İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÜÇ BOYUTLU BETONARME ÇERÇEVELERİN DÜĞÜM NOKTALARININ DEPREM ETKİLERİNE KARŞI GÜÇLENDİRİLMESİ

DOKTORA TEZİ

Cumhur COŞGUN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

ARALIK 2013

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÜÇ BOYUTLU BETONARME ÇERÇEVELERİN DÜĞÜM NOKTALARININ DEPREM ETKİLERİNE KARŞI GÜÇLENDİRİLMESİ

DOKTORA TEZİ

Cumhur COŞGUN
501052004

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Alper İLKİ

ARALIK 2013

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501052004 numaralı Doktora Öğrencisi **Cumhur COŞGUN**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **"ÜÇ BOYUTLU BETONARME ÇERÇEVELERİN DÜĞÜM NOKTALARININ DEPREM ETKİLERİNE KARŞI GÜÇLENDİRİLMESİ"** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı :	**Prof. Dr. Alper İLKİ** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
Eş Danışman :	**Yrd. Doç. Dr. A. Murat TÜRK** İstanbul Kültür Üniversitesi	.....
Jüri Üyeleri :	**Prof. Dr. Zekai CELEP** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
	Doç. Dr. Şevket ÖZDEN Okan Üniversitesi	.....
	Doç. Dr. Ercan YÜKSEL İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
	Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
	Doç. Dr. Hilmi LUŞ Boğaziçi Üniversitesi	.....

Teslim Tarihi : **31 Ekim 2012**
Savunma Tarihi : **26 Aralık 2013**

Eşime ve kızıma,

ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasının tüm aşamalarında değerli bilgi ve tecrübelerine başvurduğum tez danışmanım Prof. Dr. Alper İLKİ hocama gösterdiği her türlü ilgi, destek ve anlayış için en içten teşekkkürlerimi sunarım.

Tez izleme komitemde yer alan sayın Prof. Dr. Zekai CELEP, Doç.Dr. Şevket ÖZDEN'e ve eş danışmanım Yrd. Doç. Dr. A.Murat Türk'e değerli katkıları için teşekkür ederim. Deneyler sırasındaki yardımları için Araş.Gör. Mustafa CÖMERT'e, Araş.Gör. Dr. Cem DEMİR'e, İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarına, İTÜ Yapı Malzemesi Laboratuvarına, İnş.Yük.Müh. Hakan SARUHAN'a, İnş.Yük.Müh. Korhan Deniz DALGIÇ'a, İnş.Yük.Müh. Mustafa AKBABA'ya, İnş.Müh. Fatih BİLGİLİ'ye, Tekniker Mahmut ŞANLI'ya, Teknisyen Naci YILDIZ'a, özellikle Teknisyen Ahmet ŞAHİN'e teşekkür ederim.

TÜBİTAK(106M054) ve İTÜ BAP tarafından araştırma projesi kapsamında sağlanan maddi destekler için her iki kuruma teşekkür ederim. Sağladıkları malzeme ve teknik destekten dolayı BASF, İSTON A.Ş., BETONSA, ART-YOL MÜHENDİSLİK ve KALİTE MAKİNA'ya teşekkür ederim.

Eğitim hayatım boyunca, maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen babam Selahattin, annem Hatun, ablam Şenay, kardeşlerim Sevilay ve Muhammet Cihan COŞGUN'a, bu tez çalışmasının başarıya ulaşmasında gösterdiği her türlü destek ve anlayış için sevgili eşim Yrd.Doç.Dr. Özlem COŞGUN'a ve ilgimi esirgediğim kızım Duru'ya sonsuz teşekkür ederim.

Aralık 2013

Cumhur COŞGUN
İnşaat Yüksek Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **vii**
İÇİNDEKİLER ..... **ix**
KISALTMALAR ..... **xi**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xiii**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xv**
SEMBOL LİSTESİ ..... **xxi**
ÖZET ..... **xxiii**
ABSTRACT ..... **xxvii**
1. GİRİŞ **1**
2. KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİ İLE İLGİLİ DAHA ÖNCE YAPILAN ÇALIŞMALAR **5**
2.1 Dış ve Köşe Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri 7
2.2 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Dayanımı Mekanizması 8
2.3 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Davranışı Üzerine Yapılan Çalışmalar 9
2.3.1 Güçlendirilmemiş kolon-kiriş birleşim bölgeleri 9
2.3.2 Güçlendirilmiş kolon-kiriş birleşim bölgeleri 17
2.4 Kolon-kiriş birleşim bölgeleri için analitik çalışmalar 26
3. DENEYSEL TASARIM **29**
3.1 Numune tasarımı 29
3.2 Betonarme hesaplar ve kesit kapasitelerinin bulunması 34
3.2.1 Kolonlar 34
3.2.2 Kirişler 35
3.2.3 Kolon-kiriş birleşim bölgesi kesme kuvveti kapasitesinin hesaplanması 35
3.2.4 Güçlendirme sonrası birleşim bölgesinin kesme dayanımının bulunması 38
3.3 Yükleme Patronu 39
3.4 Yükleme ve Ölçüm Düzenekleri 41
4. DENEYSEL DETAYLAR **45**
4.1 Numune Üretim Alanının Hazırlanması 45
4.2 Deney Numunelerinin İnşaa Edilmesi 46
4.3 Malzeme Özellikleri 50
4.4 Numuneler ve Güçlendirme Yöntemleri 54
4.4.1 Referans numunesi 54
4.4.2 Kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması ve beton örtüsün değiştirilmesi 55
4.4.3 Birleşim bölgesinin lifli polimer ile güçlendirilmesi 56
4.4.4 Güçlendirmede kullanılan malzemelerin özellikleri 61
4.5 Ölçüm Sistemi 62
4.6 Eksenel Yükün Yatay Yük-Deplasman İlişkisine Etkisi 66
5. DENEY SONUÇLARI **71**
5.1 Giriş 71
5.2 Yatay Yük-Öteleme Oranı-Yerdeğiştirme İlişkileri 72

5.3 Numunelerin Genel Davranışı 74
5.4 Hasar Gelişimi 84
5.5 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinde Kesme Gerilmeleri 96
5.6 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinde Kesme Kapasitesine Betonun Katkısı 97
5.7 Numunelerin Performanslarının Karşılaştırması 101
5.7.1 Moment-Dönme İlişkileri 104
5.7.2 Donatı Şekildeğiştirme Ölçümleri 107
5.7.3 Birleşim Bölgesi Kesme Şekildeğiştirmeleri 107
5.7.4 Enerji Yutma ve Rijitlik Değişimi 109
6. ANALİTİK ÇALIŞMA 115
6.1 Giriş 115
6.2. Çözümleme İçin Kullanılan Model 117
6.3. Yönetmeliklerin Yaklaşımları 121
6.3.1 ASCE 41-06 (2006) ve ACI 369 (2011) yönetmelikleri 121
6.3.2 Eurocode-8 (2004) 124
6.3.3 Türk deprem yönetmeliği (DBYBHY-2007) 126
6.3.4 Birleşim bölgelerinin LP ile güçlendirilmesini içeren yönetmelikler 128
6.4 Kolon Kiriş Birleşim Bölgeleri için Literatürde Bulunan Bazı Modeller 129
6.4.1 J Tipi Göçme Modelleri 129
6.5 J Tipi Göçme İçin Literatürden Elde Edilen Deneyler ve Modellerin Bu Deneylerdeki Performansı 147
6.6 SJ Tipi Göçme İçin Geliştirilen Model 152
6.9 Lifli Polimer ile Güçlendirilmiş Numuneler 158
7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER 163
7.1 Sonuçlar 163
7.2 Öneriler 165
KAYNAKLAR 167
EKLER 177
ÖZGEÇMİŞ 269

KISALTMALAR

LP **:** Lif takviyeli polimer

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 : Güçlendirme yöntemleri ve göçme modları.....34
Çizelge 3.2 : Yükleme planı.....41
Çizelge 4.1 : Seçilen betonun karışım özellikleri.....50
Çizelge 4.2 : BASF astarın mekanik özellikleri.....61
Çizelge 4.3 : Kullanılan yapıştırıcının mekanik özellikleri.....61
Çizelge 4.4 : MBRACE FIBER C1-30'un mekanik özellikleri.....62
Çizelge 4.5 : Kullanılan tamir harcının teknik özellikleri.....62
Çizelge 5.1: Numunelerin deneysel yatay yük taşıma kapasiteleri ve kapasitelere karşılık gelen öteleme oranları.....73
Çizelge 5.2 : Numunelerin yatay yük kapasiteleri ve karşı gelen temel gerilmeler.100
Çizelge 5.2 : Numunelerin rijitlik değişimlerinin karşılaştırılması.....113
Çizelge 5.3 : Numunelerin enerji tüketimlerin karşılaştırılması.....113
Çizelge 6.1 : Model parametre değerleri.....122
Çizelge 6.2 : γ değerleri.....123
Çizelge 6.3 : Önerilen modelin parametre değerleri (Park, 2012).....145
Çizelge 6.4 : Daha önce yapılan deneyler ile modellerin karşılaştırılması.....149
Çizelge 6.5 : Analitik çalışma için yapılan kabuller.....156
Çizelge 6.6 : SJ tipi göçme için önerilen model ile deney sonuçlarının karşılaştırılması.....158

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : İyi detaylandırılmamış kolon-kiriş birleşim bölgesi ve yapıların toptan göçmesi (Cosgun ve diğ., 2013).....5
Şekil 2.2 : Kiriş boyuna donatılarının kolon-kiriş birleşim bölgesine yeteri kadar ankre edilmemesi ve yetersiz birleşim bölgesi detaylandırması, yapının toptan göçmesi (Tapan ve diğ., 2013). 6
Şekil 2.4 : Deprem yükü altında köşe ve iç kolon-kiriş birleşim bölgesi iç kuvvetleri. 7
Şekil 2.5 : a) Yatay kuvvet, b) şerit mekanizması ve c) kafes mekanizması.....8
Şekil 2.6 : Mevcut kolon-kiriş modelleri: a) Alath ve Kunnath (1995), b) Biddah ve Ghobarah (1999), c) Youssef ve Ghobarah (2001), d) Lowes ve Altoontash 2003), e) Altoontash ve diğ. (2003), f) Shin ve LaFave (2004) ve sonra Celik ve Ellingwood (2008).....27
Şekil 3.1 : Numunenin üç boyutlu görünüşü. 30
Şekil 3.2 : Numunenin planı (boyutlar cm'dir).....30
Şekil 3.3 : Tüm deney numunelerine ait donatı detayları-boyuna görünüş (boyutlar mm'dir). 32
Şekil 3.4 : Tüm deney numunelerine ait donatı detayları-enine görünüş (boyutlar mm'dir). 32
Şekil 3.5 : Kolon kesiti boyutları ve donatıları (boyutlar cm'dir).....34
Şekil 3.6 : Kiriş kesiti boyutları ve donatıları (boyutlar cm'dir). 35
Şekil 3.7 : Eğik çatlağın oluşmasına neden olan kuvvetler ve asal gerilmeler.....37
Şekil 3.9 : Numuneye yük uygulama düzeneği.....39
Şekil 3.10 : Deney yükleme planı. 40
Şekil 3.11 : Numuneye yükverenlerin bağlanması ve eksenel yük düzeneği. 42
Şekil 3.12 : Numunelerin temele, yük verenlere ve çelik link elemanlara mafsallı bağlantısı. 43
Şekil 3.13 : Numune ve deney düzeneğinin üç boyutlu görünüşü. 43
Şekil 4.1 : Numune üretim alanının temizlenmesi ve platform inşası.....45
Şekil 4.2 : a) 3 ton ϕ16, 1.5 ton ϕ10 düz yüzeyli donatı b) kontrplak (plywood) kalıp tahtaları. 46
Şekil 4.3 : Kolon ve kiriş donatılarının imalatı.....46
Şekil 4.4 : Kalıp imalatı ve donatıların yerleştirilmesi.....47
Şekil 4.5 : Şekildeğiştirmeölçerlerin donatı yüzeyine yapıştırılması. 48
Şekil 4.7 : Beton dökümü ve sonrasında kalıpların alınması.....49
Şekil 4.8 : Standart silindir basınç deneyi.....50
Şekil 4.9 : M1 mikseri 28. – 90. – 180. günler betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.....51
Şekil 4.10 : M2 mikseri 28. – 90. – 180. günler betonun standart silindir gerilme şekildeğiştirme ilişkileri.....51
Şekil 4.11 : M3 mikseri 28. – 90. günler betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.....52

Şekil 4.12 : Karot basınç deneyi. 52
Şekil 4.13 : Karot basınç deneylerinin gerilme-şekildeğiştirme grafiği (902 günlük)... 53
Şekil 4.14 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ10). 53
Şekil 4.15 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ16). 54
Şekil 4.16 : B-REF numunesinin görünüşü. 54
Şekil 4.17 : B-WELD numunesinin güçlendirilmiş görünüşü. 55
Şekil 4.18 : Düşük dayanımlı betonun kaldırılması ve donatıların kaynaklanması... 55
Şekil 4.19 : Kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin birleşim bölgesinde 56
kaynaklanması ve tamir harcı uygulaması. 56
Şekil 4.20 : Kolonların köşelerinin yuvarlatılması ve astar çekilmesi. 56
Şekil 4.21 : Uygulanan lifli polimer boyutları (boyutlar mm). 57
Şekil 4.22 : Astar uygulaması. 57
Şekil 4.23 : Adım adım lifli polimer uygulaması. 58
Şekil 4.24 : B-FRP-H numunesinin güçlendirilmiş görünüşü. 58
Şekil 4.25 : Birleşim bölgesinde lifli polimer ile güçlendirme uygulaması. 59
Şekil 4.26 : B-WELD-FRP-H numunesinin güçlendirilmiş görünüşü. 59
Şekil 4.27 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması, 13 cm tamir harcı dökülmesi ve lifli polimer ile güçlendirme uygulaması. 60
Şekil 4.28 : B-WELD-FRP-L numunesinin güçlendirilmiş görünüşü. 60
Şekil 4.29a: Numune üzerine yerleştirilen yerdeğiştirme ölçerler (66 adet)..... 64
Şekil 4.29b : Numune üzerine yerleştirilen yerdeğiştirme ölçerler (66 adet)..... 64
Şekil 4.30 : Numunelerdeki donatı şekildeğiştirme ölçerlerin yerleşimi. 65
Şekil 4.32 : Numunenin yük altındaki deformasyonu. 67
Şekil 4.33 : B-REF numunenin yatay yük düzeltmesi. 68
Şekil 4.34 : B-WELD numunenin yatay yük düzeltmesi. 68
Şekil 4.35 : B-FRP-H numunenin yatay yük düzeltmesi. 69
Şekil 4.36 : B-WELD-FRP-H numunenin yatay yük düzeltmesi. 69
Şekil 4.37 : B-WELD-FRP-L numunenin yatay yük düzeltmesi. 70
Şekil 5.1 : a) Numune planı, çerçeve ve kolonların isimlendirilmesi, b) öteleme oranı ölçüm mesafesi (mm). 72
Şekil 5.2 : Deney düzeneği. 74
Şekil 5.3 : B-REF yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (A-B çerçevesi)... 75
Şekil 5.4 : B-REF yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (C-D çerçevesi)... 75
Şekil 5.5 : B-REF yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri çerçeve ortalaması. 75
Şekil 5.6 : B-REF yatay yük-öteleme oranı ilişkisi zarf eğrisi. 76
Şekil 5.7 : B-WELD yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (A-B çerçevesi) **77**
Şekil 5.8 : B-WELD yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (C-D çerçevesi) **77**
Şekil 5.9 : B-WELD Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri ortalaması... 77
Şekil 5.10 : B-WELD Yatay yük-öteleme oranı ilişkisi zarf eğrisi. 78
Şekil 5.11 : B-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (A-B çerçevesi) 78
Şekil 5.12 : B-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (C-D çerçevesi) 79
Şekil 5.13 : B-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri ortalaması. 79

Şekil 5.14 : B-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı ilişkisi zarf eğrisi. 79
Şekil 5.15 : A birleşimine yakın bölgede kirişte kesme çatlağının oluşması. 80
Şekil 5.16 : B-WELD-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (A-B çerçevesi). 81
Şekil 5.17 : B-WELD-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (C-D çerçevesi). 81
Şekil 5.18 : B-WELD-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı ilişkisi zarf eğrisi (D-C çerçevesi). 81
Şekil 5.19 : B-WELD-FRP-L Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (A-B çerçevesi). 82
Şekil 5.20 : B-WELD-FRP-L Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (C-D çerçevesi). 82
Şekil 5.21 : Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri ortalaması. 83
Şekil 5.22 : Yatay yük-öteleme oranı ilişkisi zarf eğrisi. 83
Şekil 5.23 : B-FRP-H, B-WELD-FRP-L ve B-WELD-FRP-H numunelerinde otopsi yapılması. 84
Şekil 5.24 : B-REF numunesinin A-B birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi. 86
Şekil 5.25 : B-REF numunesinin C-D birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi. 86
Şekil 5.26 : B-REF numunesi A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı. 87
Şekil 5.27 : B-WELD numunesinin A-B birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi. 88
Şekil 5.28 : B-WELD numunesinin C-D birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi. 89
Şekil 5.29 : B-WELD numunesi A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı. 89
Şekil 5.30 : B-FRP-H numunesinin A-B birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi. 91
Şekil 5.31 : B-FRP-H numunesinin C-D birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi. 91
Şekil 5.32 : B-FRP-H numunesi A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı. 92
Şekil 5.33 : B-WELD-FRP-H numunesinin A-B birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi. 93
Şekil 5.34 : B-WELD-FRP-H numunesinin C-D birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki çatlak şeması. 93
Şekil 5.35 : B-WELD-FRP-H numunesi A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı. 94
Şekil 5.36 : B-WELD-FRP-L numunesinin A-B birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi. 95
Şekil 5.37 : B-WELD-FRP-L numunesinin C-D birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi. 95
Şekil 5.38 : B-WELD-FRP-L numunesi A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı. 96
Şekil 5.39 : Numune üzerine ve birleşim bölgesine etki eden kuvvetler. 96
Şekil 5.40 : Eğik çatlağın oluşmasına neden olan gerilmeler. 98
Şekil 5.41 : Mohr Dairesi (Mohr, 1900). 99
Şekil 5.42 : B-REF ve B-WELD numunelerinin karşılaştırılması. 101

