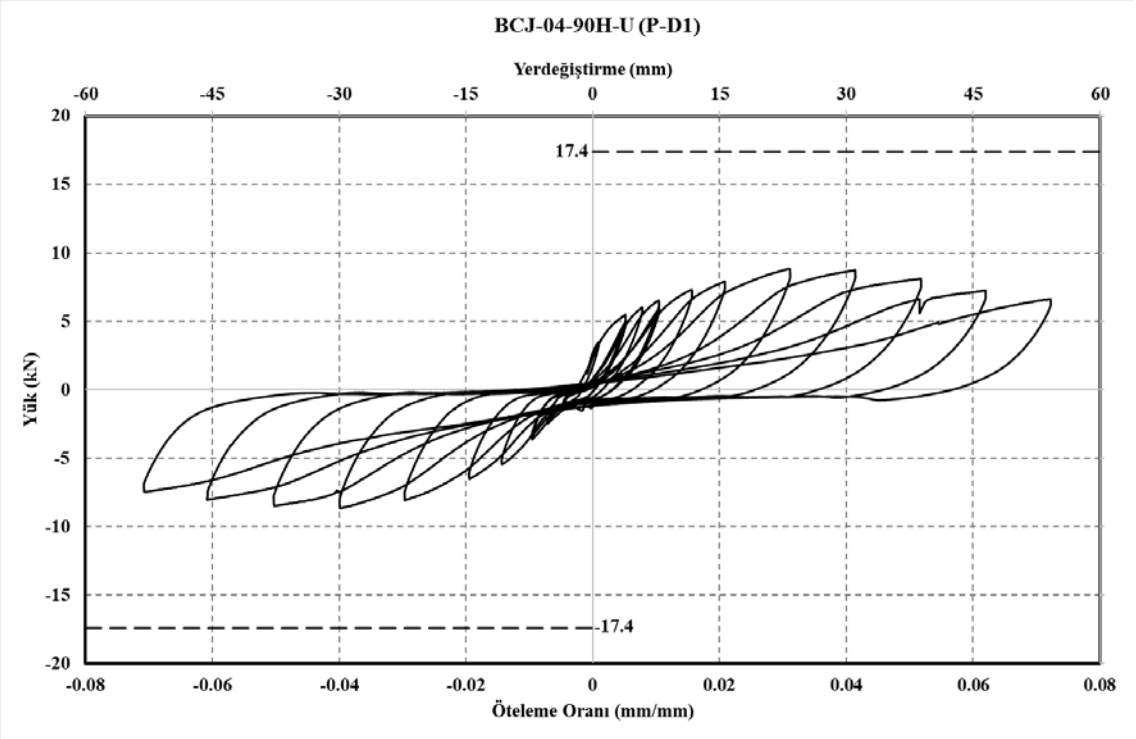


Şekil 4.6: BCJ-03-90H-C numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.

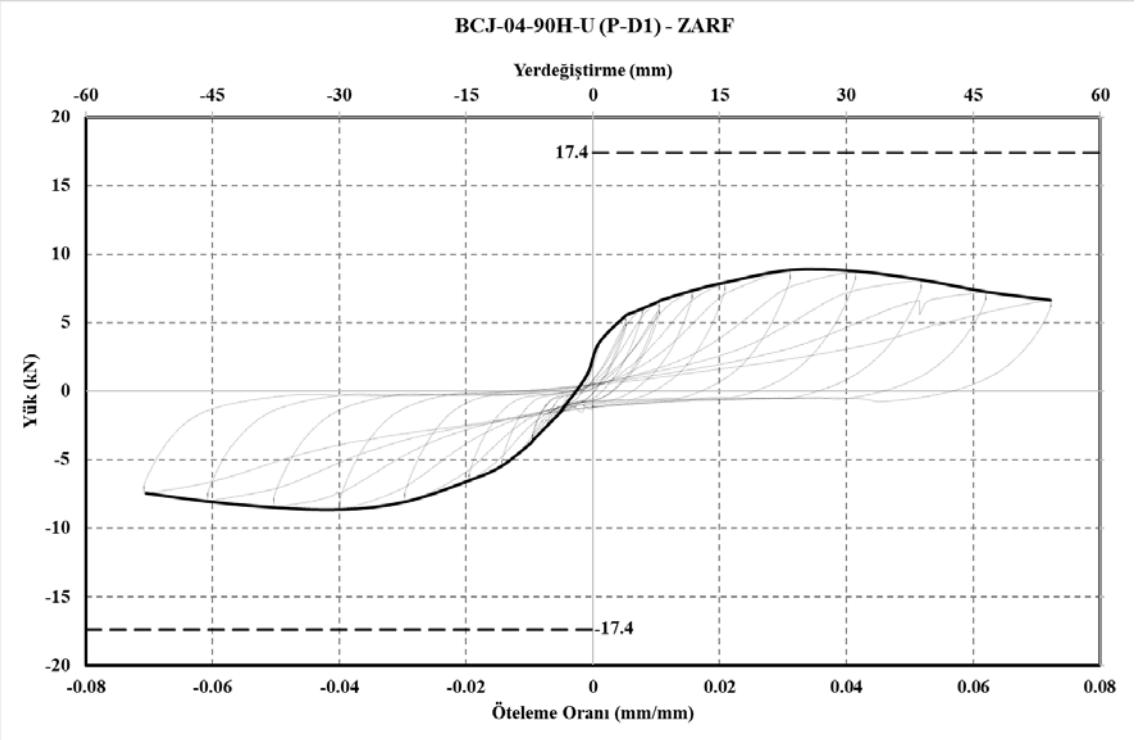


Şekil 4.7: BCJ-03-90H-C numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.

Üçüncü numunenin (BCJ-03-90H-C) deney sonuçları incelendiğinde numunenin yük kapasitesi, itme (pozitif) yönünde 37.99 mm yerdeğiştirme (%5.06 öteleme oranı) değerinde 12.87 kN, çekme (negatif) yönünde 44.38 mm yerdeğiştirme (%5.92 öteleme oranı) değerinde 12.74 kN olarak ölçülmüştür. En son çevrimdeki elde edilen en yüksek yük, itme (pozitif) yönünde 52.5 mm yerdeğiştirme (%7 öteleme oranı) değerinde 12.56 kN, çekme (negatif) yönünde 52.35 mm yerdeğiştirme (%6.98 öteleme oranı) değerinde 12.40 kN olarak ölçülmüştür. Numunenin yük kapasitesine eriştiği çevrim ile en son yapılan çevrim arasında dayanımdaki düşüş, pozitif yönde yaklaşık %2, negatif yönde yaklaşık %3 olarak elde edilmiştir. Deney esnasında, kirişin teorik olarak hesaplanan akma momenti kapasitesine ulaşması için verilmesi gereken yük değerine erişilmediği görülmüştür. Dördüncü numuneye ait (BCJ-04-90H-U) yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği ve zarf eğrisi, Şekil 4.8 ve Şekil 4.9'da verilmiştir.

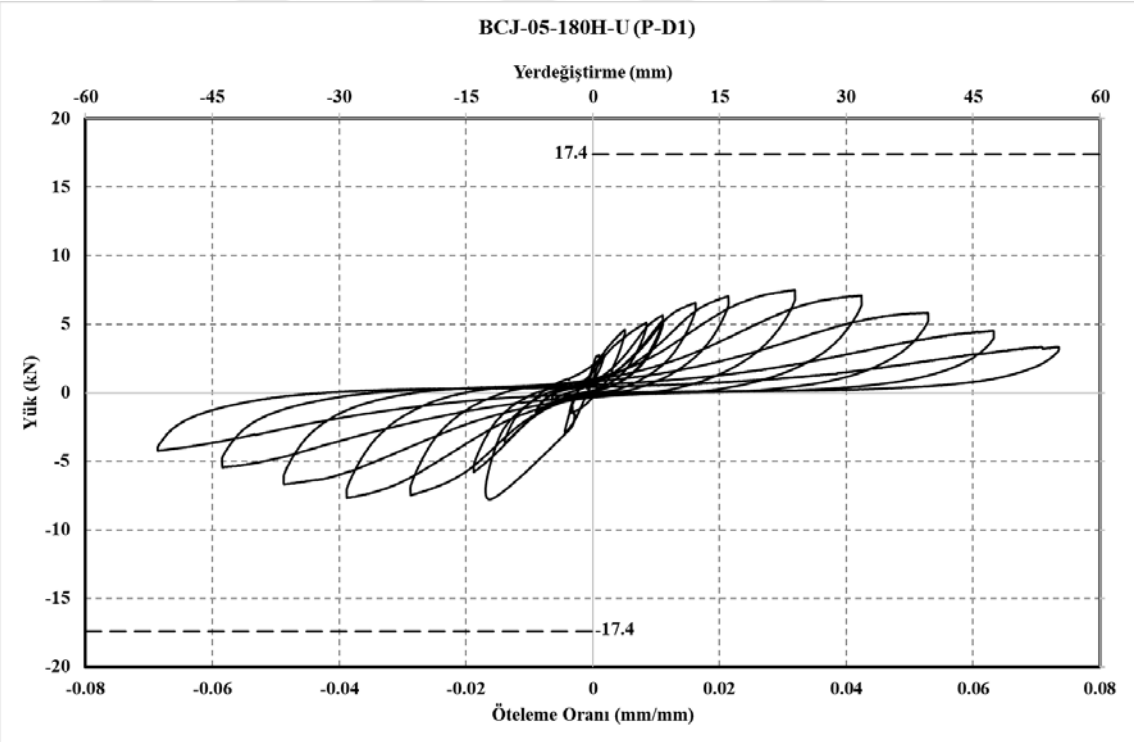


Şekil 4.8: BCJ-04-90H-U numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.

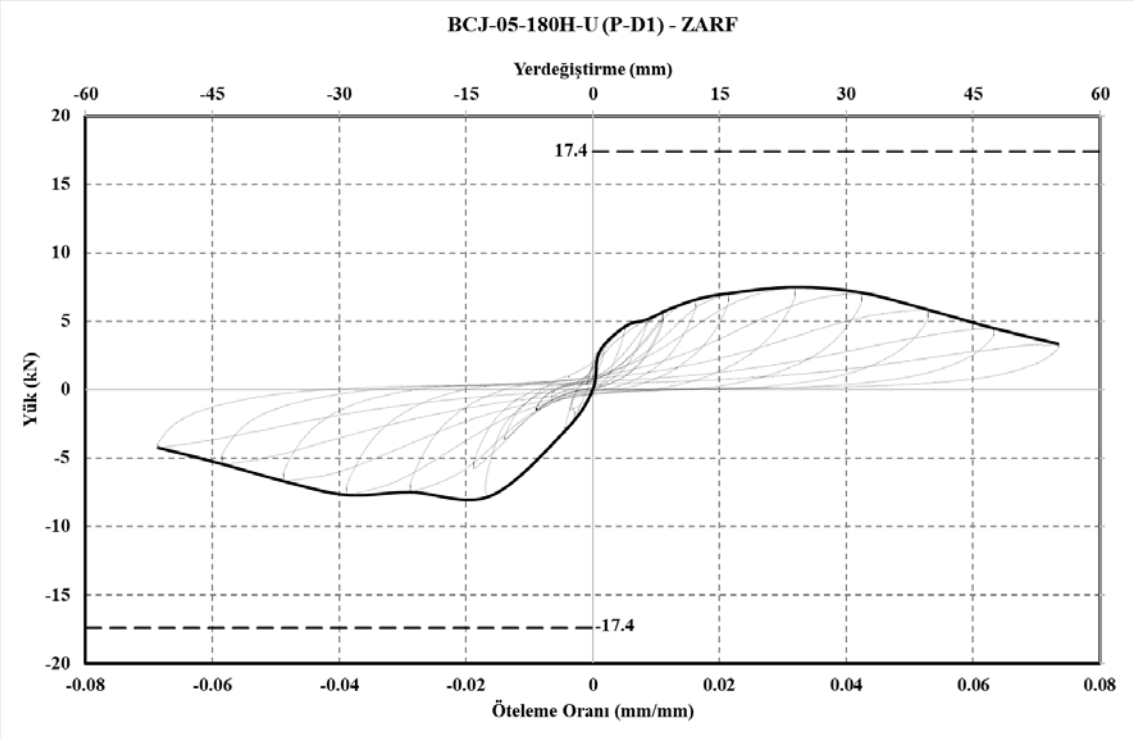


Şekil 4.9: BCJ-04-90H-U numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.

Dördüncü numunenin (BCJ-04-90H-U) deney sonuçları incelendiğinde numunenin yük kapasitesi, itme (pozitif) yönünde 23.31 mm yerdeğiştirme (%3.11 öteleme oranı) değerinde 8.84 kN, çekme (negatif) yönünde 29.90 mm yerdeğiştirme (%3.98 öteleme oranı) değerinde 8.63 kN olarak ölçülmüştür. En son çevrimdeki elde edilen en yüksek yük, itme (pozitif) yönünde 52.5 mm yerdeğiştirme (%7 öteleme oranı) değerinde 6.65 kN, çekme (negatif) yönünde 52.5 mm yerdeğiştirme (%7 öteleme oranı) değerinde 7.44 kN olarak ölçülmüştür. Numunenin yük kapasitesine eriştiği çevrim ile en son yapılan çevrim arasında dayanımdaki düşüş, pozitif yönde yaklaşık %25, negatif yönde yaklaşık %14 olarak elde edilmiştir. Deney esnasında, kirişin teorik olarak hesaplanan akma momenti kapasitesine ulaşması için verilmesi gereken yük değerine erişilmediği görülmüştür. Son numuneye ait (BCJ-05-180H-U) yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği ve zarf eğrisi, Şekil 4.10 ve Şekil 4.11'de verilmiştir.



Şekil 4.10: BCJ-05-180H-U numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.



Şekil 4.11: BCJ-05-180H-U numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.

Son numunenin (BCJ-05-180H-U) deney sonuçları incelendiğinde numunenin yük kapasitesi, itme (pozitif) yönünde 23.85 mm yerdeğiştirme (%3.18 öteleme oranı) değerinde 7.51 kN, çekme (negatif) yönünde 12.17 mm yerdeğiştirme (%1.62 öteleme oranı) değerinde 7.78 kN olarak ölçülmüştür. En son çevrimdeki elde edilen en yüksek yük, itme (pozitif) yönünde 52.5 mm yerdeğiştirme (%7 öteleme oranı) değerinde 3.35 kN, çekme (negatif) yönünde 51.4 mm yerdeğiştirme (%6.85 öteleme oranı) değerinde 4.24 kN olarak ölçülmüştür. Numunenin yük kapasitesine eriştiği çevrim ile en son yapılan çevrim arasında dayanımdaki düşüş, pozitif yönde yaklaşık %55, negatif yönde yaklaşık %46 olarak elde edilmiştir. Deney esnasında, kirişin teorik olarak hesaplanan akma momenti kapasitesine ulaşması için verilmesi gereken yük değerine erişilmediği görülmüştür.

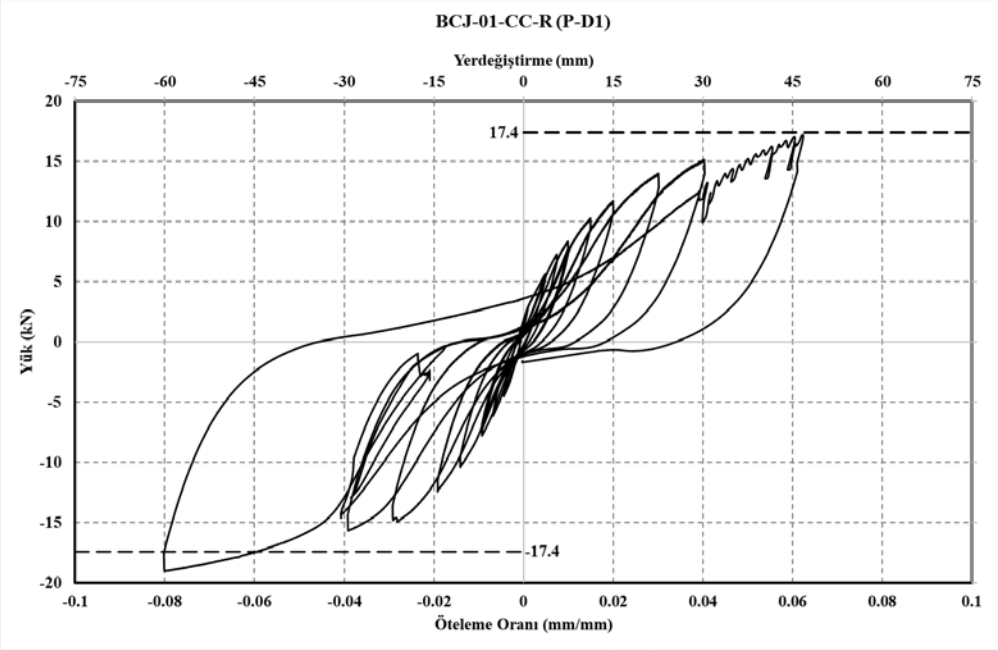
İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin deney sonuçları ile ilgili olarak, her iki yön için kapasiteleri ve kapasitelerine ulaştıkları öteleme oranları hakkında bir özet hazırlanmış olup, Tablo 4.1'de sunulmuştur.

Tablo 4.1: İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin her iki yön için kapasiteleri ve kapasitelerine ulaştıkları öteleme oranları.

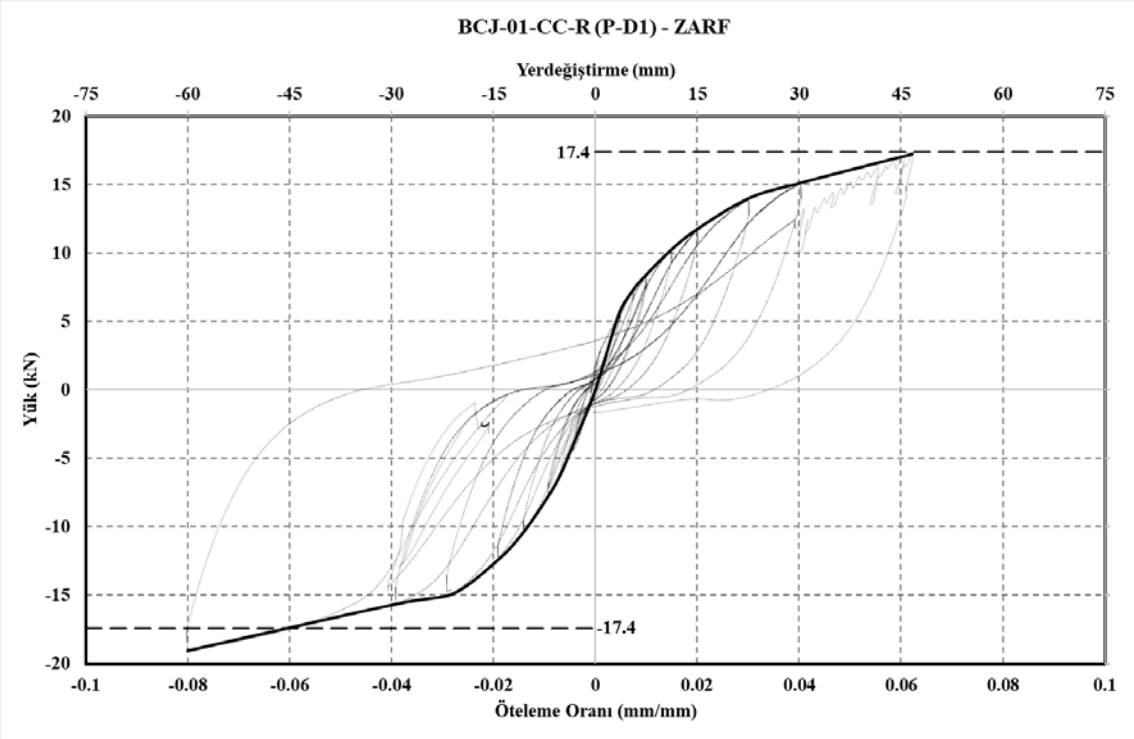
Numune Adı	Pozitif İtme Yönündeki Kapasite (kN)	Öteleme Oranı (%)	Negatif İtme Yönündeki Kapasite (kN)	Öteleme Oranı (%)	En Son Çevrimde Dayanımdaki Düşüş (%)	
					(+) Yön	(-) Yön
BCJ-01-CC	11.86	3.98	13.48	4.98	3	5
BCJ-02-CU	10.34	3.03	9.44	3.95	33	29
BCJ-03-90H-C	12.87	5.06	12.74	5.92	2	3
BCJ-04-90H-U	8.84	3.11	8.63	3.98	25	14
BCJ-05-180H-U	7.51	3.18	7.78	1.62	55	46

4.1.1.2. İkinci Seri (Güçlendirilmiş) Numunelerin Yük-Yerdeğiştirme (Öteleme Oranı) Sonuçları

Bu bölümde güçlendirilmiş olan ikinci seri numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) sonuçlarına yer verilmiştir. Numunelerin her iki yön için kapasiteleri ve kapasitelerine ulaştıkları öteleme oranları ile zarf eğrileri irdelenmiştir. Numunelerin göçme mekanizmaları, hasar durumları ve çatlak gelişimlerine ileriki bölümlerde değinilecektir. Bu bölümde sunulan grafiklerde kesikli çizgi ile ifade edilen yatay sınır değerler, kirişin akma momentine erişebilmesi için verilmesi gereken yükü belirtmektedir. İlk numuneye ait (BCJ-01-CC-R) yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği ve zarf eğrisi, Şekil 4.12 ve Şekil 4.13'de verilmiştir.

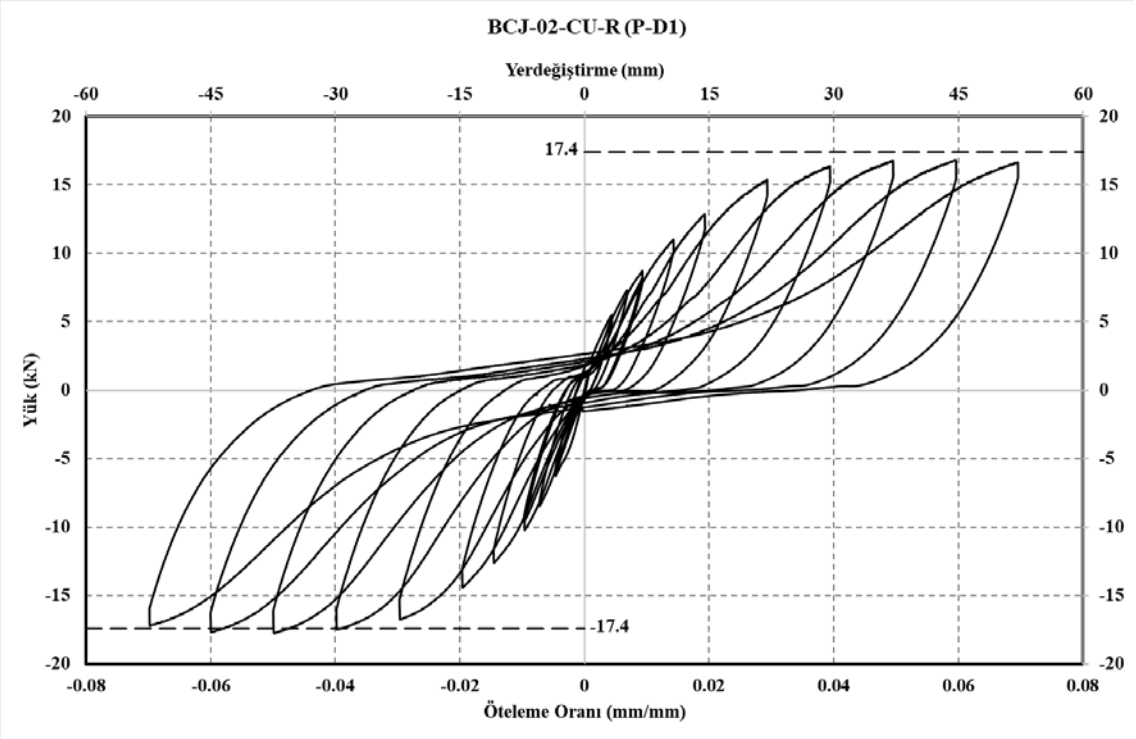


Şekil 4.12: BCJ-01-CC-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.

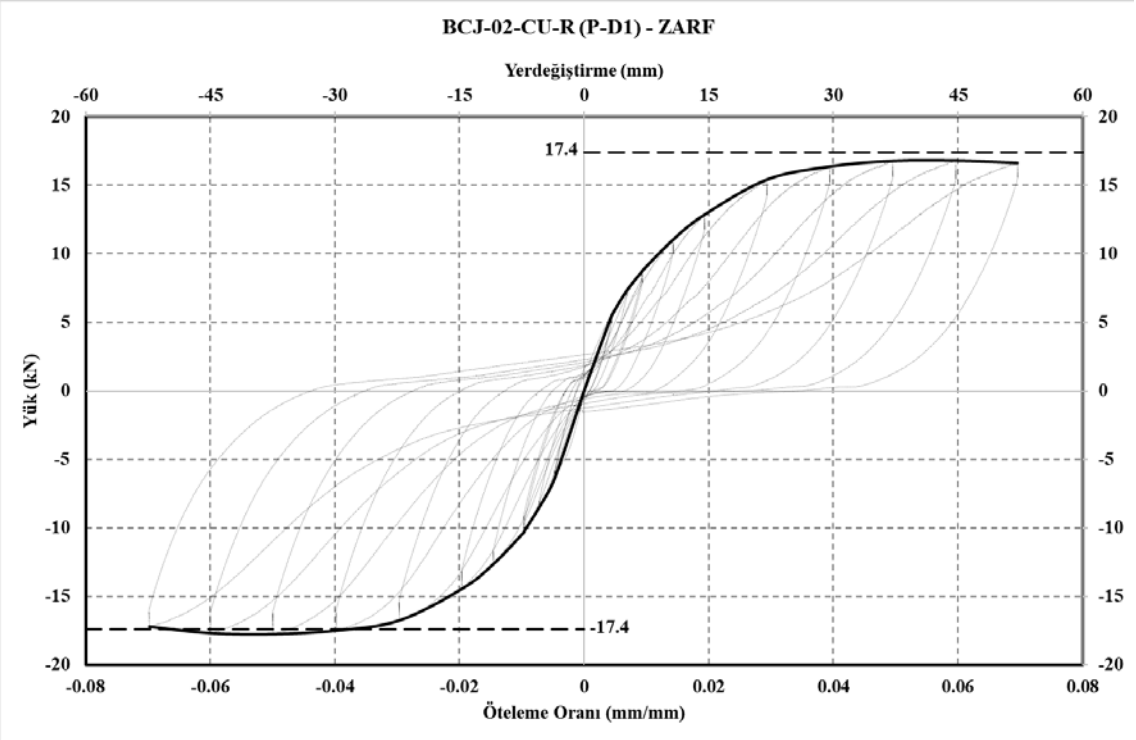


Şekil 4.13: BCJ-01-CC-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.

İlk numunenin (BCJ-01-CC-R) deney sonuçları incelendiğinde numunenin yük kapasitesi, itme (pozitif) yönünde 46.66 mm yerdeğiştirme (%6.22 öteleme oranı) değerinde 17.24 kN, çekme (negatif) yönünde 60.05 mm yerdeğiştirme (%8 öteleme oranı) değerinde 19.04 kN olarak ölçülmüştür. Sadece bu numune için yükleme planına %8'lik öteleme oranında bir çevrim daha eklenmiştir. Bu değerler, en son çevrimde elde edilen değerlerdir. Dolayısı ile numunenin yük kapasitesine eriştiği çevrim ile en son yapılan çevrim arasında dayanımda herhangi bir düşüş olmamaktadır. Deney esnasında, kirişin teorik olarak hesaplanan akma momenti kapasitesine ulaşması için verilmesi gereken yük değerine erişildiği görülmüştür. İkinci numuneye ait (BCJ-02-CU-R) yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği ve zarf eğrisi, Şekil 4.14 ve Şekil 4.15'de verilmiştir.

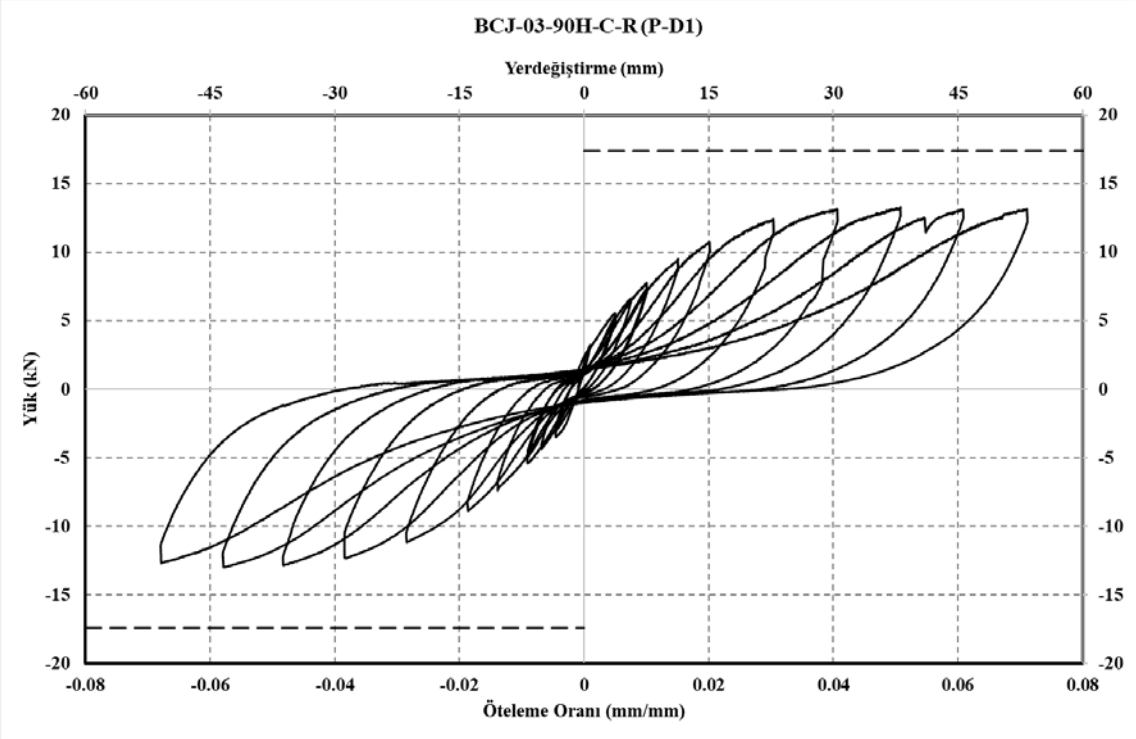


Şekil 4.14: BCJ-02-CU-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.

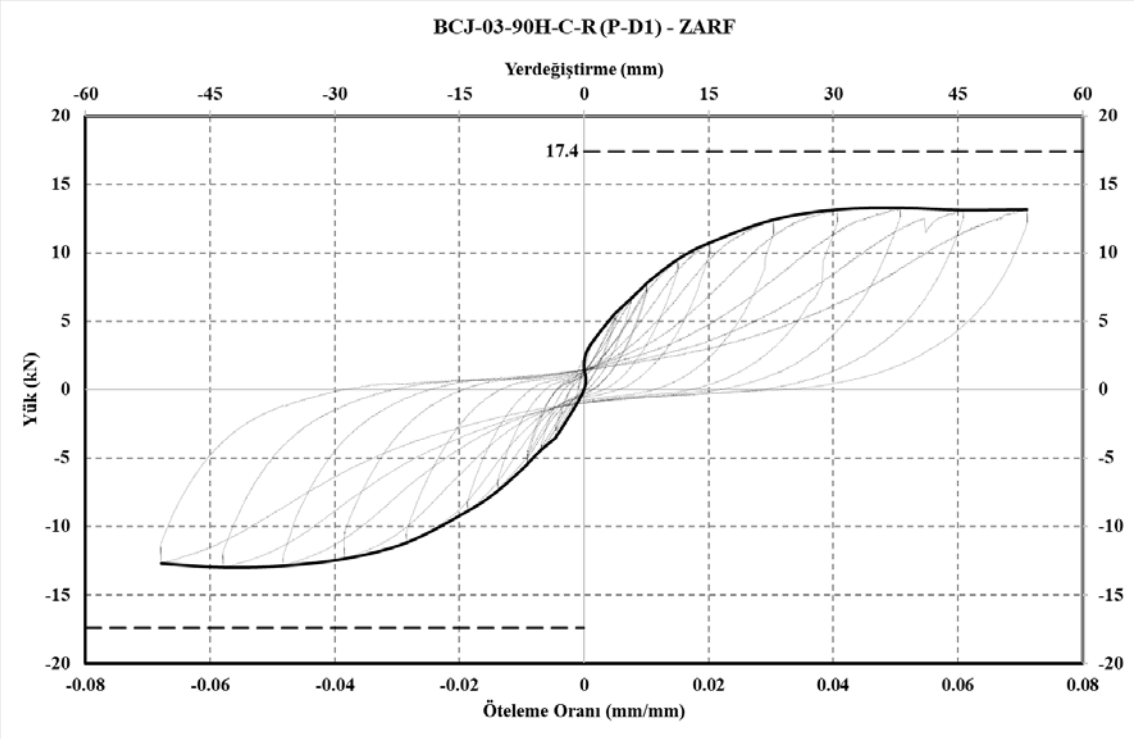


Şekil 4.15: BCJ-02-CU-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.

İkinci numunenin (BCJ-02-CU-R) deney sonuçları incelendiğinde numunenin yük kapasitesi, itme (pozitif) yönünde 44.61 mm yerdeğiştirme (%5.95 öteleme oranı) değerinde 16.81 kN, çekme (negatif) yönünde 37.37 mm yerdeğiştirme (%4.98 öteleme oranı) değerinde 17.76 kN olarak ölçülmüştür. En son çevrimdeki elde edilen en yüksek yük, itme (pozitif) yönünde 52.17 mm yerdeğiştirme (%6.96 öteleme oranı) değerinde 16.63 kN, çekme (negatif) yönünde 52.33 mm yerdeğiştirme (%6.98 öteleme oranı) değerinde 17.21 kN olarak ölçülmüştür. Numunenin yük kapasitesine eriştiği çevrim ile en son yapılan çevrim arasında dayanımdaki düşüş, pozitif yönde yaklaşık %1, negatif yönde yaklaşık %3 olarak elde edilmiştir. Deney esnasında, kirişin teorik olarak hesaplanan akma momenti kapasitesine ulaşması için verilmesi gereken yük değerine erişildiği görülmüştür. Üçüncü numuneye ait (BCJ-03-90H-C-R) yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği ve zarf eğrisi, Şekil 4.16 ve Şekil 4.17'de verilmiştir.

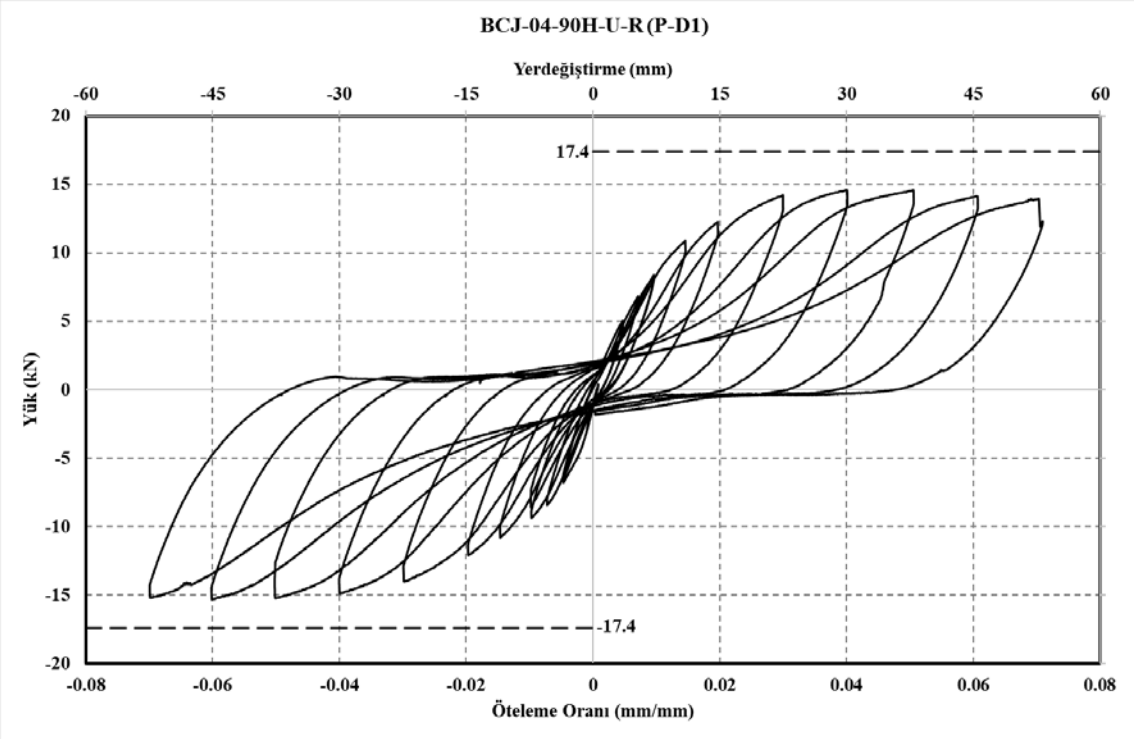


Şekil 4.16: BCJ-03-90H-C-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.

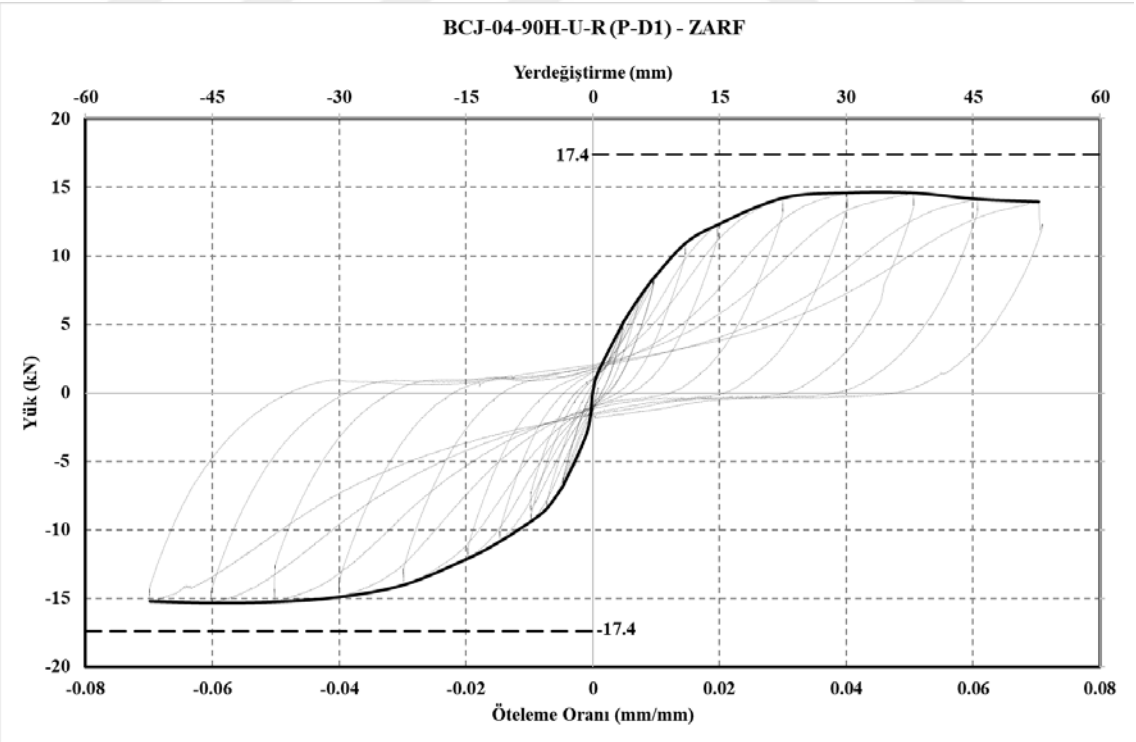


Şekil 4.17: BCJ-03-90H-C-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.

Üçüncü numunenin (BCJ-03-90H-C-R) deney sonuçları incelendiğinde numunenin yük kapasitesi, itme (pozitif) yönünde 38.07 mm yerdeğiştirme (%5.08 öteleme oranı) değerinde 13.28 kN, çekme (negatif) yönünde 43.28 mm yerdeğiştirme (%5.77 öteleme oranı) değerinde 12.98 kN olarak ölçülmüştür. En son çevrimdeki elde edilen en yüksek yük, itme (pozitif) yönünde 52.5 mm yerdeğiştirme (%7 öteleme oranı) değerinde 13.16 kN, çekme (negatif) yönünde 50.89 mm yerdeğiştirme (%6.79 öteleme oranı) değerinde 12.70 kN olarak ölçülmüştür. Numunenin yük kapasitesine eriştiği çevrim ile en son yapılan çevrim arasında dayanımdaki düşüş, pozitif yönde yaklaşık %1, negatif yönde yaklaşık %2 olarak elde edilmiştir. Deney esnasında, kirişin teorik olarak hesaplanan akma momenti kapasitesine ulaşması için verilmesi gereken yük değerine erişilmediği görülmüştür. Dördüncü numuneye ait (BCJ-04-90H-U-R) yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği ve zarf eğrisi, Şekil 4.18 ve Şekil 4.19'da verilmiştir.

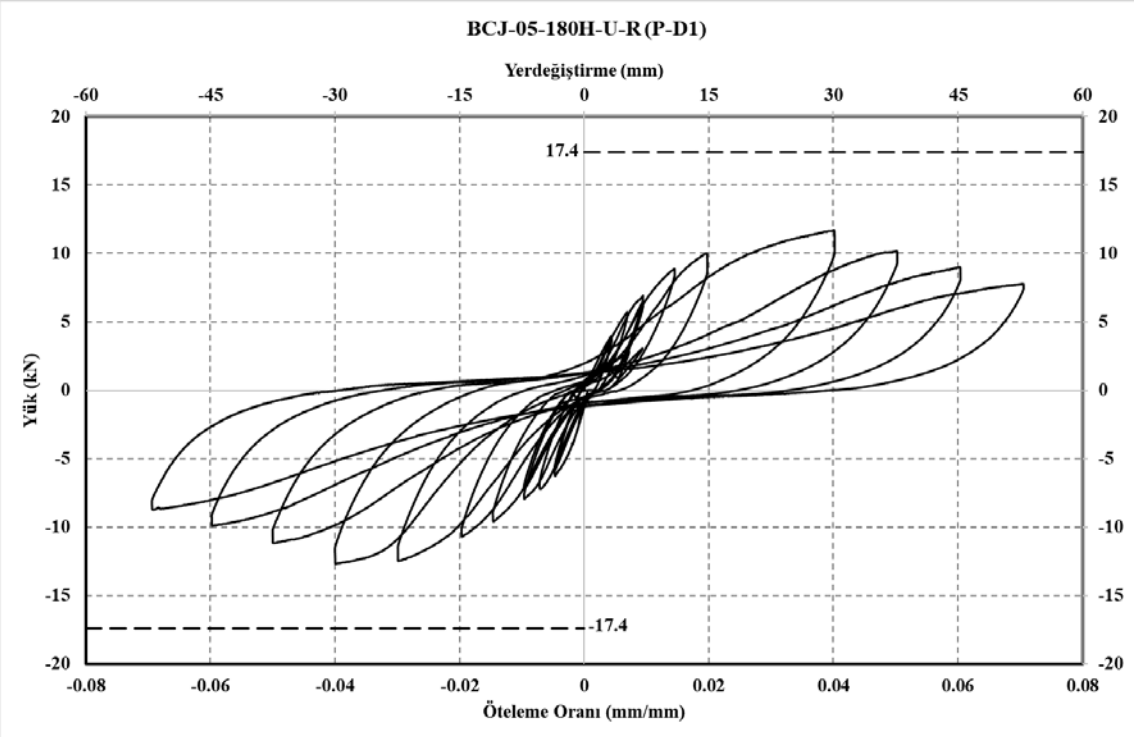


Şekil 4.18: BCJ-04-90H-U-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.

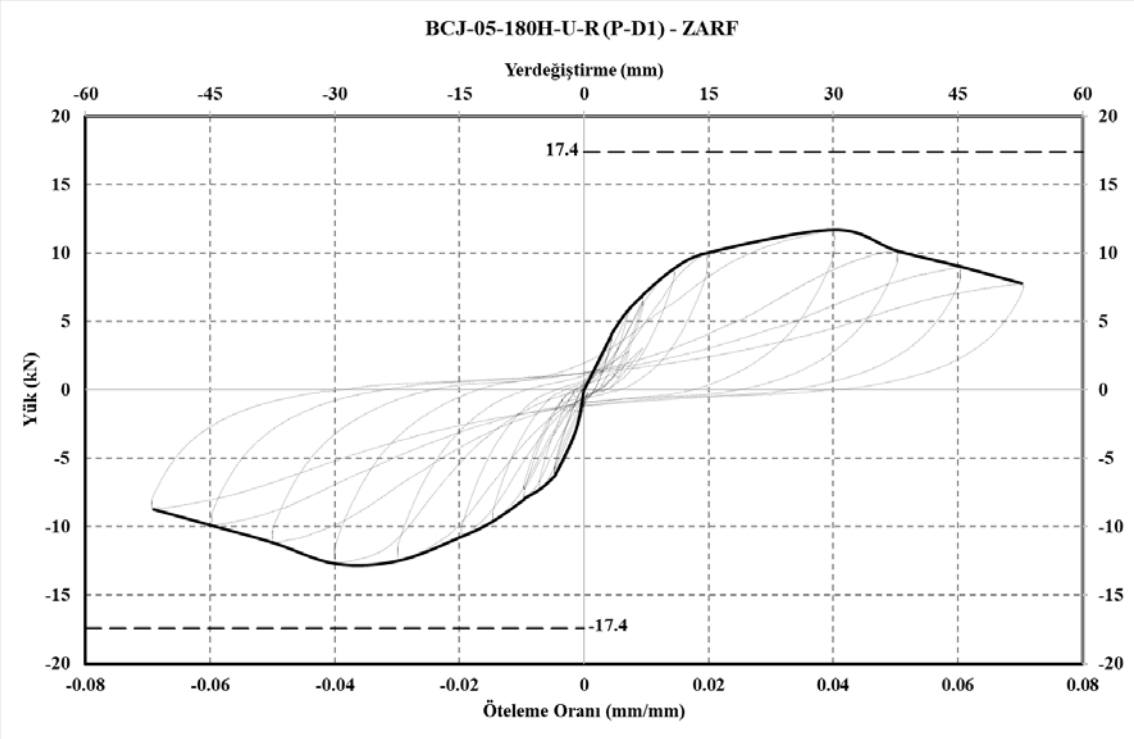


Şekil 4.19: BCJ-04-90H-U-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.

Dördüncü numunenin (BCJ-04-90H-U-R) deney sonuçları incelendiğinde numunenin yük kapasitesi, itme (pozitif) yönünde 37.88 mm yerdeğiştirme (%5.05 öteleme oranı) değerinde 14.60 kN, çekme (negatif) yönünde 45.10 mm yerdeğiştirme (%6.01 öteleme oranı) değerinde 15.33 kN olarak ölçülmüştür. En son çevrimdeki elde edilen en yüksek yük, itme (pozitif) yönünde 52.5 mm yerdeğiştirme (%7 öteleme oranı) değerinde 13.96 kN, çekme (negatif) yönünde 52.38 mm yerdeğiştirme (%6.98 öteleme oranı) değerinde 15.21 kN olarak ölçülmüştür. Numunenin yük kapasitesine eriştiği çevrim ile en son yapılan çevrim arasında dayanımdaki düşüş, pozitif yönde yaklaşık %4, negatif yönde yaklaşık %1 olarak elde edilmiştir. Deney esnasında, kirişin teorik olarak hesaplanan akma momenti kapasitesine ulaşması için verilmesi gereken yük değerine erişilmediği görülmüştür. Son numuneye ait (BCJ-05-180H-U-R) yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği ve zarf eğrisi, Şekil 4.20 ve Şekil 4.21'de verilmiştir.



Şekil 4.20: BCJ-05-180H-U-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiği.



Şekil 4.21: BCJ-05-180H-U-R numunesi için yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrisi.

Son numunenin (BCJ-05-180H-U-R) deney sonuçları incelendiğinde numunenin yük kapasitesi, itme (pozitif) yönünde 30.07 mm yerdeğiştirme (%4.01 öteleme oranı) değerinde 11.71 kN, çekme (negatif) yönünde 29.93 mm yerdeğiştirme (%3.99 öteleme oranı) değerinde 12.69 kN olarak ölçülmüştür. En son çevrimdeki elde edilen en yüksek yük, itme (pozitif) yönünde 52.5 mm yerdeğiştirme (%7 öteleme oranı) değerinde 7.79 kN, çekme (negatif) yönünde 51.79 mm yerdeğiştirme (%6.91 öteleme oranı) değerinde 8.73 kN olarak ölçülmüştür. Numunenin yük kapasitesine eriştiği çevrim ile en son yapılan çevrim arasında dayanımdaki düşüş, pozitif yönde yaklaşık %33, negatif yönde yaklaşık %31 olarak elde edilmiştir. Deney esnasında, kirişin teorik olarak hesaplanan akma momenti kapasitesine ulaşması için verilmesi gereken yük değerine erişilmediği görülmüştür.

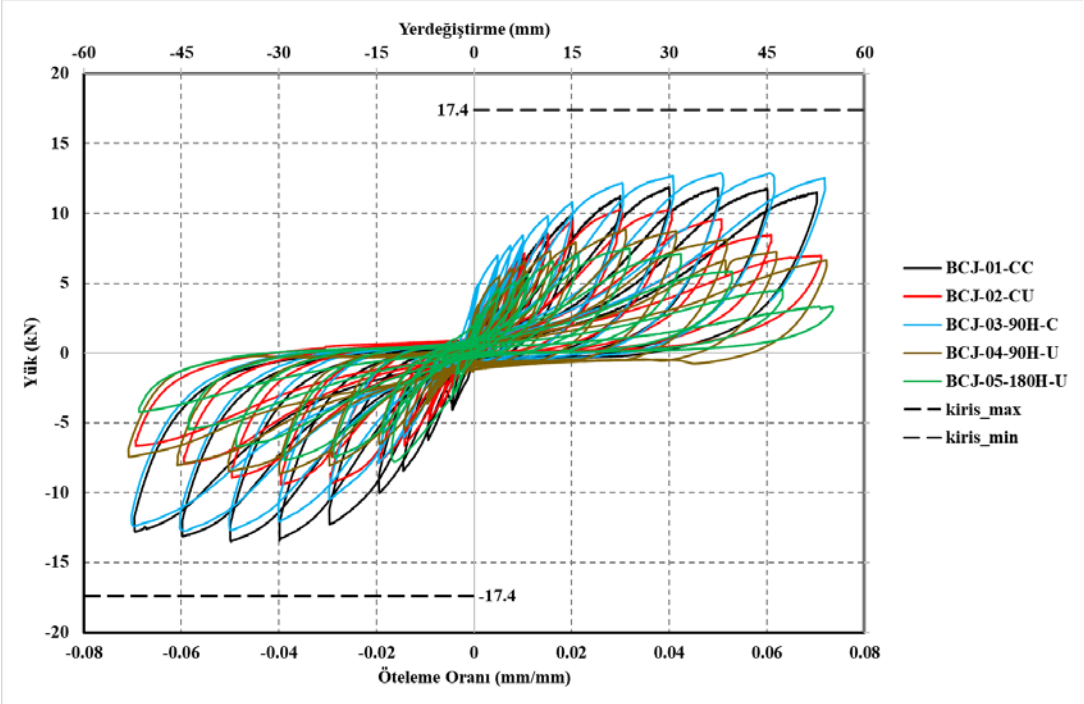
İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin deney sonuçları ile ilgili olarak, her iki yön için kapasiteleri ve kapasitelerine ulaştıkları öteleme oranları hakkında bir özet hazırlanmış olup, Tablo 4.2'de sunulmuştur.

Tablo 4.2: İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin her iki yön için kapasiteleri ve kapasitelerine ulaştıkları öteleme oranları.

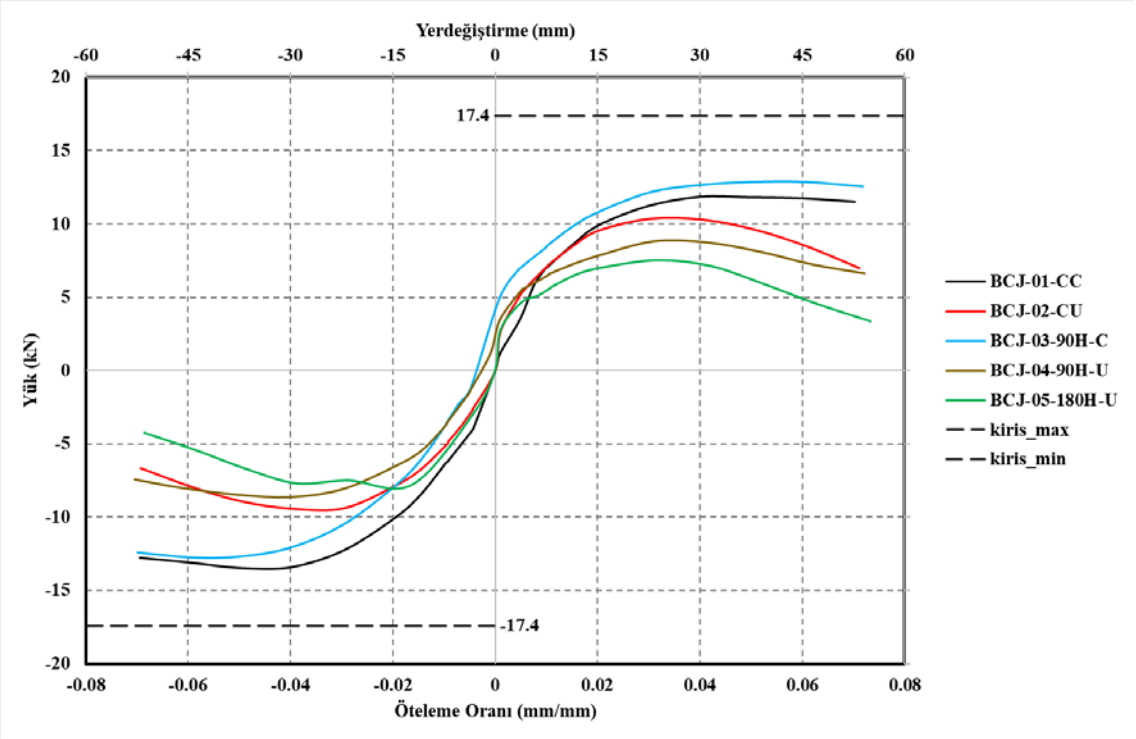
Numune Adı	Pozitif İtme Yönündeki Kapasite (kN)	Öteleme Oranı (%)	Negatif İtme Yönündeki Kapasite (kN)	Öteleme Oranı (%)	En Son Çevrimde Dayanımdaki Düşüş (%)	
					(+) Yön	(-) Yön
BCJ-01-CC-R	17.24	6.22	19.04	8.00	-	-
BCJ-02-CU-R	16.81	5.95	17.76	4.98	1	3
BCJ-03-90H-C-R	13.28	5.08	12.98	5.77	1	2
BCJ-04-90H-U-R	14.60	5.05	15.33	6.01	4	1
BCJ-05-180H-U-R	11.71	4.01	12.69	3.99	33	31

4.1.1.3. Numunelerin Davranışlarının Karşılaştırılması

Bu bölümde öncelikle ilk serideki güçlendirilmemiş olan numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafikleri kendi aralarında, daha sonra ise ikinci serideki güçlendirilmiş olan numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafikleri kendi aralarında karşılaştırılmıştır. Son olarak ilk seri ve ikinci seride eş olan numunelerin davranışları birbirleri ile karşılaştırılarak güçlendirme uygulamasının numunelerin dayanımına etkisi irdelenmiştir. İlk serideki (güçlendirilmemiş) numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafikleri ve zarf eğrilerinin karşılaştırılması Şekil 4.22 ve Şekil 4.23'de verilmiştir.

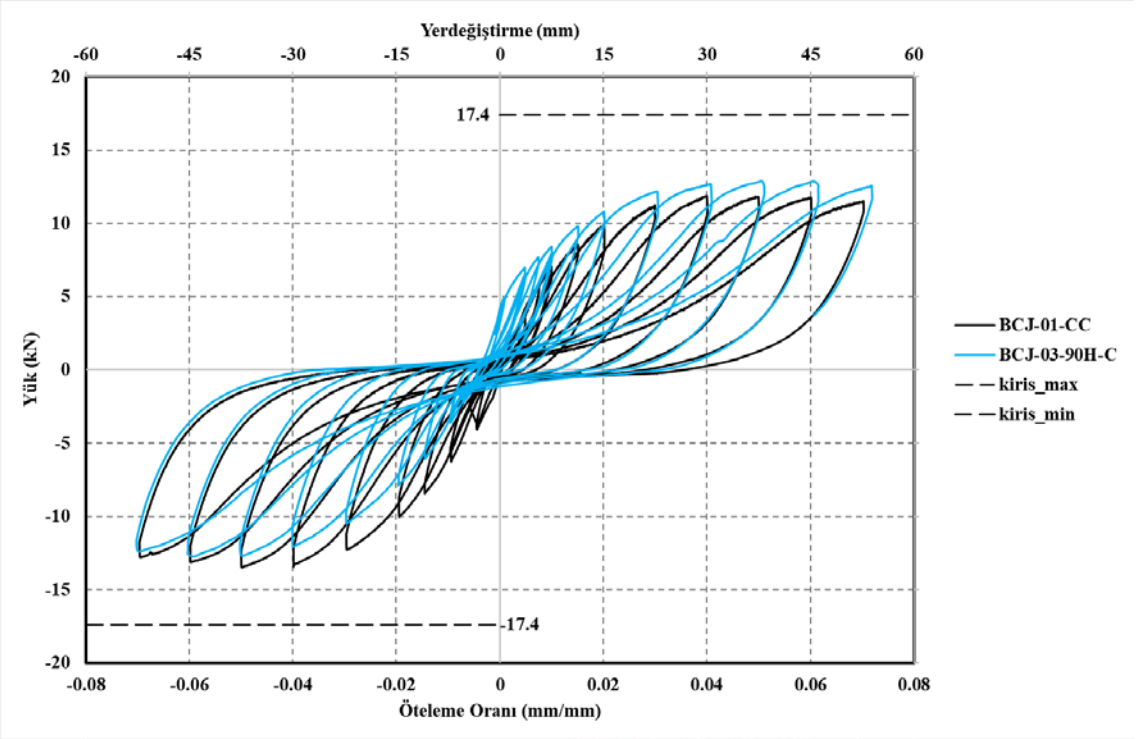


Şekil 4.22: İlk serideki numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.



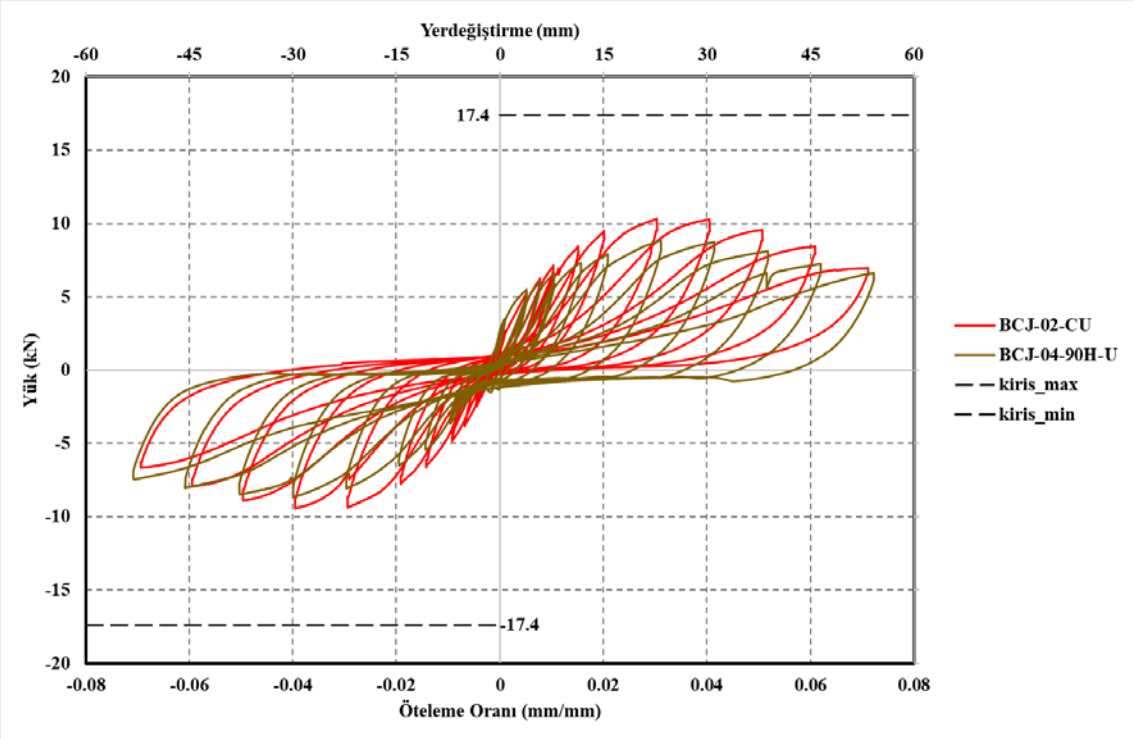
Şekil 4.23: İlk serideki numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrilerinin karşılaştırılması.

İlk serideki numunelerin davranışları dikkate alındığında, BCJ-01-CC ve BCJ-03-90H-C numunelerinin en yüksek kapasitelere erişen numuneler olduğu belirlenmiştir. Birinci ve üçüncü numunelerin pozitif yöndeki yük kapasite değerleri sırasıyla 11.86 (%3.98 ö.o.) ve 12.87 kN (%5.06 ö.o), negatif yöndeki yük kapasite değerleri sırasıyla 13.48 (%3.98 ö.o.) ve 12.74 kN (%5.06 ö.o)'dir. Dayanım açısından aralarında pozitif yönde üçüncü numune lehine yaklaşık 7.9%, negatif yönde ise ilk numune lehinde %5.5'lik bir fark söz konusudur. İlk numune referans numune olduğundan, kolon yatay donatılarının birleşim bölgesinde devam ettirilmesi şartı sağlanmaktadır ve ayrıca birleşim bölgesindeki kiriş üst donatıları 180 derece döndürülerek kiriş alt donatısı olarak devam ettirilmiştir. Dolayısı ile en yüksek yük değerlerine erişilen numune olması beklenen bir durumdur. Üçüncü numunenin ise ilk numuneden tek farkı kiriş boyuna donatılarına birleşim bölgesinde 90 derece kanca yapılmasıdır. Deneylerde bu iki numunenin söz konusu sargılama etkilerini gösteren, kolon donatılarının birleşim bölgesinde devam ettirilmesi koşulunu sağlayan iki numune olmaları ve en yüksek yük kapasitesi elde edilenler olmaları, sargı etkisinin önemini göstermektedir. Ayrıca bu iki numunenin son çevrimleri dikkate alındığında, dayanımlarındaki düşüş pozitif yönde %2~3, negatif yönde %3~5 mertebesinde kaldığından dolayı deney boyunca dayanımın korunduğu görülmüştür. Bu iki numune arasındaki karşılaştırma, Şekil 4.24'de verilmiştir.



Şekil 4.24: BCJ-01-CC ve BCJ-03-90H-C numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.

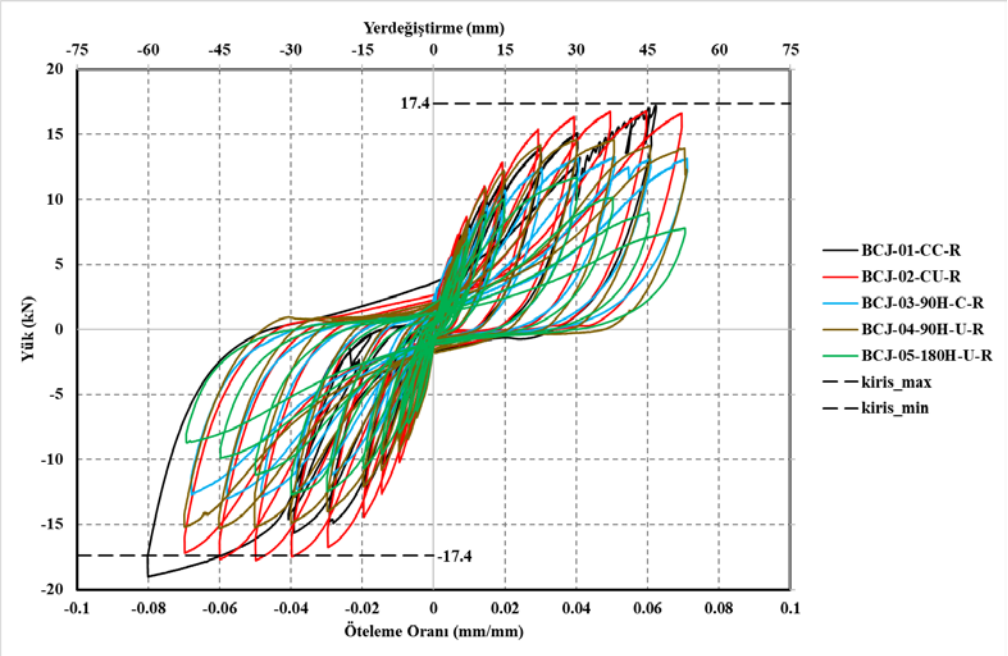
Diğer numunelerin birleşim bölgelerinde enine donatı mevcut değildir. Dayanım bakımından ilk serinin devamında ikinci BCJ-02-CU ve dördüncü BCJ-04-90H-U numuneleri gelmektedir. İkinci ve dördüncü numunelerin pozitif yöndeki yük kapasite değerleri sırasıyla 10.34 (%3.03 ö.o.) ve 8.84 kN (%3.11 ö.o.), negatif yöndeki yük kapasite değerleri sırasıyla 9.44 (%3.95 ö.o.) ve 8.63 kN (%3.98 ö.o.)'dir. Dayanım açısından aralarında pozitif ve negatif yönlerde de ikinci numune lehine olmak üzere yaklaşık 14.5% ve %8.6'lık bir fark söz konusudur. İkinci numunenin dördüncü numuneden tek farkı birleşim bölgesindeki kiriş üst donatılarının 180 derece döndürülerek kiriş alt donatısı olarak devam ettirilmesidir. Dördüncü numunede bunun yerine kiriş alt ve üst donatıları 90 derece kanca yapılmıştır. İkinci numunenin dayanım açısından daha yüksek değerlere erişebilmesinin dördüncü numunenin kiriş boyuna donatılarının deney esnasında sıyrılmasından dolayı olduğu görülmüştür. Ayrıca bu iki numunenin son çevrimleri dikkate alındığında, dayanımlarındaki düşüş pozitif yönde %33~25, negatif yönde %29~14 mertebesinde kaldığından dolayı kapasiteye erişildikten sonra devam eden döngülerde dayanımın düştüğü görülmüştür. Bu dayanım kaybı, birinci ve üçüncü numuneler ile kıyaslandığında, birleşim bölgesindeki sargılama etkisinin deney performansını oldukça etkilediği belirlenmiştir. İkinci ve dördüncü numuneler arasındaki karşılaştırma, Şekil 4.25'de verilmiştir.



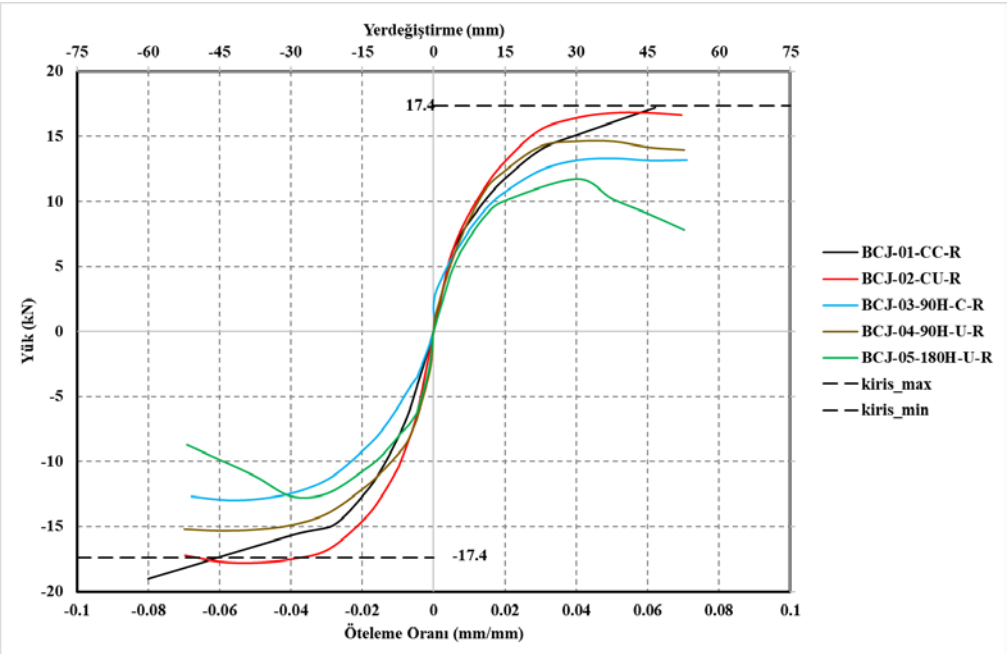
Şekil 4.25: BCJ-02-CU ve BCJ-04-90H-U numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.

Deneyler sonucunda, en düşük yük kapasitesine erişen en zayıf performansa sahip numunenin, son numune olan BCJ-05-180H-U olduğu belirlenmiştir. Beşinci numunenin pozitif yöndeki yük kapasite değeri, 7.51 kN (%3.18 ö.o.), negatif yöndeki yük kapasite değeri 7.78 kN (%1.62 ö.o.)'dir. Dayanım açısından, son numunenin bir sıra önünde olan dördüncü numune ile aralarında pozitif ve negatif yönlerde de dördüncü numune lehine olmak üzere yaklaşık 15% ve %10'luk bir fark söz konusudur. Beşinci numunenin dördüncü numuneden tek farkı birleşim bölgesindeki kiriş alt ve üst donatılara 180 derece kanca yapılmasıdır. Dördüncü numunede kiriş alt ve üst donatıları 90 derece kanca yapılmıştır. Kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasının engellenmesi bakımından 180 derece kanca uygulamasının 90 derece kanca uygulamasından daha sağlıklı olduğu düşünülse de deney sonuçları aksini göstermiştir. Beşinci numunenin son çevrimi dikkate alındığında, dayanımdaki düşüş pozitif yönde %55, negatif yönde %46 mertebesinde olduğundan dolayı kapasiteye erişildikten sonra devam eden döngülerde dayanımın ciddi bir oranda düştüğü görülmüştür. Diğer numuneler ile kıyaslandığında bu dayanım kaybının, birleşim bölgesindeki sargılama etkisinin deney performansını oldukça etkilediği belirlenmiştir. Tüm deneylerde kirişlerin eğilme kapasitesine erişilememiştir. Hasar ve çatlak analizleri ileriki bölümlerde yorumlanacaktır. İkinci serideki (güçlendirilmiş)

numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafikleri ve zarf eğrilerinin karşılaştırılması Şekil 4.26 ve Şekil 4.27'de verilmiştir.

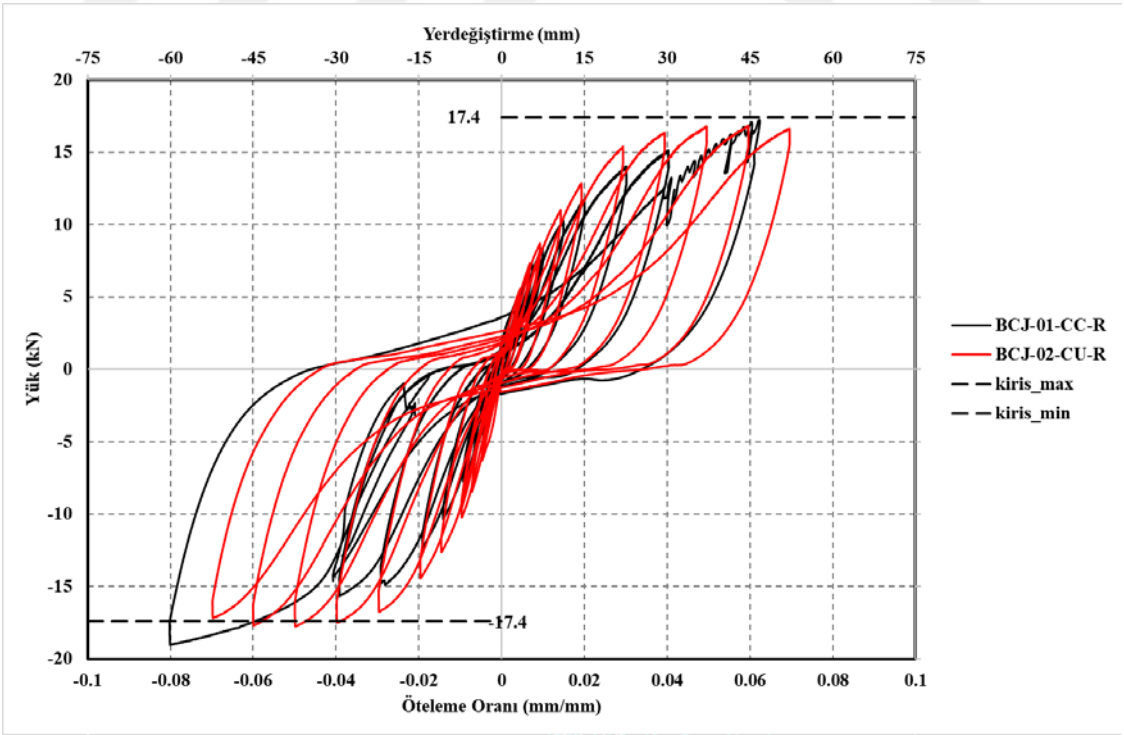


Şekil 4.26: İkinci serideki numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.



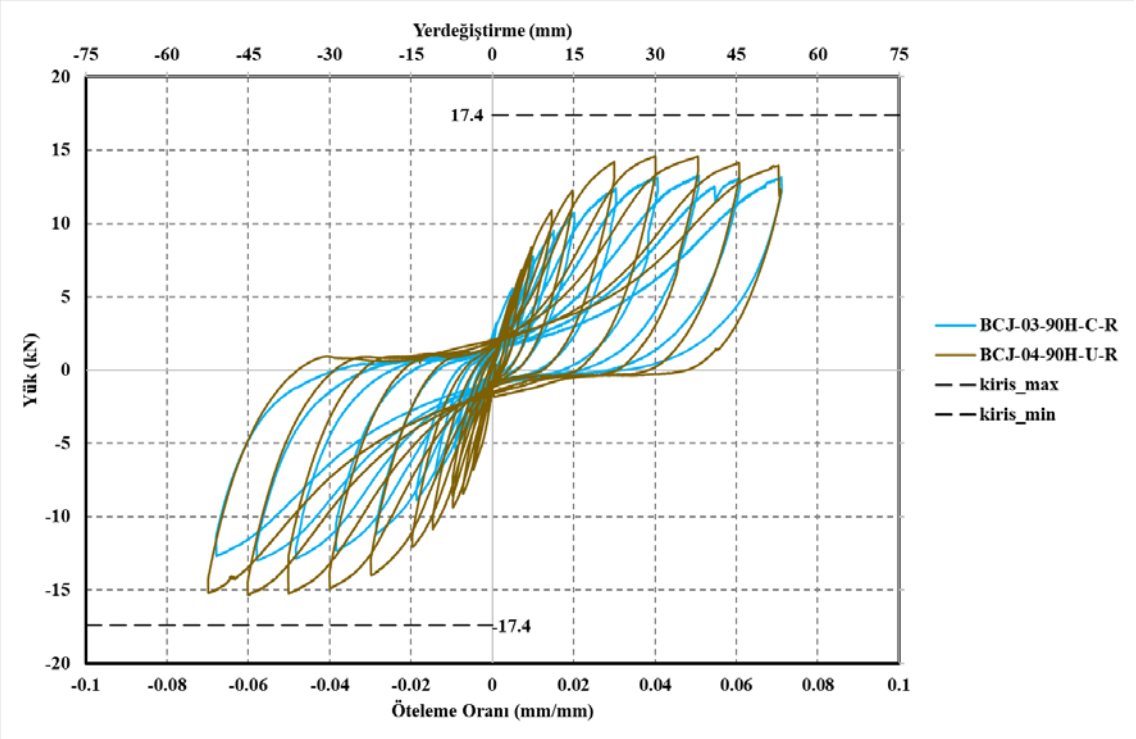
Şekil 4.27: İkinci serideki numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) zarf eğrilerinin karşılaştırılması.

İkinci serideki numunelerin davranışları dikkate alındığında, BCJ-01-CC-R ve BCJ-02-CU-R numunelerinin en yüksek kapasitelere erişen numuneler olduğu belirlenmiştir. Birinci ve ikinci numunelerin pozitif yöndeki yük kapasite değerleri sırasıyla 17.24 kN (%6.22 ö.o.) ve 16.81 kN (%5.95 ö.o.), negatif yöndeki yük kapasite değerleri sırasıyla 19.04 kN (%8.00 ö.o.) ve 17.76 kN (%4.98 ö.o.)'dir. Dayanım açısından aralarında pozitif ve negatif yönlerde de ilk numune lehine olmak üzere yaklaşık 2% ve %7'lik bir fark söz konusudur. İki numunenin de kirişlerinin akma momenti kapasitelerine eriştiği görülmüştür. İlk numunenin dayanımında deney boyunca bir düşüş gerçekleşmemiştir. Aksine maksimum dayanıma son çevrimde erişilebilmiştir. İkinci numunenin son çevrimi dikkate alındığında, dayanımdaki düşüş pozitif yönde %1, negatif yönde %3 mertebesinde kaldığından dolayı deney boyunca dayanımın korunduğu görülmüştür. İlk iki numunenin arasında birleşim bölgesinde enine donatı olup olmaması gibi önemli bir fark bulunmasına rağmen güçlendirme uygulamasının efektif bir şekilde yapılmış olması, numunelerin kapasitelerinin birbirine çok yakın çıkmasına sebep olmuştur. Güçlendirilmiş olan birinci ve ikinci numuneler arasındaki karşılaştırma, Şekil 4.28'de verilmiştir. Deneye tabi olan diğer güçlendirilmiş numunelerin kiriş akma momenti kapasitelerine erişilememiştir.



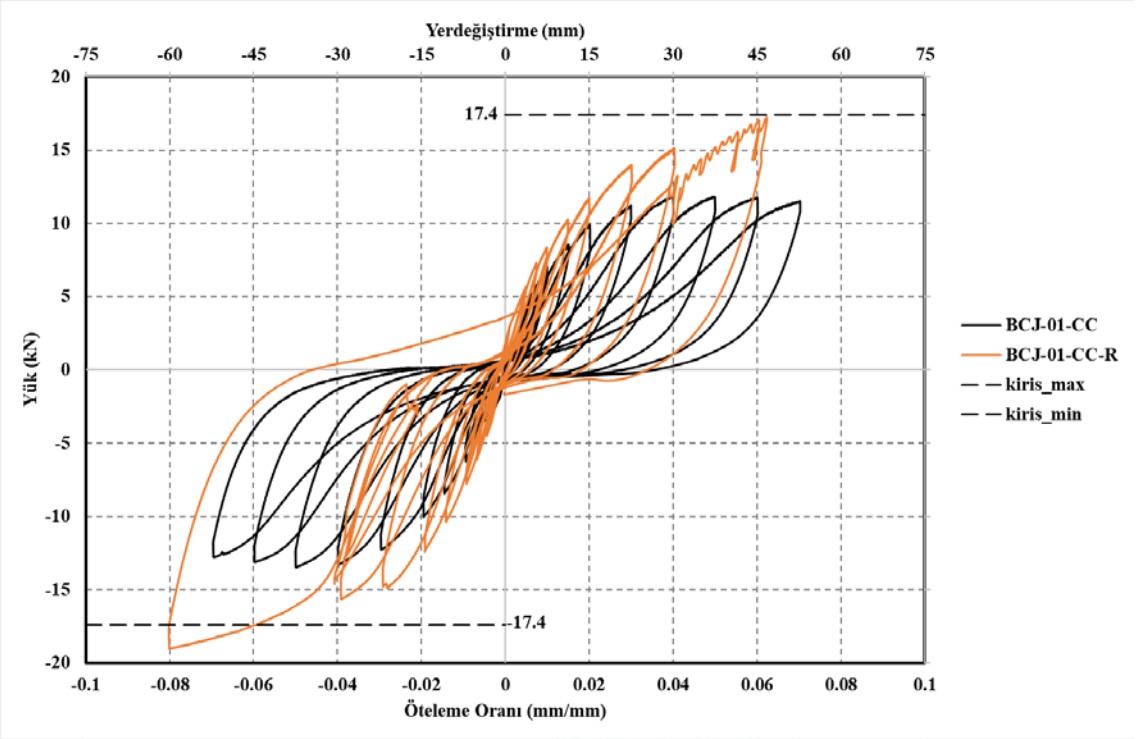
Şekil 4.28: BCJ-01-CC-R ve BCJ-02-CU-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.

Dayanım bakımından ikinci serinin devamında dördüncü BCJ-04-90H-U-R ve üçüncü BCJ-03-90H-C-R numuneleri gelmektedir. Dördüncü ve üçüncü numunelerin pozitif yöndeki yük kapasite değerleri sırasıyla 14.60 kN (%5.05 ö.o.) ve 13.28 kN (%5.08 ö.o.), negatif yöndeki yük kapasite değerleri sırasıyla 15.33 kN (%6.01 ö.o.) ve 12.98 kN (%5.77 ö.o.)'dir. Dayanım açısından aralarında pozitif ve negatif yönlerde de dördüncü numune lehine olmak üzere yaklaşık 9% ve %15'lik bir fark söz konusudur. Ayrıca bu iki numunenin son çevrimleri dikkate alındığında, dayanımlarındaki düşüş pozitif yönde %1~4, negatif yönde %1~2 mertebesinde kaldığından dolayı kapasiteye erişildikten sonra devam eden döngülerde dayanımın korunduğu görülmüştür. Birleşim bölgesinin gereken sargı koşullarının FRP ile sağlandığı dayanımın test boyunca düşmemesi ile ilişkilendirilmiştir. Güçlendirilmiş olan üçüncü ve dördüncü numuneler arasındaki karşılaştırma, Şekil 4.29'da verilmiştir. Deneyler sonucunda, en düşük yük kapasitesine erişen en zayıf performansa sahip numunenin, son numune olan BCJ-05-180H-U-R olduğu belirlenmiştir. Beşinci numunenin pozitif yöndeki yük kapasite değeri, 11.71 kN (%4.01 ö.o.), negatif yöndeki yük kapasite değeri 12.69 kN (%3.99 ö.o.)'dir. Dayanım açısından, son numunenin bir sıra önünde olan üçüncü numune ile aralarında pozitif ve negatif yönlerde de üçüncü numune lehine olmak üzere yaklaşık 12% ve %2'lik bir fark söz konusudur. Beşinci numunenin son çevrimi dikkate alındığında, dayanımdaki düşüş pozitif yönde %33, negatif yönde %31 mertebesinde olduğundan dolayı kapasiteye erişildikten sonra devam eden döngülerde dayanımın ciddi bir oranda düştüğü görülmüştür. Son numunenin güçlendirme uygulamasının efektif bir şekilde çalışmadığı gözlemlenmiştir.

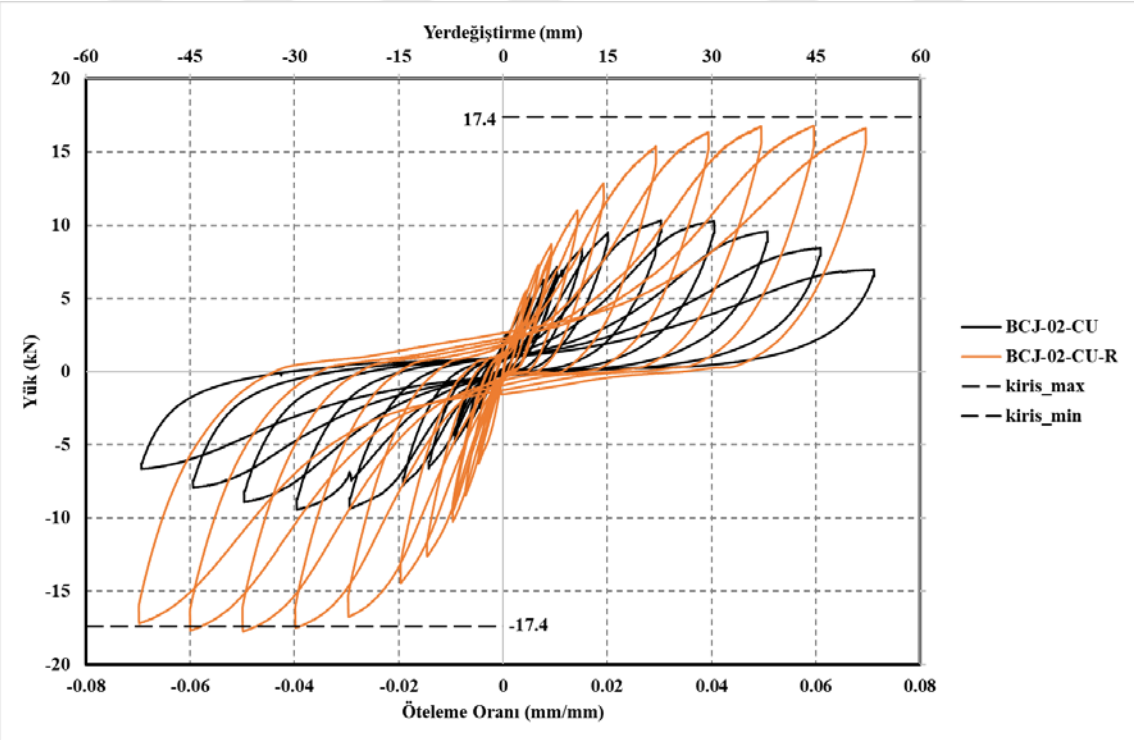


Şekil 4.29: BCJ-03-90H-C-R ve BCJ-04-90H-U-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.

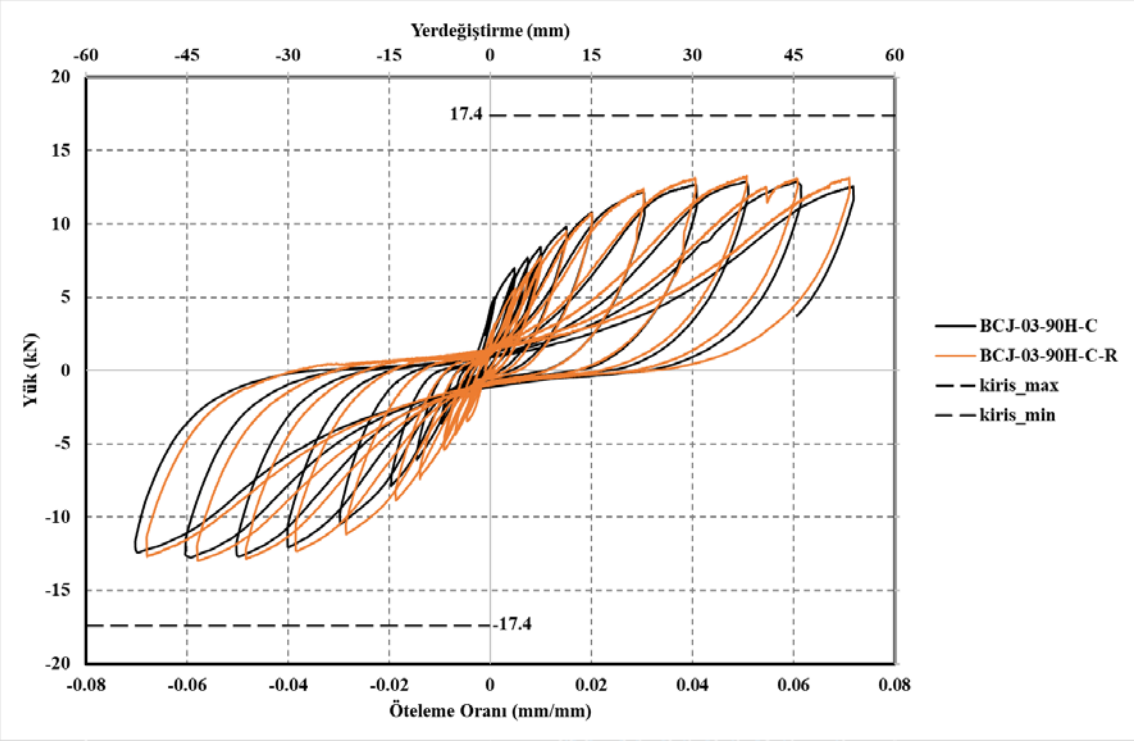
Son aşamada ilk seri (güçlendirilmemiş) olan numuneler, eşleniği olan ikinci seri (güçlendirilmiş) numuneler ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmaların yapılma amacı, güçlendirme uygulamasının etkinliğinin belirlenmesidir. Her numunenin güçlendirilmiş versiyonunun yük kapasitesini ne oranda arttırdığı ve yük kapasitelerine hangi öteleme oranlarında erişildiği gibi sorular irdelenmiştir. Bu bağlamda, BCJ-01-CC ve BCJ-01-CC-R numunelerinin arasındaki karşılaştırma Şekil 4.30'da, BCJ-02-CU ve BCJ-02-CU-R numunelerinin arasındaki karşılaştırma Şekil 4.31'de, BCJ-03-90H-C ve BCJ-03-90H-C-R numunelerinin arasındaki karşılaştırma Şekil 4.32'de, BCJ-04-90H-U ve BCJ-04-90H-U-R numunelerinin arasındaki karşılaştırma Şekil 4.33'de, BCJ-05-180H-U ve BCJ-05-180H-U-R numunelerinin arasındaki karşılaştırma ise Şekil 4.34'de verilmiştir.