Şekil 5.43 : B-REF ve B-FRP-H numunelerinin karşılaştırılması. 102
Şekil 5.44 : B-REF ve B-WELD-FRP-L numunelerinin karşılaştırılması. 102
Şekil 5.45 : B-REF ve B-WELD-FRP-H numunelerinin karşılaştırılması. 103
Şekil 5.46 : B-FRP-H, B-WELD-FRP-H ve B-WELD-FRP-L numunelerinin karşılaştırılması. 104
Şekil 5.47 : Bütün numunelerin karşılaştırılması. 104
Şekil 5.48 : Şekildeğiştirme, dönme ve eğilme hesabı. 105
Şekil 5.49 : Birleşim bölgesinde oluşan iç kuvvetler. 108
Şekil 5.50 : Birleşim bölgesininde kesme şekildeğiştirmesi ölçümü. 108
Şekil 5.51 : Statik deneylerde enerji yutma ve yatay rijitlik tanımı. 110
Şekil 5.52 : Numunelerin enerji yutma ve rijitlik değişim grafikleri. 111
Şekil 5.53 : Numunelerin bütün öteleme oranlarındaki toplam a) enerji yutma, b) ve c) rijitlik değişim grafikleri (İtme-Çekme). 112
Şekil 6.2 : a) FD tipi (Engindeniz, 2008) and b) FR tipi göçme (Sezen, 2012). 116
Şekil 6.3 : Perform-3D programında oluşturulan matematik modele ait detaylar... 118 (Altoontash ve diğ., 2003). 118
Şekil 6.4 : Kolonlara ait a) moment-eğrilik ve b) normal kuvvet-moment karşılıklı etkileşim ilişkisi. 118
Şekil 6.5 : Modelde kullanılan a) sargısız, b) sargılı beton ve c) donatı çeliğine ait gerilme şekildeğiştirme ilişkileri. 119
Şekil 6.6 : Kolonlara atanan kesme mafsalının kesme kuvveti-kesme şekildeğiştirme ilişkisi. 120
Şekil 6.7 : Kirişlere atanan eğilme mafsalına ait moment-eğrilik ilişkisi. 120
Şekil 6.8 : ASCE 41-06 (2006)'nın önerdiği model ve parametreleri. 122
Şekil 6.9 : ACI 369'da a) enine kiriş olan ve b) olmayan dış kolon-kiriş birleşim bölgesi. 122
Şekil 6.10 : Deney numunelerinde kolon-kiriş birleşimi ve enine kiriş. 123
Şekil 6.11 : B-REF numunesi deney sonucu ile ASCE 41-06 (2006) ve ACI (2011) yönetmeliklerinin önerdiği modelin verdiği sonuçların karşılaştırılması 123
Şekil 6.12 : B-WELD numunesi deney sonucu ile ASCE 41-06 (2006) ve ACI (2011) yönetmeliklerinin önerdiği modelin verdiği sonuçları karşılaştırılması. 124
Şekil 6.13 : B-REF numunesi deney sonucu ile Eurocode-8 (2004) yönetmeliğinin birleşim bölgesi kesme dayanımı için verdiği bağıntı ile karşılaştırılması. 125
Şekil 6.14 : B-WELD numunesi deney sonucu ile Eurocode-8 (2004) yönetmeliğinin birleşim bölgesi kesme dayanımı için verdiği bağıntı ile karşılaştırılması. 126
Şekil 6.15 : B-REF numunesi deney sonucu ile DBYBHY-2007 yönetmeliğinin birleşim bölgesi kesme dayanımı için verdiği bağıntı ile karşılaştırılması 127
Şekil 6.16 : B-WELD numunesi deney sonucu ile DBYBHY-2007 yönetmeliğinin birleşim bölgesi kesme dayanımı için verdiği bağıntı ile karşılaştırılması. 128
Şekil 6.17 : Betonun iki eksenli gerilme etkileri altında davranışı (5. derece parabol). 130
Şekil 6.18 : Modelde tanımlanan a) moment ve kesme şekildeğiştirmeleri b) gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi ve gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinden dönüştürülmüş c) moment-dönme modeli (Park, 2012). 132

Şekil 6.19 : Dış kolon-kiriş birleşim bölgesi için yük aktarımı ve oluşan diyagonal basınç şeridi. 135
Şekil 6.20 : Dış kolon-kiriş birleşim bölgesinde oluşan diyagonal basınç blokları (Park, 2012). 138
Şekil 6.21 : Modelin akış şeması (Park, 2012). 140
Şekil 6.22 : Dış kolon-kiriş birleşim bölgesinde denge durumu (Park, 2012) 140
Şekil 6.23 : Dönüştürülen aderans dayanım modeli (Park, 2012) 142
Şekil 6.24 : α değerleri için çok eğrilikli grafik (Park, 2012). 143
Şekil 6.25 : Park (2012)'nin önerdiği model. 144
Şekil 6.26 : Kolon-kiriş birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatıların kanca durumu (Priestley, 1997). 146
Şekil 6.27 : Dış birleşimlerde model için önerilen dayanım azalmaları (Priestley, 1997). 146
Şekil 6.28 : B-WELD numunesine ait deney sonucu ile Hassan (2011) modelinin karşılaştırılması (Hassan (2011) eğrisi). 151
Şekil 6.29 : B-WELD numunesine ait deney sonucu ile Park (2012) modelinin karşılaştırılması (Park (2012) eğrisi). 151
Şekil 6.30 : B-WELD numunesine ait deney sonucu ile Priestley (1997) modelinin karşılaştırılması. 151
Şekil 6.31 : a) 90-derece kanca durumunda göçme mekanizması ve b) oluşan kuvvetler (Bedirhanoğlu, 2009, Minor ve diğ., 1975, Fujii ve diğ., 1991, Joh ve diğ., 1995). 152
Şekil 6.32 : 90-derece kanca durumunda göçme mekanizması. 153
Şekil 6.33 : Birleşim bölgesi indeksi (y) ve donatıda oluşan kuvvetin donatının akmasına karşı gelen kuvvete oranı (x) arasındaki ilişki grafiği. 157
Şekil 6.34 : Birleşim bölgesi serbest cisim diyagramı. 157
Şekil 6.35 : Birleşim bölgesinin LP ile güçlendirilmiş serbest cisim diyagramı. 159
Şekil 6.36a : İtme analizinde B-FRP-H ve B-WELD-FRP-H numunelerinin kiriş eğilme kapasitesine ulaşılması ve Park (2012) modeli ile karşılaştırılması. 161
Şekil 6.36b : İtme analizinde B-WELD-FRP-L numunesinin kiriş eğilme kapasitesine ulaşılması ve Park (2012) modeli ile karşılaştırılması. 161

SEMBOL LİSTESİ

$\mathbf{A_{FRP}}$: Bir şerit LP'nin alanı

$\mathbf{A_g}$: Kolon kesit alanı

$\mathbf{A_j}$: Birleşim bölgesi kesme kesit alanı

$\mathbf{A_s}$: Çekme bölgesindeki kiriş boyuna donatılarının alanı

$\mathbf{A_{str}}$: Birleşim bölgesinde etkili basınç bloğu alanı

$\mathbf{a_b}$: Kiriş basınç bölgesi derinliği

$\mathbf{a_c}$: Kolon basınç bölgesi derinliği

$\mathbf{a_s}$: Basınç bloğu genişliği

$\mathbf{b_c}$: Kolon kesit genişliği

$\mathbf{b_j}$: Birleşimdeki kesme kuvveti alanının etkili genişliği

$\mathbf{d_s}$: Kiriş faydalı yüksekliği

$\mathbf{E_c}$: Betonun elastisite modülü

$\mathbf{E_{FRP}}$: LP'nin elastisite modülü

$\mathbf{E_s}$: Donatının elastisite modülü

$\mathbf{f_c^{'}}$: Betonun basınç dayanımı

$\mathbf{f_c}$: Betonun iki eksenli basınç dayanımı

$\mathbf{f_t}$: Betonun çekme dayanımı

$\mathbf{f_y}$: Donatı akma dayanımı

F : Yatay kuvvet

G : Kesme modülü

$\mathbf{h_b}$: Birleşim bölgesi yüksekliği

$\mathbf{h_c}$: Kolon kesit yüksekliği (birleşim bölgesi genişliği)

$\mathbf{h_j}$: Birleşimdeki kesme kuvveti alanının etkili yüksekliği

H : Numune yüksekliği

$\mathbf{j}$: Moment kolu

$\mathbf{l_{dd}}$: Kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesindeki düz kısmı

$\mathbf{M_r}$: Kesitin moment kapasitesi

$\mathbf{M_j}$: Birleşim bölgesinden aktarılan moment

$\boldsymbol{\nu}$: Eksenel yük oranı

$\mathbf{N}$: Eksenel kuvvet

$\mathbf{T}$: Kiriş boyuna donatılarındaki çekme kuvveti

$\mathbf{V_{FRP}}$: LP ile taşınan kesme kuvveti

$\mathbf{V_j}$: Birleşim bölgesinde oluşan kesme kuvveti

$\mathbf{V_{jh}}$: Birleşim bölgesinde oluşan yatay kesme kuvveti

$\mathbf{V_{jv}}$: Birleşim bölgesinde oluşan düşey kesme kuvveti

$\mathbf{V_{kolon}}$: Alt ve üst kolondaki kesme kuvvetlerinin küçük olanı

$\mathbf{V_n}$: Birleşim bölgesinin kesme dayanımı

$\mathbf{V_r}$: Kesitin kesme kapasitesi

$\boldsymbol{\beta_1}$: Betonun yumuşama katsayısı

$\boldsymbol{\theta}$: Birleşimdeki basınç bloğu açısı

$\boldsymbol{\mu}$: Aderans gerilmesi

$\boldsymbol{\tau_j}$: Birleşim bölgesine etki eden kesme gerilmesi

$\boldsymbol{\tau_{FRP}}$: LP'nin taşıyacağı kesme gerilmesi

$\boldsymbol{\gamma_{s,i}}$: Birleşim bölgesi kesme şekildeğiştirmesi

$\boldsymbol{\gamma}$: Beton kesme dayanımı katsayısı

$\boldsymbol{\rho_s}$: Birleşim bölgesindeki donatı oranı

$\boldsymbol{\varepsilon_x}$: Birleşim bölgesinde yatay dönüştürülmüş şekildeğiştirme

$\boldsymbol{\varepsilon_y}$: Birleşim bölgesinde düşey dönüştürülmüş şekildeğiştirme

$\boldsymbol{\varepsilon_{\theta,s}}$: Birleşim bölgesinde diyagonal dönüştürülmüş şekildeğiştirme

$\boldsymbol{\varepsilon_{FRP}}$: LP'nin kopma anındaki şekildeğiştirmesi

ϕ : Donatı çapı

$\boldsymbol{\sigma_1}$: Asal çekme gerilmesi

$\boldsymbol{\sigma_2}$: Asal basınç gerilmesi

ÜÇ BOYUTLU BETONARME ÇERÇEVELERİN DÜĞÜM NOKTALARININ DEPREM ETKİLERİNE KARŞI GÜÇLENDİRİLMESİ

ÖZET

Ülkemiz yapı stoğunun çoğunluğu deprem riski altındadır. Bu nedenle mevcut yapıların bir bölümünün olası depremde ya yıkılacağı ya da ağır hasar alacağı bilinmektedir. Bu daha önce meydana gelen 1992 Erzincan, 1995 Dinar, 1998 Adana-Ceyhan, 1999 Kocaeli-Düzce ve 2011 Van-Erciş depremlerinin sonuçlarından da anlaşılmaktadır. Depremler sonrası yapılar incelendiğinde en yaygın hasar tiplerinden birinin kolon-kiriş birleşim bölgesi hasarları olduğu görülmektedir. Daha önce kolon-kiriş birleşim bölgesinin davranışı ve güçlendirilmesi ile ilgili yapılan çalışmaların çok büyük bölümü ülkemiz mevcut yapı stoğunun özelliklerini tam olarak yansıtmamaktadır. Yani düşük dayanımlı beton, düz yüzeyli donatı kullanımı ve yetersiz enine durumunun bir arada olduğu durumları içermemektedir. Bu tez kapsamında yapılan araştırmanın literatürdeki çalışmalardan farkı denenen numunelerde beton dayanımının düşük olması, düz düzeyli donatı kullanılması, birleşim bölgesinde etriye olmaması ile numunelerin üç boyutlu ve tam ölçekli olmasıdır. Bu tez çalışmasının amacı, ülkemizdeki mevcut yapıların durumunu temsil etmek üzere düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatıya sahip kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem etkileri altındaki davranışlarını incelemek ve deprem etkilerine karşı bu davranışlarını iyileştirmektir. Bu amaçla malzeme deneyleri yanında deneysel ve analitik çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Tez çalışmasının deneysel bölümünde 5 adet tam ölçekli üç boyutlu numune üretilmiş ve deprem durumunu benzeştiren yükleme altında deneyleri yapılmıştır. Yapılan deneysel çalışmalar doktora çalışması sırasında Bedirhanoğlu (2009) tarafından gerçekleştirilmiş olan deneysel çalışmanın üç boyutlu numuneler üzerinde devamı olarak planlanmıştır.

Analitik çalışmalarda ise deney sonuçları, yürürlükteki yönetmelikler ve literatürdeki güncel birleşim bölgesi davranış modelleri ile karşılaştırılmıştır. Yapılan deneysel ve analitik çalışmalar sonucunda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem yükleri altındaki davranışı açıklanmış ve uygulanabilir güçlendirme yöntemleri

geliştirilmiştir. Bu tez çalışması giriş bölümü ve daha önce yapılan çalışmalara değinilen Bölüm 2'den sonra beş ana bölüme ayrılmıştır.

Bölüm 3, numunelerin tasarımı, elemanların kapasiteleri, birleşim bölgesinin güçlendirmeden önceki ve güçlendirildikten sonraki kesme kuvveti üç boyutlu numuneler üzerinde devamı olarak planlanmıştır. Kapasitelerinin bulunması, yükleme patronunun belirlenmesi ve ölçüm düzeneği konularına yer verilmiştir.

Bölüm 4, numune üretim alanının hazırlanması ve numunelerin üretilmesi, numunelerin isimleri ve güçlendirme yöntemleri, güçlendirmede kullanılan malzemeler ve özellikleri, malzeme deneyleri ve ölçüm sistemi açıklanmıştır. Üretilen numunelerden B-REF referans numunesidir. B-WELD numunesinde birleşim bölgesindeki eski beton kaldırılmıştır. Beton örtüsünün kaldırılmasıyla birleşim bölgesindeki kiriş alt ve üst boyuna donatılarının gönyeleri birbirlerine kaynaklanmıştır. Bu işlem yapıldıktan sonra birleşim bölgesi tamir harcı ile kapatılmıştır. B-WELD-FRP-H ve B-WELD-FRP-L numunelerine B-WELD numunesinde yapılan müdahalenin aynısı uygulanmış ayrıca birleşim bölgeleri her iki diyagonal doğrultuda 45 derece açı ile altışar ve üçer kat karbon lifli polimer sarılarak güçlendirilmiştir. B-FRP-H numunesinde birleşim bölgesine sadece diyagonal doğrultuda 45 derece açı ile altışar kat karbon lifli polimer sarılarak güçlendirilmiştir. Bölüm 5, numunelerin deney sonuçlarından elde edilen yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri, moment-dönme ilişkileri, donatı şekildeğiştirme ölçümleri, numunelerde göçme şekilleri, deney sonuçlarının karşılaştırılması ve numunelerin enerji yutma ve rijitlik değişimi ve deney sonuçlarının değerlendirilmesi verilmiştir.

Bölüm 6, yapılan analitik çalışmalar sunulmuştur. Yapılan analitik çalışmalarda deney sonuçları, yönetmelikler ve güncel birleşim bölgesi modellerinin verdiği sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Yönetmeliklerin deney sonuçları ile karşılaştırılmasında, ASCE41-06 (2006) ve ACI 369 (2011) dökümanlarının kapasite tahmininde dayanım ve deformasyon açısından aşırı güvenli tarafta kaldığı görülmüştür. Eurocode-8 (2004) ve DBYBHY-2007 yönetmelikleri yeni betonarme yapıların tasarımında kullanılacak denklemlere referans vermiştir. Bu denklemlerdeki kesme kapasitesi kolon-kiriş birleşim bölgesinde diyagonal basınç etkileri altında betonun ezilmesine karşılık gelmektedir. Diyagonal çekme etkileri için ise yeni binalar için etriye şartları verilmiştir. Eski binaların için ise bu konuda bir detay yoktur. Bu nedenle Eurocode-8 (2004) ve DBYBHY-2007 birleşim bölgesinin diyagonal basınç etkileri altındaki

kesme kapasitelerini her iki test numunesi için de (B-REF ve B-WELD) deneyden elde edilen kapasitenin üzerinde belirlemektedir. Ayrıca, literatürden birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşmasıyla göçme moduna ulaşan 27 farklı deney sonucu incelenmiş, bu deney sonuçları ilgili göçme modu için önerilmiş 6 farklı dayanım modeli ile karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırmadan elde edilmiş olan sonuçlarının ortalamalarına ve standart sapma değerlerine bakıldığında Hassan (2011), Bedirhanoğlu (2009) ve Park (2012) modellerinin genel olarak dayanım açısından diğer modellerden daha iyi sonuçlar verdiği görülmüştür. Ülkemizdeki mevcut eski yapılardaki tipik yetersizlikleri de içeren B-REF numunesi kanca önündeki betonun ezilmesi ve bunun sonucunda kiriş boyuna donatısının sıyrılması ile göçme moduna ulaşmış idi. Bu tür davranış için Bedirhanoğlu (2009) tarafından önerilen dayanım modeli parametrik bir çalışma ile bir adım basitleştirilmiş ve yarı-ampirik bir model ortaya koyulmuştur. Bu modelden elde edilen sonuçlar Bedirhanoğlu (2009) ve bu tez içerisindeki SJ tipinde göçme yaşayan B-REF numunesinin deneysel sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucunda önerilen yarı-ampirik modelin deney sonuçları ile uyumlu sonuçlar verdiği görülmüştür. LP ile güçlendirilen tüm numunelerde kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşmıştır. Yapılan analitik çalışmada LP ile güçlendirilen üç deney numunesininde davranışı, kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşması şeklinde olmuştur.

Bölüm 7'de deneyler ve analitik incelemeler sonucunda elde edilen veriler ve bulgulara değinilmiş, mevcut yapılar için pratik uygulanabilir güçlendirme önerileri verilmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçların değerlendirilmesiyle varılan en önemli sonuçların bazıları söyle sıralanabilir: a) Uygulanan güçlendirme yöntemleri birleşim bölgesinin kesme dayanımını artırmıştır, b) Bedirhanoğlu (2009) tarafından gerçekleştirilen çalışmadan farklı olarak; güçlendirme uygulamasının, donatının sıyrılmasını önlemek üzere kaynak yapılmayan numunelerde de, önemli bir etkisi olduğu görülmüştür, c) kiriş alt ve üst donatılarının gönyeleri kaynaklanan numunenin referans numunesine göre yatay yük ve yerdeğiştirme kapasiteleri artmıştır, ancak hasar birleşimin kesme kapasitesine ulaşması ile büyümüş ve kiriş eğilme kapasitesine ulaşılamamıştır, d) kaynak yapılan ve yapılmayan, birleşim bölgesi LP ile güçlendirilen numunelerde birleşim bölgelerinde hasar oluşmamış, göçme kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşılması ile sınırlanmıştır. Analitik çalışmadan elde edilmiş olan bazı sonuçlar ise; a) ASCE 41-06 (2006) ve ACI 369 (2011) yönetmelikleri

birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması ile göçmeye ulaşan model önermektedir (J tipi göçme). Buna göre önerilen model J tipi göçmeye ait deney sonucu ile hem dayanım hemde deformasyon açısından oldukça güvenli tarafta kalmaktadır. Eurocode-8 (2004) ve DBYBHY-2007 yönetmelikleri birleşim bölgesinin kesme kapasitesini yüksek tahmin etmektedir, b) J tipi göçmeye ait modellerden Hassan (2011), Bedirhanoğlu (2009) ve Park (2012) modellerinin genel olarak dayanım açısından diğer modellerden daha iyi sonuçlar verdiği görülmüştür, c) SJ tipi göçme için önerilen yarı-ampirik model iki deney sonucu ile karşılaştırılmış ve deney sonuçlarına oldukça yakın sonuç verdiği görülmüştür.

SEISMIC RETROFIT OF JOINT OF 3D REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH FRP

SUMMARY

A majorty of the present building stock of Turkey is under seismic risk. With this respect it is believed that a significant proportion of the existing structures will either collapse or will get heavily damaged during a possible strong earthquake. This is well supported by the consequences of the previous 1992 Erzincan, 1995 Dinar, 1998 Adana-Ceyhan, 1999 Kocaeli-Düzce and 2011 Van-Erciş earthquakes. Post-earthquake observations carried out on buildings subjected to earthquake actions revealed that one of the most heavily damaged regions within the buildings were the beam-to-column joints. Previous studies on the behavior and strengthening of beam-to-column joints generally do not cover the characteristics of the existing building stock of Turkey. In particular these studies do not cover the cases where low strength concrete have been used with plain rebars and insufficient transverse bars. Consideration of low strength of concrete, plane rebars, lack of shear reinforcement in the joint and the use of full scale three dimensional full scale frame models make the present thesis study unique. With this respect, the aim of the thesis is to investigate the seismic behavior of beam-to-column joint with low concrete strength and plane rebars which represent the current physical condition of existing reinforced concrete buildings in Turkey. For this purpose besides material tests both experimental and analytical studies were carried out. In the experimental part of the study 5 full scale three dimensional frame models were produced and tested under . The experimental study carried out on three dimensional frame models was planned as a continuation of the test study carried out on two dimensional frame models by Bedirhanoğlu (2009) in his PhD study. In the analytical study the test results were compared with predictions of analytical joint models and also the expressions available in the current specifications. The results of both experimental and analytical studies were used to better understand the behavior of the beam-to-column joint under seismic actions. Also practical strengthening methods were proposed.

The thesis starts with an introduction chapter followed by Chaper 2 which is a Literature Survey. The rest of the thesis is composed of five main chapters. The design of the specimens, member capacities, shear capacity of the joints before and after strenghtening, the loading pattern and the experimental setup are explained in Chapter 3. Calculation of capacities, determination of the loading pattern and the test setup are also described in this cahapter.

In Chapter 4, the production of the specimens, specimen designation, strengthening methods, materials used in strengthening, material tests and measurement system are presented and discussed.

In the experimental program B-REF is the designation for the reference specimen. The old concrete cover was removed in the joint of the specimen designated as B-WELD. After this removal process the beam top and bottom reinforcement in the joints were welded. Then this region was covered with repair mortar. Specimens designated as B-WELD-FRP-H and B-WELD-FRP-L were subjected to the same process as done for B-WELD with an additional strengthening of their joints with three and six layer carbon fiber polymer wrapped around in 45 degree orientation. For specimen B-FRP-H only six layer and 45 degree orientation wrapping was applied.

Lateral load-displacement and moment-rotation relationships obtained for the tested specimens, reinforcement strain measurements, specimen failure modes, energy dissipation capacity of specimens and variation of rigidity are presented and discussed in Chapter 5.

Chaper 6 is dedicated to analytical studies. The test results were compared with predictions of available analytical models and also with the expressions available in the current specifications. The comparisons revealed that predictions of ASCE41-06 (2006) and ACI 369 (2011) in terms of both strength and deformation are conservative. Eurocode-8 (2004) and DBYBHY-2007 give reference to expressions used for the design of new reinforced concrete buildings. The shear resistance given in these expressions correspond to the crushing of the concrete under the effects of diagonal compressive forces within the joint. On the other hand, provisions for stirrups are provided for the diagonal tension forces. Regarding this matter, no detailed provisions are available for assessment of joints of existing reinforced concrete buildings. For this reason, shear resistances calculated according to Eurocode-8 (2004) and DBYBHY-2007 are greater than those obtained for the reference test specimens. Test results

presented in the literature for 27 specimens which are reported to have failed in shear within the joints were compared with predictions of 6 different available strength models. Considering the mean and standard deviation values calculated showed that models by Hassan (2011), Bedirhanoğlu (2009) and Park (2012) gave better strength predictions.

One reference specimen which represents the typical weaknesses in practice reached failure with slippage of beam longitudinal rebars as a result of crushing of concrete in front of the hook of the beam bar in the joint. A model proposed by Bedirhanoğlu (2009) which simulates this type of behavior was simplified by carrying out a parametric study and a semi-empirical model was proposed. The predictions of this model were compared with the test results of Bedirhanoğlu (2009) and the results of specimen B-REF in this study which exhibited SJ type failure. The comparisons have revealed that the proposed semi-empirical model gave results in line with the experimental findings. All the specimens strengthened with LP were observed to reach their flexural capacity. Similar behaviour was observed in the analytical study for models strengthened with LP.

In Chapter 7, experimental findings are discussed in a general sense and practical strengthening solutions are proposed for existing structures. Some important conclusions reached as a result of the experimental study are a) the proposed strengthening methods have increased the shear resistance of the joint b) different from the study carried out by Bedirhanoğlu (2009) the proposed strengthening method played an important role in preventing slippage of the reinforcement bars for non-welded specimens c) specimen with beams for which top and bottom beam bars are welded to each other at their hooks bars exhibited increased lateral load and deformation capacity. However, the beam flexural capacity was not reached d) for specimens with welded or unwelded hooks and joint regions strengthened with LP sheets, no joint failure was observed and the beam flexural capacity was reached. Conclusions reached as a result of the analytical study are a) ASCE 41-06 (2006) and ACI 369 (2011) specifications propose models that predict failure as soon as the joint region reaches its shear capacity (type J mode). To this end the model proposed in this study is found to be on the safe side in terms of both strength and deformation with respect to J type failure mode. Both Eurocode-8 (2004) and DBYBHY-2007 overestimate the shear capacity of the joint, b) Models dealing with J type failure including the models by Hassan (2011), Bedirhanoğlu (2009) and Park (2012) in

general yield better predictions for strength compared with other models, c) the semi-empirical model proposed for SJ type failure mode was compared with the two test results and was observed to agree well with the test findings.

1. GİRİŞ

Ülkemiz topraklarının önemli bölümü deprem kuşağında yer almaktadır. Bu nedenle ülkemiz yapı stoğunun çoğunluğu deprem riski altındadır. Ayrıca yapılan çalışmalara bakıldığında mevcut yapıların önemli bölümünün sadece düşey yüklere göre projelendirildiği veya kendi yapım yılında yürürlükte olan yönetmelik koşullarını sağlamadığı, hatta birçok yapının projesinin olmadığı görülmüştür. Bu nedenle mevcut yapıların bir bölümünün olası depremde ya yıkılacağı ya da ağır hasar alacağı bilinmektedir. Bu daha önce meydana gelen depremlerin sonuçlarından da anlaşılmaktadır. Daha önce meydana gelen 1992 Erzincan, 1995 Dinar, 1998 Adana-Ceyhan, 1999 Kocaeli-Düzce ve 2011 Van depremlerine bakıldığında, yapılarda oluşturdukları hasarı ve nedenlerini şöyle sıralamak mümkündür; eski yapılarda, kontrolsüz el ile beton dökümü neticesinde beton kalitesinin kötü olması ve basınç dayanımının düşük çıkması, projesinde olmayıp daha sonra yapıya kaçak kat ilave edilmesiyle düşey taşıyıcı elemanlar üzerindeki eksenel yükü artırmaktadır ve düşey taşıyıcı elemanların eksenel yük oranları yüksek değerlere ulaşmaktadır. Hatta bazı yapılar, sadece düşey yükler altında sünmenin etkisiyle göçme riski altındadırlar, yapıda yapı elemanların kesit boyutlarının yetersiz olması yapının yanal rijitliğinin depreme etkisine karşı yetersiz kalmasına ve düşey yükler altında eksenel gerilmelerin artmasına neden olmaktadır, yetersiz etriye kullanımı elemanın kesme kapasitesinin yetersiz olmasına ve sünekliliğin az olmasına sebep olmaktadır. Ayrıca deprem esnasında ilave basınç gerilmelerine maruz kalan boyuna donatılar, seyrek etriye nedeni ile burkulabilmekte ve kolonlar dayanımlarını kaybedebilmektedirler. Kolon-kiriş birleşim bölgelerinde etriye olmaması birleşim bölgesinin zayıf olmasına neden olmaktadır. Yapılarda düz yüzeyli donatı kullanılması aderansın tersinir yükler altında çok çabuk kaybolmasına sebep olmaktadır. Bu durumda donatı ile beton arasında kuvvet aktarımı ortadan kalkmaktadır. Kolay uygulanabilirlikten dolayı donatı bindirmeli eklerin uygun olmayan yerlerden yapılması kesitin eğilme momenti kapasitesine ulaşılmadan dayanımı kaybetmesine neden olmaktadır. Taşıyıcı elemanların dış etkilere açık olması, yeterince önlem alınmamasından dolayı donatıda

korozyon oluşur ve çeşitli kimyasal etkilerden dolayı betonun zayıflamasına neden olur. Yapı taşıyıcı sisteminin iyi seçilerek, yapı ağırlık merkezi ile rijitlik merkezinin mümkün olduğunca üst üste gelmesi sağlanmaması, mevcut yapılardaki işçilik kalitesinin oldukça düşük olması, donatı enine kancalarının 135 derece bükülmesi gerekirken 90 derece bükülmesi, donatı yerleşimine dikkat edilmemesi ve betonun kalıba iyi yerleştirilmemesi gibi bir çok durum sayılabilir.

Özellikle deprem riski altında olan gelişmiş ülkelerde beton kalitesinin iyi olması ve donatı olarak nervürlü donatı kullanılması bu ülkelerdeki yapı stoğu ile Türkiye'deki yapı stoğunu birbirinden ayırmaktadır. Türkiye'deki yapılarda kullanılan beton kalitesi diğer gelişmiş ülke yapılarında kullanılan beton kalitesinden düşüktür. Dünyadaki pek çok gelişmiş ülkede düz yüzeyli donatı kullanımı yıllar önce terk edilmiştir. Oysa ülkemizde yeni yapılan yapılarda düz yüzeyli donatı kullanılmasa da, mevcut yapıların çoğunda kullanılmıştır.

Günümüzde betonarme yapı elemanlarının onarımı ve güçlendirilmesi ile ilgili ulusal ve uluslararası birçok çalışma yapılmaktadır. Fakat yapılan bu çalışmaların büyük bölümünün ülkemiz yapı stoğu için geçerli olmayabileceği düşünülmektedir. Bu nedenle Türkiye yapı stoğuna özgü, yukarıda sayılan tipik uygulamalar dikkate alınarak yapılacak araştırmalara ihtiyaç duyulmaktadır.

Depremlerde sık görülen hasarlardan biri kolon-kiriş birleşim bölgesi hasarlarıdır. Kolon-kiriş birleşim bölgeleri yapılarda kritik bölge olarak bilinir. Deprem yükleri betonarme yapının taşıyıcı elemanlarında özellikle kolon-kiriş birleşim bölgelerinde büyük iç kuvvetler oluşturmaktadır. Çünkü bu bölgeler yapıya etkiyen yatay kuvvetleri kolon ve kirişlere aktaran bir merkez konumundadır. Kolon-kiriş birleşim bölgeleri binanın ayakta kalabilmesi için büyük önem taşımaktadırlar. Bu nedenle kolon-kiriş birleşim bölgesinde oluşacak bir aksaklık bütün yapı davranışını etkileyecektir. Ülkemizdeki mevcut yapıların büyük kısmında kolon-kiriş birleşim bölgeleri enine donatı bakımından yetersizdir. Kullanılan beton kalitesinin düşük olması ve düz yüzeyli donatı kullanılması durumu daha da kötüleştirmektedir. Daha önce yapılan çalışmalara bakıldığında mevcut eski tip kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışını inceleyen sınırlı sayıda çalışma olması nedeniyle bu tip elemanların davranışları iyi bilinmemektedir (Park ve Paulay (1975), Marques ve Jirsa (1975), Ehsani ve Weight (1985), Tsonos ve diğ. (1992), Pampanin ve diğ. (2002), Murty ve diğ. (2003), Hwang ve diğ. (2005)). Tezin ikinci bölümünde, yapılan bu çalışmalara detaylı olarak değinilmiştir. Bu tez çalışmasının amacı deneysel ve analitik çalışmalar ile betonarme

yapıların kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem performansını artırmak, ekonomik, kolay uygulanabilir ve bina kullanıcılarını en az düzeyde rahatsız edecek güçlendirme teknik ve detaylarının belirlemektir. Bu güçlendirme tekniklerinin yapı davranışına katkısının deneysel ve analitik olarak incelenmesi ve pratikte kullanılabilecek hesap metotlarının geliştirilmesini amaçlanmaktadır. Yapılan deneysel çalışmalar doktora çalışması sırasında Bedirhanoğlu (2009) tarafından gerçekleştirilmiş olan deneysel çalışmanın üç boyutlu numuneler üzerinde devamı niteliğindedir.

2. KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİ İLE İLGİLİ DAHA ÖNCE YAPILAN ÇALIŞMALAR

Daha önce meydana gelen depremlere bakıldığında yapıların yıkılmasının birçok nedeninin yanı sıra belirgin yıkılma nedenlerinin başında kolon-kiriş birleşim bölgesi zayıflığı gelmektedir. Yetersiz enine donatı ve düşük beton dayanımı nedeni ile kolon-kiriş birleşim bölgesinin yetersiz kesme dayanımına sahip olması ve düz yüzeyli boyuna donatıların sıyrılması, deprem yükleri altında yapının kolon-kiriş bölgesinin zayıf kalmasına, dolayısıyla yapının toptan göçmesine neden olabilmektedir (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 : İyi detaylandırılmamış kolon-kiriş birleşim bölgesi ve yapıların toptan göçmesi (Cosgun ve diğ., 2013).

Yapılarda kuşatılmış kolon-kiriş birleşim bölgesi ile kuşatılmamış kolon-kiriş birleşim bölgesi, kesme kuvvetlerini taşımak bakımından farklı davranmaktadırlar. Kuşatılmamış birleşimlerde enine kirişler devam etmediğinden, kuşatılmış birleşime göre kesme kuvveti kapasiteleri daha azdır. Ayrıca Türkiye yapı stoğuna bakıldığında düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatı kullanılmasına bağlı olarak donatı ile beton arasındaki aderans az olacağından gerekli donatı bindirme boyu artmaktadır (Şekil 2.2). Bu nedenle dış birleşimler deprem esnasında yetersiz bindirme boyu ve kesme kapasitesinin yetersizliği nedeniyle depreme karşı zayıf kalmaktadırlar.

Depremlere ve oluşturdukları hasarlara bakıldığında en çok hasarın kuşatılmamış dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinde oluştuğu gözlenmiştir. Bu nedenle kolon-kiriş birleşim noktalarının iyi tasarlanması gerekmektedir.

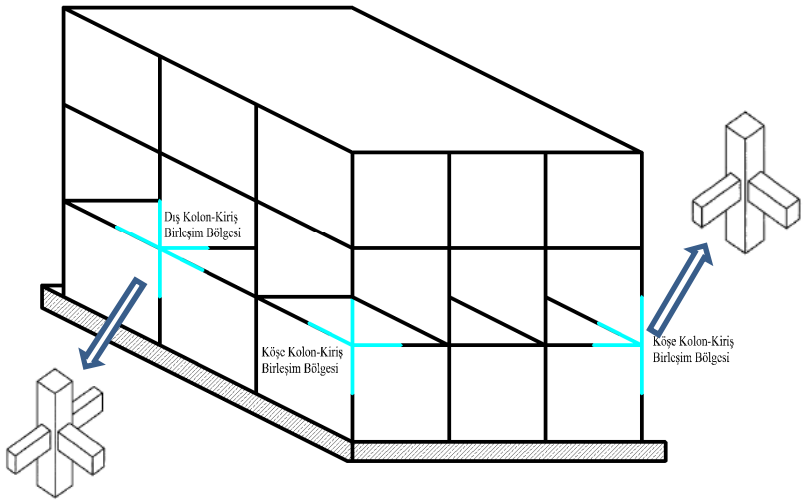


Şekil 2.2 : Kiriş boyuna donatılarının kolon-kiriş birleşim bölgesine yeteri kadar ankre edilmemesi ve yetersiz birleşim bölgesi detaylandırması, yapının toptan göçmesi (Tapan ve diğ., 2013).

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin davranışını araştırmak üzere günümüze dek çok sayıda deneysel ve kuramsal çalışma yapılmıştır. Fakat kolon-kiriş birleşim bölgesinin davranışı ve güçlendirilmesi ile ilgili yapılan çalışmaların çok büyük bölümü ülkemiz mevcut yapı stoğunun özelliklerini tam olarak yansıtmamaktadır. Daha önce yapılan çalışmalar, "kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışı üzerine yapılan çalışmalar" başlığı altında özetlenmiştir.

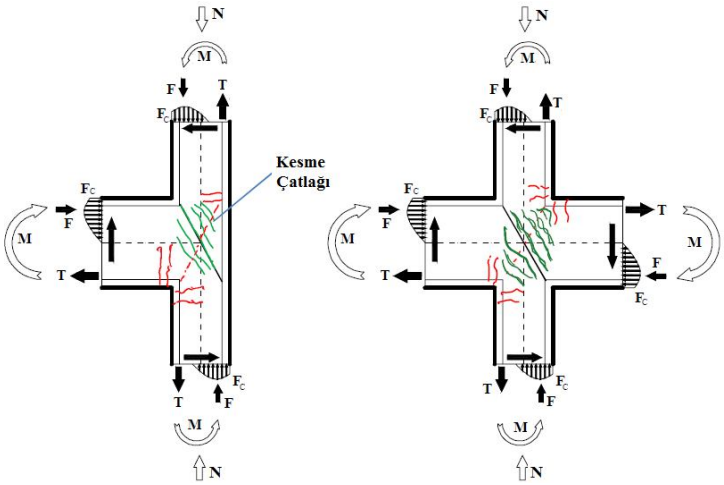
2.1 Dış ve Köşe Kolon-Kiriş Birleşim Bölgeleri

Tez kapsamında köşe kolon-kiriş birleşim bölgesi incelenecektir. Kolon-kiriş birleşim bölgesi kiriş derinliği ve kirişin saplandığı kolonun genişliği olarak tanımlanır ve yapılarda yük transferlerinin yapıldığı bölgelerdir (Şekil 2.2).