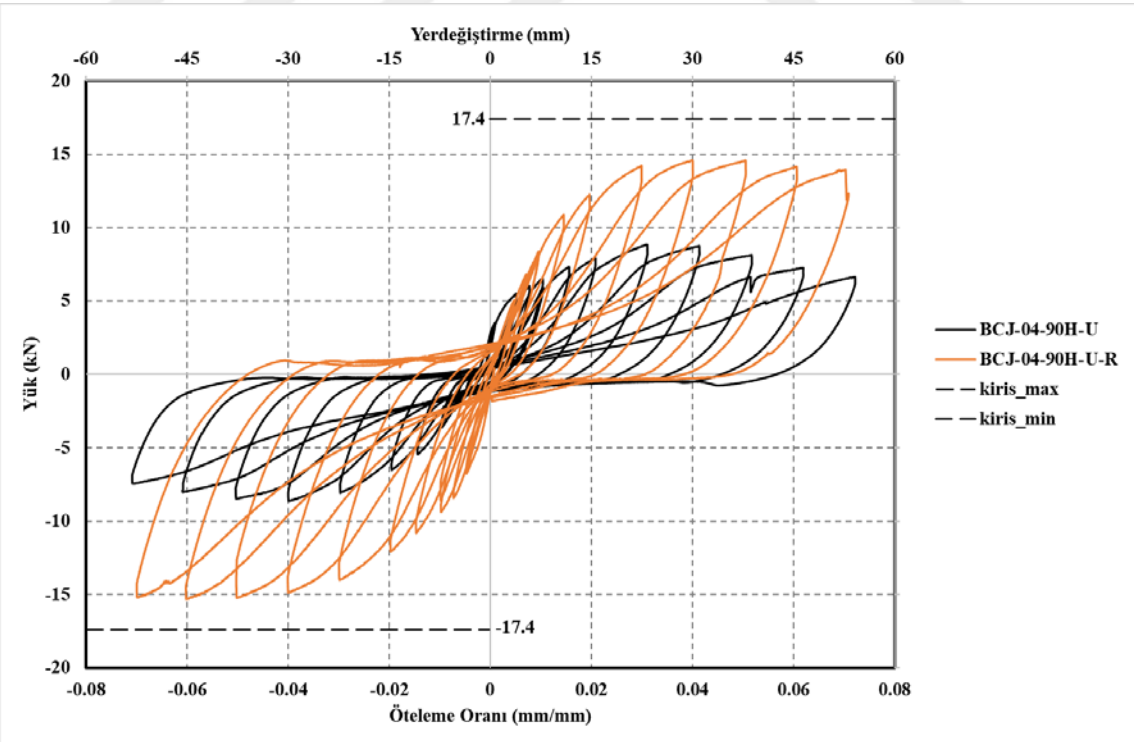
Şekil 4.30: BCJ-01-CC ve BCJ-01-CC-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.



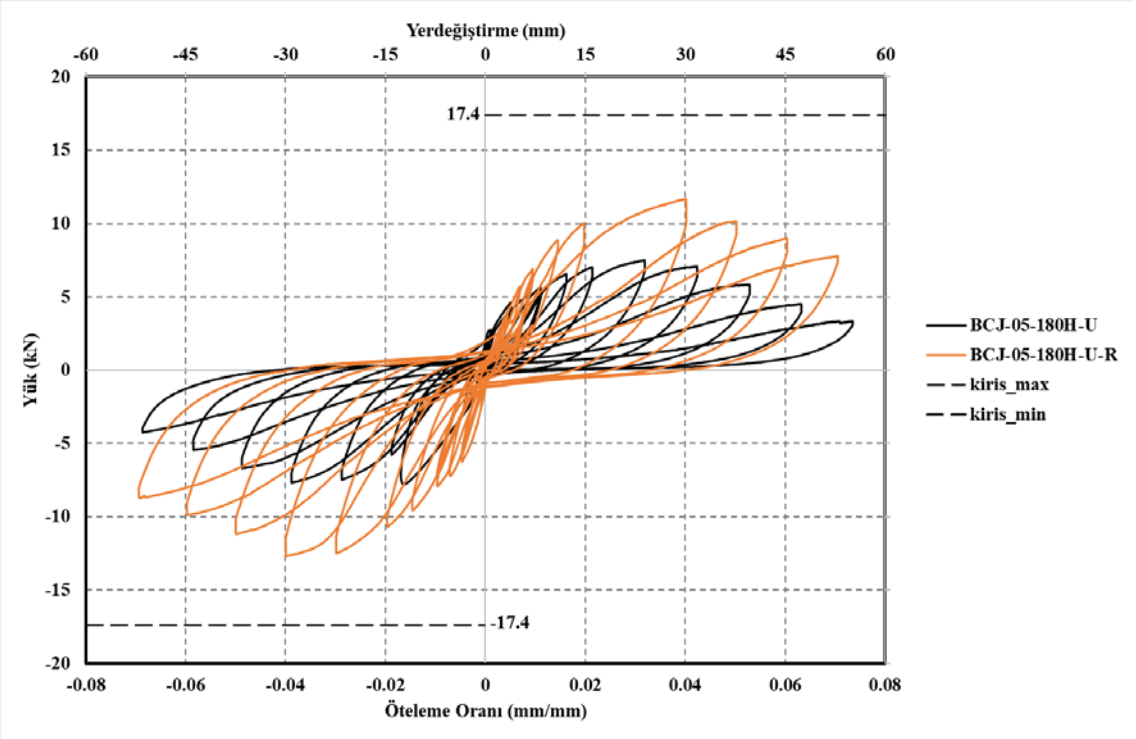
Şekil 4.31: BCJ-02-CU ve BCJ-02-CU-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.



Şekil 4.32: BCJ-03-90H-C ve BCJ-03-90H-C-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.



Şekil 4.33: BCJ-04-90H-U ve BCJ-04-90H-U-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.



Şekil 4.34: BCJ-05-180H-U ve BCJ-05-180H-U-R numunelerinin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) grafiklerinin karşılaştırılması.

İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin deney sonuçları, güçlendirilmiş versiyonları olan ikinci seri numuneler ile birebir karşılaştırıldığında, güçlendirilmiş numunelerin daha yüksek kapasite değerlerine çıktığı görülmektedir. Ayrıca güçlendirilmiş numunelerde deney boyunca genel olarak dayanımın ciddi oranda azalmadığı, dolayısıyla sünekliğin korunarak istenen sargılama etkisinin sağlandığı belirlenmiştir. BCJ-01-CC ve BCJ-01-CC-R numuneleri arasında dayanım açısından, güçlendirilmiş (R) numune lehine, pozitif yönde %31, negatif yönde ise %29'luk bir fark söz konusudur. Ayrıca güçlendirme yapılmış olan numunenin kiriş akma momenti kapasitesine eriştiği, ancak güçlendirilmemiş olan numunenin erişmediği görülmektedir. BCJ-02-CU ve BCJ-02-CU-R numuneleri arasında dayanım açısından, güçlendirilmiş (R) numune lehine, pozitif yönde %38, negatif yönde ise %47'lik bir fark söz konusudur. Ayrıca güçlendirme yapılmış olan numunenin kiriş akma momenti kapasitesine eriştiği, ancak güçlendirilmemiş olan numunenin erişmediği görülmektedir. BCJ-03-90H-C ve BCJ-03-90H-C-R numuneleri arasında dayanım açısından, güçlendirilmiş (R) numune lehine, pozitif yönde %3, negatif yönde ise %2'lik bir fark söz konusudur. Üçüncü numunelerin güçlendirilmiş versiyonu ile güçlendirilmemiş versiyonu arasında dayanım açısından elde edilen artış, tüm numuneler arasındaki en az dayanım artışı olarak belirlenmiştir. Kirişlerin akma momenti kapasitelerine her iki durumda da erişilmemiştir. BCJ-04-90H-U ve BCJ-04-

90H-U-R numuneleri arasında dayanım açısından, güçlendirilmiş (R) numune lehine, pozitif yönde %39, negatif yönde ise %44'lük bir fark söz konusudur. Dördüncü numunelerin güçlendirilmiş versiyonu ile güçlendirilmemiş versiyonu arasında dayanım açısından elde edilen artış, tüm numuneler arasındaki en büyük dayanım artışı olarak belirlenmiştir. Ancak her iki durumda da kirişlerin akma momenti kapasitelerine erişilmemiştir. BCJ-05-180H-U ve BCJ-05-180H-U-R numuneleri arasında dayanım açısından, güçlendirilmiş (R) numune lehine, pozitif yönde %36, negatif yönde ise %39'luk bir fark söz konusudur. Kirişlerin akma momenti kapasitelerine her iki durumda da erişilmemiştir. Numunelerin test boyunca dayanımlarındaki düşüşler dikkate alındığında, ikinci serideki beşinci numune (BCJ-05-180H-U-R) hariç olmak üzere güçlendirilmiş numunelerin deney esnasında dayanımlarını korudukları, gereken sargılama koşullarını sağladıkları belirlenmiştir. Birleşim bölgesinde enine donatı mevcut olan BCJ-01-CC ve BCJ-02-CU numunelerinde en son çevrimde dayanımdaki düşüş mertebesi, güçlendirilmiş ilk dört numune ile benzeşmektedir. Buradan da sargılama etkisinin sağlandığı görülmektedir. Üçüncü numunenin güçlendirilmiş versiyonunda dayanımda ciddi bir artışın ve en son çevrimlerde numune dayanımlarında ciddi bir düşüşün elde edilmediği, değerlerin %1~3 mertebelerinde seyrettiği görülmüştür. Ayrıca beşinci numunenin, güçlendirilmiş versiyonunda dayanımdaki düşüş oranının güçlendirilmemiş olanına göre azalsa da yüksek bir mertebede kaldığı görülmüştür. Bu numunelerin güçlendirilmiş versiyonlarından daha yüksek bir performans artışı beklenmektedir. Hasar mekanizmaları ileriki bölümlerde incelenecektir. İlk seri ve ikinci seri numunelerin sonuçları arasında yapılan karşılaştırmalar Tablo 4.3'de özet halinde sunulmuştur.

Tablo 4.3: İlk seri (güçlendirilmemiş) ve ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) sonuçları arasındaki karşılaştırmalar.

Karşılaştırılan Numuneler		**Dayanımdaki Artış**	**Kirişlerin Akma**
İlk Seri	**İkinci Seri**	**poz. / neg. yön(%)**	**Momentine Erişmesi**
BCJ-01-CC	BCJ-01-CC-R	31/29	x / √
BCJ-02-CU	BCJ-02-CU-R	38/47	x / √
BCJ-03-90H-C	BCJ-03-90H-C-R	3/2	x / x
BCJ-04-90H-U	BCJ-04-90H-U-R	39/44	x / x
BCJ-05-180H-U	BCJ-05-180H-U-R	36/39	x / x

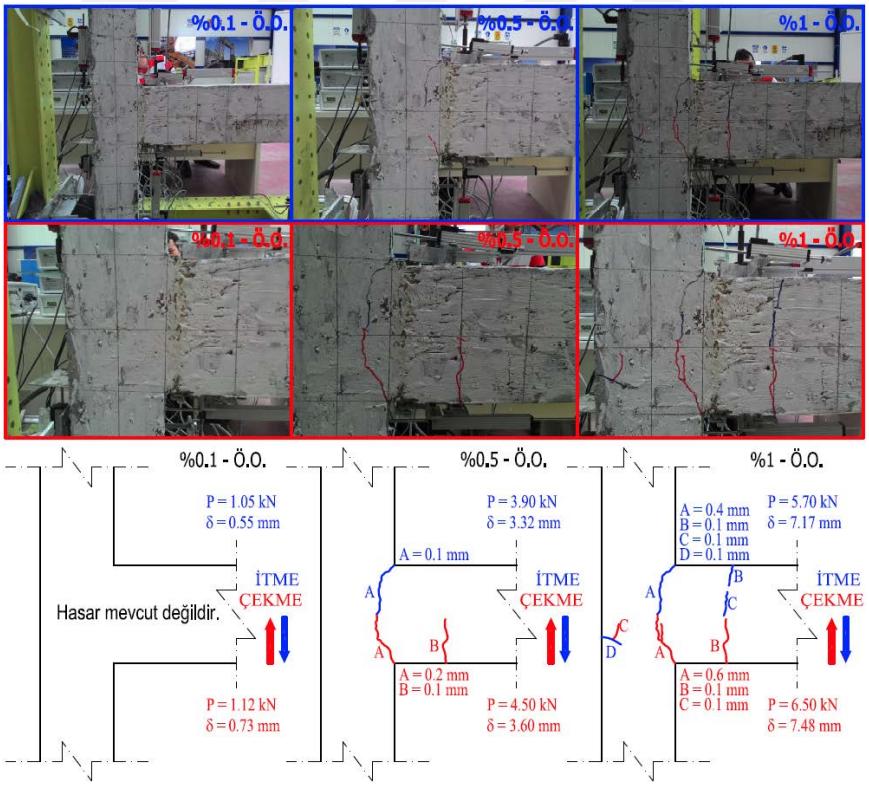
4.1.2. Hasarların İncelenmesi

Deney numunelerindeki hasarlar genel olarak birleşim bölgesi veya kirişte oluşan çatlakların genişlikleri ile ölçülerek belirlenmektedir. Her numune için deney sonunda çatlak ölçümleri gerçekleştirilmiştir. İleri seviye öteleme olanlarında birleşim bölgesinin tamamıyla dağılması gibi durumlar söz konusu olduğunda çatlak ölçümleri yapılamamıştır. Bu ölçümlerde itme yönündeki (pozitif yön) çatlaklar mavi renk ile, çekme yönündeki (negatif yön) çatlaklar ise kırmızı ile işaretlenmiştir. Numunelerde her yükleme adımı sonunda deneyler duraklatılıp ölçümler tekrarlanmıştır. Çatlak şemaları çizilen öteleme oranları için kullanılan fotoğraflar, itme yönü için mavi çerçeve içine, çekme yönü için kırmızı çerçeve içine alınarak şemalar ile birlikte verilmiştir. Bu ölçümlerde ölçülen değerler, o çatlak boyunca oluşan en büyük genişlik için çatlak genişliğine dik olacak şekilde ölçülen mesafelerdir. Söz konusu çatlaklar isimlendirilerek, genişlikleri ile birlikte hazırlanan çatlak şemaları ile sunulmuştur. Yükleme adımları ve numunelerin sayısı göze alındığında, deneylerin genelini kapsaması açısından her numunenin çatlak şeması belirli öteleme oranları için verilmiştir. Güçlendirilmiş numuneler için hazırlanan çatlak şemalarında, numune davranışını daha iyi temsil ettiği düşünülen bazı farklı öteleme oranlarındaki sonuçlar kullanılmıştır. %0.5 ve %1 öteleme oranlarından iki adet çevrim yapıldığından dolayı bu öteleme oranları için verilen şemalarda ikinci yapılan çevrim sonundaki ölçümler sunulmuştur. Çatlaklar, yaklaşık ölçekli olarak çizilmiştir. Ancak güçlendirilmiş numunelerde, kiriş üzerinde birleşim bölgesinden kısmen uzakta oluşan bazı çatlaklar, gösterim kolaylığı açısından birleşim bölgesine daha yakın çizilmiştir. Bu gibi durumlar için üst taraftaki fotoğraflar kontrol edilebilir. Söz konusu hasar ölçümleri, ileriki bölümlerde bahsedilecek olan “moment-dönme” ölçümleri ile donatı ve birleşim bölgesi şekildeğiştirme verileriyle teyit edilmiştir.

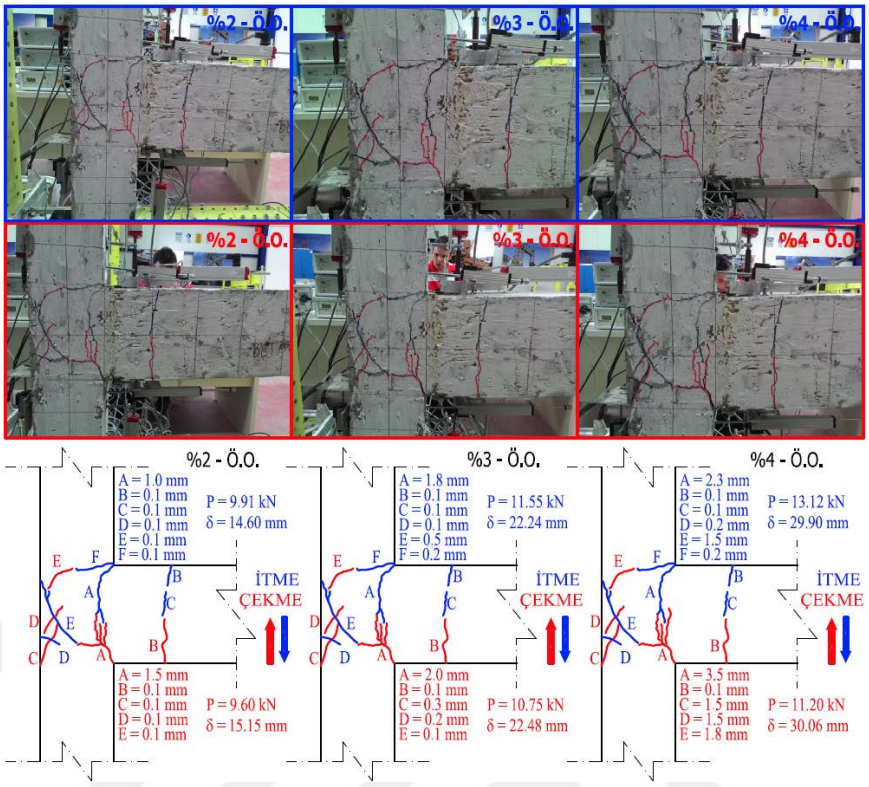
4.1.2.1. BCJ-01-CC Numunesinin Hasar İncelemeleri

İlk numunenin hasar şemaları incelendiğinde, ilk kılcal çatlaklar, birleşim bölgesinde %0.5 öteleme oranında tespit edilmiştir. Aynı öteleme oranında kiriş üzerinde, çekme yönünde kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. %1 öteleme oranına gelindiğinde birleşim bölgesinde kolona kısmen paralel olarak oluşan çatlak genişliklerinin 0.4~0.6 mm mertebesine çıkarak birleştikleri görülmüştür. Aynı öteleme oranında kiriş üzerinde de itme yönünde kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. %2, %3 ve %4 öteleme oranlarında birleşim bölgesinde birbiriyle birleşen bu çatlakların itme yönünde sırasıyla, 1, 1.8 ve 2.3 mm, çekme yönünde sırasıyla 1.5, 2 ve 3.5 mm

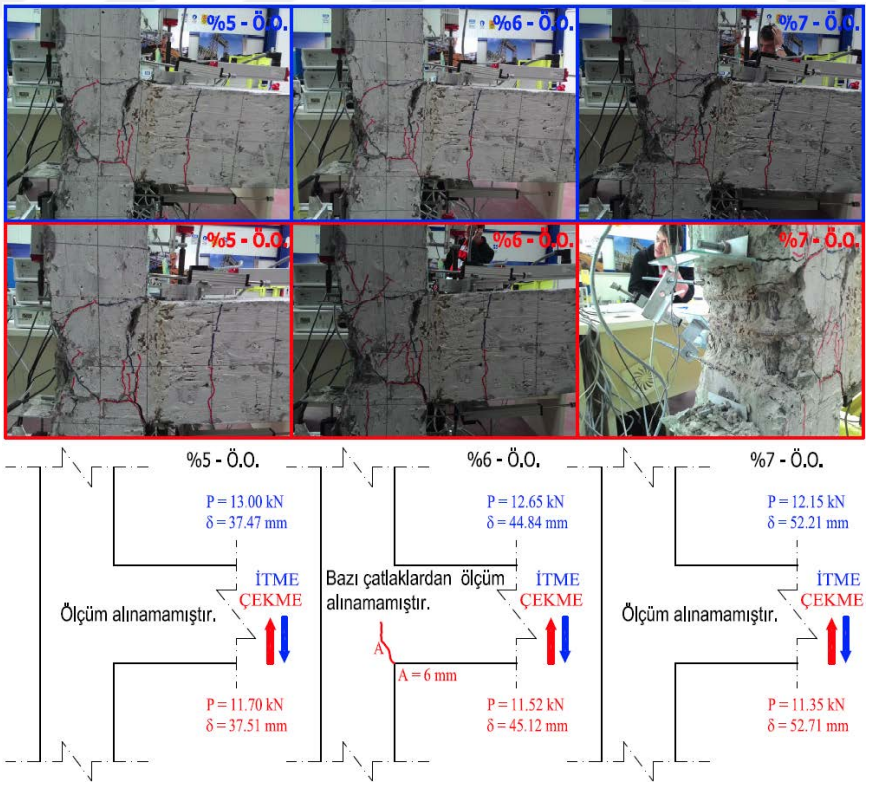
genişliklere ulaştıkları belirlenmiştir. Ayrıca söz konusu öteleme oranlarında birleşim bölgesinin kolonun arka kısmında kalan bölümünde diyagonal yönde bazı çatlaklar oluşmaya başlamış ve ilerleyen öteleme oranlarında beton kabuğun atmasına sebep olacak şekilde genişlemiştir. %5, %6 ve %7 öteleme oranlarında hasar, birleşim bölgesinin geneline yayılmış olup, çatlak ölçümü gerçekleştirilemeyecek seviyede beton kabuğun atması halini almıştır. %6 öteleme oranında mertebenin anlaşılabilmesi için çekme yönünde bir ölçüm gerçekleştirilmiş olup ilk tespit edilen çatlaklardan çekme yönünde oluşanın genişliğinin 6 mm mertebesine çıktığı görülmüştür. Birleşim bölgesi teorik olarak kapasitesine ulaşamamakla birlikte kiriş de akma momentine ulaşamadan birleşim bölgesi dağılmıştır. Hasar mekanizmasının, kiriş boyuna donatılarının altında kalan betonu ezerek blok halinde sıyrılması şeklinde oluştuğu gözlemlenmiştir. BCJ-01-CC numunesinin hasar fotoğrafları ve şemaları, %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranları için Şekil 4.35'de, %2, %3 ve %4 öteleme oranları için Şekil 4.36'da, %5, %6 ve %7 öteleme oranları için Şekil 4.37'de verilmiştir.



Şekil 4.35: BCJ-01-CC numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



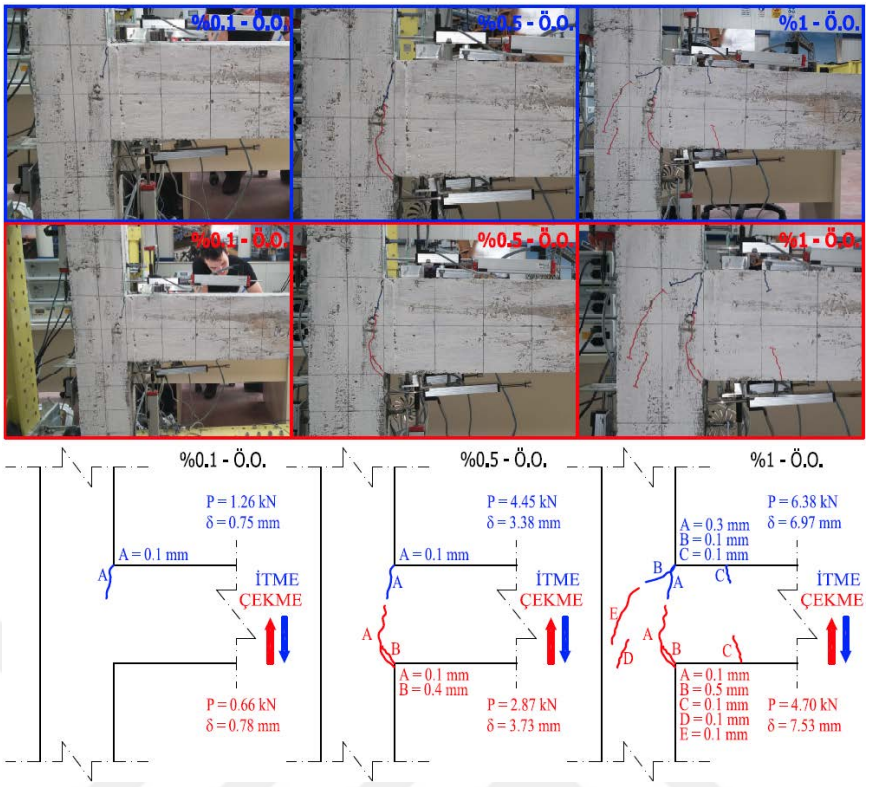
Şekil 4.36: BCJ-01-CC numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



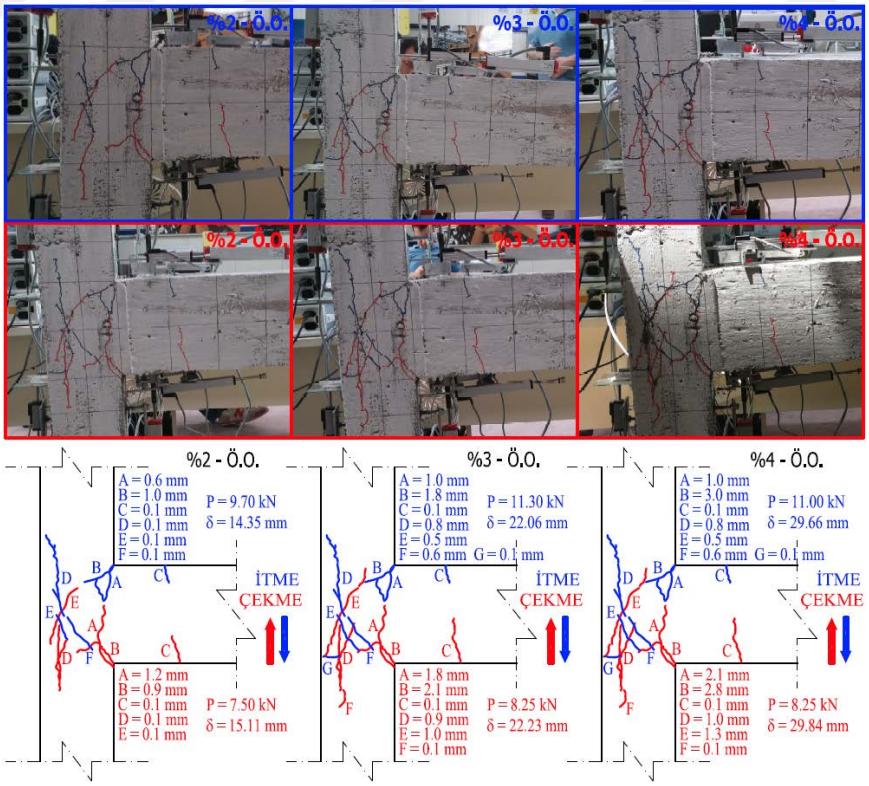
Şekil 4.37: BCJ-01-CC numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

4.1.2.2. BCJ-02-CU Numunesinin Hasar İncelemeleri

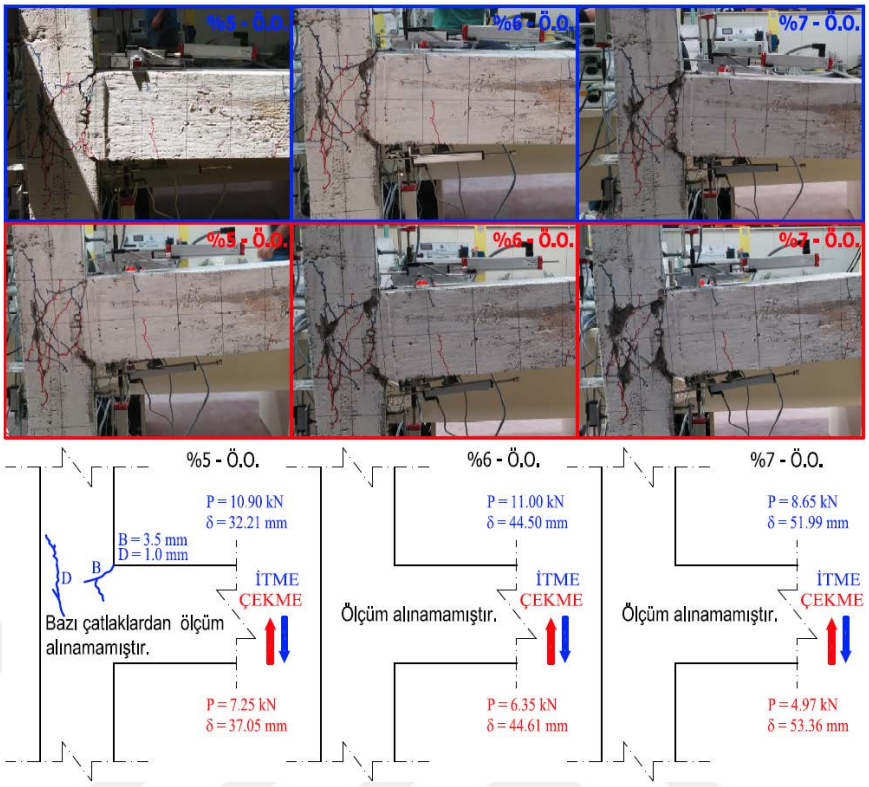
İkinci numunenin hasar şemaları incelendiğinde, ilk kılcal çatlak, birleşim bölgesinde itme yönünde ve %0.1 öteleme oranında tespit edilmiştir. %0.5 öteleme oranında birleşim bölgesinde, çekme yönünde de 0.4 mm genişliğinde kolona kısmen paralel çatlak oluşumu gözlenmiştir. %1 öteleme oranına gelindiğinde birleşim bölgesinde bahsedilen çatlak genişliklerinin 0.3~0.5 mm mertebesine çıkarak birleştikleri görülmüştür. Aynı öteleme oranında kiriş üzerinde de her iki yönde kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur. Ayrıca birleşim bölgesinde diyagonal yönde çapraz kesme çatlakları oluşumu %1 öteleme oranında başlamıştır. %2, %3 ve %4 öteleme oranlarında birleşim bölgesinde birbiriyle birleşen ilk çatlakların itme yönünde sırasıyla, 1, 1.8 ve 3 mm, çekme yönünde sırasıyla 1.2, 2.1 ve 2.8 mm genişliklere ulaştıkları belirlenmiştir. Ayrıca söz konusu öteleme oranlarında birleşim bölgesinde diyagonal yönde itmede 0.8 mm çekmede ise 1.3 mm genişliğe ulaşan çatlak oluşumu gözlenmiştir. %5, %6 ve %7 öteleme oranlarında hasar, birleşim bölgesinin geneline yayılmış olup, çatlak ölçümü gerçekleştirilemeyecek seviyelere çıkmıştır. %5 öteleme oranında mertebenin anlaşılabilmesi için itme yönünde ölçümler gerçekleştirilmiş olup ilk tespit edilen çatlaklardan itme yönünde oluşanın genişliğinin 3.5 mm mertebesine çıktığı görülmüştür. Ayrıca yine aynı öteleme oranında itme yönünde birleim bölgesinde oluşan bir diğer çatlağın 1 mm mertebesinde olduğu görülmüştür. Birleşim bölgesi teorik olarak kapasitesine ulaşamamakla birlikte kiriş de akma momentine ulaşamadan birleşim bölgesi taşıma kapasitesini yitirmiştir. Hasar mekanizmasının, kiriş boyuna donatılarının altında kalan betonu ezerek blok halinde sıyrılması ve sargılama etkisinin olmamasından dolayı birleşim bölgesinin dayanımını yitirmesi şeklinde oluştuğu gözlemlenmiştir. BCJ-02-CU numunesinin hasar fotoğrafları ve şemaları, %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranları için Şekil 4.38'de, %2, %3 ve %4 öteleme oranları için Şekil 4.39'da, %5, %6 ve %7 öteleme oranları için Şekil 4.40'da verilmiştir.



Şekil 4.38: BCJ-02-CU numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



Şekil 4.39: BCJ-02-CU numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

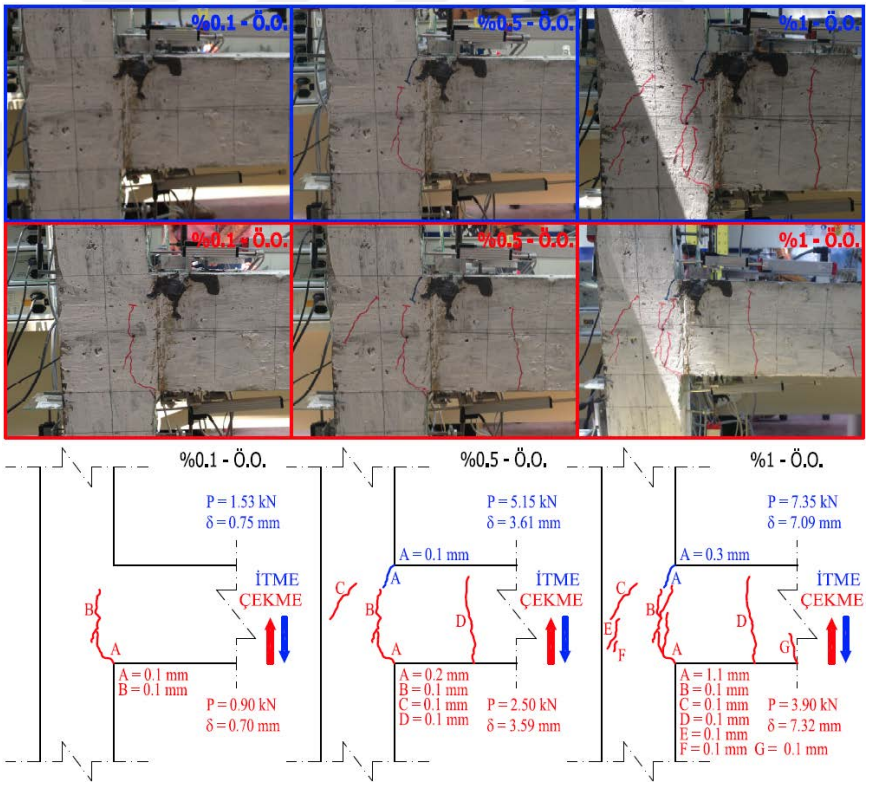


Şekil 4.40: BCJ-02-CU numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

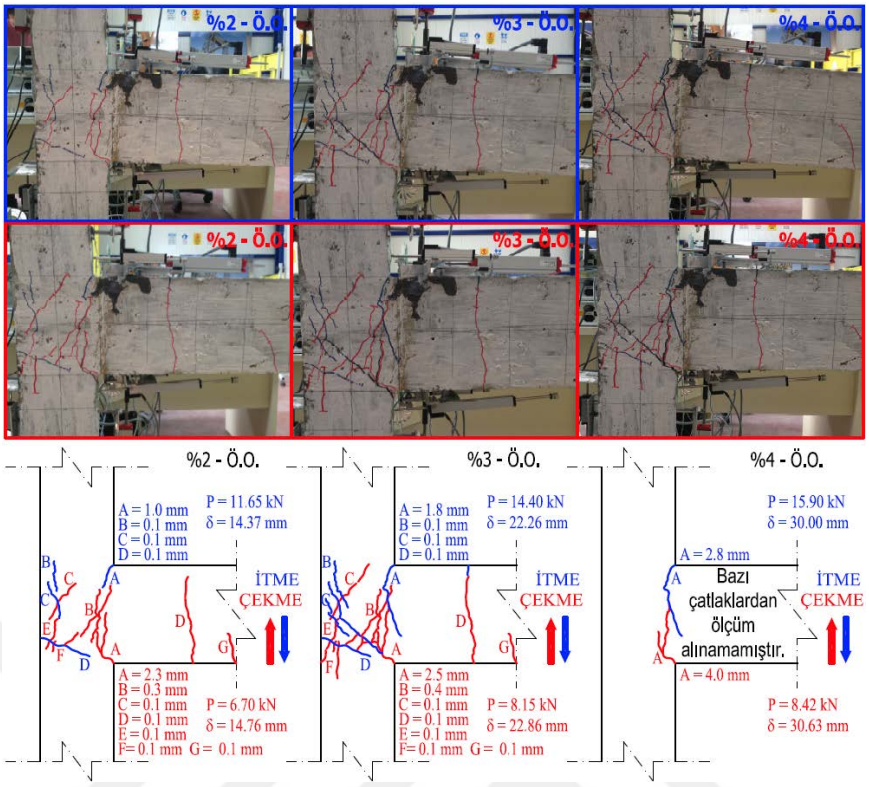
4.1.2.3. BCJ-03-90H-C Numunesinin Hasar İncelemeleri

Üçüncü numunenin hasar şemaları incelendiğinde, ilk kılcal çatlakların, birleşim bölgesinde %0.1 öteleme oranında çekme yönünde ve kolona paralel şekilde oluştuğu tespit edilmiştir. %0.5 öteleme oranında, bu çatlağın 0.2 mm genişliğe yükseldiği ve itme yönünde oluşan benzer şekildeki çatlakla birleştiği gözlemlenmiştir. Aynı öteleme oranında çekme yönünde, kiriş üzerinde, kılcal eğilme çatlağı ve birleşim bölgesinde diyagonal yönde kılcal bir çatlak oluşmuştur. %1 öteleme oranına gelindiğinde birleşim bölgesinde kolona kısmen paralel olarak oluşan çatlak genişliklerinin 0.3~1.1 mm mertebesine çıkarak birleştikleri görülmüştür. Aynı öteleme oranında çekme yönünde birleşim bölgesinde diyagonal yönde kılcal çatlaklar oluşmuştur. %2 öteleme oranında itme yönünde de birleşim bölgesinde diyagonal kılcal çatlaklar oluşmuştur. %2, %3 ve %4 öteleme oranlarında birleşim bölgesinde birbiriyle birleşen kolona paralel çatlakların itme yönünde sırasıyla, 1, 1.8 ve 2.8 mm, çekme yönünde sırasıyla 2.3, 2.5 ve 4 mm genişliklere ulaştıkları belirlenmiştir. %3 öteleme oranında kirişte çekme yönünde oluşan eğilme çatlağının, itme yönünde oluşan bir eğilme çatlağı ile birleştiği görülmüştür. Ayrıca %3 öteleme oranında kirişte çekme yönünde bir eğilme çatlağı daha tespit

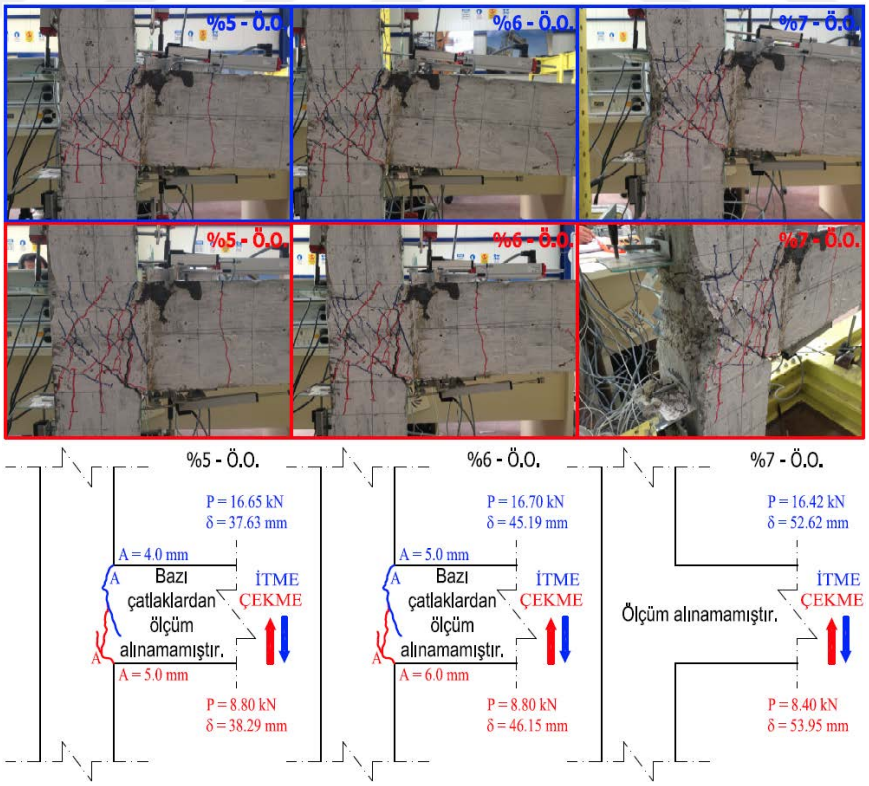
edilmiştir. Kirişte oluşan eğilme çatlakları kılcal mertebede kalmıştır. Söz konusu öteleme oranlarında birleşim bölgesindeki diyagonal yönde oluşan çatlak sayısı artmıştır. %5, %6 ve %7 öteleme oranlarında hasar, birleşim bölgesinin geneline yayılmış olup, çatlak ölçümü gerçekleştirilemeyecek seviyede olup kolonun arka kısmında beton kabuğun atması halini almıştır. %5 ve %6 öteleme oranında mertebenin anlaşılabilmesi için her iki yönde ilk oluşan kolona paralel çatlaklar üzerinde ölçümler gerçekleştirilmiştir. İlk tespit edilen çatlaklardan itme yönünde oluşanın genişliğinin sırasıyla 4 ve 5 mm, çekme yönünde oluşanın 5 ve 6 mm mertebesine çıktığı görülmüştür. Birleşim bölgesi teorik olarak kapasitesine ulaşamamakla birlikte kiriş de akma momentine ulaşamadan birleşim bölgesi dağılmıştır. Hasar mekanizmasını, kiriş boyuna donatılarının kancalarının atması ile sıyrılmalarının domine ettiği gözlemlenmiştir. BCJ-03-90H-C numunesinin hasar fotoğrafları ve şemaları, %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranları için Şekil 4.41'de, %2, %3 ve %4 öteleme oranları için Şekil 4.42'de, %5, %6 ve %7 öteleme oranları için Şekil 4.43'de verilmiştir.



Şekil 4.41: BCJ-03-90H-C numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



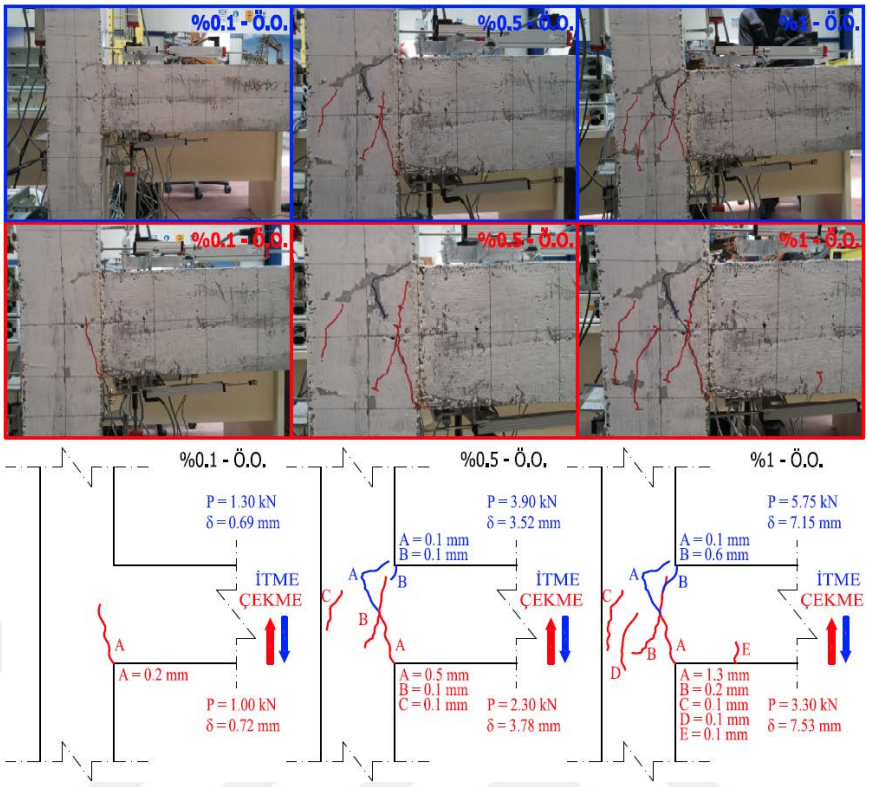
Şekil 4.42: BCJ-03-90H-C numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



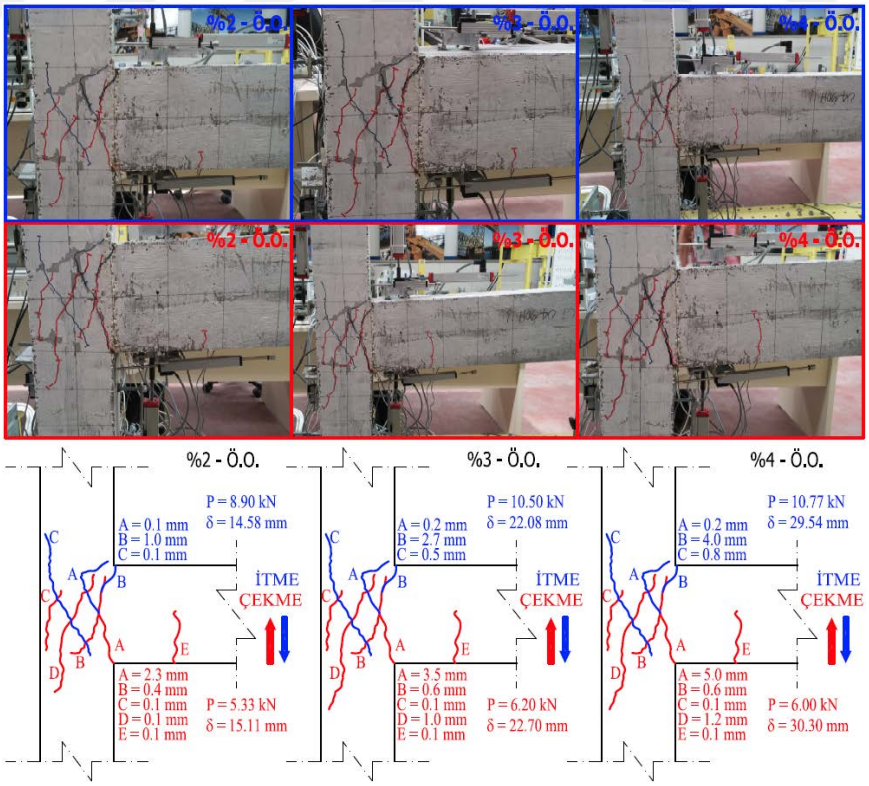
Şekil 4.43: BCJ-03-90H-C numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

4.1.2.4. BCJ-04-90H-U Numunesinin Hasar İncelemeleri

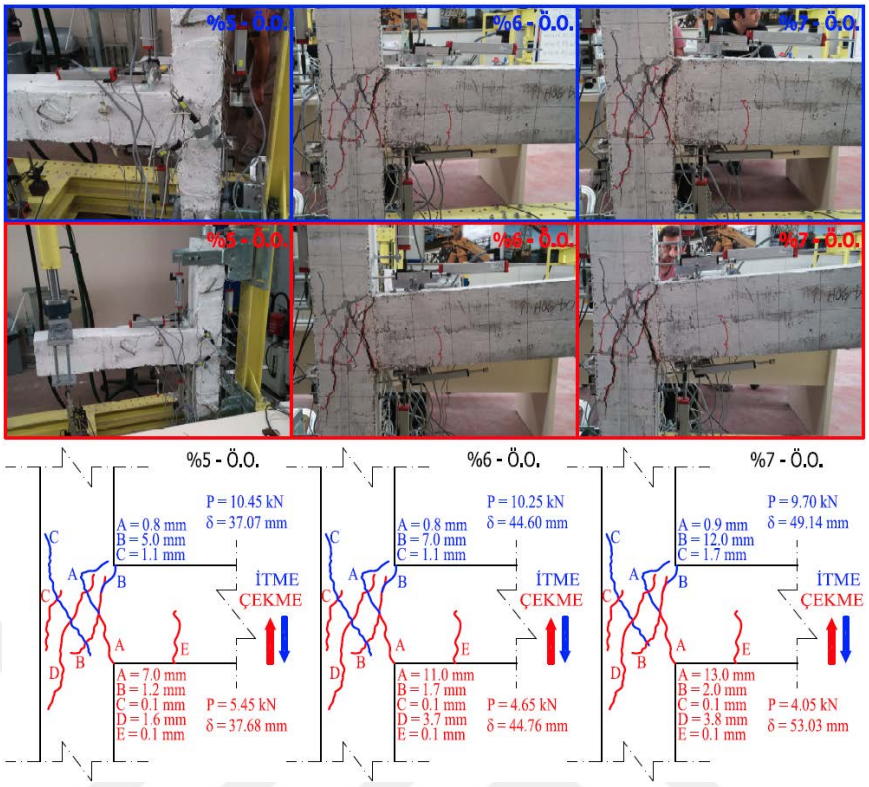
Dördüncü numunenin hasar şemaları incelendiğinde, ilk kılcal çatlağın, birleşim bölgesinde %0.1 öteleme oranında çekme yönünde ve kolona paralel şekilde oluştuğu tespit edilmiştir. %0.5 öteleme oranında, bu çatlağın 0.5 mm genişliğe yükseldiği ve itme yönünde oluşan benzer şekildeki çatlakla birleştiği gözlemlenmiştir. Aynı öteleme oranında çekme yönünde, birleşim bölgesinde diyagonal yönde iki kılcal çatlak oluşmuştur. %1 öteleme oranına gelindiğinde birleşim bölgesinde kolona kısmen paralel olarak oluşan çatlak genişliklerinin 0.6~1.3 mm mertebesine çıktıkları görülmüştür. Aynı öteleme oranında çekme yönünde birleşim bölgesinde diyagonal yönde bir kılcal çatlak daha oluşmuştur. Yine kılcal seviyede kiriş üzerinde çekme yönünde de bir kılcal çatlak oluşumu başlamıştır. %2 öteleme oranında itme yönünde de birleşim bölgesinde diyagonal bir kılcal çatlak oluşmuştur. %2, %3 ve %4 öteleme oranlarında birleşim bölgesinde birbiriyle birleşen kolona paralel çatlakların itme yönünde sırasıyla, 1, 2.7 ve 4 mm, çekme yönünde sırasıyla 2.3, 3.5 ve 5 mm genişliklere ulaştıkları belirlenmiştir. Söz konusu öteleme oranlarında birleşim bölgesinde önceden oluşan diyagonal yöndeki kesme çatlaklarının itme yönünde 0.5~0.8 mm mertebelerine, çekme yönünde ise 0.4~1.2 mertebelerine çıktığı görülmüştür. Kirişte oluşan eğilme çatlaklarının kiriş derinliğince ilerlediği ancak kılcal mertebede kaldığı görülmüştür. %5, %6 ve %7 öteleme oranlarında birleşim bölgesinde birbiriyle birleşen kolona paralel çatlakların itme yönünde sırasıyla, 5, 7 ve 12 mm, çekme yönünde sırasıyla 7, 11 ve 14 mm genişliklere ulaştıkları belirlenmiştir. Aynı öteleme oranları için birleşim bölgesinde diyagonal yöndeki kesme çatlaklarının genişliklerinin itme yönünde 1.1~1.7 mm, çekme yönünde 1.2~3.8 mm mertebelerine ulaştıkları görülmüştür. Birleşim bölgesi teorik olarak kapasitesine ulaşamamakla birlikte kiriş de akma momentine ulaşamadan birleşim bölgesi taşıma gücünü yitirmiştir. Hasar mekanizmasını, kiriş boyuna donatılarının kancalarının atması ile sıyrılmalarının başlattığı ancak sargı etkisinin bulunmamasından dolayı birleşim bölgesinin özellikle çekme yönünde diyagonal çatlakların ilerlemesiyle betonun çekme gerilmesinin aşılmasının domine ettiği gözlemlenmiştir. BCJ-04-90H-U numunesinin hasar fotoğrafları ve şemaları, %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranları için Şekil 4.44'de, %2, %3 ve %4 öteleme oranları için Şekil 4.45'de, %5, %6 ve %7 öteleme oranları için Şekil 4.46'da verilmiştir.



Şekil 4.44: BCJ-04-90H-U numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



Şekil 4.45: BCJ-04-90H-U numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

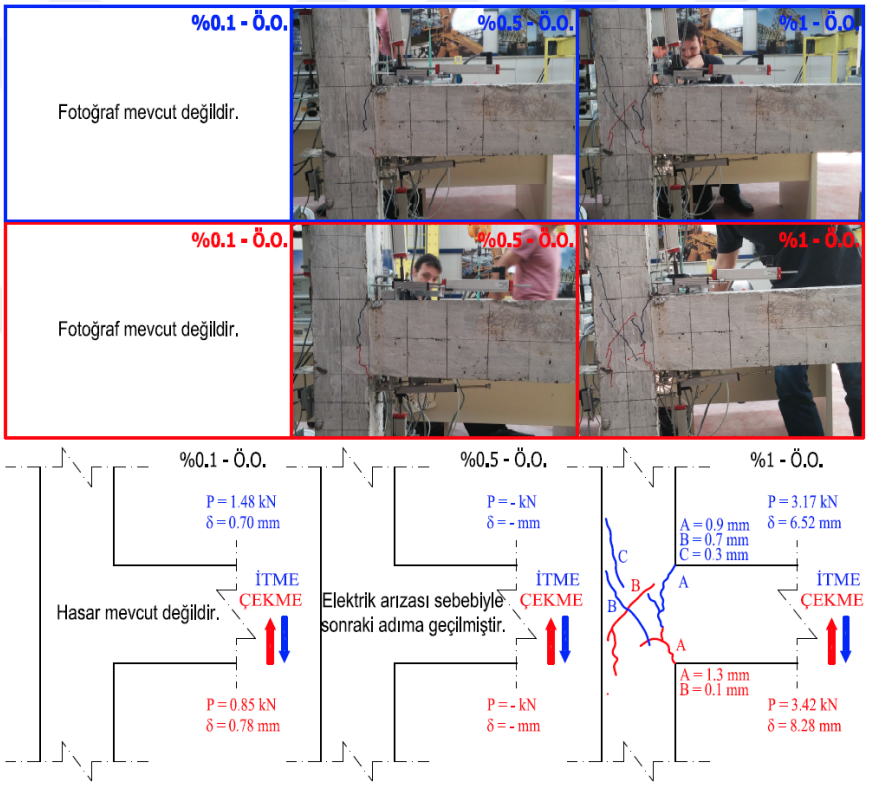


Şekil 4.46: BCJ-04-90H-U numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

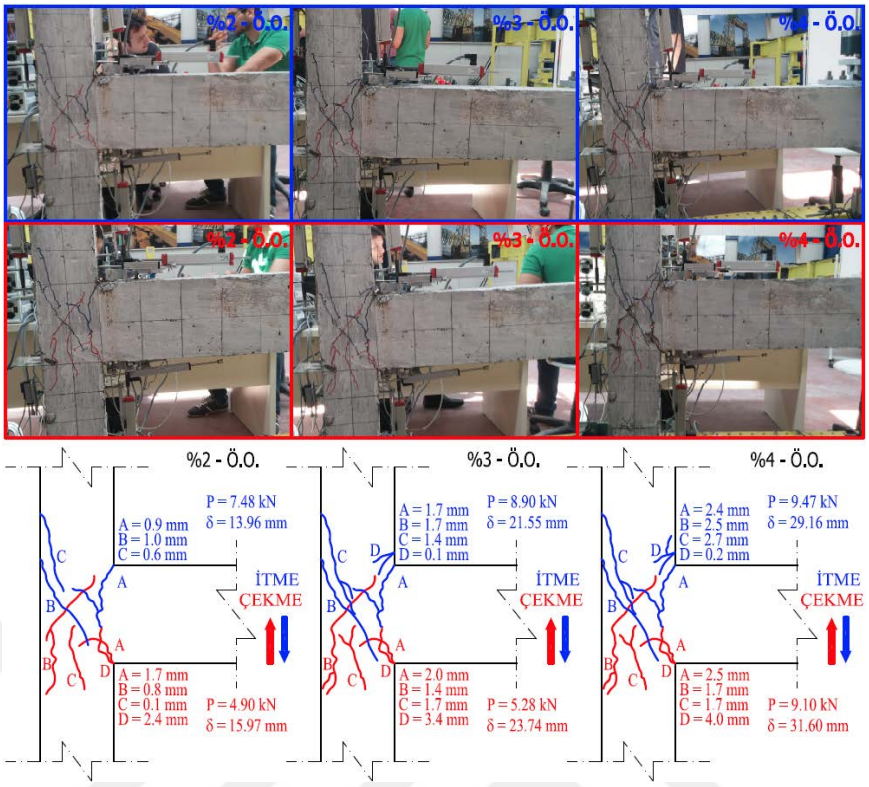
4.1.2.5. BCJ-05-180H-U Numunesinin Hasar İncelemeleri

Beşinci numunenin testlerinde %0.1 öteleme oranında herhangi bir hasar gözlenmemiştir. Ancak %0.5 öteleme oranında elektrik arızası gerçekleşmiş olup testler %1 öteleme oranına devam ettirilmiştir. Hasar şemaları incelendiğinde, ilk kılcal çatlakların arızanın gerçekleştiği %0.5 öteleme oranında birleşim bölgesinde kolona paralel olarak oluştuğu tespit edilmiştir. %1 öteleme oranına gelindiğinde birleşim bölgesinde kolona kısmen paralel olarak oluşan çatlak genişliklerinin 0.9~1.3 mm mertebesine çıktığı görülmüştür. Aynı öteleme oranında birleşim bölgesinde her iki yönde diyagonal kesme çatlaklarının oluştuğu, itme yönündekilerin 0.3~0.7 mm mertebesinde, çekme yönündekilerin ise kılcal mertebede çatlak genişliklerine sahip olduğu tespit edilmiştir. %2, %3 ve %4 öteleme oranlarında birleşim bölgesinde kolona paralel olarak birleşen çatlakların itme yönünde sırasıyla, 0.9, 1.7 ve 2.4 mm, çekme yönünde sırasıyla 2.4, 3.4 ve 4 mm genişliklere ulaştıkları belirlenmiştir. Ayrıca söz konusu öteleme oranlarında birleşim bölgesinde diyagonal yönde oluşan çatlak sayısı artmış, çatlak genişlikleri her iki yönde 2.7 mm mertebesine ulaşmıştır. Bu öteleme oranlarında kirişle kolonun birleştiği kısımlarda yeni çatlaklar oluşmuştur. %5, %6 ve %7 öteleme oranlarında hasar, birleşim

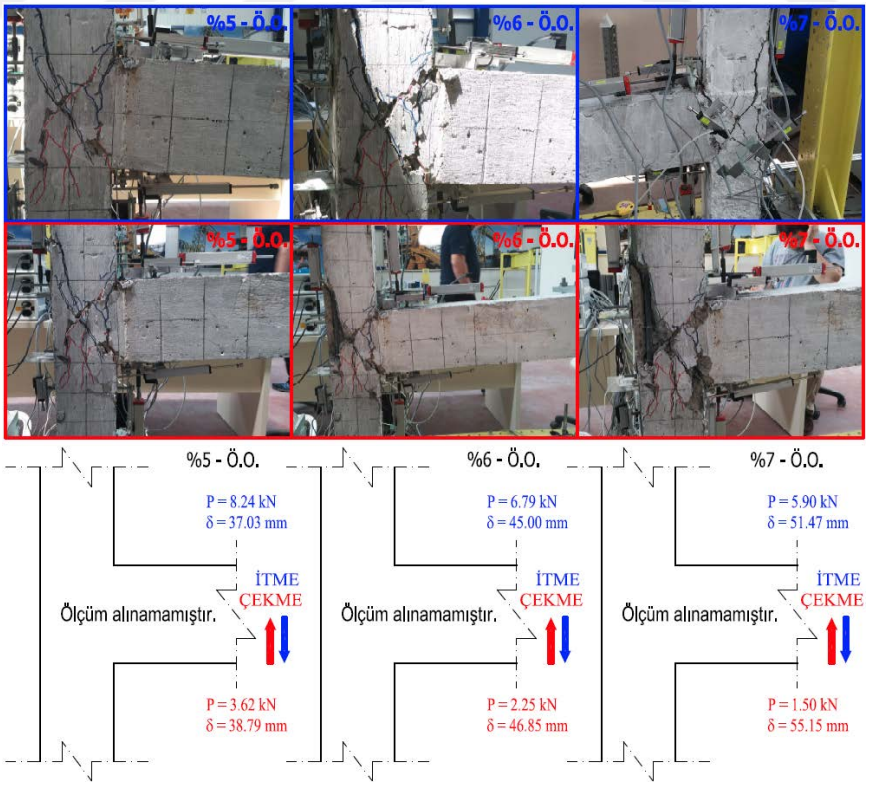
bölgesinin geneline yayılmış olup, çatlak ölçümü gerçekleştirilemeyecek seviyede beton kabuğun atması halini almıştır. Test süresince kiriş üzerinde herhangi bir eğilme çatlağı gözlemlenmemiştir. Birleşim bölgesi teorik olarak kapasitesine ulaşamamakla birlikte kiriş de akma momentine ulaşamadan birleşim bölgesi dağılmıştır. Hasar mekanizması, kiriş boyuna donatılarının altında kalan betonu ezerek blok halinde sıyrılmasıyla başlamıştır. Daha sonra birleşim bölgesinde sargı koşullarının sağlanmaması sebebiyle diyagonal yönde betonun çekme gerilmesinin aşılmasının domine ettiği bir hasar dağılımı gözlemlenmiştir. BCJ-05-180H-U numunesinin hasar fotoğrafları ve şemaları, %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranları için Şekil 4.47'de, %2, %3 ve %4 öteleme oranları için Şekil 4.48'de, %5, %6 ve %7 öteleme oranları için Şekil 4.49'da verilmiştir.



Şekil 4.47: BCJ-05-180H-U numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



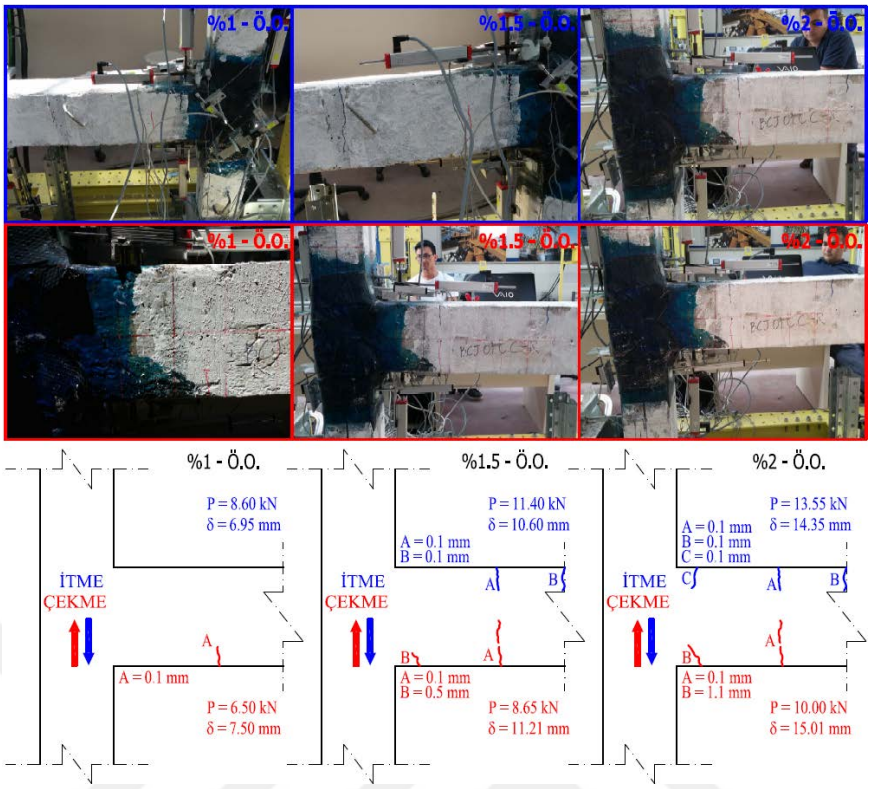
Şekil 4.48: BCJ-05-180H-U numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



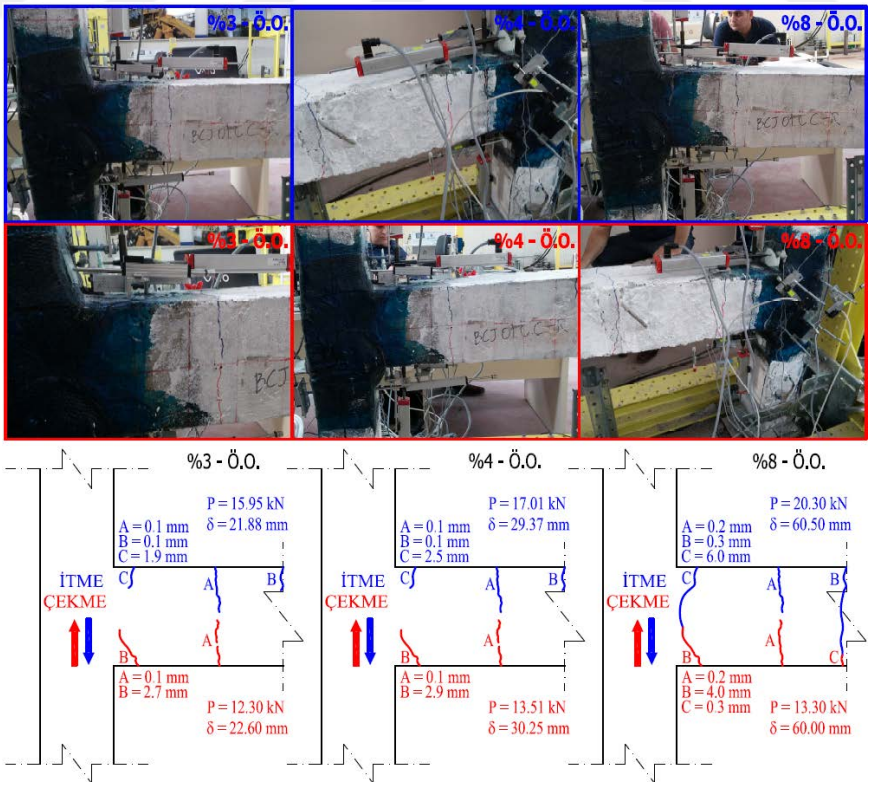
Şekil 4.49: BCJ-05-180H-U numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

4.1.2.6. BCJ-01-CC-R Numunesinin Hasar İncelemeleri

Güçlendirilmiş ilk numunenin hasar şemaları incelendiğinde, ilk kılcal çatlak, %0.1 öteleme oranında çekme yönünde ve kiriş üzerinde tespit edilmiştir. %1.5 öteleme oranında bu çatlakta ilerleme gözlenmiştir ve itme yönünde aynı çatlak hizasında ve yükün verildiği bölüme yakın kısımda yeni kılcal çatlaklar oluşmuştur. Aynı öteleme oranında kiriş üzerinde, kolona daha yakın bir bölgede çekme yönünde 0.5 mm genişliğinde başka bir eğilme çatlağı oluşmuştur. %2 öteleme oranına gelindiğinde çekme yönünde kolona yakın bölümde oluşan kiriş eğilme çatlağı 1.1 mm genişliğe ulaşmıştır. Bu çatlağın hizasında itme yönünde kılcal bir çatlak oluşmuştur. %3 öteleme oranında bu çatlakların genişlikleri itme yönünde 1.9 mm, çekme yönünde 2.7 mm'ye ulaşmıştır. Aynı öteleme oranında kiriş üzerindeki diğer kılcal çatlaklardan bazıları birleşmiştir. %4 öteleme oranında kolona yakın kısımda oluşan çatlak genişlikleri itme yönünde 2.5 mm, çekme yönünde 2.9 mm olmuştur. %8 öteleme oranına gelindiğinde bu çatlaklar itme yönünde 6 mm çekme yönünde 4 mm mertebesine çıkmıştır. Yükün verildiği kısma yakın bölgede oluşan itme çatlağı da ilerleyerek çekme yönünde oluşan yeni kılcal çatlak ile birleşmiştir. Orta kısımda oluşan çatlak genişlikleri ise 0.2 mm mertebesine çıkmıştır. Hasar mekanizmasını, kirişin akma momenti kapasitesine erişmesinin domine ettiği gözlemlenmiştir. BCJ-01-CC-R numunesinin hasar fotoğrafları ve şemaları, %1, %1.5 ve %2 öteleme oranları için Şekil 4.50'de, %3, %4 ve %8 öteleme oranları için Şekil 4.51'de verilmiştir.



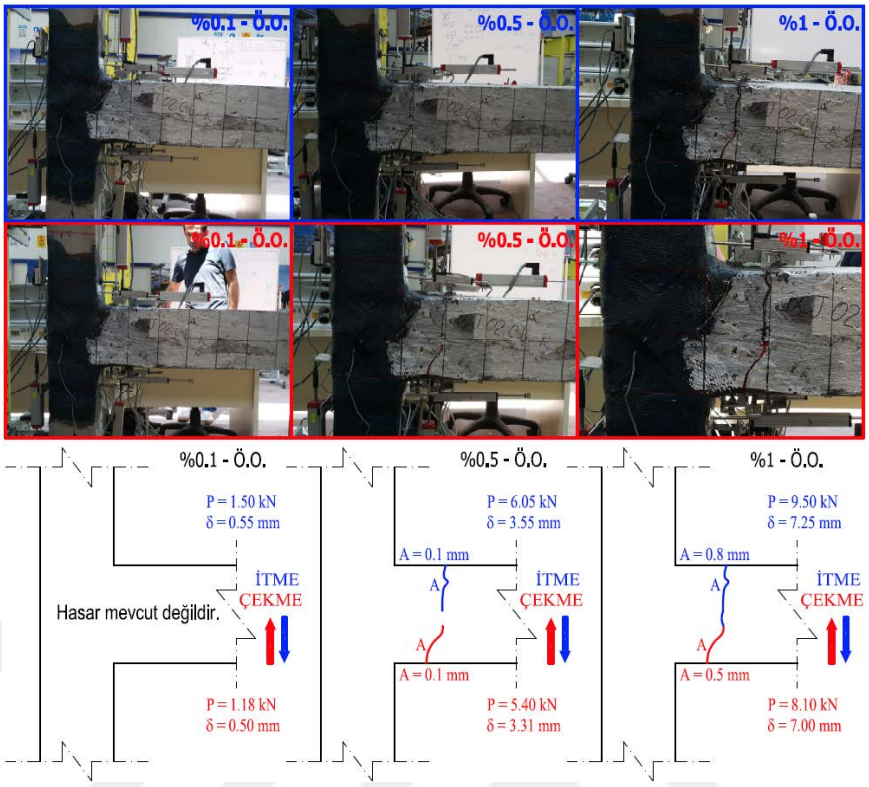
Şekil 4.50: BCJ-01-CC-R numunesinin %1, %1.5 ve %2 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



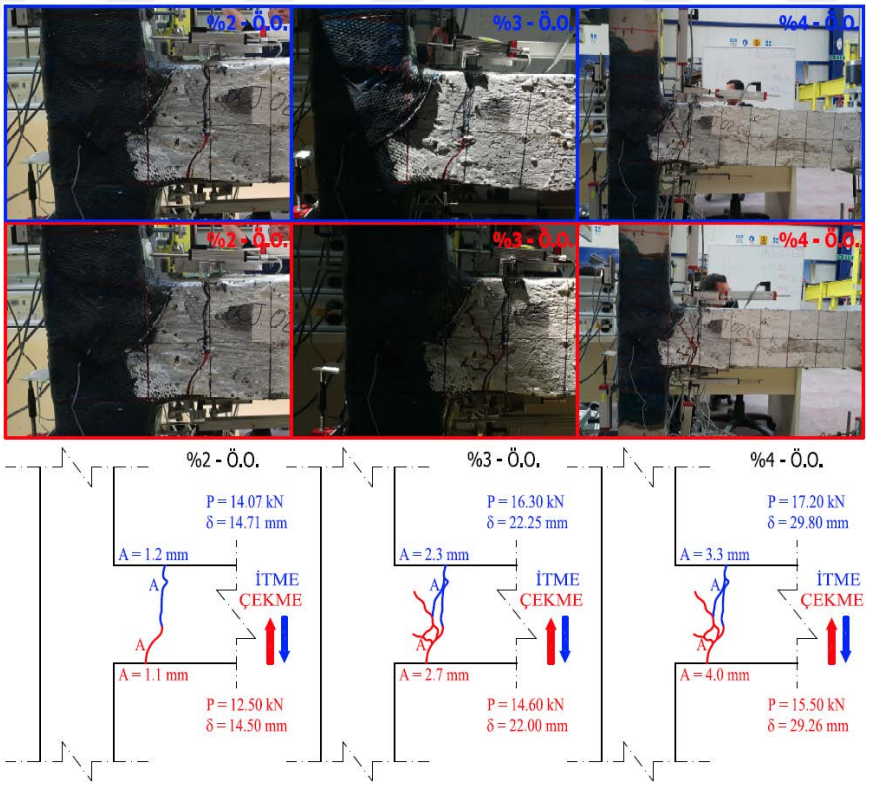
Şekil 4.51: BCJ-01-CC-R numunesinin %3, %4 ve %8 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

4.1.2.7. BCJ-02-CU-R Numunesinin Hasar İncelemeleri

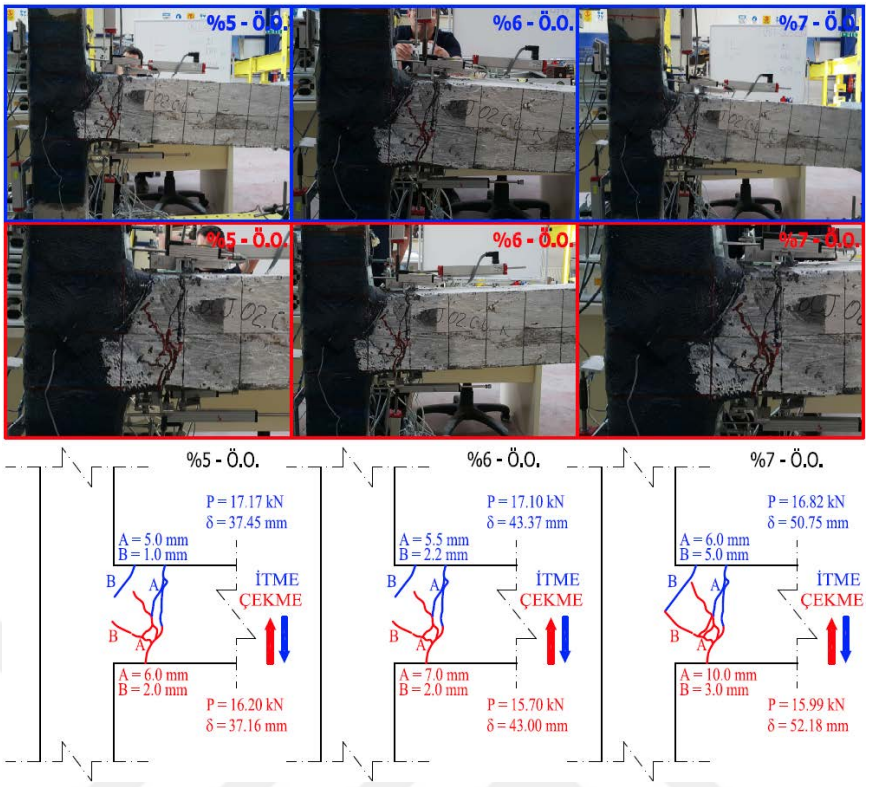
Güçlendirilmiş ikinci numunenin hasar şemaları incelendiğinde, ilk kılcal çatlaklar, %0.5 öteleme oranında her iki yönde ve kiriş üzerinde tespit edilmiştir. %1 öteleme oranında bu çatlaklar birleşerek çatlak genişlikleri itme yönünde 0.8 mm, çekme yönünde ise 0.5 mm olarak ölçülmüştür. %2, %3 ve %4 öteleme oranlarında bu çatlakların, itme yönünde sırasıyla, 1.2, 2.3 ve 3.3 mm, çekme yönünde sırasıyla 1.1, 2.7 ve 4 mm genişliklere ulaştıkları belirlenmiştir. %3 öteleme oranında bu çatlakların kılcallanarak kenarlara doğru yayıldıkları tespit edilmiştir. %5, %6 ve %7 öteleme oranlarında bu çatlakların, itme yönünde sırasıyla, 5, 5.5 ve 6 mm, çekme yönünde sırasıyla 6, 7 ve 10 mm genişliklere ulaştıkları belirlenmiştir. Ayrıca %5 öteleme oranında itme yönünde kiriş üzerinde birleşim bölgesine daha yakın bir kısımda 1 mm genişliğinde yeni bir çatlak gözlemlenmiş olup bu çatlak %6 öteleme oranında 2.2 mm, %7 öteleme oranında ise 5 mm genişliğe ulaşarak çekmede oluşan çatlak yayılımı ile birleşmiştir. Çekme yönünde yayılmaya başlayan çatlak genişliği %5 öteleme oranında 2 mm ölçülmüş olup %7 öteleme oranında 3 mm mertebesine ulaşmıştır. Hasar mekanizmasını, kirişin akma momenti kapasitesine erişmesinin domine ettiği gözlemlenmiştir. BCJ-02-CU-R numunesinin hasar fotoğrafları ve şemaları, %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranları için Şekil 4.52'de, %2, %3 ve %4 öteleme oranları için Şekil 4.53'de, %5, %6 ve %7 öteleme oranları için Şekil 4.54'de verilmiştir.



Şekil 4.52: BCJ-02-CU-R numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



Şekil 4.53: BCJ-02-CU-R numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

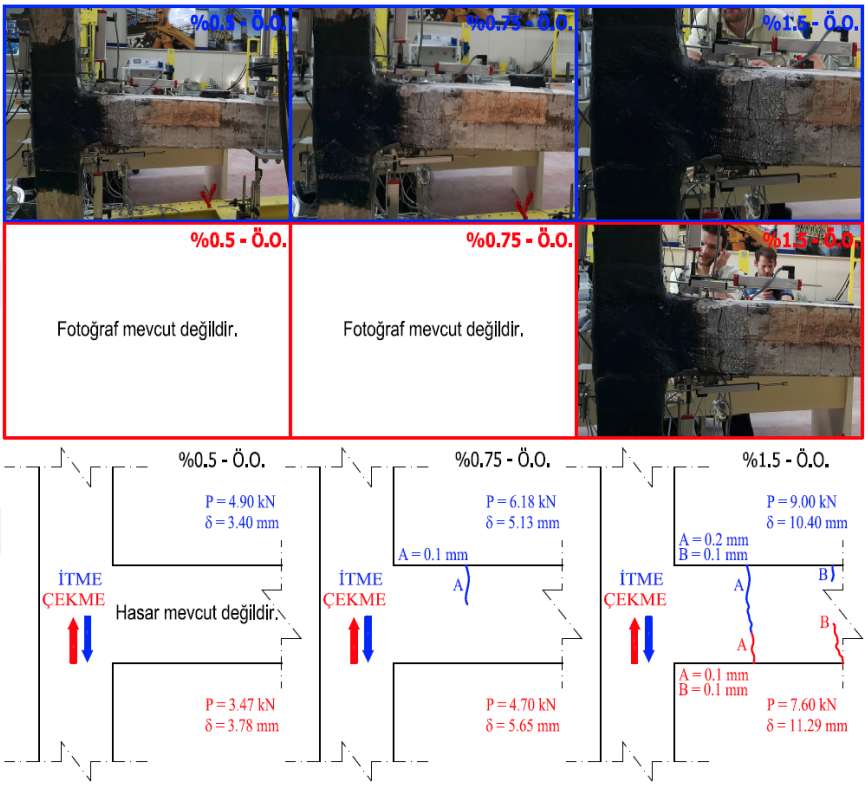


Şekil 4.54: BCJ-02-CU-R numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

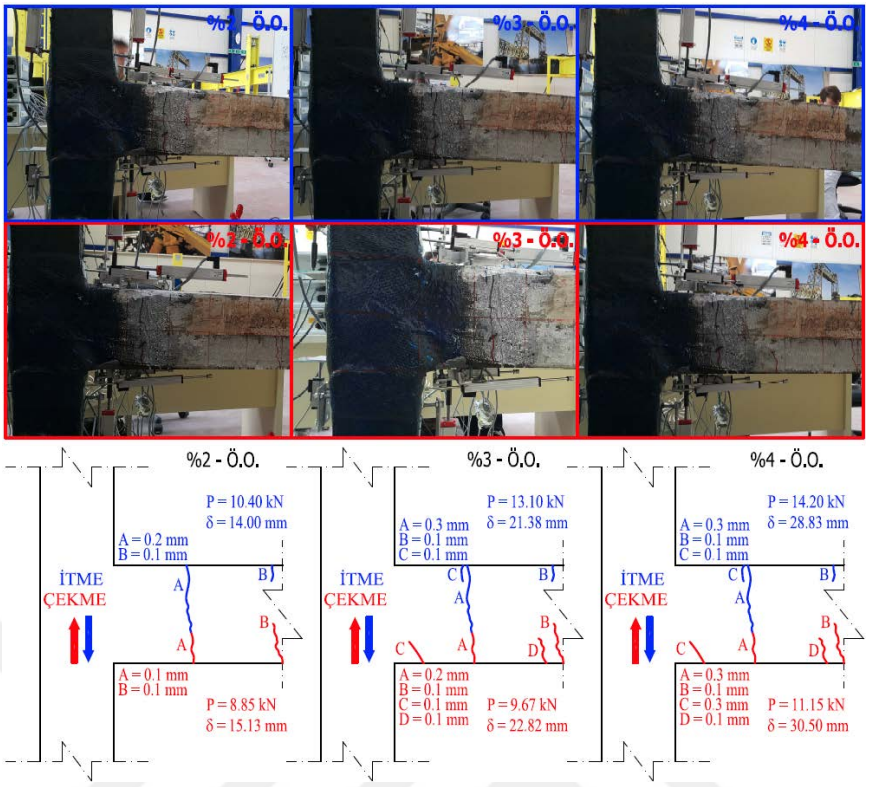
4.1.2.8. BCJ-03-90H-C-R Numunesinin Hasar İncelemeleri

Güçlendirilmiş üçüncü numunenin hasar şemaları incelendiğinde, ilk kılcal çatlak, %0.75 öteleme oranında itme yönünde ve kiriş üzerinde tespit edilmiştir. %1.5 öteleme oranında bu çatlak 0.2 mm genişliğine ulaşarak çekme yönünde aynı hizada oluşan yeni bir kılcal çatlak ile birleşmiştir. Aynı öteleme oranında yükün verildiği kısma daha yakın bir bölgede her iki yönde yeni kılcal çatlaklar oluşmuştur. %2, %3 ve %4 öteleme oranlarında ilk oluşan kılcal çatlakların, her iki yönde 0.1~0.3 mm mertebesindeki genişliklere ulaştıkları belirlenmiştir. %3 öteleme oranında yükün verildiği kısma yakın bölgede her iki yönde yeni kılcal çatlaklar oluşmuştur. Aynı öteleme oranında çekme yönünde kolona doğru diyagonal olarak ilerleyen yeni bir kılcal çatlak oluşarak %4 öteleme oranında 0.3 mm genişliğe ulaşmıştır. Bu çatlağa paralel olarak %3 öteleme oranında FRP'de yırtılmanın başladığı gözlemlenmiştir. %5 öteleme oranına gelindiğinde söz konusu çatlak 3 mm genişliğe erişerek aynı şekle sahip itme yönünde oluşan 2 mm genişliğinde yeni bir çatlak ile birleşmiştir. Daha önce kiriş üzerinde ölçülen çatlakların 0.4~0.5 mm mertebelerine eriştiği ancak hasarın, birleşim bölgesine çapraz olarak ilerleyen bu çatlaklar tarafından kontrol edildiği belirlenmiştir. %6 ve %7 öteleme oranlarında bu çapraz

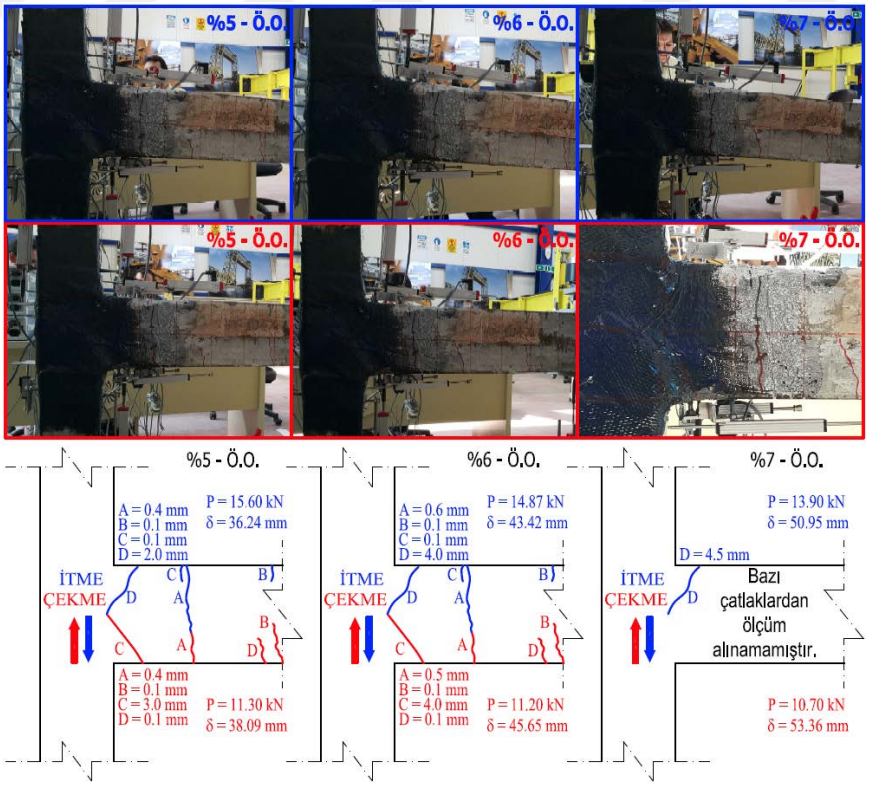
çatlaklar 4~4.5 mm mertebesine ulaşmıştır. FRP'deki yırtılmanın gözle rahatça ayırt edilecek hale geldiği belirlenmiştir. Hasar mekanizmasını, FRP'deki yırtılmaya bağlı olarak kirişte oluşan çapraz eğilme çatlaklarının domine ettiği gözlemlenmiştir. BCJ-03-90H-C-R numunesinin hasar fotoğrafları ve şemaları, %0.5, %0.75 ve %1.5 öteleme oranları için Şekil 4.55'de, %2, %3 ve %4 öteleme oranları için Şekil 4.56'da, %5, %6 ve %7 öteleme oranları için Şekil 4.57'de verilmiştir.