Şekil 2.3 : Betonarme binalarda dış ve köşe kolon-kiriş birleşim bölgeleri.

Deprem yükleri altında yapılarda en çok zorlanan bölgeler kolon-kiriş birleşim bölgeleridir. Bu nedenle birleşim bölgeleri için karmaşık sıyrılma ve kesme modelleri geliştirmek gerektirmektedir (Paulay ve Priestley (1992), Paulay ve Park (1984), Park ve Paulay (1975 ve Hakuta ve diğ. (2000)). Şekil 2.4'te deprem yükü altında birleşim bölgesinde oluşan iç kuvvetler görülmektedir.

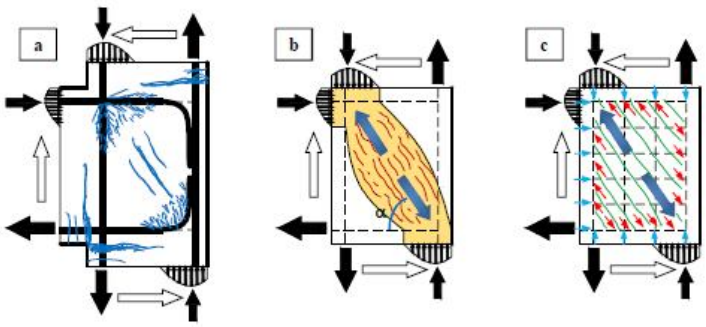


Şekil 2.4 : Deprem yükü altında köşe ve iç kolon-kiriş birleşim bölgesi iç kuvvetleri.

Şekil 2.4'te de görüldüğü gibi kolon ve kirişte oluşan basınç ve çekme kuvvetleri birleşim bölgesinde oluşan basınç ve çekme gerilmeleri yardımıyla aktarılır. Birleşim bölgesindeki donatı detayları, h_b / h_c oranı, eksenel yük oranı, birleşim bölgesinde etriye miktarı birleşim bölgesinde oluşan gerilmeleri etkilemektedir.

2.2 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Dayanımı Mekanizması

Dış kolon-kiriş birleşim bölgesinde oluşan kuvvetler Şekil 2.5(a)'da görülmektedir.



Şekil 2.5 : a) Yatay kuvvet, b) şerit mekanizması ve c) kafes mekanizması.

Deprem kuvveti altında birleşim bölgesinde başlangıçta kolon ve kiriş boyuna donatıları gelen yükleri karşılar ve birleşim bölgesinde şerit şeklinde diyagonal küçük çatlaklar oluşur. Deprem kuvveti arttığında birleşim bölgesindeki diyagonal kesme çatlakları büyür ve birleşim bölgesinin kesme dayanımı iki ana transfer mekenizması ile belirlenir. Bunlar şerit ve kafes mekanizmalarıdır (Park ve Paulay (1975)).

Şerit mekanizmasında, birleşim bölgesine etki eden kesme kuvvetleri birleşim bölgesinde diyagonale yakın bir açı ile basınç bloğu oluşturarak yük aktarımı gerçekleşir. Bu mekanizma donatılarda yüksek uzama ve birleşim bölgesinde geniş çatlaklar oluşmasına neden olan büyük eğilme dönmeleri oluşmadan önceki yükleme durumunda meydana gelir. Şekil 2.5(b)'de gösterildiği gibi, birleşim bölgesinde diyagonal beton basınç kuvveti oluştuğunda ve kolon, kiriş boyuna donatılarında sıyrılma başladığında diyagonal şerit mekanizması etkin olur. Kafes mekanizması, ileri yükseklerde, donatı ile beton arasındaki aderans kaybı ve elastik ötesi yerdeğiştirmelerde oluşur (Şekil 2.5(c)). Bu durumda birleşim bölgesinin kesme dayanımı yatay ve düşey donatılar ile karşılanır.

2.3 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Davranışı Üzerine Yapılan Çalışmalar

Kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem yükleri altında zayıf oldukları iki temel nokta kiriş ve kolon boyuna donatılarındaki yetersiz bindirme boyları ve birleşim panel bölgesinin yetersiz kesme kapasitesine sahip olmasıdır. Kenar ve iç birleşim bölgeleri kesme kuvvetlerini taşıma açısından farklı davranmaktadırlar. Kenar kolon-kiriş birleşim bölgelerinde birleşim bölgesine birleşen kirişler devam etmediğinden iç kolon-kiriş birleşim bölgelerine göre kesme kuvveti kapasiteleri daha azdır. Ayrıca kenar kolon-kiriş birleşim bölgelerinde birleşim bölgesine birleşen kirişler devam etmediğinden kirişlerin boyuna donatıları birleşim bölgesine bükülmektedir. Düz yüzeyli donatı kullanılması ve betonun düşük dayanımlı olması donatı ile beton arasındaki aderansın çok düşük olmasına yol açmakta ve bu sebepten dolayı gerekli bindirme boyu çok artmaktadır. Bu durumda kenar kolon-kiriş birleşim bölgeleri deprem etkilerine karşı boyuna donatıların bindirme boyları ve kesme kuvveti kapasitelerinin eksikliği bakımından zayıf konumdadırlar. Ayrıca depremlerde hasarların daha çok kenar kolon-kiriş birleşim bölgelerinde oluştuğu gözlenmiştir. Bu çalışmada mevcut binalarda kenar kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem etkileri altındaki davranışları ve bu davranışlarının iyileştirilmesine yönelik uygulanabilir güçlendirme teknikleri incelenecektir. Literatür özetine de bu kapsamda değinilecektir. Kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışı ve güçlendirilmesine yönelik birçok çalışma yapılmıştır. Bu konulara aşağıdaki iki bölümde değinilmiştir.

2.3.1 Güçlendirilmemiş kolon-kiriş birleşim bölgeleri

Literatürde kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışı üzerine teorik ve deneysel çok sayıda çalışma vardır. Fakat deprem etkilerini de dikkate alarak kolon-kiriş birleşim bölgelerinin tasarlanması ile ilgili çalışmalar yok denecek kadar azdır. Bu literatür özetinde daha çok bu çalışmaların üzerinde durulmuştur. Hanson ve Conner (1967), kolon-kiriş birleşim bölgesi davranışı üzerine ilk deney yapan araştırmacılardandır. Çalışmada çok katlı yapılardaki köşe kolon-kiriş birleşim bölgesi dikkate alınmış, yedi adet tam ölçekli numune test edilmiştir. Değişken parametre olarak kolon boyutu, kolon üzerindeki eksenel yük, birleşimdeki etriye miktarının davranış üzerindeki etkilerini incelemiş ve deprem yükü altında birleşimde olması gereken etriye miktarının belirlenmesine çalışılmıştır. Deneyler sonucunda etriyesiz kolon-kiriş birleşim bölgesine etriye yerleştirilmesi gerektiği, yerleştirilen etriyenin sargılama

sağladığı ve birleşimdeki kesme dayanımını ve sünekliliği artırdığı belirtilmiştir. Marques ve Jirsa (1975), 22 adet köşe kolon-kiriş birleşi bölgesi incelemişlerdir. Çalışmada eksenel yük, boyuna kolon donatıları, paspayı ve birleşim bölgesindeki kiriş boyuna kancalı donatılar parametre olarak alınmıştır. Nervürlü donatı kullanılmıştır. Donatılar birleşim bölgesine 90-derece ve 180-derece bükülerek yerleştirilmiştir. Kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesine 90-derece veya 180-derece bükülerek gömülmesinin birleşimin dayanımında belirgin bir artışa neden olmadığı gözlenmiştir. Kolon eksenel yükünün birleşim bölgesine gömülen kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasında etkili olmadığı gözlenmiştir. Kiriş donatılarının birleşimde kolon boyuna donatılarının içinden geçmesi ya da dışından geçmesi durumları da incelenmiş kenar beton örtüsünün (paspayı) atıp atmaması birleşimin bölgesinin dayanımını belirlemiştir. Ayrıca birleşim bölgesindeki beton içine gömülen kancanın akma dayanımı yine birleşim bölgesinin dayanımına etkili olmuştur. Soroushian ve diğ. (1983) ve Soroushian ve Choi (1991), kolon-kiriş birleşim bölgesine gömülmüş düz, kancalı nervürlü kiriş boyuna donatılarının analitik ve deneysel çalışmalarını yapmışlardır. Yapılan analitik çalışma deneyleler ile doğrulanmıştır. Yapılan karşılaştırmalarda deney sonucu ile teorik çalışmalar tatmin edici olmuştur. Çalışmada donatı çapı, betonun sargılı olması, betonun basınç dayanımı parametre olarak alınmıştır. Sonuçta donatının çapının artmasıyla kancanın dayanımı arttığı, betonun sargılı olması kancanın performansını artırdığını, betonun basınç dayanımının kancanın performansını önemli düzeyde etkilemediği belirtilmiştir. Songchau ve diğ. (1983) aderans etkisini incelemişlerdir. Soroushian ve diğ. (1988) birleşimde etriye miktarının artmasının gönyenin daha etkili bir şekilde çalışmasını sağladığını belirtmişlerdir. Kolon-kiriş birleşim bölgesine 90^0 bükülerek gömülmüş kiriş boyuna donatısının davranışı Morita ve diğ. (1991), Fuji ve diğ. (1991) ve Joh ve diğ. (1995) tarafından incelenmiştir. Meinheit ve Jirsa (1977) ve Meinheit ve Jirsa (1981), kolon-kiriş birleşim bölgesindeki etriye ve boyuna donatı miktarı, kolon eksenel yükü, birleşim bölgesi geometrisi ve enine kiriş olup olmaması gibi parametlerin birleşim bölgesi üzerindeki etkilerini incelemiştir. Çalışmada ayrıca daha önce konu ile ilgili yapılan çalışmalar verilmiştir. Deneyler sonucunda birleşim bölgesinde ilk çatlağın numune kapasitesinin yarısında oluştuğu gözlenmiştir. Çatlak dayanımının kolon eksenel yükü ve enine kirişin bulunması ile arttığı gözlenmiştir. Ayrıca kirişin kesme dayanımı ile birleşim bölgesinin kesme dayanımının aynı olmadığı gözlenmiştir. Birleşim bölgesindeki enine ve boyuna donatılar ile birleşime

saplanan enine kirişin birleşim bölgesinin kesme dayanımını artırdığı ayrıca birleşimdeki etriye miktarının artmasıyla birleşimin kesme dayanımının doğrusal olarak artmadığı gözlenmiştir. Betonun basınç dayanımının artması kesme dayanımını artırmıştır fakat artışın doğrusal olmadığı belirtilmiştir. Kolon eksenel yükünün ve birleşim bölgesi geometrisinin birleşimin kesme dayanımı üzerine bir etkisi olmadığı gözlenmiştir. Ehsani ve Wight (1985), enine kiriş ve döşemesi olan altı adet kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyi yapmıştır. Çalışmada kolonun eğilme kapasitesinin kirişin ve döşemenin eğilme kapasitesine oranı, birleşim bölgesinde oluşan kesme gerilmesi, birleşimdeki enine donatı miktarı parametre olarak alınmıştır. Deney sonuçları daha önce yapılan fakat enine kirişi ve döşemesi olmayan benzer numunelerle karşılaştırılmıştır. Bütün numunelerde kirişlerdeki ve döşemelerdeki eğilme çatlaklarının kolona yakın yerde oluştuğu gözlenmiştir. Enine kirişin birleşim bölgesindeki kesme gerilmelerinin bir kısmını aldığı, ilave sargılama etkisi yaptığı gözlenmiştir. Bu nedenle birleşim bölgesi davranışını iyileştirmektedir. Eğilmeden dolayı mafsalın kirişte oluşmasını sağlamak için eğilme dayanım oranının 1.2'den az olmaması gerektiği söylemişlerdir. Birleşimde enine kiriş olması kiriş donatısının sıyrılmasını engellemiştir. Fakat birleşimde enine kiriş ve döşeme olması kolon boyuna donatılarının sıyrılıp sıyrılmamasına bir katkı sağlamamıştır. Yine Ehsani ve Wight (1985), yaptığı çalışmanın devamında altı adet köşe kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyi yapmıştır. Deneyde deprem yükü altında birleşim bölgesinin davranışı incelenmiştir. Çalışmada, kolona saplanan kirişin eğilme kapasitesi, birleşimdeki kirişten gelen donatının oranı, birleşimde oluşan $\sqrt{f_c'}$ ile çarpılacak kesme gerilmesi γ olarak tanımlanmıştır. Yönetmelikte dış birleşimdeki tasarım kesme gerilmesi $1\sqrt{f_c'}(\text{MPa})$ verilmişken deney sonucunda bu değer $0.83\sqrt{f_c'}$ ile $1.16\sqrt{f_c'}$ arasında bulunmuştur. Bütün numunelerde eğilmeden dolayı kolonda oluşan mafsallar birleşim bölgesinin dışında oluşmuştur. Eğilme dayanım oranı birden az büyükse birleşim bölgesi çok hasar almıştır. Eğer eğilme dayanım oranı birden çok büyükse çatlaklar birleşim bölgesinden uzaklaşarak kirişte oluşmuştur. Çıkan sonuçlar ASCE ve ACI Committee 352 kodları ile karşılaştırılmıştır. Yönetmelik ile sadece minimum eğilme dayanım oranı uygunluk göstermiştir. Birleşim bölgesinde plastik mafsal oluşmaması için eğilme dayanım oranının 1.4'den küçük olmaması gerektiği, yüksek eğilme dayanım oranı birleşim bölgesinin davranışını oldukça iyileştirdiği, köşe birleşimdeki

maksimum kesme gerilmesi $1\sqrt{f_c'}(\text{MPa})$ olursa birleşimde oluşacak hasar azalacağı bildirilmiştir. Ayrıca kolon ve kiriş donatılarının sıyrılması da azaldığı söylenmiştir. Birleşimdeki kesme gerilmesi değeri yukarıda belirtilen değerin altında tutulduğunda birleşim bölgesi önemli ölçüde iyi davranmıştır. Daha sonra Ammerman ve French (1988), Zerbe ve Durani (1990) ve Yalcin ve Durrani (1993), tarafından yapılan deneylerde de döşeme ve enine kirişin birleşim bölgesinin davranışını etkilediği gözlenmiştir. Ayrıca Durrani ve Zerbe (1987) ve French ve Boroojerdi (1989) döşemenin birleşim bölgesinin davranışı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Durrani ve Wight (1985), ACI Committee 352'de belirtilen birleşim bölgesinde olması gereken enine donatı miktarından daha az donatı kullanılarak iç kolon-kiriş birleşim bölgesinin performansı incelenmiştir. Ayrıca çalışmada birleşim bölgesindeki kesme gerilmesinin dayanıma etkisi, birleşim bölgesi rijitliği, enerji kaybı, kiriş ve kolon donatılarının sıyrılması araştırılmıştır. Üç adet numune üretilmiştir. Birleşime konulan etriye oranı 0.75 ile 1.15 arasındadır. Birleşimin kesme gerilmesi seviyesi $0.8\sqrt{f_c'}(\text{MPa})$ ile $1\sqrt{f_c'}(\text{MPa})$ arasındadır. Birleşim bölgesinde oluşan kesme gerilmesinin sistemin dayanım ve rijitliği üzerindeki etkisinin yüksek süneklik seviyelerinde (2'den büyük) büyük olduğu görülmüştür. Pessiki ve diğ. (1990), deneylerde birleşim bölgesine etriye yerleştirilmemiş bazı numunelerde, birleşim içine kiriş alt boyuna donatılarının sürekliliği sağlanmış, bazılarında ise süreklilik sağlanmamıştır. Deney sonucunda numunelerde göçme durumunda birleşim bölgesinde yoğun kesme çatlakları gözlenmiştir. Birleşimde alt boyuna kiriş donatıları devam etmeyen numunelerde göçmenin boyuna donatının sıyrılması sonucunda meydana geldiği gözlenmiştir. Kaku ve Asakusa (1991), kirişlerde akma durumundaki kesme gerilmelerinin birleşim bölgesi kesme gerilmelerine oranı 0.50'den küçük olan numuneler üzerine yapılan deneylerde çoğu birleşim bölgesinin kesmeden dolayı göçtüğü gözlenmiştir. Kesme şekildeğiştirmesi %80'i aşan durumda kesme deformasyonlarının aniden arttığı gözlenmiştir. Tsonos ve diğ. (1992), çapraz donatı kullanılan dış kolon-kiriş birleşim bölgesinin deprem yükü altında davranışını incelemiştir. Yirmi adet tam ölçekli numune üretilmiştir. Çalışmada değişken parametre olarak çapraz donatının miktarı, birleşimin eğilme kapasitesi oranı ve kayme gerilmesi alınmıştır. Deneyler için X ve S ile isimlendirilen iki tip numune üretilmiştir. Numunelerde kullanılan beton dayanımı 20 MPa ile 37 MPa arasındadır. X numunelerinde birleşime çapraz donatı yerleştirilmiştir. S numunelerinde ise

geleneksel donatı detayları kullanılmıştır. Deney sonucunda X numunelerinin dış kolon-kiriş birleşim bölgesinin deprem yükleri altında performansını artırmak için en etkili yöntemlerden biri olduğu gözlenmiştir. Higazy ve diğ. (1996), altı adet iç kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyi yapmıştır. Deneyler sarsma masası kullanılarak ve deplasman kontrollü olarak test yapılmıştır. Deneyler 28 günlük basınç dayanım ortalaması 28 MPa olan normal beton ve basınç dayanım ortalaması 42 MPa olan yüksek dayanımlı beton kullanılmıştır. Numunelerin bir kısmına %5 eksenel çekme uygulanırken bir bölümüne %5 eksenel basınç uygulanmıştır. Kolona uygulanan eksenel basınç yükünün deprem yükü altında birleşimin performansını iyileştirdiği gözlenmiştir. Kolona uygulanan eksenel yükün çekme olmasının birleşimin sünekliğini, kesme dayanımını ve enerji yutma kapasitesini azalttığı gözlenmiştir. Maksimum kolon eksenel basınç dayanımının %5'i kolona çekme olarak uygulandığında birleşimin kesme dayanımı %15 ile %50 arasında azalmıştır. Hwang ve diğ. (2005), dokuz adet dış kolon-kiriş birleşim bölgesindeki etriye miktarının deprem yükü altında birleşimin etkisi araştırılmıştır. Bütün numuneler teorik olarak birleşimde oluşacak kesme gerilmelerini karşılayabilecek şekilde kafes-kiriş modeli kullanılarak tasarlanmıştır. Birleşimdeki etriye aralığı 30cm'den küçük olduğunda birleşimin sargılama etkisini artırdığı gözlenmiştir. Kolon eksenel yük oranının düşük olması ve birleşim bölgesi kesme kapasitesinin yeterli olması durumunda deprem etkileri altında birleşim bölgesinin yeterli performansı gösterdiği görülmüştür. Tsonos (2000), birleşim bölgesinde boyuna etriye kullanılmış, üç adet kolon-kiriş birleşim bölgesini incelemiştir. Test sonuçları MC-SD 85 (CEB), Eurocode-8 ve NZS 3101:82 yönetmeliklerine uygun boyuna birleşim kesme donatısı kullanılarak inşa edilen numunelerin test sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Test sonuçları birleşim bölgesinin deprem dayanımını artırmada boyuna etriyelerin etkili bir yöntem olduğunu göstermiştir. Hwang ve diğ. (2005), birleşim bölgesindeki etriyelerin birleşim bölgesinin kesme dayanımı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Birleşim kesme kapasitesinin yeterli olması ve kolon eksenel yükü oranının yüksek olmaması durumda deprem etkileri altında birleşim bölgesinin yeterli performansı gösterdiğini görmüşlerdir. Buna karşılık çevrimsel yükleme altında birleşim bölgesindeki dayanım kaybının birleşim bölgesine yerleştirilecek etriyeler ile etkili bir şekilde azaltılabileceğini görmüşlerdir. Calvi ve diğ. (2002), eski tip yapılarda kesme plastik mafsal oluşması birleşimin kesme kapasitesine ulaştıktan sonraki sünekliğine bağlı olarak düşünüldüğü gibi kötü olmayabileceğini belirtmişlerdir. Birleşim bölgelerinin

davranışını tahmin etmede kesme dayanımı kadar birleşim bölgesinin deformasyon kapasitesinin önemli olduğunu belirtmişlerdir. Hakuto ve diğ. (2000), 1970'li yıllardan kalma mevcut eski tip yapılarda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışlarını incelemiştir. Altı adet iç ve dış kolon-kiriş birleşim bölgesi denenmiştir. Boyuna donatılar için nervürlü, enine donatılar için düz yüzeyli donatı kullanılmıştır. Birleşim bölgesinde etriye olmayan numunelerde kesme dayanımının $0.17f_c^{'}$ olduğunu belirtmişlerdir. Birleşim bölgesinin kesme dayanımının azalmasını numunenin yerdeğiştirme sünekliği ile ifade etmişlerdir. Kuang ve Wong (2006), kiri boyuna donatılarının kolon-kiriş birleşim bölgesine ankrajının birleşim bölgesinin kesme dayanımına etkisini incelemek üzere beş adet numune üretilmiştir. Kiriş boyuna donatıları birleşim bölgesine 90-derece bükülerek ankre edilmiştir. Parametre olarak 90-derece bükülen kancanın boyu ve kancanın birleşimin içine ya da dışına bükülmesi alınmıştır. Kancaların birleşim bölgesi dışına büküldüğü numunelerde birleşim bölgesi kesme dayanımın diğer numunelere göre daha düşük olduğu gözlenmiştir. Buna karşılık numunenin yatay yük kapasitesini %4 ötelemeye kadar koruduğu gözlenmiştir. Murty ve diğ. (2003)'de yapılan deneysel çalışmada kiriş boyuna donatısının birleşim bölgesine ankrajının birleşim bölgesinin davranışı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesindeki ankarajı için dört farklı detay incelenmiştir. P tipi detay da kiriş alt ve üst donatıları birleşim bölgesine 90-derece gönye ile bükülmüş ve bu gönyelerin alt ve üst kat donatıları arasında sürekli olması için üst kat donatısı birleşim bölgesinde iki kere 90-derece bükülerek bir U şekli oluşturulmuştur. Bu şekilde kiriş alt ve üst donatılarının sürekli olması sağlanmıştır. Q detayında ise kiriş alt ve üst donatıları karşılıklı birleşim bölgesinin içine doğru 90-derece bükülmüştür. R detayının Q detayından tek farkı gönye boylarının daha uzun olmasıdır. S detayında kiriş üst donatıları birleşim bölgesinde 90-derece bükülerek gönye yapılırken alt kat donatıları için 90-derece bükülerek gönye yapılmamış ve kolonun karşı yüzüne kadar birleşim bölgesine gömülmüş ve düz bırakılmıştır. Deneyler sonucunda S detayında kiriş alt boyuna donatılarının gönye yapılmaması bu yükleme yönünde kesme kapasitesinin çok düşmesine yol açmıştır. Diğer detaylarda birleşim kesme kapasitelerinin birbirine yakın oldukları görülmüştür. Ayrıca çalışmada etriyenin birleşim bölgesi performansı üzerindeki etkisi de incelenmiştir. Çalışmada biri U biri kapalı dikdörtgen olmak üzere iki farklı etriye şekli kullanılmıştır. Her iki etriye şeklinin de birleşim bölgesi kesme

kapasitesini artırdığını görmüşlerdir. Leon (1989) kolon-kiriş birleşim bölgelerinde farklı ankraj boylarının etkisini incelemiştir. Düz donatıya sahip birleşim bölgelerinin davranışları üzerine yapılan çalışmalar çok azdır. Pampanin ve diğ. (2002), İtalya'ya özgü 50'li ve 70'li yıllardan kalma yapıları dikkate alarak, iç ve köşe birleşim deneyleri yapmıştır. Altı adet birleşim bölgesi test edilmiştir. Deneyde birleşim bölgesinin sargısız olması, birleşimdeki enine donatının yetersiz olması, deprem etkisi altında kolon boyuna donatısının yetersiz olması, boyuna ve enine donatılarda yetersiz ankraj detayı, bindirme boyu yetersizliği, düşük beton dayanımı, düz yüzeyli donatı kullanımı gibi parametrelere bakılmıştır. Kiriş boyuna donatıları birleşim bölgesine birleştiği yüzeyin karşısındaki yüzeye kadar uzatılmış ve donatıların uçları 180-derece bükülmüştür. Bu tip kancaya ait düz yüzeyli donatılı birleşimlerin kesme dayanımının öteleme oranı ile azalmasını ifade eden bir model önerilmiştir. Hakuto ve diğ. (1999) tarafından yapılan çalışmada, farklı kanca ve ankraj durumları için birleşim kesme dayanımının öteleme oranı ile değişimi incelenmiştir. Abrams (1913) düz yüzeyli donatı üzerine yapılan ilk çalışmalardan biridir. Bu çalışma nervürlü ve düz yüzeyli donatıları, kancalı ve gönyeli durumları da kapsamaktadır. Çok kapsamlı bir şekilde gerçekleştirilen bu çalışmada donatıların sıyrılma davranışı detaylı bir şekilde açıklanmıştır. Fishburn (1947) hafif agregalı betonda (beton basınç dayanımı 42 MPa) beton ile donatı aderansı ve sıyrılma ilişkisini incelemek için kapsamlı bir çekip çıkarma deneleri yapmıştır. Deneylerde 12.5 mm çapında iki farklı tip nervürlü ve düz yüzeyli donatı türleri incelenmiştir. Betona gömülen donatının kancalı veya düz olması durumları için farklı gömme boyları göz önüne alınmıştır. 90-derece, 135-derece, 180-derece, 225-derece, 270-derece olmak üzere beş farklı açıya sahip kanca türleri incelenmiştir. Deneylerden elde edilen en önemli sonuçlar, düz yüzeyli donatıda kancalı durumun düz durumdan çok daha fazla etkili olduğu görülmüştür. Kancasız nervürlü donatının kancalı düz yüzeyli donatıdan daha etkili olduğu görülmüştür. Donatı akma gerilmesine ulaşılan numunelerde donatıdaki deformasyonların kancalı ankrajın yüklenen ucundaki düz kısımda toplandığı ve eğilen kısım ile yüklenmeyen uçtaki düz kısımda donatıda deformasyon olmadığı görülmüştür. Düz yüzeyli kancalı donatıda performansı artırmak için donatı düzlemine dik olarak kanca bölgesine yerleştirilen donatı çubuğunun önemli bir etkisinin olmadığı görülmüştür. Mylrea (1948) yaptığı deneylerde 180-derece kancanın sadece 90-derece bükülen küçük kancadan çok daha etkili olduğunu görmüştür. Mains (1952) yaptığı çalışmada donatının aderansını etkilemeden donatının aderans gerilmesini donatı boyunca

ölçmüştür. Çalışma sonucunda kirişteki çatlakların çekme ve aderans gerilmelerinin miktar ve dağılımını kesin olarak etkilediğini görmüştür. Stocker ve Sozen (1970) yaptıkları çalışmada öngerilmeli elemanlarda nervürlü ve düz yüzeyli donatının aderansını incelemişlerdir. Mo ve Chan (1996) düz ve nervürlü donatılar üzerinde yaptıkları çekip çıkarma deneyleri sonucunda düz yüzeyli donatının aderans gerilmesinin nervürlü donatının aderans gerilmesinin yaklaşık %27'si olduğunu gözlemişlerdir. Son olarak Feldman ve Bartlett (2004), Abrams (1913) tarafından 1913'de yapılan deneyleri tekrar değerlendirmişledir. Düz yüzeyli donatı ile ilgili yapılan diğer çalışmaların bazıları şöyle sıralanabilir; Kankam (1997), Cosenza (2002), Fabbrocino ve diğ. (2002), Feldman ve Bartlett (2005, 2007). Birleşim bölgesi için geliştirilmiş olup kesme ve sıyrılma deformasyonlarını göz önüne alan çok az sayıda analitik model bulunmaktadır. Bunlardan bazılarına aşağıda değinilmiştir. Birleşim bölgesinin davranışını ilk olarak Park ve Paulay (1975), Paulay ve diğ. (1978) ve Paulay (1989) detaylı bir şekilde açıklamışlardır. Pessiki ve diğ. (1990) çerçeve analiz programlarının çoğunun birleşim bölgesini tam rijit olarak göz önüne aldığını belirtmişler ve alternatif bir yaklaşım sunmuşlardır. Birleşim bölgesi bir kutu ile idealize edilmiş ve kutunun stabilitesi diyagonal bir yay ile sağlanmıştır. Hoffmann ve diğ. (1992) birleşim bölgesinin modellenme problemini düğüme birleşen çerçeve elemanlarının özelliklerini birleşim bölgesine uydurma ile inceleyerek problemi dolaylı olarak çözmüşlerdir. Eğilme elemanlarının kapasitesi düşürülerek birleşim bölgesinin kesme kapasitesinin azalması dikkate alınmıştır. Analizde birleşim bölgesi kapasitesinin hesabı için ACI-ASCE 352R (1976)'da ki formüller kullanılmıştır. Aynı yaklaşım kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesi çekirdeğindeki sıyrılma problemi için kullanılmıştır. Boyuna donatının süreksizliği kiriş moment kapasitesi için bir eşdeğer moment (boyuna donatının sıyrılmaya başladığı andaki kirişin momenti, sıyrılma momenti) alınarak göz önüne alınmıştır. Elmorsi (1998)'ye göre Hoffmann ve diğ. (1992) tarafından önerilen yaklaşım iyi sonuçlar vermemektedir. Bracci ve diğ. (1992), kolon ve kiriş atalet momentlerinin bazı katsayılar ile çarpılarak rijitliklerinin azaltılması esasına dayanan bir model önermişlerdir. Bu katsayılar ya mühendislik yaklaşımı ile ya da deney sonuçlarına dayanarak belirlenmektedir. Bu yaklaşımda da Hoffmann ve diğ. (1992)'de olduğu gibi birleşim bölgesi problemi dolaylı olarak çözülmüştür. Fleury ve diğ. (2000), donatı, beton ve aderans-sıyrılma davranışlarını içeren bir model önermişlerdir. Literatürde kesme ve aderans-sıyrılma

şekildeğiştirmelerini göz önüne alan sonlu elemanlar ile geliştirilmiş modeller de bulunmaktadır.

2.3.2 Güçlendirilmiş kolon-kiriş birleşim bölgeleri

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin güçlendirilmesini konu alan çalışma sayısı azdır. Yapılacak deneysel çalışma için önemli olduğu düşünülen çalışmalara aşağıda değinilmiştir. Migliacci ve diğ. (1983), dış kolon-kiriş birleşimin çelik ile güçlendirilmesi ile ilgili deneysel bir çalışma yapmıştır. Kolon köşelerine çelik korniyerler yerleştirilmiş ve bu korniyerler ince çelik levhalar ile birleştirilmiştir. Kolon ve kirişteki sargılamanın etkisini artırmak için çelik plakalar uygulamadan önce ısıtılarak öngerme verilmeye çalışılmıştır. Deney sonucunda çelik sargılamanın dayanım ve enerji yutma kapasitesini artırdığı gözlenmiştir. Corazao ve Durrani (1989), beton ile sarılmış ve dıştan beton üstüne çelik ile desteklenmiş bir güçlendirme detayının davranışa katkısını incelemişlerdir. Deney sonuçları dayanım, rijitlik ve süneklikte artış olduğunu göstermiştir. Corazao ve Durrani (1989), birleşim bölgesinin güçlendirilmesi için beton mantolama ve dıştan beton üstüne çelik kaplama şeklinde bir detay önermişlerdir. Deney sonucunda, güçlendirilen numunelerde rijitlik ve süneklikte artış olduğu gözlenmiştir. Fakat bu güçlendirme tekniğinin uygulamasının zor, davranışının oldukça karmaşık olduğu görülmüştür. Estrada (1990) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, birleşim bölgesine iki taraftan saplanan kirişlerin alt yüzeylerine çelik plakalar ankre edilmiştir. Ayrıca kolon ve kirişe guse yapılmıştır. Bu güçlendirme detayı kiriş alt donatısının birleşim bölgesine yeteri kadar bindirme boyu olmamasına rağmen donatının akmaya ulaşmasını sağlamıştır. Bu güçlendirme detayı eğilme kapasitesini artırmaktadır, fakat eğilme kapasitesi artışının sağlanabilmesi için kirişin kesme kapasitesinin yeterli olması gerekmektedir. Alcocer ve Jirsa (1991), birleşim bölgesini çelik lamalar ile sargılayarak güçlendirmişlerdir. Bu güçlendirme detayını uygulayabilmek için döşemede yırtık açmak gerekmektedir. Bu güçlendirme detayında kolon ve kiriş etrafına boyuna donatılar yerleştirilmiştir, düğüm noktasını sarmak için ise kaynaklı kancalar ve plakalar kullanılmıştır. Deney sonucunda güçlendirmenin numuneleri zayıf kolon-güçlü kiriş durumundan, güçlü kolon-zayıf kiriş durumuna dönüştürdüğü gözlenmiştir. Beres ve diğ. (1992), iki farklı güçlendirme detayı üzerine araştırma yapmıştır. Birinci detay iç birleşim bölgesindeki donatıların sıyrılması ile ilgili yapılan çalışmadır. Birleşimin her iki tarafındaki kiriş yüzeylerine U profiller ankre edilmiştir. Kolon üzerine delikler açılarak kiriş yüzeyine

ankre edilen profiller çelik plakalar ile birbirine bağlanmışlardır. Deney sonucunda bu uygulamanın birleşim bölgesindeki donatıların sıyrılmasını engellediği, ve birleşimin kesme dayanımını artırdığı gözlenmiştir. Diğer güçlendirmede ise dış birleşimde donatının sıyrılmasından dolayı oluşan dikey çatlakları ve bu çatlaklardan dolayı oluşan dayanım kayıplarını önlemeye yönelik çalışma yapılmıştır. Kolon yüzeyine çelik plakalar ankre edilmiştir. Tasarlanan güçlendirme detayının birleşim bölgesinin dayanımını, başlangıç rijitliğini ve enerji yutma kapasitesini artırdığı gözlenmiştir. Biddah ve diğ. (1997), altı adet betonarme kolon-kiriş birleşim deneyi yapmıştır. Parametre olarak kolon ve kirişteki etriye miktarı, güçlendirme amacı ile eklenen çelik plakanın kalınlığı, sadece kolonun mantolanması ya da kolon ve kirişin birlikte mantolanması alınmıştır. Kolon boyutları 610 mm x 510 mm, kiriş boyutları 610 mm x 610 mm'dir. Betonun basınç dayanımı 20.7 MPa, donatı akma gerilmesi 440 MPa'dır. Numuneler 2.8 mm ve 3.5 mm kalınlığa sahip dalgalı (corrugate) çelik plakalar ile güçlendirilmiştir. Deney sonucunda dalgalı çelik plaka ile güçlendirilen birleşim bölgesinin göçme modunun kesmeden eğilmeye dönüştüğü gözlenmiştir. Birleşimin kesme kapasitesi ve enerji yutma kapasitesi artmıştır. Hoffschild ve diğ. (1993), birleşim bölgesinin ondüle çelik saç levha ile sarılmasını içeren bir güçlendirme detayı önermişlerdir. Yapılan güçlendirme sonucunda kesitin moment taşıma kapasitesinde artış olduğu gözlenmiştir. Priestley ve diğ. (1994), düz çelik levhalar ile sarılan kolonda çeliğin sargı etkisini gösterebilmesi için betonun plastik bölgeye geçmiş olması gerekirken dalgalı çelik saç ile sargılama durumunda sargı etkisi eksenel gerilmelerin daha az olduğu, betonun elastik bölgede olduğu süreçte başlamaktadır. Deney sonuçlarına göre dalgalı plakalar ile sarılarak güçlendirilen birleşim bölgesinin göçme modunun kesmeden eğilmeye dönüştüğü gözlenmiştir. Biddah ve diğ. (1997), dalgalı çelik plakalar ile sargılama, yanal genişlemeden kaynaklanan boyuna donatının burkulmasını ve sıyrılmasını önlemede de etkin olarak kullanılabilir. Castellani ve diğ. (1999), 2/3 ölçekli 2 katlı bir çerçeveyi tekrarlı yükler altında denemişlerdir. Hasar görmüş olan çerçeve birleşim bölgesi onarılmış, karbon LP ile güçlendirilmiş ve tekrar denenmiştir. Olumlu sonuçlar elde edilen bu güçlendirme tekniğinin doğru detaylar ile birleşim bölgesi güçlendirilmesinde kullanılabileceği görülmüştür. Tsonos ve Stylianidis (1999), Dış kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyi yapılmıştır. Birleşim lifli polimer ile güçlendirilmiştir. Deney sonucunda güçlendirilmiş numunenin, güçlendirilmemiş kontrol numunesine göre dayanımda, enerji yutma kapasitesinde ve rijitlik karakteristiklerinde önemli artışlar