Şekil 4.55: BCJ-03-90H-C-R numunesinin %0.5, %0.75 ve %1.5 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



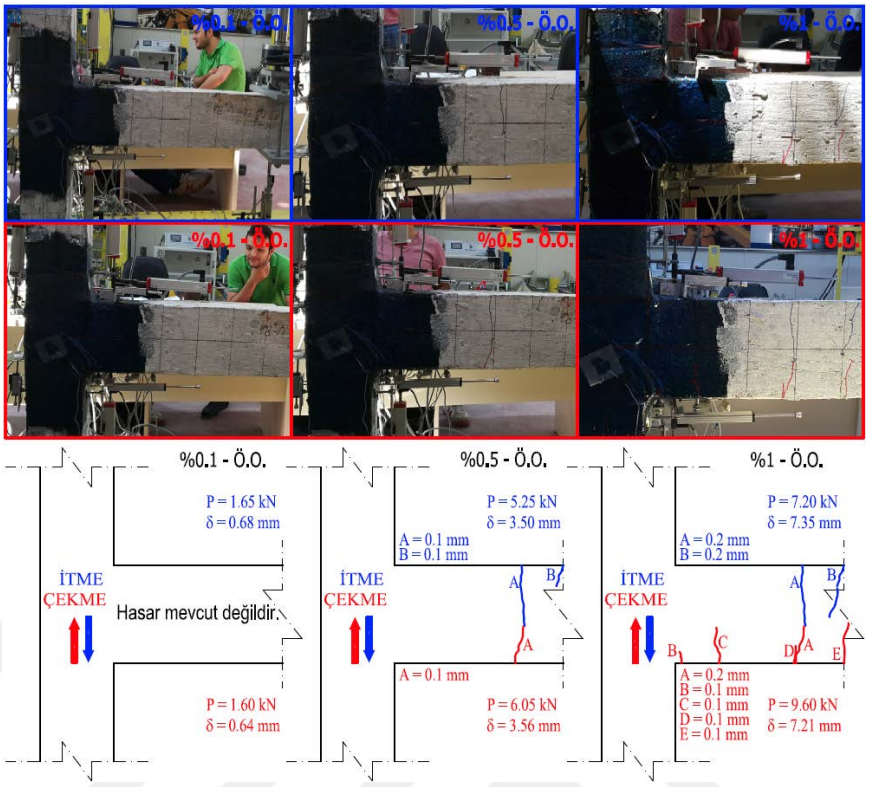
Şekil 4.56: BCJ-03-90H-C-R numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



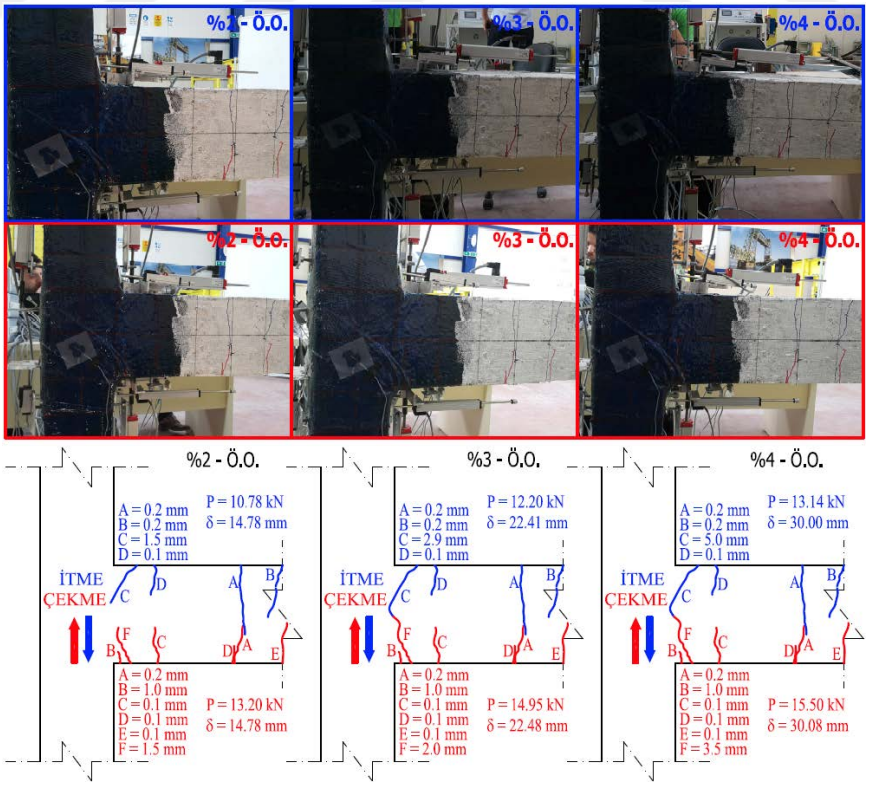
Şekil 4.57: BCJ-03-90H-C-R numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

4.1.2.9. BCJ-04-90H-U-R Numunesinin Hasar İncelemeleri

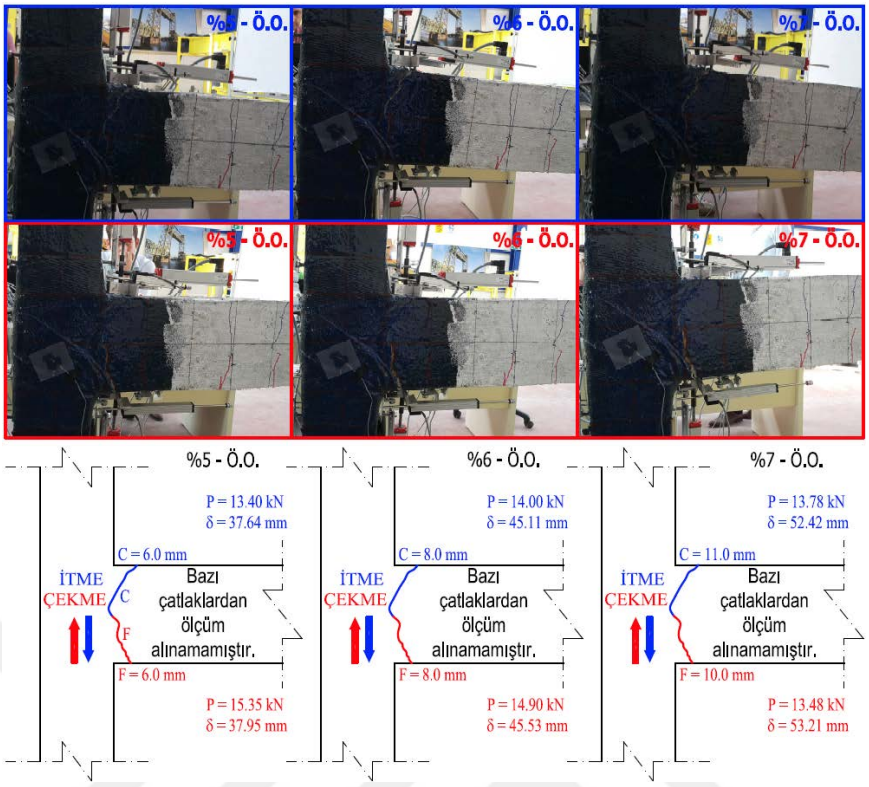
Güçlendirilmiş dördüncü numunenin hasar şemaları incelendiğinde, ilk kılcal çatlaklar, %0.5 öteleme oranında, her iki yönde ve kiriş üzerinde tespit edilmiştir. %1 öteleme oranında bu çatlaklar 0.2 mm genişliğine ulaşmıştır. Aynı öteleme oranında yükün verildiği kısma daha yakın bir bölgede her iki yönde yeni kılcal çatlaklar oluşmuştur. Ayrıca kolona daha yakın bölgede çekme yönünde yeni kılcal çatlaklar da gözlenmiştir. %2 öteleme oranına gelindiğinde kolona çapraz olarak ilerleyen her iki yönde de 1.5 mm genişliğe sahip iki yeni çatlak oluşmuştur. Testin devamında diğer çatlakların mertebesinde önemli bir değişiklik olmadığı, hasarın birleşim bölgesine yakın olan bu iki çatlak tarafından kontrol edildiği belirlenmiştir. Aynı öteleme oranında FRP'de yırtılmanın başladığı gözlemlenmiştir. %3 öteleme oranına gelindiğinde kolona çapraz olarak ilerleyen bu çatlaklar birleşmiştir. %3 ve %4 öteleme oranlarında bu çatlakların itme yönünde sırasıyla 2.9 mm ve 5 mm, çekme yönünde ise sırasıyla 2 mm ve 3.5 mm genişliklere ulaştıkları görülmüştür. %5, %6 ve %7 öteleme oranlarında bu çatlakların itme yönünde sırasıyla, 6, 8 ve 11 mm, çekme yönünde sırasıyla 6, 8 ve 10 mm genişliklere ulaştıkları belirlenmiştir. Kiriş üzerindeki diğer çatlak genişliklerinde ciddi bir değişim gözlenmediğinden söz konusu çatlaklardan ölçüm alınmamıştır. %5 öteleme oranından itibaren FRP'deki yırtılmanın gözle rahatça ayırt edilecek hale geldiği belirlenmiştir. Hasar mekanizmasını, FRP'deki yırtılmaya bağlı olarak kirişte oluşan eğilme çatlaklarının domine ettiği gözlemlenmiştir. BCJ-04-90H-U-R numunesinin hasar fotoğrafları ve şemaları, %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranları için Şekil 4.58'de, %2, %3 ve %4 öteleme oranları için Şekil 4.59'da, %5, %6 ve %7 öteleme oranları için Şekil 4.60'da verilmiştir.



Şekil 4.58: BCJ-04-90H-U-R numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



Şekil 4.59: BCJ-04-90H-U-R numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

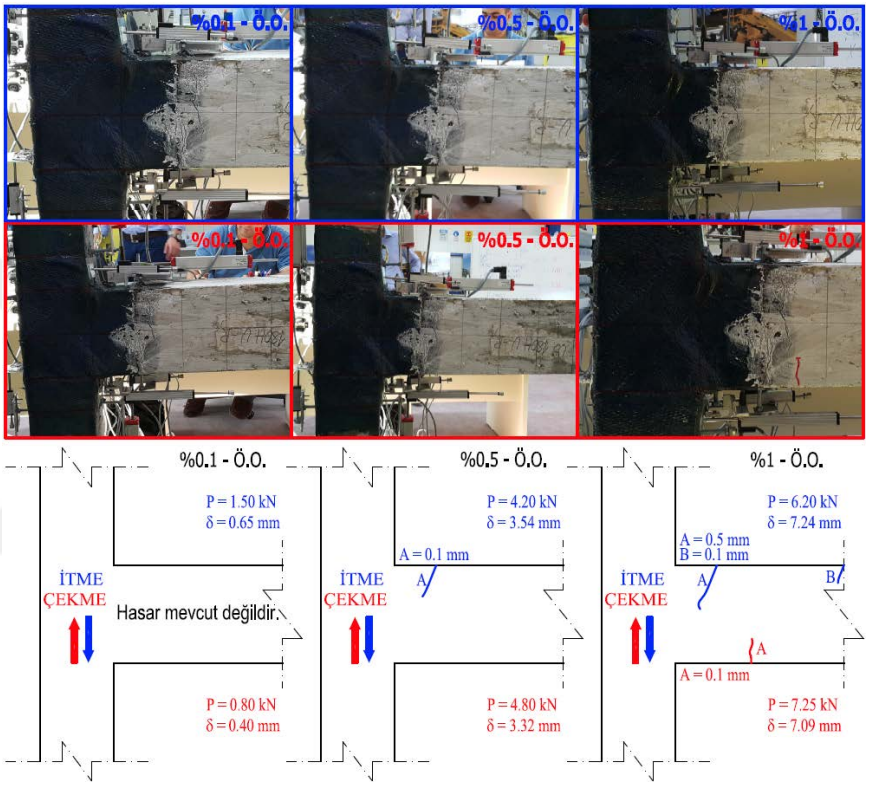


Şekil 4.60: BCJ-04-90H-U-R numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

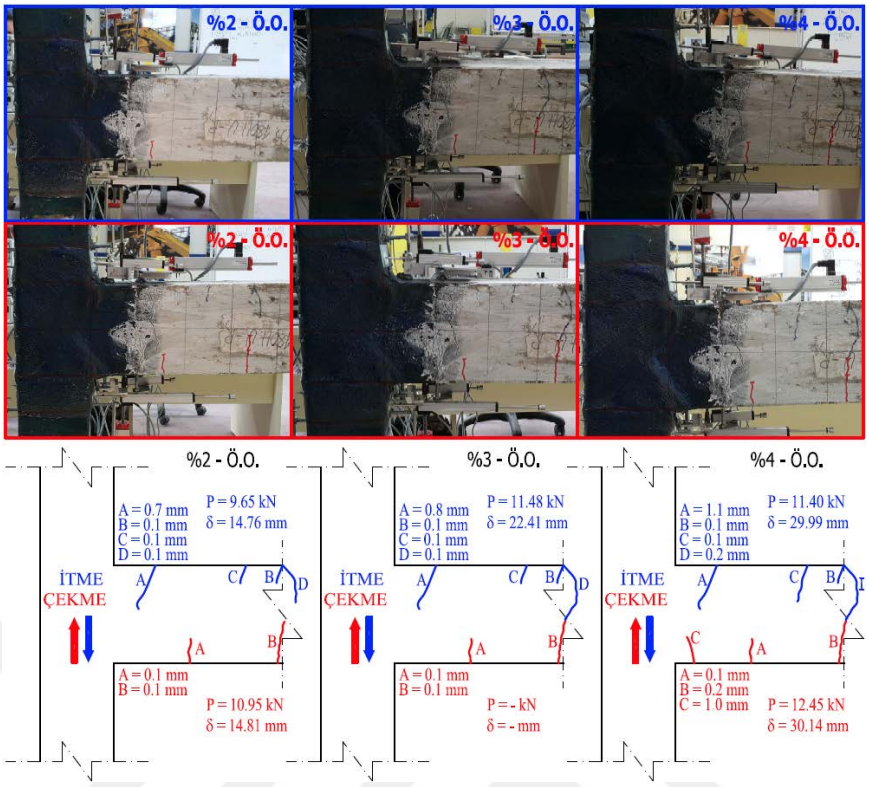
4.1.2.10. BCJ-05-180H-U-R Numunesinin Hasar İncelemeleri

Güçlendirilmiş beşinci numunenin hasar şemaları incelendiğinde, ilk kılcal çatlak, %0.5 öteleme oranında, itme yönünde birleşim bölgesine çapraz şekilde ve kiriş üzerinde tespit edilmiştir. %1 öteleme oranında bu çatlak 0.5 mm genişliğine ulaşmıştır. Aynı öteleme oranında yükün verildiği kısma daha yakın bir bölgede her iki yönde yeni kılcal çatlaklar oluşmuştur. %3 öteleme oranına gelindiğinde yükün verildiği bölgeye daha yakın olan iki kılcal çatlakta birleşme gözlenmiştir. Kolona çapraz olarak tespit edilmiş itme yönündeki ilk kılcal çatlağın genişliği %2, %3 ve %4 öteleme oranları için sırasıyla 0.7, 0.8 ve 1.1 mm olarak ölçülmüştür. Bu çatlak ile aynı hizada ve çekme yönünden benzer bir çatlak oluşumu %4 öteleme oranında gözlemlenmiştir. Söz konusu çatlağın genişliği 1 mm olarak ölçülmüştür. Bu öteleme oranından sonra numunenin hasar mekanizmasını bu iki çatlağın kontrol ettiği görülmüştür. Diğer çatlakların genişlikleri, kılcal mertebeden çok uzaklaşmamışlardır. %5, %6 ve %7 öteleme oranlarına gelindiğinde, birleşim bölgesine çapraz olarak ilerleyen kiriş üzerindeki bu iki çatlaktan itme yönündekinin genişliği 1.2 mm mertebesinde kalmıştır. Ancak çekme yönünde olan çatlağın genişliği sırasıyla 3, 5 ve 10 mm mertebelerine çıkmıştır. %7 öteleme oranında bu

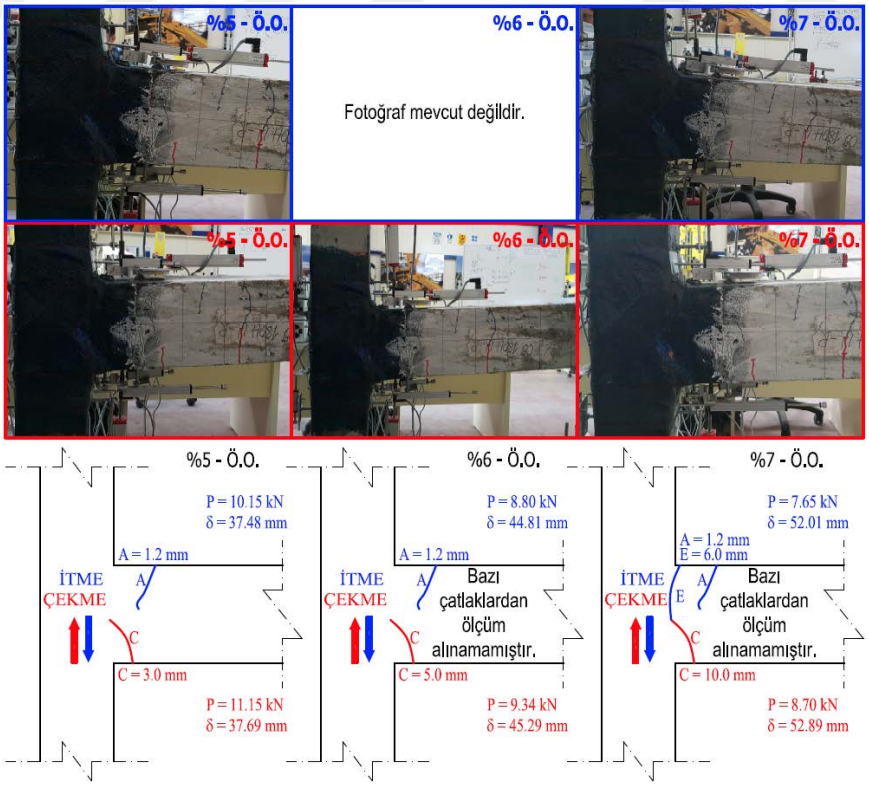
çatlak itme yönünde aniden beliren 6 mm'lik yeni bir çatlak ile birleşmiştir. FRP'de yırtılmanın %2 öteleme oranında başladığı, %4 öteleme oranında gözle rahatça ayırt edilecek hale geldiği belirlenmiştir. Hasar mekanizmasını, FRP'deki yırtılmaya bağlı olarak kirişte oluşan eğilme çatlaklarının domine ettiği gözlemlenmiştir. BCJ-05-180H-U-R numunesinin hasar fotoğrafları ve şemaları, %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranları için Şekil 4.61'de, %2, %3 ve %4 öteleme oranları için Şekil 4.62'de, %5, %6 ve %7 öteleme oranları için Şekil 4.63'de verilmiştir.



Şekil 4.61: BCJ-05-180H-U-R numunesinin %0.1, %0.5 ve %1 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



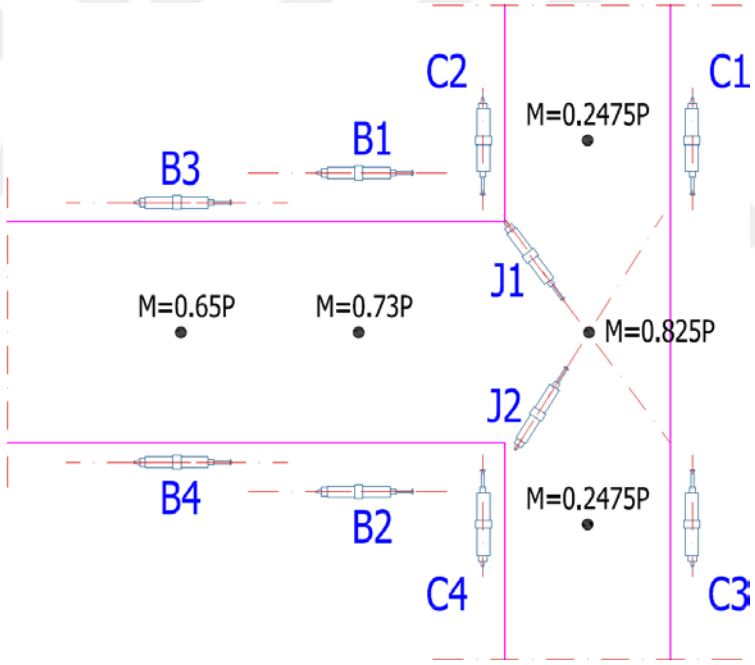
Şekil 4.62: BCJ-05-180H-U-R numunesinin %2, %3 ve %4 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.



Şekil 4.63: BCJ-05-180H-U-R numunesinin %5, %6 ve %7 öteleme oranlarındaki hasar şemaları.

4.1.3. Moment-Dönme Verileri İle İlgili Sonuçlar

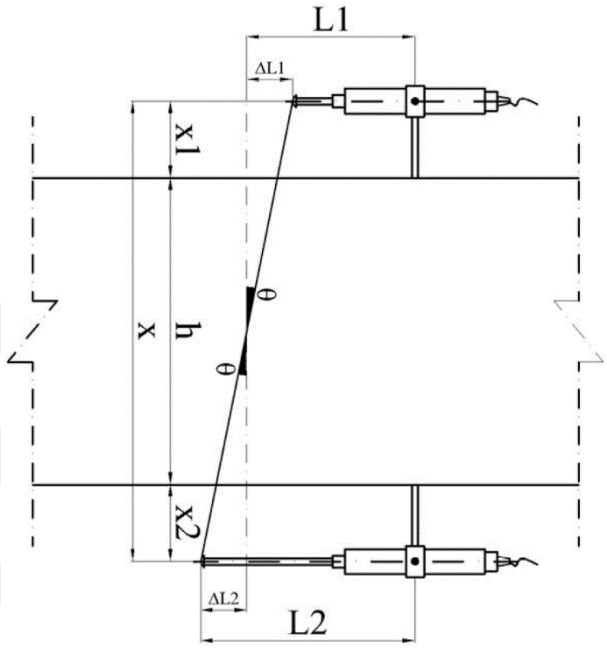
Deneyler esnasında deney numunelerinde kiriş ve kolonlar üzerine yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerler ile yerdeğiştirme ölçümleri alınmıştır. Bunlardan ilki, Şekil 4.64'te B1-B2 kodu ile gösterilen, kirişlerin alt ve üst bölümünden kolona 2 cm mesafeden yapılan ölçümlerdir. Kiriş üzerindeki diğer ölçümler ise B3-B4 kodu ile kolon yüzeyine 10 cm mesafeden alınmıştır. Bu ölçümlerin amacı kiriş boyuna donatıların sıyrılmasından ve kesitin toplam dönmesinden dolayı oluşacak etkilerin elde edilebilmesidir. Kolonlardan alınan ölçümler ise kiriş yüzeyinden 10 cm mesafede birleşim bölgesinin alt (C3-C4) ve üst (C1-C2) tarafından alınmıştır. Buradaki amaç da deney esnasında kolonlarda ne kadar dönme oluştuğunun elde edilmesidir. Her numunenin kirişler ve kolonları için hesaplanan moment-dönme verileri EK 1.'de sunulmuştur.



Şekil 4.64: Kiriş, kolon ve birleşim bölgelerine yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerin konumları.

Bu hesaplamalarda söz konusu kirişler için moment değeri, yük ile yükün verildiği nokta ve yerdeğiştirmeölçer uçlarının konumlandırıldığı noktaların tam ortası (dönmenin hesaplandığı nokta) arasında yüke dik olan mesafenin çarpımı ile elde edilmiştir. P, deney esnasında verilen yük olmak üzere moment-dönme grafiklerindeki moment değerleri, B1-B2 yerdeğiştirme ölçerleri için 0.73P, B3-B4 yerdeğiştirmeölçerleri için 0.65P olarak hesaplanmıştır. Kolonlar için yapılan hesaplamalarda yerdeğiştirmeölçerlerin konumlandırıldığı noktalardaki (C1-C2 ve C3-C4) momentler eşit olup, birleşim bölgesi için hesaplanan momentin alt ve üst kolonlara

paylaşımı ile 0.2475P olarak hesaplanmıştır. Söz konusu hesaplamalar, SAP2000 programı ile hazırlanan örnek bir modelde (Şekil 4.105), kiriş ucuna 1 birim yük verilerek teyit edilmiştir. Ortalama dönme değeri (θ) ise Şekil 4.65'de verildiği şekilde, iki yerdeğiştirmeölçerden elde edilen yerdeğiştirme verileri (ΔL1, ΔL2) arasındaki farkın yerdeğiştirmeölçerler arasındaki toplam mesafeye (x) oranlanması ile elde edilmiştir [Denklem (4.1)].



Şekil 4.65: Kiriş ve kolon kesitleri için ortalama dönmenin hesaplanması (Cosgun, 2013).

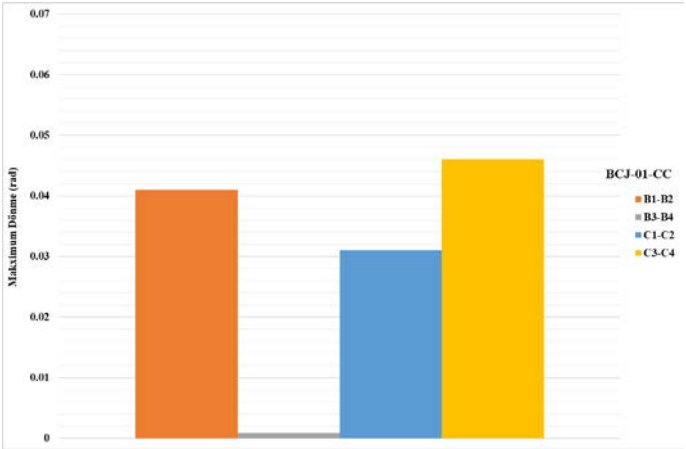
$$\theta = \frac{\Delta L1 - \Delta L2}{x} \tag{4.1}$$

Kiriş derinlikleri (h = 200 mm), kolon derinlikleri (h_c = 150 mm) ve yerdeğiştirmeölçerlerin serbest boy uzunlukları (L1, L2 = 100 mm) tüm numuneler için aynı olmakla birlikte yerdeğiştirmeölçerlerin konumlandırıldığı, kesitlerden uzaklıkları (x1 ve x2), buna bağlı olarak yerdeğiştirmeölçerler arasındaki toplam mesafeye (x) her numune için değişmektedir. Bu sebeple hesaplamalarda her deneyin kendi verisi kullanılmıştır. Dönme ölçümlerinde kullanılan yerdeğiştirmeölçerlerin geometrik detayları özet halinde Tablo 4.4'de verilmiştir.

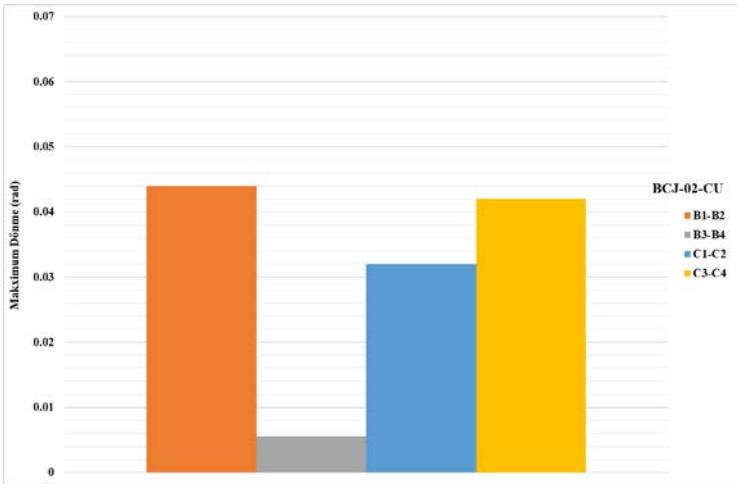
Tablo 4.4: Moment-dönme verilerinin hesaplandığı yerdeğiştirmeölçerlerin geometrik detayları (mm).

Numune Adı	B1-B2			B3-B4			C1-C2			C3-C4		
	x1	x2	x	x1	x2	x	x1	x2	x	x1	x2	x
BCJ-01-CC	38	35	273	53	30	283	69	48	267	75	32	257
BCJ-02-CU	40	40	280	48	28	276	74	45	269	35	67	252
BCJ-03-90H-C	40	36	276	48	22	270	75	45	270	70	35	255
BCJ-04-90H-U	34	43	277	58	48	306	85	53	288	75	31	256
BCJ-05-180H-U	41	37	278	50	32	282	70	42	262	65	43	258
BCJ-01-CC-R	48	61	309	44	37	281	80	30	260	48	72	270
BCJ-02-CU-R	44	40	284	45	34	279	80	30	260	44	70	264
BCJ-03-90H-C-R	41	38	279	53	30	283	72	50	272	55	40	245
BCJ-04-90H-U-R	35	45	280	55	30	285	65	45	260	65	25	240
BCJ-05-180H-U-R	44	38	282	43	46	289	69	56	275	78	43	271

Deneyler sonucunda tüm numuneler için hazırlanan grafikler, EK 1. "Kiriş ve Kolon Kesitleri için Moment-Dönme Sonuçları" bölümünde sunulmuştur. Bu verilere göre tüm numuneler için kiriş ve kolon kesitlerinde erişilen en yüksek dönme değerleri Şekil 4.66~Şekil 4.75 arasında verilmiştir. Kolon kesitleri için hesaplanan dönme değerlerinde özellikle kirişe komşu olan yerdeğiştirmeölçerden elde edilen veriler, yapılan hesaplamaların kirişin dönmesinden etkilendiğini göstermektedir. Ayrıca BCJ-03-90H-C ve BCJ-04-90H-U numunelerinin kolon alt (C3-C4) ve BCJ-05-180H-U-R numunesinin kiriş (B3-B4) verileri için yerdeğiştirmeölçerden sağlıklı veri alınamamıştır. Sağlıklı veri alınamamasına neden olan, deney esnasında numunelerde gerçekleşen hasarlar ve elektriksel problemlerdir. Söz konusu durumlar moment-dönme grafiklerinde görülmektedir. Bu bağlamda sağlıklı olmayan veriler elenerek sonuçlar verilmiştir.



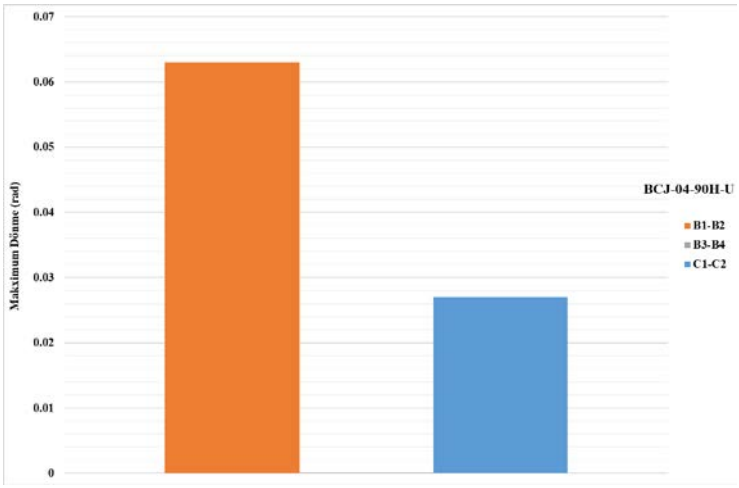
Şekil 4.66: BCJ-01-CC numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri.



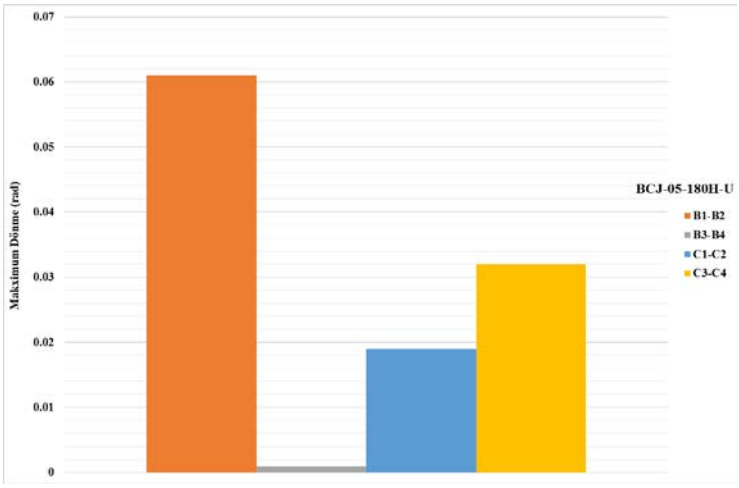
Şekil 4.67: BCJ-02-CU numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri.



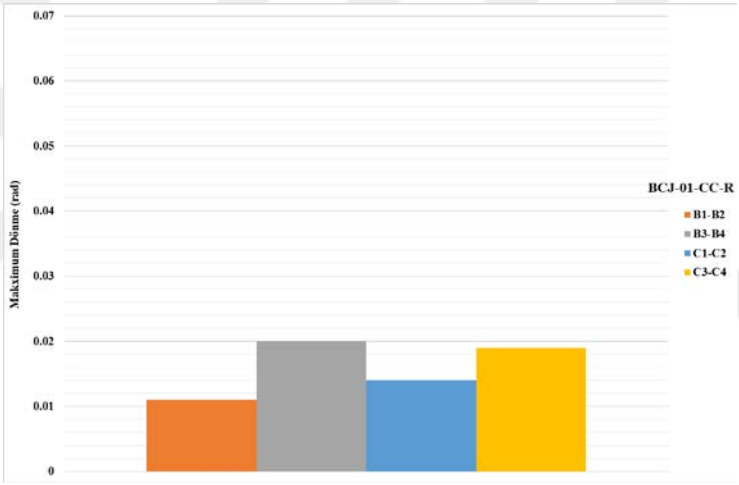
Şekil 4.68: BCJ-03-90H-C numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri.



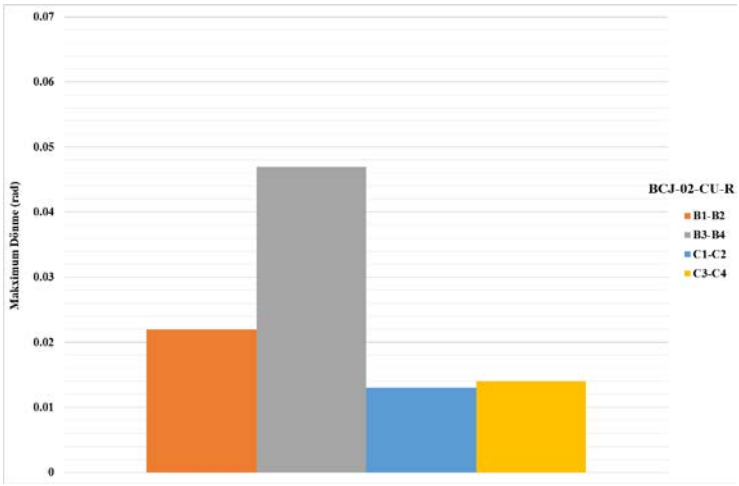
Şekil 4.69: BCJ-04-90H-U numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri.



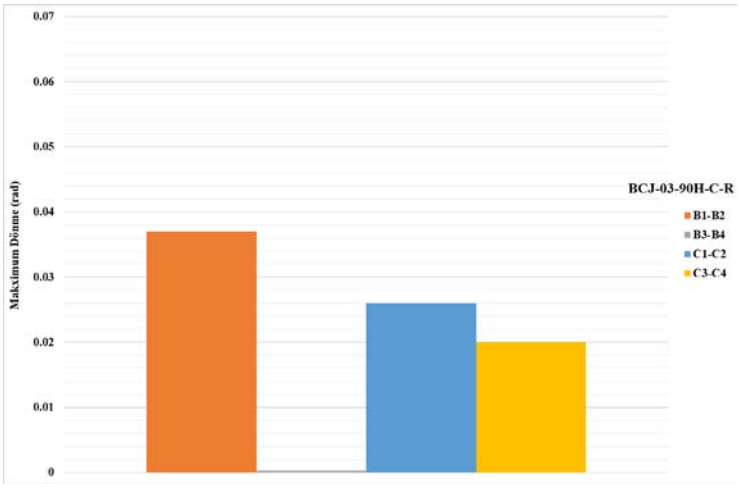
Şekil 4.70: BCJ-05-180H-U numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri.



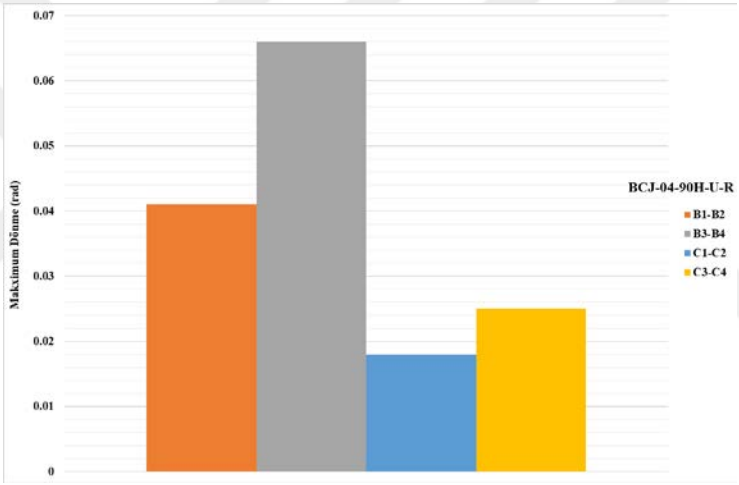
Şekil 4.71: BCJ-01-CC-R numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri.



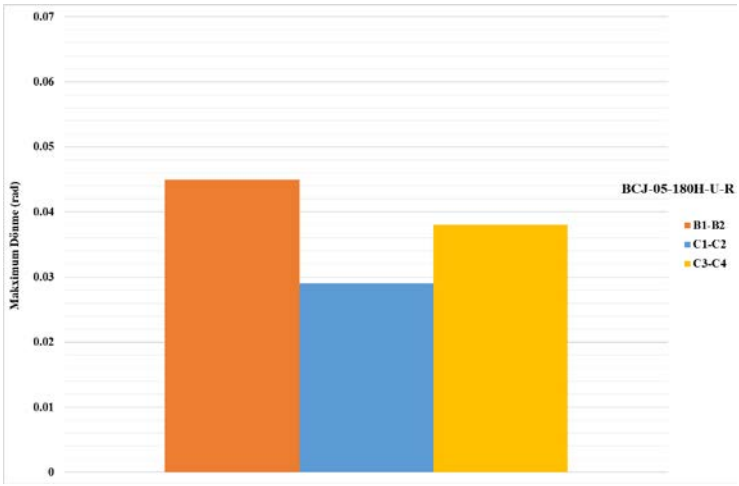
Şekil 4.72: BCJ-02-CU-R numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri.



Şekil 4.73: BCJ-03-90H-C-R numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri.



Şekil 4.74: BCJ-04-90H-U-R numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri.



Şekil 4.75: BCJ-05-180H-U-R numunesinin kiriş ve kolon kesitleri için maksimum dönme değerleri.

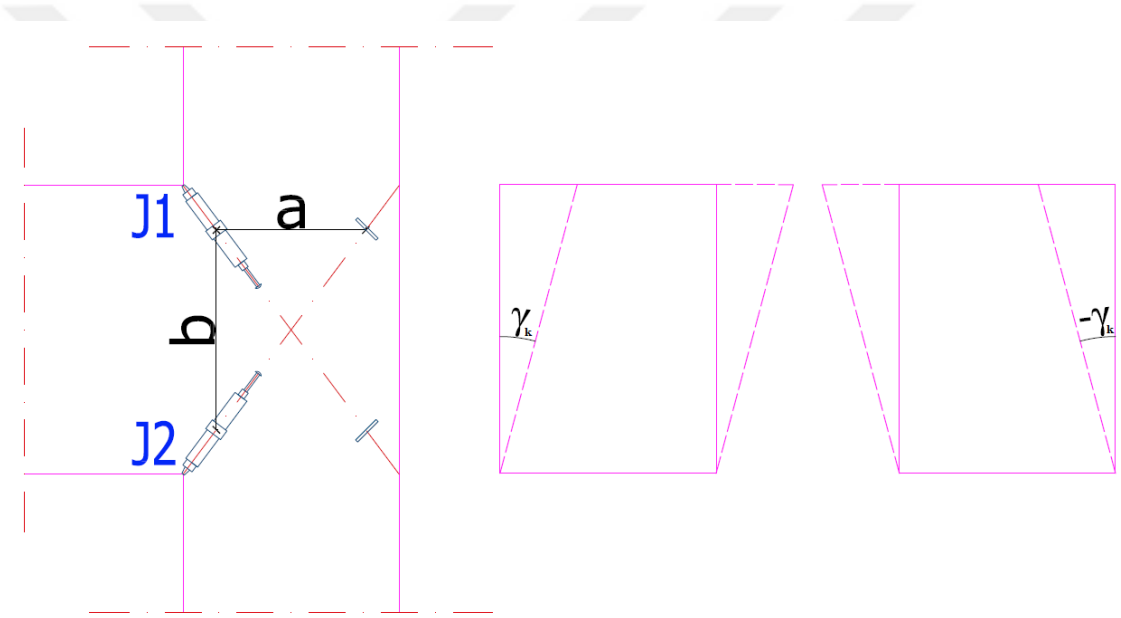
Yapılan hesaplamalar neticesinde ilk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin hepsinde kirişlerin sıyrılma bölgesinde hesaplanan dönme değerleri (B1-B2), sıyrılma bölgesinin gerisinde kalan, kiriş kesitlerinin dönme değerlerine göre (B3-B3) oldukça yüksektir. Buna göre, söz konusu numunelerin hasar mekanizmasını kirişlerin boyuna donatılarındaki sıyrılmanın domine ettiği sonucuna erişilmiştir. İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerde ise üçüncü numune (BCJ-03-90H-C) hariç olmak üzere sıyrılma bölgesinin gerisinde kalan, kiriş kesitlerinin dönme değerlerinin (B3-B4), sıyrılma bölgesinde hesaplanan dönme değerlerine (B1-B2) göre daha yüksek olduğu, ancak farkın ilk seri numunelere göre daha az olduğu görülmektedir. Güçlendirilmiş üçüncü numunenin (BCJ-03-90H-C-R) hasar incelemelerinde hasar mekanizmasını, FRP'deki yırtılmaya bağlı olarak kirişte oluşan çapraz eğilme çatlaklarının domine ettiği gözlemlenmiştir. Kirişte oluşan hasarın ise, kirişe yerleştirilen B3-B4 yerdeğiştirmeölçerlerinin daha gerisinde kaldığı görülmektedir. Dolayısı ile (B1-B2)'den hesaplanan dönme değerlerinin daha yüksek oluşu FRP'deki yırtılmanın etkisini ortaya koymaktadır.

Kolonların alt ve üst kesitlerinden hesaplanan dönme değerleri, C2 ve C4 yerdeğiştirme ölçerlerinin kirişe teması sebebi ile kirişlerdeki dönmelerden etkilenmiştir. EK 1.'de kolonlar için verilen moment değerleri incelendiğinde momentlerin kirişlere göre çok daha düşük mertebelerde kaldığı görülmektedir. Özellikle güçlendirilmiş serideki numunelerde kolonlardaki dönme değerlerinin güçlendirilmemiş olan numunelere göre daha az olduğu belirlenmiştir. Ayrıca güçlendirilmemiş olan numunelerde özellikle ilk numunenin (BCJ-01-CC) hasar mekanizmasında, birleşim bölgesinin kolonun arka kısmında kalan kısmında beton kabuğun atması durumu oluştuğundan, kolonlardaki maksimum dönme değeri, kirişlerdekinden daha yüksek olarak hesaplanmıştır. Bunun dışında genel olarak kirişlerde hesaplanan dönme değerleri beklendiği üzere daha yüksektir.

Bölüm 4.1.2'de sunulan tüm numuneler için yapılan hasar incelemeleri ile bu bölümde toplanan veriler ve hesaplanan moment ve dönme değerleri genel olarak birbiriyle uyum arz etmektedir. Gözlenen çatlak formasyonu, dağılımı ve oluştuğu bölgeler ile yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerden hesaplanan sonuçlar, hasar mekanizmalarını teyit etmektedir.

4.1.4. Birleşim Bölgesi Kesme Şekildeğiştirmeleri İle İlgili Sonuçlar

Deneyler esnasında tüm numuneler için birleşim bölgeleri üzerinde çapraz şekilde yerleştirilen iki yerdeğiştirme ölçerden veriler toplanmıştır. Bu yerdeğiştirme ölçerlerden toplanan veriler ile birleşim bölgesinde oluşan kesme şekildeğiştirmeleri hesaplanmıştır. Yerleştirilen yerdeğiştirme ölçerler, Şekil 4.76'da "J1 ve J2" kodları ile görülmektedir. Birleşim bölgeleri için hesaplanan kesme şekildeğiştirmesi (γ_k), a ve b ölçüm alınan noktalar ile yerdeğiştirmeölçerlerin sabitlendiği noktalar arasındaki yatay ve dikey uzaklıklar, δ_1 ve δ_2 ise yerdeğiştirmeölçerlerden okunan diyagonal (çapraz) yerdeğiştirme verileri olmak üzere yaklaşık olarak Denklem (4.2)'de verildiği şekilde hesaplanmıştır.



Şekil 4.76: Birleşim bölgeleri için kesme şekildeğiştirmesi ölçümleri.

$$\gamma_k = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab}(\delta_1 - \delta_2) \tag{4.2}$$

Tüm numuneler için deney esnasında birleşim bölgesinde oluşan kesme şekildeğiştirmeleri hesaplanmıştır. Yapılan hesaplamalarda her numunenin birleşim bölgelerine yerleştirilen çapraz yerdeğiştirmeölçerlerin ölçüm alınan noktalara yatay (a) ve birbirlerine olan dikey (b) mesafeleri Tablo 4.5'de verilmiştir.

Tablo 4.5: Birleşim bölgelerine diyagonal ölçümler için yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerin geometrik detayları (mm).

Numune Adı	a	b
BCJ-01-CC	120	180
BCJ-02-CU	107	135
BCJ-03-90H-C	120	190
BCJ-04-90H-U	110	150
BCJ-05-180H-U	125	148
BCJ-01-CC-R	108	162
BCJ-02-CU-R	115	160
BCJ-03-90H-C-R	113	162
BCJ-04-90H-U-R	115	160
BCJ-05-180H-U-R	120	148

Deneylerde kiriş ucuna verilen yatay yüke karşılık birleşim bölgesinde oluşan kesme şekildeğiştirmeleri ve oluşan bu kesme şekildeğiştirmelerinin hangi öteleme oranlarında oluştuğuna dair grafikler hazırlanmıştır. Söz konusu grafikler, EK 2. "Birleşim Bölgesi Kesme Şekildeğiştirmeleri İle İlgili Sonuçlar"de verilmiştir. Bu bölümdeki öteleme oranı, kirişe yükün verildiği noktadaki düşey yer değiştirmenin, bu noktanın birleşim bölgesinin merkezine olan uzaklığına (825 mm) bölünmesi ile elde edilmektedir.

Kesme şekildeğiştirmesi ile ilgili sonuçlar incelendiğinde güçlendirilmemiş olan ilk seri numunelerin birleşim bölgelerinde oluşan kesme şekildeğiştirmeleri değerlerinin hasara bağlı olarak arttığı, ilerleyen öteleme oranlarında %2 değerini aştığı görülmüştür. Ancak güçlendirilmiş olan ikinci seri numunelerin genelinde birleşim bölgelerinde oluşan kesme şekildeğiştirmeleri %1 seviyesinin altında kalmaktadır. Güçlendirilmiş olan ikinci seri numunelerden üçüncü (BCJ-03-90H-C-R) ve beşinci (BCJ-05-180H-U-R) numunelerin deneyleri esnasında çapraz yerleştirilen yerdeğiştirme ölçerlerin birindeki kaymadan dolayı veriler bir kısımda daha karmaşık çıkmakta ve hesaplanan kesme şekildeğiştirme değerini %2 değerine çıkarmaktadır. Ancak bu numunelerin grafikleri incelendiğinde, eksi yönler dikkate alındığında, toplanan verinin pozitif değerler için sağlıklı olmadığı görülmektedir. İlk seri numunelerin grafiklerindeki dalgalanmaların sebebi, birleşim bölgeleri güçlendirilmediğinden dolayı test esnasında bu bölgede olan çatlak, kabuk atması vb. hasar durumlarından yerdeğiştirmeölçerlerin etkilenmesi olarak görülmektedir. Birleşim bölgelerinin FRP ile güçlendirilmesinin bu bölgede oluşacak olan kesme şekildeğiştirmelerini yaklaşık olarak 2 kat ve üzerinde azalttığı belirlenmiştir.

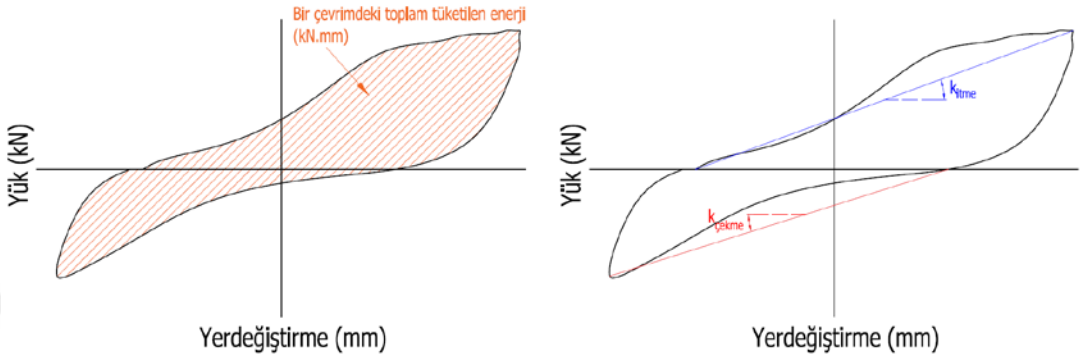
4.1.5. Donatı Şekildeğiştirmeleri İle İlgili Sonuçlar

Numunelerdeki donatı yüzeylerine, beton dökümü gerçekleştirilmeden önce bazı şekildeğiştirmeölçerler yapıştırılmıştır. Bu şekildeğiştirme ölçerlerin yerleşimi (lokasyonları) ve veri toplanırken verilen kodlar (SG206-…-SG306), önceki bölümlerde Şekil 3.15'de verilmiştir. FRP malzemesinin üzerindeki gerilme durumunun elde edilmesi için örnek olarak sadece güçlendirilmiş ikinci seri numunelerin dördüncüsünde (BCJ-04-90H-U-R) birleşim bölgesi üzerine bir şekildeğiştirmeölçer yapıştırılmıştır. Bu şekildeğiştirmeölçerden FRP üzerindeki şekildeğiştirme verisi, SG306 kodu ile toplanmıştır (yalnızca bu numunede). EK 3.'te sözkonusu şekildeğiştirmeölçerlerden alınan veriler kullanılarak her numunedeki şekildeğiştirmeölçer için şekildeğiştirme-öteleme oranı grafikleri hazırlanmıştır. Buradaki öteleme oranı, Bölüm 4.1.1'in başında verilen Δ (mm/mm)'dır. Her grafiğin üzerinde hangi şekildeğiştirmeölçer için hazırlandığı belirtilmektedir. Şekildeğiştirmeölçerlerden bazıları, deney sırasında arızalanmış olup verilerin bazıları, bu bağlamda hatalıdır. Numunelerin genelinde donatılar üzerindeki şekildeğiştirmeler, elastik sınırlar içerisinde kalmıştır. Ancak, daha önce kirişlerinin akma kapasitesine eriştiği yük öteleme oranı grafiklerinden görülen ikinci serideki güçlendirilmiş ilk (BCJ-01-CC-R) ve ikinci (BCJ-02-CU-R) numuneler için kiriş boyuna donatılarının (SG302 ve SG303) akma sınırına eriştiği belirlenmiştir. Yukarıda bahsedilen FRP üzerinde kullanılan şekildeğiştirmeölçerden alınan şekildeğiştirme değerleri, FRP'nin yırtılması için kabul edilen şekildeğiştirme sınır değerine ($\varepsilon_{FRP} = 0.004$) erişmiştir. Bu sınır değer, daha önceki deneysel çalışmalardan elde edilmiştir (Ilki ve diğ., 2011).

4.1.6. Enerji Tüketme Kapasiteleri ve Rijitlik Değişimi İle İlgili Sonuçlar

Bu bölümde numunelerin enerji tüketme kapasiteleri ve deney süresince rijitliklerindeki değişim incelenmiştir. Yapılan hesaplamalarda, her deneyin sonunda elde edilen yük-yerdeğiştirme grafikleri (Bölüm 4.1.1) kullanılmıştır. Öncelikle bu grafikler, her numune için, çevrimlerine ayrılmıştır. Her bir çevrimdeki itme ve çekme yönleri için numunelerin rijitlik değerleri (k) hesaplanmıştır. Bu hesaplamalarda rijitlik değerleri, itme ve çekme yönlerindeki en büyük yerdeğiştirmelere karşılık gelen yük noktalarını, yükün işaret değiştirdiği noktalar ile birleştiren doğrunun eğiminin bulunması ile elde edilmiştir. Numunelerin enerji tüketme kapasiteleri ise, her çevrimdeki yük-yerdeğiştirme eğrilerinin altında kalan kapalı zarf içindeki alanların hesaplanması ile elde edilmiştir. Bu alanların toplamı, deney sonunda o numunenin

toplam enerji tüketme kapasitesini vermektedir. Alanlardan hesaplanan enerji tüketme kapasitesi, numunenin tükettiği plastik deformasyon enerji değerini vermektedir (Chopra, 1995). Yukarıda tarifi geçen toplam enerji tüketme kapasitesi ve rijitlik hesaplamalarındaki alan ve eğimleri bulunan doğrular ile ilgili bir görsel Şekil 4.77'de verilmiştir.



Şekil 4.77: Enerji tüketme ve rijitlikler ile ilgili tanımlamalar.

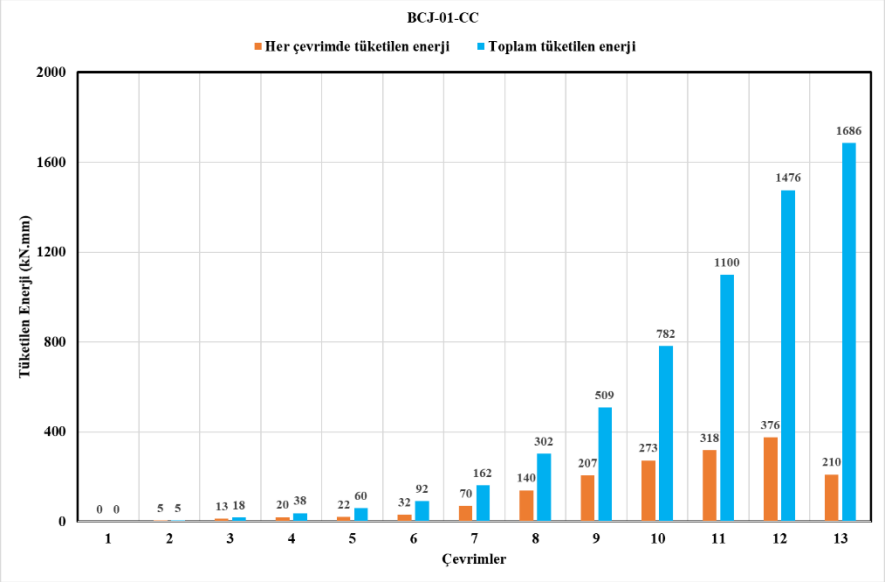
Yapılan hesaplamalar sonucunda her bir çevrim için numunelerin enerji tüketme kapasiteleri ve deney sonunda toplam tüketilen enerji değerleri bulunmuştur. Ayrıca her çevrimde, itme ve çekme yönlerinde numunelerin rijitlik değerleri hesaplanmıştır. Tüm numunelerde her bir çevirim için oluşturulan grafikler ve bu grafikler üzerinde gerçekleştirilen alan ve eğim hesaplamaları ayrıntılı olarak EK 4.'te verilmiştir. Her çevrim için yapılan bu hesaplamalara bağlı olarak deney süresince numunenin toplam enerji tüketme kapasitesi ve rijitliğindeki değişim ve numuneler arasında yapılan karşılaştırmalar, bu bölüm altındaki alt başlıklarda sunulmuştur. Bazı çevrimlerin verilerinde, deney esnasındaki fiziksel ve elektriksel bazı problemlerden dolayı hatalar bulunmaktadır. Bu hataların bulunduğu çevrimlerde rijitlik değerlerinin hesabı yapılmamıştır. Yapılan hesaplardaki çevrimlere, itme ve çekme yönleri için deney planındaki yükleme adımlarında karşılık gelen öteleme oranları Tablo 4.6'da sunulmuştur. Sadece güçlendirilmiş ilk numune için (BCJ-01-CC-R) %8'lik öteleme oranında bir çevrim mevcuttur.

Tablo 4.6: Enerji hesaplarında çevrimlere karşılık gelen öteleme oranları.

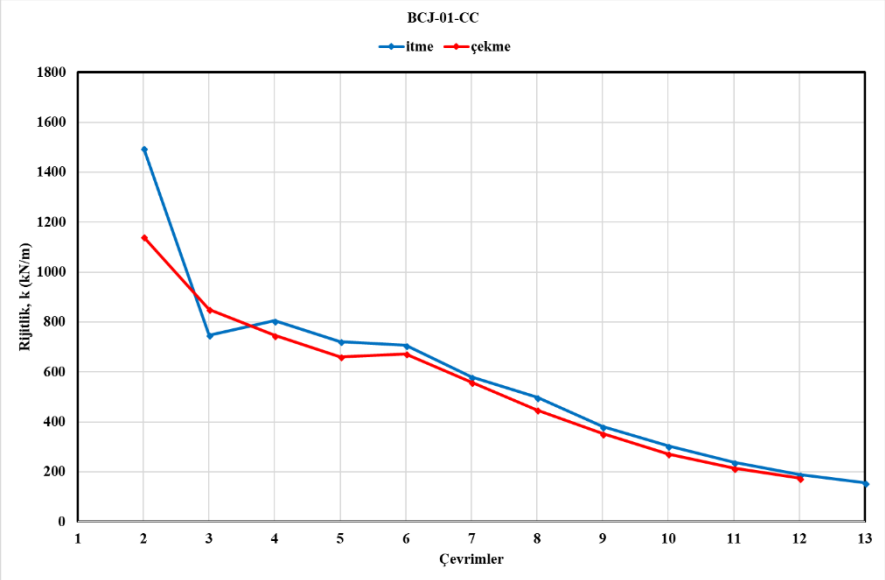
Çevrim	Öteleme Oranı (%)	Çevrim	Öteleme Oranı (%)
1	±0.1	**8**	±2
2	±0.5	**9**	±3
3	±0.75	**10**	±4
4	±1	**11**	±5
5	±1	**12**	±6
6	±1.5	**13**	±7
7	±1.5		

4.1.6.1. İlk Seri (Güçlendirilmemiş) Numuneler İçin Enerji Tüketme Kapasitesi ve Rijitlik Değişimi İle İlgili Sonuçlar

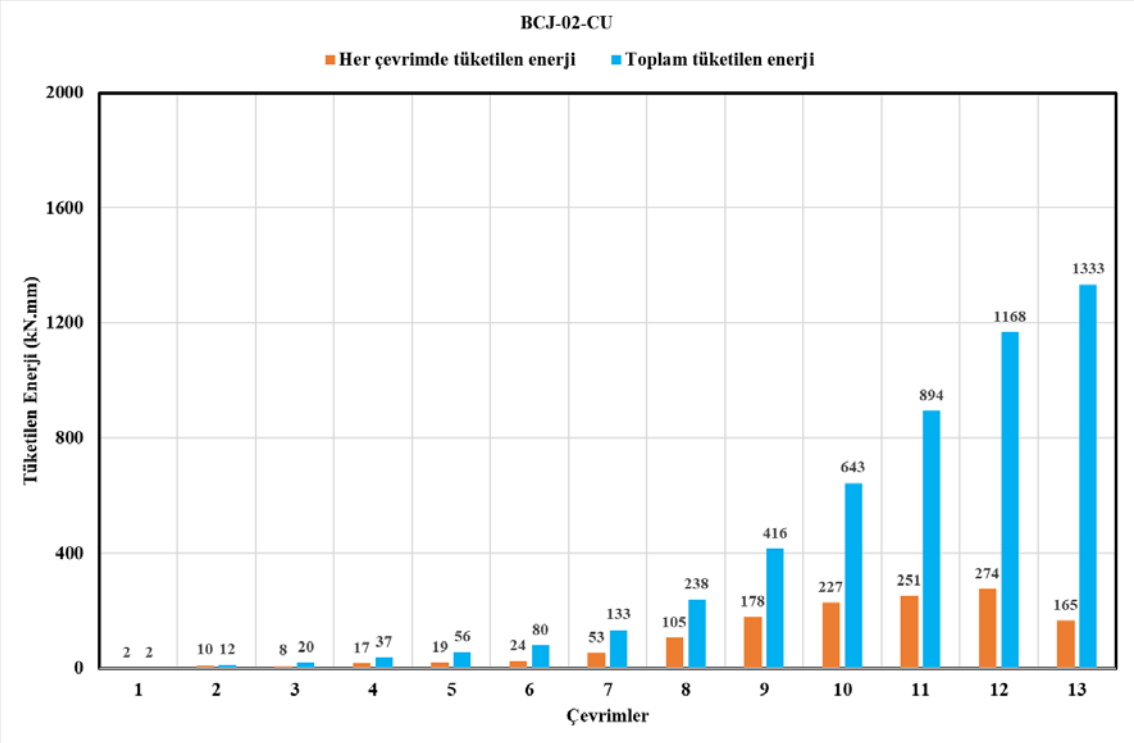
Bu bölümde ilk seri (güçlendirilmemiş) numuneler için yapılan hesaplamalar neticesinde deney süresince her çevrimde tüketilen enerji, her çevrim ve deney sonundaki toplam enerji tüketme kapasitesi ve itme ve çekme yönlerinde rijitlikteki değişimi ifade eden grafikler sunulmuştur (Şekil 4.78~Şekil 4.87).



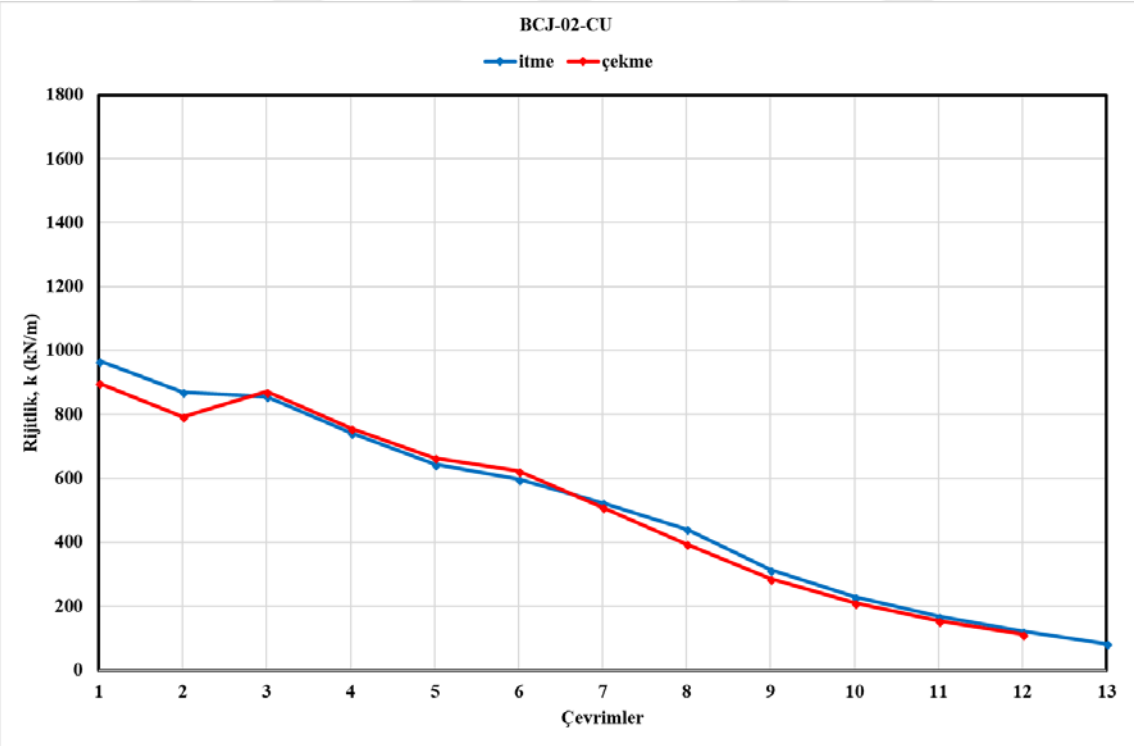
Şekil 4.78: BCJ-01-CC numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi.



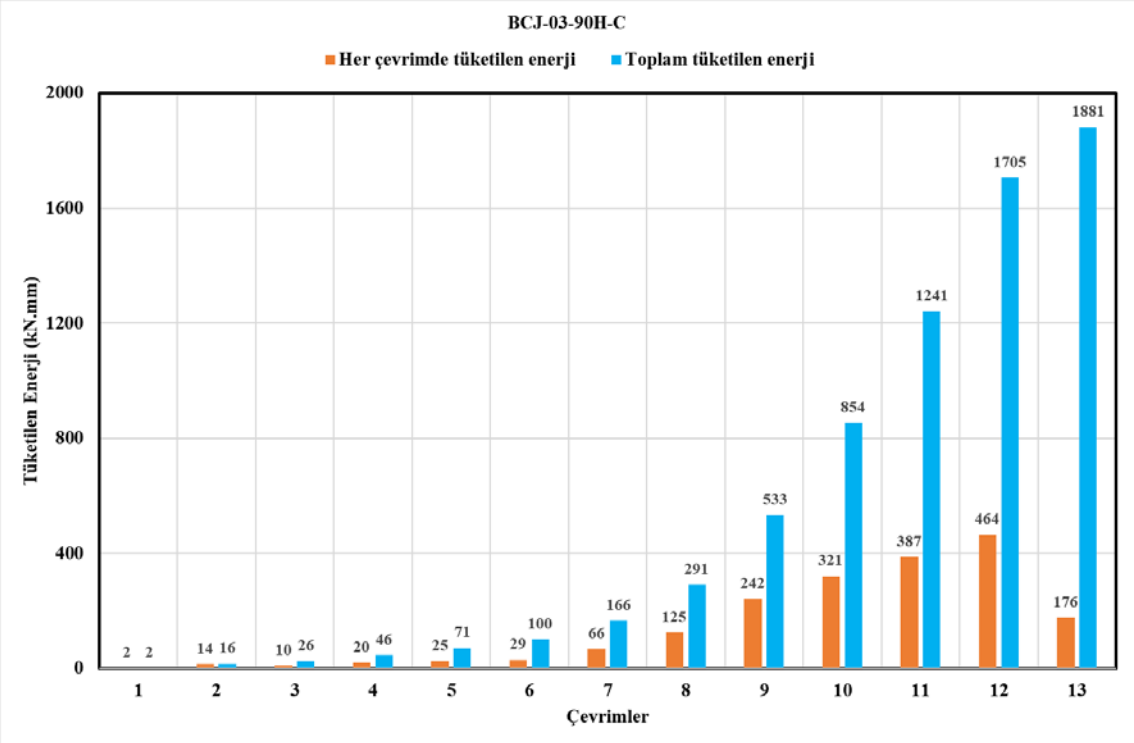
Şekil 4.79: BCJ-01-CC numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim.



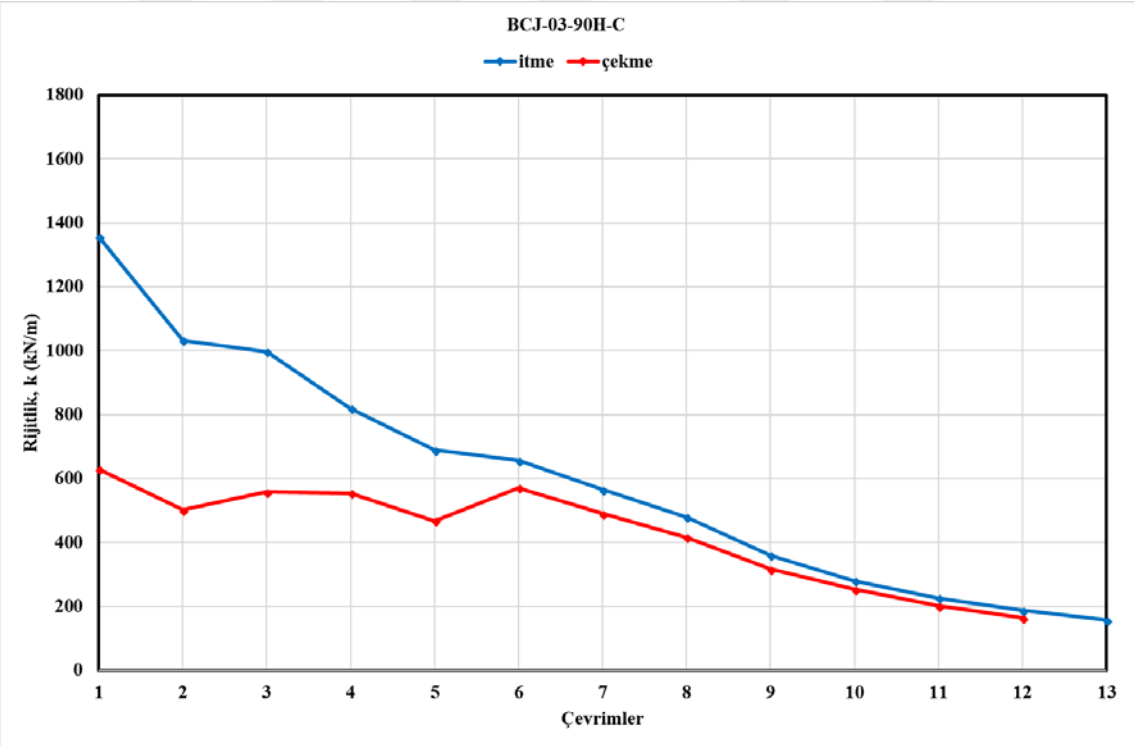
Şekil 4.80: BCJ-02-CU numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi.



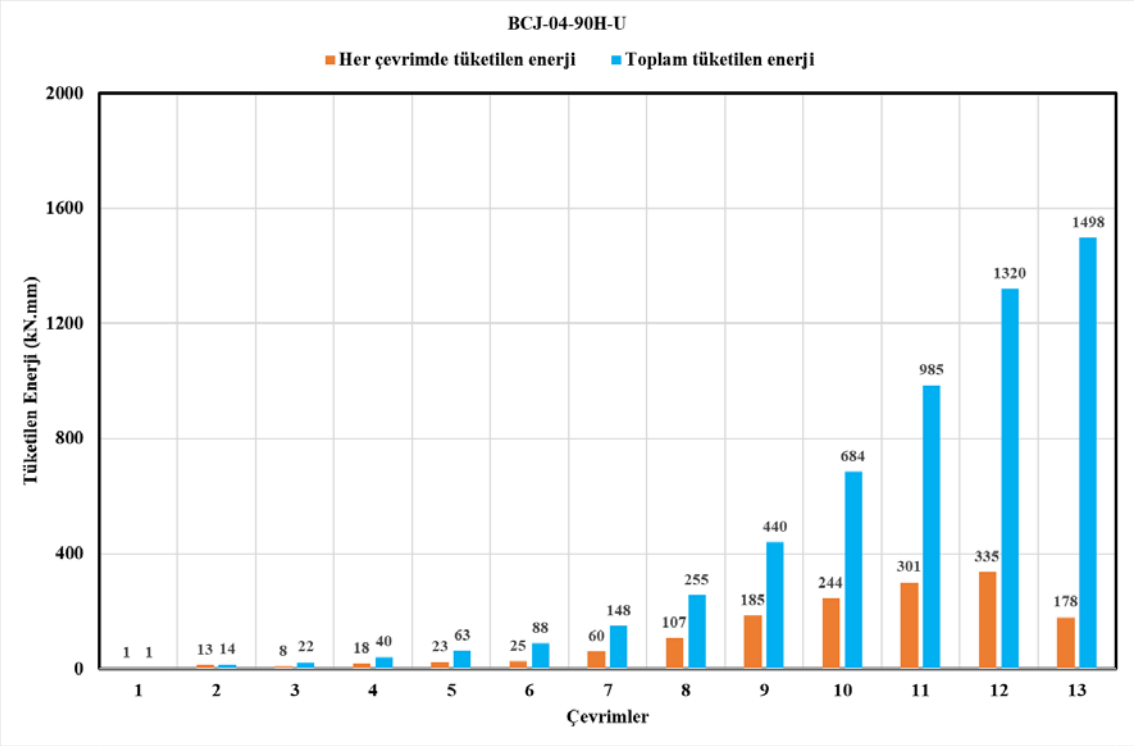
Şekil 4.81: BCJ-02-CU numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim.



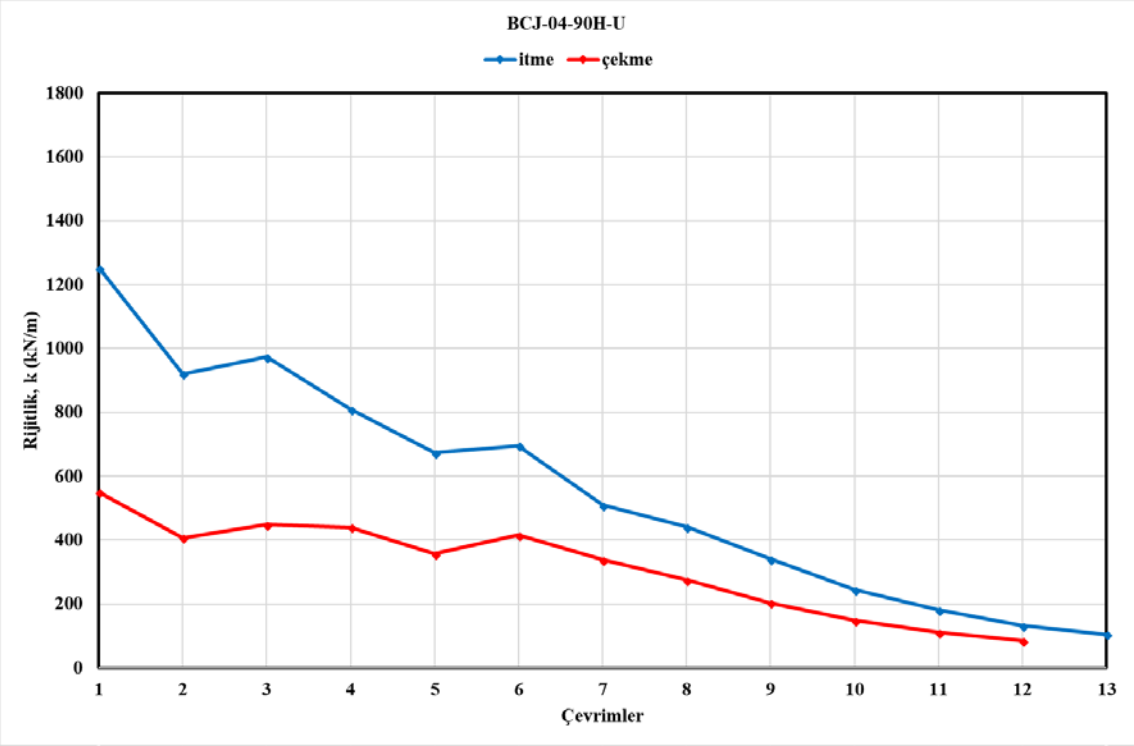
Şekil 4.82: BCJ-03-90H-C numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi.



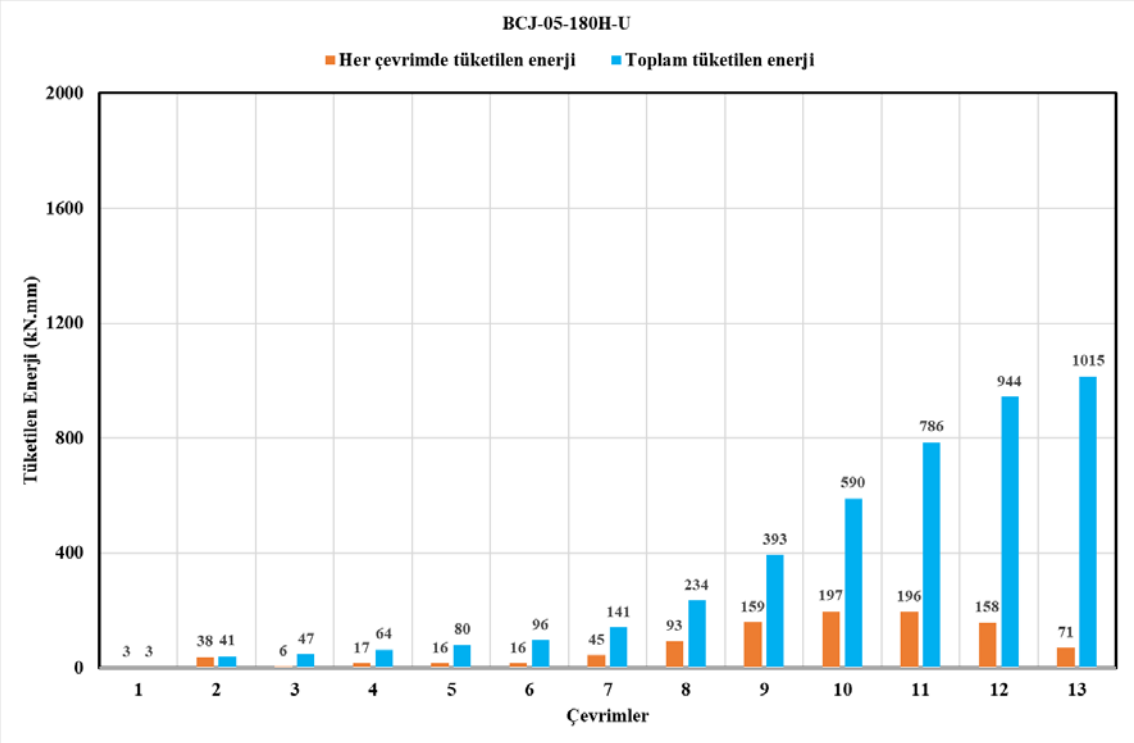
Şekil 4.83: BCJ-03-90H-C numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim.



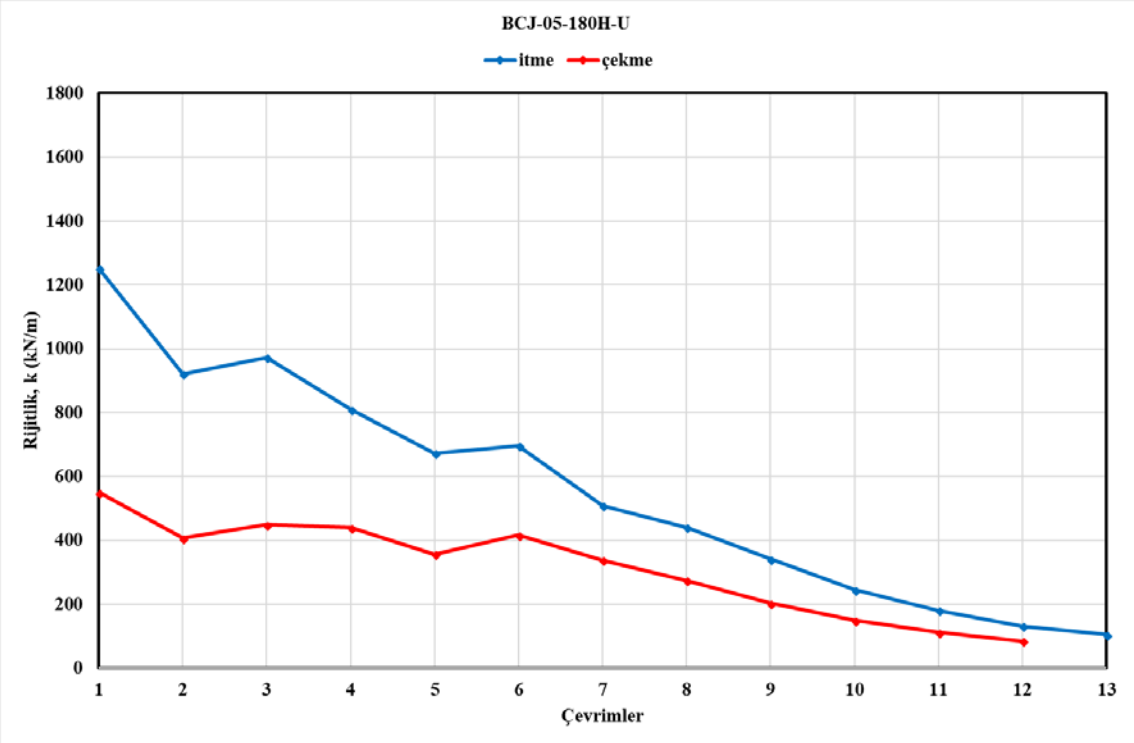
Şekil 4.84: BCJ-04-90H-U numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi.



Şekil 4.85: BCJ-04-90H-U numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim.



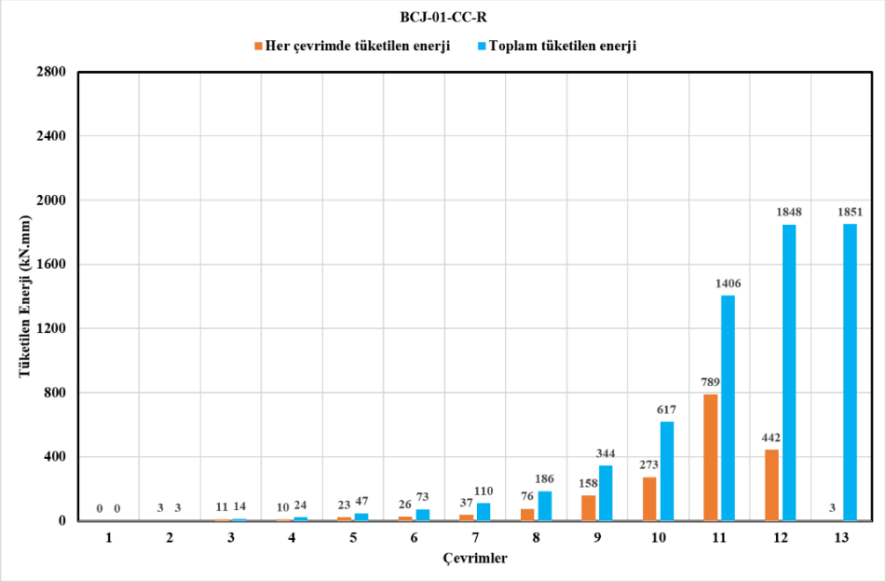
Şekil 4.86: BCJ-05-180H-U numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi.



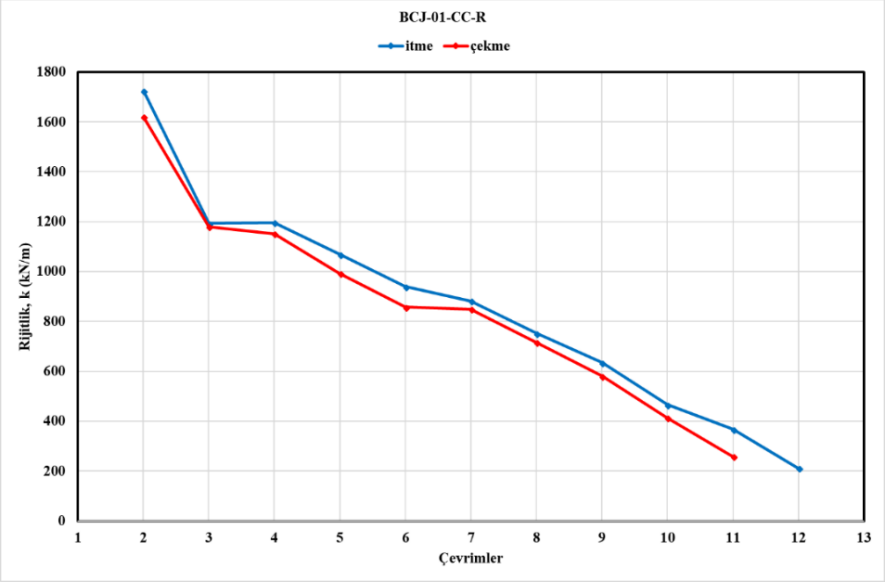
Şekil 4.87: BCJ-05-180H-U numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim.

4.1.6.2. İkinci Seri (Güçlendirilmiş) Numuneler İçin Enerji Tüketme Kapasitesi ve Rijitlik Değişimi İle İlgili Sonuçlar

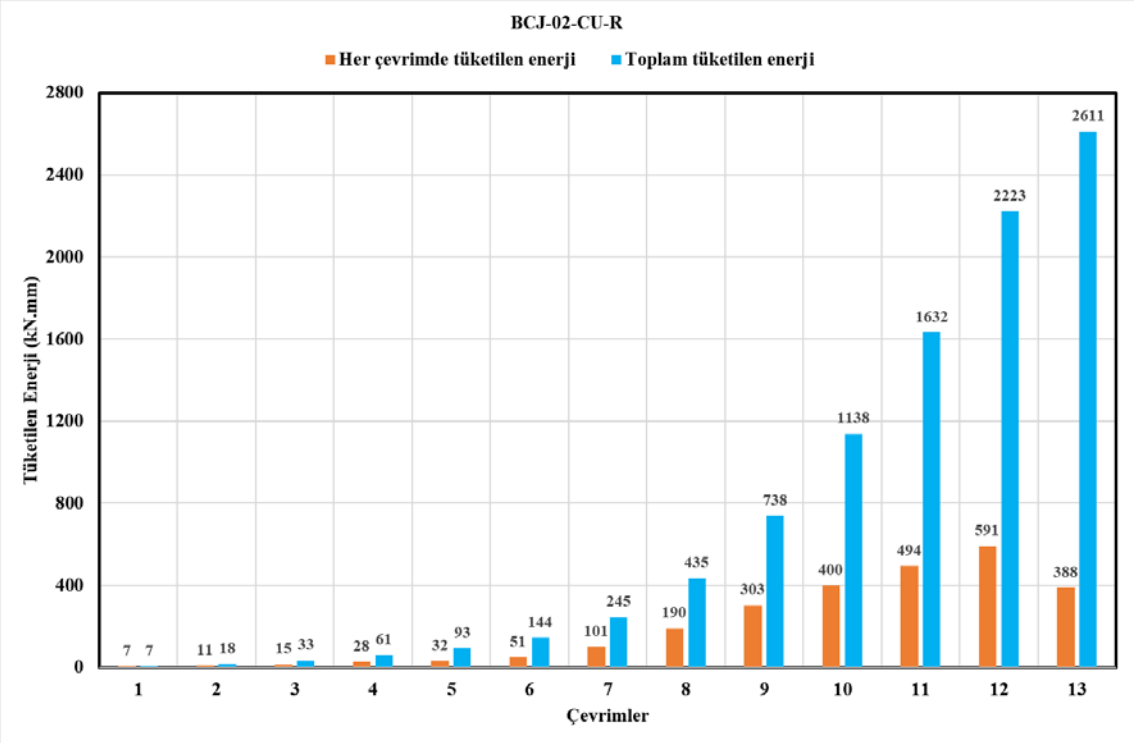
Bu bölümde ikinci seri (güçlendirilmiş) numuneler için yapılan hesaplamalar neticesinde deney süresince her çevrimde tüketilen enerji, her çevrim ve deney sonundaki toplam enerji tüketme kapasitesi ve itme ve çekme yönlerinde rijitlikteki değişimi ifade eden grafikler sunulmuştur. (Şekil 4.88~Şekil 4.97)



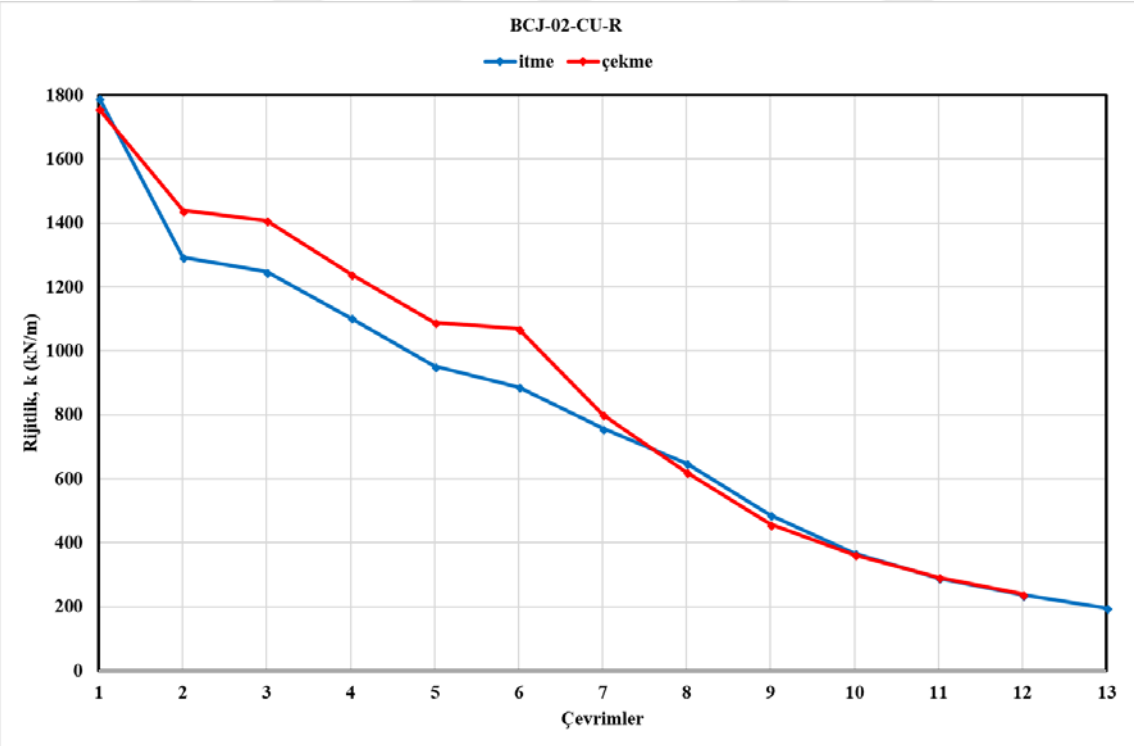
Şekil 4.88: BCJ-01-CC-R numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi.



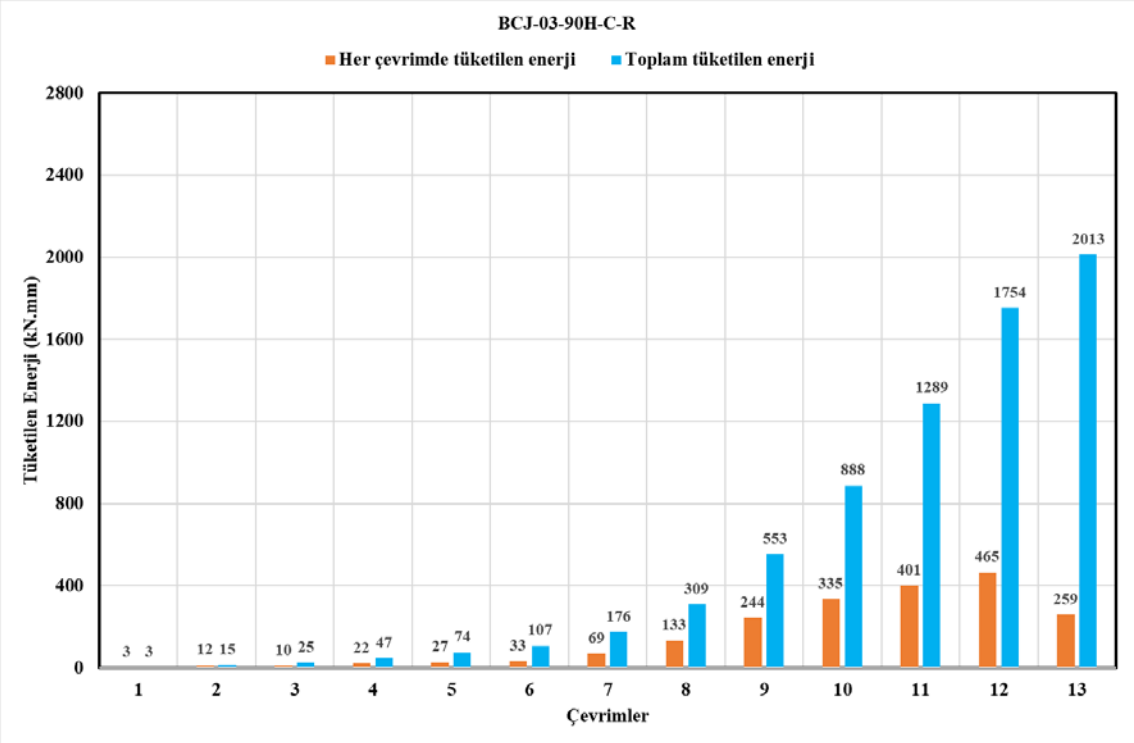
Şekil 4.89: BCJ-01-CC-R numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim.



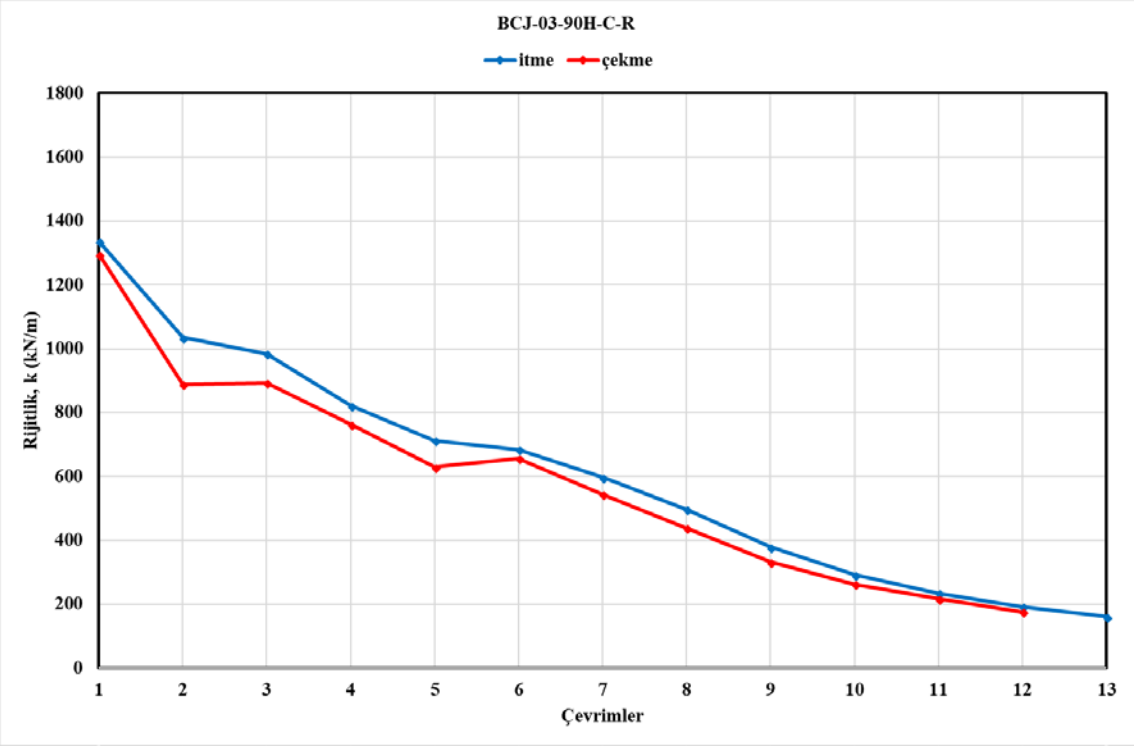
Şekil 4.90: BCJ-02-CU-R numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi.



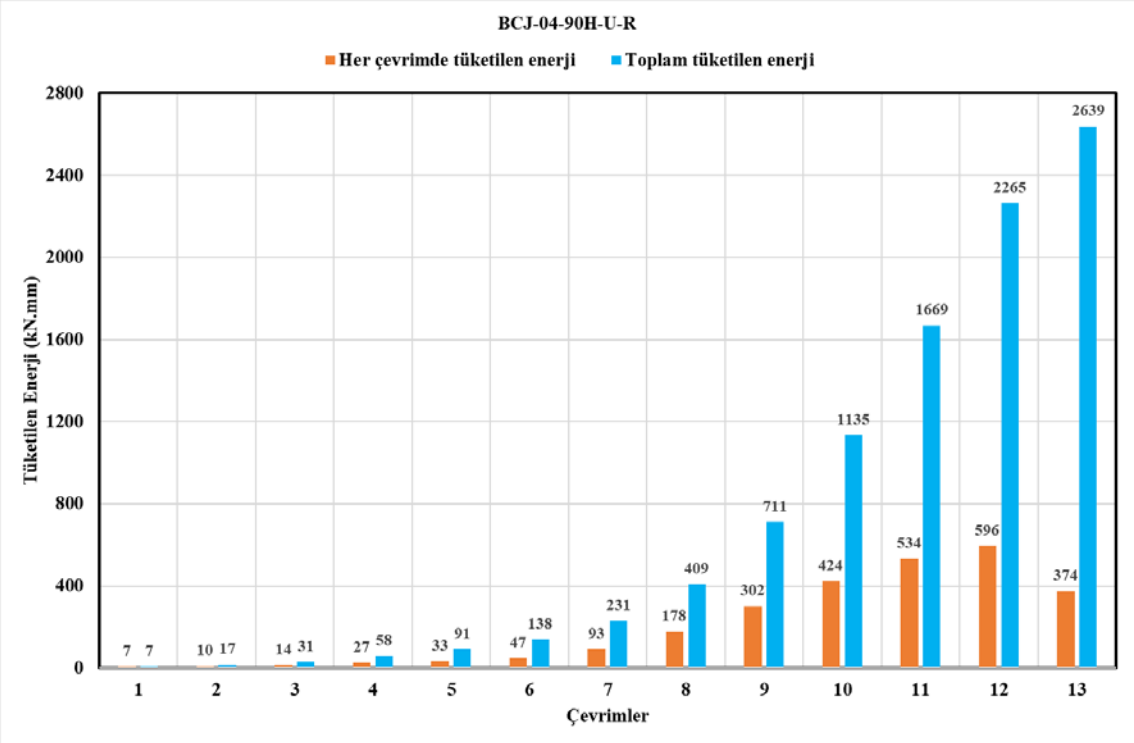
Şekil 4.91: BCJ-02-CU-R numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim.



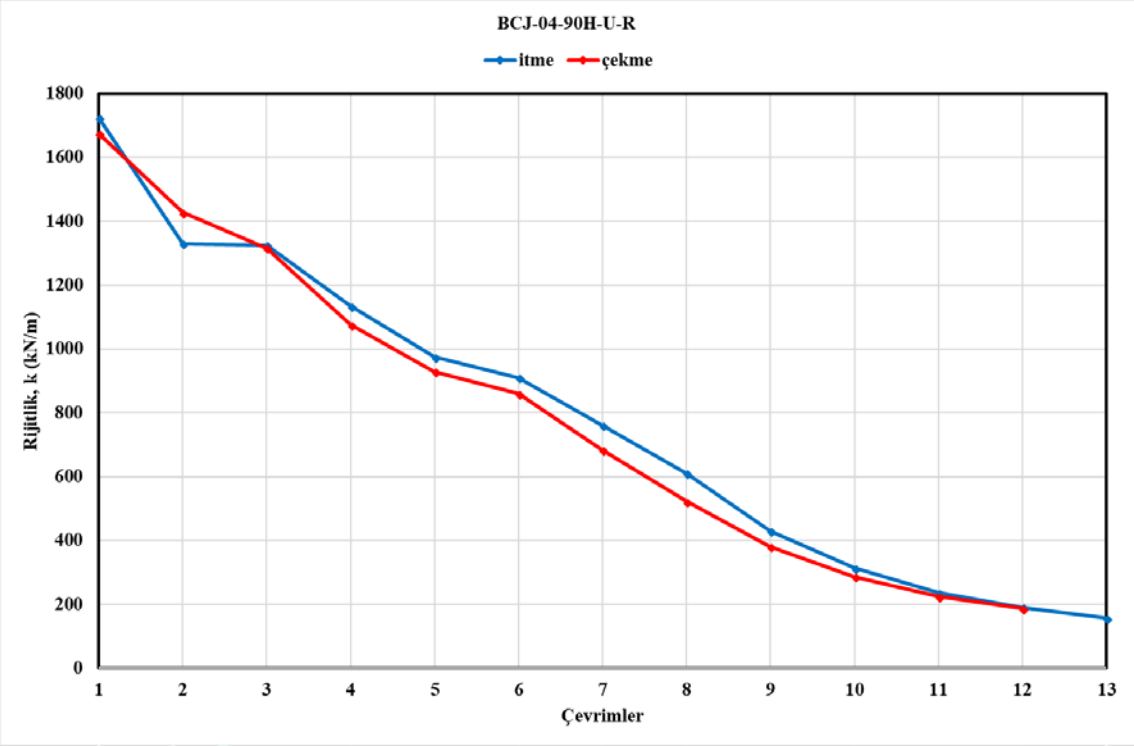
Şekil 4.92: BCJ-03-90H-C-R numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi.



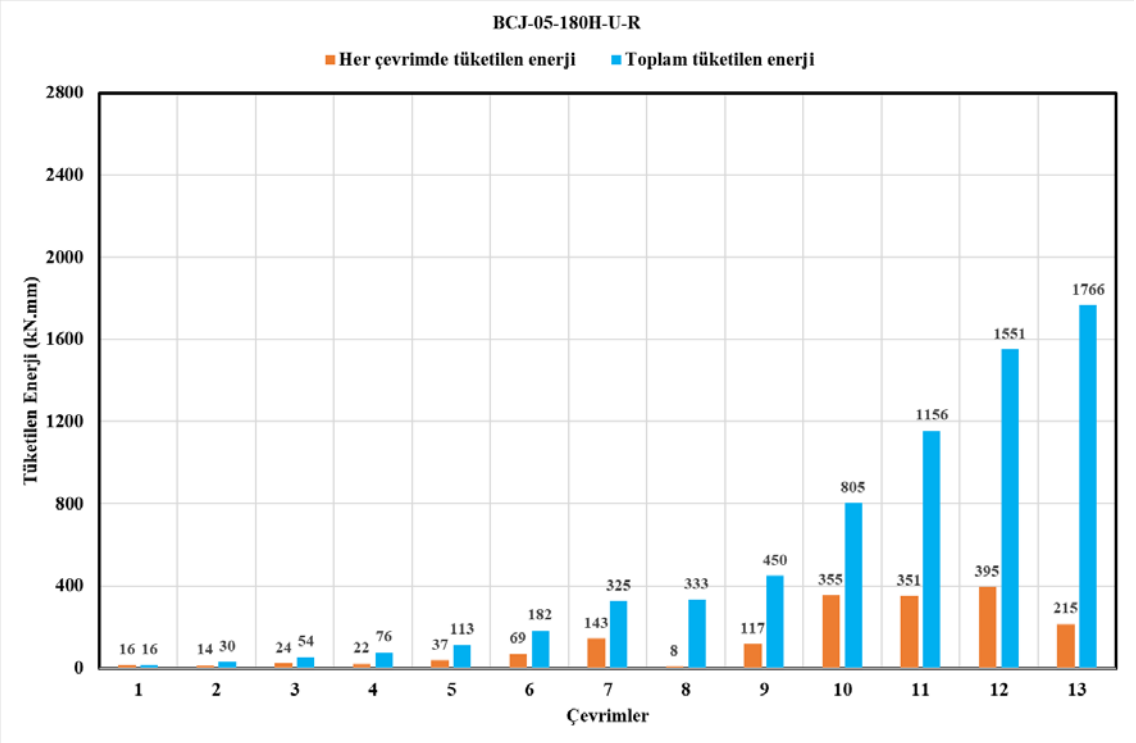
Şekil 4.93: BCJ-03-90H-C-R numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim.



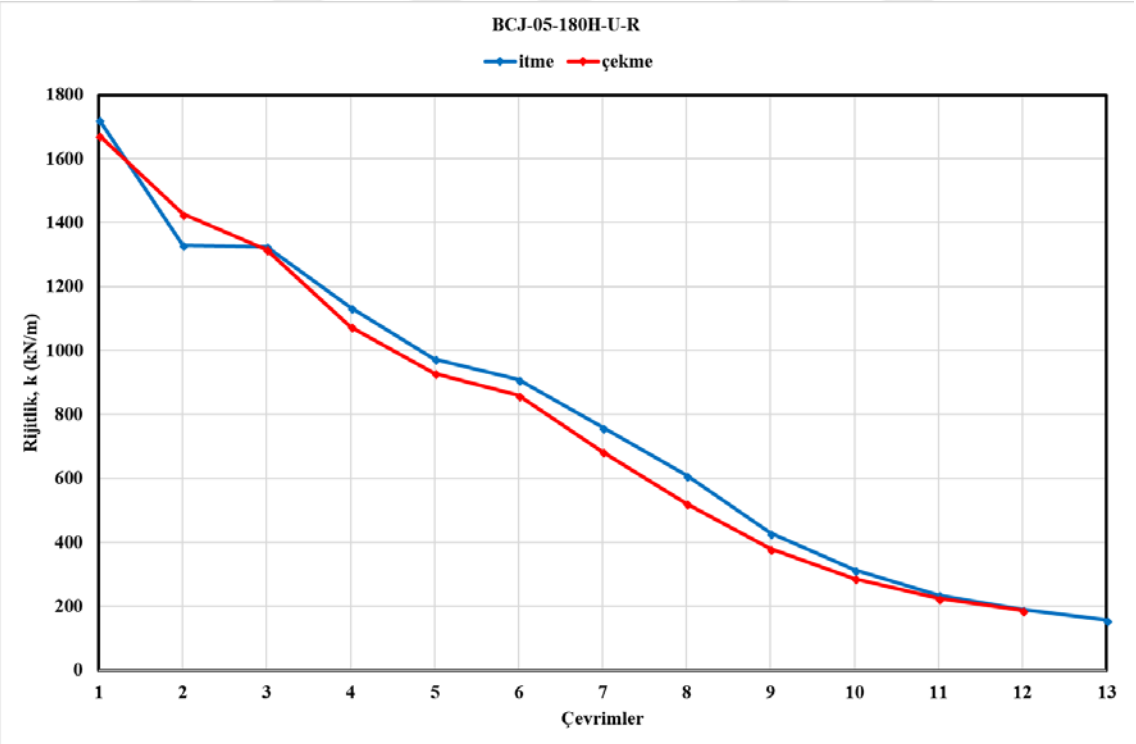
Şekil 4.94: BCJ-04-90H-U-R numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi.



Şekil 4.95: BCJ-04-90H-U-R numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim.



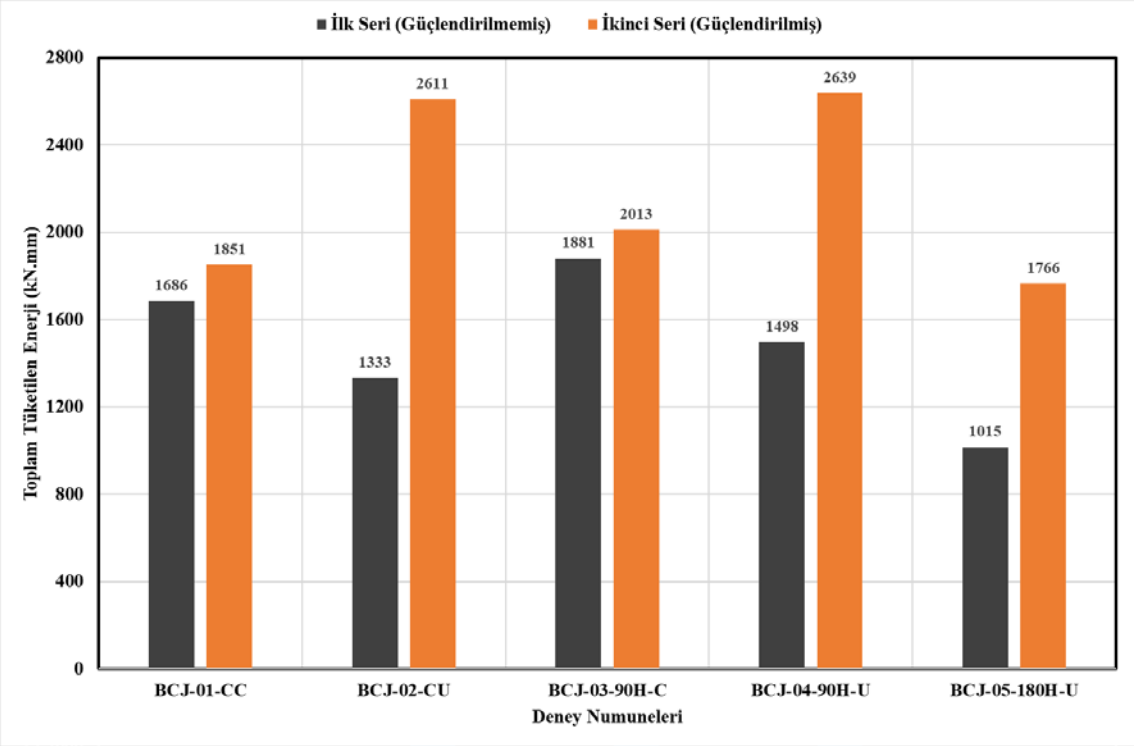
Şekil 4.96: BCJ-05-180H-U-R numunesinin enerji tüketimi ve toplam enerji tüketme kapasitesi.



Şekil 4.97: BCJ-05-180H-U-R numunesinin itme ve çekme yönleri için rijitliğindeki değişim.

4.1.6.3. Numunelerin Enerji Tüketme Kapasiteleri ve Rijitlik Değişimlerinin Karşılaştırılması

Öncelikle tüm numuneler için deney boyunca toplam tüketilen enerji, bir diğer değişle numunelerin enerji tüketme kapasiteleri karşılaştırılmıştır. Numunelerin enerji tüketme kapasiteleri, ilk serideki güçlendirilmemiş olan numunelerin ikinci serideki güçlendirilmiş versiyonları ile yanyana hizalanarak, Şekil 4.98'de verilmiştir.

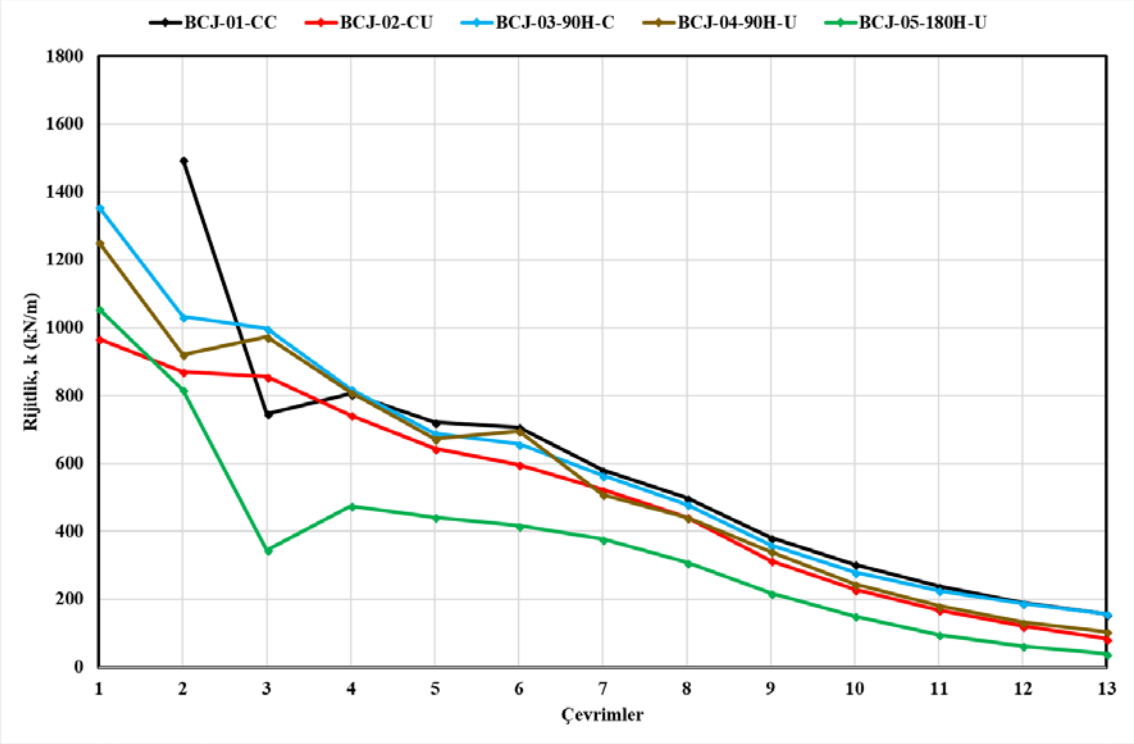


Şekil 4.98: Numunelerin enerji tüketme kapasiteleri (deneyler esnasında toplam tükettikleri enerji).

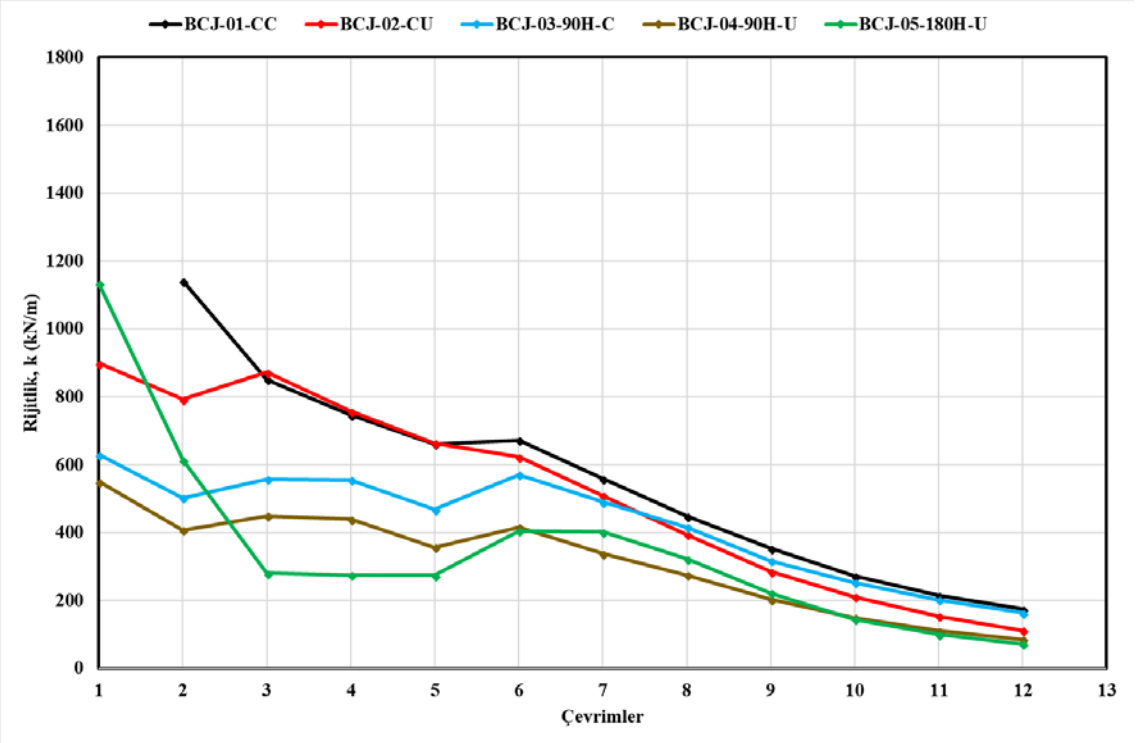
Grafikten de görüldüğü üzere, güçlendirilmiş numunelerin toplam tükettikleri enerji güçlendirilmemiş numunelere göre daha yüksektir. FRP ile gerçekleştirilen güçlendirme uygulamasının bu hususta etkinliği öne çıkmaktadır. İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin enerji tüketme kapasiteleri dikkate alındığında, birleşim bölgesinde enine donatı bulunmayan ikinci (BCJ-02-CU), dördüncü (BCJ-04-90H-U) ve beşinci (BCJ-05-180H-U) numunelerin enerji tüketimlerinin birleşim bölgesinde enine donatı bulunan diğerlerinden daha düşük olduğu görülmektedir. Bu bağlamda, birleşim bölgesindeki sargılama etkisinin enerji tüketme kapasitesine doğrudan etkidiği kanısına varılmıştır. Yapılan güçlendirme uygulaması ile elde edilen numunelerin enerji tüketimindeki artış, birinci ve üçüncü numunelerde sırasıyla %9 ve %7, ikinci numunede %49, dördüncü ve beşinci numunelerde ise %43 mertebesindedir.

Buradan da birleşim bölgesinde enine donatı, dolayısı ile yeterli sargılama etkisi bulunmayan numunelerin enerji tüketimlerinin FRP uygulanması ile %40~50 bandında arttırılabileceği görülmektedir. Birleşim bölgesinde enine donatı bulunan numunelerde güçlendirme uygulamasının enerji tüketimine katkısı %7~9 bandında kalmıştır. Tüm numunelerde enerji tüketiminin en yüksek olduğu çevrimler 11. ve 12. çevrimler olarak belirlenmiştir.

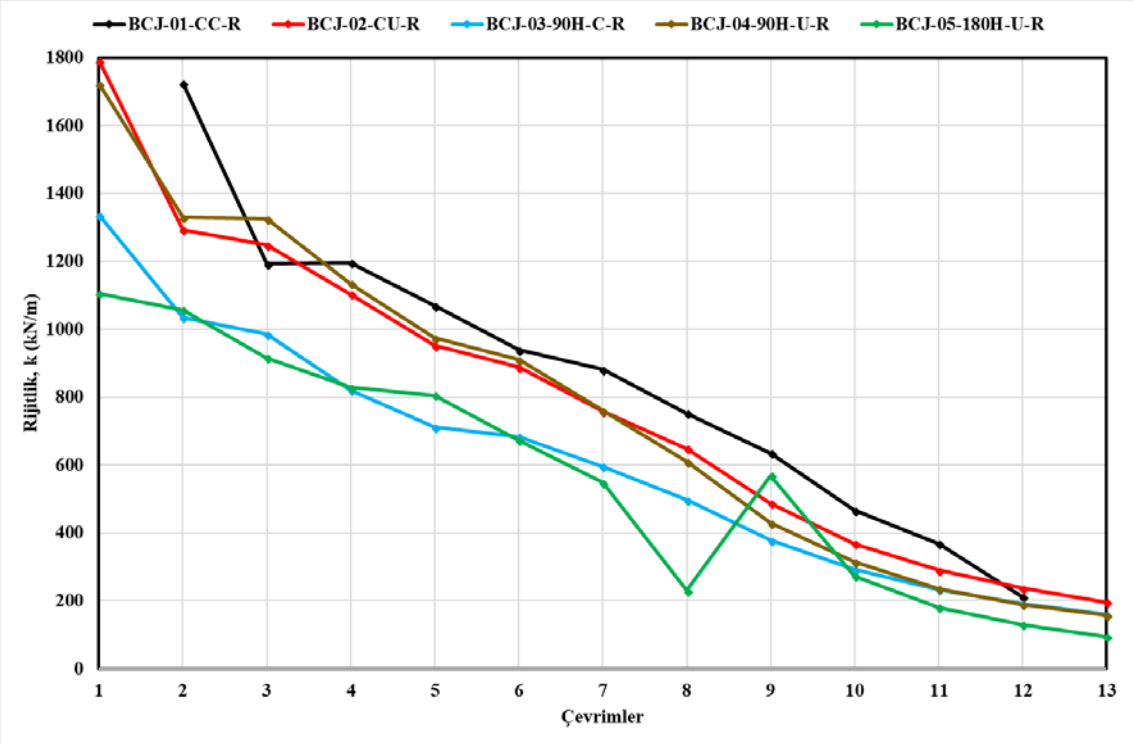
Şekil 4.99~Şekil 4.102 arasında ilk seri (güçlendirilmemiş) ve ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin deney esnasında itme ve çekme yönlerindeki rijitlik değişimleri karşılaştırılmıştır.



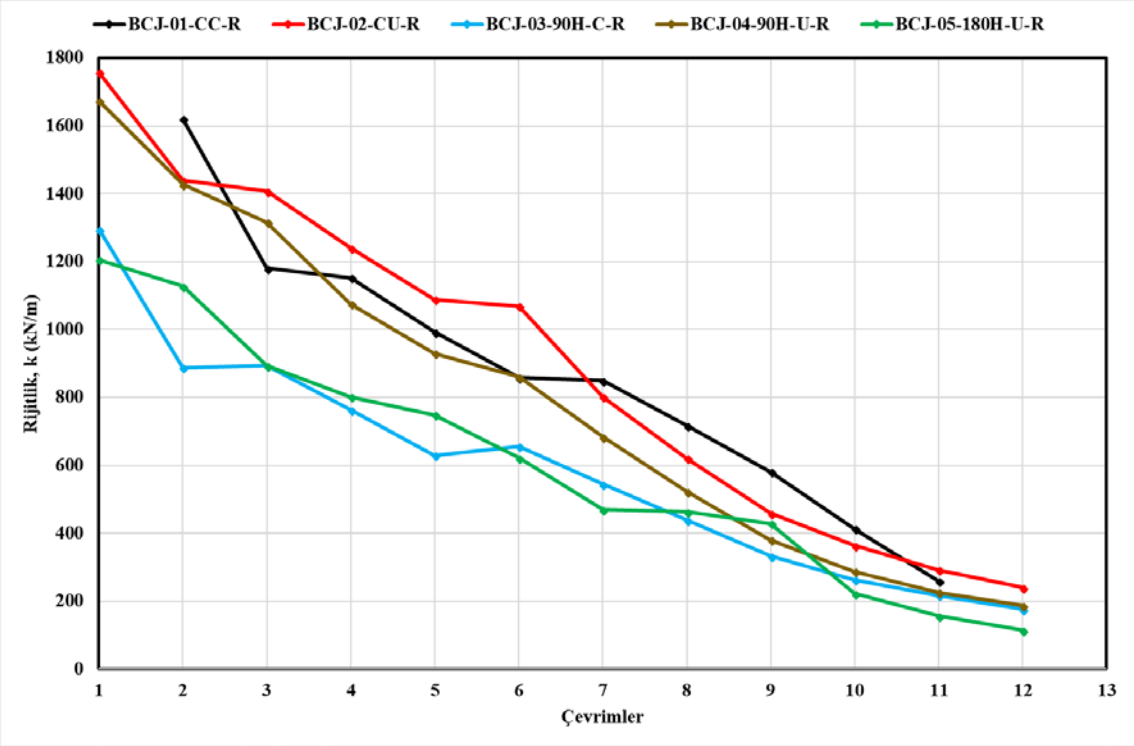
Şekil 4.99: İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin itme yönündeki rijitlik değişimleri.



Şekil 4.100: İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin çekme yönündeki rijitlik değişimleri.



Şekil 4.101: İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin itme yönündeki rijitlik değişimleri.



Şekil 4.102: İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin çekme yönündeki rijitlik değişimleri.

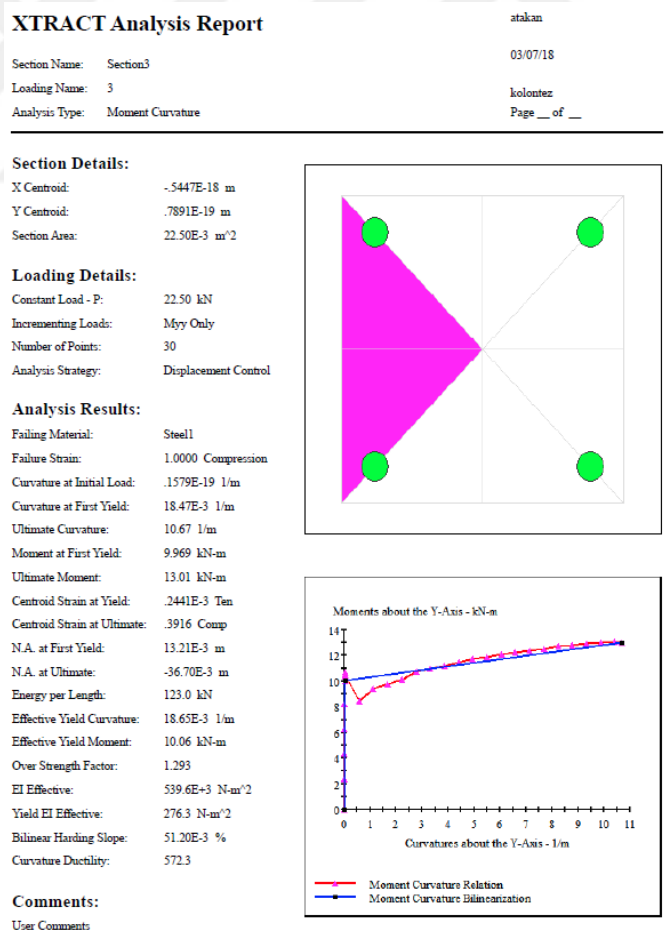
Tüm numunelerde başlangıçtaki rijitikliklerine göre, deney sonuna dek oluşan çatlaklara, kiriş boyuna donatılarındaki sıyrılmaya ve FRP malzemesindeki yırtılmalara bağlı olarak her iki yöndeki rijitliklerinde düşüş olmuştur. İlk serideki beşinci numunenin 2. ve 3. çevrimleri esnasında meydana gelen elektrik arızasından dolayı rijitlik hesaplamalarında bir dalgalanma olduğu görülmektedir. Hasar incelemelerinde de bu durum belirtilmiştir. Bunun dışında ilk serideki (güçlendirilmemiş) numunelerin deney süresince itme yönündeki rijitliklerindeki azalma benzer bir trend göstermektedir. Bu numunelerin çekme yönünde rijitliklerindeki azalma ise 6. Çevrimden sonra benzer bir trend göstermektedir. Deney sonlarında, ilk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin rijitliklerindeki azalma başlangıç rijitliklerine göre itme yönünde %88~%96, çekme yönünde %74~94 mertebelerindedir. Güçlendirilmiş beşinci numunenin 8 ve 9. çevrimlerinde elektriksel arıza dolayısı ile sıçramalar olmuştur. Bunun dışında ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin deney süresince itme ve çekme yönlerindeki rijitliklerindeki azalma benzer bir trend göstermektedir. Deney sonlarında, ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin rijitliklerindeki azalma başlangıç rijitliklerine göre itme yönünde %88~%91, çekme yönünde %84~91 mertebelerindedir. Numune rijitliklerindeki azalmanın, hasar incelemelerinde sunulan hasar mekanizmaları ve dağılımı ile uyumlu olduğu görülmektedir.

4.2. ANALİTİK ÇALIŞMALAR SONUCUNDA ELDE EDİLEN BULGULAR

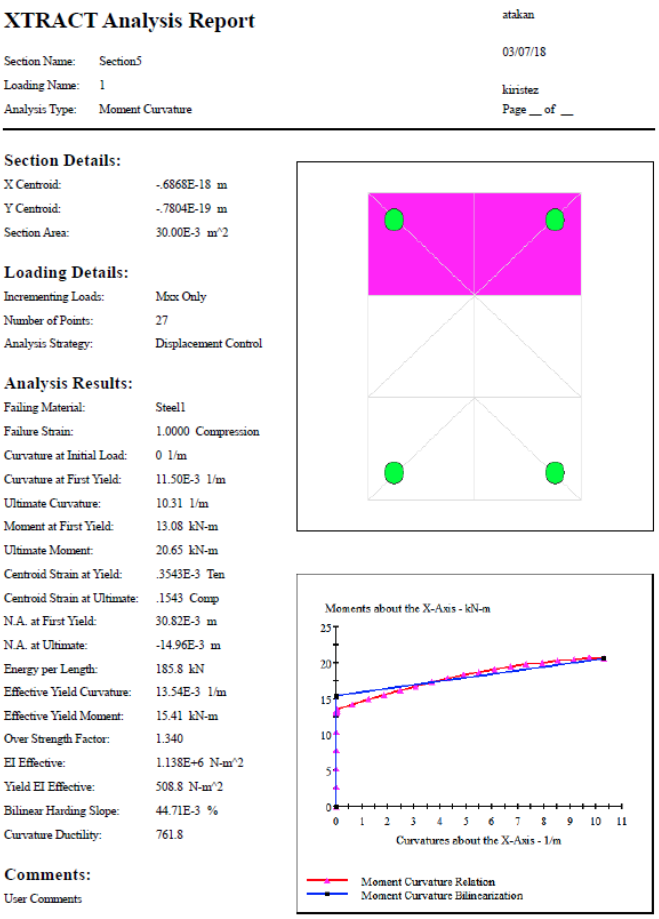
Bu bölümde kiriş ve kolonlar için yapılan kesit analizleri sonucunda elde edilen ve deney sonuçları kullanılarak oluşturulan çerçevelerin analizleri sonucunda elde edilen bulgulara yer verilmiştir.

4.2.1. Kolon ve Kiriş Kesitleri İçin Kapasite Hesapları İle İlgili Bulgular

Bu bölümde, Bölüm 3.2.3'de detayları verilmiş olan numunelerin kiriş ve kolonları için yapılan kapasite hesaplarına dair sonuçlar sunulmuştur. Sunulan sonuçlar, XTRACT (2004) programı ile hesaplanan moment-eğrilik ilişkilerini kapsamaktadır. Yapılan hesaplamalar için programa tanımlanan malzeme modelleri, Bölüm 3.2.2'de tariflendiği şekildedir. İlgili program ile hesaplanan moment-eğrilik ilişkileri, kolon kesitleri için Şekil 4.103'de, kiriş kesitleri için Şekil 4.104'de verilmiştir.



Şekil 4.103: Kolon kesitleri için hesaplanan moment-eğrilik ilişkileri.



XTRACT Analysis Report

atakan

03/07/18

Section Name: Section5
Loading Name: 1
Analysis Type: Moment Curvature

kiristez
Page __ of __

Section Details:

X Centroid:	-.6868E-18 m
Y Centroid:	-.7804E-19 m
Section Area:	30.00E-3 m^2

Loading Details:

Incrementing Loads:	Mxx Only
Number of Points:	27
Analysis Strategy:	Displacement Control

Analysis Results:

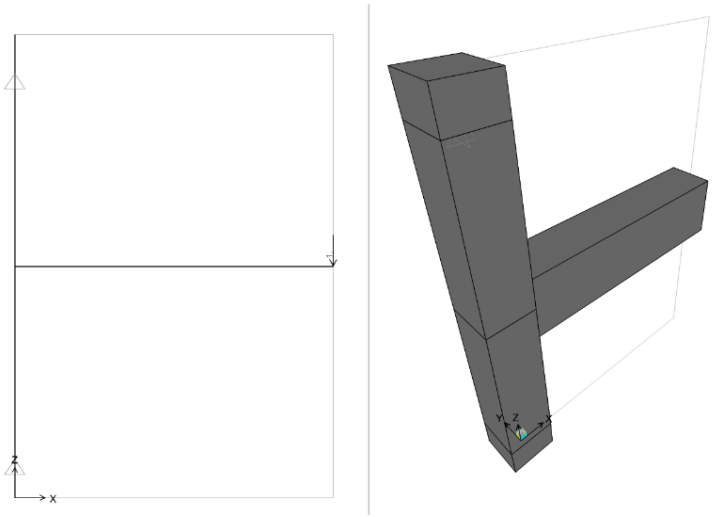
Failing Material:	Steel1
Failure Strain:	1.0000 Compression
Curvature at Initial Load:	0 1/m
Curvature at First Yield:	11.50E-3 1/m
Ultimate Curvature:	10.31 1/m
Moment at First Yield:	13.08 kN-m
Ultimate Moment:	20.65 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.3543E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate:	.1543 Comp
N.A. at First Yield:	30.82E-3 m
N.A. at Ultimate:	-14.96E-3 m
Energy per Length:	185.8 kN
Effective Yield Curvature:	13.54E-3 1/m
Effective Yield Moment:	15.41 kN-m
Over Strength Factor:	1.340
EI Effective:	1.138E+6 N-m^2
Yield EI Effective:	508.8 N-m^2
Bilinear Harding Slope:	44.71E-3 %
Curvature Ductility:	761.8

Comments:

User Comments

Şekil 4.104: Kiriş kesitleri için hesaplanan moment-eğrilik ilişkileri.

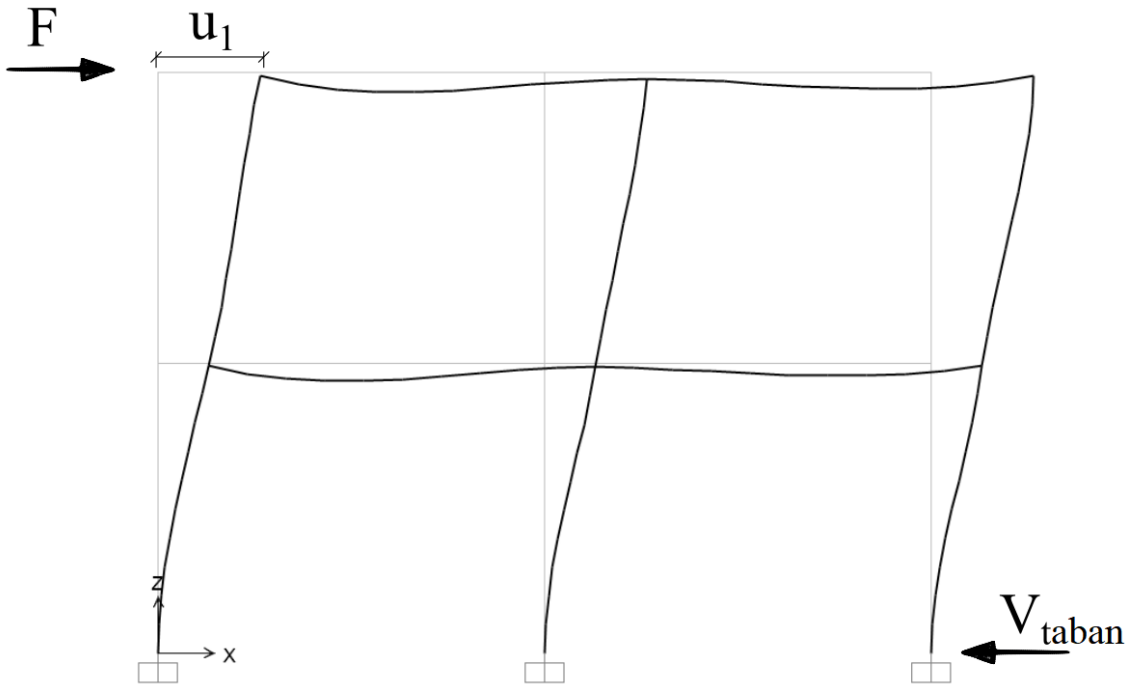
Kolon kapasite hesaplamalarında deneylerdeki gibi kolon kapasitesinin %10'u kadar (22.5 kN) eksenel yük uygulanmıştır. Bu yük altında kolonun moment kapasitesi her iki yön için M_r = 13.01 kNm'dir. Ayrıca kolonlardaki boyuna donatılarda ilk akma gerçekleştiğinde kolonun akma momenti, M_y = 9.97 kNm olarak bulunmuştur. Kirişin kuvvetli ekseni etrafındaki moment kapasitesi M_r = 20.65 kNm'dir. Ayrıca kirişteki boyuna donatılarda ilk akma gerçekleştiğinde kirişin akma momenti, M_y = 13.08 kNm olarak bulunmuştur. Kolonun moment kapasitesine ulaşması için deneyde kiriş ucuna verilmesi gereken yük, 34.69 kN, akma momentine ulaşması için gereken yük ise 26.59 kN olarak hesaplanmıştır. Kirişin moment kapasitesine ulaşması için deneyde kiriş ucuna verilmesi gereken yük, 27.53 kN, akma momentine ulaşması için gereken yük ise 17.44 kN olarak hesaplanmıştır. Yapı statiği prensipleri ile yapılan bu hesaplamalar, SAP2000 (2017) programı ile deney düzeneğinin mesnet şartlarını ve numunelerin yerleşimini yansıtan bir model hazırlanarak, kiriş ucuna birim yüklemeler yapılması ile teyit edilmiştir (Şekil 4.105).



Şekil 4.105: Deney numunelerinde oluşacak iç kuvvetlerin hesaplanması için hazırlanan analiz modeli.

4.2.2. Nonlineer Statik Analizler Sonucunda Elde Edilen Bulgular

Bu bölümde, Bölüm 3.2.1'de detaylıca tariflenen kabuller kapsamında tüm numuneler için yapılan nonlineer statik analizlerin sonuçları sunulmuştur. Ayrıca bu sonuçlar neticesinde, ilk serideki (güçlendirilmemiş) ve ikinci serideki (güçlendirilmiş) numuneler ile oluşturulan çerçevelerin yapısal davranışları kendi aralarında ve birbirleri ile karşılaştırılarak, elde edilen bulgular açıklanmıştır. Bölüm 3.2.1'de deney sonuçlarından, tüm numuneler için birleşim bölgelerinin tam ortasındaki moment-dönme grafikleri kullanılarak zarf eğrilerinin oluşturulduğu belirtilmiş idi. Söz konusu grafikler ve nasıl oluşturuldukları hakkında detaylı bilgiler de aşağıdaki bölümde verilmiştir. Tüm numuneler için nonlineer statik itme analizi yapılmıştır. Öncelikle söz konusu çerçeve kendi ağırlığı altında düşeyde itilmiştir. Düşeydeki itme analizi sonuçları korunarak, çerçeve sol üst düğüm noktasından yatayda 10 cm itilerek taban kesme kuvveti – yatay deplasman (tepe yerdeğiştirmesi) grafikleri elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlardaki terimlerin daha açıkça gösterilmesi ile ilgili olarak yapılan analitik çalışmalardaki bir çerçevenin deforme olmuş hali Şekil 4.106'da sunulmuştur. Burada çerçeveye etkitilen yük (F), toplam taban kesme kuvvetine eşit olmaktadır (V_{taban}). Tepe yerdeğiştirmesi (u_1), bir diğer ifade ile yatay deplasman değeri ise itilen çerçevenin en üst noktasında, çerçeve doğrultusunda elde edilen toplam yerdeğiştirmeyi ifade etmektedir. Analitik çalışmalarda tüm çerçeveler 10 cm deplasman değerine kadar itilmiştir. Seçilen bu değer, tüm numuneler için nonlineer plastik mafsalların çalıştığı ve sonuçların karşılaştırılabilirliğinin mümkün olduğu bir değer olarak belirlenmiştir.

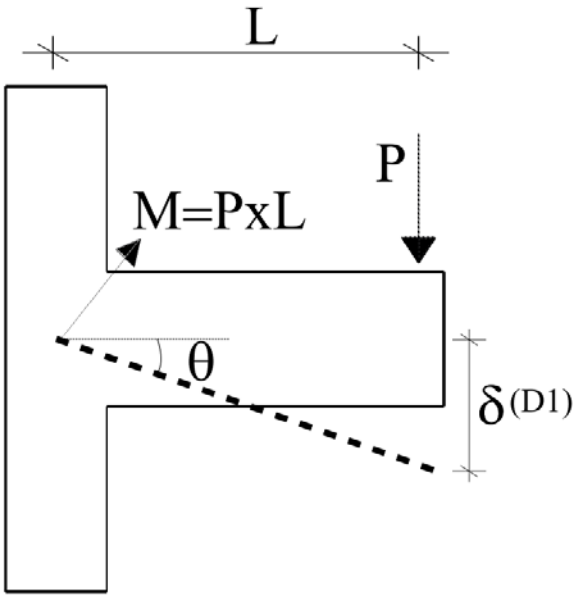


Şekil 4.106: Analitik çalışmalardaki örnek bir çerçevenin deforme olmuş hali.

İleriki bölümlerde yapılacak itme analizi sonuçları karşılaştırmalarında kullanılmak üzere, enstitümüzde devam etmekte olan bir yüksek lisans tezi çalışmasından aynı malzeme ve ebatlarda birleşim bölgesi etriyesiz ve kiriş boyuna donatıları kancasız "J02-0H-U" numunesinin aynı şartlarda gerçekleştirilen deney sonuçlarından moment-dönme grafiği ve zarf eğrisi elde edilerek itme analizleri gerçekleştirilmiştir. Söz konusu numunenin itme analizi sonuçları ilk seri (güçlendirilmemiş) numuneler kapsamında verilmiştir.

4.2.2.1. Analitik Çalışmalarda Kullanılan Moment-Dönme Grafikleri (Deney Sonuçları)

Daha önceki bölümlerde her numune için yük-yerdeğiştirme-öteleme oranı grafikleri sunulmuştu. Bu sonuçlar kullanılarak analitik çalışmalarda kullanılmak amacı ile yine her numune için moment-dönme grafikleri hazırlanmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlar ile oluşturulan moment-dönme grafiklerindeki moment (M) ve dönme (θ) değerlerine dair bir görsel Şekil 4.107'de verilmiştir. Her numunenin moment-dönme ilişkisinden oluşturulan zarf eğrisi, özellikleri ve kabulleri aynı olan statik analiz modeli üzerindeki birleşim bölgelerine, nonlineer kinematik yay modeli kullanılarak, bir çevrimsel davranış eğrisi şeklinde tanımlanmıştır.

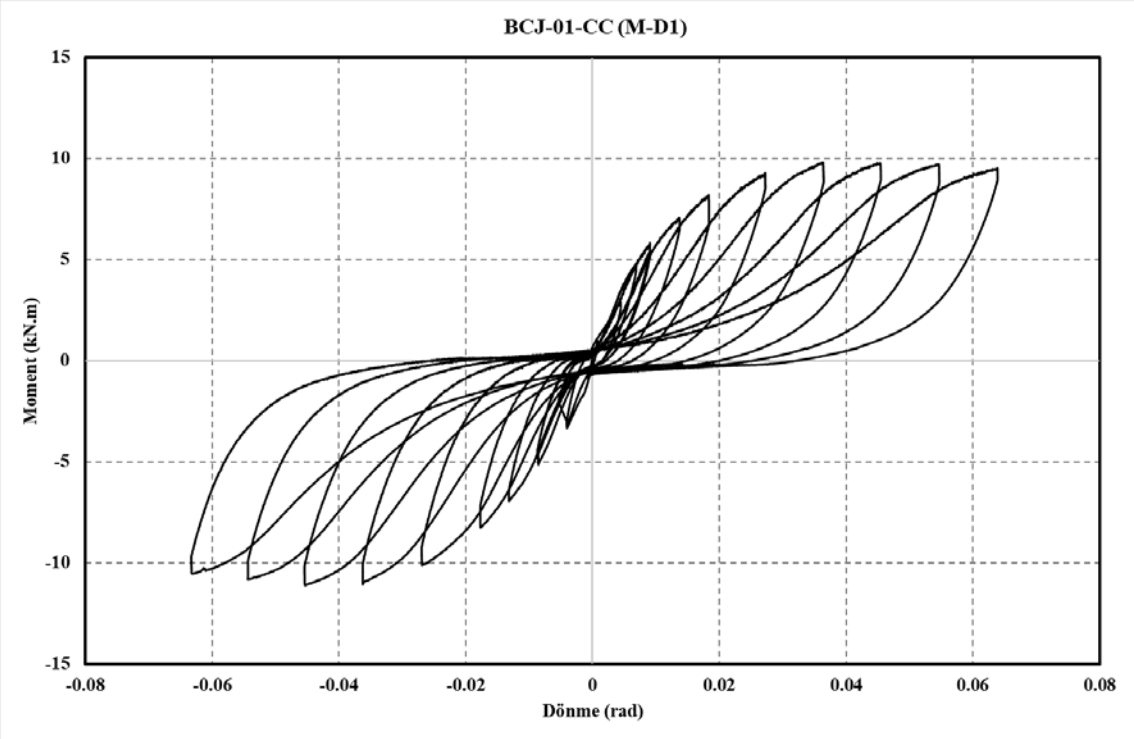


Şekil 4.107: Moment-Dönme hesapları.

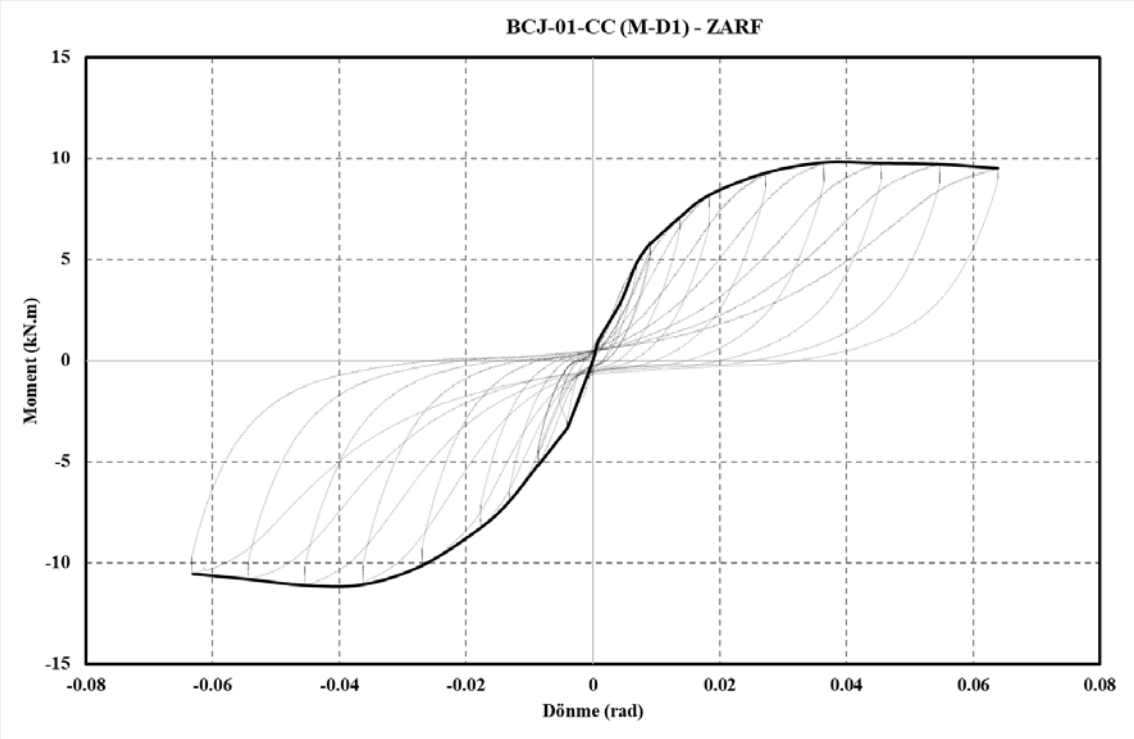
Burada, deneyler esnasında kiriş üzerinde yükün uygulandığı noktanın, birleşim bölgesinin geometrik merkezine olan dik uzaklığı L=0.825 m'dir. Hazırlanan moment-dönme grafiklerinde, birleşim bölgesinin merkezinde bu yükten dolayı oluşan moment, deney esnasında elde edilen yük değerinin L mesafesi ile çarpılması ile, dönme (θ) değerleri ise Denklem (4.3) ile elde edilmiştir.

$$tan\,\theta = \frac{\delta}{L} \quad \Rightarrow \quad \theta = arctan\left(\frac{\delta}{L}\right) \cong \frac{\delta}{L} \tag{4.3}$$

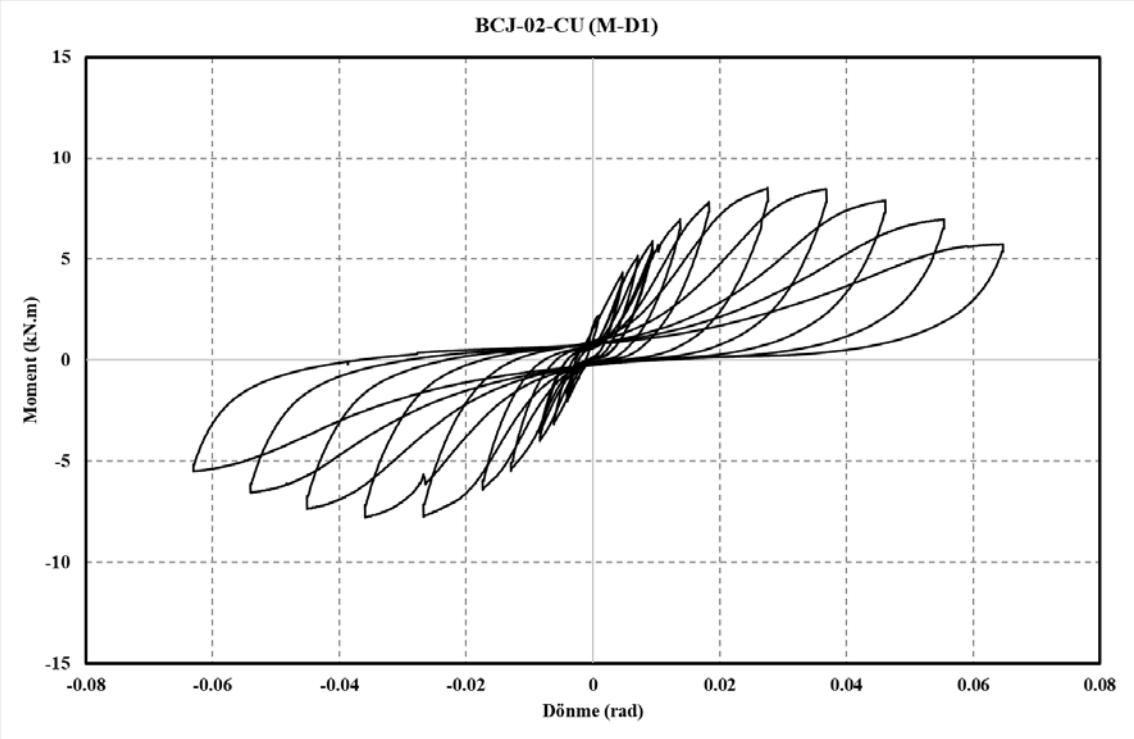
Bu kapsamda hazırlanan ve analitik çalışmalarda kullanılan moment-dönme grafikleri ve zarf eğrilerinden ilk seri (güçlendirilmemiş) numunelere ait olanlar, Şekil 4.108~Şekil 4.117 arasında, ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelere ait olanlar Şekil 4.118~Şekil 4.127 arasında sunulmuştur. İleriki bölümlerde açıklanan itme analizi sonuçları karşılaştırmalarında kullanılmak üzere, enstitümüzde devam etmekte olan bir yüksek lisans tezi çalışmasından aynı malzeme ve ebatlarda birleşim bölgesi etriyesiz ve kiriş boyuna donatıları kancasız "J02-0H-U" numunesinin aynı şartlarda gerçekleştirilen deney sonuçlarından moment-dönme grafiği ve zarf eğrisi elde edilmiştir (Şekil 4.128 ve Şekil 4.129).



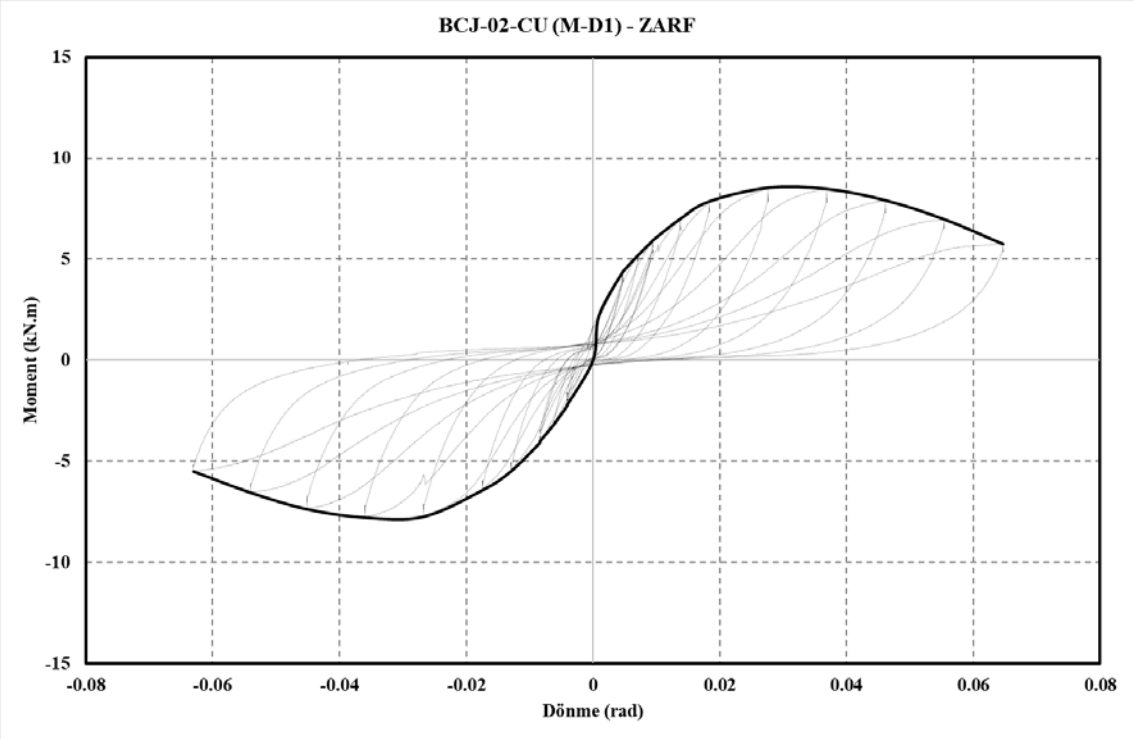
Şekil 4.108: BCJ-01-CC numunesi için moment-dönme grafiği.



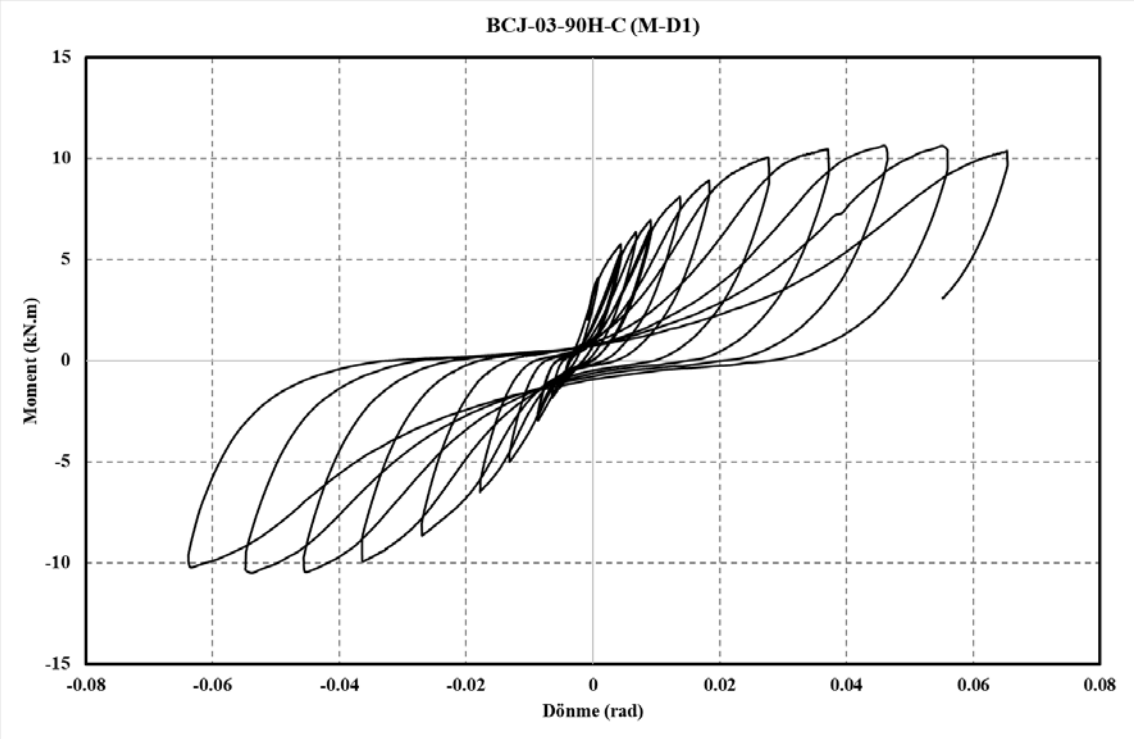
Şekil 4.109: BCJ-01-CC numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.



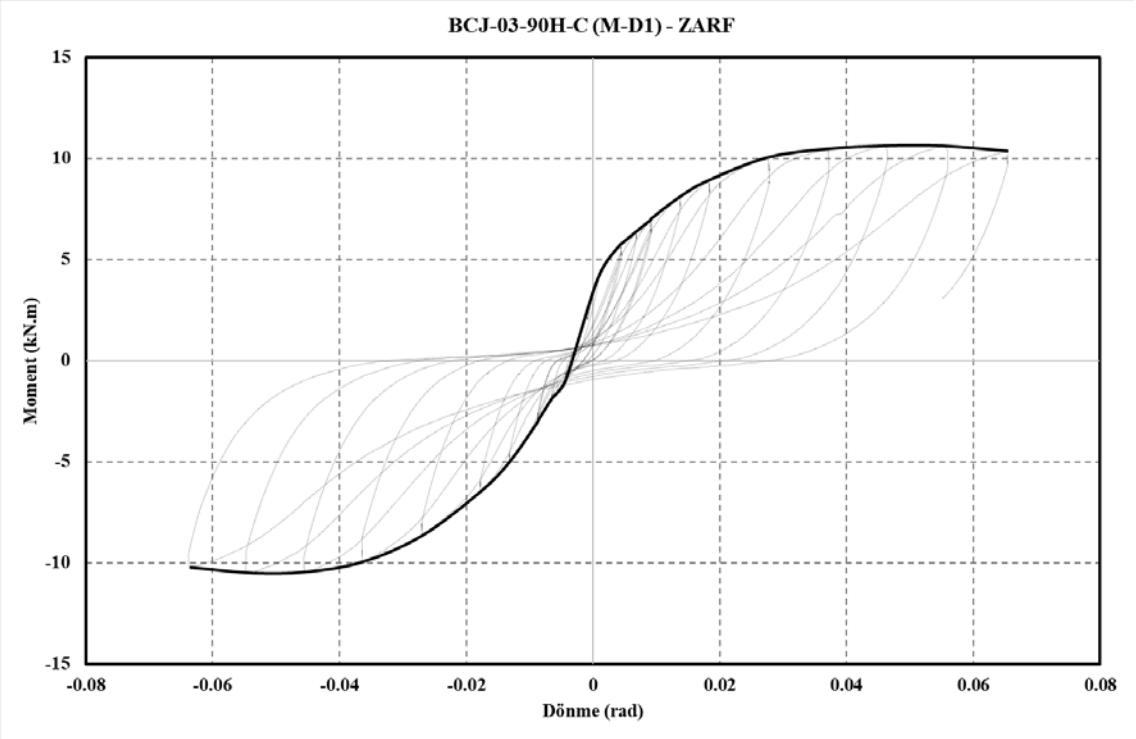
Şekil 4.110: BCJ-02-CU numunesi için moment-dönme grafiği.



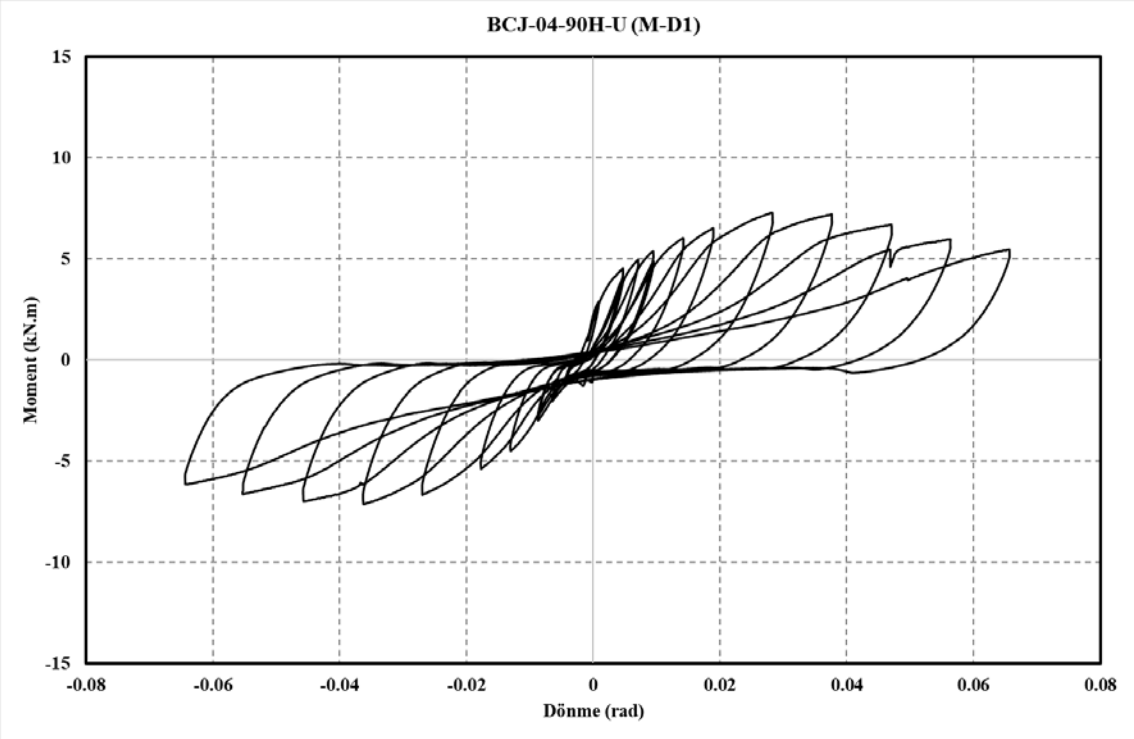
Şekil 4.111: BCJ-02-CU numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.



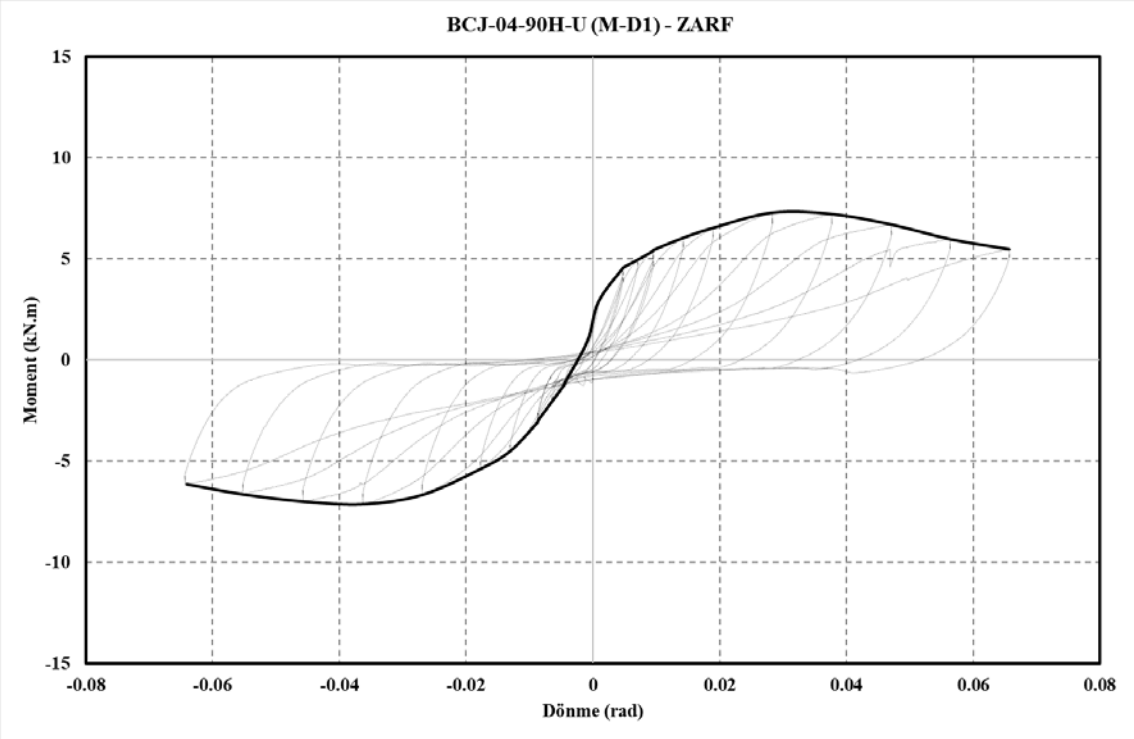
Şekil 4.112: BCJ-03-90H-C numunesi için moment-dönme grafiği.



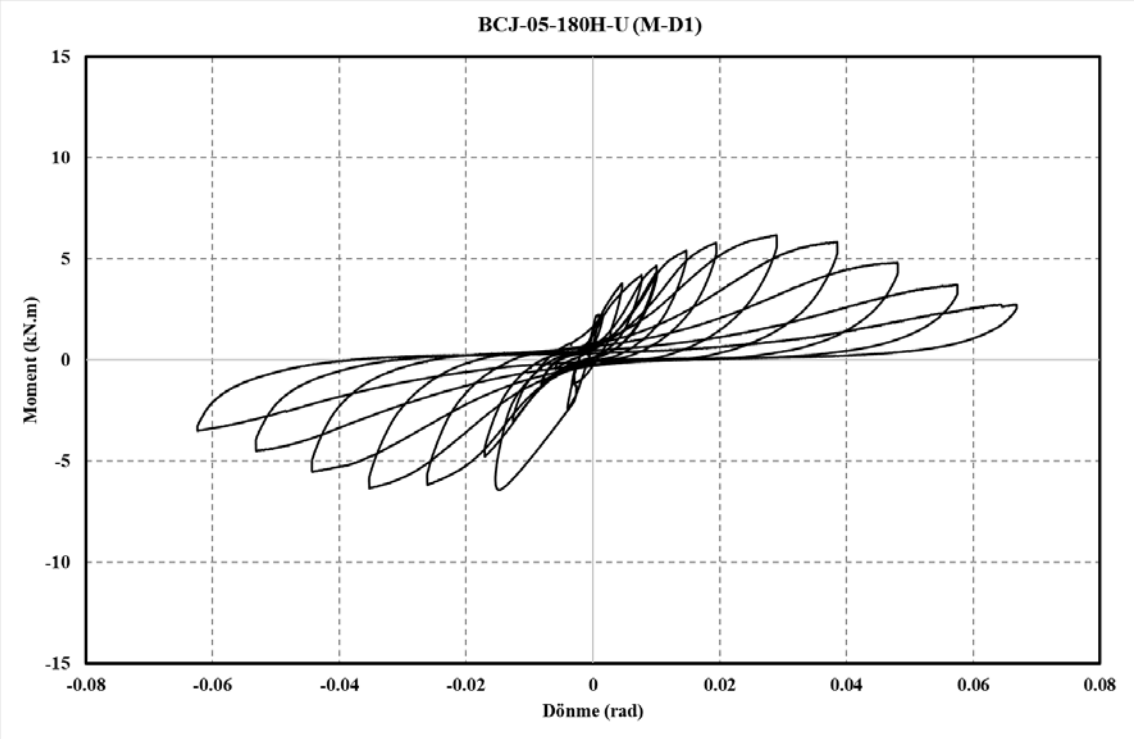
Şekil 4.113: BCJ-03-90H-C numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.



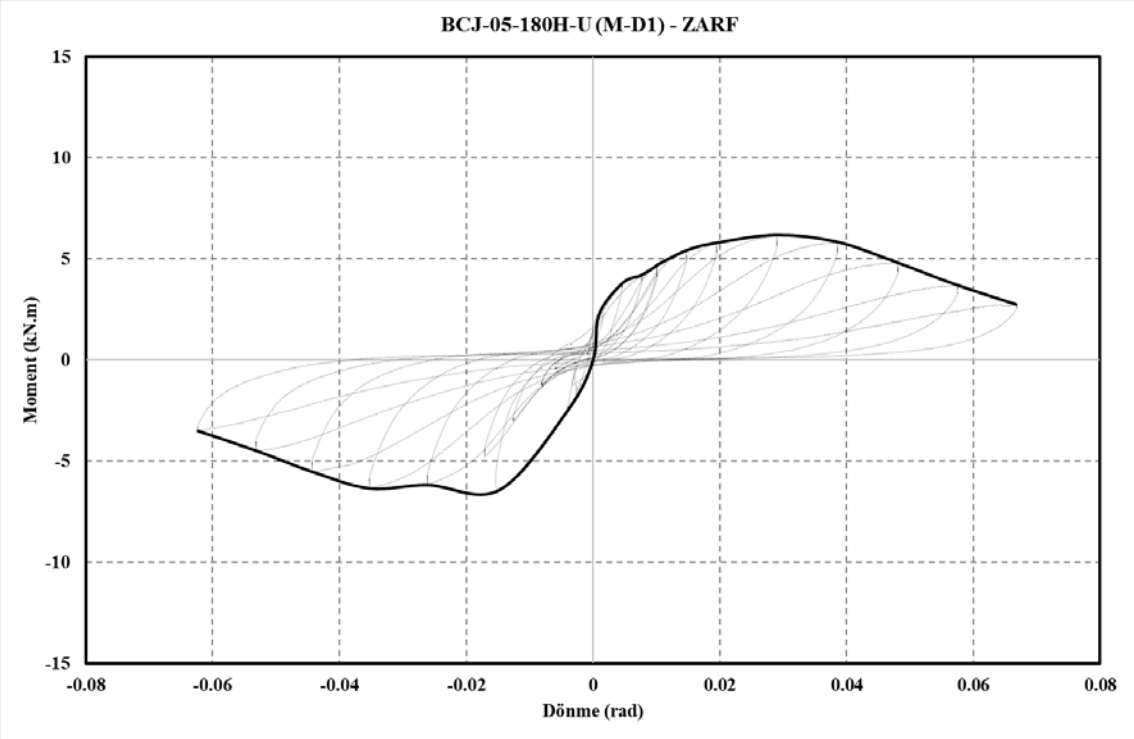
Şekil 4.114: BCJ-04-90H-U numunesi için moment-dönme grafiği.



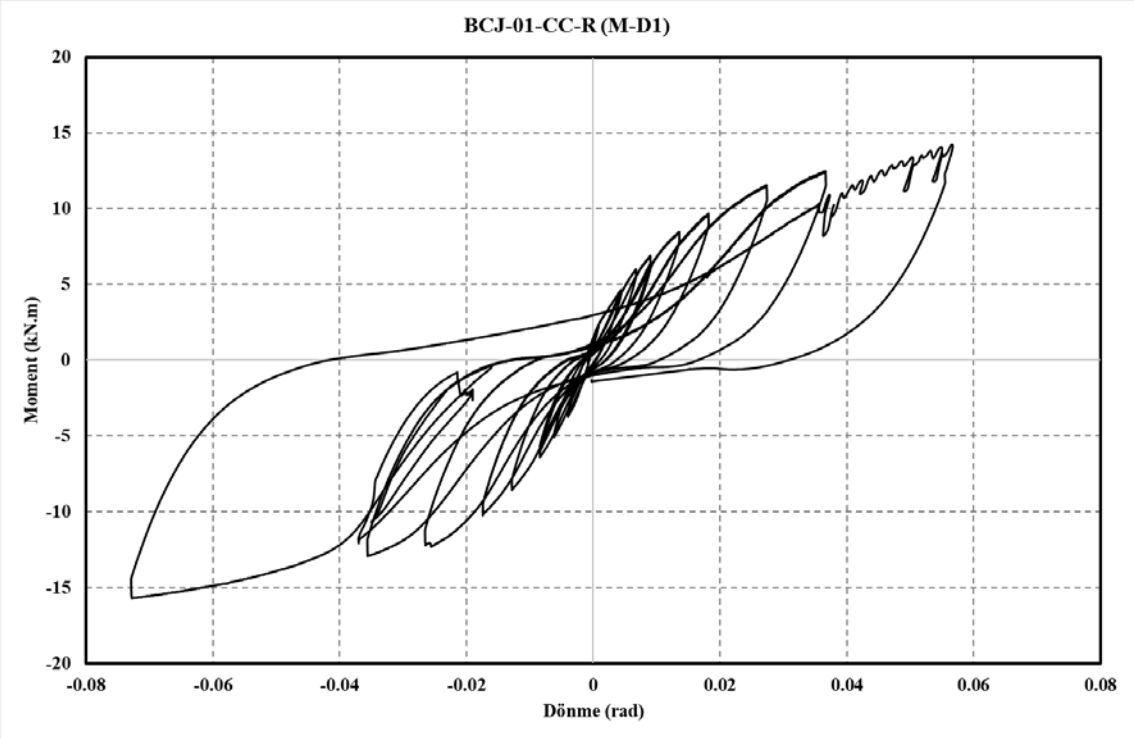
Şekil 4.115: BCJ-04-90H-U numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.



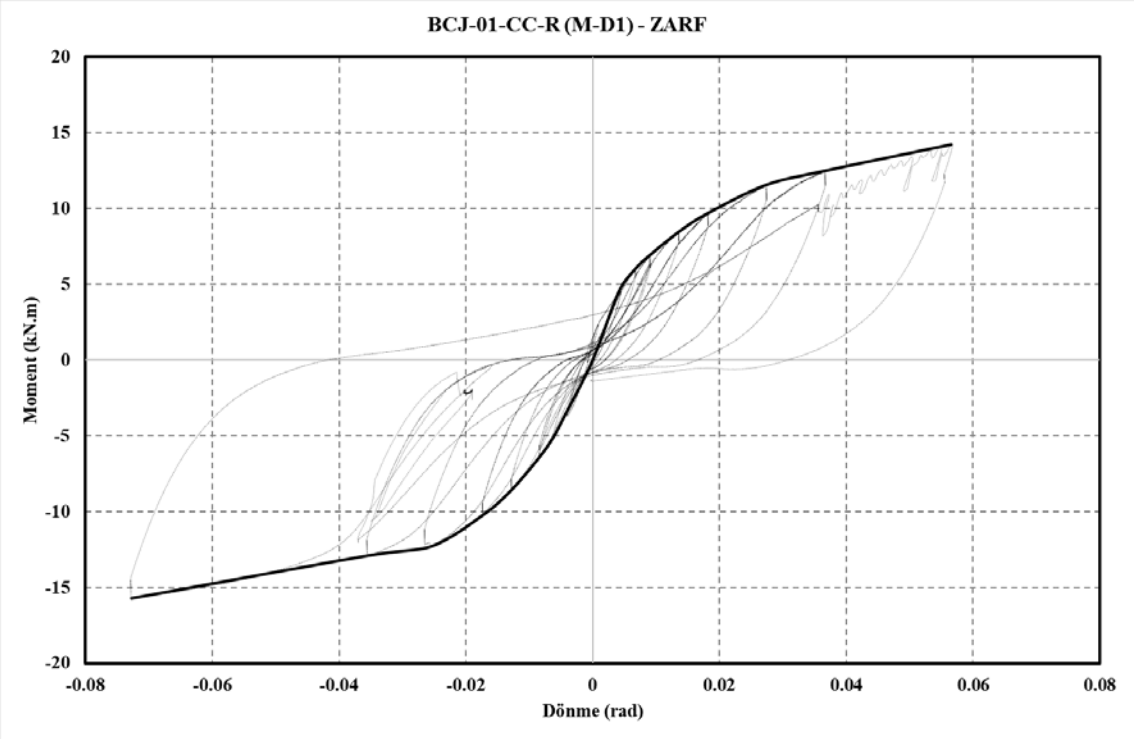
Şekil 4.116: BCJ-05-180H-U numunesi için moment-dönme grafiği.



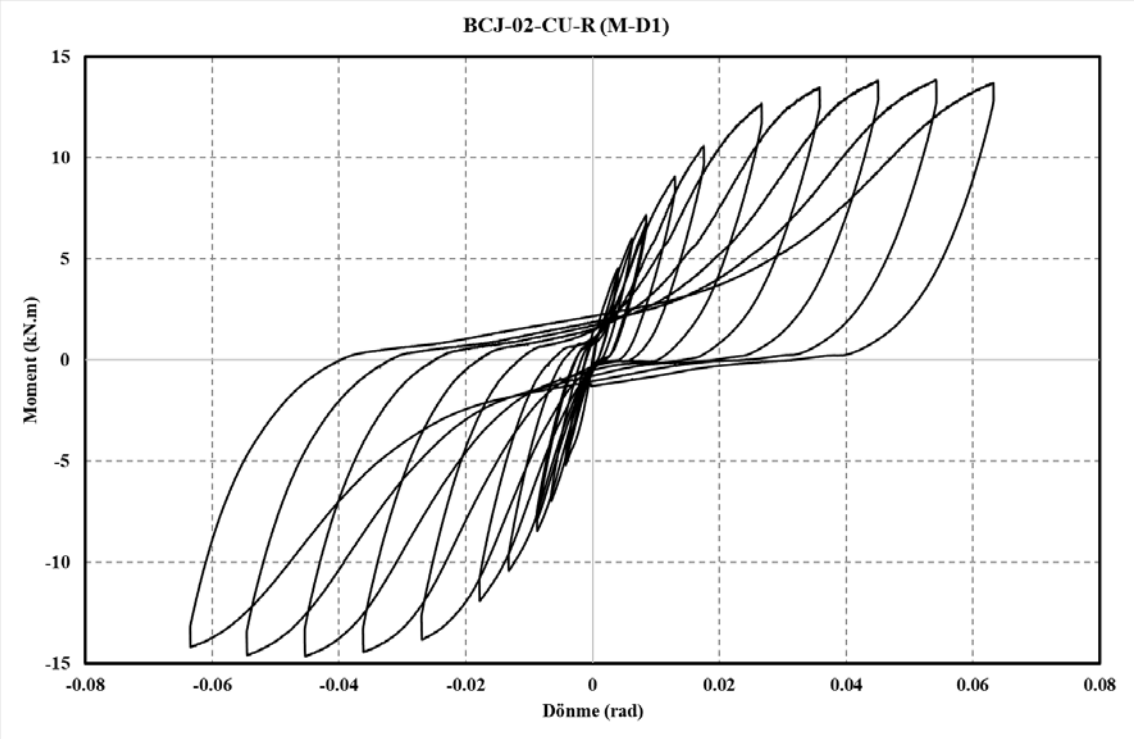
Şekil 4.117: BCJ-05-180H-U numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.



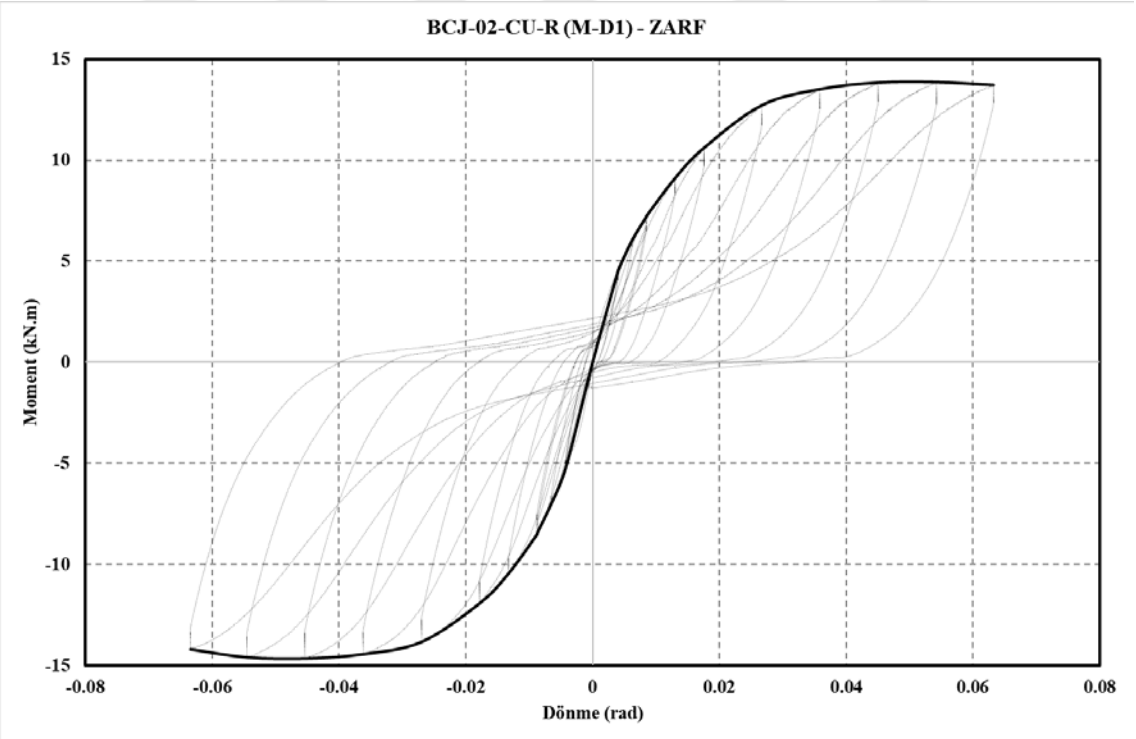
Şekil 4.118: BCJ-01-CC-R numunesi için moment-dönme grafiği.



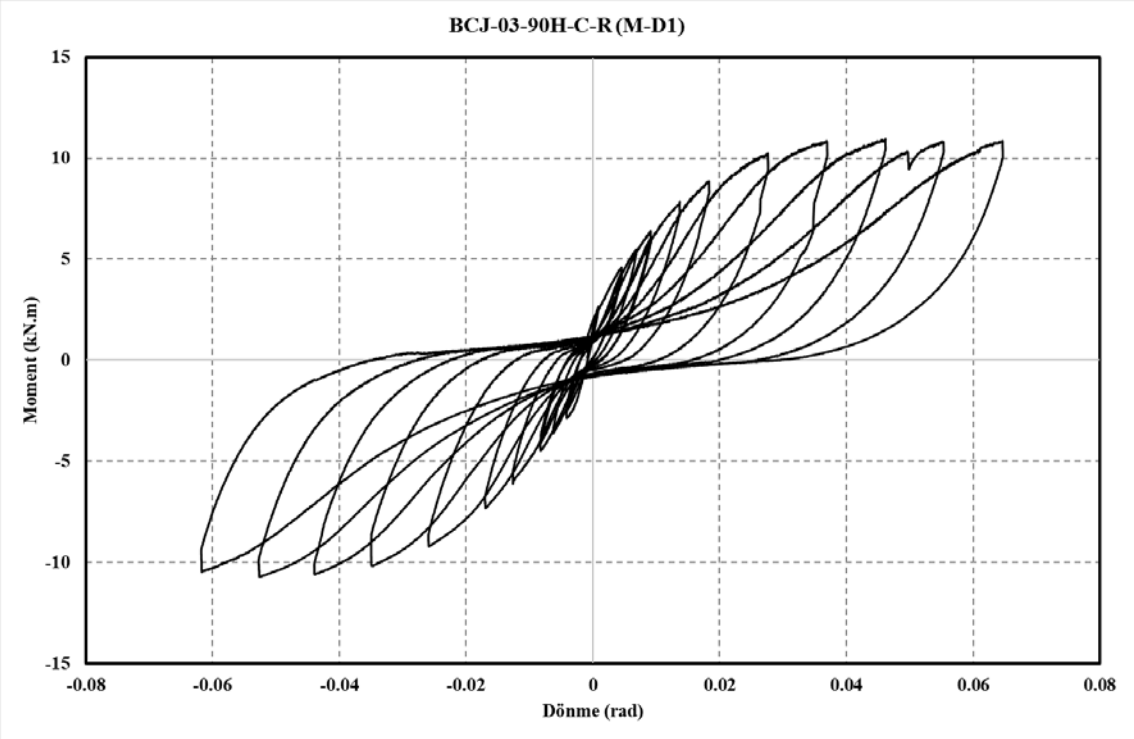
Şekil 4.119: BCJ-01-CC-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.