sağladığı gözlemişlerdir. Gergely ve diğ. (2000), 1/3 ölçekli 14 adet CFRP (karbon lif takviyeli polimer) kompozit şeritler ile güçlendirilmiş kolon-kiriş birleşim bölgesi numunesi denenmiştir. Değişkenler CFRP'nin uygulama şekli ve beton yüzeyinin hazırlanma şeklidir. Birinci grup dokuz numunenin beton basınç dayanımı 20 MPa, ikinci grup numunelerin beton basınç dayanımı 34 MPa'dır. Bütün numunelerde donatıların akma dayanımı 414 MPa'dır. Deneyde referans numunesinde düşük yatay kuvvette birleşim bölgesinde kesme hasarı oluşmuştur. Diagonal çekme gerilmesi betonun çekme dayanımına ulaştığında diagonal çatlaklar oluşmuştur. CFRP'nin birleşimin kesme kuvveti kapasitesini artırdığı gözlenmiştir. Mosallam (2000), 1/2 ölçekli altı adet iç kolon-kiriş birleşim bölgesi numunesi denemiştir. İki adet referans numunesi test edilmiştir. Test edilen bu numuneler onarıldıktan sonra güçlendirilip tekrar denenmiştir. Diğer kalan iki numune doğrudan güçlendirilip test edilmiştir. Deney sonucunda yapılan güçlendirmenin birleşim bölgesinin dayanımını, dönme rijitliğini ve sünekliğini artırdığı görülmüştür. Referans numuneleri ile güçlendirilen numuneler karşılaştırıldığında birleşim bölgesinin sünekliği ve dayanımının %42 ile %53 arasında arttığı gözlenmiştir. Ghobarah ve Said (2001), dış kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyleri yapmıştır. Deneyde birleşim bölgesinin kesme kapasitesini araştırmak amacıyla birleşim bölgesi GFRP kompozit şeritler kullanarak güçlendirmiştir. Deney sonucunda numunenin güçlendirilmeden önceki ve güçlendirildikten sonraki davranışı karşılaştırılmıştır. Kolon ve kiriş boyutları 250 mm x 400 mm'dir. Beton basınç dayanımı 30.8 MPa'dır. Deney sonuncunda birleşimde etriye olmayan referans numunesinde kirişteki boyuna donatı akmaya ulaşmadan birleşimde yüksek oranda dayanım kaybı olmuştur. Referans numune ile GFRP kompozit şeritler ile güçlendirilen numune karşılaştırıldığında, güçlendirme sonrasında birleşimin kesme dayanımının ve sünekliğinin artırdığı gözlenmiştir. GFRP kompozit şeritler, kesme kuvvetine bağlı gevrek göçmeyi önleyecek ve plastik mafsalın kirişte oluşmasını sağlayacak şekilde tasarlanmıştır. Amoury ve Ghobarah (2002), deney numunelerini 1970'li yıllarda yapılan yapıların kolon-kiriş birleşim bölgesini temsil edecek şekilde detaylandırmıştır. Yapılacak güçlendirmenin amacı birleşim bölgesinin kesme dayanımını artırmak, birleşim bölgesindeki alt donatının sıyrılmasını azaltmaya çalışmaktır. Numunelerin beton dayanımları 30.6 – 39.5 ve 46.6 MPa' dır. GFRP kompozit şeritler U şeklinde birleşim bölgesine yapıştırılmıştır. Ayrıca kirişin alt kısmına da GFRP kompozit şeritler yapıştırılmıştır. Üç adet kolon-kiriş birleşim bölgesi test edilmiştir. Bunlardan biri referans numunesi, diğerleri

güçlendirilmiş numunelerdir. Birleşim bölgesinde etriye olmayan, kiriş alt donatısı birleşim bölgesine yetersiz ankre edilmiş referans numunesinin göçme modu gevrek kesme göçmesi ve kiriş alt donatının sıyrılması olmuştur. Ayrıca referans numunesinde birleşim bölgesindeki kiriş üst donatısında da betonun ayrılmasından dolayı sıyrılma olmuştur. GFRP kompozit şeritler ile güçlendirilen numunelerde, GFRP kompozit şeritler ile betonda sargılanma etkisi yaratılmış, bu da birleşimin sünekliğini ve yük taşıma kapasitesini artırmıştır. Birleşim bölgesinin güçlendirilmesiyle birleşimdeki gevrek kesme göçmesi ve donatılardaki sıyrılma önlenmiş, birleşimin enerji yutma kapasitesi artmış, rijitliği artmıştır. Güçlendirilen TR2 numunesinin yük taşıma kapasitesi, referans numunesine göre %52 artmıştır. Enerji yutma kapasitesinde ise altı kat artış olduğu görülmüştür. Ghobarah (2001), çalışmasında sünek olmayan kolon-kiriş birleşim bölgelerini incelemiştir. Birleşimde etriye kullanılmamıştır. Referans numunede tersinir yük altında kesme göçmesi meydana gelmiştir. Bu nedenle oluşan kesme göçmesini önlemek için birleşimin etrafına LP kompozit şeritler sarılmıştır. Bu uygulamanın hızlı ve hafif olduğu, korozyona karşı dayanımı artırdığı, ekonomik ve basit olduğu belirtilmiştir. Deney sonucunda referans numunesi ile güçlendirilen deney numuneleri karşılaştırılmıştır. Sonuca göre birleşim bölgesi LP kompozit şeritler sargılı numunelerin kesme dayanımı ve birleşim bölgesinin sünekliğini artırdığı gözlenmiştir. Yapılan güçlendirmenin gevrek davranışı önlediği, göçmenin kesme göçmesi olduğu ayrıca güçlendirme sonrası mafsallaşmanın kirişte oluştuğu gözlenmiştir. Tsonos (2002), mantolanmış hasarlı kolon-kiriş birleşim bölgelerinin tekrarlı yükler altındaki davranışlarını incelemiştir. Deney sonuçları dayanım, enerji yutma kapasitesi ve süneklik açısından iyileşme sağlandığını göstermiştir. Antonopoulos ve Triantafillou (2003), 2/3 ölçekli 18 adet iç kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyi yapmıştır. Numunelerin 16 tanesinde birleşimde etriye kullanılmamıştır. Sadece iki numunenin birleşimin bir tane etriye kullanılmıştır. 16 adet numunenin üçünde enine kiriş kullanılmıştır. İki adet referans numunesi kullanılmıştır (C1 ve C2). Bunlardan C1 numunesinin beton basınç dayanımı 19.4 MPa ve C2 numunesinin beton basınç dayanımı 23.7 MPa'dır. Donatı olarak boyuna donatılarda akma gerilmesi 585 MPa olan S500 sınıfı donatı kullanılmıştır. Etriyeler için ise akma gerilmesi 260 MPa olan S220 sınıfı donatısı kullanılmıştır. Bütün test edilen numunelerin birleşimlerinde diyagonal kesme çatlağı oluşmuştur. LP kompozit şeritler ile yapılan güçlendirme birleşimin dayanımını, enerji yutma kapasitesini (%70-80), kesmeye karşı yetersiz

detaylandırılmış birleşimin rijitliğini artırmıştır. Ghobarah ve Amoury (2005), altı adet kolon-kiriş birleşim deneyi yapmıştır. İlk üç numunede kiriş alt donatısı ankraj boyu yetersiz olacak şekilde birleşime ankre edilmiştir. Bu numuneler kiriş altından boyuna doğrultuda GFRP kompozit şeritler ile güçlendirilmişlerdir. Diğer üç numunede ise birleşim bölgesinde etriye kullanılmamış ve kiriş alt donatısı ilk üç numunede olduğu gibi ankraj boyu birleşime yetersiz ankre edilmiştir. Bu numunelerden ikisinin birleşim bölgeleri GFRP kompozit şeritler, çelik rotlar ve çelik plakalar ile güçlendirilmişlerdir. Bu çalışmanın amacı birleşimdeki kiriş alt donatısının sıyrılması anındaki birleşimin kesme dayanımına bakmak ve güçlendirilen numune ile kesme dayanımını karşılaştırmaktır. Deney sonucunda birleşim bölgesinin sargılanması gerektiği, bunun sadece birleşimde oluşacak kesme göçmesini önlemeyeceği aynı zamanda birleşimdeki kiriş alt donatısının ankre edildiği yerde beton örtüsünün de atmasını önleyeceği belirtilmiştir. Yapılan güçlendirmenin birleşimin gevrek kırılmadan göçmesini önleyerek sünek davranması sağlanmış, kirişte eğilmeden dolayı mafsal oluştuğu gözlenmiştir. Kiriş alt kısmına ilave edilen GFRP'nin kiriş alt donatısındaki ankraj yetersizliğini olumlu yönde değiştirdiği gözlenmiştir. Birleşimdeki kiriş dış donatısı ile etriye birbirine kaynaklanmış bu da donatı ankraj durumlarını iyileştirmiş, çekme dayanımını iyileştirmiştir. Test edilen bu güçlendirme tekniği birleşimin enerji yutma kapasitesini artırmış, rjitlik kaybını yavaşlatmıştır. Mukherjee ve Joshi (2004), tekrarlı yükler altında kolon-kiriş birleşim bölgesinin davranışını araştırmıştır. Birleşimde donatı bindirme boyu yetersiz ve yeterli olan iki tip numune üretilmiştir. Beton basınç dayanımları 30 MPa'dır. İki tip LP kompozit şeritler ile güçlendirme yapılmıştır. Birinci tip uygulamada LP kompozit şeritler, L şeklinde, bir kat sarılmıştır. LP kompozit şeritler betonun alt ve üst yüzeyine uygulanmıştır. LP kompozit şeritler eksen boyunca uygulanmıştır. İkinci tip uygulamada 25 mm genişlikli ve 1.2 mm kalınlıklı LP kompozit şeritler kullanılmıştır. Deney sonucunda birleşim bölgesinin deprem altındaki davranışını iyileştirmek için LP'nin kullanılabileceği belirtilmiştir. Yapılan güçlendirmede LP kompozit şeritler ile güçlendirilen numuneler GFRP kompozit şeritler ile güçlendirilen numunelerden daha rijit davranmıştır. LP ile güçlendirilen numunelerin enerji yutma kapasitesi ve başlangıç rijitliği artmıştır. Pampanin ve diğ. (2007), kolon-kiriş birleşim bölgeleri ve üç katlı üç açıklıklı düzlem çerçeve üzerinde yaptıkları deneysel ve analitik çalışmalarda LP ile güçlendirmenin etkinliğini ve güvenirliliğini göstermişlerdir. Analitik çalışmanın LP ile güçlendirilmiş sistemin genel davranışını tahmin etmede başarılı olduğunu görmüşlerdir. Tsonos

(2007, 2008) deprem öncesi ve deprem sonrası güçlendirilmiş kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem etkileri altında davranışlarını incelemek üzere kolon ve kiriş en kesit ebatları sırası ile 200×200 mm ve 200×300 mm olan numuneler üzerinde deneyler yapmıştır. Deney sonuçları LP sargılama ile birleşim bölgelerinin deprem öncesi ve sonrası etkili bir şekilde güçlendirilebileceğini göstermiştir. Sirkelis (2008), 12 adet kolon-kiriş birleşim bölgesi üzerinde yaptıkları deneysel çalışmada epoksi enjeksiyonunun ve lifli polimerlerin birleşim bölgelerinin güçlendirilmesindeki etkinliklerini incelemişlerdir. Epoksi enjeksiyonunun LP ile beraber kullanılması durumunda numunelerin yük taşıma ve enerji yutma kapasitesinde önemli artışlar sağlandığını gözlemişlerdir. Pantelides ve diğ. (2008), LP ile güçlendirilmiş iç kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışlarını incelemek üzere yaptıkları deneysel çalışmada kiriş boyuna donatısının birleşim bölgesindeki kenetlenme boyu eksikliğini kiriş alt kısmına yerleştirdikleri LP şeritler ile gidermeye çalışmışlardır. Birleşim bölgesi kesme kapasitesinin yetersizliğini de birleşim bölgesi yüzeyine diyagonal olarak birbirine dik iki doğrultuda yapıştırdıkları LP ile gidermeye çalışmışlardır. Sonuç olarak birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesi ve elastik olmayan dönme kapasitesini artırmada lifli polimerlerin çok etkin olduklarını gözlemişlerdir. Birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi üzerine daha önce yapılan çalışmalar Engindeniz ve diğ. (2004, 2005) ve Smith ve Shrestha (2006) tarafından özetlenmiştir. Jiuru ve diğ. (1993), Karayannis ve diğ. (1998), Alcocer ve Jirsa (1993), Shrestha ve Smith (2007), Cosgun ve diğ. (2012)'de kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi üzerine çeşitli çalışmalar yapmışlardır. Bedirhanoğlu ve diğ. (2008), iki seri köşe kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyi yapılmıştır. Birinci seride yedi adet, ikinci seride iki adet büyük ölçekli birleşim bölgesi deneyleri yapılmıştır. Birinci ve ikinci seri numunelerde kiriş alt ve üst donatıları birleşim bölgesine 90-derece kanca yapılarak ankre edilmiştir. İkinci seri numuneleri birinci seri numunelerden ayıran özellik birleşimdeki kiriş alt ve üst donatılarının karşılıklı olarak birbirlerine kaynaklanmasıdır. Çalışmada eksenel yükün etkisi, numunede enine kiriş ve döşeme olması, birleşim bölgesindeki etriye miktarı ve kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması parametre olarak alınmıştır. Beton basınç dayanımı 8.3 MPa ve düz yüzeyli donatı kullanılmıştır. Donatı çekme dayanımı S220 (220MPa)'dir. Deney sonucunda enine kiriş ve döşemesi olan (JO1) numunesi ile enine kiriş ve döşemesi olmayan (JO5) numunesinin yatay yük kapasitesi negatif yüklemede yaklaşık aynı iken, pozitif yönde JO1 numunesinin yatay yük kapasitesi %28 artmıştır. Fakat enine kirişin ve döşemenin birleşimin kesme

dayanımını artırmada etkili olmamıştır. Bunun nedeni olarak birleşimdeki kiriş donatılarının sıyrılması gösterilmiştir. Buna karşın enine kiriş ve döşeme rijitlik değişimine olumlu katkı sağlamışlardır. Birleşimdeki etriye miktarına göre yatay yük kapasitesini %14 ve %38 artırmıştır. Ayrıca birleşim bölgesindeki etriye miktarı arttıkça dönmelerinin azaldığı gözlenmiştir. Donatıları kaynaklanan (JW1 ve JW2) numunelerin yatay yük kapasitesi referans numunesine göre önemli miktarda artmıştır. Bu artışın nedeni kiriş donatılarının sıyrılmasının sınırlandırılması ile gerçekleştiği düşünülmektedir. Fakat kirişin eğilme kapasitesine ulaşılamamıştır. Bunun nedeni birleşimin kesme kapasitesine ulaşmasıdır. Eksenel yükün etkisini araştırmak için üç numune kullanılmıştır (JO6, JO1 ve JO7). Bu numunelerin tek farkı uygulanan eksenel kuvvet oranlarıdır. JO6 numnesinde eksenel yük kullanılmamıştır. Kolon eksenel yükleri JO1 numunesinde $0.125f_c^{'}bh$, JO7 numunesinde $0.5f_c^{'}bh$ düzeyindedir. JO1 numunesinin yatay yük kapasitesi JO6 numunesine göre %17 artmıştır. Buna karşılık eksenel yükün $0.125f_c^{'}bh$ 'dan $0.5f_c^{'}bh$ 'ye çıkartılması JO7 numunesinin yatay yük kapasitesini JO1 numunesine göre artırmamıştır. İlki ve diğ. (2009), iki seri köşe kolon-kiriş birleşim bölgesi güçlendirme deneyleri yapmıştır. Bütün numuneler LP kompozit şeritler ile güçlendirilmiştir. Birinci seride üç adet, ikinci seride beş adet tam ölçekli birleşim bölgesi deneyi yapılmıştır. Altı numunede enine kiriş ve döşeme vardır. Diğer iki numunede enine kiriş ve döşeme yoktur. Beton basınç dayanımı 8.3 MPa'dır. Donatı çeliği düz yüzeyli donatıdır. Çalışmada kiriş donatılarının kaynaklanması, LP'nin kalınlığı ve uygulanma şekli ve numunede enine kiriş ve döşeme olması parametre olarak alınmıştır. JO ve JOP numuneleri referans numuneler olarak alınmıştır. Numunelerin birleşimde etriye kullanılmamıştır. JW numunesinde kiriş boyuna donatıları kaynaklanmış ve kaynak yapılan bölgede düşük dayanımlı beton alınmış ve bu bölgeler yüksek dayanımlı harç ile tamir edilmiştir. Kalan dört numunenin (JWC-F-3, JWC-D-2, JWC-D-5 ve JWCP-D- (1+1)) kiriş boyuna donatılarının gönyeleri hem kaynaklanmış hem de birleşim bölgeleri LP kompozit şeritler ile güçlendirilmiştir. JC-F-3 numunesi ise sadece LP kompozit şeritler ile güçlendirilmiştir. Deney sonucunda referans numunesi ve sadece LP kompozit şeritler ile güçlendirilen numunelerde kolon ve kirişte nominal eğilme kapasitesine ulaşılamazken, kaynaklı ve LP kompozit şeritler ile güçlendirilmiş numunelerde kirişlerde bu kapasiteye ulaşılmıştır. Sadece LP kompozit şeritler ile yapılan güçlendirmenin donatıların sıyrılmasını önlemede etkili olmadığı gözlenmiştir. Sadece

kaynaklı numunelerde dayanım %4 öteleme oranına kadar sabit kalmış, %4 öteleme oranından sonra birleşimde kesme çatlağı oluşmuş, dayanımda ani azalma olmuştur (JW). Donatının kaynaklanması ve sonrasında birleşim bölgesinin LP kompozit şeritler ile güçlendirilmesiyle dayanım azalması yavaşlamıştır. Uygun güçlendirme tasarımı ve doğru uygulanma ile %9-10 öteleme oranınna kadar dayanım korunmuştur (JWC-F-3, JWC-D-5). İlki ve diğ. (2008), dört adet tam ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyi yapmıştır. Numunelerde düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatı kullanılmıştır. İki grup numune test edilmiştir. Birinci grup numuneler (Grup A) enine kiriş ve döşeme olan, ikinci grup numuneler (Grup B) enine kiriş ve döşeme olmayan numunelerdir. Her iki gruptan bir numune referans numunesi olarak test edilmiştir. Kalan diğer iki numune LP kompozit şeritler ile güçlendirildikten sonra test edilmiştir. Çalışmada LP kompozit şeritler ile güçlendirilen numune ile enine kiriş ve döşemesi olan numunelerin birleşim bölgesinin davranışı araştırılmıştır. Deney sonucunda referans numunelerinin kiriş boyuna donatılarında sıyrılma oluşmuş, bu da referans numunesi kapasitesini sınırlamıştır. Donatılardaki bu sıyrılma aldatıcı sünekliğe neden olmuştur. Referans numunelerinde %4 öteleme oranına kadar dayanımda bir azalma olmamıştır. Birleşimdeki enine kiriş ve döşemenin, birleşimdeki kesme hasarını sınırladığı gözlenmiştir. Fakat bu genel davranışı önemli ölçüde etkilememiştir. Referans numunelerinde birleşim kesme dayanımının $0.42\sqrt{f_c'}$ ile $0.52\sqrt{f_c'}$ olduğu gözlenmiştir. Güçlendirilen numunelerde LP'nin diyagonal çekme gerilmesinden dolayı yırtılmasıyla, birleşimde kesme göçmesi oluşmuştur. Fakat boyuna kiriş donatılarının aktığı gözlenmiştir. Güçlendirilen birleşim bölgesinin kesme dayanımı $0.70\sqrt{f_c'}$ olmuştur. Birleşim bölgesindeki kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin kaynaklanması ve LP kompozit şeritler ile güçlendirilmesi boyuna donatıların sıyrılmasını sınırlamış ve birleşim bölgesinin kesme dayanımını önemli ölçüde artırmıştır. Lee ve diğ. (2010), tarafından gerçekleştirilen bu çalışmada, yapılan güçlendirmedeki amaç kolon-kiriş birleşim bölgesinin dayanımını ve rijitliğini artırmaktır. Bunun için birleşim bölgesi CFRP kompozit şeritler ile güçlendirilen birleşim bölgesinin kesme dayanımını tahmin etmek için analitik çalışma yapılmıştır. Üç adet tam ölçekli iç kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyi yapılmıştır. Numunelerden biri referans numunesi, diğer ikisi ise CFRP kompozit şeritler ile güçlendirilmiştir. Deney numunelerinde birleşim bölgesinde etriye kullanılmamıştır. Deney sonucunda CFRP kompozit şeritler ile yapılan güçlendirmenin birleşim bölgesinin yapısal