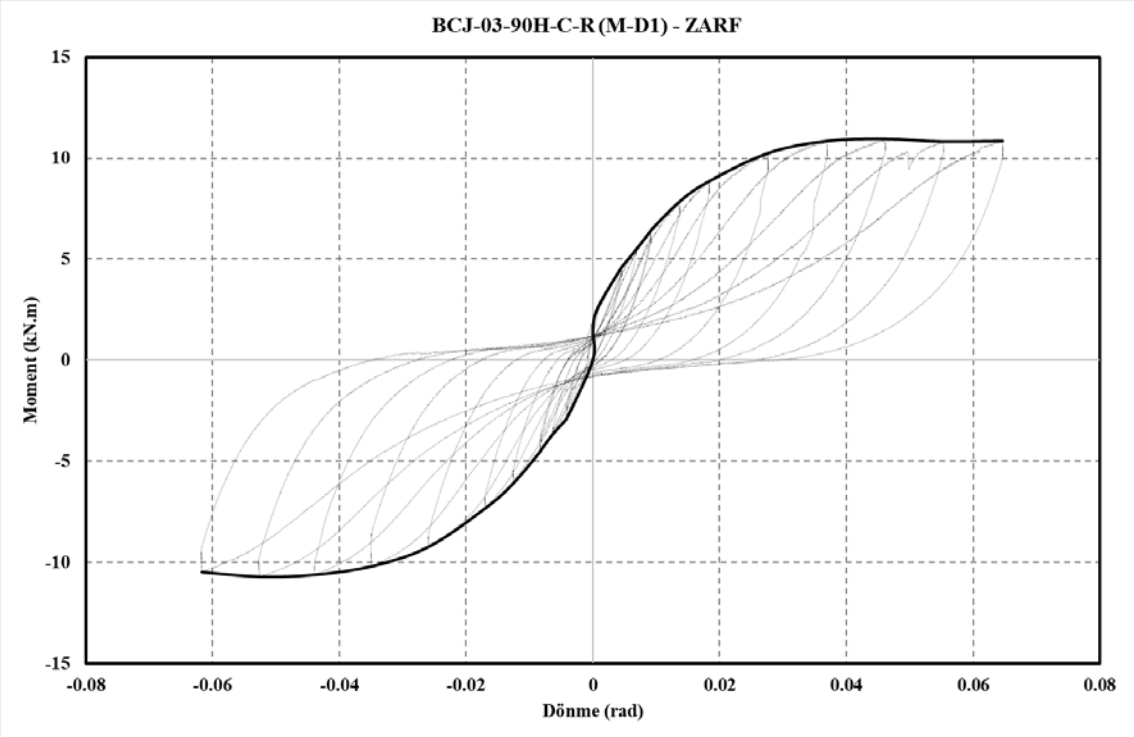
Şekil 4.120: BCJ-02-CU-R numunesi için moment-dönme grafiği.



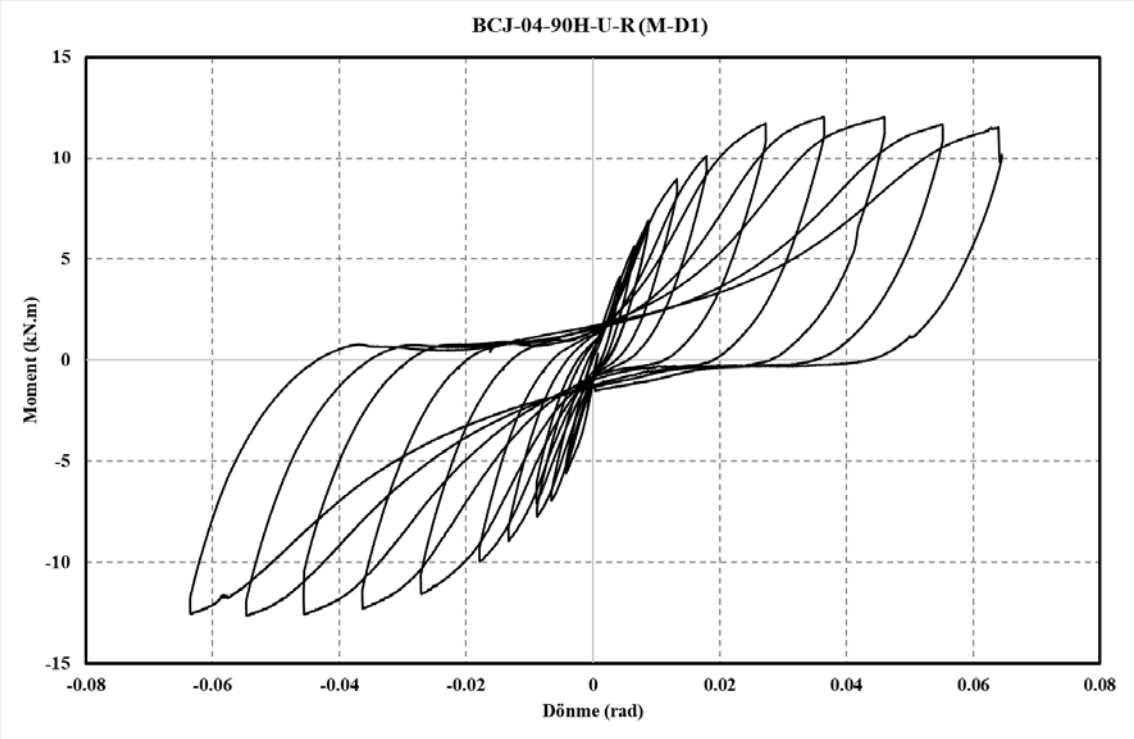
Şekil 4.121: BCJ-02-CU-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.



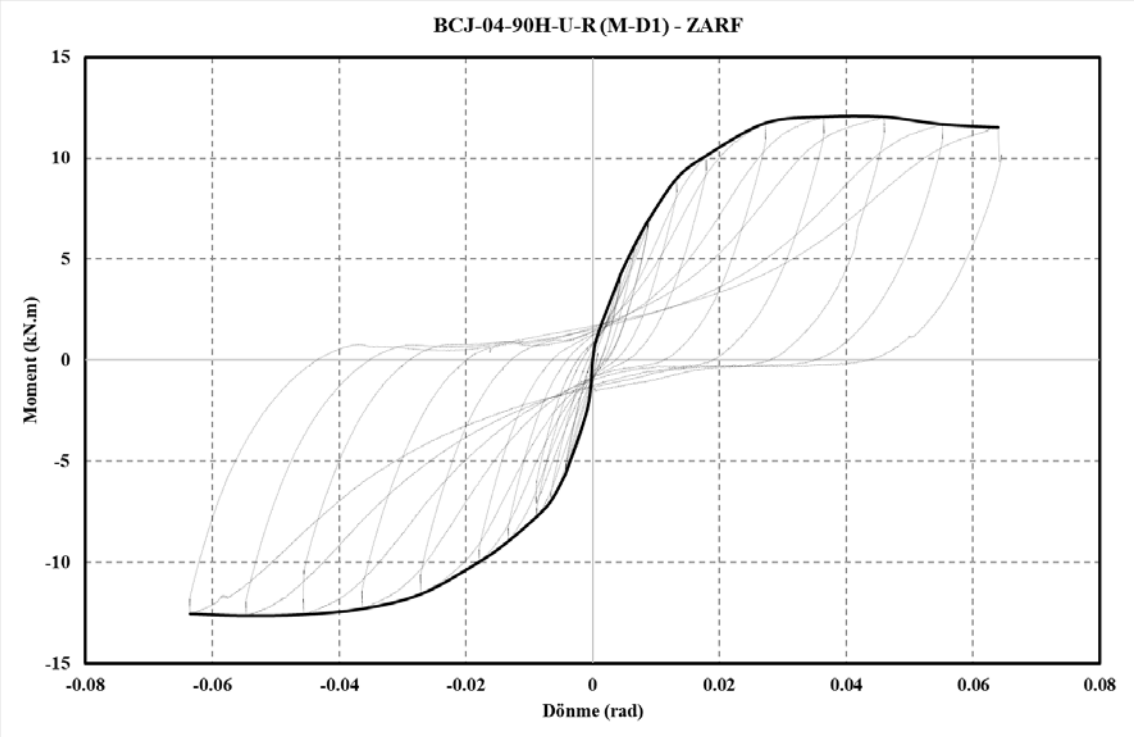
Şekil 4.122: BCJ-03-90H-C-R numunesi için moment-dönme grafiği.



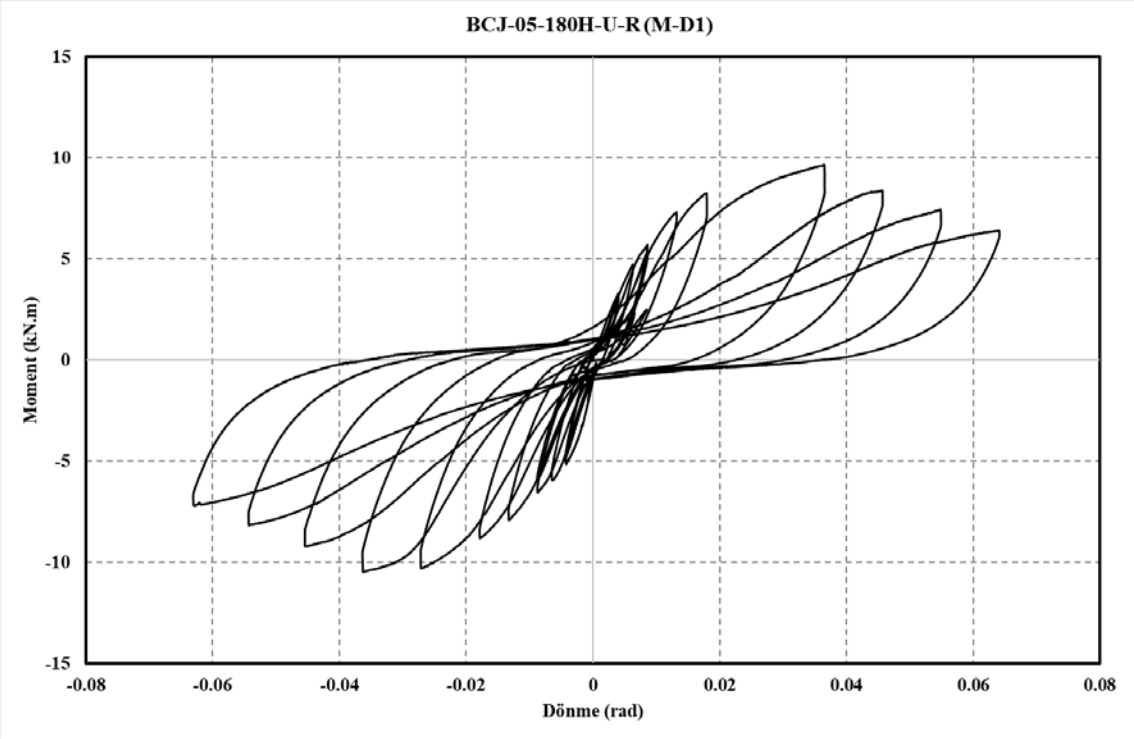
Şekil 4.123: BCJ-03-90H-C-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.



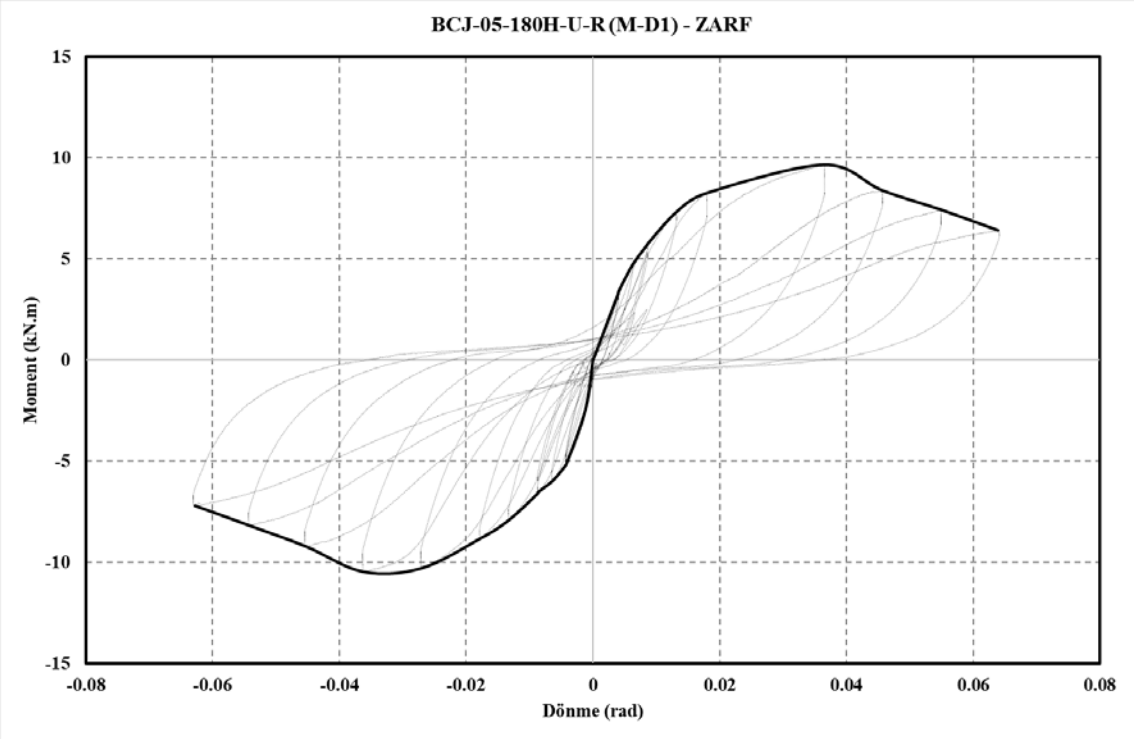
Şekil 4.124: BCJ-04-90H-U-R numunesi için moment-dönme grafiği.



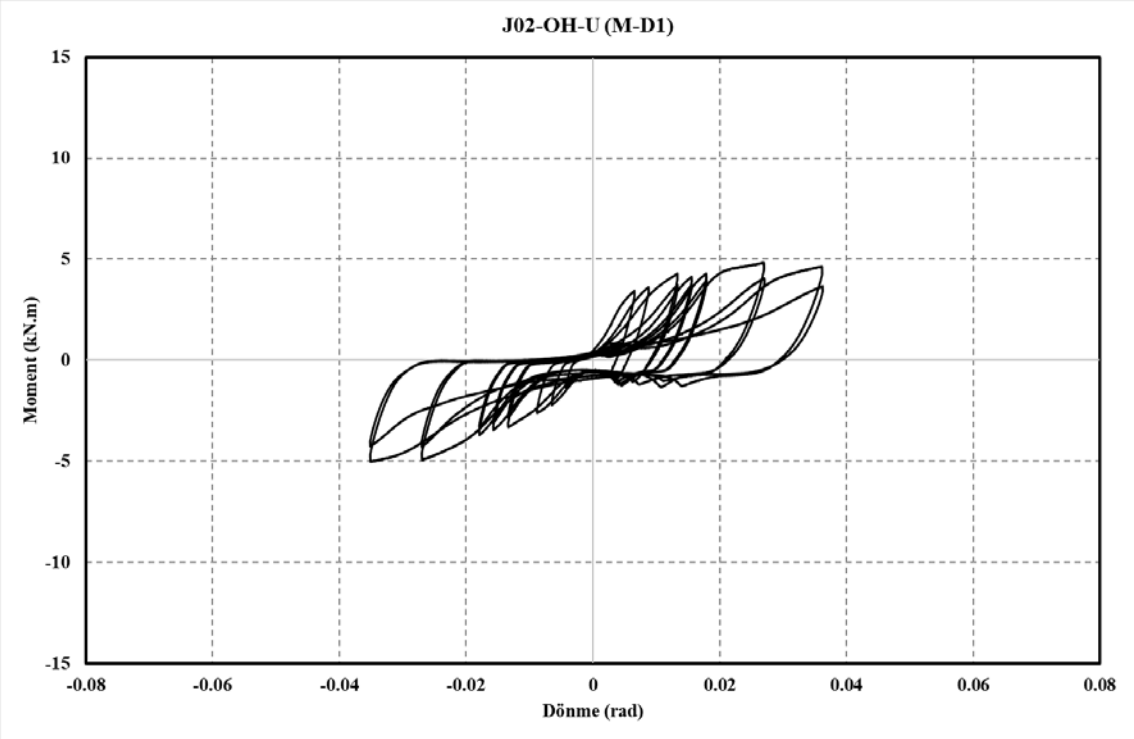
Şekil 4.125: BCJ-04-90H-U-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.



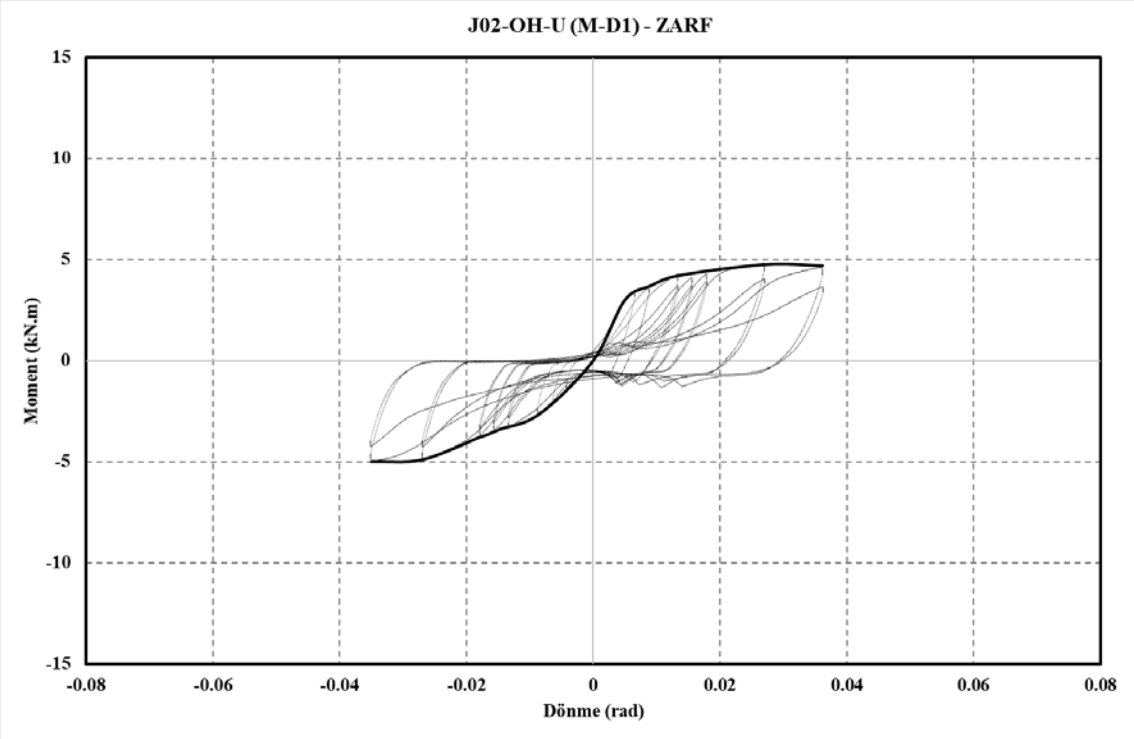
Şekil 4.126: BCJ-05-180H-U-R numunesi için moment-dönme grafiği.



Şekil 4.127: BCJ-05-180H-U-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.



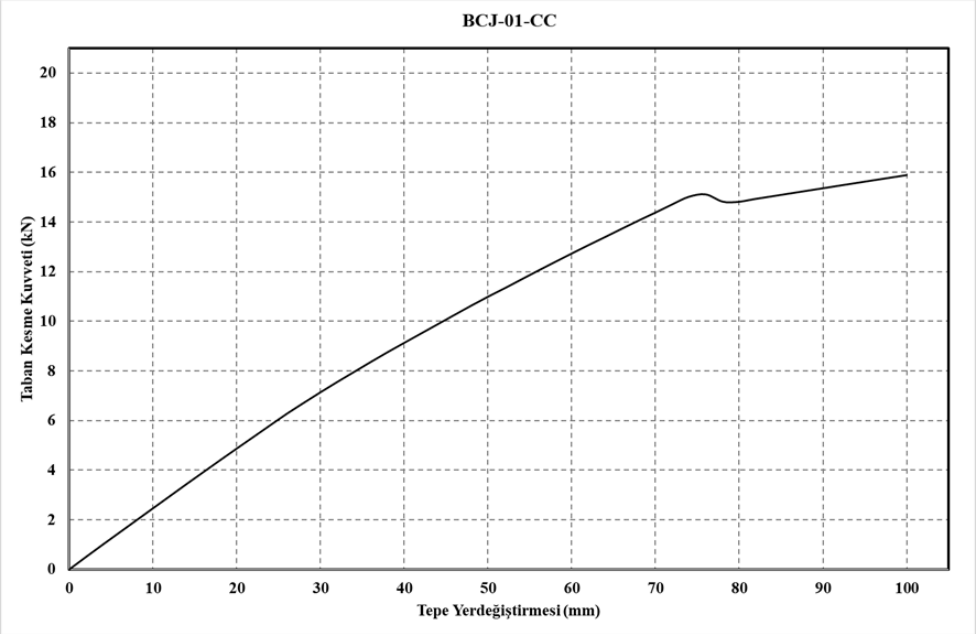
Şekil 4.128: J-02-0H-U numunesi için moment-dönme grafiği.



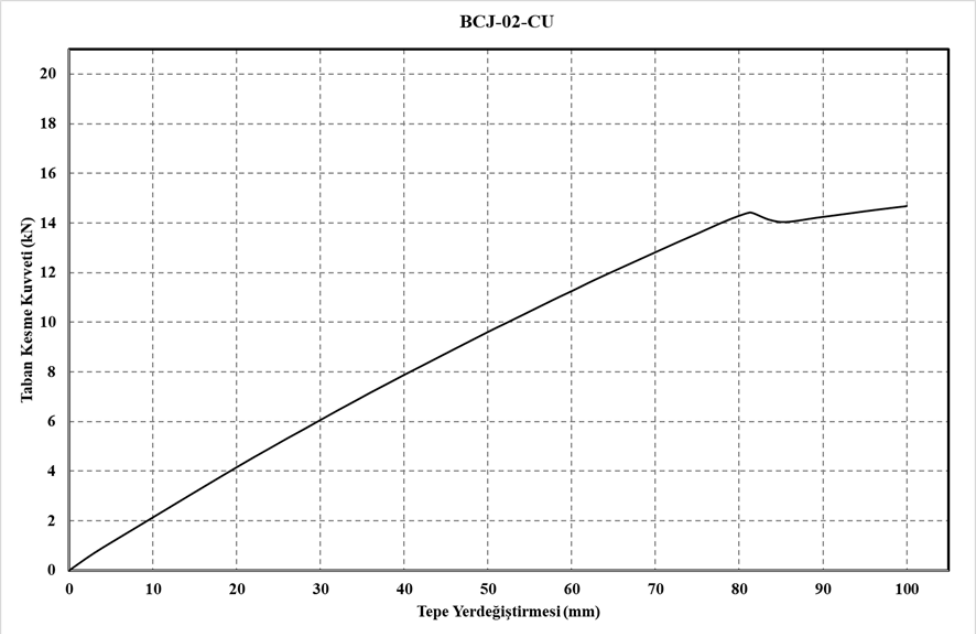
Şekil 4.129: J-02-0H-U-R numunesi için moment-dönme zarf eğrisi.

4.2.2.2. İlk Seri (Güçlendirilmemiş) Numuneler İçin İtme Analizi Sonuçları

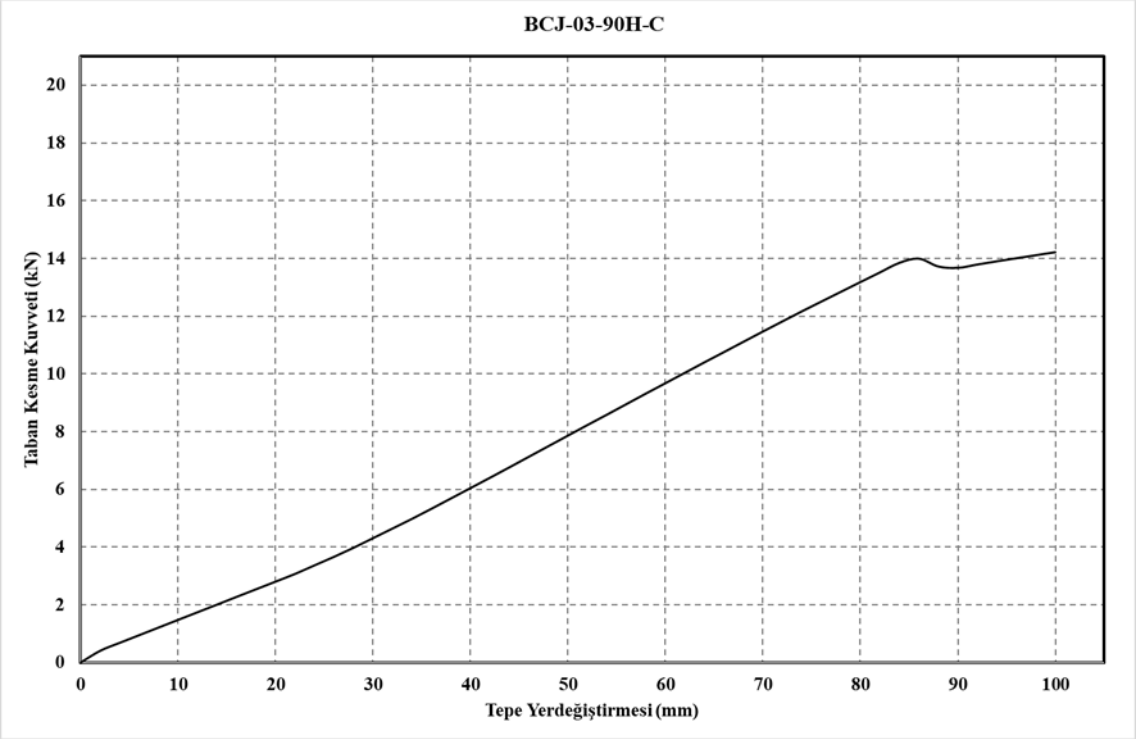
Bu bölümde, ilk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin deney sonuçları kullanılarak oluşturulan örnek betonarme çerçeveler için nonlineer statik itme analizi sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi grafikleri sunulmuştur (Şekil 4.130~Şekil 4.135).



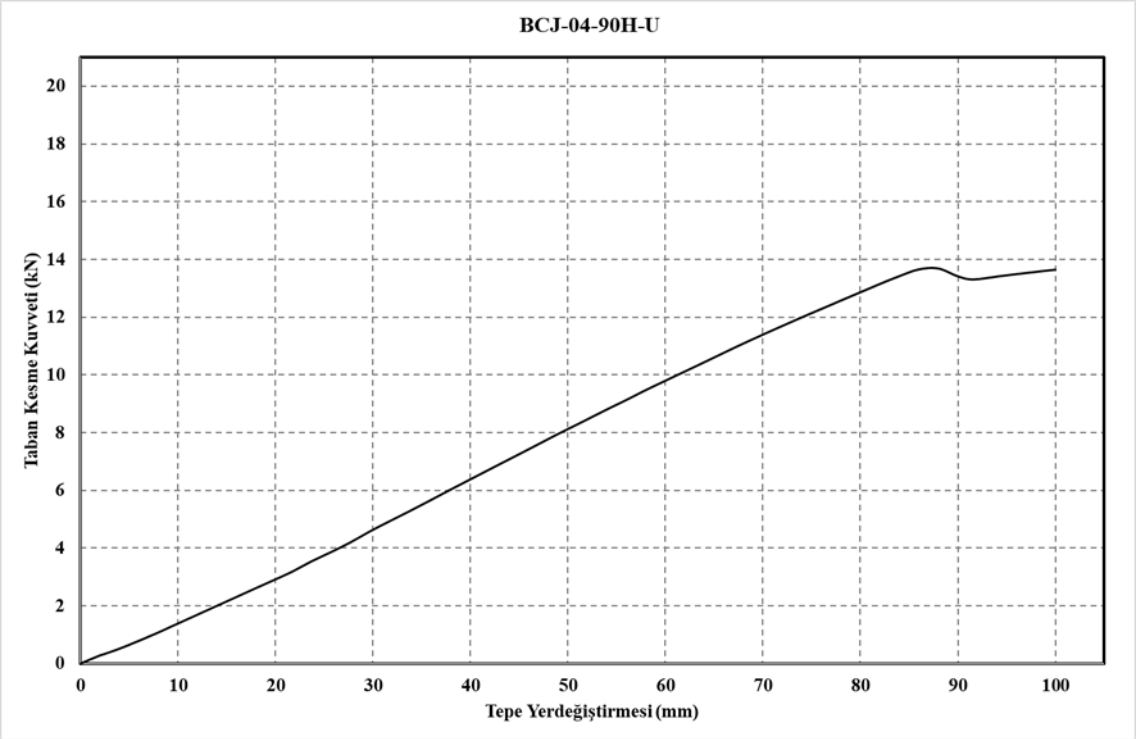
Şekil 4.130: BCJ-01-CC numunesi için itme analizi sonuçları.



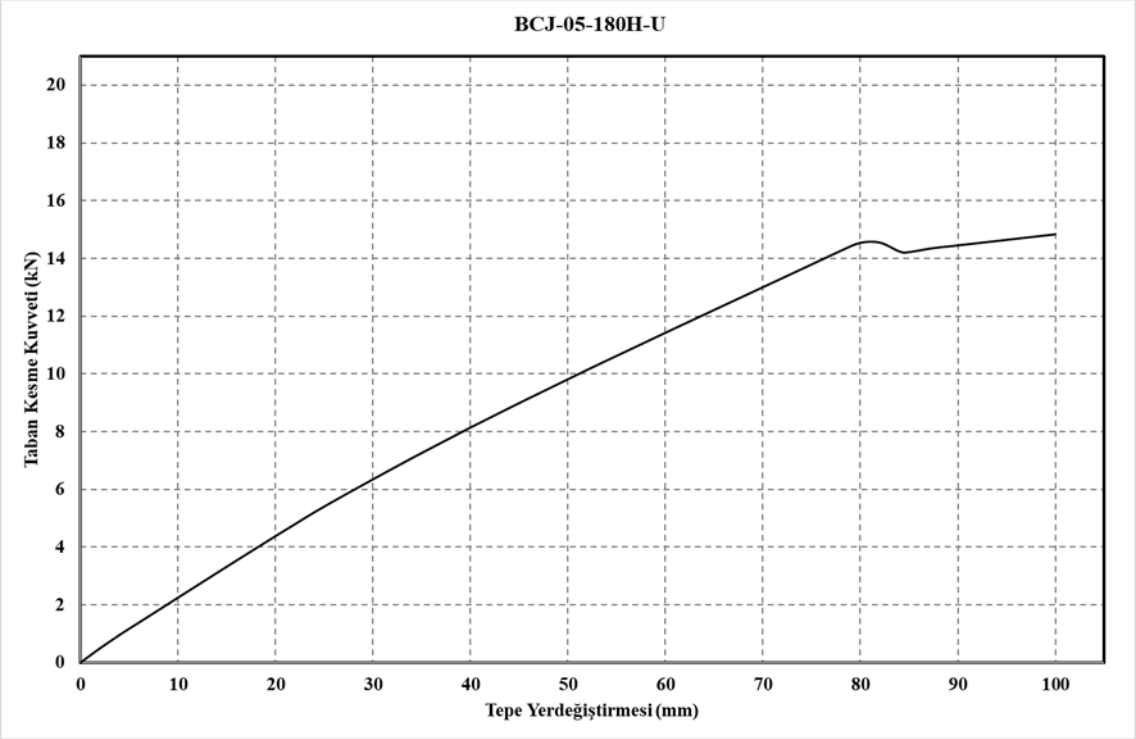
Şekil 4.131: BCJ-02-CU numunesi için itme analizi sonuçları.



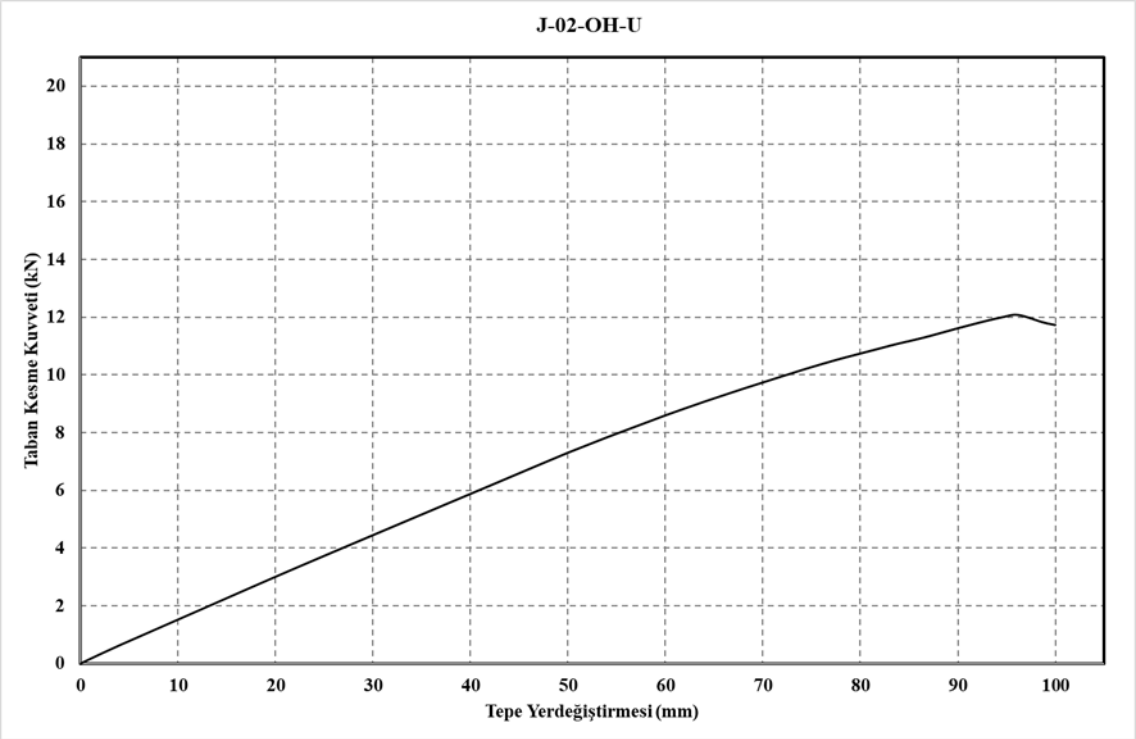
Şekil 4.132: BCJ-03-90H-C numunesi için itme analizi sonuçları.



Şekil 4.133: BCJ-04-90H-U numunesi için itme analizi sonuçları.



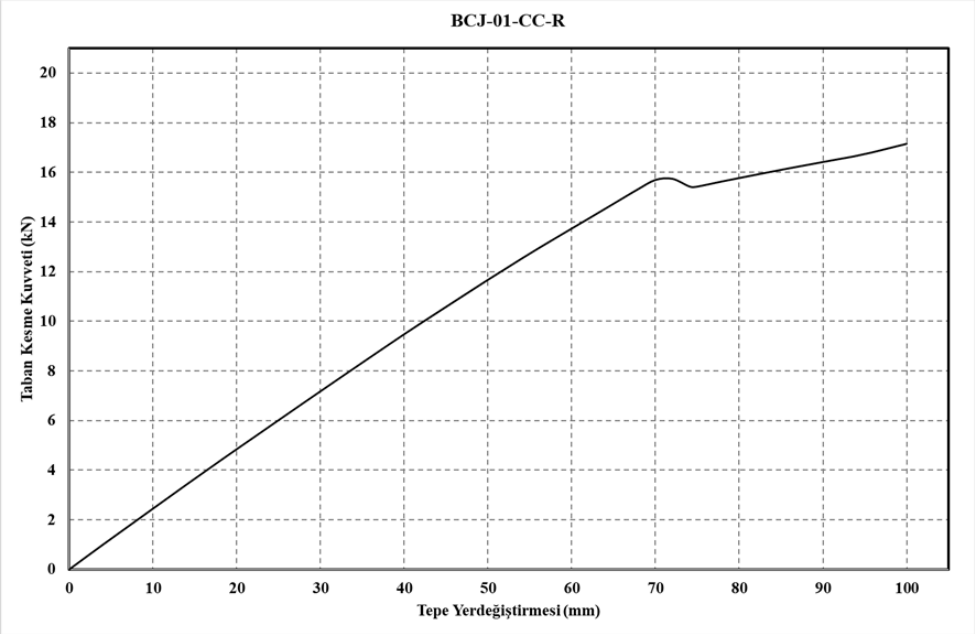
Şekil 4.134: BCJ-05-180H-U numunesi için itme analizi sonuçları.



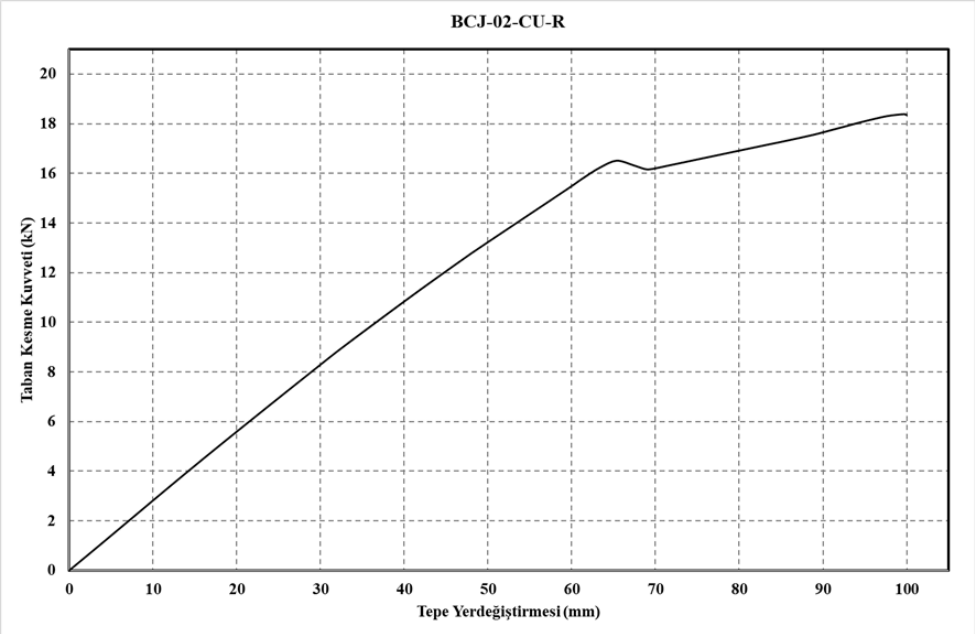
Şekil 4.135: J-02-0H-U numunesi için itme analizi sonuçları.

4.2.2.3. İkinci Seri (Güçlendirilmiş) Numuneler İçin İtme Analizi Sonuçları

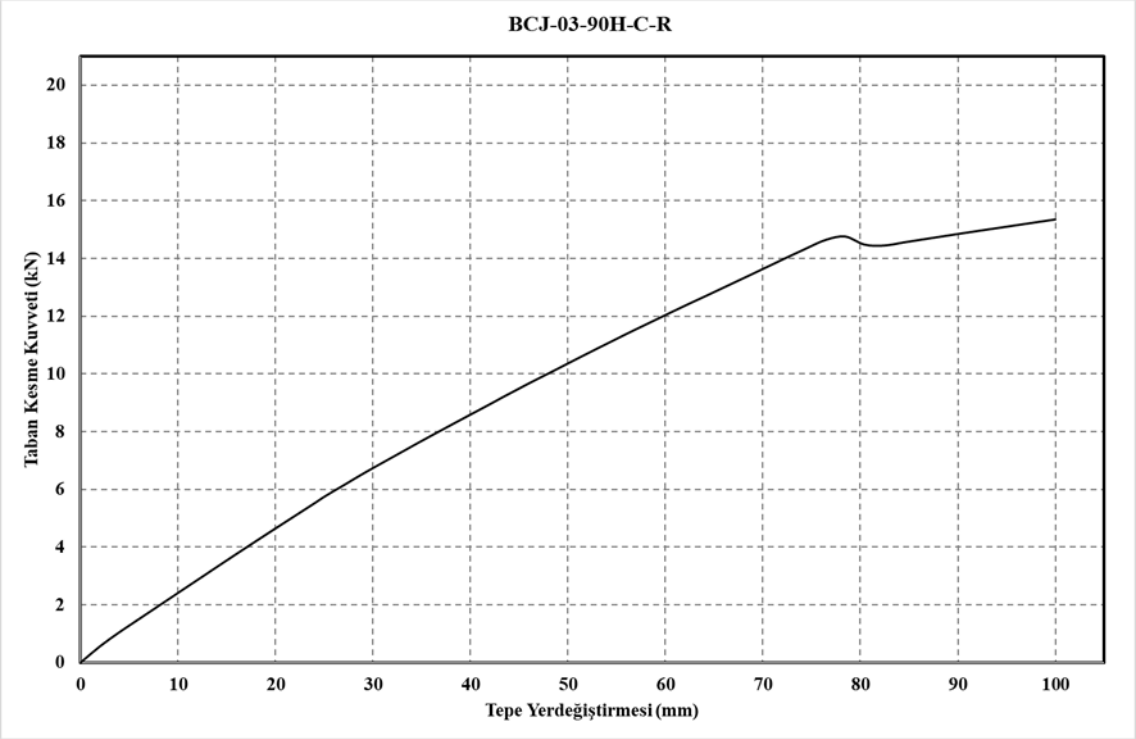
Bu bölümde, ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin deney sonuçları kullanılarak oluşturulan örnek betonarme çerçeveler için nonlineer statik itme analizi sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi grafikleri sunulmuştur (Şekil 4.136~Şekil 4.140).



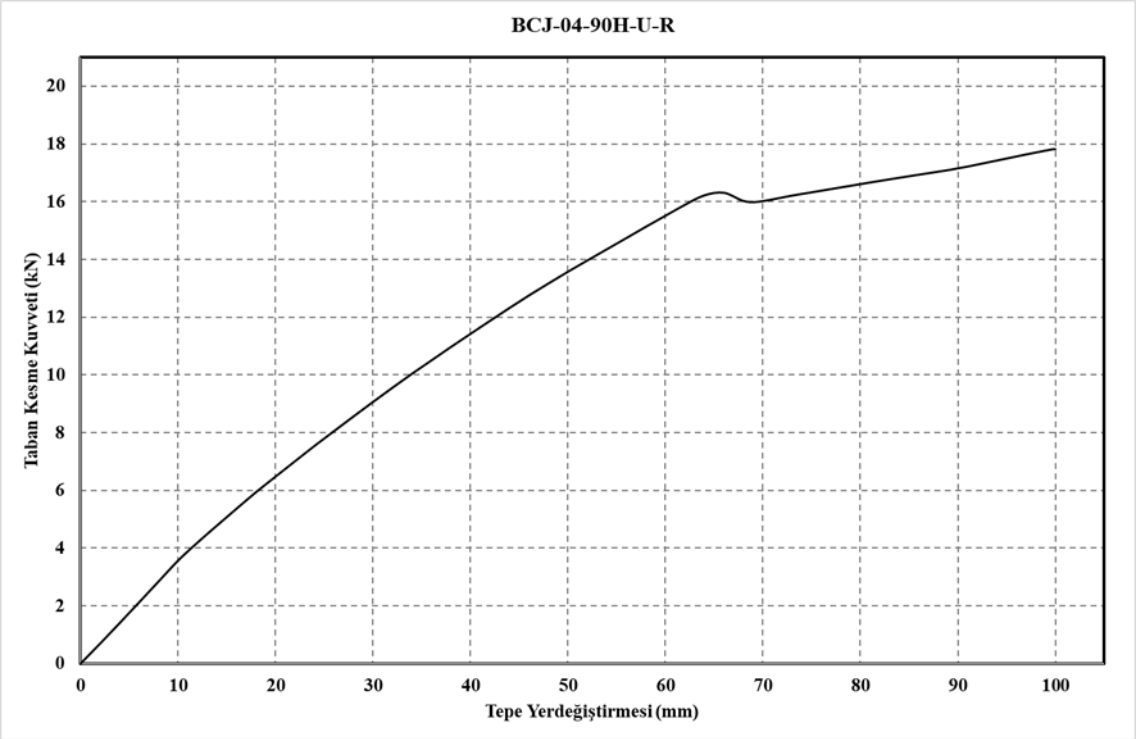
Şekil 4.136: BCJ-01-CC-R numunesi için itme analizi sonuçları.



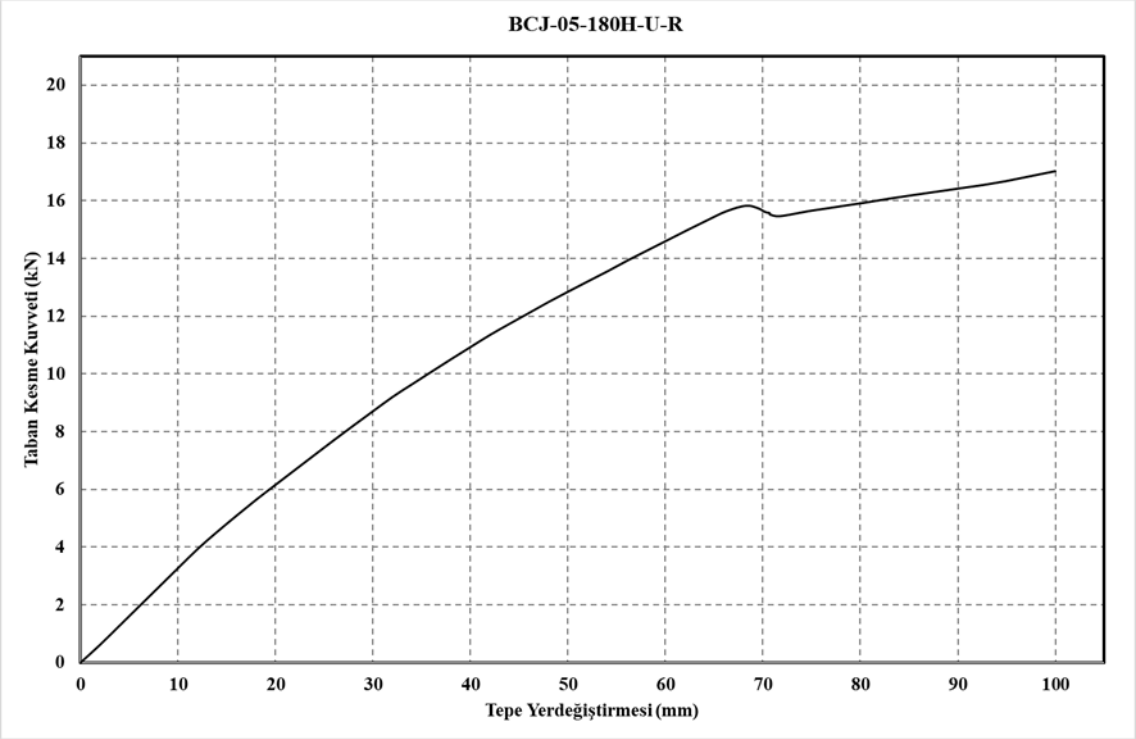
Şekil 4.137: BCJ-02-CU-R numunesi için itme analizi sonuçları.



Şekil 4.138: BCJ-03-90H-C-R numunesi için itme analizi sonuçları.



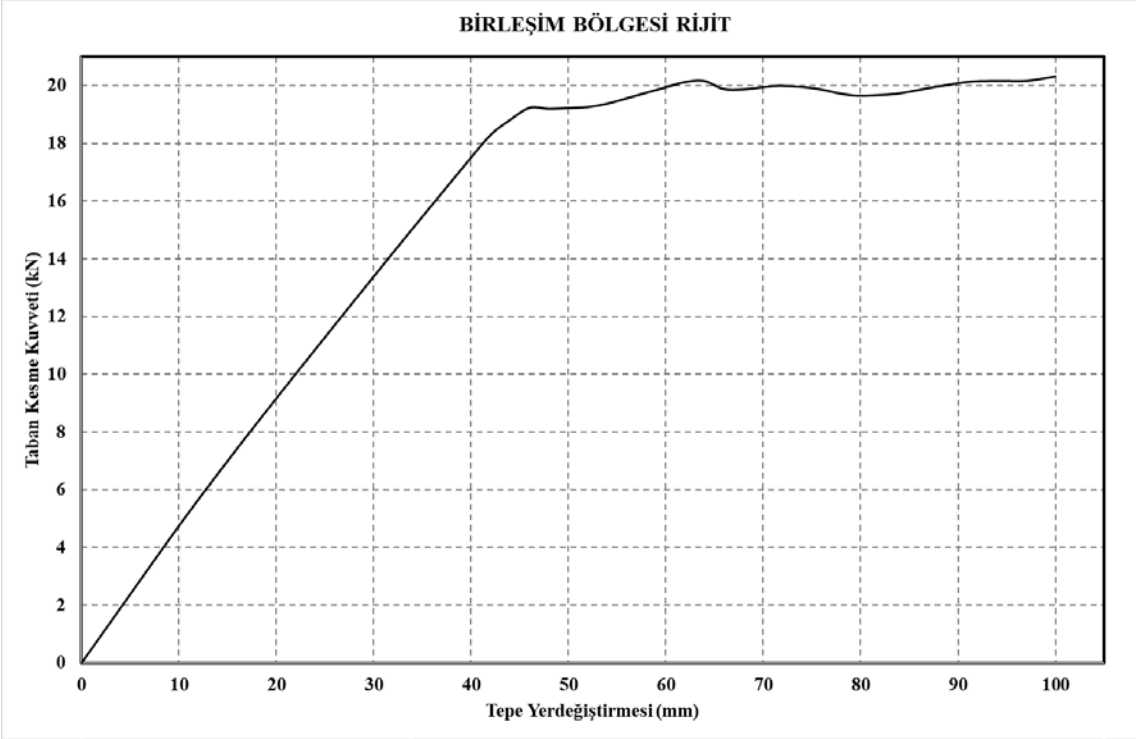
Şekil 4.139: BCJ-04-90H-U-R numunesi için itme analizi sonuçları.



Şekil 4.140: BCJ-05-180H-U-R numunesi için itme analizi sonuçları.

4.2.2.4. Birleşim Bölgeleri İçin Yapılan Kabuller İle İlgili İtme Analizi Sonuçları

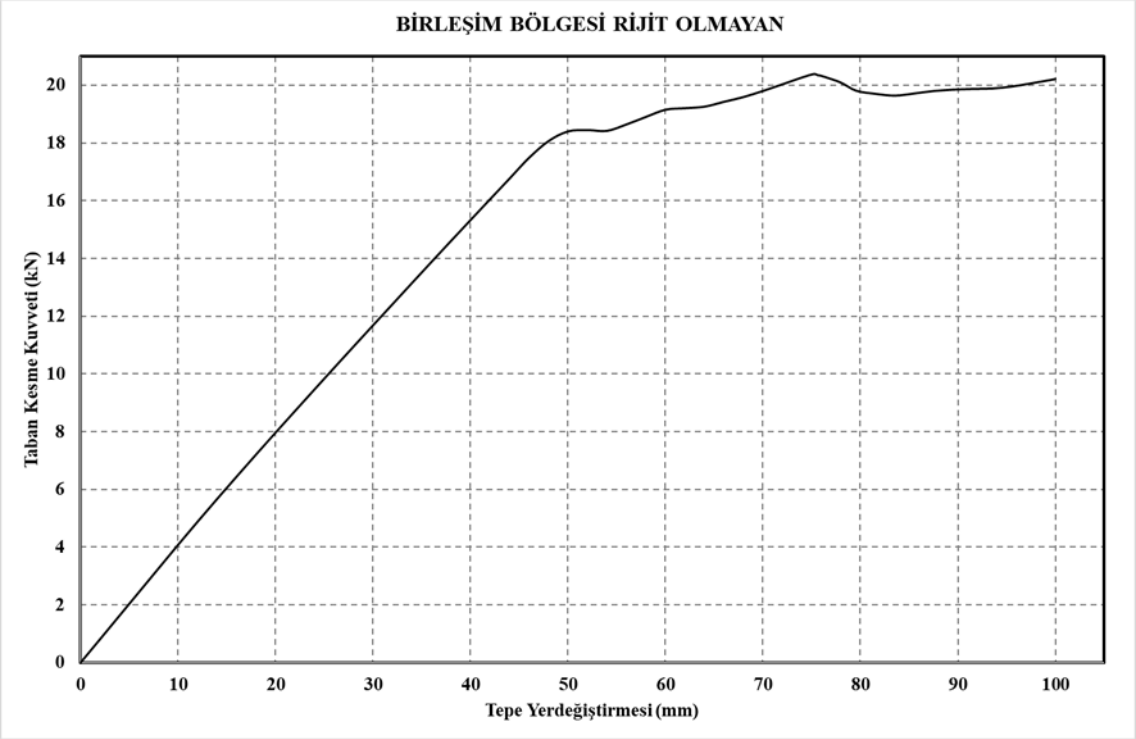
Bu bölümde, Bölüm 3.2.1 ve Şekil 3.20'de ayrıntılı olarak tarif edilen kabuller ve tanımlamalar çerçevesinde oluşturulan örnek betonarme çerçeveler için nonlineer statik itme analizi sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi grafikleri sunulmuştur. Bu bağlamda itme analizi sonuçları; birleşim bölgesinin rijit kabul edildiği durum için Şekil 4.141'de, yarısının rijit kabul edildiği durum için Şekil 4.142'de, rijitliğinin olmadığı kabul edilen durum için Şekil 4.143'de verilmiştir.



Şekil 4.141: Birleşim bölgesinin rijit kabul edildiği durum için itme analizi sonuçları.



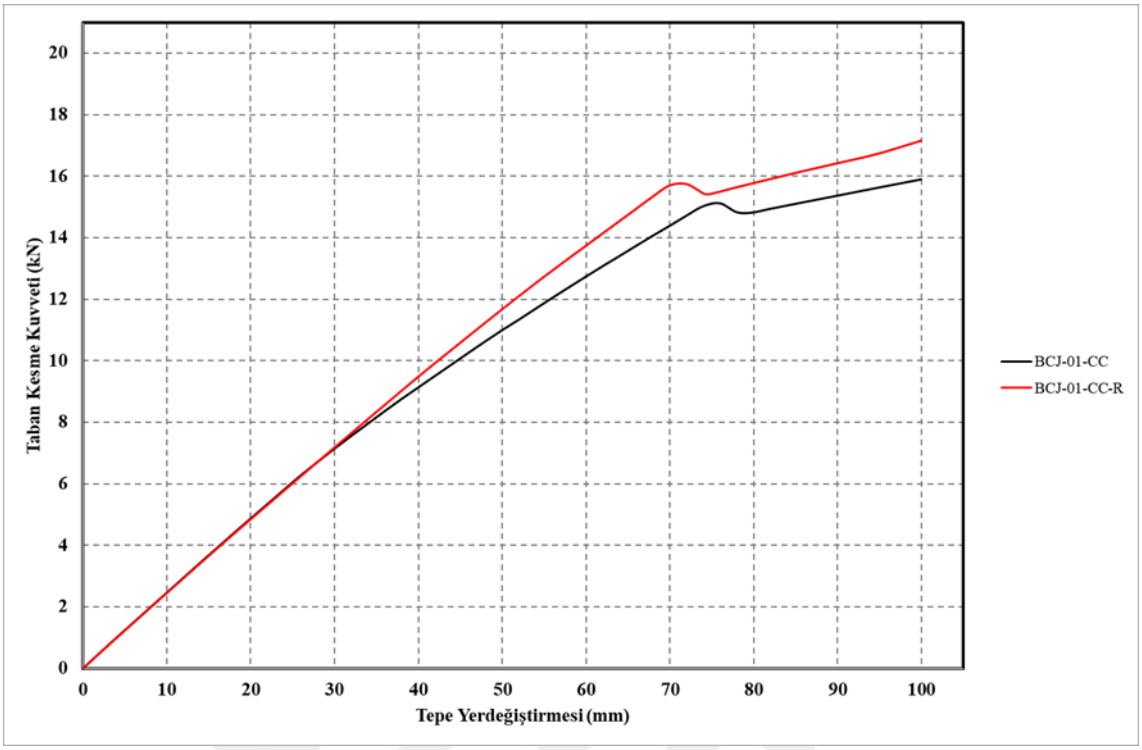
Şekil 4.142: Birleşim bölgesinin yarısının rijit kabul edildiği durum için itme analizi sonuçları.



Şekil 4.143: Birleşim bölgesinin rijitliğinin olmadığı kabul edilen durum için itme analizi sonuçları.

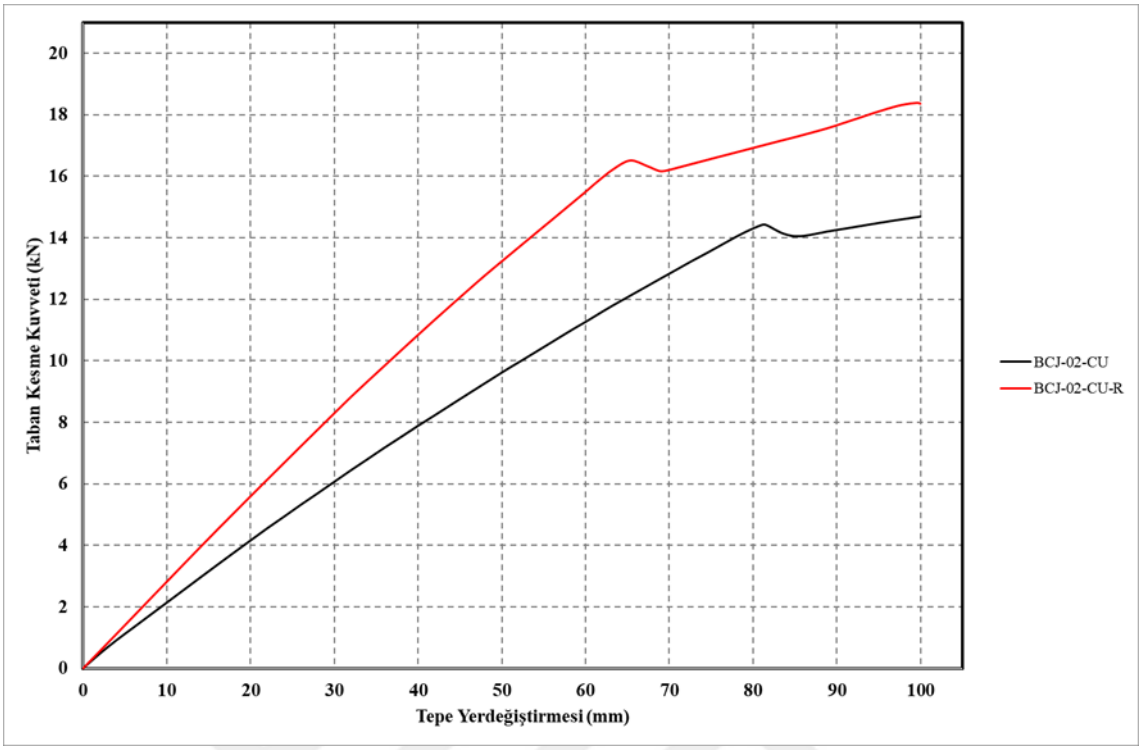
4.2.2.5. İlk Seri (Güçlendirilmemiş) ve İkinci Seri (Güçlendirilmiş) Numunelerin İtme Analizi Sonuçlarının Kendi Aralarında Karşılaştırılması

Yapılan analizler neticesinde öncelikle, ilk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin deney sonuçları etkitilen çerçeveler ile ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin deney sonuçları etkitilen çerçevelerin itme analizi sonuçları kendi aralarında karşılaştırılmıştır. BCJ-01-CC ve BCJ-01-CC-R numunelerinin deney sonuçlarının etkitildiği çerçevelerin itme analizi sonuçları ile ilgili yapılan karşılaştırma grafiksel olarak Şekil 4.144'de verilmiştir.



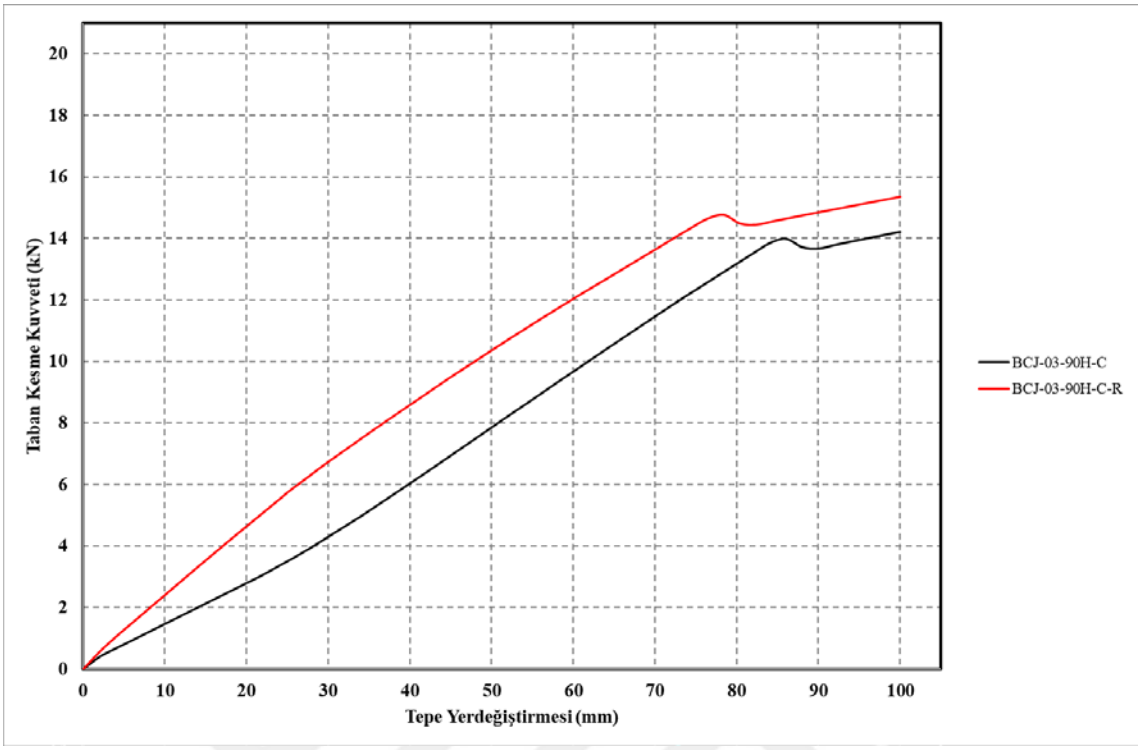
Şekil 4.144: BCJ-01-CC ve BCJ-01-CC-R itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.

İlk olarak referans numunenin, güçlendirilmemiş (BCJ-01-CC) ve güçlendirilmiş (BCJ-01-CC-R) durumları kıyaslanmıştır. Söz konusu numune, birleşim bölgesindeki boyuna donatıların 180 derece bir bütün olarak döndürüldüğü ve etriye sıklaştırması tarifinin yapıldığı numunedir. Güçlendirme uygulamasının, itme eğrisi üzerinde benzer bir eğilimi beraberinde getirdiği görülmektedir. Farklı bir deyişle, referans numunenin nonlineer davranışı, güçlendirilmiş haliyle oldukça yakın değerlerde ilerlemektedir. 30 milimetrelik yatay ötelenmeye dek, her iki durumdaki taban kesme kuvveti, çok yakındır. Söz konusu deplasman değerinden sonra güçlendirilmiş durum, lineer olarak artan ve maksimum 1.3 kN değerine ulaşan bir fark oluşturacak şekilde daha fazla taban kesme kuvvetine sahip olmaktadır. Seçilen maksimum deplasman değerinde, güçlendirilmemiş numune ile maksimum 15.9 kN'luk taban kesme kuvveti elde edilebilmişken, güçlendirilmiş numunede bu değerin 17.2 kN olduğu belirlenmiştir. Güçlendirilmiş durumun taban kesme kuvveti açısından farkı, %7.6 mertebesindedir. Diğer numune sonuçlarından da görülebileceği üzere referans numune ile güçlendirilmiş durumu arasındaki fark, referans numunenin donatı düzenlemesinin etkisini gösterdiği, oldukça düşük bir fark olarak belirlenmiştir. BCJ-02-CU ve BCJ-02-CU-R numunelerinin deney sonuçlarının etkitildiği çerçevelerin itme analizi sonuçları ile ilgili yapılan karşılaştırma grafiksel olarak Şekil 4.145'de verilmiştir.



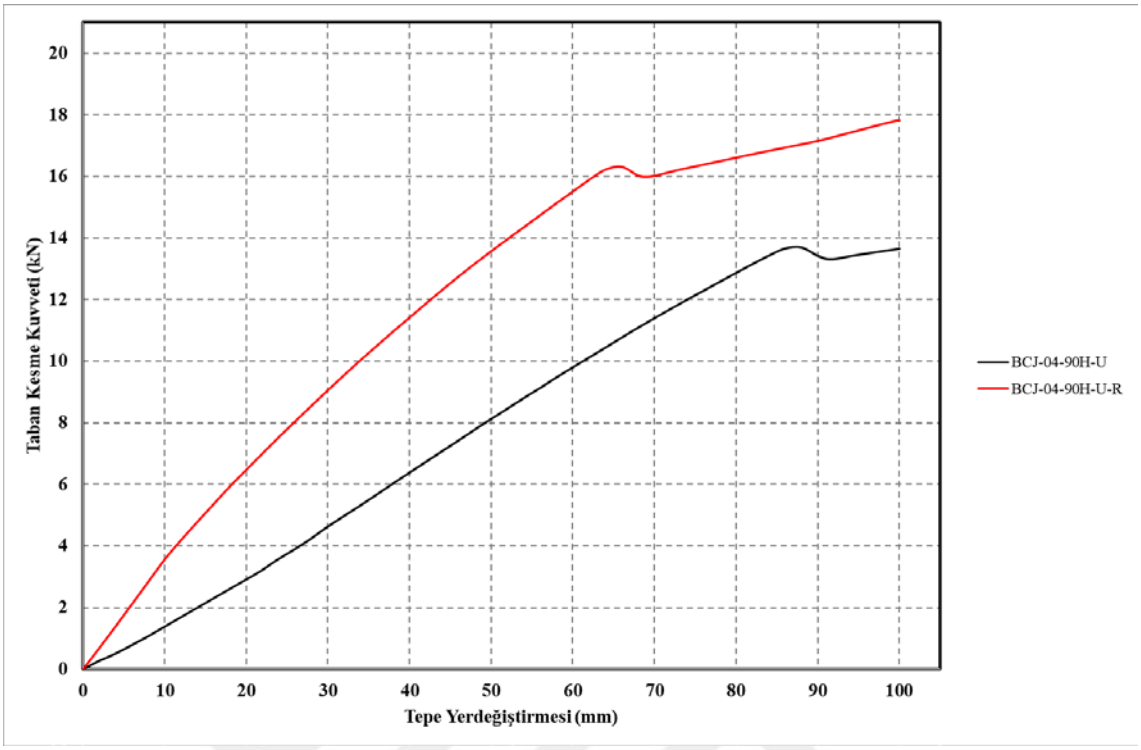
Şekil 4.145: BCJ-02-CU ve BCJ-02-CU-R itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.

İkinci numunenin, güçlendirilmemiş (BCJ-02-CU) ve güçlendirilmiş (BCJ-02-CU-R) durumları kıyaslandığında, güçlendirilmemiş numune ile maksimum 14.7 kN'luk taban kesme kuvveti elde edilebilmişken, güçlendirilmiş numunede bu değerin 18.4 kN olduğu belirlenmiştir. Söz konusu numune, birleşim bölgesindeki boyuna donatıların 180 derece bir bütün olarak döndürüldüğü ve etriye sıklaştırması tarifinin yapılmadığı numunedir. Güçlendirme uygulamasının, itme eğrisi üzerinde ciddi bir rijitlik artımını da beraberinde getirdiği görülmektedir. Farklı bir deyişle, güçlendirilmemiş numunenin nonlineer davranışı, güçlendirilmiş halinden oldukça düşük değerlerde ilerlemektedir. İtme analizinin başlangıcından itibaren güçlendirilmiş durum, lineer olarak artan ve maksimum 3.7 kN değerine ulaşan bir fark oluşturacak şekilde daha fazla taban kesme kuvvetine sahip olmaktadır. Hedef deplasman değerinde, güçlendirilmiş durumun taban kesme kuvveti açısından farkı, %25.2 mertebesindedir. Bu sonuçlar ile birleşim bölgesinde kurallara uygun bir şekilde teşkil edilecek etriyelerin nonlineer davranış üzerinde oldukça etkili olduğu, eksikliği görülen bu sargılama etkisinin güçlendirme işlemi ile sağlanabildiği belirlenmiştir. BCJ-03-90H-C ve BCJ-03-90H-C-R numunelerinin deney sonuçlarının etkitildiği çerçevelerin itme analizi sonuçları ile ilgili yapılan karşılaştırma grafiksel olarak Şekil 4.146'da verilmiştir.



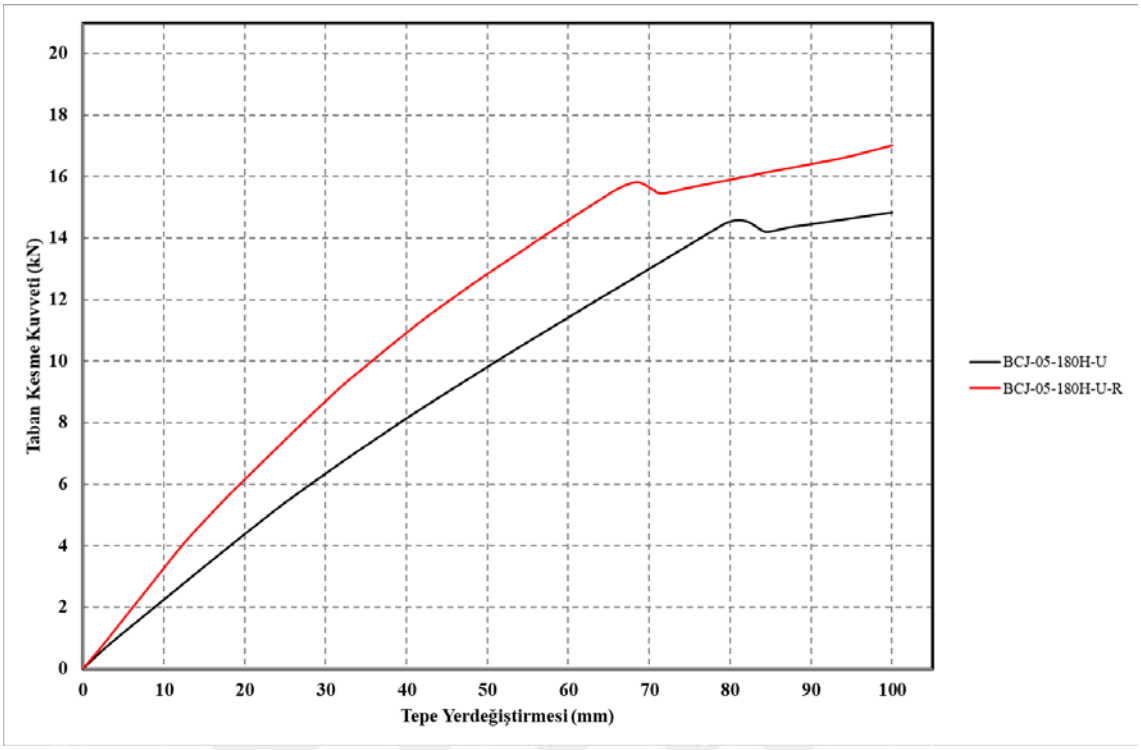
Şekil 4.146: BCJ-03-90H-C ve BCJ-03-90H-C-R itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.

Üçüncü numunenin, güçlendirilmemiş (BCJ-03-90H-C) ve güçlendirilmiş (BCJ-03-90H-C-R) durumları kıyaslandığında, güçlendirilmemiş numune ile maksimum 14.2 kN'luk taban kesme kuvveti elde edilebilmişken, güçlendirilmiş numunede bu değerin 15.4 kN olduğu belirlenmiştir. Söz konusu numune, birleşim bölgesindeki boyuna donatılarının 90 derece kanca yapıldığı ve etriye sıklaştırması tarifinin yapıldığı numunedir. Güçlendirme uygulamasının, itme eğrisi üzerinde benzer bir eğilimi beraberinde getirdiği görülmektedir. Farklı bir deyişle, bu numunenin nonlineer davranışı, güçlendirilmiş haliyle yakın değerlerde ilerlemektedir. İtme analizinin başlangıcından itibaren güçlendirilmiş durum, lineer olarak artan ve bazı bölgelerde yakınlaşan, maksimum 2.5 kN değerine ulaşan bir fark oluşturacak şekilde daha fazla taban kesme kuvvetine sahip olmaktadır. Seçilen maksimum deplasman değerinde, güçlendirilmiş durumun taban kesme kuvveti açısından farkı, %7.8 mertebesindedir. Güçlendirme uygulamasının etkisi bu numunede de görülmektedir. Elde edilen fark dikkate alındığında, etriye sıklaştırması ve boyuna donatılara kanca yapılmasının önemi görülmektedir. BCJ-04-90H-U ve BCJ-04-90H-U-R numunelerinin deney sonuçlarının etkitildiği çerçevelerin itme analizi sonuçları ile ilgili yapılan karşılaştırma grafiksel olarak Şekil 4.147'de verilmiştir.



Şekil 4.147: BCJ-04-90H-U ve BCJ-04-90H-U-R itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.

Dördüncü numunenin, güçlendirilmemiş (BCJ-04-90H-U) ve güçlendirilmiş (BCJ-04-90H-U-R) durumları kıyaslandığında, güçlendirilmemiş numune ile maksimum 13.7 kN'luk taban kesme kuvveti elde edilebilmişken, güçlendirilmiş numunede bu değerin 17.8 kN olduğu belirlenmiştir. Söz konusu numune, birleşim bölgesindeki boyuna donatılarının 90 derece kanca yapıldığı ve etriye sıklaştırması tarifinin yapılmadığı numunedir. Güçlendirme uygulamasının, itme eğrisi üzerinde ciddi bir rijitlik artımını da beraberinde getirdiği görülmektedir. Farklı bir deyişle, güçlendirilmemiş numunenin nonlineer davranışı, güçlendirilmiş halinden oldukça düşük değerlerde ilerlemektedir. İtme analizinin başlangıcından itibaren güçlendirilmiş durum, lineer olarak artan ve maksimum 5.7 kN değerine ulaşan bir fark oluşturacak şekilde daha fazla taban kesme kuvvetine sahip olmaktadır. Seçilen maksimum deplasman değerinde, güçlendirilmiş durumun taban kesme kuvveti açısından farkı, %23.6 mertebesindedir. Bu sonuçlar ile birleşim bölgesinde kurallara uygun bir şekilde teşkil edilecek etriyelerin nonlineer davranışta oldukça etkili olacağı, eksikliği görülen bu sargılama etkisinin güçlendirme işlemi ile sağlanabildiği belirlenmiştir. BCJ-05-180H-U ve BCJ-05-180H-U-R numunelerinin deney sonuçlarının etkitildiği çerçevelerin itme analizi sonuçları ile ilgili yapılan karşılaştırma, grafiksel olarak Şekil 4.148'de verilmiştir.

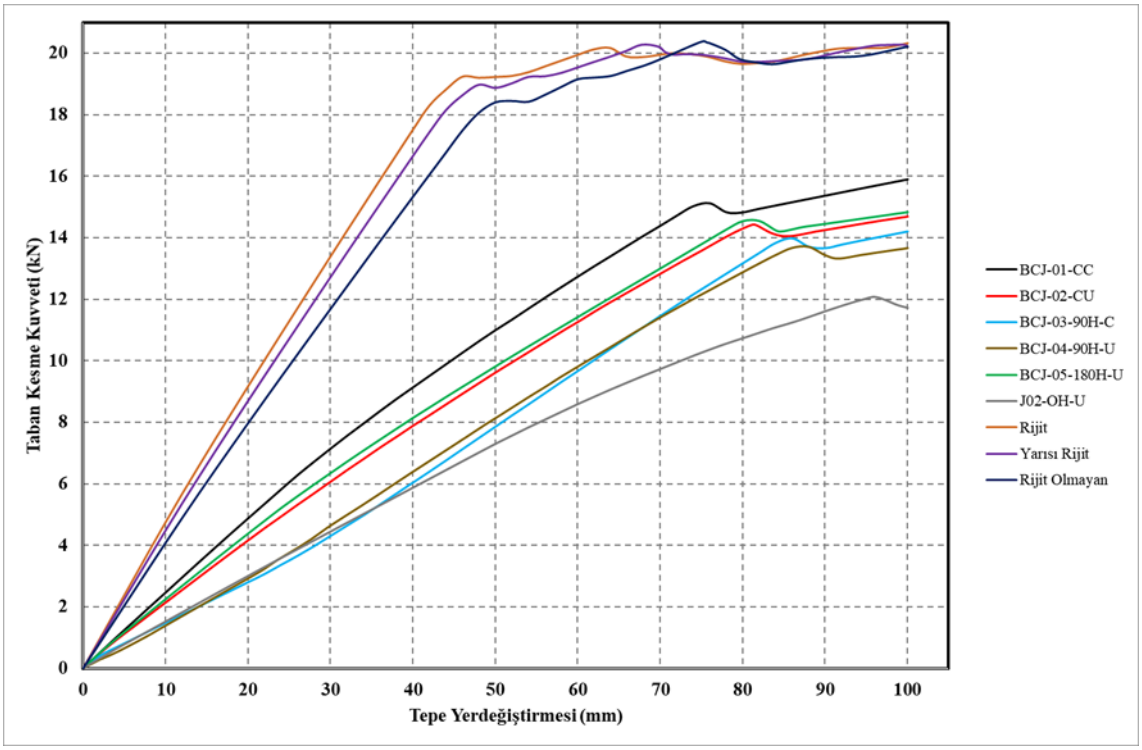


Şekil 4.148: BCJ-05-180H-U ve BCJ-05-180H-U-R itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.

Beşinci numunenin, güçlendirilmemiş (BCJ-05-180H-U) ve güçlendirilmiş (BCJ-05-180H-U-R) durumları kıyaslandığında, güçlendirilmemiş numune ile maksimum 14.8 kN'luk taban kesme kuvveti elde edilebilmişken, güçlendirilmiş numunede bu değerin 17 kN olduğu belirlenmiştir. Söz konusu numune, birleşim bölgesindeki boyuna donatılarının 180 derece kanca yapıldığı ve etriye sıklaştırması tarifinin yapılmadığı numunedir. Güçlendirme uygulamasının, itme eğrisi üzerinde ciddi bir rijitlik artımını da beraberinde getirdiği görülmektedir. Farklı bir deyişle, güçlendirilmemiş numunenin nonlineer davranışı, güçlendirilmiş halinden daha düşük değerlerde ilerlemektedir. İtme analizinin başlangıcından itibaren güçlendirilmiş durum, lineer olarak artan ve bazı bölgelerde yakınlaşan, maksimum 3.4 kN değerine ulaşan bir fark oluşturacak şekilde daha fazla taban kesme kuvvetine sahip olmaktadır. Seçilen maksimum deplasman değerinde, güçlendirilmiş durumun taban kesme kuvveti açısından farkı, %12.9 mertebesindedir. Güçlendirme uygulamasının etkisi bu numunede de görülmektedir. Bu sonuçlar ile de birleşim bölgesinde kurallara uygun bir şekilde teşkil edilecek etriyelerin nonlineer davranışta oldukça etkili olacağı, eksikliği görülen bu sargılama etkisinin güçlendirme işlemi ile sağlanabildiği belirlenmiştir.

4.2.2.6. İlk Seri (Güçlendirilmemiş) Numunelerin İtme Analizi Sonuçlarının Karşılaştırılması

Analitik çalışmaların devamında ilk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin analiz sonuçları hem birbirleri ile hem de daha önce tarifi geçen rijitlik tanımlamaları gerçekleştirilen modellerin analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca enstitümüzde devam etmekte olan bir yüksek lisans tezi çalışmasından aynı malzeme ve ebatlarda, birleşim bölgesi etriyesiz ve kiriş boyuna donatıları kancasız "J02-0H-U" numunesinin itme analiz sonuçları da bu karşılaştırmalara eklenerek Şekil 4.149'da verilmiştir.



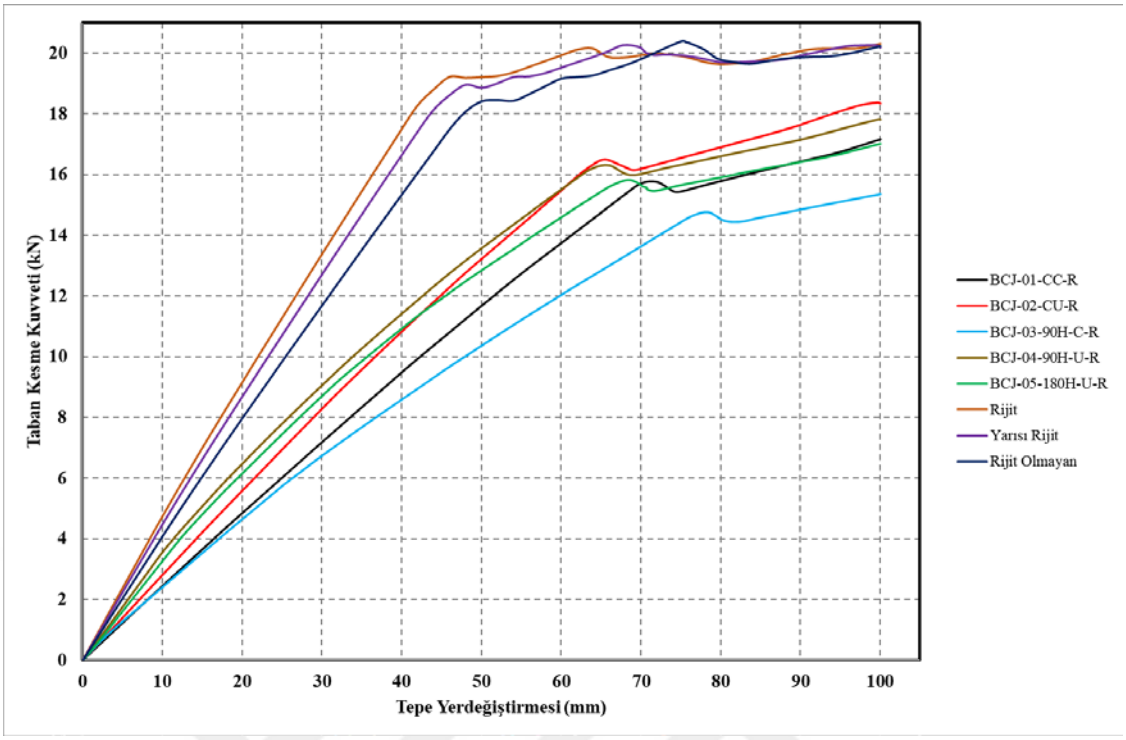
Şekil 4.149: İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.

Öncelikle, beklendiği üzere, ilk (referans) numunenin deney sonuçlarıyla kurulan çerçevenin nonlineer davranışının diğer numunelerden daha iyi olduğu görülmüştür. Seçilen maksimum deplasman değerinde, en düşük taban kesme değerine ulaşılan dördüncü numune ile aralarındaki taban kesme kuvveti açısından fark, %14.5 mertebesindedir. Beşinci numunenin nonlineer performansı da referans numune hariç diğerlerinden daha yüksek bir değerdedir. Bu da pratikte her ne kadar zor olsa da boyuna donatılara 180 derece kanca yapmanın, etriyenin vereceği sargı etkisi kadar etkili olabileceğini göstermektedir. Bu numuneyi takip eden ikinci numune ile sonuçlarının yakınlığı, kanca yapılmasının, boyuna donatıların 180 derece bir bütün

olarak döndürülmesinden daha etkili olduğu sonucunu vermiştir. Numunelerden en zayıf nonlineer performansa sahip olanlar üçüncü ve dördüncü numunelerdir. Aralarındaki tek fark, birleşim bölgesinde etriye teşkil edilmiş olmasıdır. Üçüncü numunenin nonlineer performansının yüksek oluşu, bu farkı ortaya koymaktadır. Yapılan test sonuçlarının nonlineer analiz modeline yansıtılmadığı ve pratikte günümüzde çözülen haliyle oluşturulan modeller için (rijit, yarı rijit ve rijit olmayan) sonuçlar çarpıcı bir biçimde farklı olarak elde edilmiştir. Her üç durumda da örnek çerçevenin nonlineer performansının test sonuçlarının etkitildiği modellere göre oldukça yüksek olduğu belirlenmiştir. Yapının performans eğrisinin 40~50 mm'lik yerdeğiştirme aralığı, nonlineer deformasyonların oluşmaya başladığı ve malzemelerde akma ve ezilmelerin oluştuğu aralık olarak belirlenmiştir. Bu aralığa dek, başka bir deyişle elemanların lineer olarak davrandığı bölgede, birleşim bölgesinin rijit olarak kabul edildiği durum, yarısı rijiti kabul edilen durumdan %3, rijit olmayan kabulünün yapıldığı durumdan %8.9 kadar taban kesme kuvveti açısından daha yüksek bir performans göstermiştir. İlerleyen deplasmanlarda her üç durumun nonlineer davranışları taban kesme kuvveti açısından karşılaştırıldığında, 1 kN mertebesinde farklılıklar göstererek seçilen maksimum deplasmanda yaklaşık 20.2 kN değerine ulaşmıştır. Bu kabullerin yapıldığı durumlar ile referans numunenin arasında, seçilen maksimum deplasman değerinde ulaşılan taban kesme kuvveti açısından fark, %21.3, en düşük performansa sahip numune ile arasındaki fark ise %32.2 mertebesindedir.

4.2.2.7. İkinci Seri (Güçlendirilmiş) Numunelerin İtme Analizi Sonuçlarının Karşılaştırılması

Bu bölümde ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin analiz sonuçları hem birbirleri ile hem de daha önce tarifi geçen rijitlik tanımlamaları gerçekleştirilen modellerin analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma, grafiksel olarak Şekil 4.150'de verilmiştir.



Şekil 4.150: İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin itme analizi sonuçlarının karşılaştırması.

İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin deney sonuçları kullanılarak elde edilen itme analizi sonuçları kıyaslandığında ikinci ve dördüncü numunenin nonlineer performanslarının en yüksek olduğu görülmektedir. Beşinci ve ilk (referans) numunelerin güçlendirilmiş durumları 1~2 kN'luk mertebe farkı ile söz konusu numuneleri takip etmektedir. En düşük nonlineer performansa sahip olan numune ise üçüncü numunedir. Seçilen maksimum deplasman değerinde en iyi performansa sahip olanla en kötü performansa sahip olan numuneler arasında taban kesme kuvveti açısından %16.3'lük bir fark söz konusudur. Güçlendirilmiş durumların sonuçları arasındaki bu farkları ortaya çıkaran en önemli etmenin, yapılan güçlendirme uygulamasının yaklaşımı ve kalitesi olduğu düşünülmektedir. Her numune aynı şekilde güçlendirilmiştir ancak güçlendirme esnasında kullanılan FRP malzemesinin yapışması, ortam sıcaklığı ve bekleme süresi gibi etmenler güçlendirme uygulamasının kalitesini etkilemektedir. Bunun yanında her durum için numunelerin güçlendirilmiş halleri, güçlendirilmemiş hallerine göre daha yüksek bir nonlineer performans göstermiştir. Buradan da güçlendirme uygulamasının başarılı sonuçları olduğu belirlenmiştir. Güçlendirilmiş numunelerin sonuçları da yukarıda tarifi yapılan rijit, yarı rijit ve rijit olmayan kabulleri ile oluşturulan modellerin sonuçlarıyla kıyaslandığında arada ciddi farklar olduğu gözlemlenmiştir. Bu kabullerin yapıldığı durumlar ile en yüksek performansa sahip güçlendirilmiş numunenin arasında, seçilen

maksimum deplasman değerinde ulaşılan taban kesme kuvveti açısından fark, %8.9, en düşük performansa sahip güçlendirilmiş numune ile arasındaki fark ise %23.8 mertebesindedir.

4.2.3. Analitik Çalışmalar Sonucundaki Değerlendirmeler

Yürütülen analitik çalışmanın sonuçları dikkate alındığında, pratikte mevcut düşük dayanımlı betonla üretilen yapıların tahkik ve analizlerinde birleşim bölgeleri ya "rijit" ya da "rijit olmayan" tanımlamalar ile çözülmektedir. "Rijit olmayan" tanımlamasında da programlar düğüm noktasına bağlanan eleman rijitliklerini hesaba katmaktadır. Yapılan çalışma göstermektedir ki bu yaklaşım ile yapılan çözümlemeler, söz konusu yapıların gerçek performanslarının ötesinde sonuçlar alınmasına sebebiyet vermektedir. Yetersiz sargılama, kanca yapılmaması vb. durumların birçoğu dikkate alınmadan yapıların sismik davranışları tahkik edilmektedir. Analiz edilen numunelerin sonuçları da dikkate alındığında birleşim bölgelerine test sonuçları yansıtıldığı takdirde, seçilen aynı deplasman değerinde ortalama %25 gibi bir oranla daha düşük bir taban kesme kuvveti elde edilmiştir. Dolayısı ile söz konusu yapıların analizlerinde birleşim bölgelerinin rijitliğinin 4'te 1 oranında (0.75) azaltılarak çözüm yapılması önerilmektedir. Ortalama olarak verilen bu oran, birleşim bölgesinin sargılama ve bu bölgedeki kiriş boyuna donatılarına kanca yapılıp yapılmadığı durumlar için değişebilmektedir. Yapılacak olan analiz ve tahkiklerde birleşim bölgelerine, bahsi geçen bu detayların dikkate alınması için, Tablo 4.7'de verildiği şekilde bir azaltma faktörü uygulanması önerilmiştir.

Tablo 4.7: Düşük dayanımlı betona sahip yapıların nonlineer analizlerinde birleşim bölgeleri için önerilen rijitlik azaltma katsayıları.

Durum	Birleşim Bölgelerindeki Sargılama (Etriye Teşkil Edilme) Durumu	Birleşim Bölgelerindeki Kiriş Boyuna Donatılarında Kanca Durumu	Önerilen Rijitlik Azaltma Katsayısı
1	Etriye mevcut	Kanca mevcut	0.80
2	Etriye mevcut	Kanca mevcut değil	0.75
3	Etriye mevcut değil	Kanca mevcut	0.70
4	Etriye mevcut değil	Kanca mevcut değil	0.60
5	FRP güçlendirme mevcut	FRP güçlendirme mevcut	0.85

Birleşim bölgesinde sargılamanın (etriye) bulunmadığı ve kiriş boyuna donatılarına birleşim bölgesinde kanca yapılmadığı durumlar için "J02-OH-U" numunesinin sonuçları dikkate alınmış olup, bu durumda birleşim bölgesinin rijitliğinin %40 oranında azaltılarak çözüm yapılması önerilmiştir.

4.3. YÖNETMELİKLERİN YAKLAŞIMLARI İLE İLGİLİ BULGULAR

4.3.1. Yönetmeliklere Göre Kapasite Hesaplarının Sonuçları

Bu bölümde yukarıda bahsedilen tüm yönetmeliklere göre deney numunelerinin kapasite hesapları yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar değerlendirilerek bölüm sonunda karşılaştırılmıştır.

4.3.1.1. DBYBHY (2007) ve Eurocode-8 (2004)

Öncelikle DBYBHY (2007) ve Eurocode-8 (2004)'e göre Denklem (3.22) ve Denklem (3.26) 'da sunulan birleşim bölgesi kapasitesi (V_e) hesaplanmıştır. Söz konusu denklemler, Eurocode'daki γ_{Rd}, deprem yönetmeliğimizdeki pekleşme katsayısı 1.25 alındığında aynı olmaktadır. Ancak, izin verilen maksimum kesme kuvveti üst sınırları iki yönetmelik için de farklı verilmiştir. Kirişin, analitik olarak Bölüm 3.2.3'de hesaplanan eğilme kapasitesi momenti (20.65 kNm), kolonun iki mesneti arasındaki serbest boyuna bölündüğünde (1 m), V_{kol} = 20.65 kN olarak hesaplanmıştır. Buna göre V_e için yapılan hesaplama, Denklem (4.4) ile verilmiştir.

$$V_e = 1.25\, f_y\,(A_{s1}) - V_{kolon} = \left[1.25\times 275\times\left(\frac{2\times\pi\times 14^2}{4}\right) - 20650\right] / 1000 = 85.2kN \qquad (4.4)$$

DBYBHY (2007)'nin kuşatılmamış birleşimler için verdiği üst sınıra göre V_e için yapılan hesaplama, Denklem (4.5) ile verilmiştir.

$$V_e \le 0.45 b_j\, h_c\, f_c = \frac{0.45\times 150\times 150\times 8.97}{1000} = 90.8kN \qquad (4.5)$$

Ayrıca Eurocode-8 (2004)'e göre birleşim bölgelerinin alabileceği maksimum kesme kuvveti V_e , Denklem (3.27) kullanılarak hesaplanmıştır. Yapılan hesaplama Denklem (4.6)'da verilmiştir.

$$V_e \le 0.6\, f_c\left(1-\frac{f_c}{250}\right)\sqrt{1-\frac{N/(A_c\times f_c)}{0.6\left(1-\frac{f_c}{250}\right)}}\, b_w h_c$$

$$V_e \le 0.6\times 8.97\left(1-\frac{8.97}{250}\right)\sqrt{1-\frac{22500/(150\times 150\times 8.97)}{0.6\left(1-\frac{8.97}{250}\right)}}\, 150\times 150 \div 1000 = 104.9kN \qquad (4.6)$$

4.3.1.2. ACI-318 (2011)

Bu yönetmeliğe göre deneyleri gerçekleştirilmiş olan numunelerin son kategoride olduğu (birleşim bölgesinin tek tarafında kiriş bulunduğu durum) belirlenerek hesaplarda Denklem (3.30) kullanılmıştır. Buna göre birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesi (V_e) için yapılan hesaplama Denklem (4.7)'de verilmiştir.

$$V_e \leq 1.0\sqrt{f_c}\,A_j = \sqrt{8.97}\times 150\times 150/1000 = 67.4kN \tag{4.7}$$

4.3.1.3. ACI-352R-02 (2002)

Bu yönetmelikte birleşim bölgesine gelecek maksimum tasarım kesme kuvveti (V_d), birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesinin (V_e) %85'i ile sınırlandırılmaktadır [Denklem (3.31)]. Dolayısı ile hesap sonucu elde edilen maksimum kesme kuvveti kapasitesi "0.85" ile çarpılmıştır. Birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesi hesabında Denklem (3.32) kullanılmıştır. Buna göre birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesi (V_e) için yapılan hesaplamalar Denklem (4.8) ve Denklem (4.9) ile verilmiştir.

$$V_e = 0.083\gamma\sqrt{f_c}\,b_j\,h_c = 0.083\times 15\times\sqrt{8.97}\times 150\times 150/1000 = 83.9kN \tag{4.8}$$

$$\phi V_e \geq V_d \Rightarrow 0.85\times 83.9 \geq V_d \Rightarrow V_d \leq 71.3kN \tag{4.9}$$

Diğer yönetmeliklerle hesaplanan sonuçlarla karşılaştırma açısından V_e = 71.3 kN olarak kabul edilebilir.

4.3.1.4. ACI-369R-11 (2011) ve ASCE-SEI 41-13 (2013)

Bu yönetmeliklere göre birleşim bölgesinde enine donatı bulunması ve bulunmaması durumları için iki ayrı kesme kuvveti kapasitesi hesabı yapılmıştır. Denklem (3.35) kullanılarak yapılan kesme kuvveti kapasitesi hesaplarında numunelerin γ değeri, enine donatı bulunanlar için 12, bulunmayanlar için 6 olarak kabul edilmiştir. Buna göre;

- Birleşim bölgesinde enine donatı bulunan numuneler için yapılan kesme kuvveti kapasitesi (V_e) hesabı, Denklem (4.10)'da verilmiştir.

$$V_e = 0.083\gamma\sqrt{f_c}\,A_j = 0.083\times 12\times\sqrt{8.97}\times 150\times 150/1000 = 67.1kN \tag{4.10}$$

• Birleşim bölgesinde enine donatı bulunmayan numuneler için yapılan kesme kuvveti kapasitesi (V_e) hesabı, Denklem (4.11)'de verilmiştir.

$$V_e = 0.083\gamma\sqrt{f_c}\,A_j = 0.083\times 6\times\sqrt{8.97}\times 150\times 150/1000 = 33.6kN \quad (4.11)$$

4.3.2. Yönetmeliklere Göre Yapılan Kapasite Hesaplarının Karşılaştırılması

Yönetmeliklere göre yapılan hesaplamalar neticesinde birleşim bölgelerine gelen kesme kuvveti için en yüksek sınır değerler Tablo 4.8'de sunulmuştur.

Tablo 4.8: Yönetmeliklere göre birleşim bölgelerinin kesme kuvveti kapasiteleri

Yönetmelik	V_e (kN)	V_e (kN) için üst sınır
DBYBHY (2007)	85.2	90.8
Eurocode 8 (2004)	85.2	104.9
ACI-318 (2011)	-	67.4
ACI-352R-02 (2002)	-	71.3
ACI-369R-11 (2011) ve ASCE-SEI 41-13 (2013)	-	67.1 (enine donatı varsa) 33.6 (enine donatı yoksa)

Yapılan çalışma neticesinde kesme kapasitesi üst sınırı en yüksek 104.9 kN değeri ile Eurocode-8 (2004) yönetmeliğinden elde edilmiştir. Bundan sonraki ikinci en yüksek üst sınır ise 90.8 kN ile DBYBHY (2007) yönetmeliğinden elde edilmiştir. Bu iki üst sınır değerleri yanında mevcut yükleme durumu ve kirişin moment kapasitesi dikkate alındığında her iki yönetmelikte de birleşim bölgesinin aktüel kapasitesi 85.2 kN olarak hesaplanmıştır. ACI-318 (2011) ve ACI-352R-02 (2002) yönetmeliklerinden sırasıyla 67.4 ve 71.3 kN kapasite üst sınırı değerleri elde edilmiştir. Söz konusu değerler yönetmelik yaklaşımlarının irdelenmesi esnasında elde edilen ortalama değerlerdir. En düşük değerler ise ACI-369R-11 (2011) ve ASCE-SEI 41-13 (2013) yönetmeliklerinden elde edilmiştir. Bu yönetmeliklerde birleşim bölgesinde enine donatı bulunması ve bulunmaması durumları dikkate alınarak yapılan hesaplamalarda sırasıyla 67.1 kN ve 33.6 kN değerleri elde edilmiştir. Hesap yaklaşımında, enine donatı bulunmasının birleşim bölgesinin kesme kapasitesine etkisi, yaklaşık %50 gibi bir oranda kapasite artışına işaret etmektedir. Enine donatı bulunması varsayımı yapıldığında en yüksek elde edilen üst sınır değeri ile en düşük elde edilen üst sınır değeri arasında %36'lık bir fark söz konusudur. Testleri gerçekleştirilen numunelerin test sonuçları, yönetmeliklerce hesaplanan bu değerler ile karşılaştırıldığında, bu değerlerin oldukça yüksek olduğu görülmüştür. Buna sebep olarak, test numunelerinin boyuna donatılarının düz yüzeyli olması ve kanca durumları, düşük dayanımlı beton ile üretilmeleri ve yetersiz sargı koşulları gibi etmenler görülmektedir.

5. TARTIŞMA VE SONUÇ

5.1. SONUÇLAR

Bu çalışmanın hedefi, mevcut yapı stoğumuzda sıkça karşılaşılan, düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatı kullanımı, birleşim bölgelerinde yetersiz enine donatı kullanımı, boyuna donatıların ankraj durumlarının sağlanmaması gibi eksiklikler bulunan birleşim bölgelerini deprem etkilerini yansıtan tekrarlı yüklemeler altında test ederek performanslarını iyileştirmek ve yapılan bir analitik çalışma ile bu tip yapıların bilgisayar destekli analiz ve tahkikinde birleşim bölgelerinin davranışını analiz modeline yansıtabilmektir.

Bu bağlamda aynı ebatlarda farklı donatı konfigürasyonları ile üretilmiş 5 adet numunenin tekrarlı yüklemeler altında deneyleri gerçekleştirilmiştir. Aynı özellikteki 5 adet eş numune de birleşim bölgeleri fiber takviyeli polimer malzemeler ile güçlendirilerek test edilmiştir. Deneyler sonunda elde edilen sonuçlara göre birleşim bölgelerinin kesme dayanımları, süneklikleri, oluşan hasar mekanizmaları, enerji tüketme kapasiteleri ve rijitlikleri kıyaslanarak analitik çalışmada kullanılacak davranış eğrileri elde edilmiştir.

5.1.1. Deneysel Çalışmadan Elde Edilen Sonuçlar

• İlk serideki numunelerin davranışları dikkate alındığında, birinci (BCJ-01-CC) ve üçüncü (BCJ-03-90H-C) numunelerin en yüksek kapasitelere erişen numuneler olduğu belirlenmiştir. İlk numunenin referans numunesi olmasından dolayı birleşim bölgesinde yeterli enine donatı mevcuttur ve ayrıca birleşim bölgesindeki kiriş üst donatıları 180 derece döndürülerek kiriş alt donatısı olarak devam ettirilmiştir. Dolayısı ile en yüksek yük değerlerine erişilen numune olması beklenen bir durumdur. Üçüncü numunenin ise ilk numuneden tek farkı kiriş boyuna donatılarına birleşim bölgesinde 90 derece kanca yapılmasıdır. Deneylerde bu iki numunenin birleşim bölgelerinde yeterli enine donatıya sahip olmaları ve en yüksek yük kapasitesi elde edilenler olmaları, sargı etkisinin önemini göstermektedir. Diğer numunelerin birleşim bölgelerinde enine donatı mevcut değildir. Ayrıca bu iki numunenin son çevrimleri dikkate alındığında, dayanımlarındaki düşüş pozitif yönde %2~3, negatif yönde %3~5 mertebesinde kaldığı için deney boyunca dayanımın korunduğu görülmüştür. Dayanım açısından ilk serinin devamında ikinci (BCJ-02-CU) ve dördüncü (BCJ-04-90H-U) numuneler gelmektedir. İkinci numunenin dördüncü numuneden tek farkı birleşim bölgesindeki kiriş üst donatılarının 180

derece döndürülerek kiriş alt donatısı olarak devam ettirilmesidir. Dördüncü numunede bunun yerine kiriş alt ve üst donatıları 90 derece kanca yapılmıştır. İkinci numunenin dayanım açısından daha yüksek değerlere erişebilmesinin dördüncü numunenin kiriş boyuna donatılarının kancalarının açılarak deney esnasında sıyrılmasından dolayı olduğu görülmüştür. Ayrıca bu iki numunenin son çevrimleri dikkate alındığında, dayanımlarındaki düşüş pozitif yönde %33~25, negatif yönde %29~14 mertebesinde olduğundan kapasiteye erişildikten sonra devam eden döngülerde dayanımın düştüğü görülmüştür. Bu dayanım kaybı, birinci ve üçüncü numuneler ile kıyaslandığında, birleşim bölgesindeki sargılama etkisinin deney performansını oldukça etkilediği belirlenmiştir. Deneyler sonucunda, en düşük yük kapasitesine erişen en zayıf performansa sahip numunenin, son numune olan BCJ-05-180H-U olduğu belirlenmiştir. Beşinci numunenin dördüncü numuneden tek farkı birleşim bölgesindeki kiriş alt ve üst donatılara 180 derece kanca yapılmasıdır. Dördüncü numunede kiriş alt ve üst donatıları 90 derece kanca yapılmıştır. Kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasının engellenmesi bakımından 180 derece kanca uygulamasının 90 derece kanca uygulamasından daha sağlıklı olduğu düşünülse de deney sonuçları aksini göstermiştir. Beşinci numunenin son çevrimi dikkate alındığında, dayanımdaki düşüş pozitif yönde %55, negatif yönde %46 mertebesinde olduğu için kapasiteye erişildikten sonra devam eden döngülerde dayanımın ciddi bir oranda düştüğü görülmüştür. Diğer numuneler ile kıyaslandığında bu dayanım kaybının, birleşim bölgesindeki sargılama etkisinin deney performansını oldukça etkilediği belirlenmiştir. Numunelerin kapasite ve dayanımları ile ilgili sayısal sonuçlar bulgular bölümünde detaylı olarak verilmiştir.

• İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin deneylerinde kirişlerin eğilme kapasitesine erişilememiştir. Baskın hasar mekanizmasının kirişlerin boyuna donatılarının sıyrılması ile oluşan çatlakların birleşim bölgesine doğru ilerlemesi ve birleşim bölgesinin dağılması şeklinde olduğu görülmüştür.

• İkinci serideki (güçlendirilmiş) numunelerin davranışları dikkate alındığında, ilk iki numunenin (BCJ-01-CC-R ve BCJ-02-CU-R) en yüksek kapasitelere erişen numuneler olduğu belirlenmiştir. İlk numunenin dayanımında deney boyunca bir düşüş gerçekleşmemiştir. Aksine maksimum dayanıma son çevrimde erişilebilmiştir. İkinci numunenin son çevrimi dikkate alındığında, dayanımdaki düşüş pozitif yönde %1, negatif yönde %3 mertebesinde kaldığından dolayı deney boyunca dayanımın korunduğu görülmüştür. İlk iki numunenin arasında birleşim bölgesinde enine donatı olup olmaması gibi önemli bir fark bulunmasına rağmen güçlendirme

uygulamasının efektif bir şekilde yapılmış olması, numunelerin kapasitelerinin birbirine çok yakın çıkmasına sebep olmuştur. Dayanım bakımından ikinci serinin devamında dördüncü (BCJ-04-90H-U-R) ve üçüncü (BCJ-03-90H-C-R) numuneler gelmektedir. Dayanım açısından aralarında pozitif ve negatif yönlerde de dördüncü numune lehine olmak üzere yaklaşık 9% ve %15'lik bir fark söz konusudur. Ayrıca bu iki numunenin son çevrimleri dikkate alındığında, dayanımlarındaki düşüş pozitif yönde %1~4, negatif yönde %1~2 mertebesinde kaldığından dolayı kapasiteye erişildikten sonra devam eden döngülerde dayanımın korunduğu görülmüştür. Birleşim bölgesinin gereken sargı koşullarının FRP ile sağlandığı dayanımın test boyunca düşmemesi ile ilişkilendirilmiştir. Deneyler sonucunda, en düşük yük kapasitesine erişen en zayıf performansa sahip numunenin, son numune olan BCJ-05-180H-U-R olduğu belirlenmiştir. Dayanım açısından, son numunenin bir sıra önünde olan üçüncü numune ile aralarında pozitif ve negatif yönlerde de üçüncü numune lehine olmak üzere yaklaşık 12% ve %2'lik bir fark söz konusudur. Beşinci numunenin son çevrimi dikkate alındığında, dayanımdaki düşüş pozitif yönde %33, negatif yönde %31 mertebesinde olduğundan dolayı kapasiteye erişildikten sonra devam eden döngülerde dayanımın ciddi bir oranda düştüğü görülmüştür. Son numunenin güçlendirme uygulamasının efektif bir şekilde çalışmadığı gözlemlenmiştir.

• İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin deney sonuçları, güçlendirilmemiş versiyonları olan ilk seri numuneler ile birebir karşılaştırıldığında, güçlendirilmiş numunelerin daha yüksek kapasite değerlerine çıktığı görülmüştür. Ayrıca güçlendirilmiş numunelerde deney boyunca genel olarak dayanımın ciddi oranda azalmadığı, dolayısıyla istenen sargılama etkisinin sağlandığı belirlenmiştir. Dayanım bakımından numunelerin güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş durumları arasındaki artış ilk numuneler (BCJ-01-CC ve BCJ-01-CC-R) arasında pozitif yönde %31, negatif yönde ise %29, ikinci numuneler (BCJ-02-CU ve BCJ-02-CU-R) arasında, pozitif yönde %38, negatif yönde ise %47, üçüncü numuneler (BCJ-03-90H-C ve BCJ-03-90H-C-R) arasında, pozitif yönde %3, negatif yönde ise %2, dördüncü numuneler (BCJ-04-90H-U ve BCJ-04-90H-U-R) arasında, pozitif yönde %39, negatif yönde ise %44, beşinci numuneler (BCJ-05-180H-U ve BCJ-05-180H-U-R) arasında, pozitif yönde %36, negatif yönde ise %39'luk bir fark söz konusudur. Numunelerin test boyunca dayanımlarındaki düşüşler dikkate alındığında, ikinci serideki beşinci numune (BCJ-05-180H-U-R) hariç olmak üzere güçlendirilmiş numunelerin deney esnasında dayanımlarını korudukları, gereken sargılama koşullarını ve performansı sağladıkları belirlenmiştir. Birleşim

bölgesinde enine donatı mevcut olan ilk ve ikinci (BCJ-01-CC ve BCJ-02-CU) numunelerde en son çevrimde dayanımdaki düşüş mertebesi, güçlendirilmiş ilk dört numune ile benzeşmektedir. Buradan da sargılama etkisinin sağlandığı görülmektedir. Üçüncü numunenin güçlendirilmiş versiyonunda dayanımda ciddi bir artışın ve en son çevrimlerde numune dayanımlarında ciddi bir düşüşün elde edilmediği, değerlerin %1~3 mertebelerinde seyrettiği görülmüştür. Ayrıca beşinci numunenin, güçlendirilmiş versiyonunda dayanımdaki düşüş oranının güçlendirilmemiş olanına göre azalsa da yüksek bir mertebede kaldığı görülmüştür. Bu numunelerin güçlendirilmiş versiyonlarından daha yüksek bir performans artışı beklenmektedir. Üçüncü numunelerin güçlendirilmiş versiyonu ile güçlendirilmemiş versiyonu arasında dayanım açısından elde edilen artış, tüm numuneler arasındaki en az dayanım artışı olarak belirlenmiştir. Dördüncü numunelerin güçlendirilmiş versiyonu ile güçlendirilmemiş versiyonu arasında dayanım açısından elde edilen artış, tüm numuneler arasındaki en büyük dayanım artışı olarak belirlenmiştir. Numunelerin kapasite ve dayanımları ile ilgili sayısal sonuçlar bulgular bölümünde detaylı olarak verilmiştir.

• İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin deneylerinde ancak ilk iki numunede (BCJ-01-CC-R ve BCJ-02-CU-R) kirişlerin eğilme kapasitesine erişilmiştir. Baskın hasar mekanizmasının kirişlerin boyuna donatılarının sıyrılması ile oluşan çatlakların artan öteleme oranı ile birlikte genişlemesi ve FRP'nin yırtılması şeklinde olduğu görülmüştür.

• Kesme şekildeğiştirmesi ile ilgili sonuçlar incelendiğinde, güçlendirilmemiş olan ilk seri numunelerin birleşim bölgelerinde oluşan kesme şekildeğiştirmeleri değerlerinin hasara bağlı olarak arttığı, ilerleyen öteleme oranlarında %2 değerini aştığı görülmüştür. Ancak güçlendirilmiş olan ikinci seri numunelerin genelinde birleşim bölgelerinde oluşan kesme şekildeğiştirmeleri %1 seviyesinin altında kalmaktadır. Dolayısı ile, birleşim bölgelerinin FRP ile güçlendirilmesinin bu bölgede oluşacak olan kesme şekildeğiştirmelerini yaklaşık olarak 2 kat ve üzerinde azalttığı belirlenmiştir.

• Numunelerin enerji tüketme kapasiteleri kıyaslandığında, güçlendirilmiş numunelerin toplam tükettikleri enerjinin güçlendirilmemiş numunelere göre daha yüksek olduğu görülmüştür. FRP ile gerçekleştirilen güçlendirme uygulamasının bu hususta etkinliği öne çıkmaktadır. İlk seri (güçlendirilmemiş) numunelerin enerji tüketme kapasiteleri dikkate alındığında, birleşim bölgesinde enine donatı bulunmayan ikinci (BCJ-02-CU), dördüncü (BCJ-04-90H-U) ve beşinci (BCJ-05-180H-U) numunelerin enerji tüketimlerinin birleşim bölgesinde

enine donatı bulunan diğerlerinden daha düşük olduğu görülmektedir. Bu bağlamda, birleşim bölgesindeki sargılama etkisinin enerji tüketme kapasitesine doğrudan etkidiği kanısına varılmıştır. Yapılan güçlendirme uygulaması ile elde edilen numunelerin enerji tüketimindeki artış, birinci ve üçüncü numunelerde sırasıyla %9 ve %7, ikinci numunede %49, dördüncü ve beşinci numunelerde ise %43 mertebesindedir. Buradan da birleşim bölgesinde enine donatı, dolayısı ile yeterli sargılama etkisi bulunmayan numunelerin enerji tüketimlerinin FRP uygulanması ile %40~50 bandında arttırılabileceği görülmektedir. Birleşim bölgesinde enine donatı bulunan numunelerde güçlendirme uygulamasının enerji tüketimine katkısı %7~9 bandında kalmıştır.

• Tüm numunelerde başlangıçtaki rijitikliklerine göre, deney sonuna dek oluşan çatlaklara, kiriş boyuna donatılarındaki sıyrılmaya ve FRP malzemesindeki yırtılmalara bağlı olarak her iki yöndeki (itme ve çekme) rijitliklerinde düşüş olmuştur. Deney sonlarında, numunelerin rijitliklerinde başlangıç rijitliklerine göre azalma, ilk seri (güçlendirilmemiş) numunelerde itme yönü için %88~%96, çekme yönü için %74~94, ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerde itme yönü için %88~%91, çekme yönü için %84~91 mertebesinde gerçekleşmiştir. Numune rijitliklerindeki azalmanın, hasar incelemelerinde sunulan hasar mekanizmaları ve dağılımı ile uyumlu olduğu görülmektedir.

5.1.2. Analitik Çalışmadan Elde Edilen Sonuçlar

• Yönetmeliklere göre yapılan kapasite hesaplarına göre, testleri gerçekleştirilen numunelerin test sonuçları, yönetmeliklerce hesaplanan değerler ile karşılaştırıldığında bu değerlerin oldukça yüksek olduğu görülmüştür. Buna sebep olarak test numunelerinin boyuna donatılarının düz yüzeyli olması ve kanca durumları, düşük dayanımlı beton ile üretilmeleri ve etriye koşulları gibi etmenler görülmektedir.

• Teorik olarak hesaplanan kiriş ve kolon moment kapasitelerine hiçbir deneyde erişilememiştir. Ancak ikinci seri (güçlendirilmiş) numunelerden birinci ve ikincisinin (BCJ-01-CC-R ve BCJ-02-CU-R) deneylerinde kirişlerin akma momenti kapasitesine erişilebilmiştir.

• Yapılan itme analizleri çerçevesinde erişilen sonuçlara göre, ilk seri (güçlendirilmemiş) numunelerden beklendiği üzere, ilk (referans) numunenin deney sonuçlarıyla kurulan çerçevenin nonlineer davranışının diğer numunelerden daha iyi olduğu görülmüştür. Seçilen maksimum deplasman değerinde, en düşük taban kesme değerine ulaşılan dördüncü numune

ile aralarındaki taban kesme kuvveti açısından fark, %14.5 mertebesindedir. Beşinci numunenin nonlineer performansı da referans numune hariç diğerlerinden daha yüksek bir değerdedir. Bu da pratikte her ne kadar zor olsa da boyuna donatılara 180 derece kanca yapmanın, etriyenin vereceği sargı etkisi kadar etkili olabileceğini göstermektedir. Bu numuneyi takip eden ikinci numune ile sonuçlarının yakınlığı, kanca yapılmasının, boyuna donatıların 180 derece bir bütün olarak döndürülmesinden daha etkili olduğu sonucunu vermiştir. Numunelerden en zayıf nonlineer performansa sahip olanlar üçüncü ve dördüncü numunelerdir. Aralarındaki tek fark, birleşim bölgesinde etriye teşkil edilmiş olmasıdır. Üçüncü numunenin nonlineer performansının yüksek oluşu, bu farkı ortaya koymaktadır. Yapılan test sonuçlarının nonlineer analiz modeline yansıtılmadığı ve pratikte günümüzde çözülen haliyle oluşturulan modeller için (rijit, yarı rijit ve rijit olmayan) sonuçlar çarpıcı bir biçimde farklı olarak elde edilmiştir. Her üç durumda da örnek çerçevenin nonlineer performansının test sonuçlarının etkitildiği modellere göre oldukça yüksek olduğu belirlenmiştir. Yapının performans eğrisinin 40~50 mm'lik yerdeğiştirme aralığı, nonlineer deformasyonların oluşmaya başladığı ve malzemelerde akma ve ezilmelerin oluştuğu aralık olarak belirlenmiştir. Bu aralığa dek, başka bir deyişle elemanların lineer olarak davrandığı bölgede, birleşim bölgesinin rijit olarak kabul edildiği durum, yarısı rijiti kabul edilen durumdan %3, rijit olmayan kabulünün yapıldığı durumdan %8.9 kadar taban kesme kuvveti açısından daha yüksek bir performans göstermiştir. İlerleyen deplasmanlarda her üç durumun nonlineer davranışları taban kesme kuvveti açısından karşılaştırıldığında, 1 kN mertebesinde farklılıklar göstererek seçilen maksimum deplasmanda yaklaşık 20.2 kN değerine ulaşmıştır. Bu kabullerin yapıldığı durumlar ile referans numunenin arasında, seçilen maksimum deplasman değerinde ulaşılan taban kesme kuvveti açısından fark, %21.3, en düşük performansa sahip numune ile arasındaki fark ise %32.2 mertebesindedir.

• İkinci seri (güçlendirilmiş) numunelerin deney sonuçları kullanılarak elde edilen itme analizi sonuçları kıyaslandığında, ikinci ve dördüncü numunenin nonlineer performanslarının en yüksek olduğu görülmektedir. Beşinci ve ilk (referans) numunelerin güçlendirilmiş durumları 1~2 kN'luk mertebe farkı ile söz konusu numuneleri takip etmektedir. En düşük nonlineer performansa sahip olan numune ise üçüncü numunedir. Seçilen maksimum deplasman değerinde en iyi performansa sahip olanla en kötü performansa sahip olan numuneler arasında taban kesme kuvveti açısından %16.3'lük bir fark söz konusudur. Güçlendirilmiş durumların sonuçları arasındaki bu farkları ortaya çıkaran en önemli etmenin, yapılan güçlendirme uygulamasının yaklaşımı ve kalitesi olduğu düşünülmektedir. Her numune aynı şekilde

güçlendirilmiştir ancak güçlendirme esnasında kullanılan FRP malzemesinin yapışması, ortam sıcaklığı ve bekleme süresi gibi etmenler güçlendirme uygulamasının kalitesini etkilemektedir. Bunun yanında her durum için numunelerin güçlendirilmiş halleri, güçlendirilmemiş hallerine göre daha yüksek bir nonlineer performans göstermiştir. Buradan da güçlendirme uygulamasının başarılı sonuçları olduğu belirlenmiştir. Güçlendirilmiş numunelerin sonuçları da yukarıda tarifi yapılan rijit, yarı rijit ve rijit olmayan kabulleri ile oluşturulan modellerin sonuçlarıyla kıyaslandığında arada ciddi farklar olduğu gözlemlenmiştir. Bu kabullerin yapıldığı durumlar ile en yüksek performansa sahip güçlendirilmiş numunenin arasında, seçilen maksimum deplasman değerinde ulaşılan taban kesme kuvveti açısından fark, %8.9, en düşük performansa sahip güçlendirilmiş numune ile arasındaki fark ise %23.8 mertebesindedir.

5.2. ÖNERİLER

• Yürütülen analitik çalışmanın sonuçları dikkate alındığında, pratikte mevcut düşük dayanımlı betonla üretilen yapıların tahkik ve analizlerinde birleşim bölgeleri ya “rijit” ya da “rijit olmayan” tanımlamalar ile çözülmektedir. “Rijit olmayan” tanımlamasında da programlar düğüm noktasına bağlanan eleman rijitliklerini hesaba katmaktadır. Yapılan çalışma göstermektedir ki bu yaklaşım ile yapılan çözümlemeler, söz konusu yapıların gerçek performanslarının ötesinde sonuçlar alınmasına sebebiyet vermektedir. Yetersiz sargılama, kanca yapılmaması vb. durumların birçoğu dikkate alınmadan yapıların sismik davranışları tahkik edilmektedir. Analiz edilen numunelerin sonuçları da dikkate alındığında birleşim bölgelerine test sonuçları yansıtıldığı takdirde, seçilen aynı deplasman değerinde ortalama %25 gibi bir oranla daha düşük bir taban kesme kuvveti elde edilmiştir. Dolayısı ile söz konusu yapıların analizlerinde birleşim bölgelerinin rijitliğinin 4’te 1 oranında (0.75) azaltılarak çözüm yapılması önerilmektedir. Ortalama olarak verilen bu oran, birleşim bölgesinin sargılama ve bu bölgedeki kiriş boyuna donatılarına kanca yapılıp yapılmadığı durumlar için değişebilmektedir. Yapılacak olan analiz ve tahkiklerde birleşim bölgelerine, bahsi geçen bu detayların dikkate alınması için, Tablo 4.7’de verildiği şekilde bir azaltma faktörü uygulanması önerilmiştir.

• Bu tez çalışmasında kullanılan FRP malzemeler ile birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi için yönetmeliklerin birçoğunda herhangi bir provizyon bulunmamaktadır. Yapılan çalışma kapsamında ve literatürdeki birçok kaynak dikkate alınarak bu tür alternatif malzemeler için yönetmeliklere tahkik, yöntem ve uygulama kapsamında bazı provizyonlar getirilebilir.

• Tez çalışmasında elde edilen çatlakların enerji tüketimi ile bağlantılı olduğu bilinmektedir. Literatürde oldukça yeni olan “fraktal geometri” yöntemi kullanılarak çatlak fotoğrafları üzerinden fraktal boyut ve bununla ilişkili olarak enerji tüketimi hesaplanarak yapı hasarlarının ne zaman kritik boyuta ulaşabileceğine dair önceden bilgi sahibi olunabilecektir. Deney numunelerindeki çatlaklar, dijital görüntü işleme programları yardımıyla analiz edilerek fraktal boyutları hesaplanabilir ve hesaplanan fraktal boyutları teorik olarak geliştirilen formüllerde kullanılmak suretiyle taşıyıcı elemanların tükettikleri enerjileri hesaplanabilecektir. Uygunluğu kanıtlandığı müddetçe bu tip eksikliklere sahip mevcut yapıların birleşim bölgelerindeki çatlakların sadece fotoğrafları ile fraktal boyutları ve buna bağlı olarak enerji tüketimleri hesaplanarak hasar seviyelerinin tahmin edilebileceği düşünülmektedir. Böylece de ölümcül kazalarla ve ciddi maddi kayıplarla sonuçlanma ihtimali olan süreçlerin önüne geçilebilmesi imkânı doğacaktır.

• Düşük dayanımlı beton, düz donatı, birleşim bölgesinde yetersiz enine donatı ve yetersiz ankraj boyuna sahip ülkemizde sıkça rastlanan eksiklikleri yansıtan farklı numuneler, ferroçimento, şekil hafızalı alaşımlar gibi yeni malzemeler ile güçlendirilerek benzer deneylere tabi tutulabilir. FRP’ye alternatif olan bahse konu malzemelerin, bu tip birleşim bölgelerini ne oranda iyileştirdiği görülebilir.

• Yönetmeliklerin yaklaşımlarının genellikle dayanım bazlı olduğu ve bu tip eksikliklere sahip birleşimlerin test sonuçları ile kıyaslandığında ne kadar yüksek değerler elde edildiği görülmüştür. Halbuki testlerden elde edilen değerler yönetmeliklerin öngördüğü kapasitelerin çok altında çıkmıştır. Dolayısı ile özellikle düşük dayanımlı beton kullanımı ve benzer eksikliklerin olduğu durumlar için dayanımdan ziyade deformasyon bazlı bir model önerilmesinin gerekli olduğu düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

ACI-318, 2011, *Building code requirements for structural concrete,* American Concrete Institute, Michigan, USA.

ACI-352R-02, 2002, *Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures,* American Concrete Institute.

ACI-369R-11, 2011, Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings, American Concrete Institute, Michigan, USA.

ACI-ASCE-COMMITTEE-326, 1962, Shear and Diagonal Tension, American Concrete Institute.

Adibi, M., Marefat, M.S., Esmaeily, A., Arani, K.K., Esmaeily, A., 2017, Seismic retrofit of external concrete beam-column joints reinforced by plain bars using steel angles prestressed by cross ties, *Engineering structures*, 148, 813-828.

Alath, S., Kunnath, S.K., 1995, Modeling inelastic shear deformation in RC beam-column joints, *Engineering mechanics: proceedings of tenth conference*, University of Colorado, ASCE, 2, Boulder, 822-825.

Alcocer, S.M., Jirsa, J.O., 1991, *Reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing (PMFSEL 91-1),* Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas at Austin.

Altoontash, A., Deierlein, G.G., 2003, A versatile model for beam-column joints, *ASCE structures congress proceedings,* Seattle, Washington.

Ammerman, O.V., French, C.W., 1988, Reinforced concrete beam-column-slab subassemblages subjected to lateral loads, *ASCE Journal of structural engineering*, 115(6), 1289-1308.

Antonopoulos, C.P., Triantafillou, T.C., 2003, Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints, *ASCE, Journal of composites for construction,* 7(1), 408-416.

ASCE/SEI-41-13, 2013, *Seismic evaluation and retrofit of rxisting buildings,* American Society of Civil Engineers and Structural Engineering Institute, Virginia, USA.

ATC-40, 1996, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,* Volume 1, Applied Technology Council, Redwood, California.

Bakir, P.G., Boduroglu, H.M., 2002, A new design equation for predicting the joint shear strength of monolitically loaded exterior beam-column joints, *Engineering structures,* 24, 1105-1117.

Bedirhanoğlu, I., 2009, *Düşük dayanımlı betona sahip betonarme kolon ve birleşimlerin deprem yükleri altında davranışlarının incelenmesi ve iyileştirilmesi,* Doktora tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Behnam, H., Kuang, J.S., Samali, B., 2018, Parametric finite element analysis of RC wide beam-column connections, *Computers & structures*, 205, 28-44.

Beres, A., El-Borgi, S., White, R., Gergely, P., 1992, *Experimental results of repaired and retrofitted beam-column joint test in lightly RC frame building*, Technical Report, NCEER-92-0025.

Biddah, A., Ghobarah, A., 1999, Modelling of shear deformation and bond slip in reinforced concrete joints, *Structural engineering and mechanics*, 7(4), 413-432.

Biddah, A.M.S., Ghobarah, A., Aziz, T.S., 1997, Upgrading of nonductile reinforced concrete frame connections, *ASCE Journal of structural engineering*, 123(8), 1001-1010.

Bracci, J.M., Reinhorn, A.M., Mander, J.B., 1992, *Seismic resistance of R/C frame structures designed only for gravity loads, part III experimental performance and analytical study of structural model*, National Centre for Earthquake Engineering Research, (Technical Report NCEER-92-0029), Buffalo.

Calvi, G.M., Magenes, G., Pampanin, S., 2002, Relevance of beam-column joint damage and collapse in RC frame assessment, *Journal of earthquake engineering*, 6(1), 75-100.

Castellani, A., Negro, P., Colombo, A., Grandi, A., Ghisalberti, G., Castellani, M., 1999, *Carbon fiber reinforced polymers (CFRP) for strengthening and repairing under seismic actions*, European Laboratory for Structural Assessment, Joint Research Center, Special publication no. 1.99.41, Ispra, Italy.

Celik, O.C., Ellingwood, B.R., 2008, Modeling beam-column joints in fragility assessment of gravity load designed reinforced concrete frames, *Journal of earthquake engineering*, 12(3), 357-381.

Chalioris, C.E., Bantilas, K.E., 2017, Shear strength of reinforced concrete beam-column joints with crossed inclined bars, *Engineering structures*, 140, 241-255.

Chopra, A.K., 1995, *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Corazao, M., Durrani, A.J., 1989, *Repair and strengthening of beam-to-column connections subjected to earthquake loading*, Technical Report (NCEER-89-0013), National Centre for Earthquake Engineering Research, Bufalo.

Cosgun, C., 2013, *Üç boyutlu betonarme çerçevelerin düğüm noktalarının deprem etkilerine karşı güçlendirilmesi,* Doktora tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Cosgun, C., Dindar, A.A., Seckin, E., Onen, Y.H., 2013, Analysis of building damage caused by earthquakes in Eastern Turkey, *Gradevinar*, 65, 743-752.

CSI, 2017, *CSI Knowledge Base, Fiber Hinge Properties*, https://wiki.csiamerica.com /display/kb/Caltrans+vs.+fiber+hinge [Ziyaret tarihi: 5 Haziran 2018]

DBYBHY, 2007, *Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik,* Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.

Durrani, A.J., Zerbe, H.E., 1987, Seismic resistance of R/C exterior connections with a floor slab, *ACI Journal of structural sngineering,* 113(8), 1850-1864.

Ehsani, M.R., Wight, J.K., 1985, Effect of transverse beams and slab on behavior of reinforced concrete beam-to-column connections, *ACI Structural journal,* 82(17), 188-195.

El-Amoury, T., Ghobarah, A., 2002, Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets, *Engineering structures,* 24(11), 1397-1407.

Elmorsi, M.S.E., 1998, *Analytical modeling of reinforced concrete beam column connections for seismic loading,* Thesis (PhD), McMaster University, Ontario, Canada.

Engindeniz, M., Kahn, L.F., Zureick, A.H., 2005, Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints: state of the art, *ACI Structural journal,* 102(2), 187-197.

Estrada, J.I., 1990, *Use of steel elements to strengthen a reinforced concrete building,* Thesis (MSc), University of Texas.

Eurocode-8, 2004, *Design of structures for earthquake resistance*, European Committee for Standardization.

FEMA-273, 1997, *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings,* Building Seismic Safety Council for The Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

Fleury, F., Reynouard, J.M., Merabet, O., 2000, Multicomponent model of reinforced concrete joints for cyclic loading, *ASCE Journal of engineering mechanics,* 126(8), 804-811.

French, C.W., Boroojerdi, A., 1989, Contribution of R/C floor slabs in resisting lateral loads, *ASCE Journal of structural engineering,* 115(1), 1-18.

Fujii, S., Morita, S., Kawakami, S., Yamada, T., 1991, Re-evaluation of test data on 90 degree bent bar anchorage, *Journal of struct. constr. eng. AIJ,* 429, 65-75.

Gergely, J., Pantelides, C.P., Reaveley, L.D., 2000, Shear strengthening of RC T-joints using CFRP composites, *ASCE Journal of composites for construction,* 4(2), 56-64.

Ghobarah, A., Said, A., 2001, Seismic rehabilitation of beam-column joints using FRP laminates, *Journal of earthquake engineering,* 5(1), 113-129.

Hakuto, S., Park, R., Tanaka, H., 2000, Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details, *ACI Structural journal,* 97(1), 11-25.

Hanson, N.W., Conner, H., 1967, Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints, *Journal of the structural division,* 93(5), 533-560.

Hassan, M.W., 2011, *Analytical and experimental assessment of seismic vulnerability of beam-column joints without transverse reinforcement in concrete buildings,* Thesis (PhD), University of California, Berkeley.

Helal, Y., 2012, *Seismic strengthening of deficient exterior RC beam-column sub-assemblages using post-tension metal strips,* Thesis (PhD), The University of Sheffield, Sheffield.

Higazy, E.M.M., Elnashai, A.S., Agbabian, M.S., 1996, Behaviour of beam-column connections under axial column tensions, *ASCE Journal of structural engineering*, 122(5), 501-511.

Hoffmann, G.W., Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M., Mander, J.B., 1992, *Gravity load-designed reinforced concrete buildings: Seismic evaluation of existing construction and detailing strategies for improved seismic resistance,* National Centre for Earthquake Engineering Research, (Technical Report NCEER-92-0016), Buffalo.

Hwang, S.J., Lee, H.J., 1999, Analytical model for predicting shear strength of exterior RC beam-column joints for seismic resistance, *ACI Structural journal*, 96(5), 846-857.

Hwang, S.J., Lee, H.J., Liao, T.F., Wang, K.C., Tsai, H.H., 2005, Role of hoops on shear strength of reinforced concrete beam-column joints, *ACI Structural journal*, 102(3), 445-453.

Ilki, A., Bedirhanoglu, I., Kumbasar, N., 2011, Behavior of FRP-Retrofitted Joints Built with Plain Bars and Low-Strength Concrete, *Journal of composites for construction*, 15(3), 312-326.

Joh, O., Goto, Y., Shibata, T., 1995, Anchorage of beam bars with 90-deg bend in reinforced concrete beam-column joints, *ACI Special publication*, 157, 97-116.

Kaku, T., Asakusa, H., 1991, *Ductility estimation of exterior beam column subassemblage in RC frames. Design of beam column joints for seismic resistance,* American Concrete Institute, ACI-SP-123, Detroit, Michigan.

Karayannis, C.G., Sirkellis, G.M.., 2008, Strengthening and rehabilitation of RC beam–column joints using carbon-FRP jacketing and epoxy resin injection, *Earthquake engineering and structural dynamics*, 37, 769-790.

Kim, J., Lafave, J.M., 2007, Key influence parameters for the joint shear behavior of RC beam-column connections, *Engineering structures,* 29, 2523-2539.

Kowinski, C.M., 1996, *Shear strength of reinforced concrete bridge piers subject to earthquake loading*, Thesis (MSc), Purdue University.

Kuang, J.S., Wong, H.F., 2006, Effects of beam bar anchorage on beam-column behaviour, *Structures and buildings,* 159(2), 115-124.

Leon, R.T., 1989, Interior joints with variable anchorage lengths, *ASCE Journal of structural engineering*, 115(9), 2261-2844.

Leon, R.T., 1990, Shear strength and hysteretic behaviour of beam-column joints, *ACI Structural journal,* 87(1), 3-11.

Lowes, L.N., Altoontash, A., 2003, Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading, *ASCE Journal of structural engineering*, 129(12), 1686-1697.

Lynn, A.C., 2001, *Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns,* Thesis (PhD), University of California at Berkeley.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., 1988, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *ASCE Journal of structural engineering,* 114(3), 1804-1826.

Marques, J.L.G., Jirsa, J.O., 1975, A study of hooked bar anchorages in beam column joints, *ACI Journal,* 72(18), 198-209.

Meinheit, D., Jirsa, J.O., 1981, Shear strength of R/C beam-column connections, *ASCE Journal of structural engineering,* 107(ST11), 2227-2244.

Migliacci, A., Antonucci, R., Maio, N.A., Napoli, P., Feretti, A.S., Via, G., 1983, Repair techniques of reinforced concrete beam-column joints, *IABSE symposium on strengthening of building structures-diagnosis and therapy*, Venice, 355-362.

Moehle, J.P., Lynn, A.C., Elwood, K., Sezen, H., 1999, Gravity load collapse of reinforced concrete frames during earthquakes, *First U.S.-Japan workshop on performance-based design methodology for reinforced concrete building structures,* Maui, Hawaii.

Mohr, O., 1900, Welche umstande bedingen die elastizitatsgrenze und den bruch, *Zeitschrift des vereins deutscher ingenieure,* 1524.

Mosallam, A.S., 2000, Strength and ductility of reinforced concrete moment frame connections strengthened with quasi-isotropic laminates, *Composites part B: engineering*, 31(6-7), 481-497.

Motavalli, M., Czaderski, C., 2007, FRP composites for retrofitting of existing civil structures in Europe: state-of-the-art, *composites & polycon 2007,* Tampa, Florida, American Composites Manufacturers Association.

Mukherjee, A., Joshi, M., 2005, FRPC reinforced concrete beam-column joints under cyclic excitation, *Composite structures,* 70(2), 185-199.

Murty, C.V.R., Rai, D.C., Bajpai, K.K., Jain, S.K., 2003, Effectiveness of reinforcement details in exterior reinforced concrete beam-column, *ACI Structural journal,* 100(2), 149-156.

Ortiz, I.R., 1993, *Strut-and-tie modeling of reinforce concrete short beams and beam-column joints,* Thesis (PhD), University of Westminster.

Oudah, F., El-Hacha, R., 2017, Joint performance in concrete beam-column connections reinforced using SMA smart material, *Engineering structures,* 151, 745-760.

Pampanin, S., Bolognini, D., Pavese, A., 2007, Performance-based seismic retrofit strategy for existing reinforced concrete frame systems using fiber-reinforced polymer, *ASCE Journal of composites for construction,* 11(2), 211-226.

Pampanin, S., Calvi, G.M., Moratti, M., 2002, Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads, *Proceedings of 12th european conference on earthquake engineering,* London, 726.

Pampanin, S., Magenes, G., Carr, A., 2003, Modeling of shear hinge mechanism in poorly detailed RC beam column joints, *FIB Symposium, concrete structures in seismic regions,* Athens.

Pantazopoulou, S.J., Bonacci, J.F., 1994, On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections, *Canadian journal for civil engineering,* 21, 307-328.

Pantelides, C.P., Okahashi, Y., Reaveley, L.D., 2008, Seismic rehabilitation of reinforced concrete frame interior beam-column joints with FRP composites, *ASCE Journal of composites for construction,* 12(4), 435-445.

Park, S., Mosalam, M.K., 2012, *Experimental and analytical studies on reinforced concrete buildings with seismicaly vulnerable beam-column joints (Report No. PEER 2012-3),* Pacific Eartquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Park, R., Paulay, T., 1975, *Reinforced concrete structures,* John Wiley & Sons, New York.

Paulay, T., Park, R., Priestley, M.J.N., 1978, Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions, *ACI Structural journal,* 75(6), 585-593.

Pessiki, S.P., Conley, C.H., Gergely, P., White, R.N., 1990, *Seismic behavior of lightly-reinforced-concrete column and beam-column joint details* (*Technical Report NCEER-90-0014),* National Centre for Earthquake Engineering Research, Suny/Buffalo.

Priestley, M.J.N., 1997, Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings, *Journal of earthquake engineering,* 1(1), 157-192.

SAP2000, 2017, Structural Analysis Program (v19.2.1), Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA.

Sarsam, K.F., Phipps, M.E., 1985, The shear design of in-situ reinforced beam-column joints subjected to monotonic loading, *Magazine of concrete research,* 37(130), 16-28.

Scott, R.H., Feltham, I., Whittle, R.T., 1994, Reinforced beam-column connections and BS 8110, T*he structural engineer,* 72(4), 55-60.

Sezen, H., 2002, *Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns,* Thesis (PhD), University of California, Berkeley.

Sezen, H., 2012, Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints with fiber-reinforced polymer composites, *Journal of composites for construction,* 16(5).

Shaaban, I.G., Seoud, O.A., 2018, Experimental behavior of full-scale exterior beam-column space joints retrofitted by ferrocement layers under cyclic loading, *Case studies in construction materials*, 8, 61-78.

Shin, M., Lafave, J.M., 2004, Modeling of cyclic joint shear deformation contributions in RC beam-column connections to overall frame behavior, *Structural engineering and mechanics*, 18(5), 645-669.

Soroushian, P., Choi, K.B., 1991, Analytical evaluation of straight bar anchorage design in exterior joints, *ACI Structural journal*, 88(2), 161-168.

Soroushian, P., Obaseki, K., Nagi, M., Rojas, M.C., 1988, Pullout behavior of hooked bars in exterior beam-column connections, *ACI Structural journal*, 85(3), 269-276.

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.

Taucer, F.F., Spacone, E., Filippou, F.C., 1991, *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures*, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, UCLA, Berkeley, California.

Theiss, A.G., 2005, *Modeling the earthquake response of older reinforced concrete beam-column building joints*, Thesis (MSc), University of Washington.

TS-500, 2000, *Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları,* Türk Standardları Enstitüsü, Ankara.

Tsionis, G., Negro, P., Molina, J., Colombo, A., 2001, P*pseudo dynamic tests on a 4-storey RC dual frame building*, European Laboratory for Structural Assessment (ELSA), European Commission Joint Research Centre, Ispra, Italy.

Tsonos, A.G., 2002, Seismic repair of exterior R/C beam-to-column joints using two sided jackets, *Structural engineering and mechanics*, 13(1), 17-34.

Tsonos, A.G., 2007, Cyclic load behavior of RC beam-column subassemblages of modern structures, *ACI Structural journal*, 104(4), 468-478.

Tsonos, A.G., 2008, Effectiveness of CFRP-jackets and RC-jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam–column subassemblages, *Engineering structures*, 30(3), 777-793.

Tsonos, A.G., Stylianidis, K.A., 1999, Pre-seismic and post-seismic strengthening of reinforced concrete structural subassemblages using composite materials (FRP), *13th Hellenic concrete conference*, Rethymno, Greece, 455-466.

Tsonos, A.G., Tegos, I.A., Penelis, G.G., 1992, Seismic resistance of type 2 exterior beam-column joints reinforced with inclined bars, *ACI Structural journal*, 89(1), 3-12.

Vollum, R.L., 1998, *Design and analysis of exterior beam column connections,* Thesis (PhD), University of London, Imperial College of Science Technology and Medicine, London.

XTRACT, 2004, XTRACT V3.0.1.: Cross Section Structural Analysis of Components, Imbsen Software Systems.

Yalcin, U., Durrani, A.J., 1993, Effect of slab on inelastic response of R/C buildings, *ASCE Journal of structural engineering,* 119(5), 1374-1387.

Youssef, M., Ghobarah, A., 2001, Modeling of RC beam-column joints and structural walls, *Journal of earthquake engineering,* 5(1), 93-111.

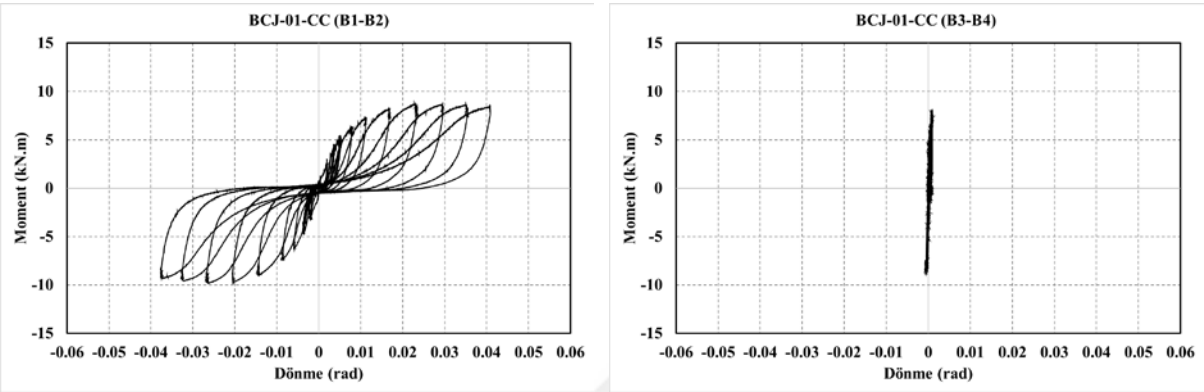
Yurdakul, Ö., Avşar, Ö., 2016, Strengthening of substandard reinforced concrete beam-column joints by external post-tension rods, *Engineering structures,* 107, 9-22.

Zerbe, H.E., Durrani, A.J., 1990, Seismic response of connections in two-bay RC fram subassemblies, *ACI Structural journal,* 87(4), 406-415.

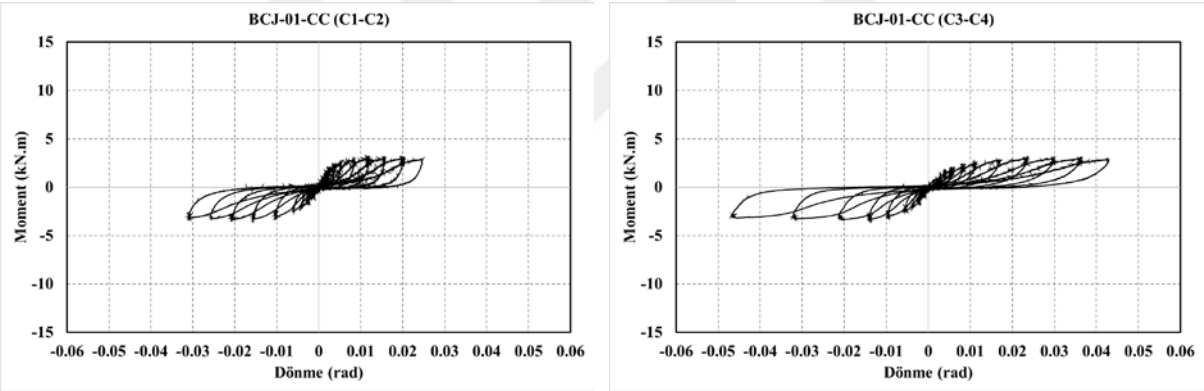
Zhang, L., Jirsa, J.O., 1982, *A study of shear behavior of RC beam-column joints (PMFSEL Report No: 82-1),* University of Texas, Austin.

EKLER

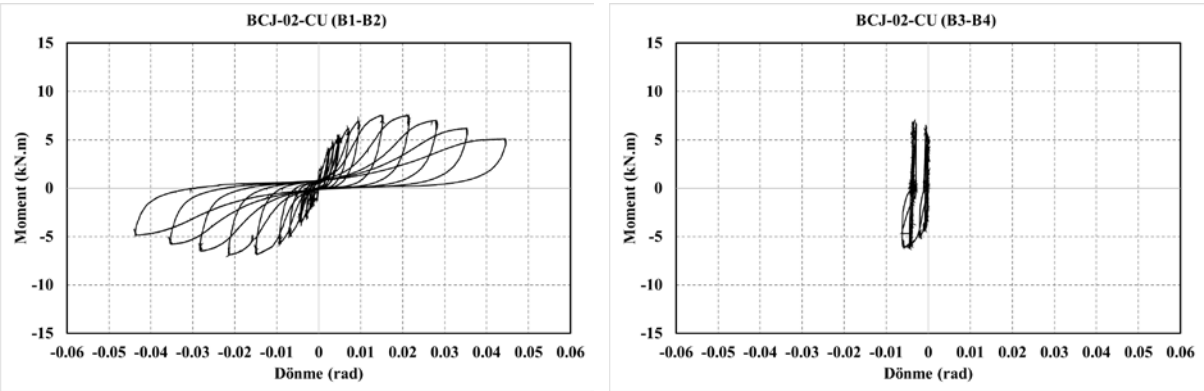
EK 1. Kiriş ve kolon kesitleri için moment-dönme sonuçları.



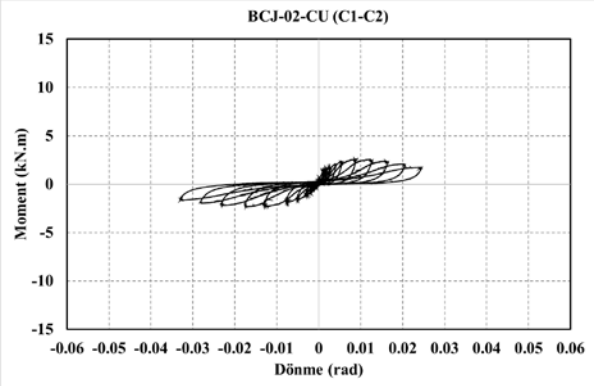
BCJ-01-CC numunesinde kiriş moment-dönme sonuçları.

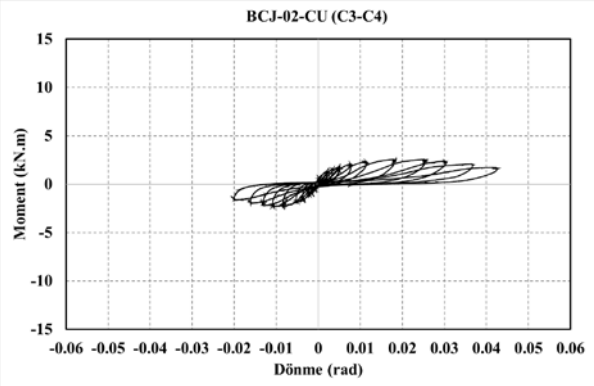


BCJ-01-CC numunesinde kolon moment-dönme sonuçları.

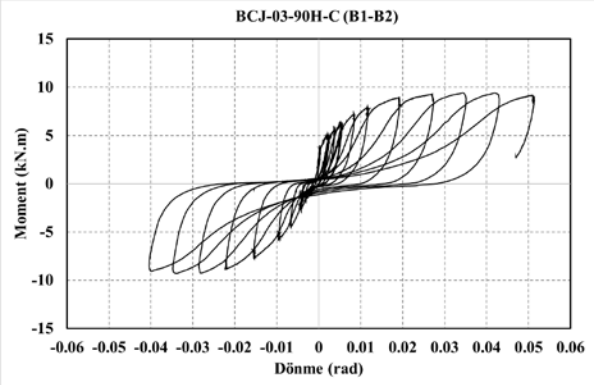


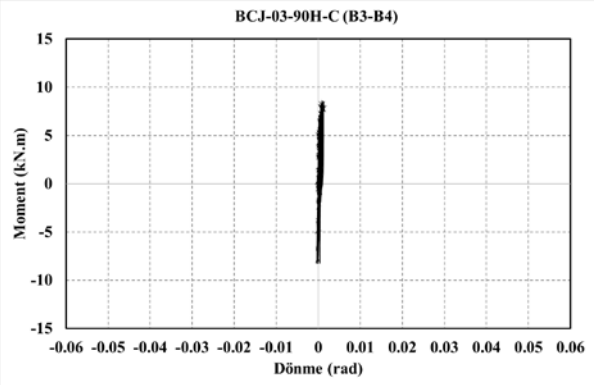
BCJ-02-CU numunesinde kiriş moment-dönme sonuçları.



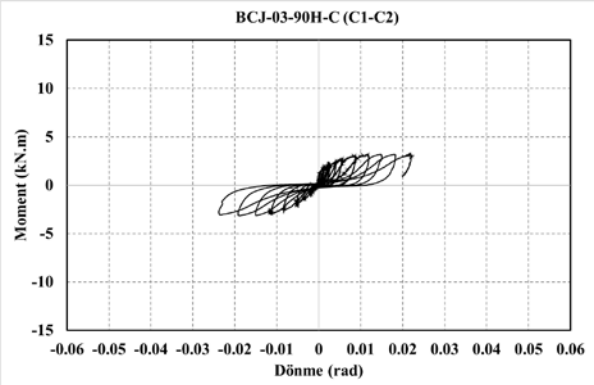


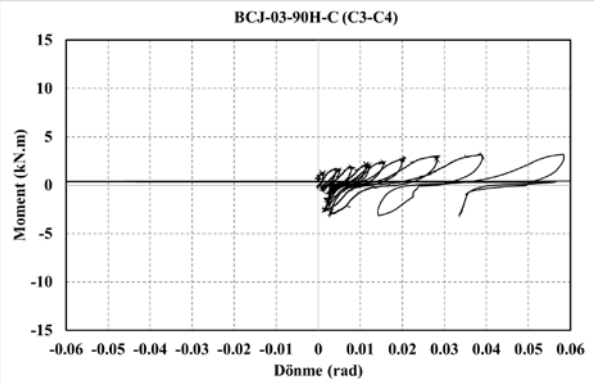
BCJ-02-CU numunesinde kolon moment-dönme sonuçları.



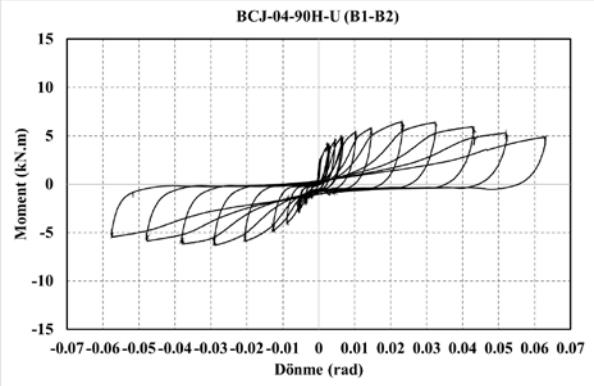


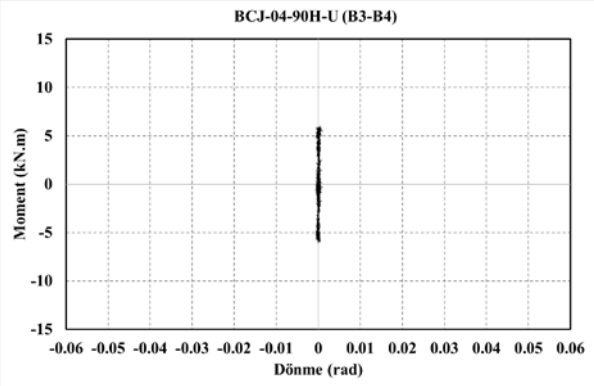
BCJ-03-90H-C numunesinde kiriş moment-dönme sonuçları.



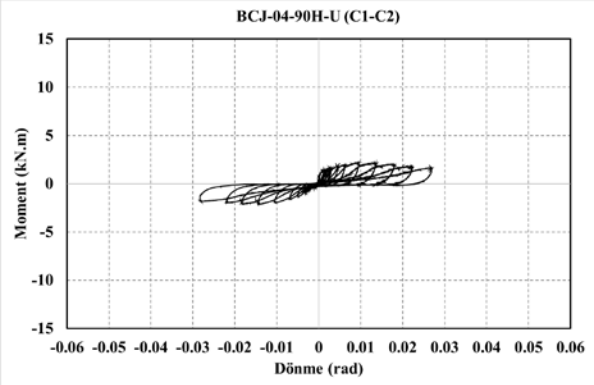


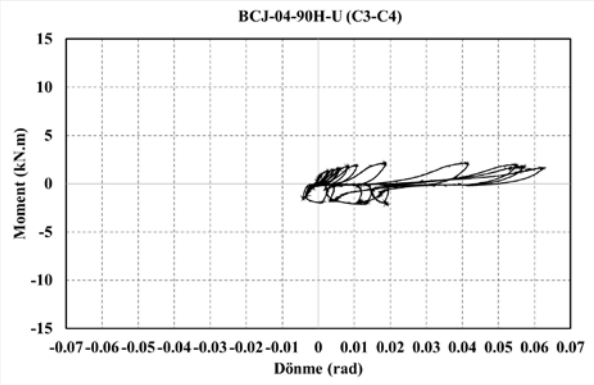
BCJ-03-90H-C numunesinde kolon moment-dönme sonuçları.



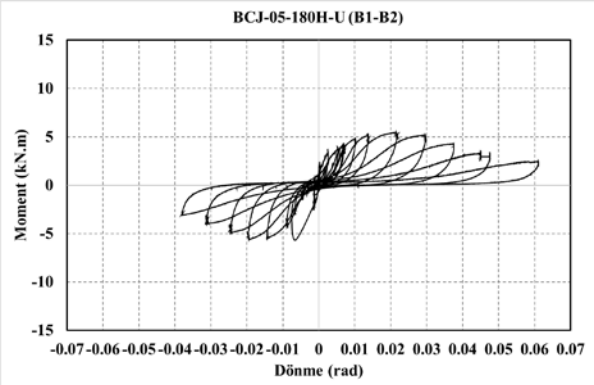


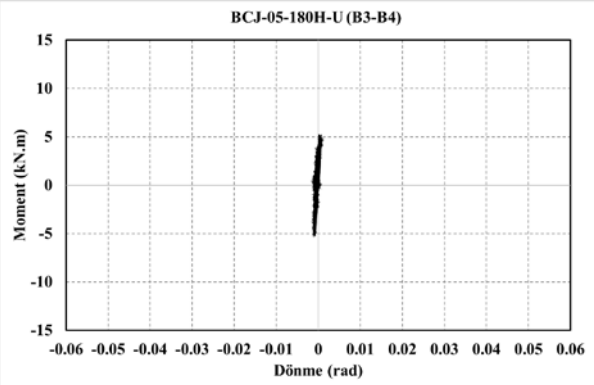
BCJ-04-90H-U numunesinde kiriş moment-dönme sonuçları.



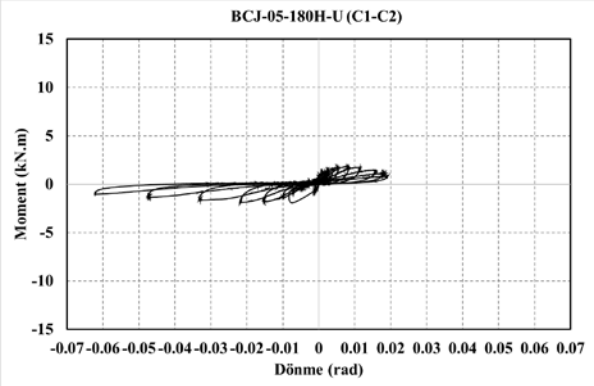


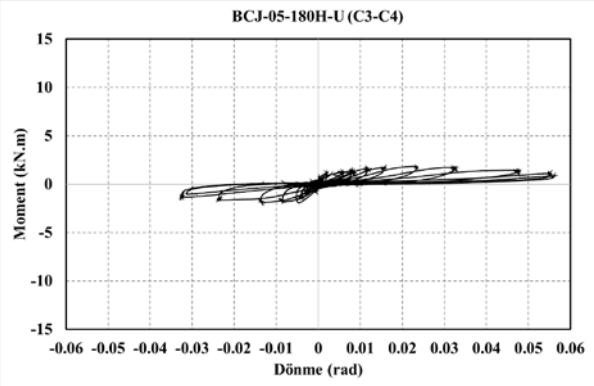
BCJ-04-90H-U numunesinde kolon moment-dönme sonuçları.



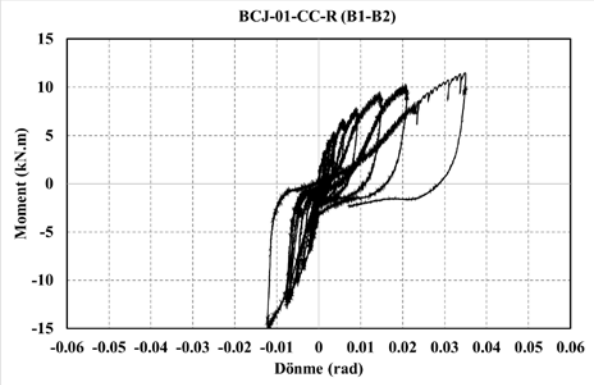


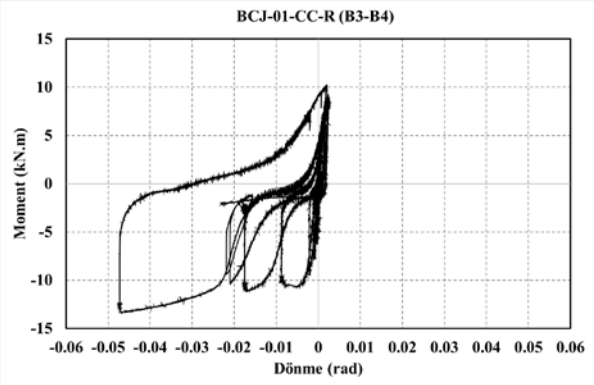
BCJ-05-180H-U numunesinde kiriş moment-dönme sonuçları.



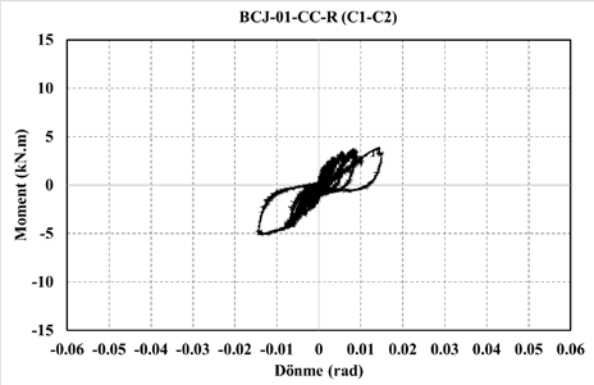


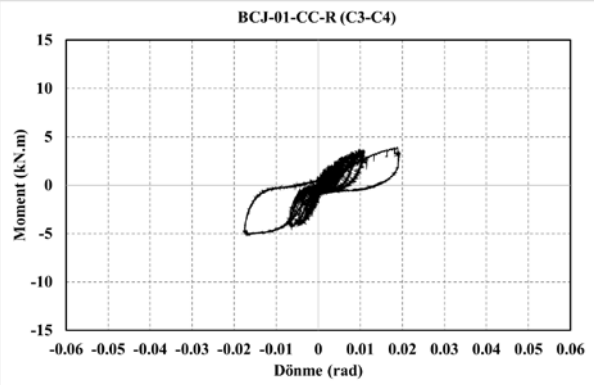
BCJ-05-180H-U numunesinde kolon moment-dönme sonuçları.



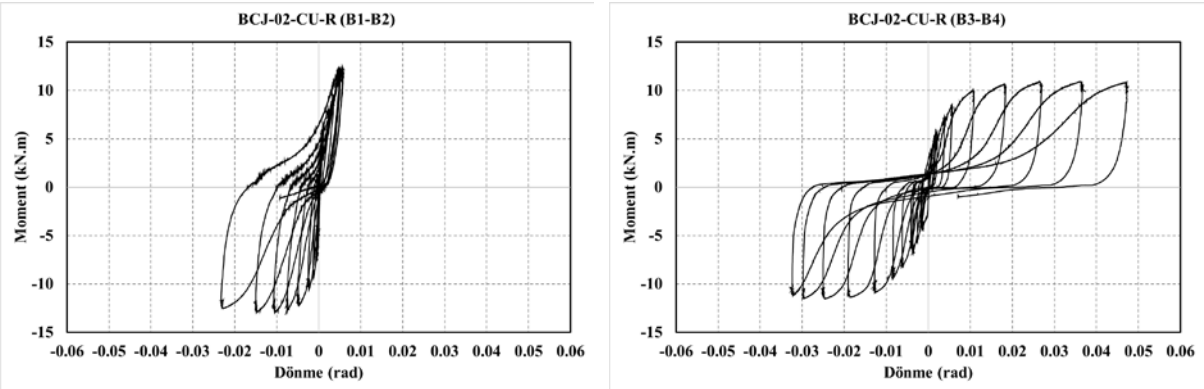


BCJ-01-CC-R numunesinde kiriş moment-dönme sonuçları.

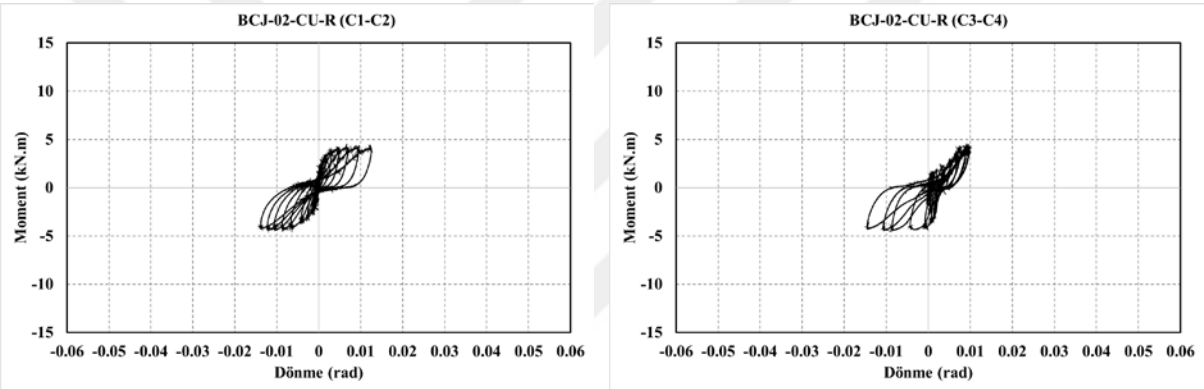




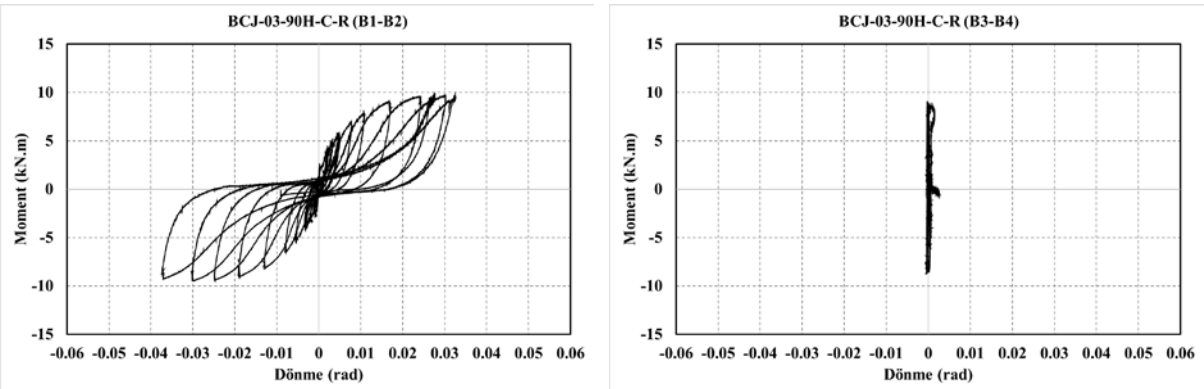
BCJ-01-CC-R numunesinde kolon moment-dönme sonuçları.



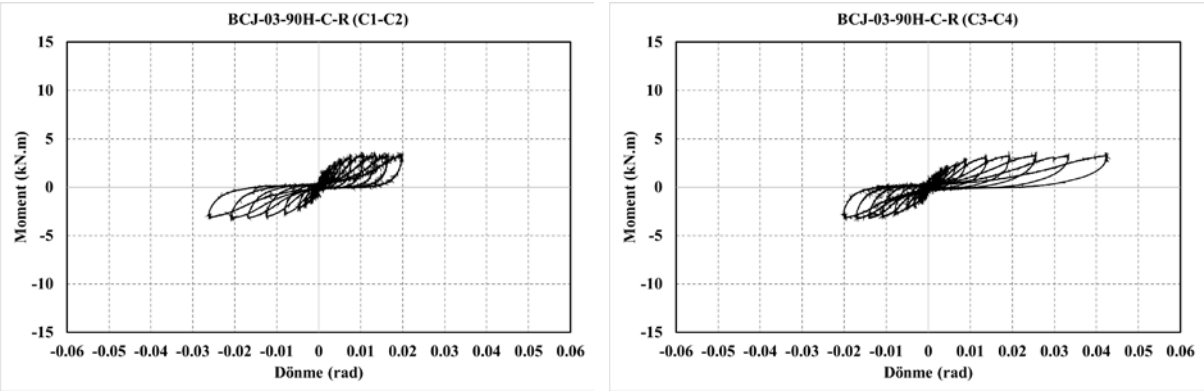
BCJ-02-CU-R numunesinde kiriş moment-dönme sonuçları.



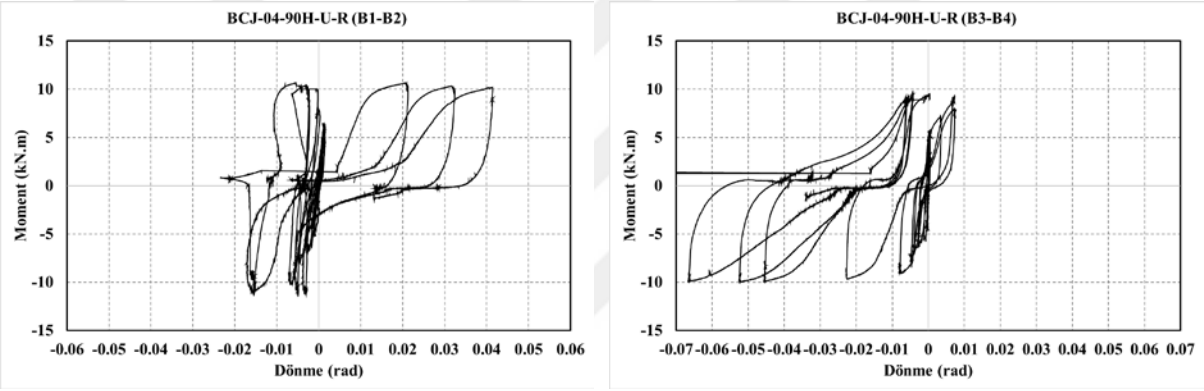
BCJ-02-CU-R numunesinde kolon moment-dönme sonuçları.



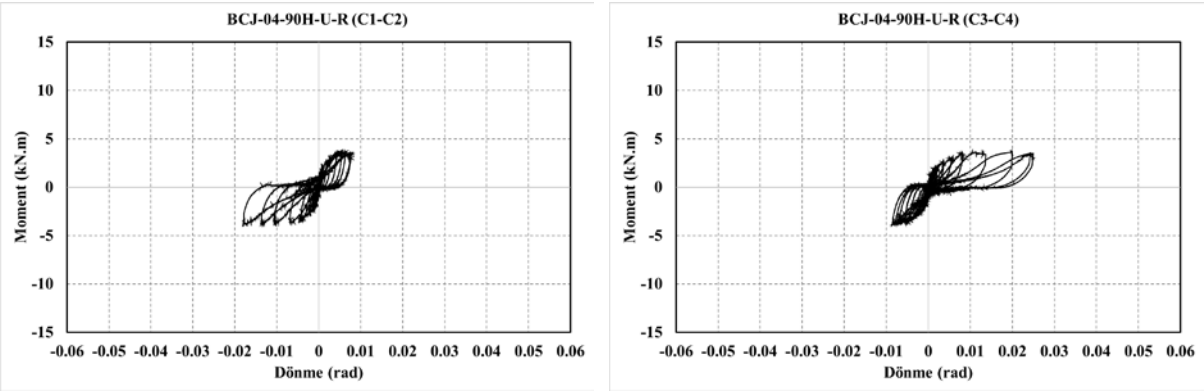
BCJ-03-90H-C-R numunesinde kiriş moment-dönme sonuçları.



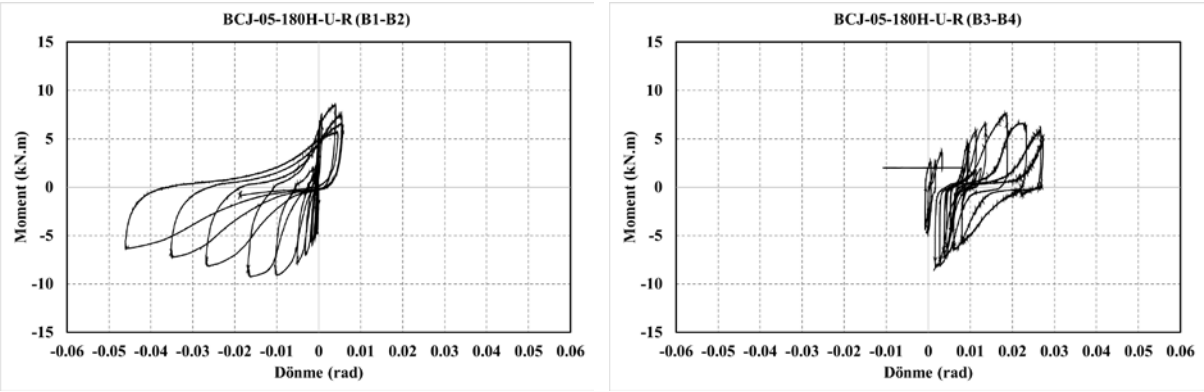
BCJ-03-90H-C-R numunesinde kolon moment-dönme sonuçları.



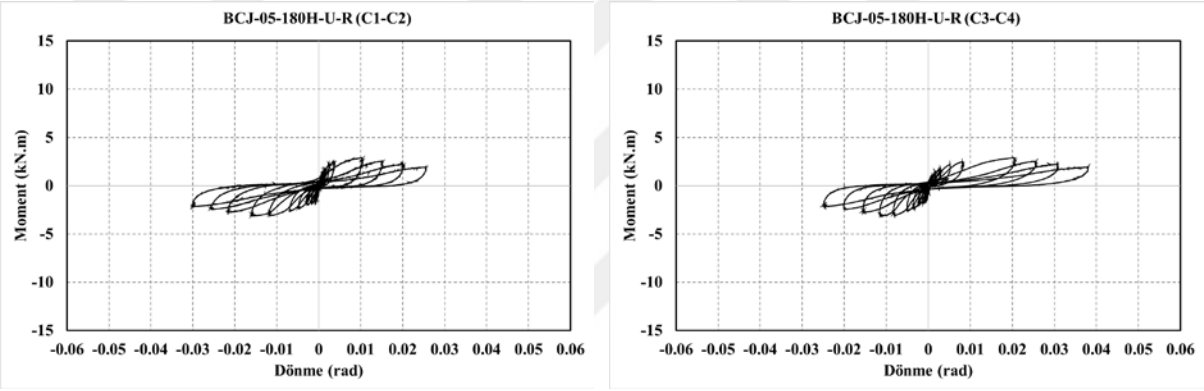
BCJ-04-90H-U-R numunesinde kiriş moment-dönme sonuçları.



BCJ-04-90H-U-R numunesinde kolon moment-dönme sonuçları.

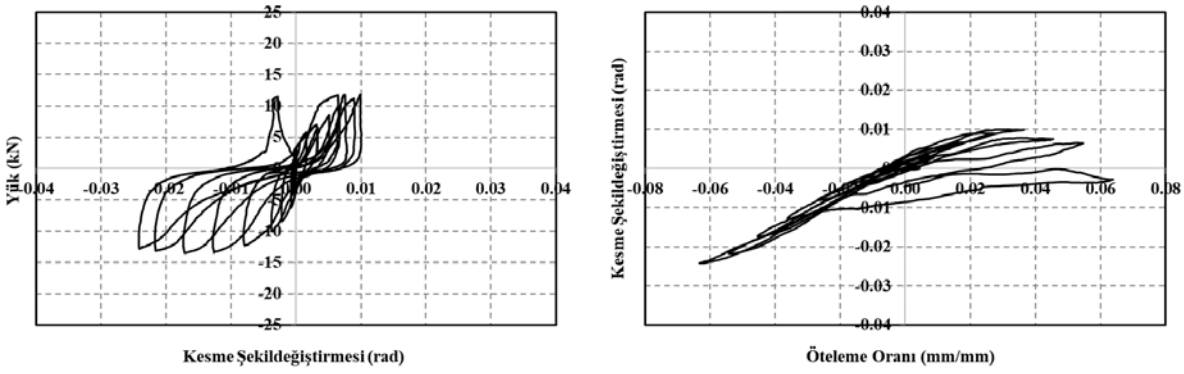


BCJ-05-180H-U-R numunesinde kiriş moment-dönme sonuçları.

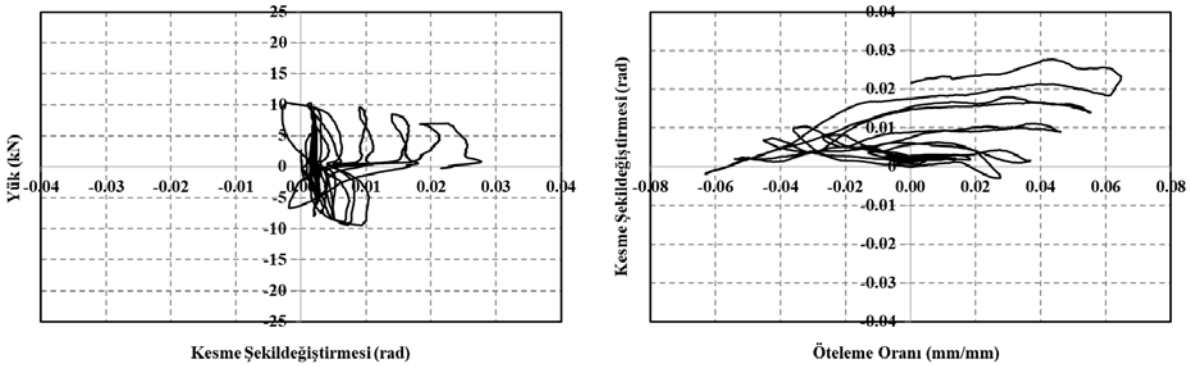


BCJ-05-180H-U-R numunesinde kolon moment-dönme sonuçları.

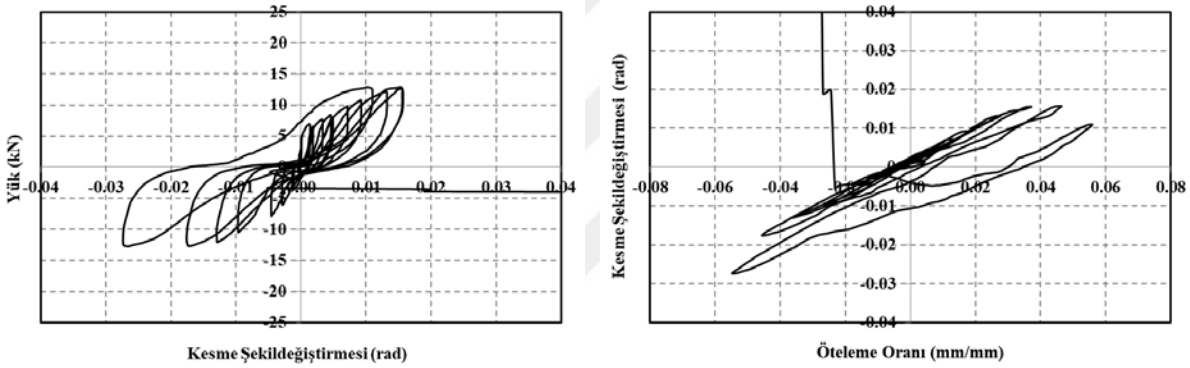
EK 2. Birleşim bölgesi kesme şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçlar.



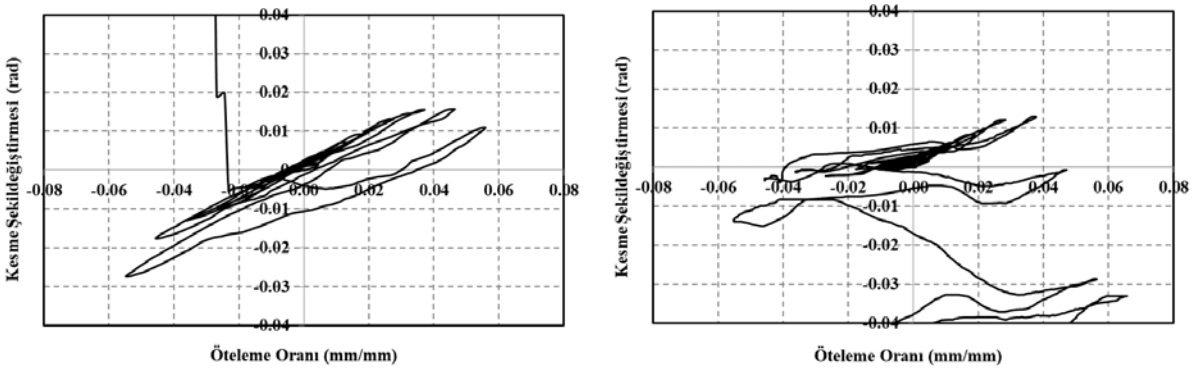
BCJ-01-CC numunesinin birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi sonuçları.



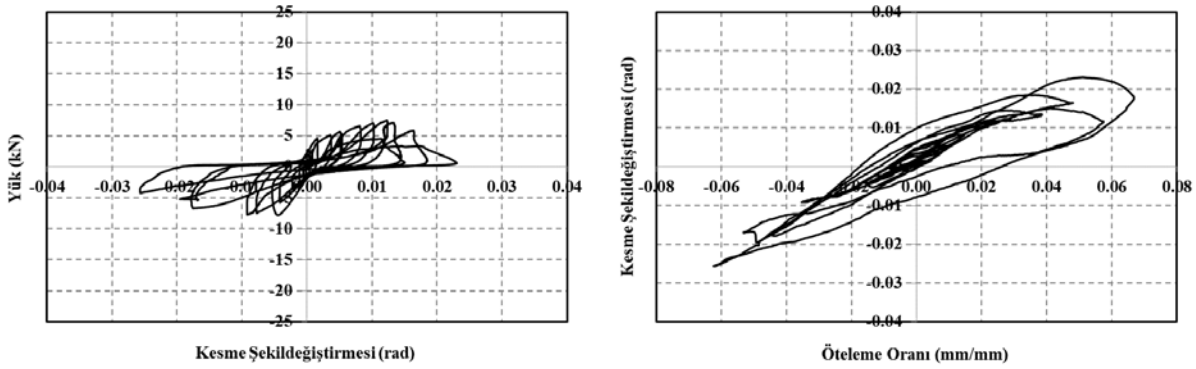
BCJ-02-CU numunesinin birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi sonuçları.