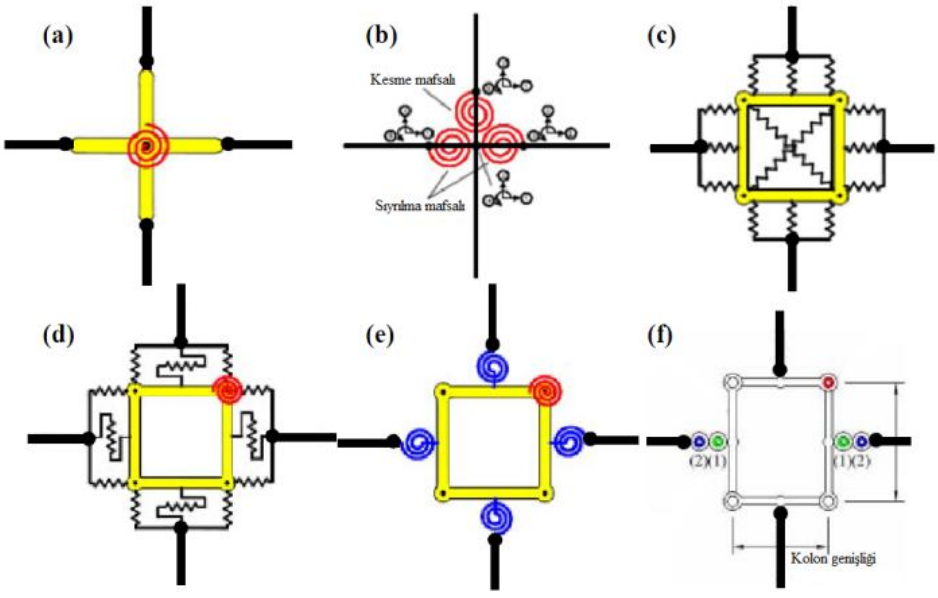
rijitliğini, enerji yutma kapasitesini ve dayanımını artırdığı gözlenmiştir. Yapılan güçlendirmenin amacı birleşim bölgesinin sünekliliğini artırmak, göçme modunu kiriş eğilme hasarına dönüştürmek veya birleşimin kesme göçmesini geciktirmek olmuştur. Numunelerin beton basınç dayanımları 27 MPa, boyuna donatıların akma gerilmesi 456 ile 633 MPa arasında, etriye akma gerilmesi ise 331 ile 476 MPa arasındadır. Kullanılan güçlendirme tekniklerinin birinde (JI1) LP kompozit şeritler yapıştırılmıştır. İkinci numunede (JI2) CFRP'nin sıyrılmasını önlemek için CFRP kompozit şeritler, CFRP ankrajı ile yapıştırılmıştır. Ayrıca JI2 numunesinde dört adet çelik plaka ve çelik köşebent kullanılmıştır. Çelik plakalara üç adet delik açılarak birleşim bölgesine ankre edilmiştir. Kolonlarda uygulanan eksenel kuvvet, kolon eksenel yük taşıma kapasitesinin %19'u kadardır. Deney sonucunda JI2 numunesinin dayanım ve rijitliğinin referans (JI0) numuneden daha yüksek olduğu görülmüştür. JI2 numunesinin maksimum yük kapasitesi referans numuneye göre %36 artmıştır. JI2 numunesinin enerji yutma kapasitesi, JI0 numunesine göre %90 artmıştır. Ankrajsız GFRP kompozit şeritler ile güçlendirilen JI1 numunesinin maksimum dayanımı JI0 numunesine göre %4 artmıştır. Bu nedenle ankrajsız GFRP kompozit şeritler ile yapılan güçlendirme birleşimin kesme kapasitesine katkı sağlamamıştır. Trung ve diğ. (2009). bu çalışmada CFRP kompozit şeritler kullanılarak birleşim bölgesinin dayanımını ve kesme kapasitesini artırmayı amaçlamıştır. Sekiz adet 1/3 ölçeğinde dış kolon-kiriş birleşim bölgesi numunesi üretilmiştir. Bu numunelerden ikisi referans numunesidir. Bunlardan biri deprem etkisi dikkate alınarak tasarlanmış, diğeri ise deprem etkisi dikkate alınmadan tasarlanmıştır. Diğer altı numune değişik güçlendirme detayları kullanılarak güçlendirilmiştir. Bu güçlendirme detayları CFRP'nin T, L, X ve bant şerit şeklinde sarılmasıdır. Çalışmada yanal yük-deplasman ilişkisine, birleşimin güçlendirmeden önceki dayanımına ve birleşimin güçlendirildikten sonraki dayanımına bakılmıştır. Deney sonucunda deprem dikkate alınmadan detaylandırılan numunede kolon-kiriş birleşim bölgesinde beklenildiği gibi kesme hasarı nedeni ile numunenin dayanımını kaybettiği gözlenmiştir. Depremsellik dikkate alınarak detaylandırılan numunede bir önceki numuneye göre yanal dayanım %21.7, süneklik 2.91 kat artmıştır. CFRP kompozit şeritler ile güçlendirilen numunelerde yanal dayanım, süneklik daha da artmıştır. Göçme modu birleşimin kesme hasarından kirişin eğilme hasarına dönmüştür. CFRP kompozit şeritler ile güçlendirilen numuneler ile depremsellik dikkate alınmadan detaylandırılan numuneler arasında yanal dayanımda %31.7, süneklikte ise 5.3 kat artış gözlenmiştir.

X şeklinde CFRP kompozit şeritler sarılarak güçlendirilen numune ile depremsellik dikkate alınarak detaylandırılan numune arasında dayanımda %17.5, süneklikte ise 5.3 kat artış olduğu gözlenmiştir. L şeklinde CFRP kompozit şeritler sarılarak güçlendirilen numunelerde dayanım ve süneklikte açısından yeterli verim alınamamıştır. Ayrıca kolona sarılan LP kompozit şeritler birleşimin sünekliğini artırmada iyi bir seçenek olacağı görülmüştür.

2.4 Kolon-kiriş birleşim bölgeleri için analitik çalışmalar

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin davranışını tahmin etmek için modeller geliştirilmiştir. Bu modeller kafes-kiriş modelleri, kesme dayanımı modelleri, sonlu eleman modelleri, ampirik modeller, matematiksel modeller ve bilgisayar bazlı yay modellerdir. Etriyesiz kolon-kiriş birleşim bölgerinin kesme dayanımını bulmak için bir yöntem de birleşim bölgesinde oluşan çatlaklar ve kesme göçmeleriyle asal çekme gerilmelerinin karşılaştırılmasıdır. Bu yöntem geleneksel olarak farklı araştırmacılar tarafından kolonların kesme dayanımını bulmak için farklı limitlerdeki asal çekme gerilmeleri için kullanılmıştır. Priestley (1997), başlangıçtaki birleşim bölgesindeki çatlak limitinin $0.29\sqrt{f_c'}$ olduğunu, sargısız birleşimler için maksimum kesme dayanımının $0.45\sqrt{f_c'}$ olduğunu belirtmiştir. Kim ve LaFave (2007), birleşim bölgesindeki başlangıçtaki kesme çatlağı için asal çekme gerilmesinin $0.33\sqrt{f_c'}$ olduğunu belirtmiştir. Fakat Hakuto ve diğ. (2000) asal çekme gerilmesi yönteminin çok konservatif olduğunu söylemiştir. Tsonos (2007), kafes-kiriş modelini kullanarak birleşim bölgesinin kesme dayanımını tahmin etmek için formül önermiştir. Hwang ve Lee (1999), kafes-kiriş modeli geliştirerek birleşim bölgesinin kesme dayanımını bulmaya çalışmıştır. Ortiz (1993) ve Vollumn (1998), kafes-kiriş modelini kullanarak etriyeli ve etriyesiz köşe kolon-kiriş birleşim bölgesinin kesme dayanımını tahmin etmek için model geliştirmiştir. Zhang ve Jirsa (1982), daha önce yapılan test verilerini kullanarak birleşim bölgesinin kesme dayanımını bulmak için yeni metot geliştirmiştir. Beton basınç dayanımı, kolon eksenel yükü, kiriş boyuna donatı oranı, h_b / h_c oranına, birleşimde enine kiriş olup olmaması gibi parametrelere bağlı olarak birleşim bölgesindeki diyagonal beton basınç bloğunun göçmesiyle birleşim bölgesinin kesme dayanımını hesaplamaya çalışmıştır. Sarsam ve Phipps (1985), monotonik yük altında dış kolon-kiriş birleşim bölgesini tasarlamak için formül

önermiştir. Scott ve diğ. (1994) Dış kolon-kiriş birleşim bölgesi için diagonal basınç bloğuna bağlı olarak birleşim bölgesinin kesme dayanımını tahmin etmek için formül önermiştir. Bakır ve Boduroğlu (2002), kiriş boyuna donatıları ve h_b / h_c oranına bağlı olarak deney verilerini kullanarak birleşim bölgesinin kesme dayanımını bulmak için model geliştirmiştir. Hegger ve diğ. (2003), kolon donatı oranı ve h_b / h_c oranına bağlı olarak model geliştirmiştir. Bedirhanoğlu (2009), eksenel yükün etkisini de dikkate alarak birleşim bölgesinin kesme dayanımını bulmak için formül önermiştir. Hassan (2011), ACI 318-8(2008)'deki kafes-kiriş modelini kullanarak birleşim bölgesinin kesme dayanımını hesaplamak için ampirik kesme dayanım modeli ve eğrisi önermiştir. Park (2012), birleşim bölgesinin kesme dayanımını bulmak için dayanım modeli ve deformasyon eğrisi önermiştir. Theiss (2005), Celik ve Ellingwood (2008), Alath ve Kunnath (1995), Biddah ve Ghobarah (1999), Youssef ve Ghobarah (2001), Lowes ve Altoontash (2003), Altoontash ve diğ. (2003), Pampanin ve diğ. (2003) ve Shin ve LaFave (2004), kolon kiriş birleşim bölgesini yaylarla modellemiştir (Şekil 2.6).



Şekil 2.6 : Mevcut kolon-kiriş modelleri: a) Alath ve Kunnath (1995), b) Biddah ve Ghobarah (1999), c) Youssef ve Ghobarah (2001), d) Lowes ve Altoontash 2003), e) Altoontash ve diğ. (2003), f) Shin ve LaFave (2004) ve sonra Celik ve Ellingwood (2008).

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007) ve Eurocode-8 kolon-kiriş birleşim bölgelerine dayanım açısından bakmaktadır.

Deformasyon ile ilgili bir bilgi vermemektedir. ASCE 41-06 (2006) ve ACI 369 (2011) birleşime hem dayanım hem de deformasyon açısından bakmaktadır. Doğrusal hesaplarda ASCE 41-06 (2006) ve ACI 369 (2011) birleşim bölgesini rijit kabul eder. Doğrusal olmayan hesaplarda bir deformasyon modeli önerilmektedir. Yönetmeliklerde birleşimlerin performansı üzerinde verilen kurallar bu tezin altıncı bölümünde detaylı olarak açıklanmıştır.

3. DENEYSEL TASARIM

Betonarme yapılarda kolon-kiriş birleşim bölgeleri taşıyıcı sistemin en kritik bileşenlerindendir. Bu bölgeler binaya etkiyen yüklerin neden olduğu iç kuvvetleri elemandan elemana aktaran merkezlerdir. Bu bölgede oluşacak herhangi bir kusur ya da aksaklık yapının tamamını etkilemektedir. Bu nedenle hem tasarımda hemde uygulamada geçerli yönetmelik koşullarını sağlayan, depreme dayanıklı detaylar üretilmelidir.

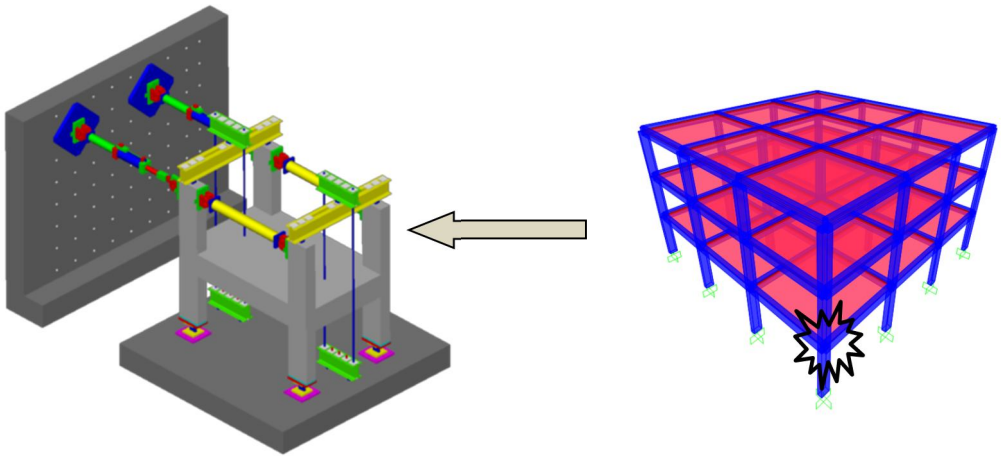
Daha önce yapılan çalışmalara bakıldığında birleşim bölgesinin göçme nedeni olarak birleşim bölgesinin kesme kapasitesinin ve kiriş boyuna donatılarının ankraj boyu yetersizliği gösterilebilir. Ayrıca Bedirhanoğlu ve diğ. (2009), İlki ve diğ. (2009), tarafından ülkemize özgü düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatı ile yapılan çalışmada kiriş boyuna donatıların sıyrılması ve birleşim bölgesindeki betonun ezilmesi de birleşim bölgesinin hasar nedeni olarak gösterilmiştir.

Ülkemiz mevcut yapı stoğu düşünüldüğünde 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri öncesi yapılarda kullanılan beton şantiyede el ile hazırlanır ve dökülürdü. Bu nedenle yapılarda beton dayanımları oldukça düşüktür. Yapılarda düşük dayanımlı beton kullanılması ve kullanılan donatının düz yüzeyli olması beraberinde beton ile donatı arasında aderans problemi doğurmuş ve donatıların betondan sıyrılmasına neden olmuştur. Bu nedenle bu tez kapsamında mevcut yapı stoğu da düşünülerek düşük beton dayanımlı (yaklaşık 10MPa) ve düz yüzeyli donatıya sahip numuneler üretilerek dış kolon-kiriş birleşim bölgesinin yatay yükler altındaki davranışını incelenmiştir. Çalışmada kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesinde sıyrılmasını ve birleşim bölgesinde betonda oluşan lokal ezilmeyi önleyerek birleşlim bölgesinin kesme kapasitesi artırmaya çalışılmıştır.

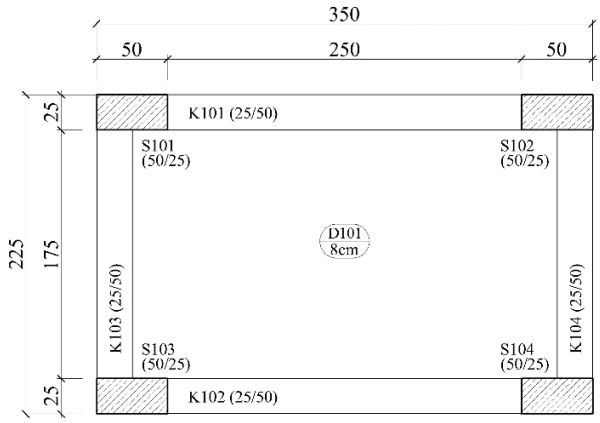
3.1 Numune tasarımı

Taz çalışması kapsamında 5 adet 1/1 ölçekli numune üretilmiştir. Deneyler üç boyutlu iki katlı çerçeve üzerinde yapılmıştır. Dört adet köşe kolon-kiriş birleşim bölgesi içeren her bir üç boyutlu betonarme çerçeve numune çok katlı mevcut bir binanın kat

çerçevesi olarak düşünülmüştür. Bunun için 3 katlı, her iki yönde aks aralıkları 5000 mm olan, 3 açıklıklı düzgün bir yapı alınmıştır. Yapıda kolon ve kiriş boyutları 250 mm x500 mm, kat yükseklikleri 3000 mm ve döşeme kalınlığı 80 mm'dir. Numunenin üç boyutlu görünüşü Şekil 3.1 ve planı Şekil 3.2'de verilmiştir. Yatay yük altında kolonlarda moment sıfır olan nokta kat çerçevesi olarak düşünülmüş ve kolonlar moment sıfır noktasından kesilerek hem temele hem de yük verenlere mafsallı bağlanmıştır (Şekil 3.1). Yatay yük iki adet hidrolik yük veren ile kolonlara etkitilmiştir. Karşılıklı kolonlar arasındaki yük, dayanımı çok yüksek iki ucu mafsallı çelik kiriş aracılığı ile iletilmiştir. Kolonlara ayrıca deney boyunca sabit tutulmaya çalışılan bir eksenel yük uygulanmıştır. Uygulanan eksenel yük $0.07b_c h_c f_c^{'}$'dir. b_c, kolon kesit genişliği, h_c, kolon kesit yüksekliği, $f_c^{'}$, beton basınç dayanımıdır. Beton basınç dayanımı $f_c^{'} = 11.8\text{MPa}$ 'dır. Buna göre her bir kolon üzerine uygulanan eksenel kuvvet 102kN'dur.