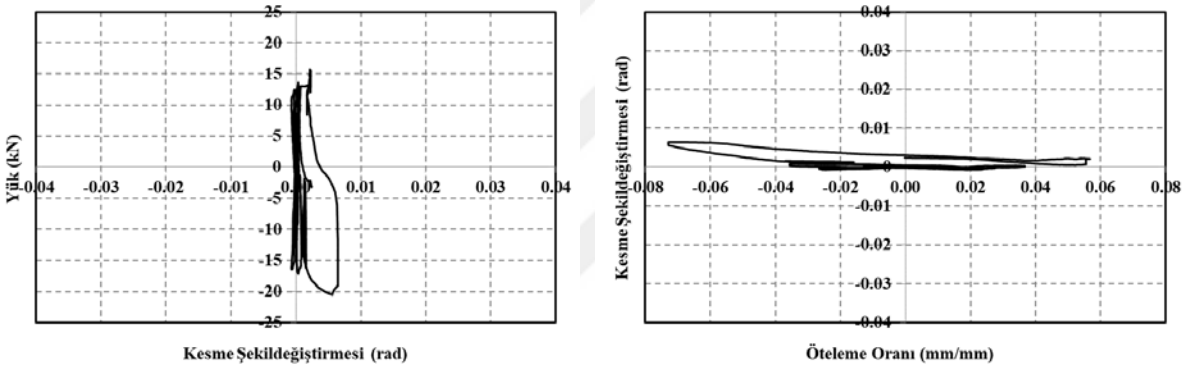
BCJ-03-90H-C numunesinin birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi sonuçları.



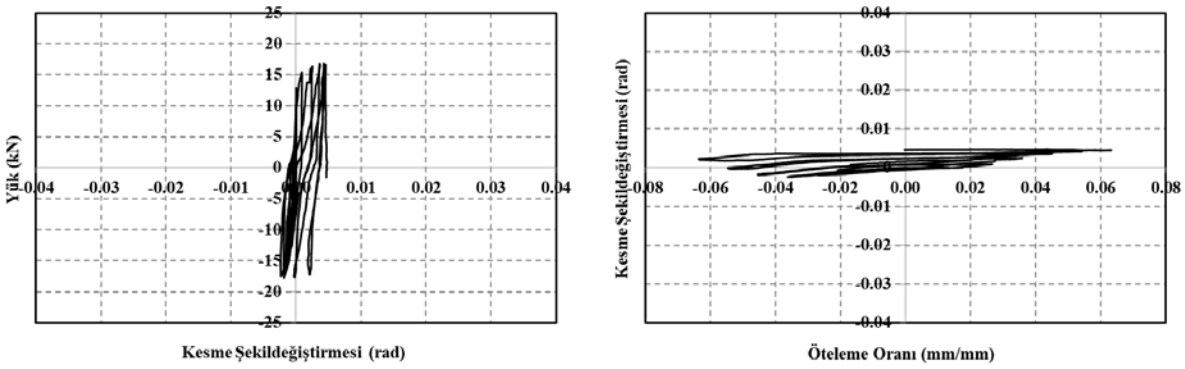
BCJ-04-90H-U numunesinin birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi sonuçları.



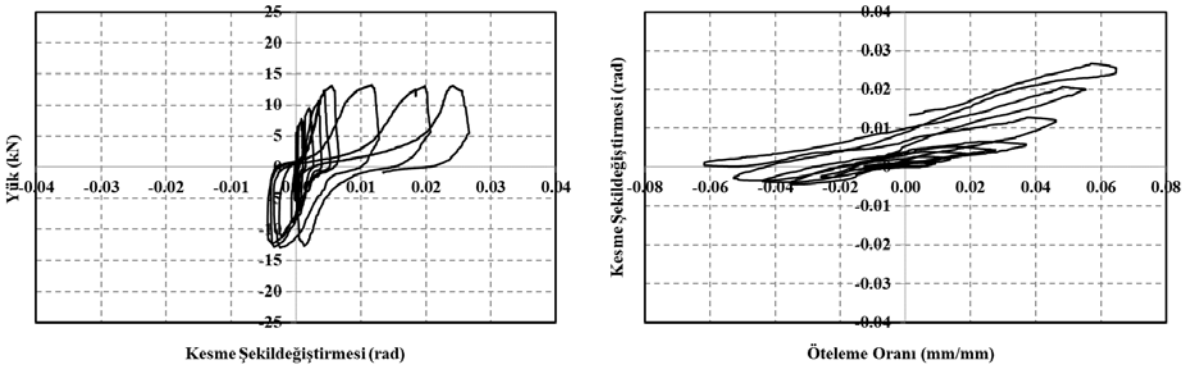
BCJ-05-180H-U numunesinin birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi sonuçları.



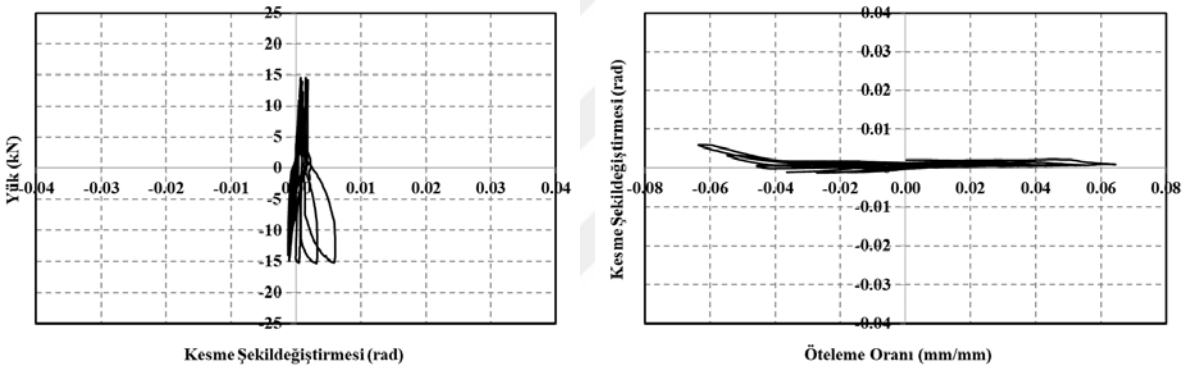
BCJ-01-CC-R numunesinin birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi sonuçları.



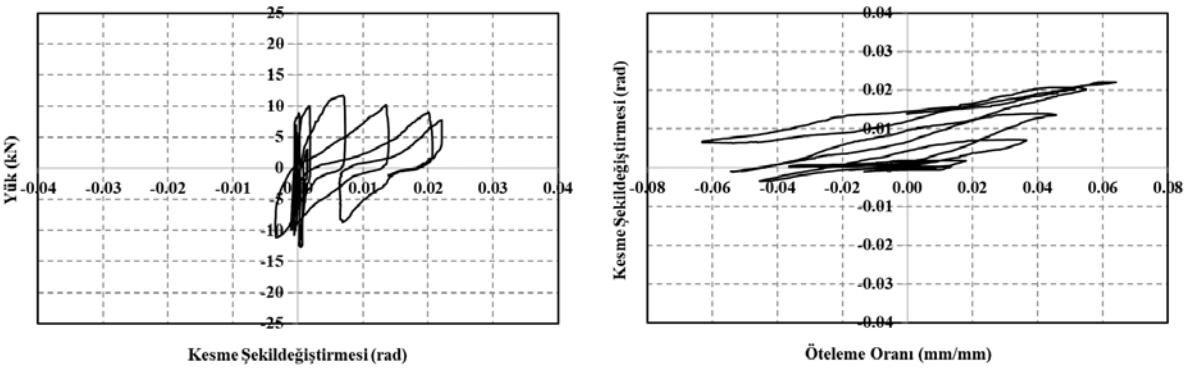
BCJ-02-CU-R numunesinin birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi sonuçları.



BCJ-03-90H-C-R numunesinin birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi sonuçları.

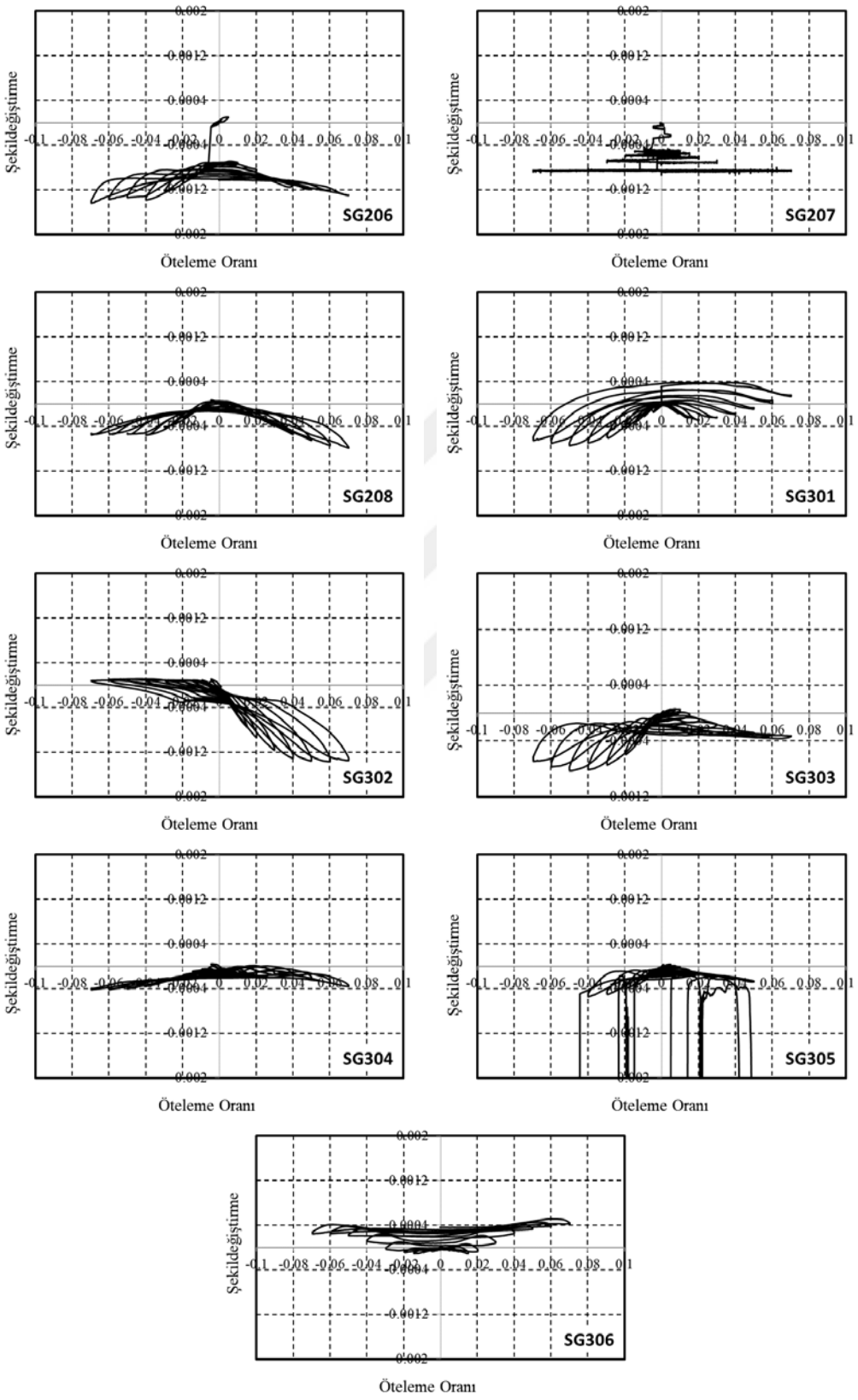


BCJ-04-90H-U-R numunesinin birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi sonuçları.

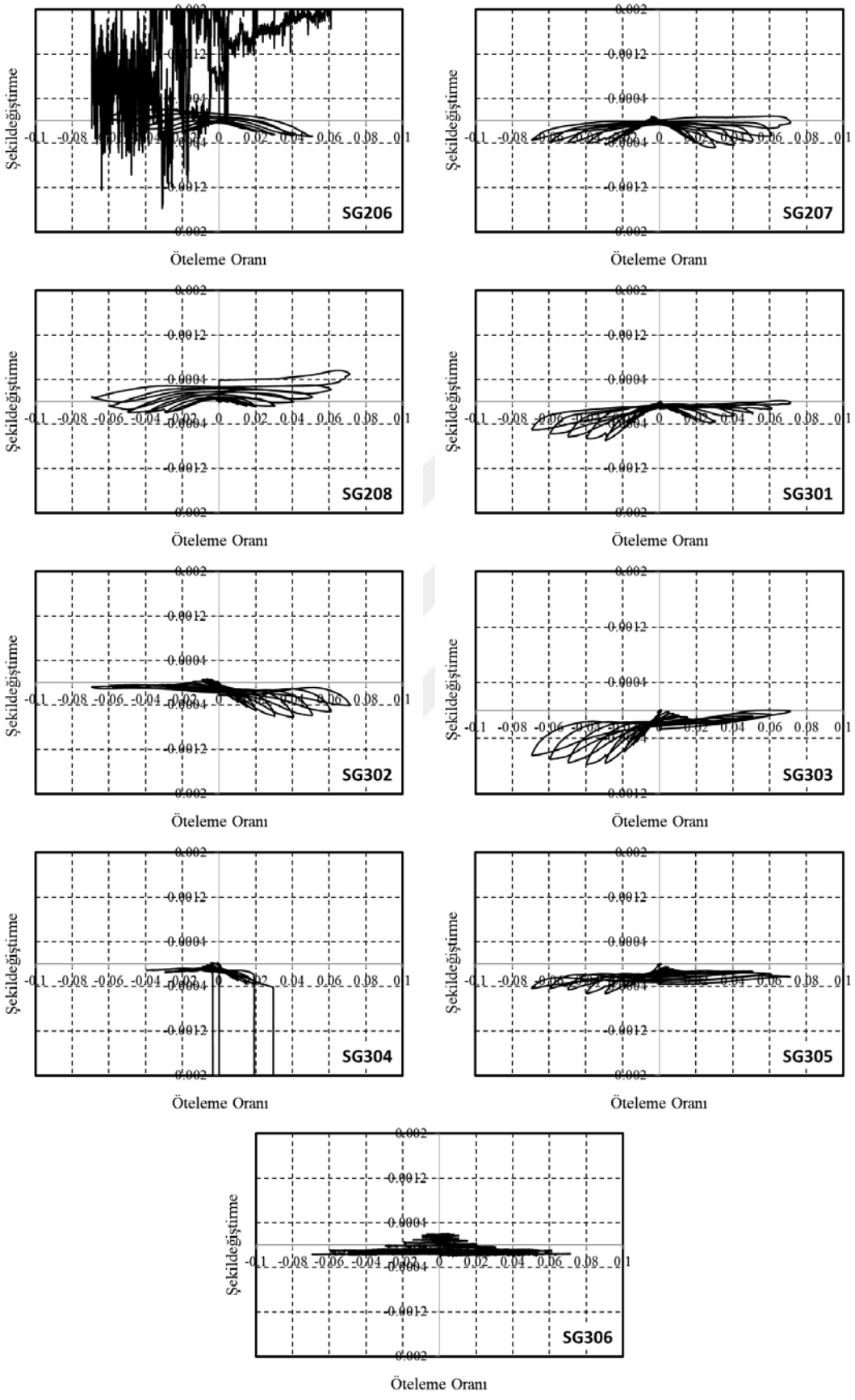


BCJ-05-180H-U-R numunesinin birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi sonuçları.

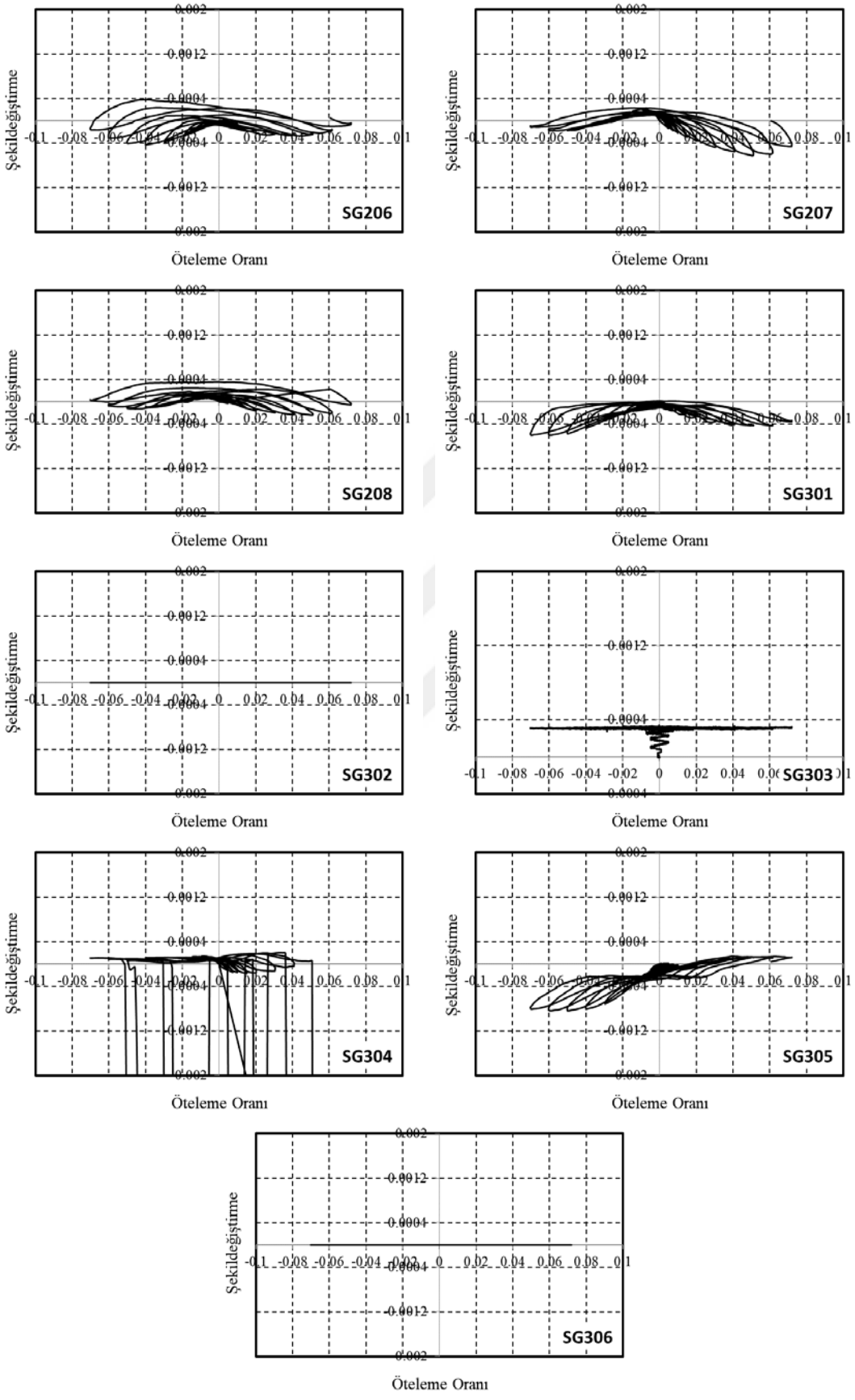
EK 3. Donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçlar.



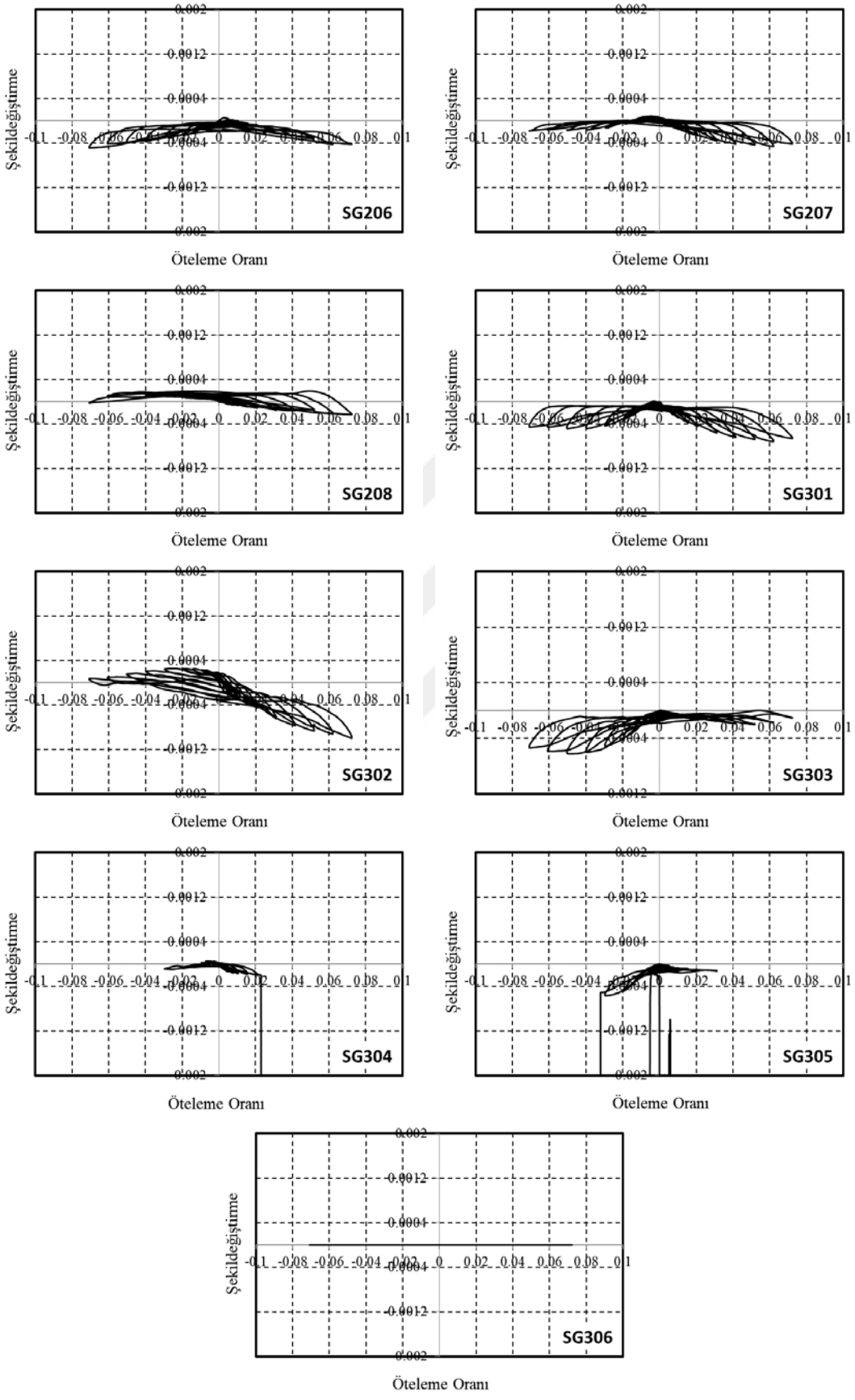
BCJ-01-CC numunesinin donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçları.



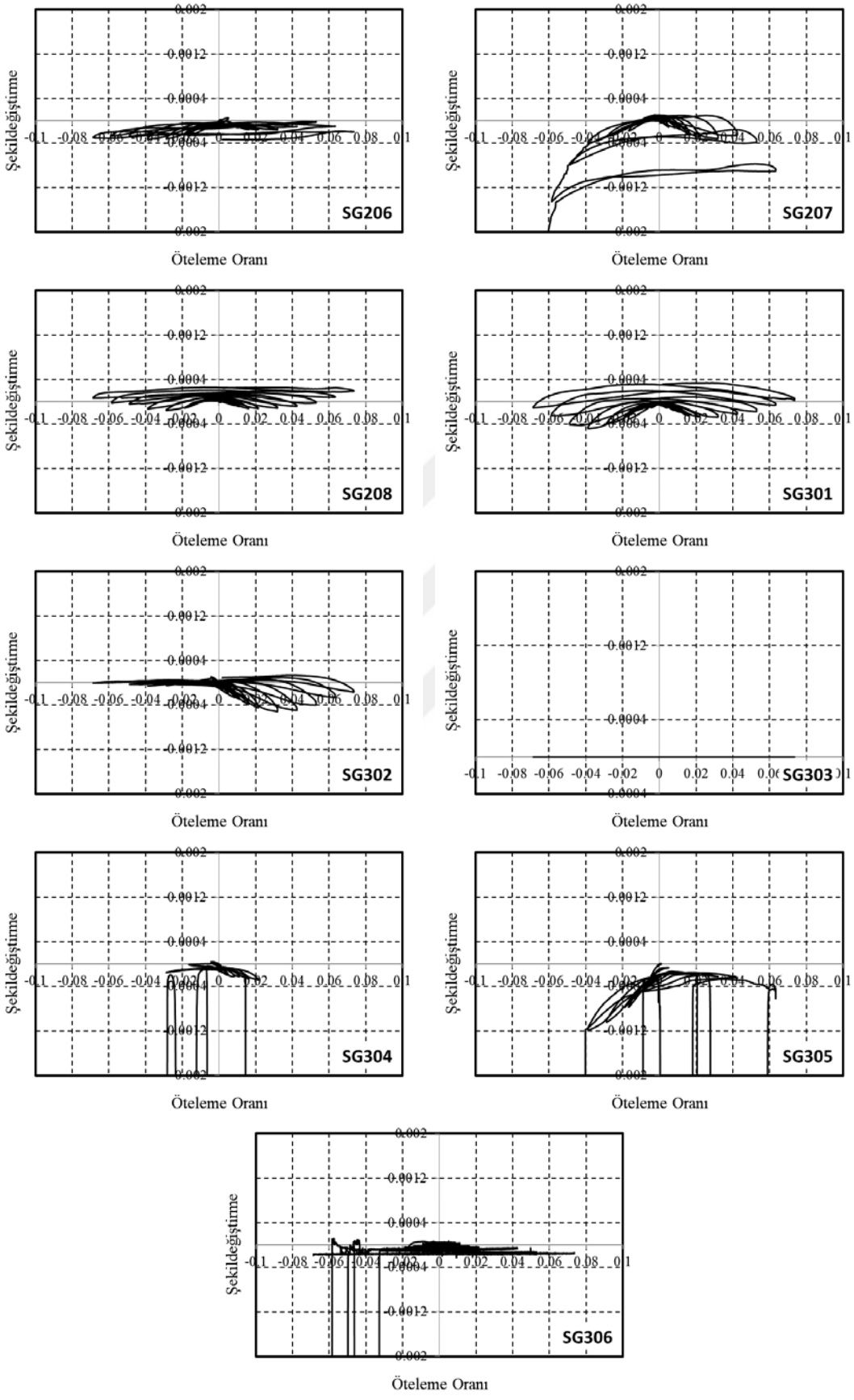
BCJ-02-CU numunesinin donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçları.



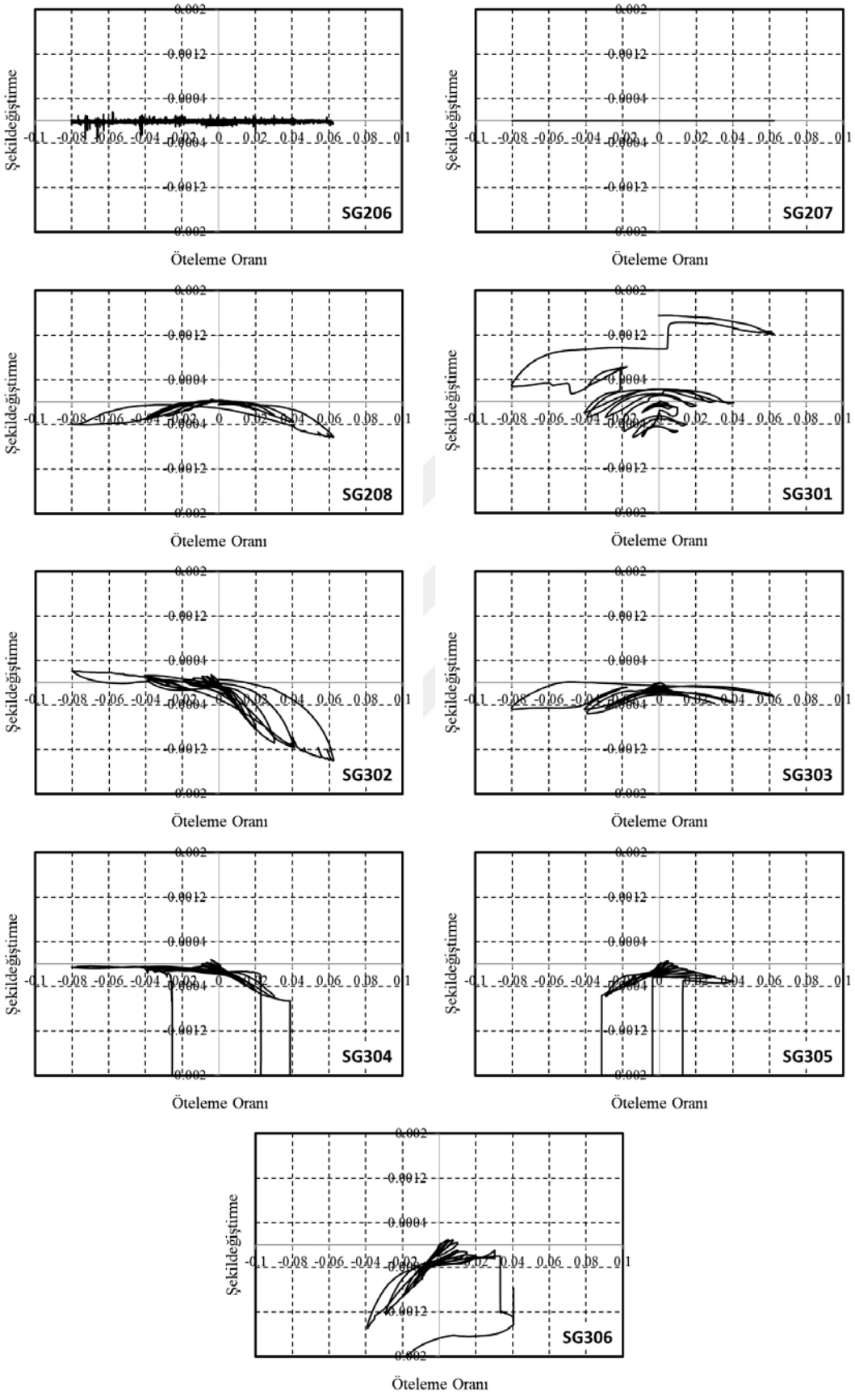
BCJ-03-90H-C numunesinin donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçları.



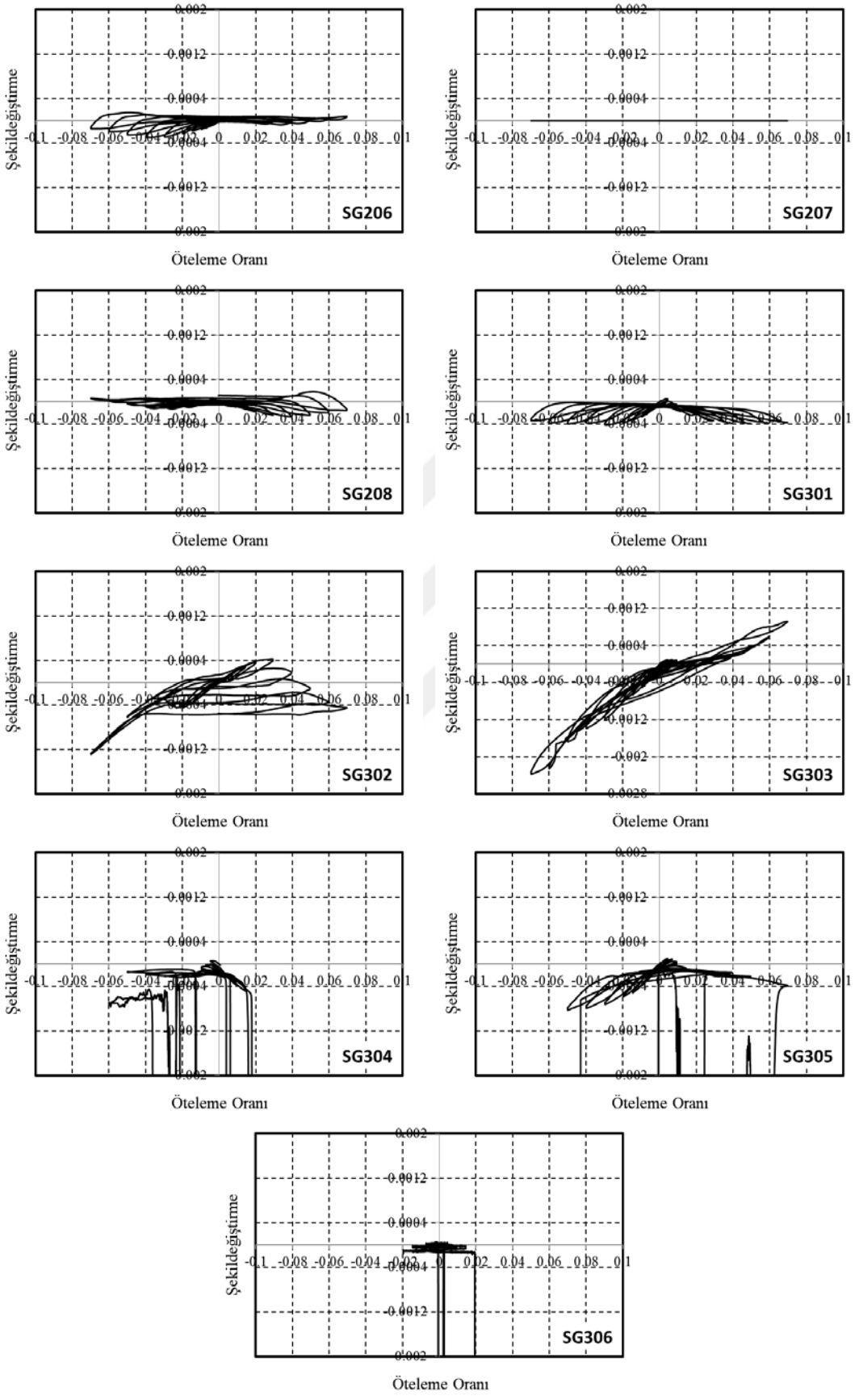
BCJ-04-90H-U numunesinin donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçları.



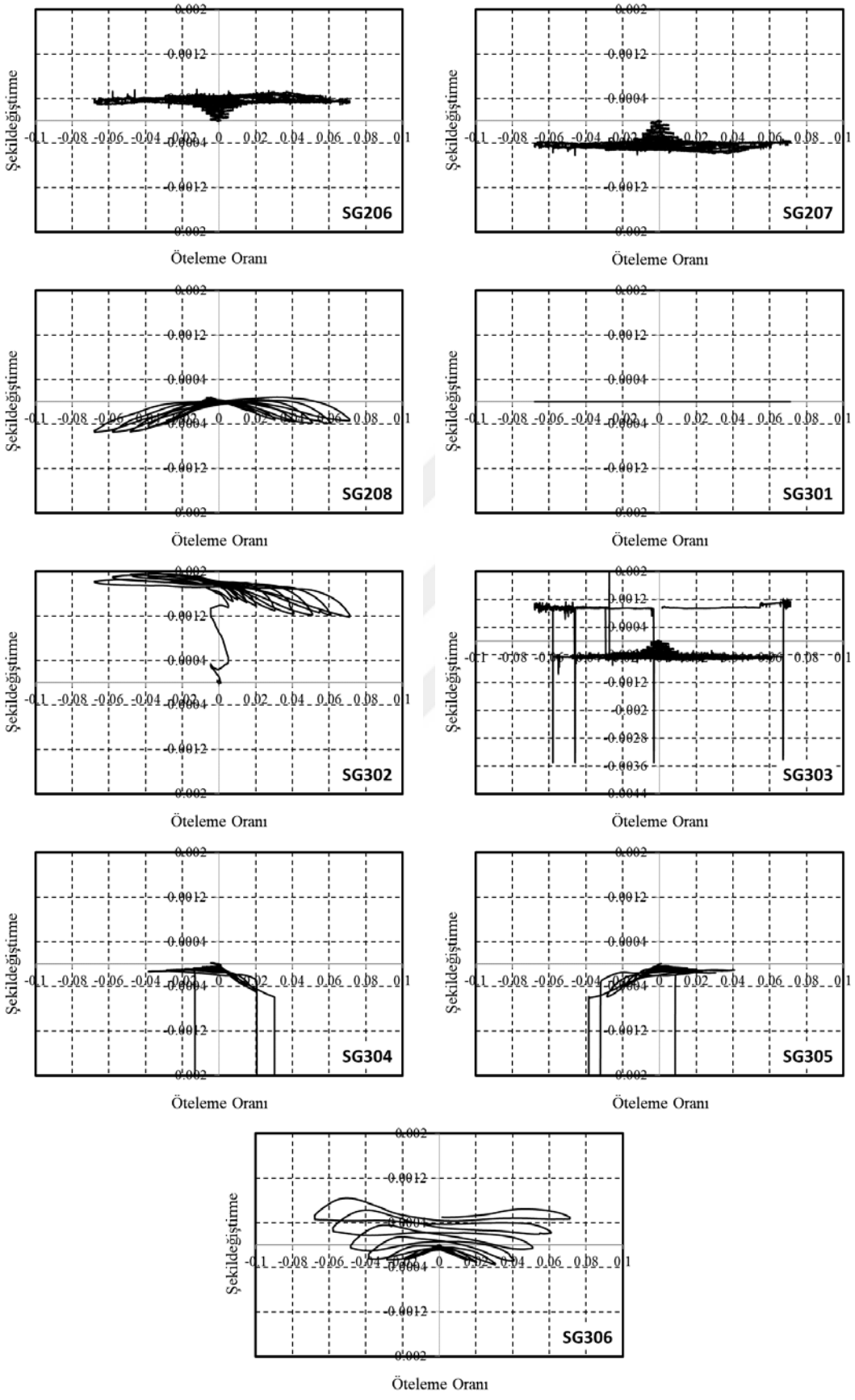
BCJ-05-180H-U numunesinin donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçları.



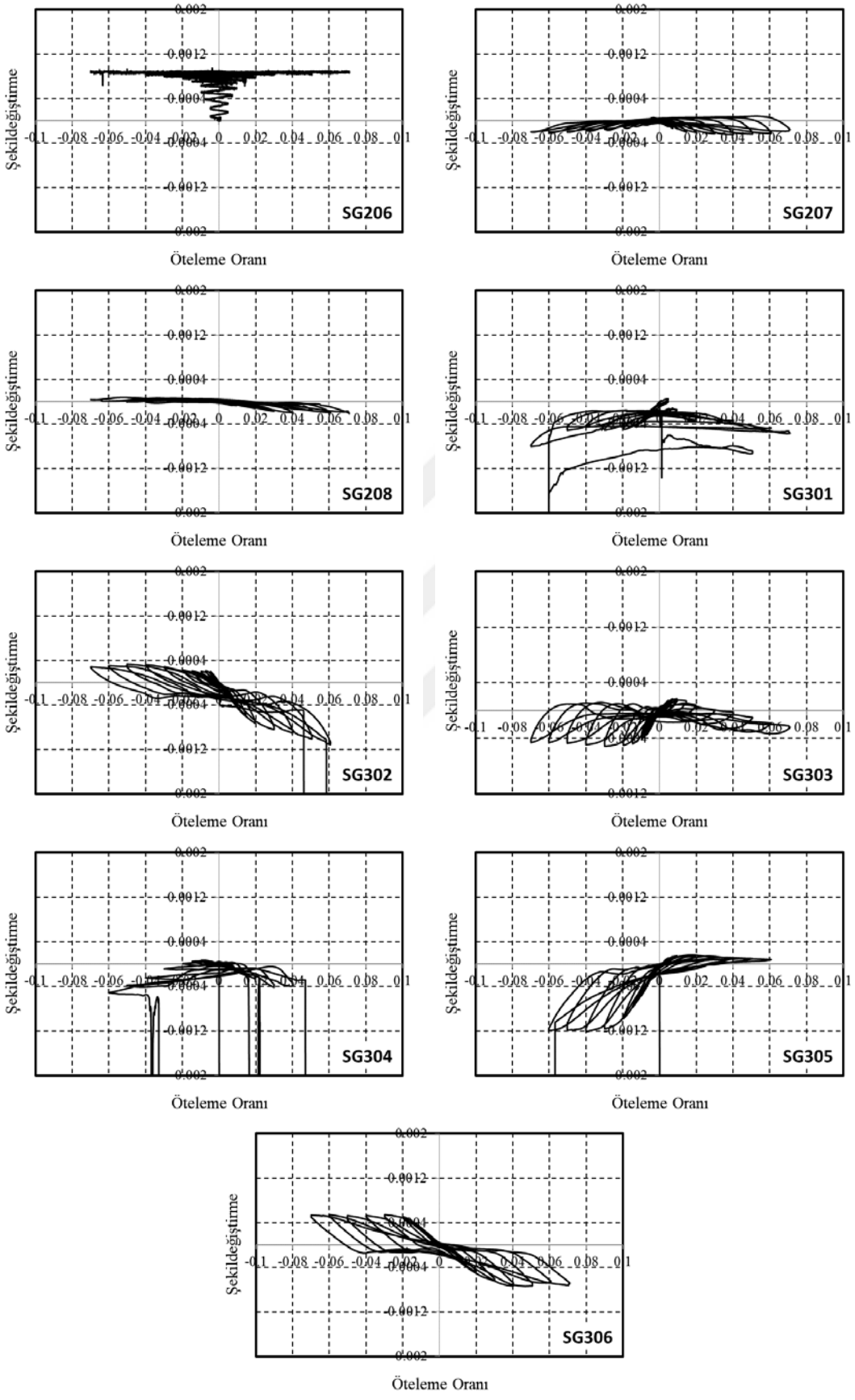
BCJ-01-CC-R numunesinin donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçları.



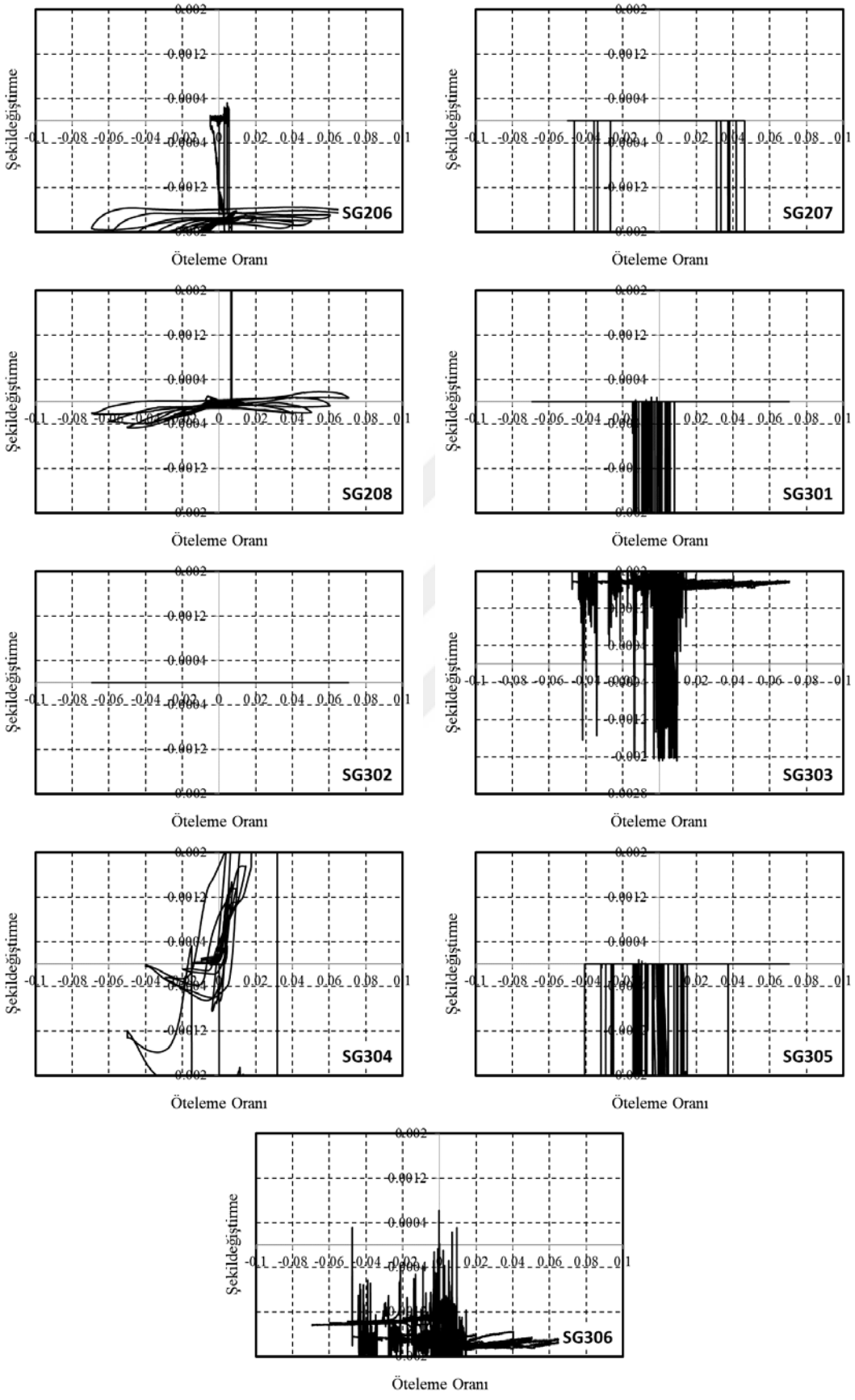
BCJ-02-CU-R numunesinin donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçları.



BCJ-03-90H-C-R numunesinin donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçları.

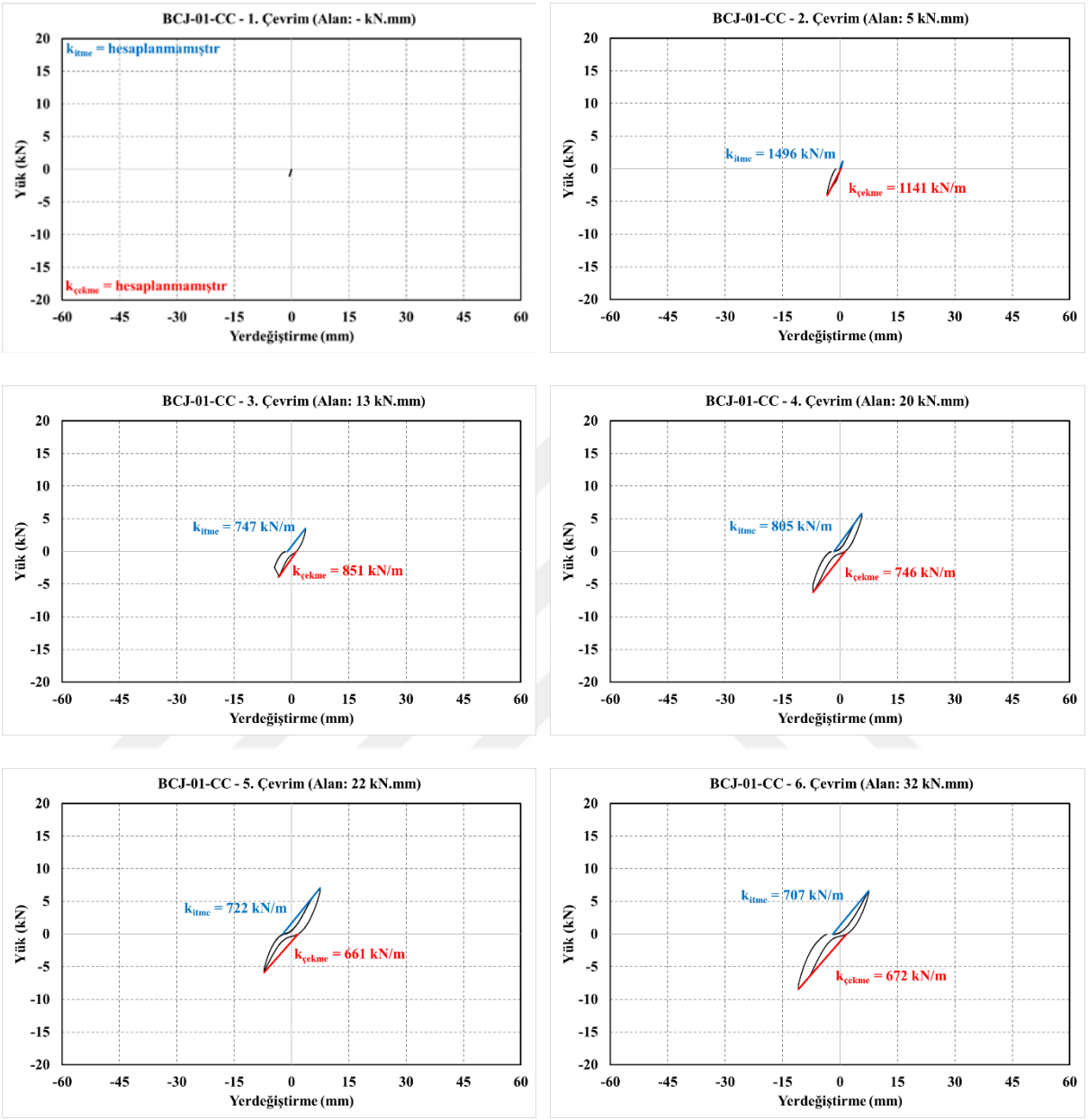


BCJ-04-90H-U-R numunesinin donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçları.

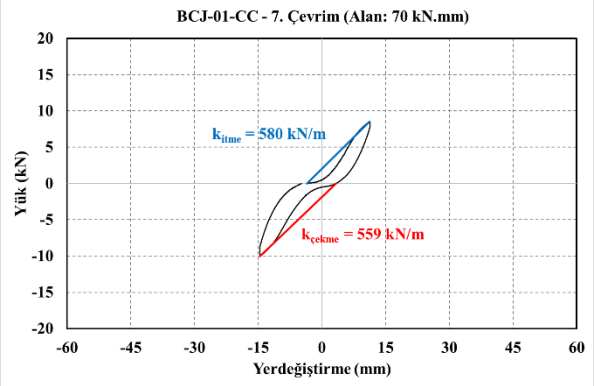


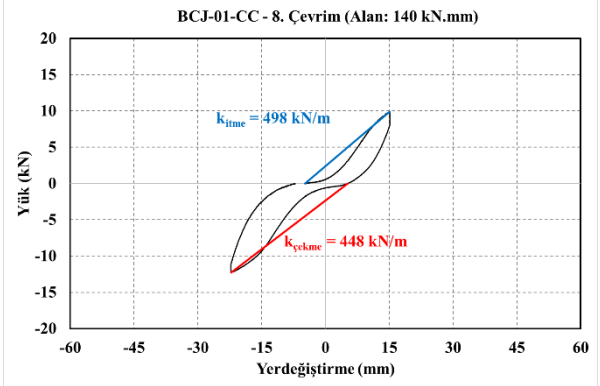
BCJ-05-180H-U-R numunesinin donatı şekildeğiştirmeleri ile ilgili sonuçları.

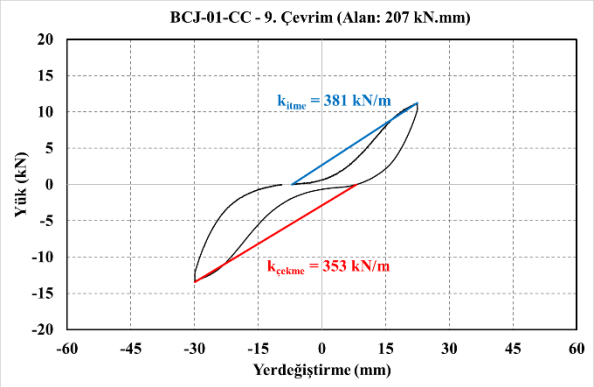
EK 4. Enerji tüketme kapasiteleri ve rijitlik değişimi ile ilgili sonuçlar.

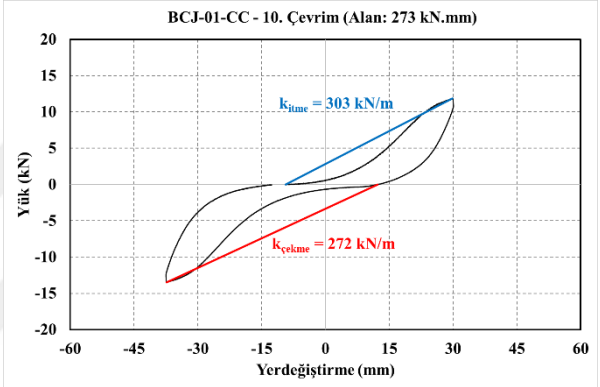


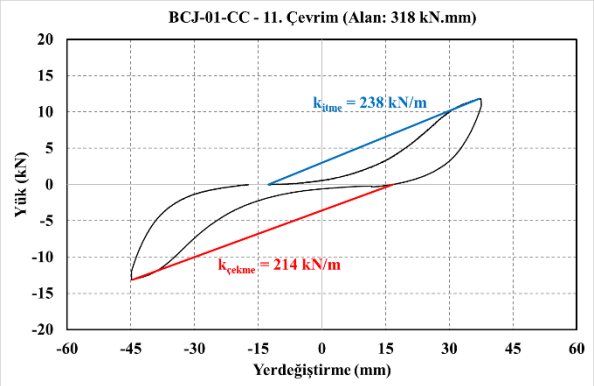
BCJ-01-CC numunesinin 1~6. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

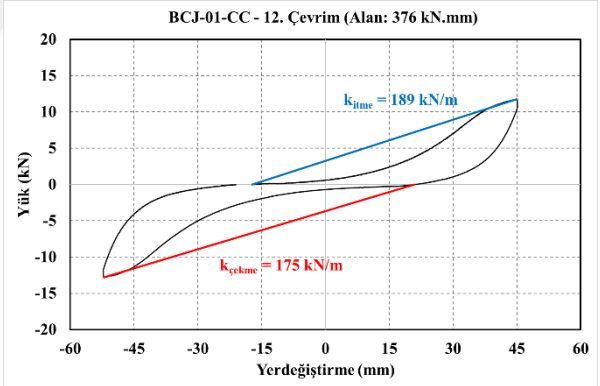


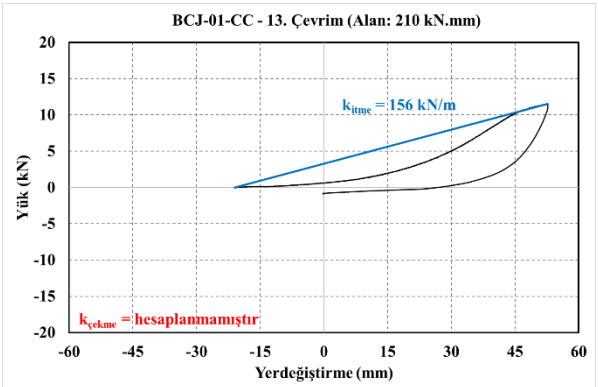




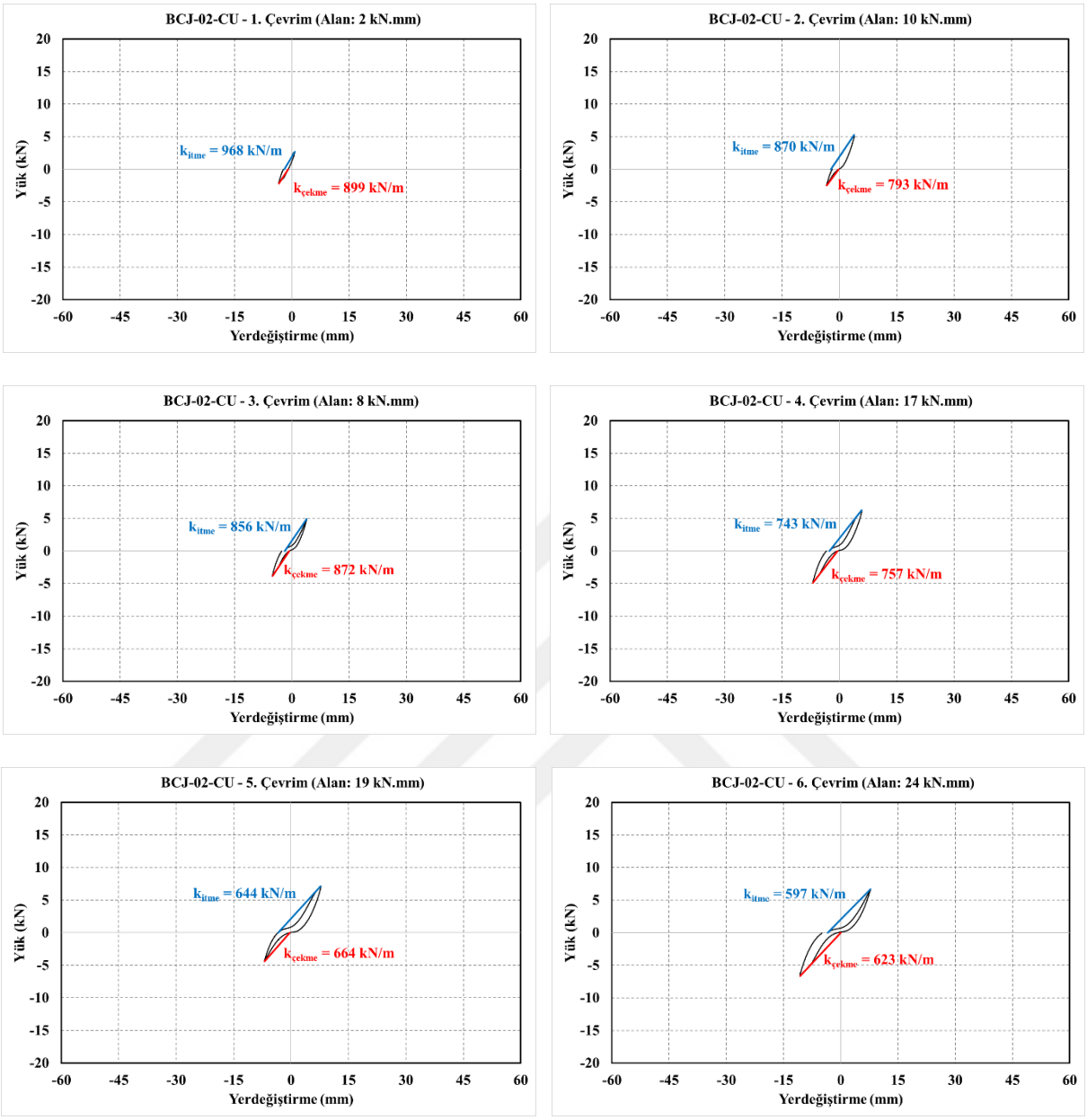




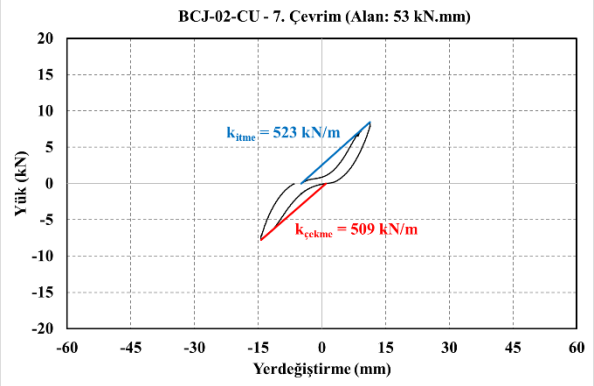


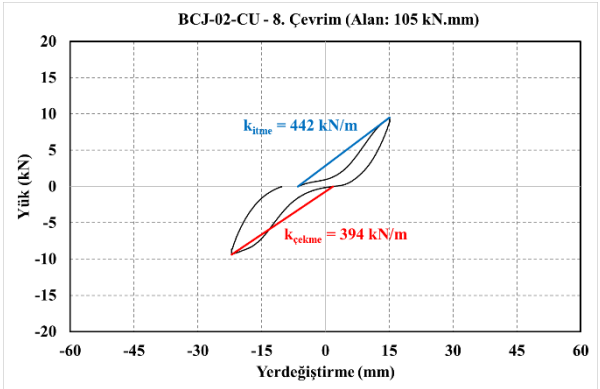


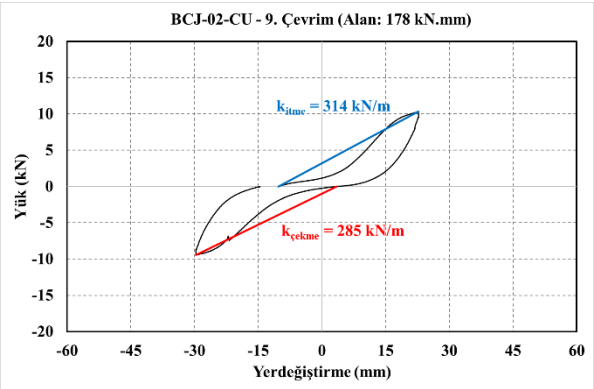
BCJ-01-CC numunesinin 7~13. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

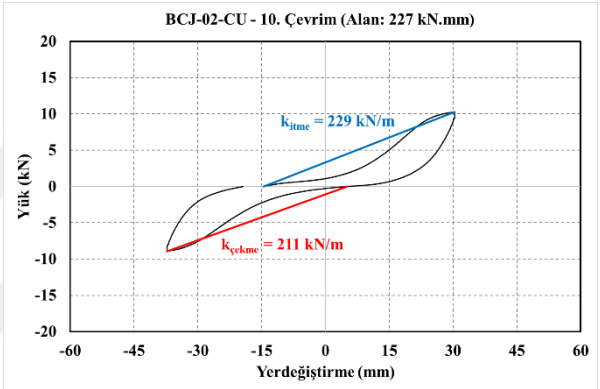


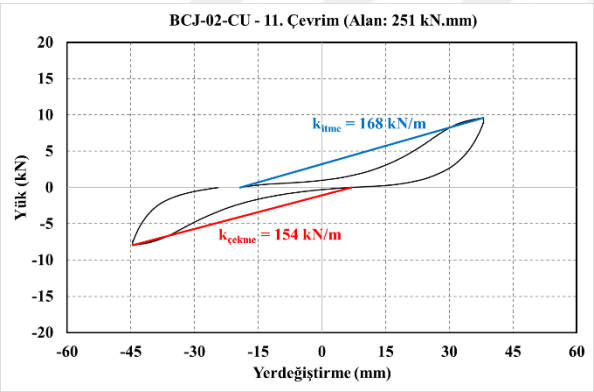
BCJ-02-CU numunesinin 1~6. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

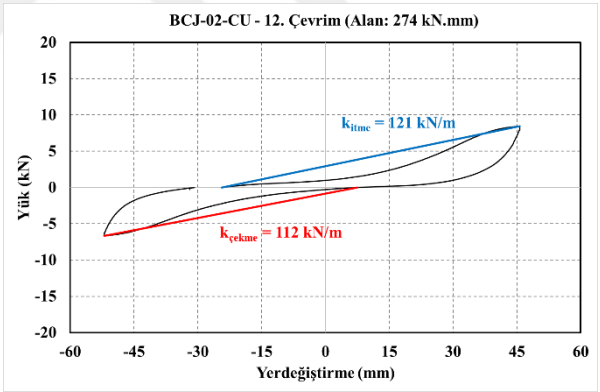


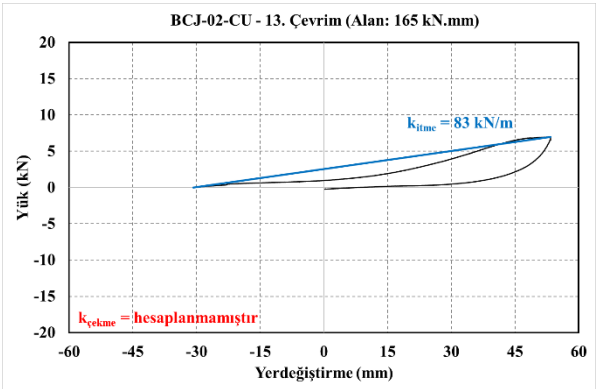




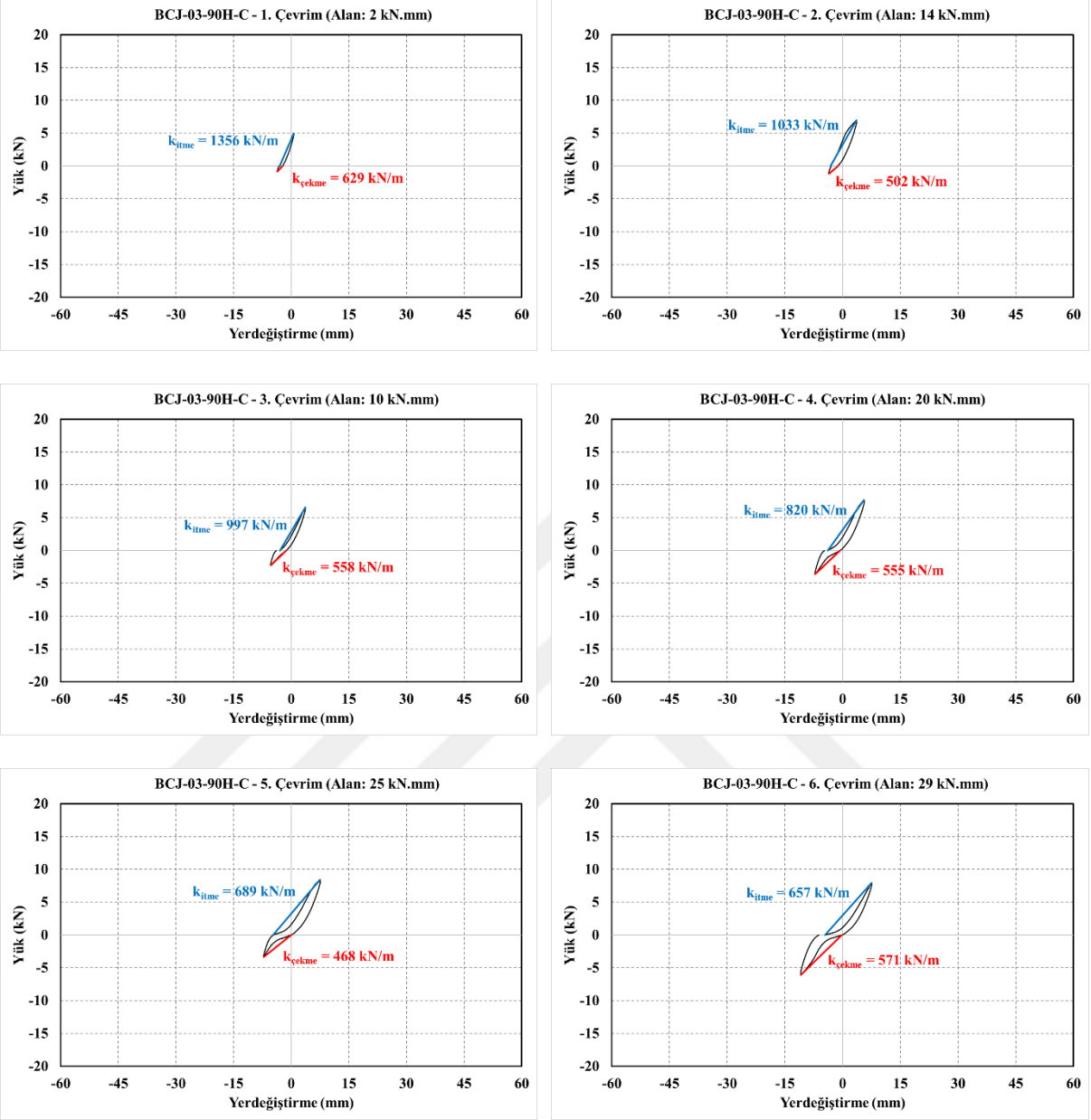




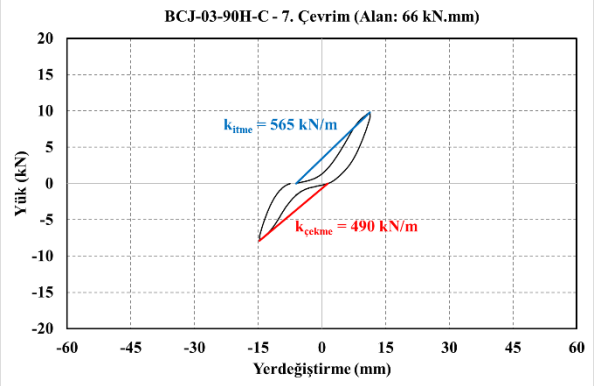


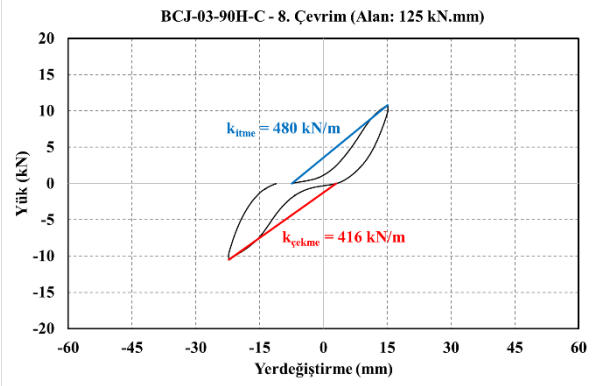


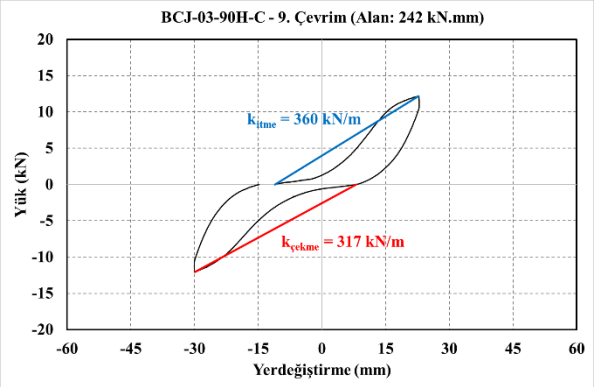
BCJ-02-CU numunesinin 7~13. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

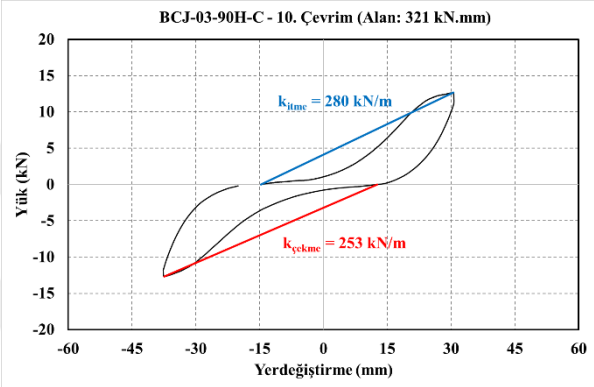


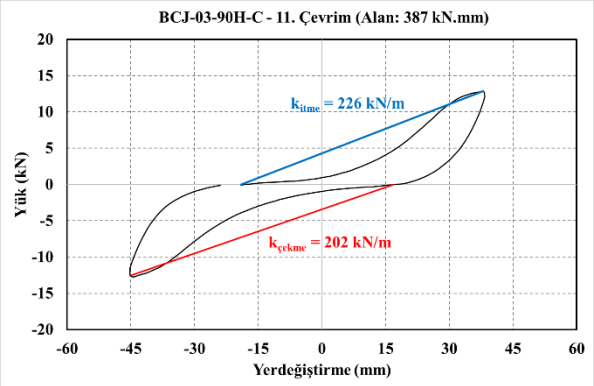
BCJ-03-90H-C numunesinin 1~6. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

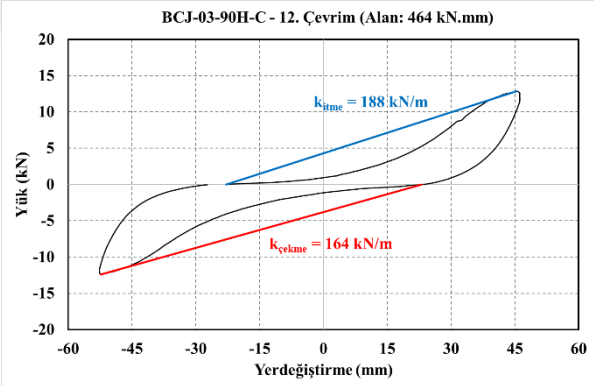


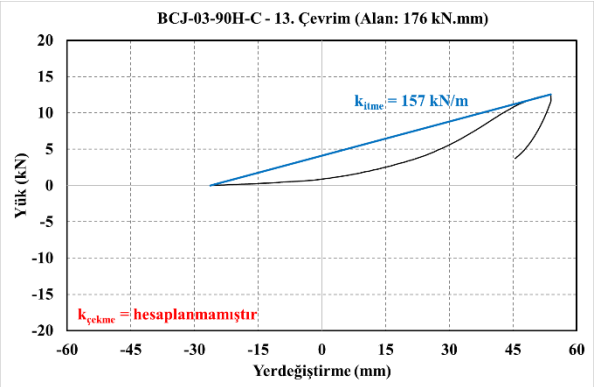




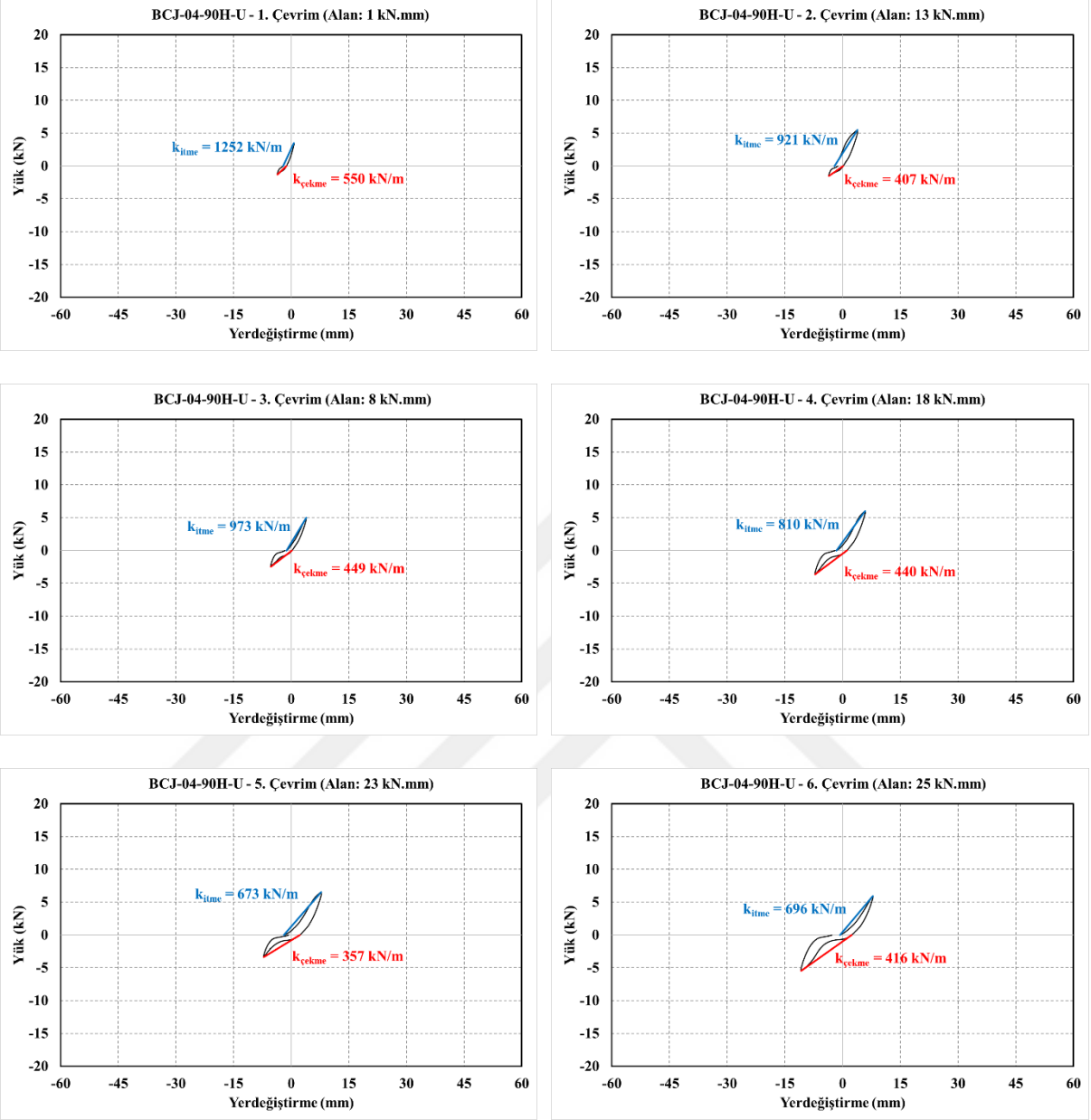




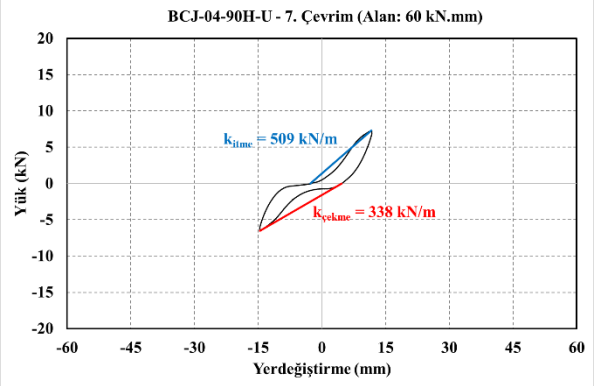


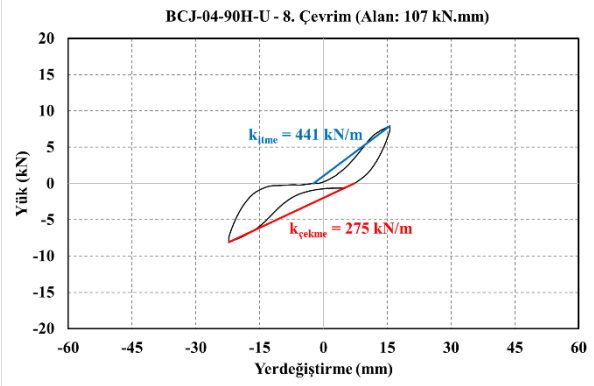


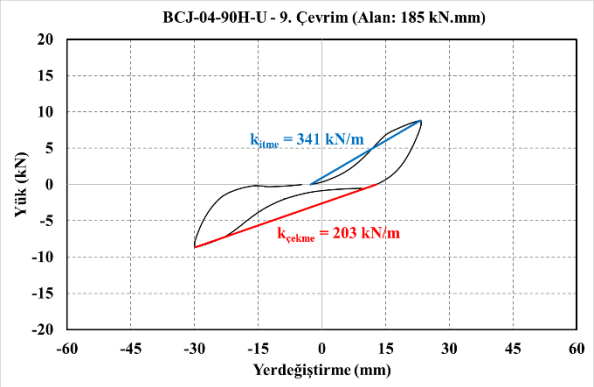
BCJ-03-90H-C numunesinin 7~13. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

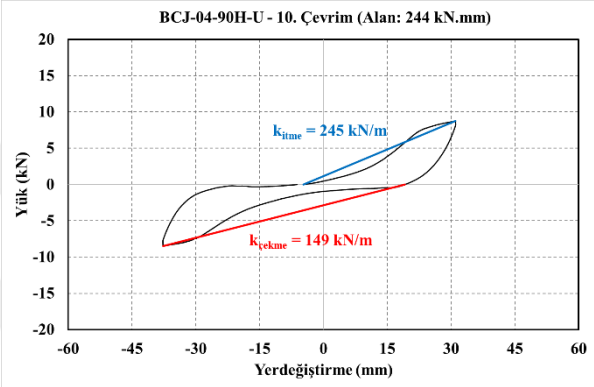


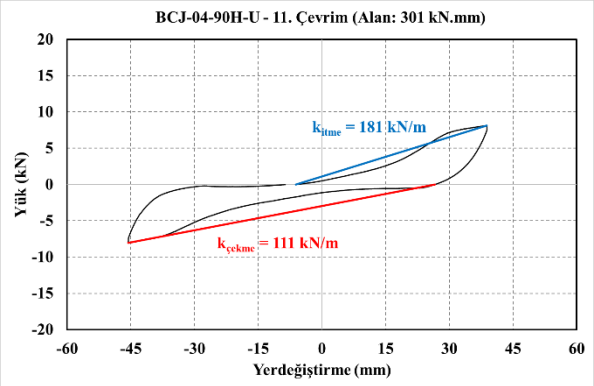
BCJ-04-90H-U numunesinin 1~6. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

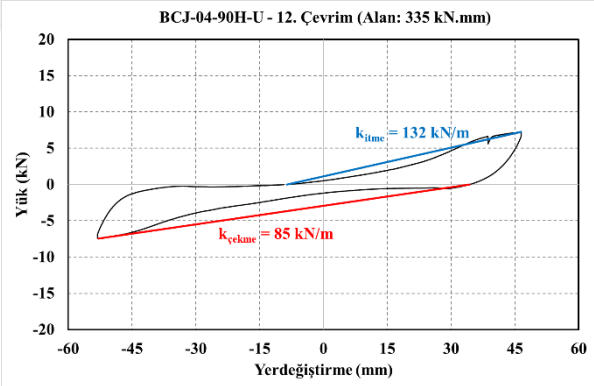


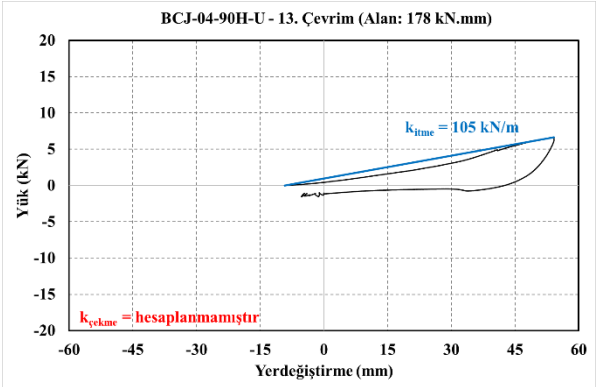




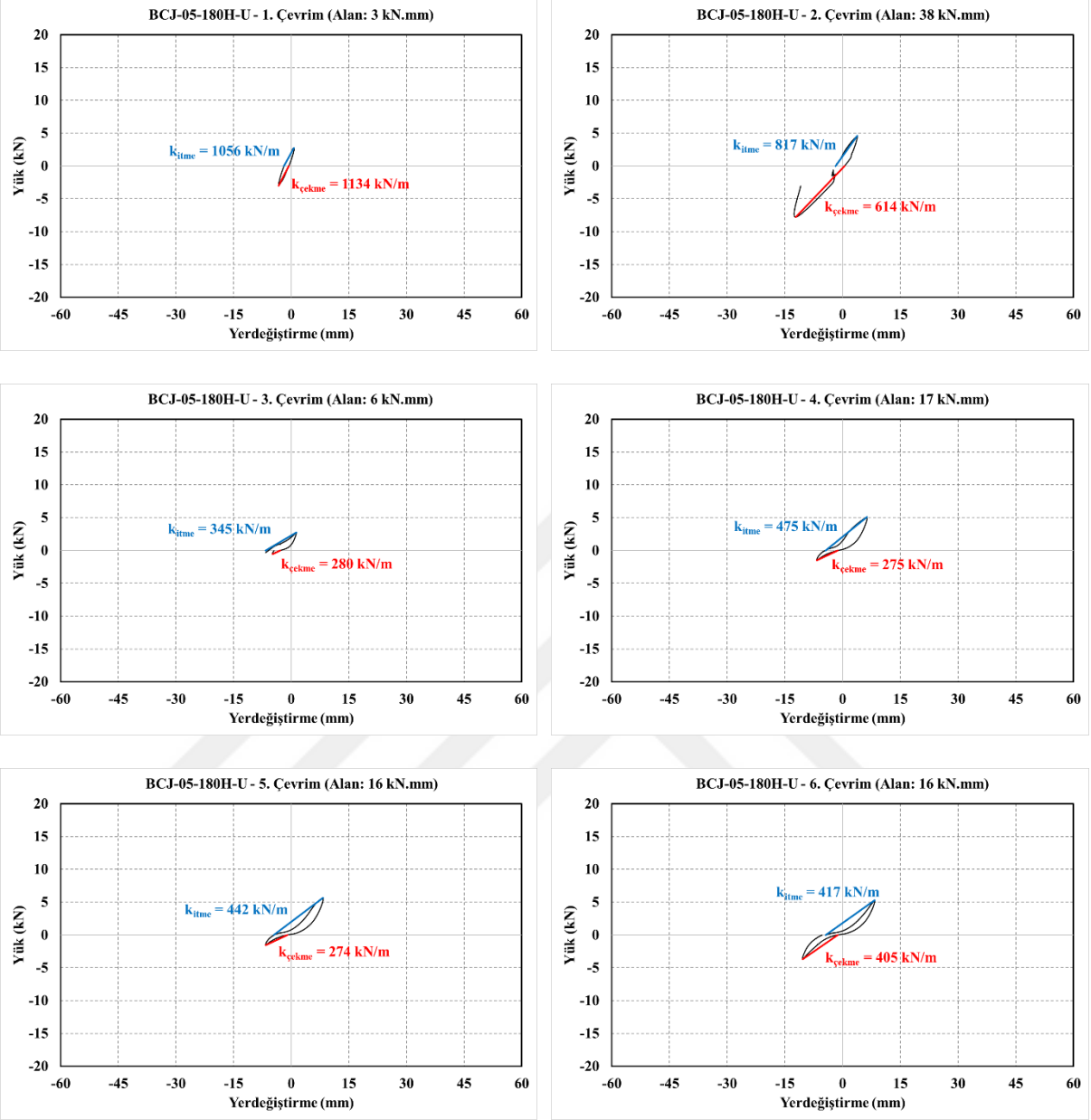




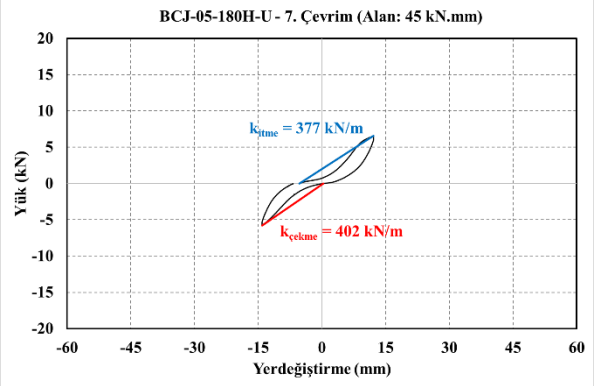


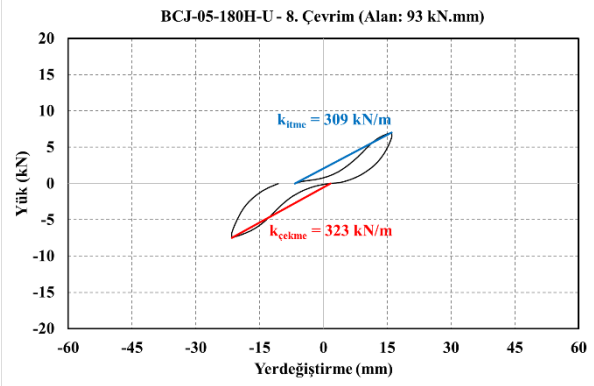


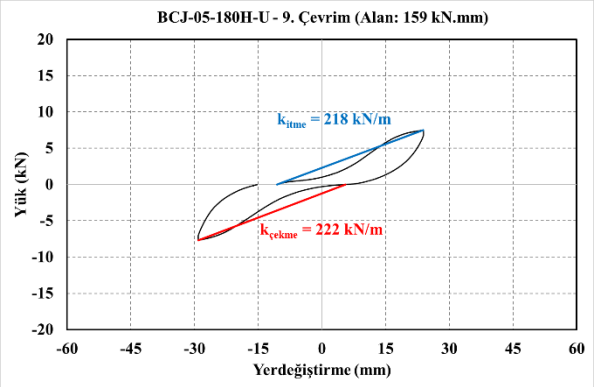
BCJ-04-90H-U numunesinin 7~13. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

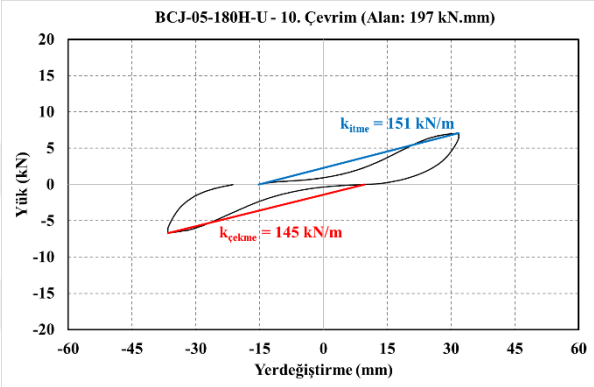


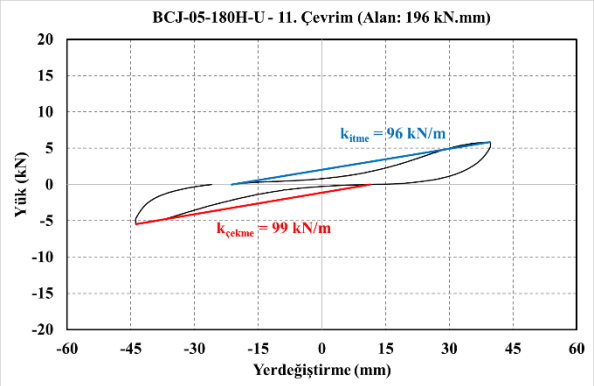
BCJ-05-180H-U numunesinin 1~6. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

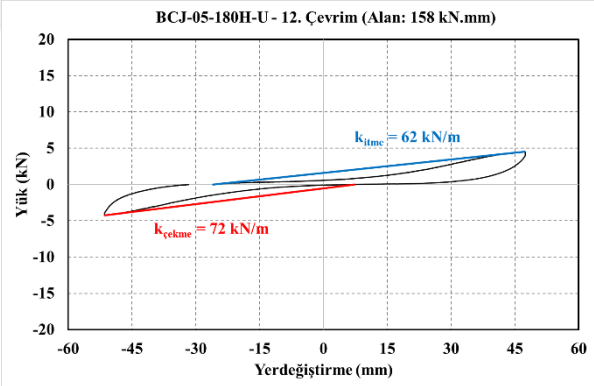


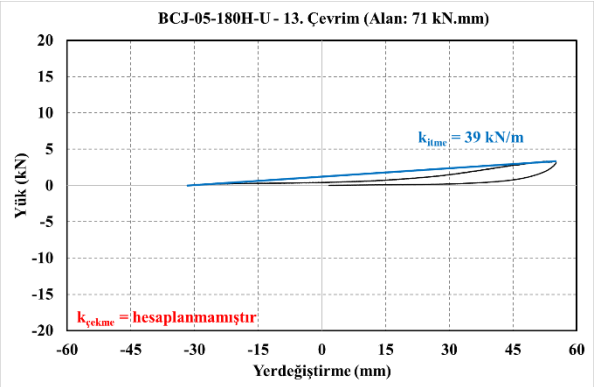




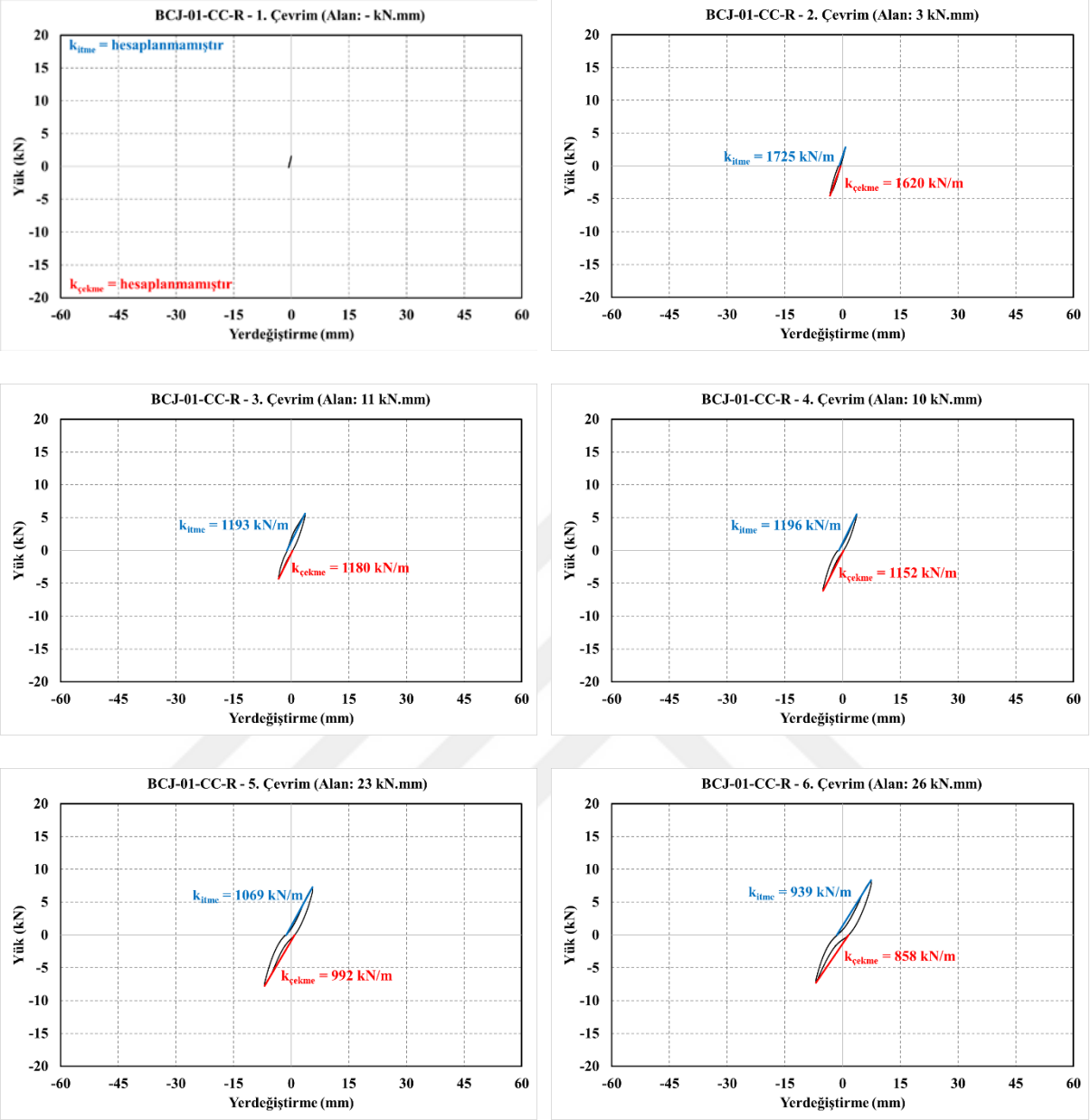




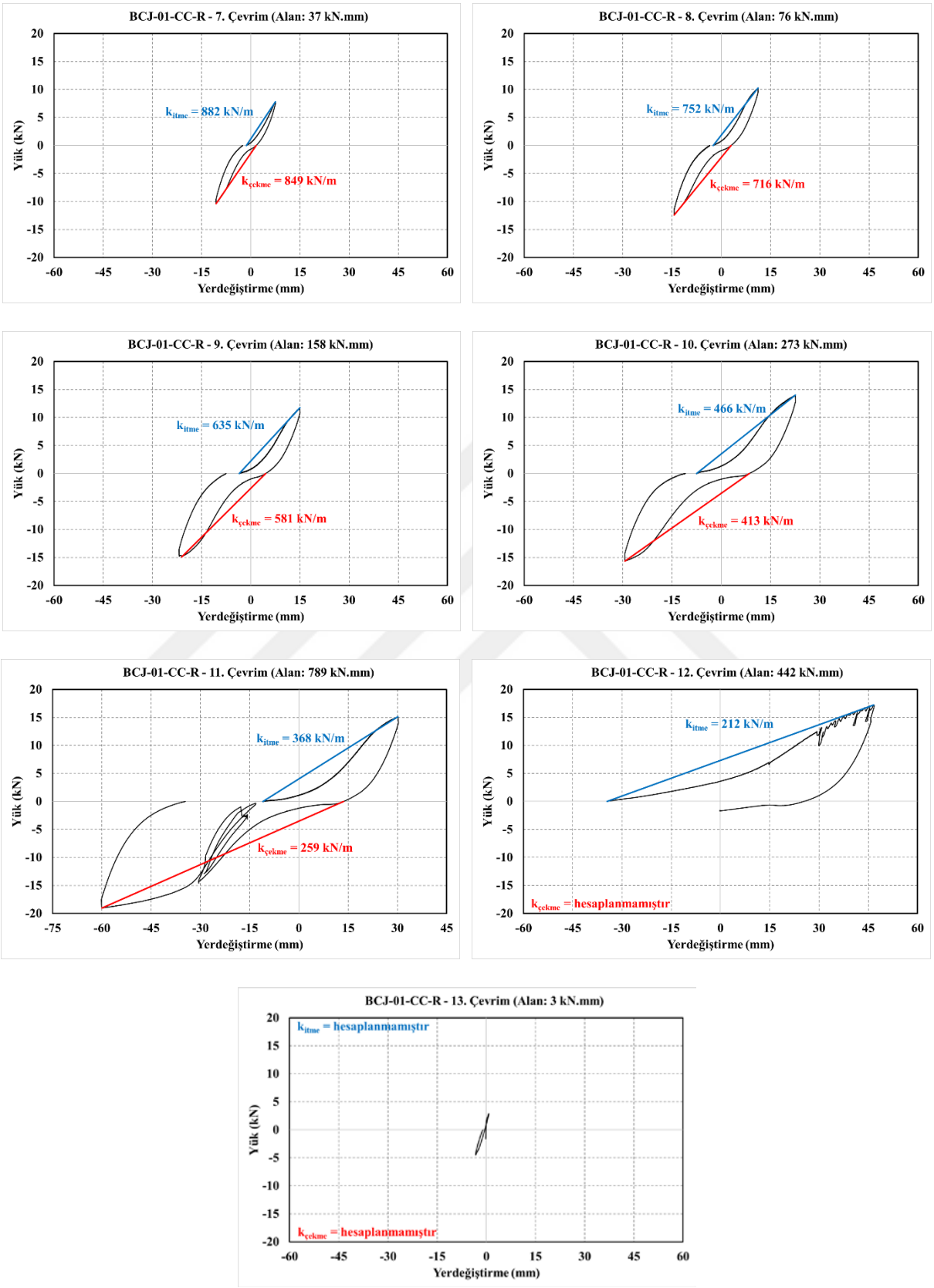




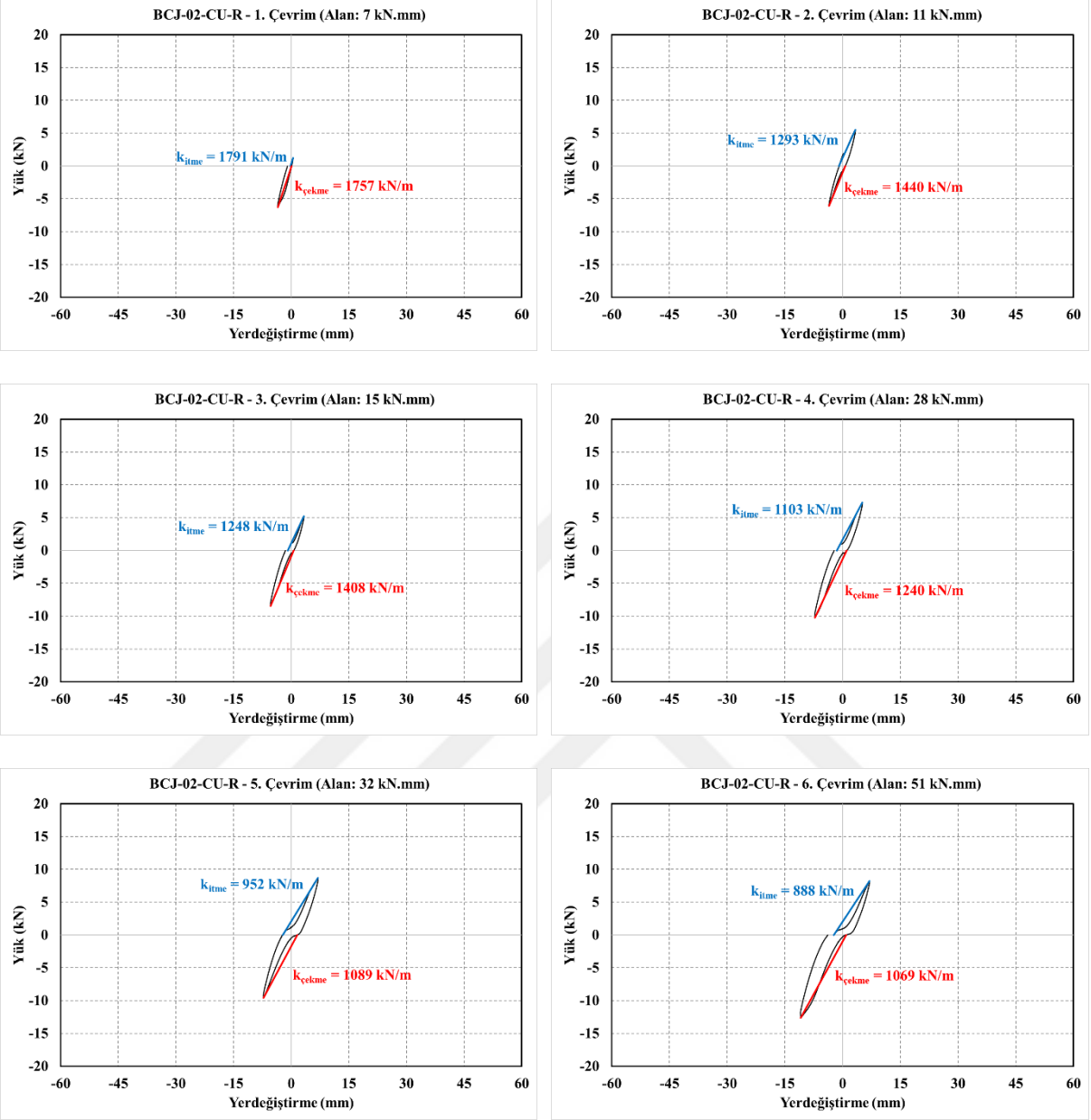
BCJ-05-180H-U numunesinin 7~13. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.



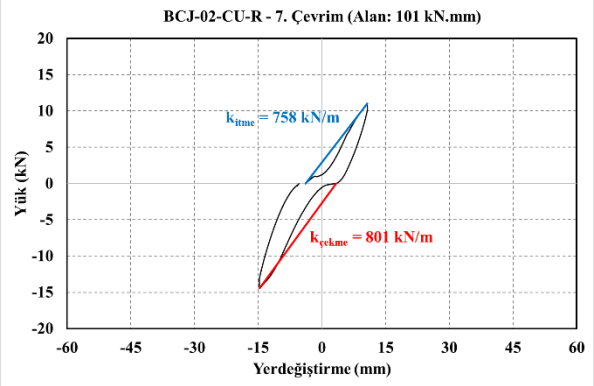
BCJ-01-CC-R numunesinin 1~6. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

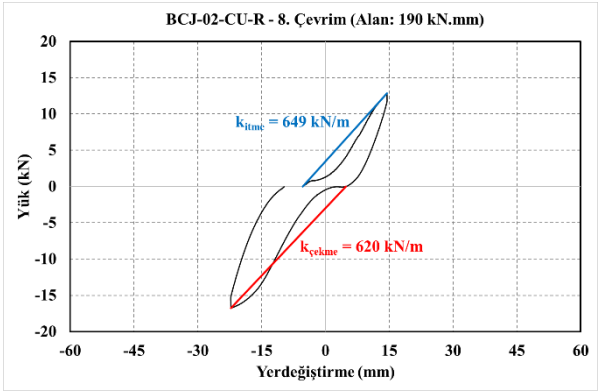


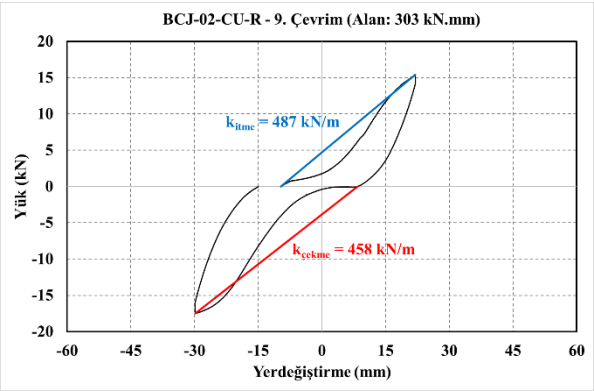
BCJ-01-CC-R numunesinin 7~13. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

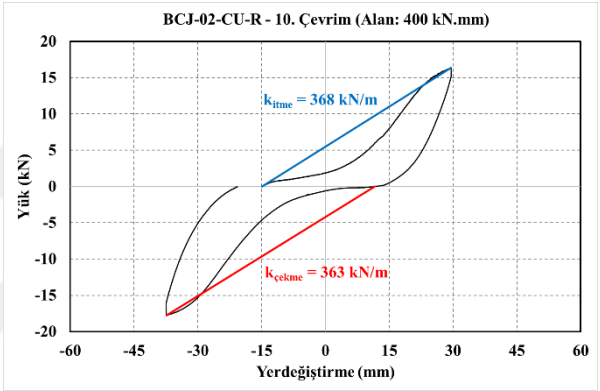


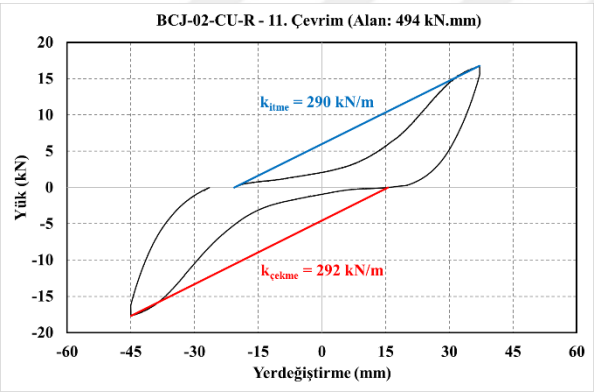
BCJ-02-CU-R numunesinin 1~6. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

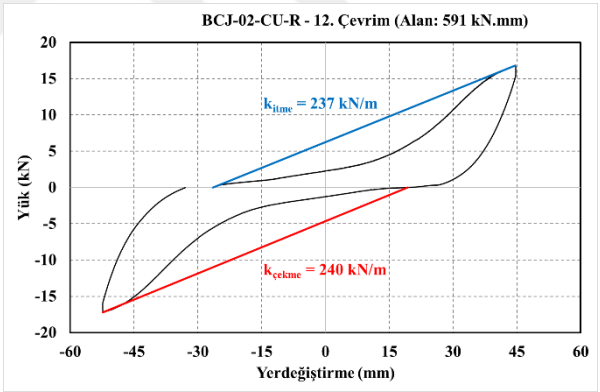


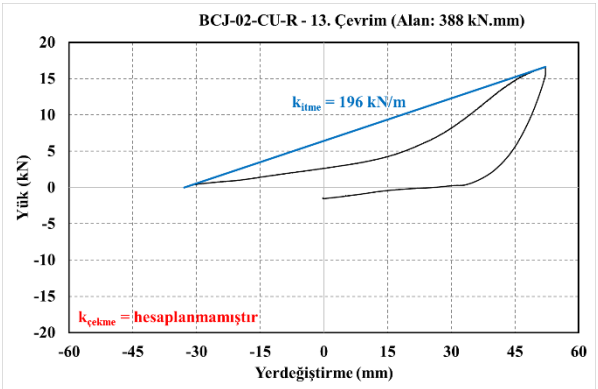




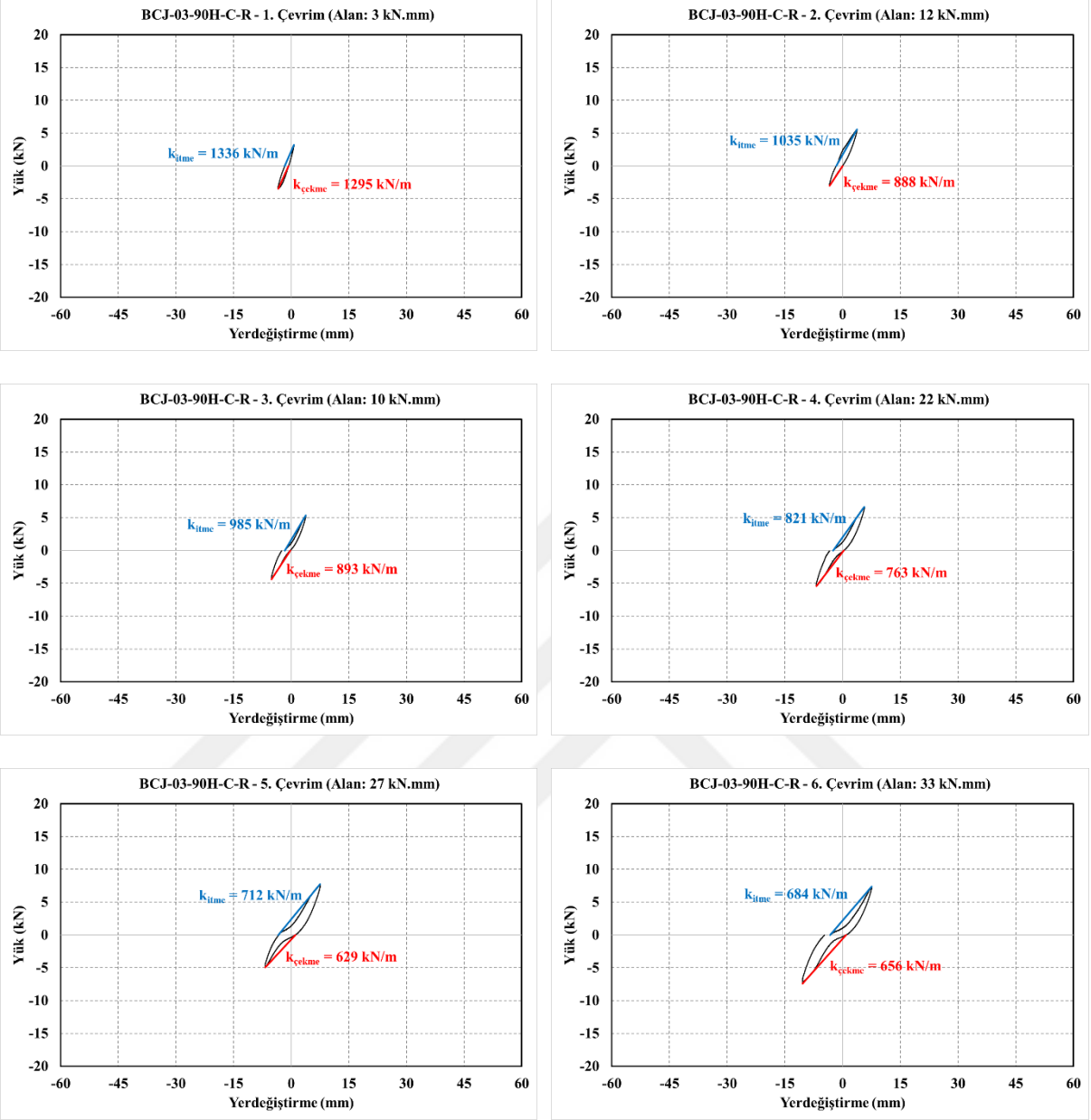




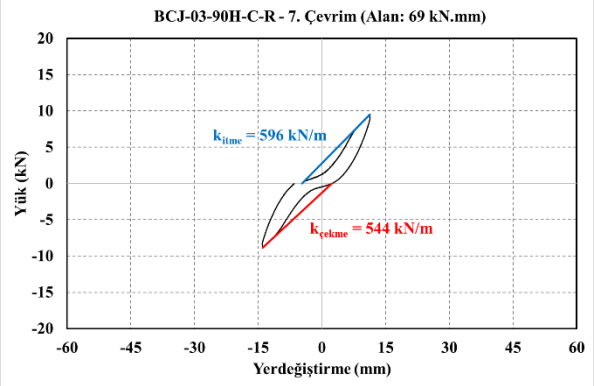


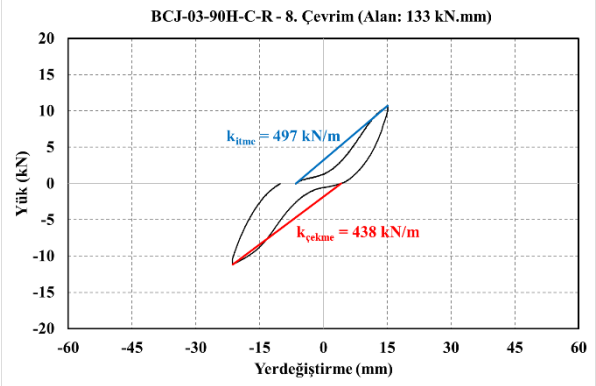


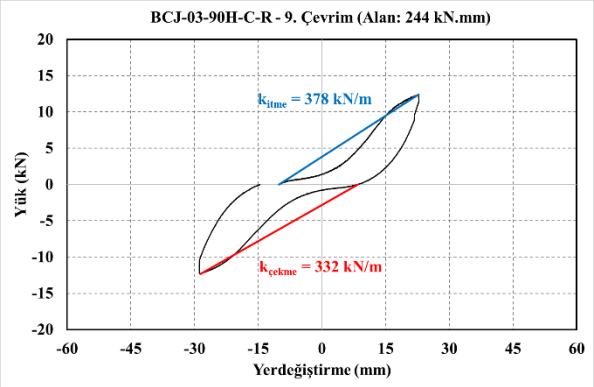
BCJ-02-CU-R numunesinin 7~13. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

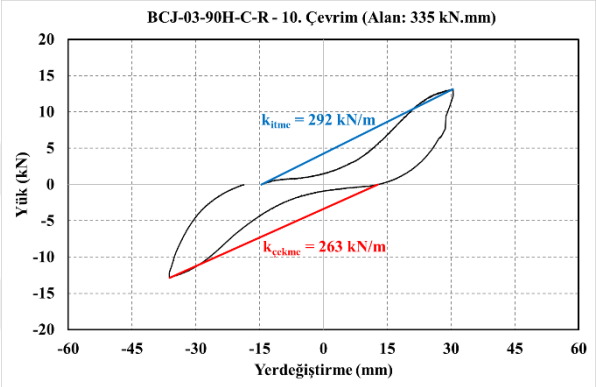


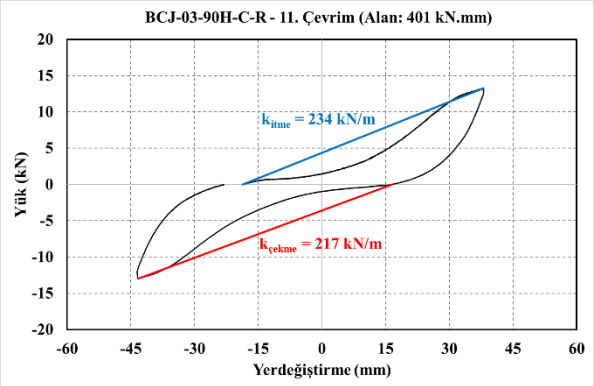
BCJ-03-90H-C-R numunesinin 1~6. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

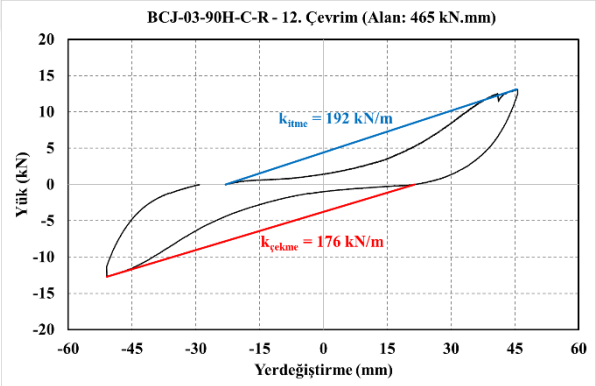


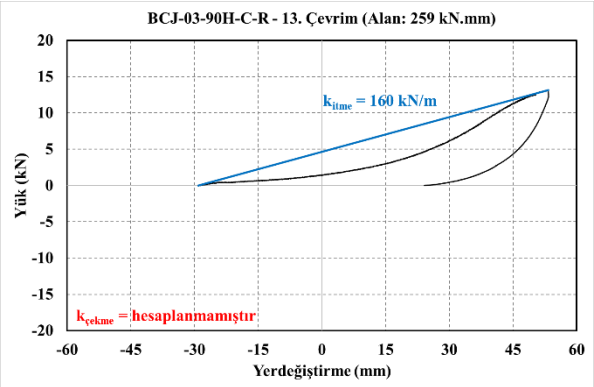




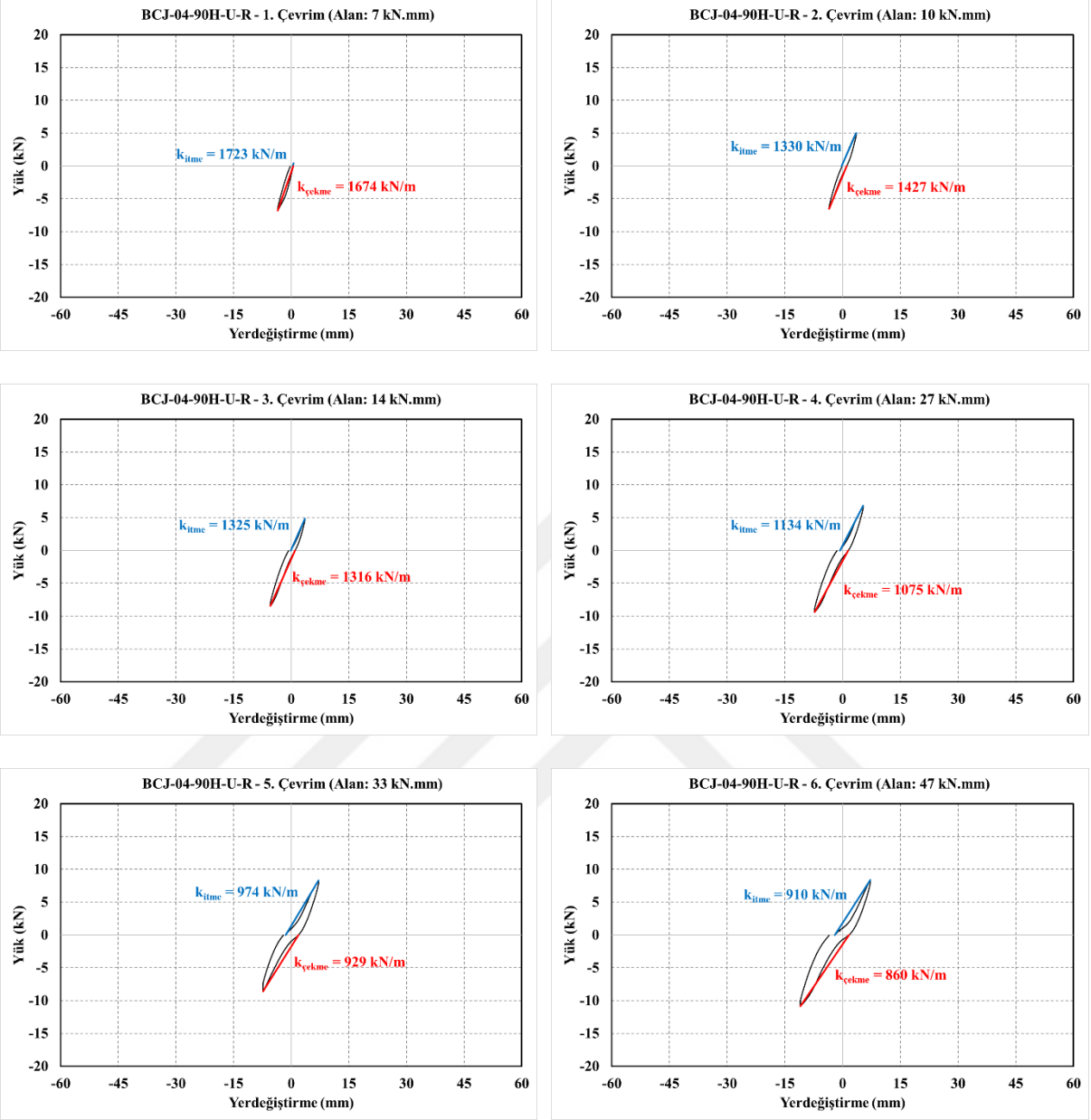




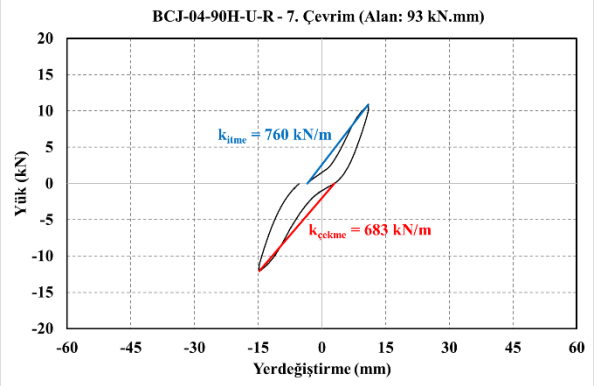


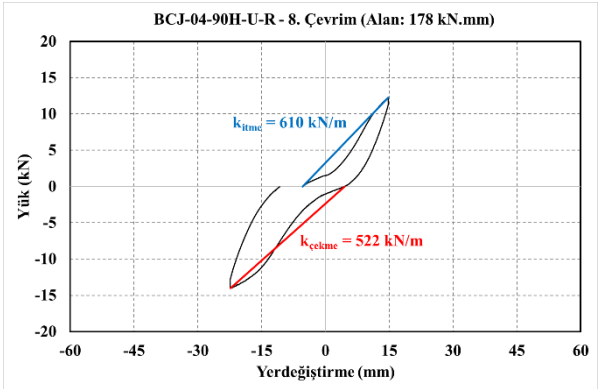


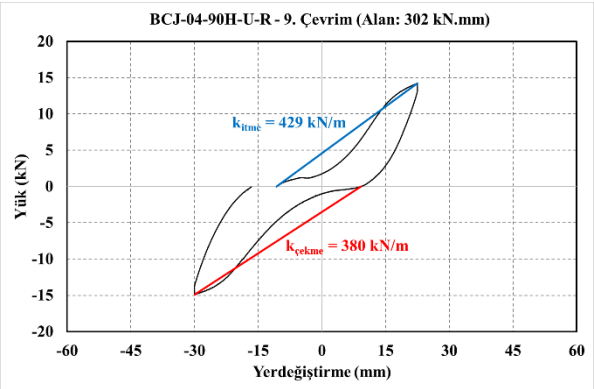
BCJ-03-90H-C-R numunesinin 7~13. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

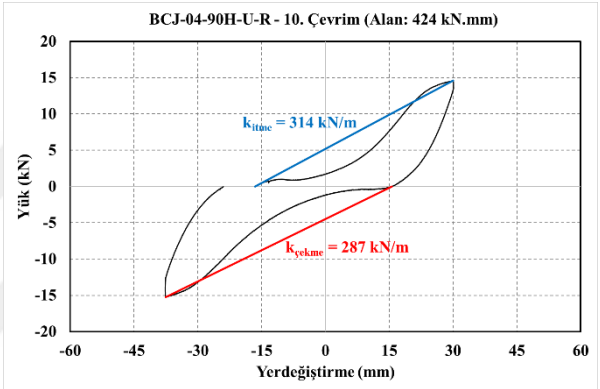


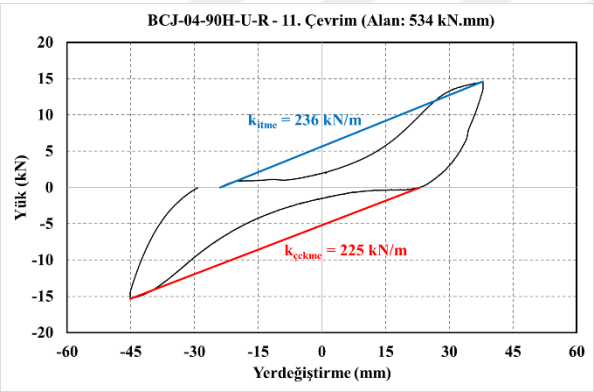
BCJ-04-90H-U-R numunesinin 1~6. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

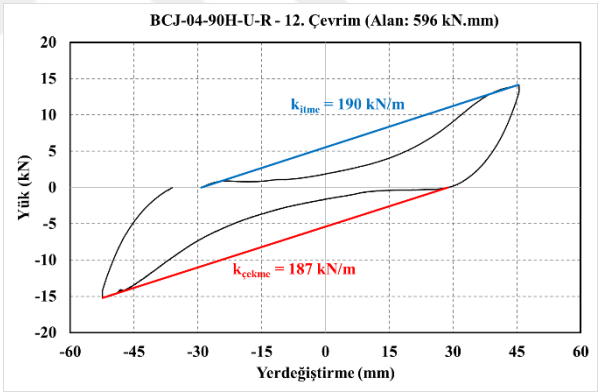


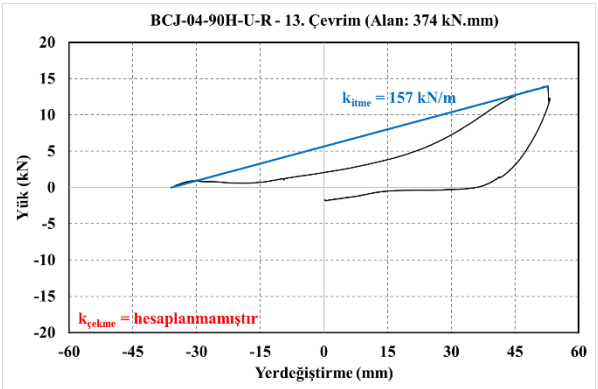




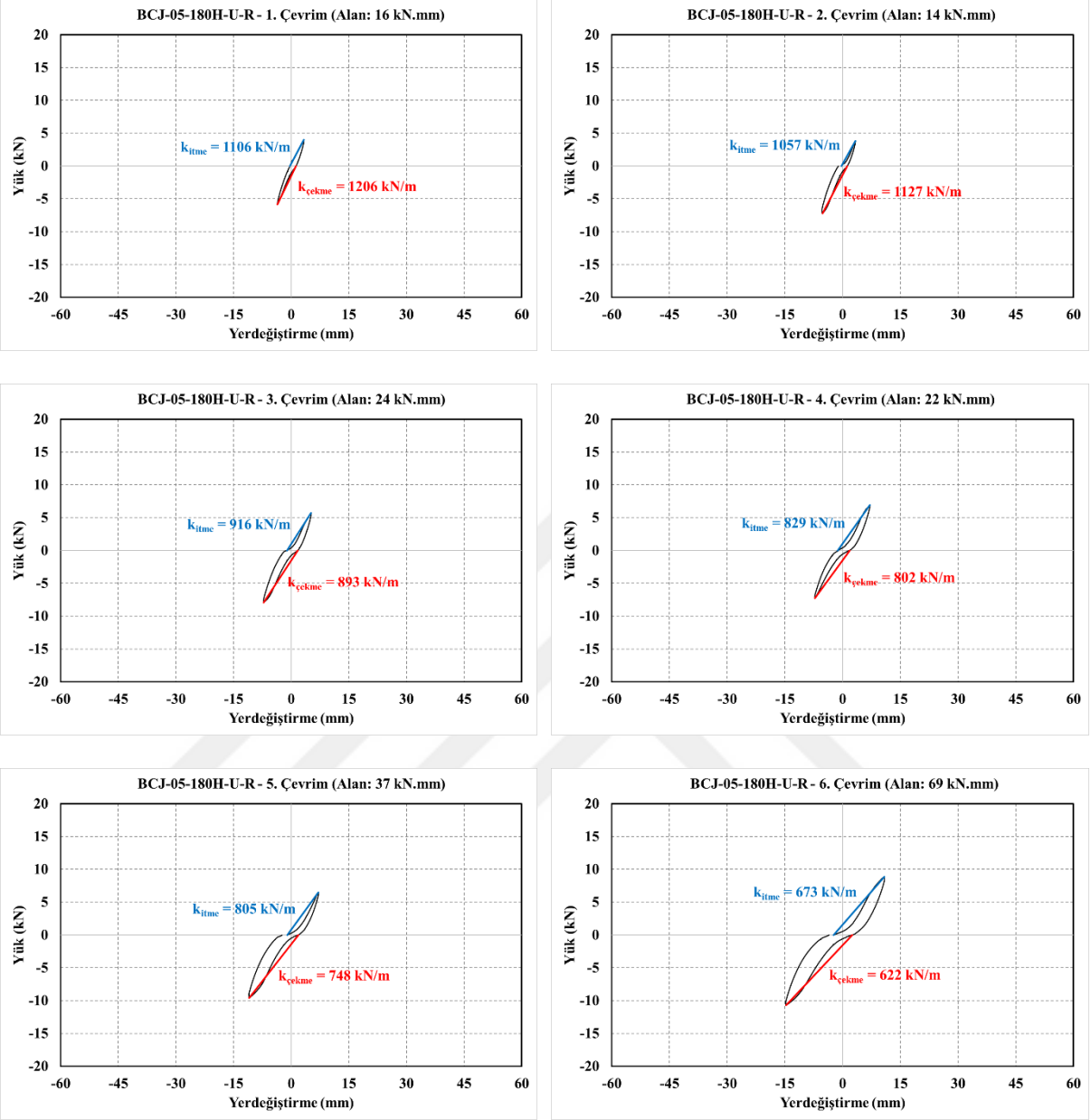




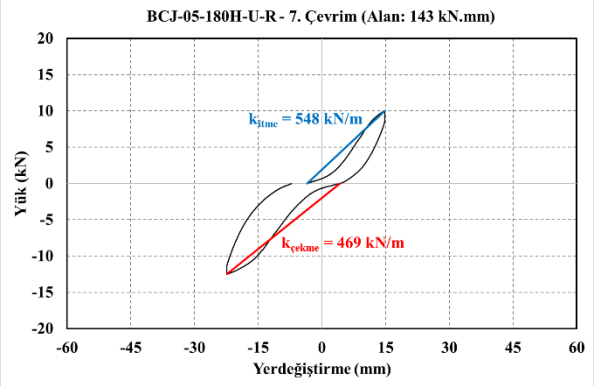


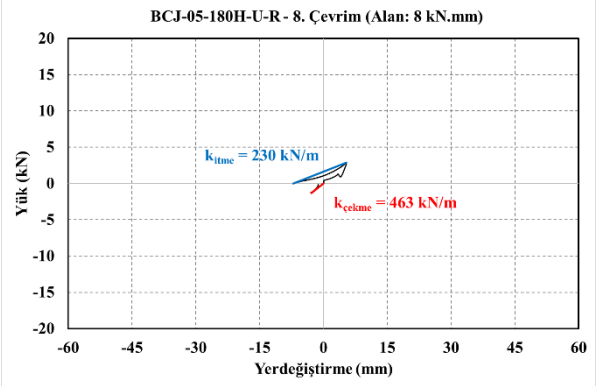


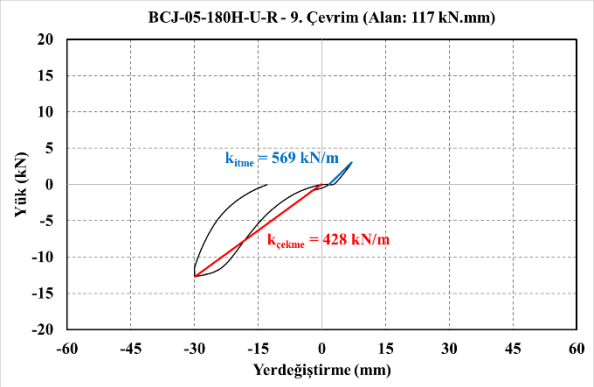
BCJ-04-90H-U-R numunesinin 7~13. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

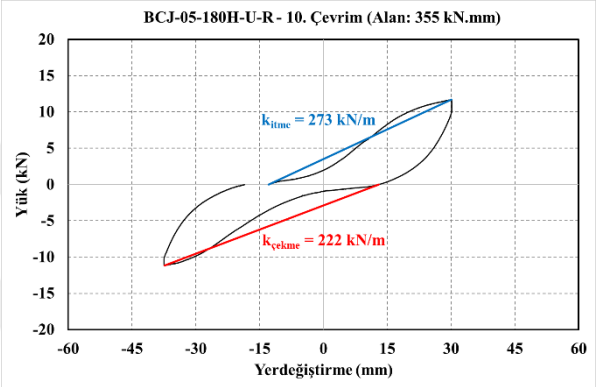


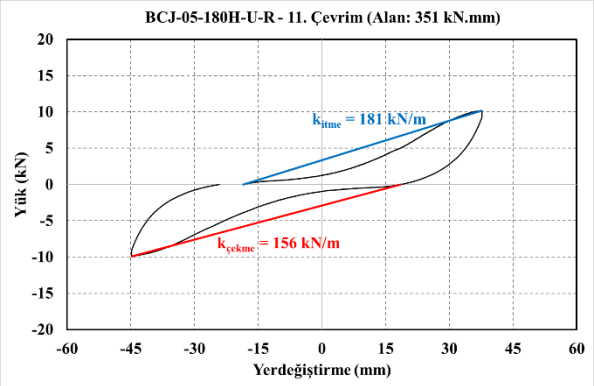
BCJ-05-180H-U-R numunesinin 1~6. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

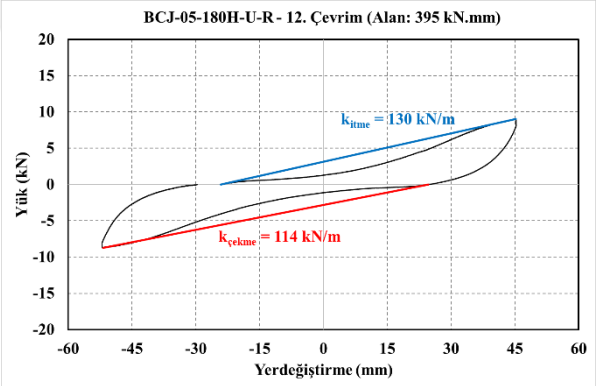


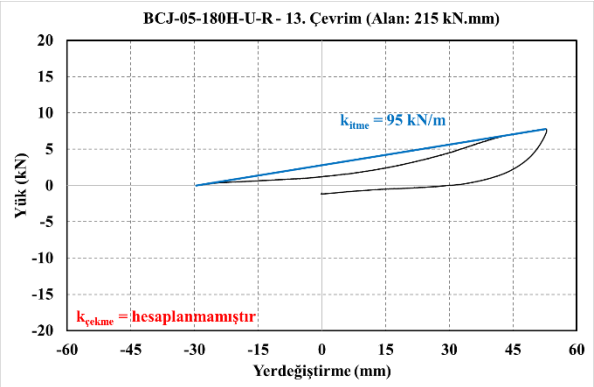












BCJ-05-180H-U-R numunesinin 7~13. çevrimlerdeki enerji tüketimi ve rijitliği.

İlk seri (güçledirilmemiş) numunelerin enerji ve rijitlik hesapları.

BCJ-01-CC				
Çevrim	k_{itme} (kN/m)	$k_{çekme}$ (kN/m)	Tüketilen Enerji (kN.mm)	Toplam Tüketilen Enerji (kN.mm)
1			0	0
2	1496	1141	5	5
3	747	851	13	18
4	805	746	20	38
5	722	661	22	60
6	707	672	32	92
7	580	559	70	162
8	498	448	140	302
9	381	353	207	509
10	303	272	273	782
11	238	214	318	1100
12	189	175	376	1476
13	156		210	1686

BCJ-02-CU				
Çevrim	k_{itme} (kN/m)	$k_{çekme}$ (kN/m)	Tüketilen Enerji (kN.mm)	Toplam Tüketilen Enerji (kN.mm)
1	968	899	2	2
2	870	793	10	12
3	856	872	8	20
4	743	757	17	37
5	644	664	19	56
6	597	623	24	80
7	523	509	53	133
8	442	394	105	238
9	314	285	178	416
10	229	211	227	643
11	168	154	251	894
12	121	112	274	1168
13	83		165	1333

BCJ-03-90H-C				
Çevrim	k_{itme} (kN/m)	$k_{çekme}$ (kN/m)	Tüketilen Enerji (kN.mm)	Toplam Tüketilen Enerji (kN.mm)
1	1356	629	2	2
2	1033	502	14	16
3	997	558	10	26
4	820	555	20	46
5	689	468	25	71
6	657	571	29	100
7	565	490	66	166
8	480	416	125	291
9	360	317	242	533
10	280	253	321	854
11	226	202	387	1241
12	188	164	464	1705
13	157		176	1881

BCJ-04-90H-U				
Çevrim	k_{itme} (kN/m)	$k_{çekme}$ (kN/m)	Tüketilen Enerji (kN.mm)	Toplam Tüketilen Enerji (kN.mm)
1	1252	550	1	1
2	921	407	13	14
3	973	449	8	22
4	810	440	18	40
5	673	357	23	63
6	696	416	25	88
7	509	338	60	148
8	441	275	107	255
9	341	203	185	440
10	245	149	244	684
11	181	111	301	985
12	132	85	335	1320
13	105		178	1498

BCJ-05-180H-U				
Çevrim	k_{itme} (kN/m)	$k_{çekme}$ (kN/m)	Tüketilen Enerji (kN.mm)	Toplam Tüketilen Enerji (kN.mm)
1	1056	1134	3	3
2	817	614	38	41
3	345	280	6	47
4	475	275	17	64
5	442	274	16	80
6	417	405	16	96
7	377	402	45	141
8	309	323	93	234
9	218	222	159	393
10	151	145	197	590
11	96	99	196	786
12	62	72	158	944
13	39		71	1015

İkinci seri (güçledirilmiş) numunelerin enerji ve rijitlik hesapları.

BCJ-01-CC-R				
Çevrim	k_{itme} (kN/m)	$k_{çekme}$ (kN/m)	Tüketilen Enerji (kN.mm)	Toplam Tüketilen Enerji (kN.mm)
1			0	0
2	1725	1620	3	3
3	1193	1180	11	14
4	1196	1152	10	24
5	1069	992	23	47
6	939	858	26	73
7	882	849	37	110
8	752	716	76	186
9	635	581	158	344
10	466	413	273	617
11	368	259	789	1406
12	212		442	1848
13			3	1851

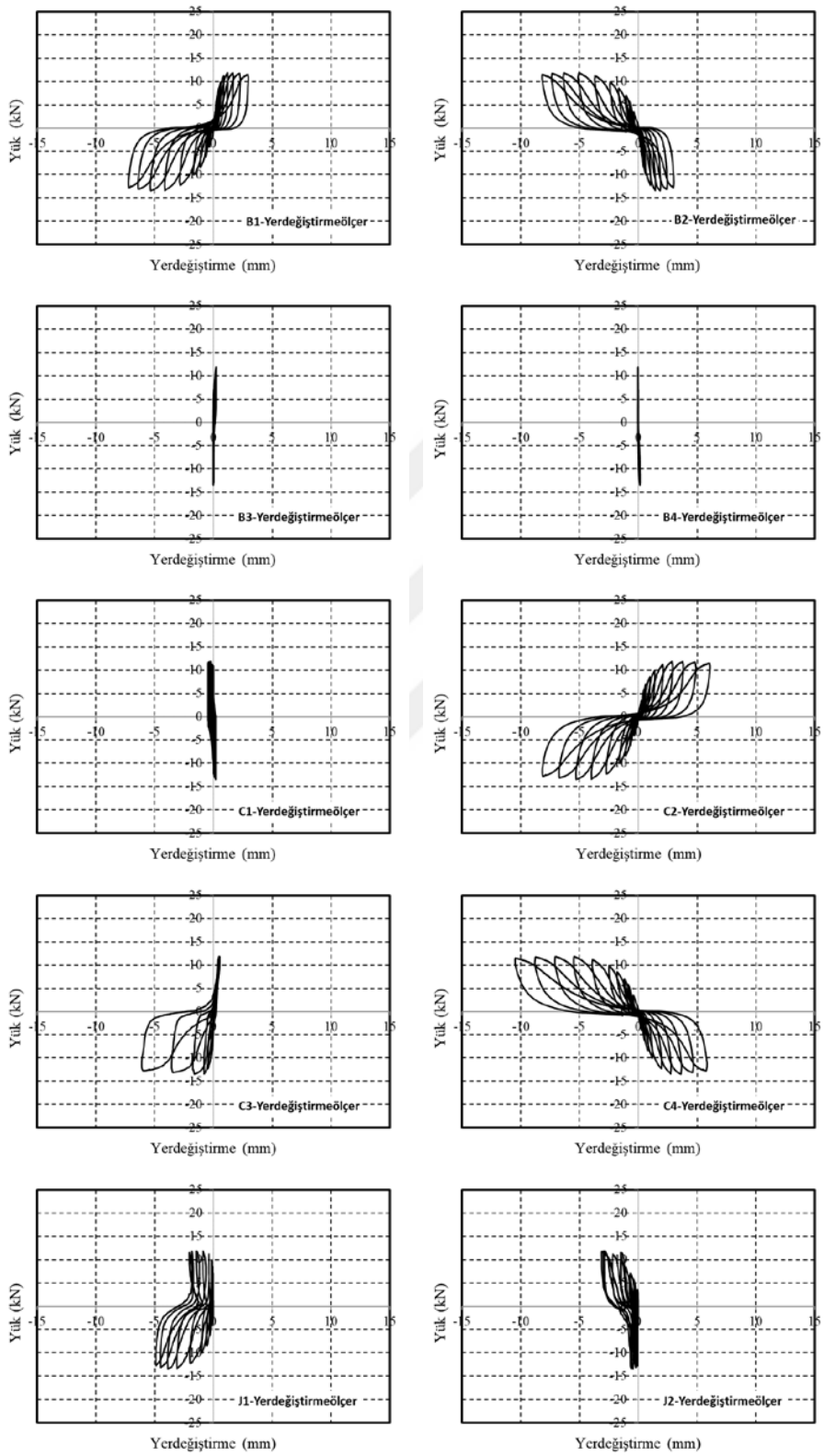
BCJ-02-CU-R				
Çevrim	k_{itme} (kN/m)	$k_{çekme}$ (kN/m)	Tüketilen Enerji (kN.mm)	Toplam Tüketilen Enerji (kN.mm)
1	1791	1757	7	7
2	1293	1440	11	18
3	1248	1408	15	33
4	1103	1240	28	61
5	952	1089	32	93
6	888	1069	51	144
7	758	801	101	245
8	649	620	190	435
9	487	458	303	738
10	368	363	400	1138
11	290	292	494	1632
12	237	240	591	2223
13	196		388	2611

BCJ-03-90H-C-R				
Çevrim	k_{itme} (kN/m)	$k_{çekme}$ (kN/m)	Tüketilen Enerji (kN.mm)	Toplam Tüketilen Enerji (kN.mm)
1	1336	1295	3	3
2	1035	888	12	15
3	985	893	10	25
4	821	763	22	47
5	712	629	27	74
6	684	656	33	107
7	596	544	69	176
8	497	438	133	309
9	378	332	244	553
10	292	263	335	888
11	234	217	401	1289
12	192	176	465	1754
13	160		259	2013

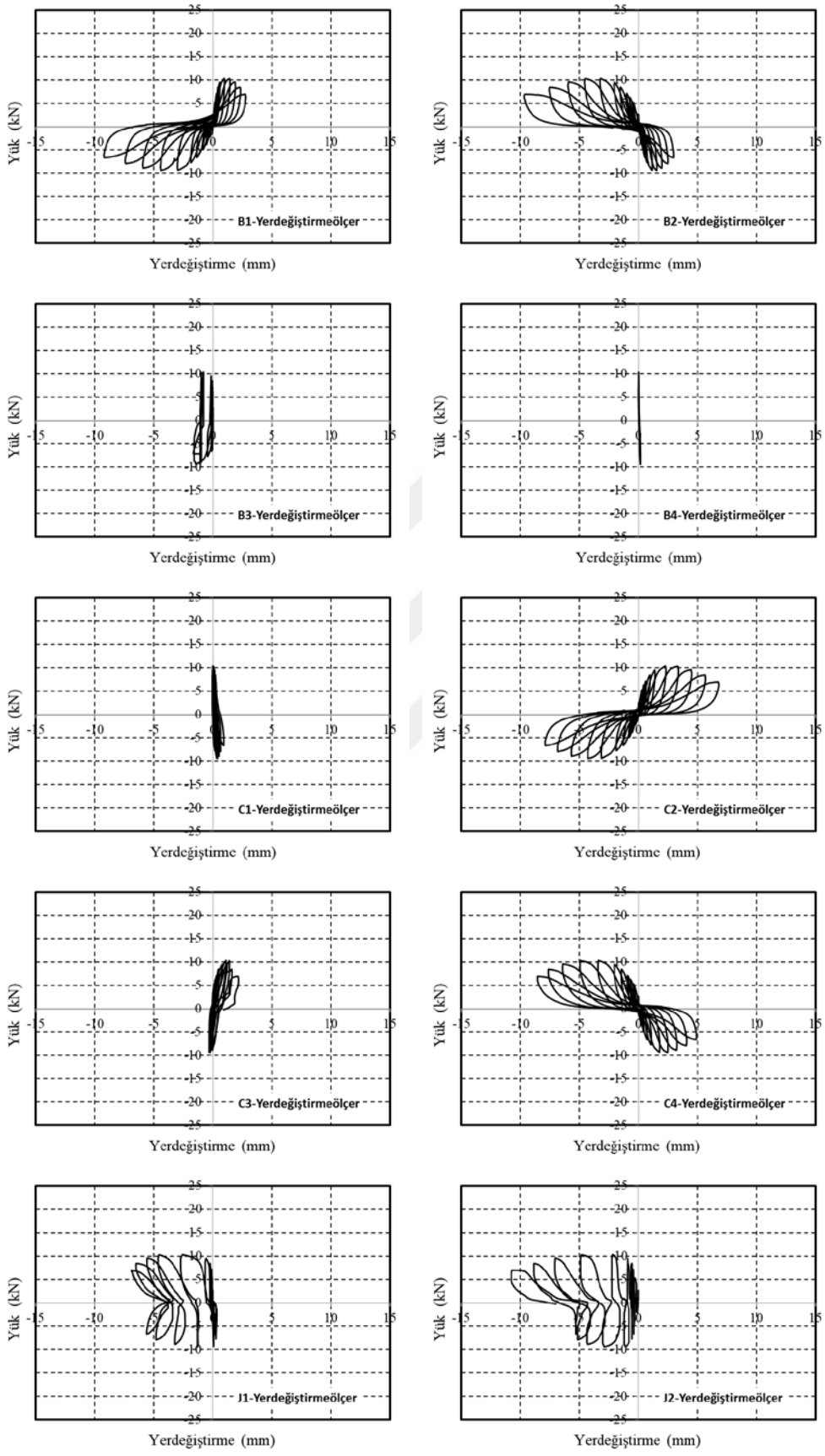
BCJ-04-90H-U-R				
Çevrim	k_{itme} (kN/m)	$k_{çekme}$ (kN/m)	Tüketilen Enerji (kN.mm)	Toplam Tüketilen Enerji (kN.mm)
1	1723	1674	7	7
2	1330	1427	10	17
3	1325	1316	14	31
4	1134	1075	27	58
5	974	929	33	91
6	910	860	47	138
7	760	683	93	231
8	610	522	178	409
9	429	380	302	711
10	314	287	424	1135
11	236	225	534	1669
12	190	187	596	2265
13	157		374	2639

BCJ-05-180H-U-R				
Çevrim	k_{itme} (kN/m)	$k_{çekme}$ (kN/m)	Tüketilen Enerji (kN.mm)	Toplam Tüketilen Enerji (kN.mm)
1	1106	1206	16	16
2	1057	1127	14	30
3	916	893	24	54
4	829	802	22	76
5	805	748	37	113
6	673	622	69	182
7	548	469	143	325
8	230	463	8	333
9	569	428	117	450
10	273	222	355	805
11	181	156	351	1156
12	130	114	395	1551
13	95		215	1766

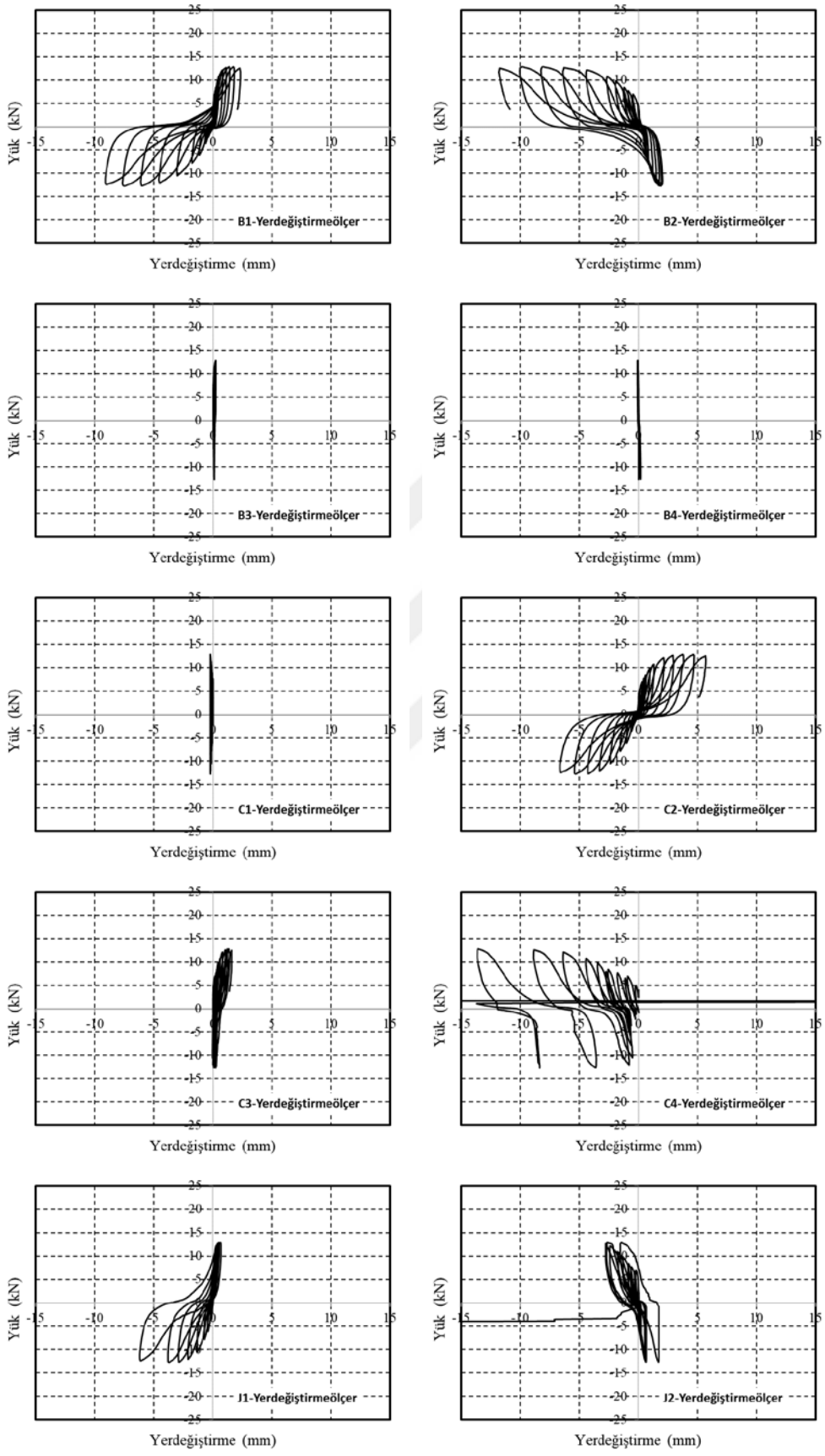
EK 5. Tüm numuneler için yerdeğiştirmeölçerlerden toplanan yerdeğiştirme verileri.



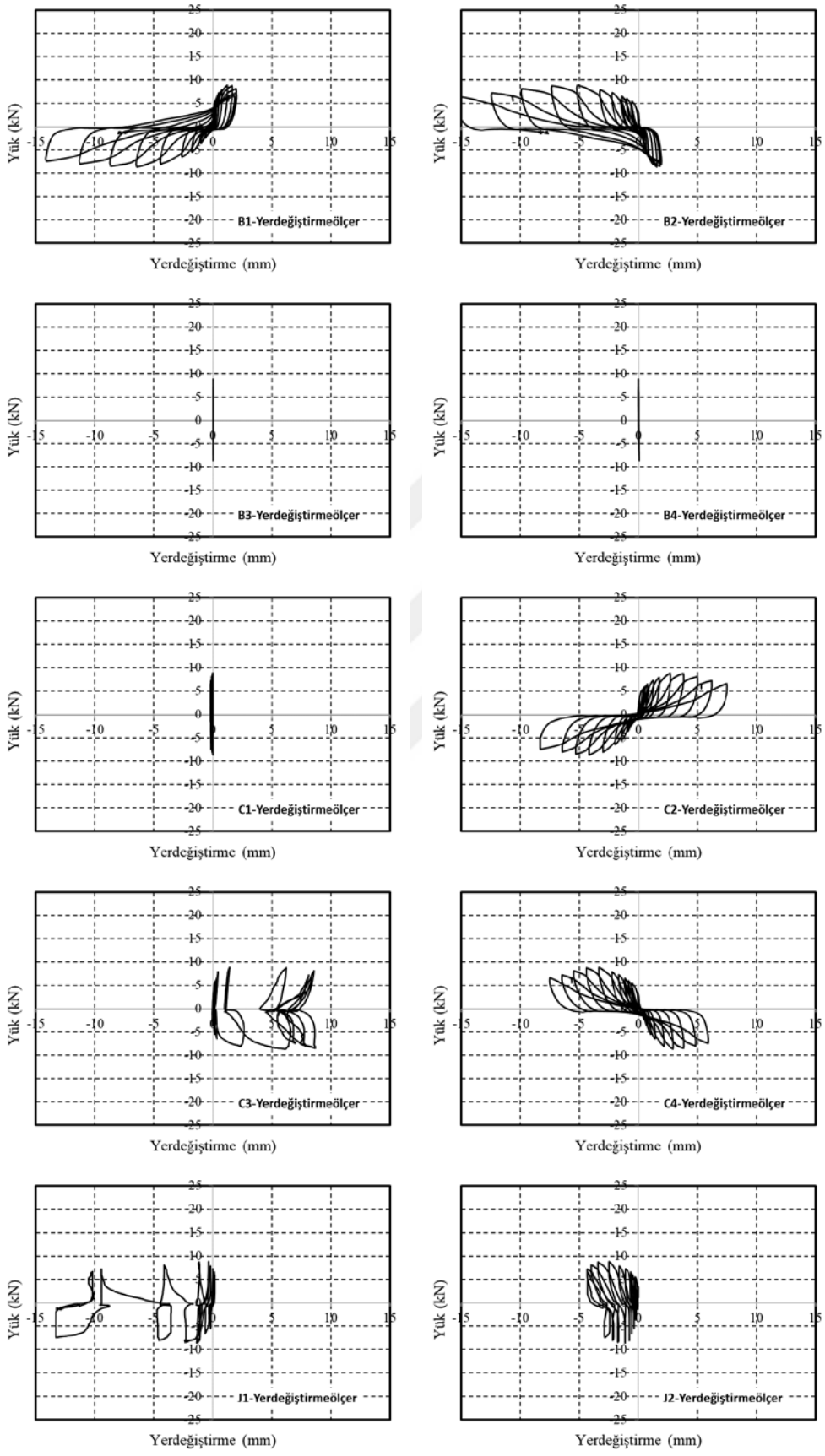
BCJ-01-CC numunesinin yerdeğiştirmeölçerlerinden toplanan veriler.



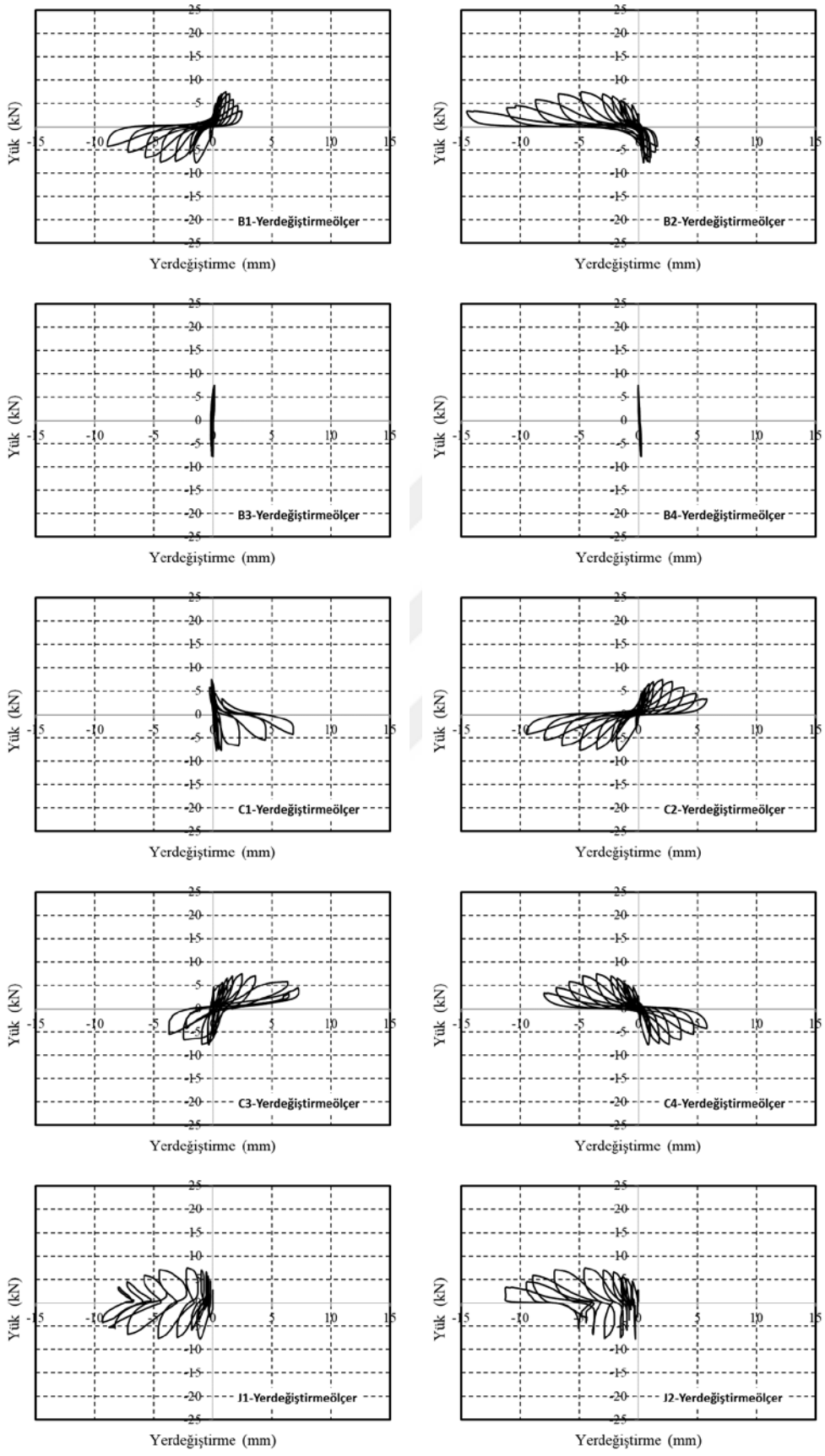
BCJ-02-CU numunesinin yerdeğiştirmeölçerlerinden toplanan veriler.



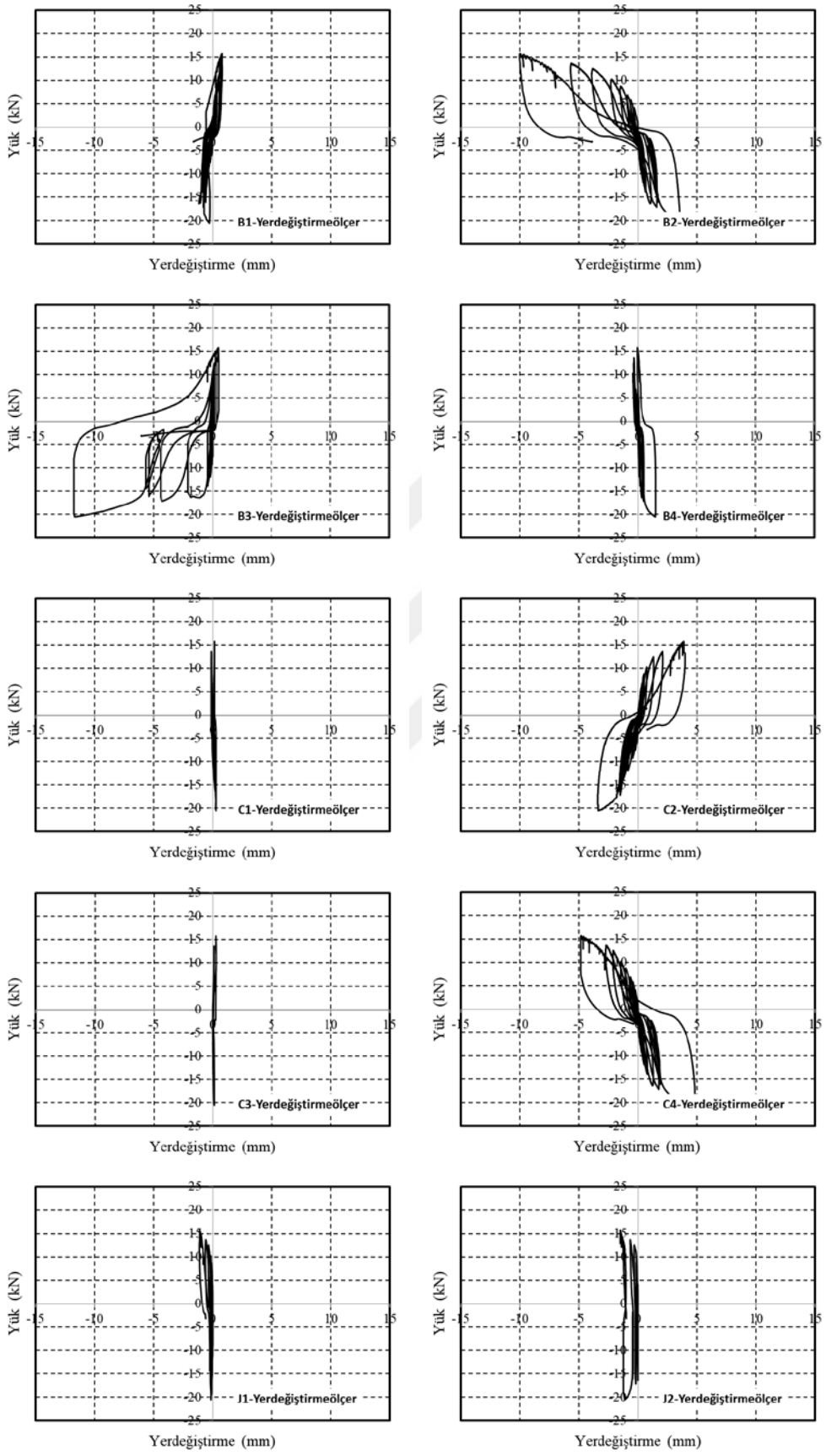
BCJ-03-90H-C numunesinin yerdeğiştirmeölçerlerinden toplanan veriler.



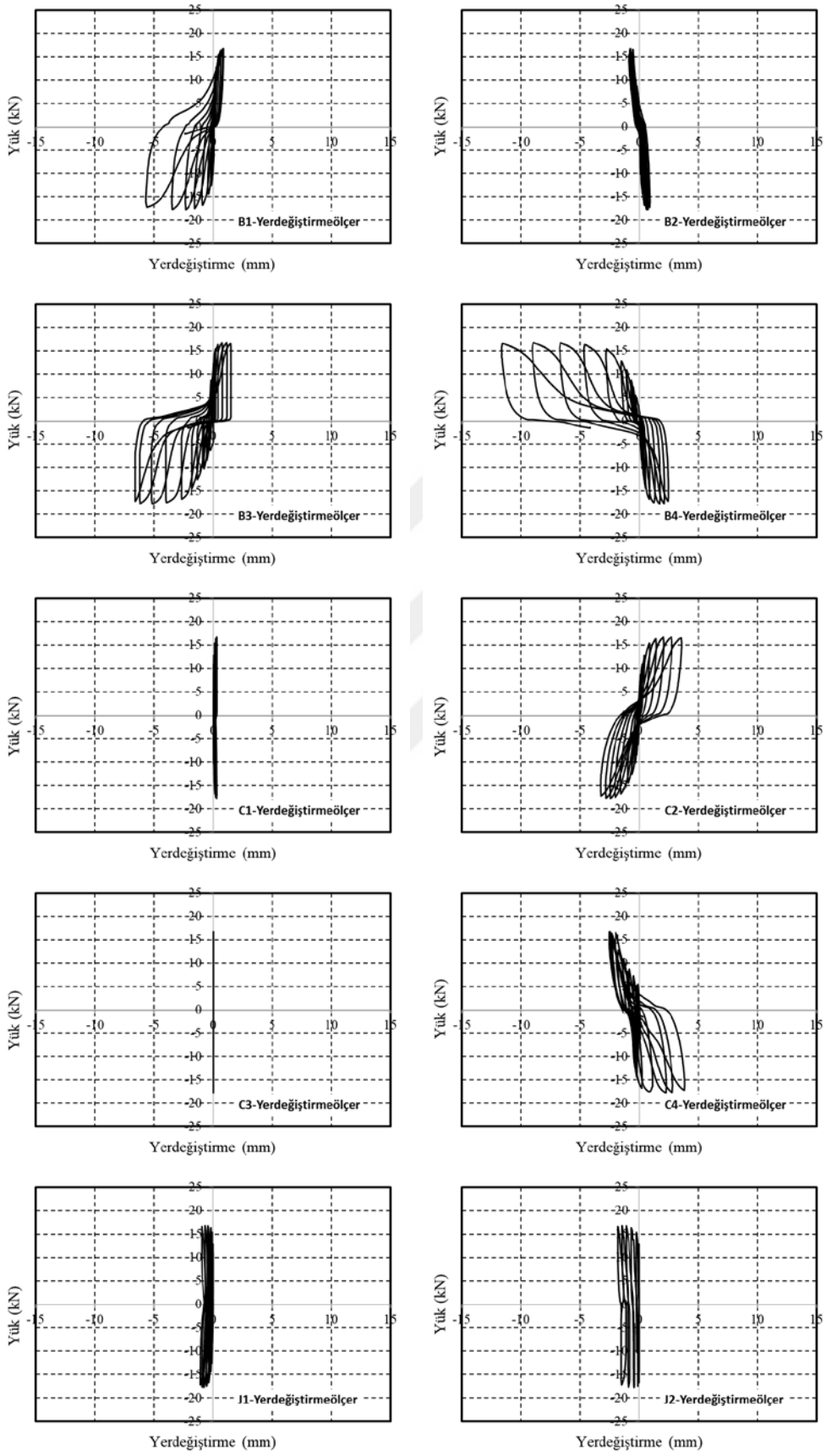
BCJ-04-90H-U numunesinin yerdeğiştirmeölçerlerinden toplanan veriler.



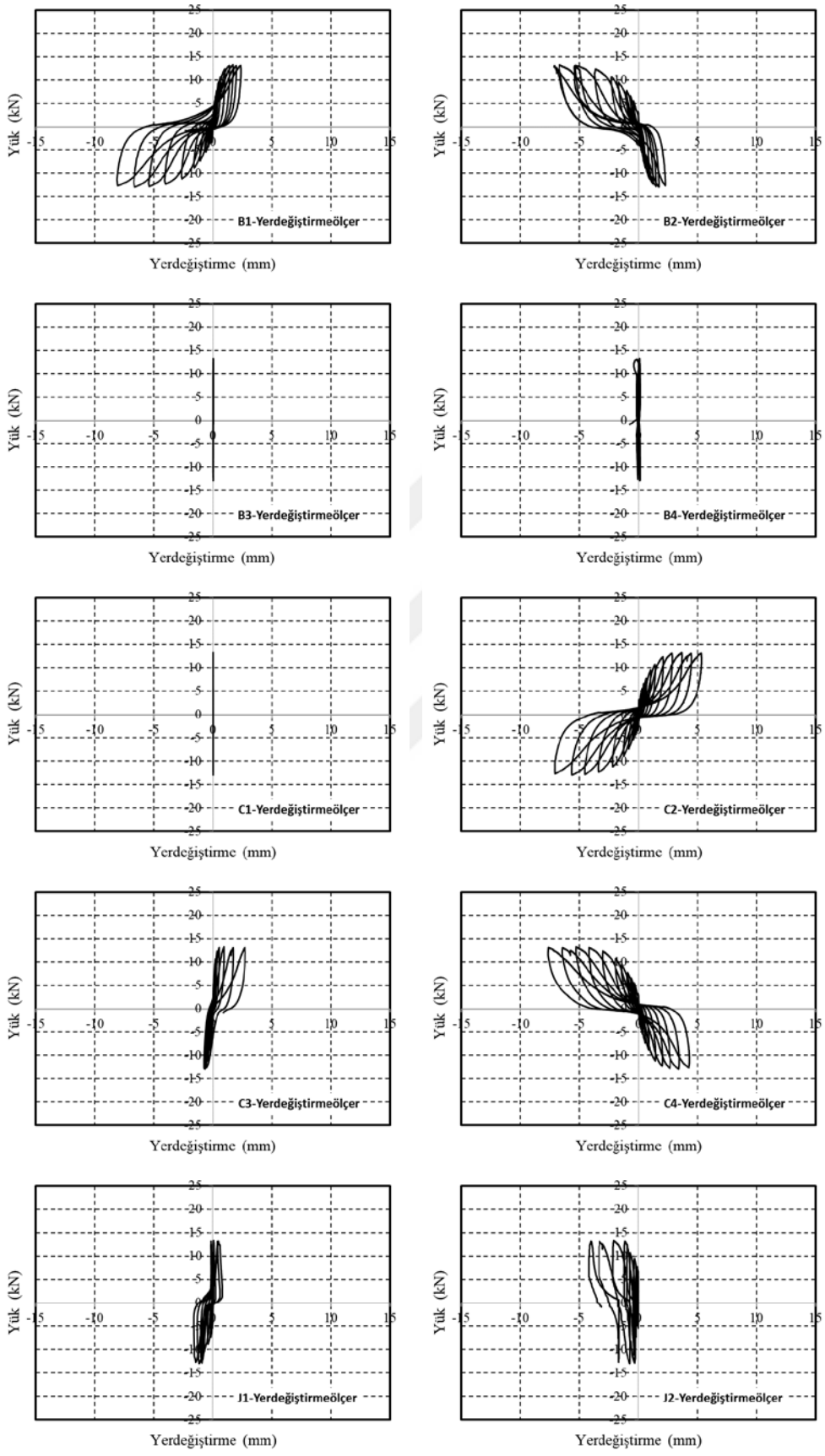
BCJ-05-180H-U numunesinin yerdeğiştirmeölçerlerinden toplanan veriler.



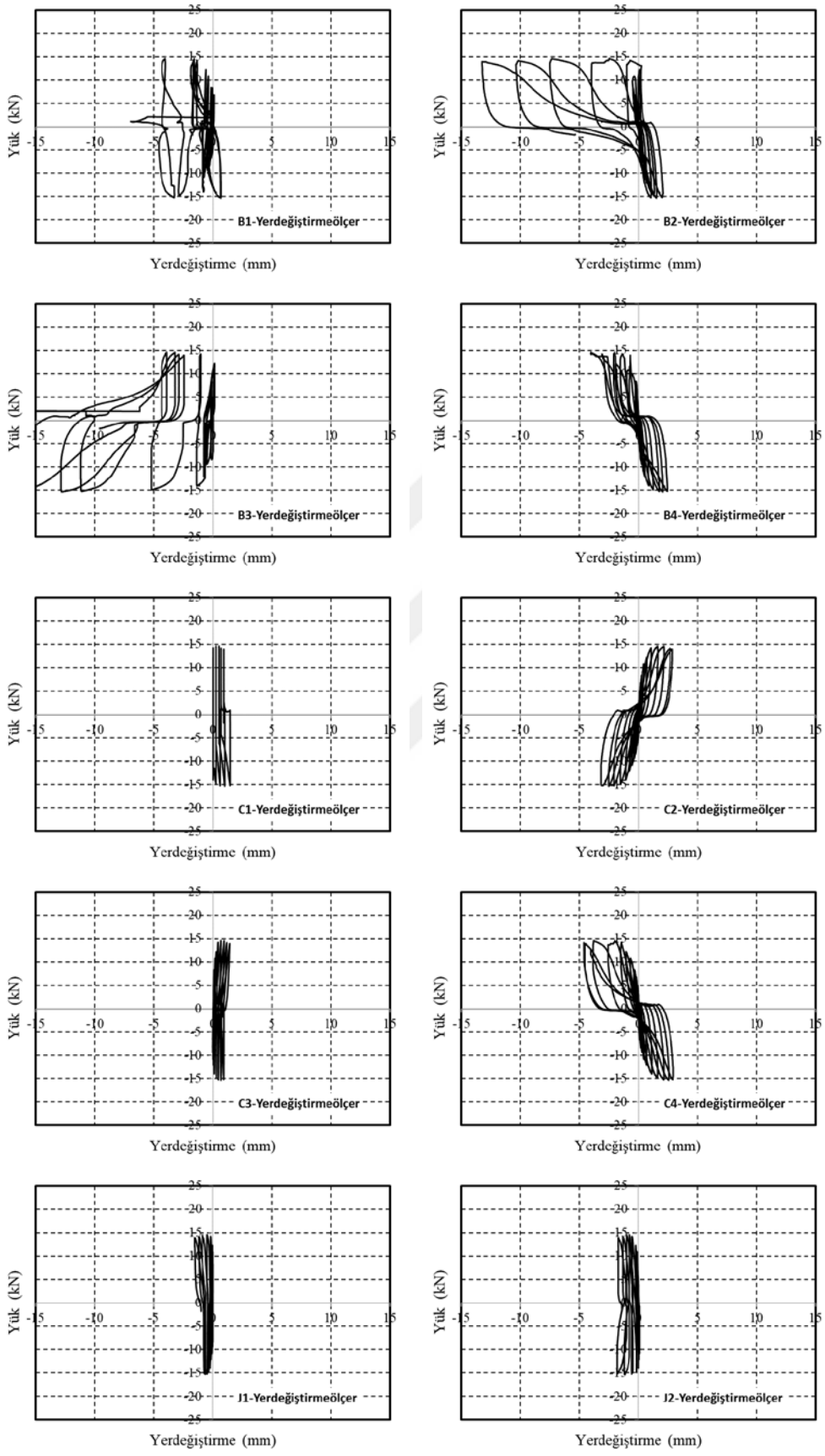
BCJ-01-CC-R numunesinin yerdeğiştirmeölçerlerinden toplanan veriler.



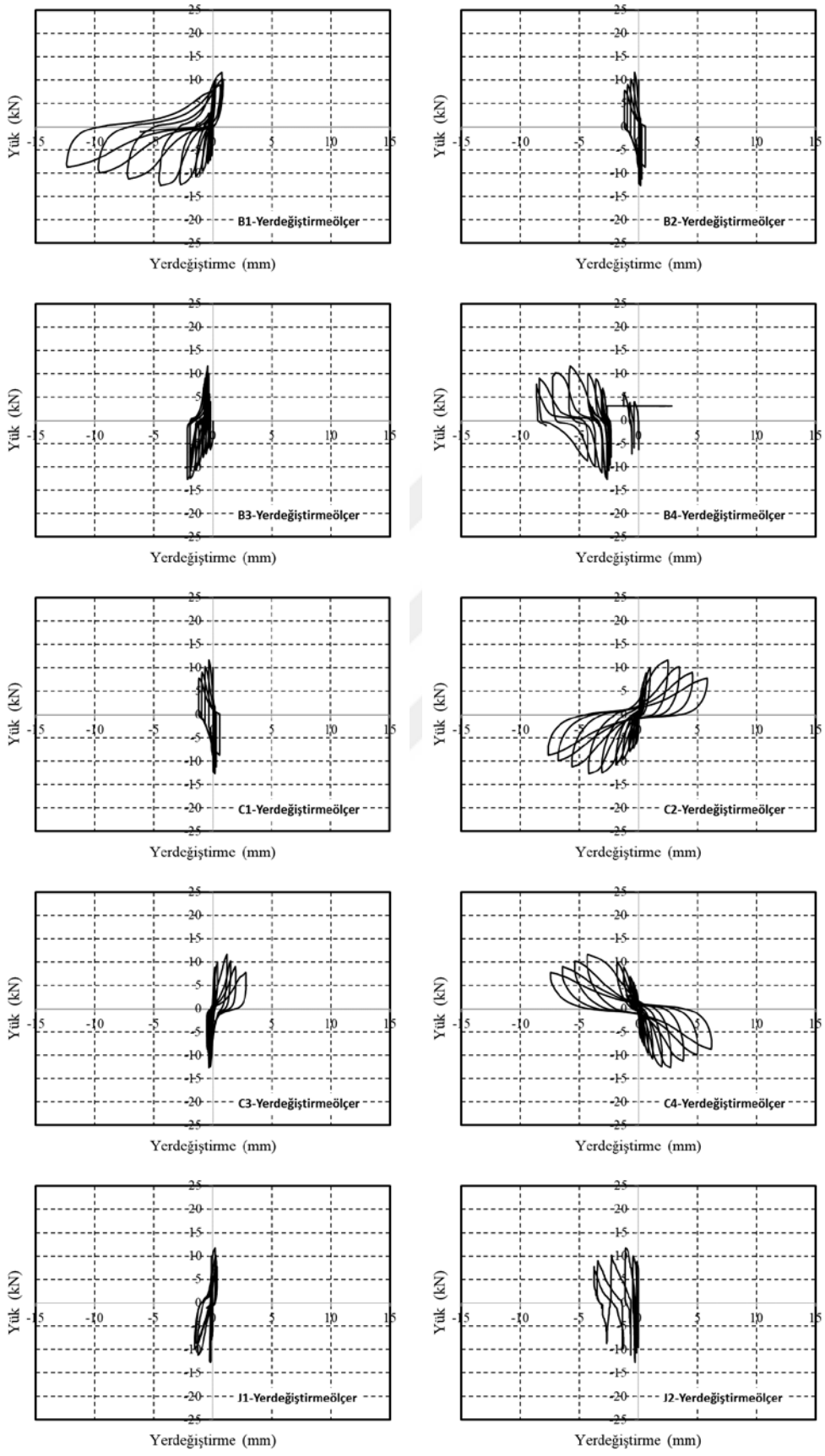
BCJ-02-CU-R numunesinin yerdeğiştirmeölçerlerinden toplanan veriler.



BCJ-03-90H-C-R numunesinin yerdeğiştirmeölçerlerinden toplanan veriler.



BCJ-04-90H-U-R numunesinin yerdeğiştirmeölçerlerinden toplanan veriler.



BCJ-05-180H-U-R numunesinin yerdeğiştirmeölçerlerinden toplanan veriler.

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler	
Adı Soyadı	Atakan MANGIR
Doğum Yeri	Şişli, İSTANBUL
Doğum Tarihi	09.04.1989
Uyruğu	☑ T.C. ❒ Diğer:
Telefon	
E-Posta Adresi	atakanmangir@gmail.com
Web Adresi	



Eğitim Bilgileri	
Lisans	
Üniversite	İstanbul Kültür Üniversitesi
Fakülte	Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi
Bölümü	İnşaat Mühendisliği Bölümü (İngilizce) (%100 Burslu)
Mezuniyet Yılı	21.06.2011

Yüksek Lisans	
Üniversite	İstanbul Teknik Üniversitesi
Enstitü Adı	Fen Bilimleri Enstitüsü
Anabilim Dalı	İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Programı	Yapı Mühendisliği Programı

Doktora	
Üniversite	İstanbul Üniversitesi
Enstitü Adı	Fen Bilimleri Enstitüsü
Anabilim Dalı	İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Programı	İnşaat Mühendisliği Programı

Makale ve Bildiriler

Mangır, A., Çoşgun, T., Güneş, B., 2018, The effects of a column damage to structural behavior of a low-strength concrete building, *Journal of engineering sciences and design,* 6(2), 273-281.

Güneş, B., Mangır, A., Okumuş, V., 2017, Assessment of an existing masonry structure using linear and nonlinear material models, *Fourth conference on smart monitoring, assessment and rehabilitation of civil structures,* 13-15 September, Zürich, Switzerland.

El Kadi, B., Coşgun, C., Mangır, A., Kıymaz, G., 2017, Strength upgrading of steel storage rack frames in the down-aisle direction, *Steel and composite structures,* 23(2), 143-152.