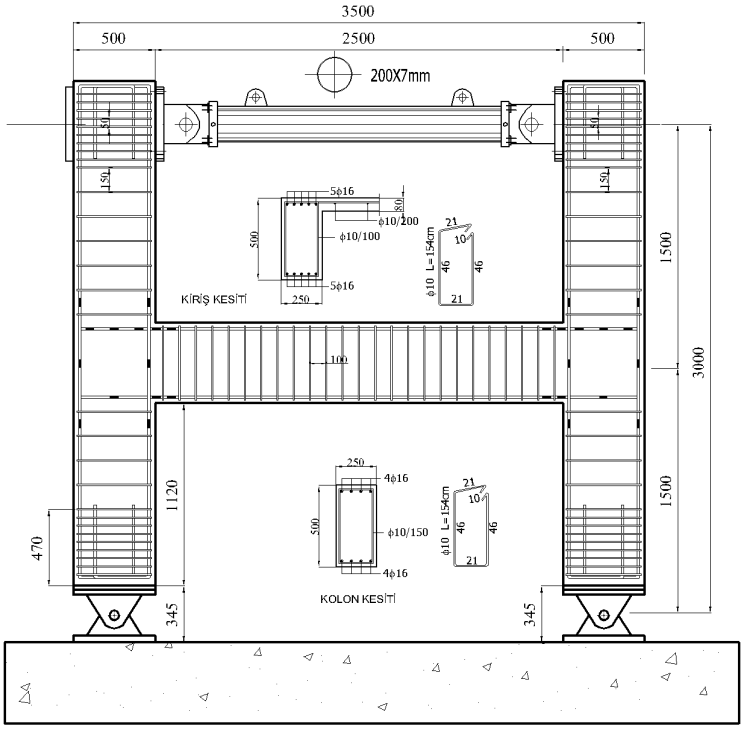


Şekil 3.1 : Numunenin üç boyutlu görünüşü.

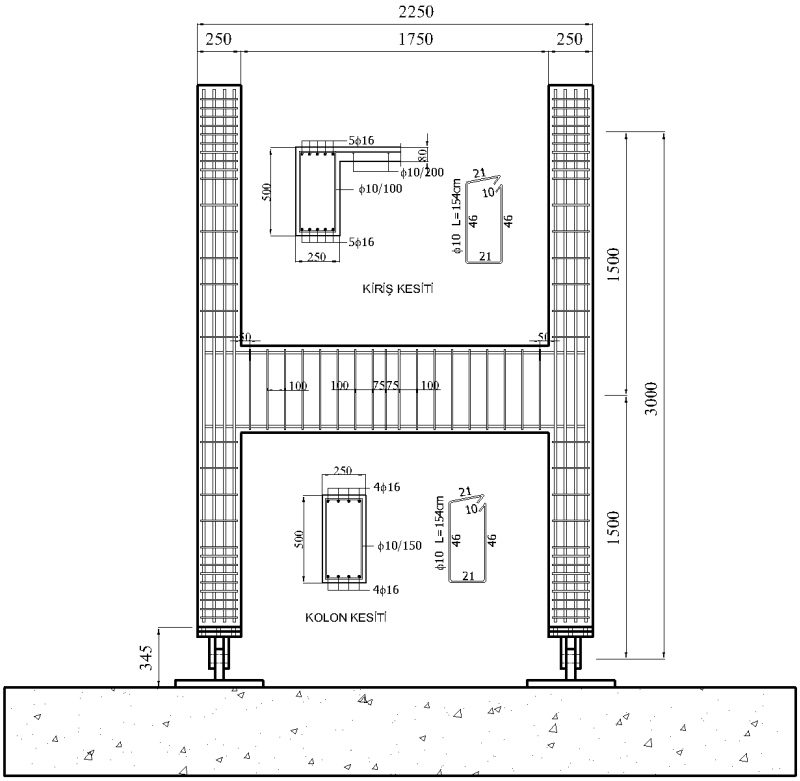


Şekil 3.2 : Numunenin planı (boyutlar cm'dir).

Üretilen numunede, kolon enkesit boyutları 500 mm × 250 mm, kiriş enkesit boyutları 250 mm × 500 mm ve döşeme kalınlığı 80 mm'dir. Enine kiriş temiz açıklığı 1750 mm, boyuna kiriş temiz açıklığı 2500 mm'dir. Kat yüksekliği 3000 mm'dir. Üç boyutlu çerçeve numunelerde incelenen bölge kolon-kiriş birleşim bölgeleridir. Deprem etkisinde özellikle dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinin sıklıkla hasar gördüğü bilinmektedir (Paulay ve Priestley, 1992). Bu nedenle yapılan çalışmada köşe kolon-kiriş birleşim bölgeleri incelenmiş ve göçmenin kolon-kiriş birleşim bölgesinde olması istendiği için özellikle bu bölge, ülkemizdeki mevcut yapılardaki durumu da temsil etmek üzere zayıf tasarlanmıştır. Birleşim bölgesinde etriye kullanılmamıştır (Şekil 3.3-3.4). Buna karşılık birleşimlere bağlanan kolon ve kirişler uygun şekilde tasarlanmış ve ancak birleşimin yeterli dayanıma sahip olması durumunda dikkate değer bir hasar görmeleri istenmiştir. Bu nedenle güçlendirilmemiş numunelerde göçmenin birleşim bölgesinde olması garanti edilmiştir. Yapılan tasarımda gözönüne alınan dayanım hiyerarşisi gereği, birleşim bölgesinin uygun şekilde güçlendirilip, yeterli dayanıma ulaştırılmaları durumunda; kolonlar kirişlerden güçlü olduğu için, plastik mafsallaşmanın ve hasarın kirişlerde yoğunlaşması beklenmektedir. Ayrıca gerek kolonlar, gerekse kirişler kesme açısından kritik olmayacak şekilde tasarlanmıştır. Kolon ve kirişlerin donatı tasarımı Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007) ve Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım İlkeleri (TS500, 2000)'ne göre yapılmıştır.



Şekil 3.3 : Tüm deney numunelerine ait donatı detayları-boyuna görünüş (boyutlar mm'dir).



Şekil 3.4 : Tüm deney numunelerine ait donatı detayları-enine görünüş (boyutlar mm'dir).

Şekil 3.3-3.4'de görüldüğü gibi kolonlarda 8ϕ16, kirişlerde 10ϕ16 ve döşemede 29ϕ10/100 enine ve 16ϕ10/100 boyuna düz yüzeyli S220 sınıfı donatı kullanılmıştır. Enine donatı olarak S220 sınıfı ϕ10 düz yüzeyli donatı, kolonlarda 150 mm, kirişlerde 100 mm aralıklarla kullanılmıştır. Ayrıca yükleme ve mesnet bölgelerinde büyük kesme kuvvetleri olacağından bu bölgelerde etriyeler 50 mm arayla yerleştirilmiştir (Detaylar EK F'de verilmiştir). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007)'e göre kolon-kiriş birleşim bölgeleri kuşatılmış ve kuşatılmamış birleşimler olarak iki sınıfa ayrılmıştır. Kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve herbir kirişin genişliğinin birleştiği kolon genişliğinin 3/4'ünden daha az olmaması durumunda, kolon kiriş birleşimi kuşatılmış birleşim olarak tanımlanır. Diğer durumlarda kuşatılmamış birleşim olarak tanımlanır. Herhangi bir birleşim bölgesinde hesaplanan kesme kuvveti, göz önüne alınan deprem doğrultusunda hiçbir zaman kuşatılmış birleşimlerde $V_n \le 0.60 b_j h_c f_c'$, kuşatılmamış birleşimlerde $V_n \le 0.45 b_j h_c f_c'$ sınırlarını aşmayacaktır. Bu çalışma kapsamında üretilen numuneler kuşatılmamış birleşimlerdir.

Referans numunesinde göçme birleşim bölgesinde kesme kapasitesinin aşılması ya da kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin önündeki betonun ezilerek boyuna donatılarda sıyrılma olması beklenmiştir. Birleşim bölgesi güçlendirilip kesme kapasitesi artırıldıktan ve olası ankraj problemi giderildikten sonra, kolonlarda hasar oluşmayacak fakat kiriş kesme kapasitesitelerine ulaşmadan eğilme kapasitelerine ulaşması amaçlanmıştır. Özet olarak güçlendirilmemiş numunelerde hasarın birleşim bölgesinde oluşması ve gelişmesi, birleşim bölgesi güçlendirildikten sonra hasarın kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşmasıyla oluşması şeklinde tasarım yapılmıştır (Çizelge 3.1). Böylece güçlendirme sonrası yapının sünek davranması amaçlanmıştır. Güçlendirme detayları bölüm 4.4'de anlatılmıştır.

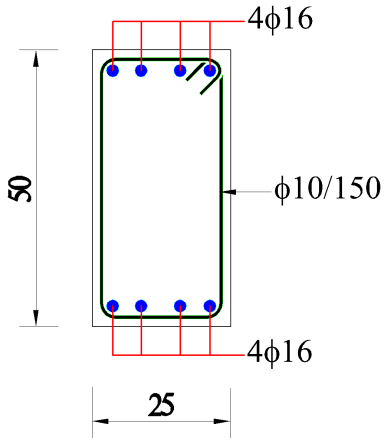
Çizelge 3.1 : Güçlendirme yöntemleri ve göçme modları.

Numune Adı	Güçlendirme Tekniği/Açıklama	Beklenen Göçme Modu
B-REF	Referans Numunesi	Birleşimin Göçmesi
B-WELD	Kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması	Birleşimin Göçmesi
B-FRP-H	Birleşim bölgesinin LP ile sarılması	Birleşimin Göçmesi
B-WELD-FRP-L	Kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması ve birleşimin LP ile sarılması	Birleşimin Göçmesi, LP' nin yırtılması (Birleşimde kesme hasarı oluşması)
B-WELD-FRP-H	Kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması ve birleşimin LP ile sarılması	Kirişin eğilme kapasitesine ulaşması, kirişin eğilme göçmesi

3.2 Betonarme hesaplar ve kesit kapasitelerinin bulunması

3.2.1 Kolonlar

Bu çalışmada incelenen, dış kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışıdır. Bu nedenle kolonlar elastik davranacak şekilde tasarlanmıştır. Amaç hasarın kolon-kiriş birleşim bölgesinde oluşmasını sağlamaktır. Birleşimler güçlendirildikten sonra da kolonlarda eğilme ve kesme kapasitelerine ulaşılmadan kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşması öngörülmüştür. Kolon kesit boyutları ve donatıları Şekil 3.5'de verilmiştir.

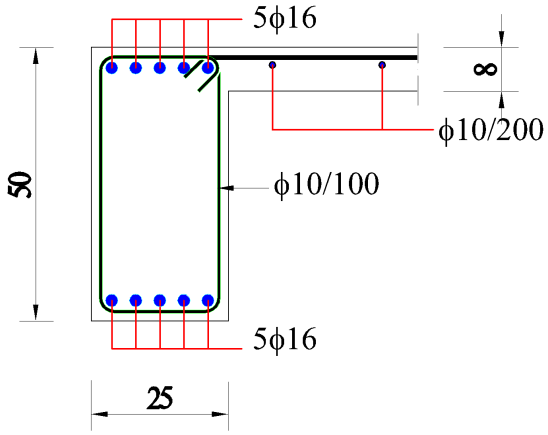


Şekil 3.5 : Kolon kesiti boyutları ve donatıları (boyutlar cm'dir).

Deney elemanlarından 3'er adet deney sonrası, 100mm x 200mm boyutlarında karot numuneleri alınarak beton basınç deneyi yapılmıştır. Ortalama beton basınç dayanımı 11.8MPa'dır. Donatı çekme deneyi yapılmıştır. Ortalama donatı akma dayanımı 347MPa'dır. Buna göre kolonlara uygulanacak eksenel kuvvet kolon eksenel yük kapasitesinin 0.07'si kadar olacağından, uygulanan eksenel kuvvet $0.07b_c h_c f_c^{'}$ 'dir. Bu eksenel yük altnda kolon moment kapasitesi M_r=162.5kNm'dir. Kolonun kesme kapasitesi V_r=170kN olup bu kapasite belirlenirken betonun katkısı dikkate alınmamıştır. Kolonların moment kapasitesine ulaşması için gereken yatay yük toplamı 520kN, kesme kapasitesine ulaşması için gereken yatay yük toplamı 680kN'dur.

3.2.2 Kirişler

Kirişlerin moment kapasitesi XTRACT programında kesit analizi yapılarak bulunmuştur. Analizde tablalı kirişin tabla genişliği 600 mm kabul edilmiştir. Buna göre kirişin pozitif eğilme moment kapasitesi $M_{r,\ pozitif}$=152kNm ve negatif eğilme moment kapasitesi $M_{r,\ negatif}$=171kNm'dir. Kirişin kesme kapasitesi V_r=248kN'dur. Kolonda olduğu gibi kesme kapasitesi hesabında betonun katkısı dikkate alınmamıştır. Kiriş kesit boyutları ve donatıları Şekil 3.6'da verilmiştir.

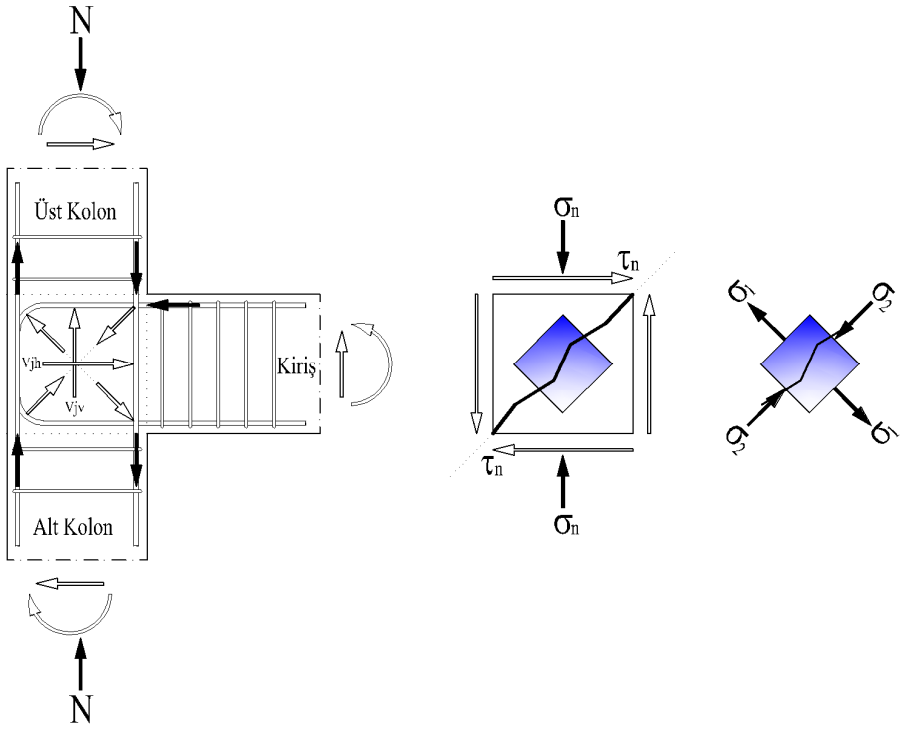


Şekil 3.6 : Kiriş kesiti boyutları ve donatıları (boyutlar cm'dir).

3.2.3 Kolon-kiriş birleşim bölgesi kesme kuvveti kapasitesinin hesaplanması

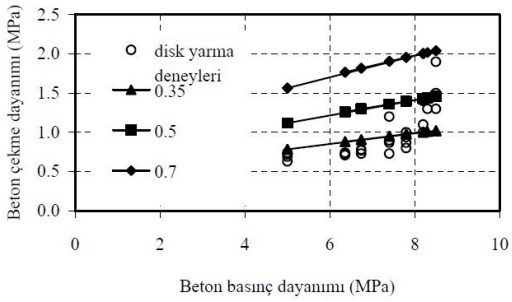
Kolon-kiriş birleşim bölgesinin davranışını belirleyen unsurlar aderans ve kesme göçmesi mekanizmalarıdır. Güçlü kolon, zayıf kiriş tasarımında kirişlerin uçlarında plastik mafsallar oluşması beklenmektedir. Bu nedenle iç kuvvetlerden dolayı birleşim

bölgesinde yüksek kesme gerilmeleri oluşmakta ya da birleşimdeki kiriş boyuna donatıları betondan ayrılarak aderansını kaybedebilmektedir. Bu durum birleşim bölgesinin zayıflamasına neden olmaktadır. Bu çalışmada kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasını, birleşimdeki betonun ezilmesini önlemek ve birleşim bölgesinin kesme kapasitesni artıracak güçlendirme teknikleri uygulanmıştır. Numunelerin deneysel kesme kapasitelerini tahmin etmek için literatürde Konwinski (1996), Moehle ve diğ. (1999), Lynn (2001) ve Sezen (2000), Bedirhanoğlu ve diğ. (2009), İlki ve diğ. (2008) mekaniğin temel prensiplerinden faydalanmıştır. Bir elemanın kesme kapasitesini kaybetmesi elemana etki eden kesme kuvveti (V) ve eksenel yükten (N) kaynaklanan iki eksenli kesme ve basınç gerilmeleri altında eğik çatlak oluşumu yada oluşan çekme gerilmelerini karşılayacak yeterli donatı mevcutsa diğer doğrultuda oluşan diyagonal basınç gerilmeleri sonucunda betonun ezilmesiyle oluşur. Kesit boyutunun yeterli olması ve birleşimde enine donatı bulunmaması durumunda birleşimin kesme kapasitesi elemanda kesit boyunca eğik çatlak oluşturacak yüke eşit kabul edilebilir. Eğik çatlak oluşumunun asal çekme gerilmesinin (σ_1) betonun çekme dayanımına (f_t) ulaşması ile oluştuğu varsayılmıştır. Şekil 3.7'de yükleme durumu ve asal gerilme yönleri gösterilmiştir. Betonun çekme dayanımı direk çekme, eğilme ya da yarma çekme deneyleri ile bulunur. Betonun çekme dayanımının ilk olarak $\sqrt{f_c'}$ ile orantılı olduğu 1960'larda belirtilmiştir. (ACI-ASCE Commite 326, 1962). Bugüne kadar beton çekme dayanımı $f_t = C\sqrt{f_c'}$ şeklinde ifade edilmektedir. ACI-318 (2008) C katsayısı eğilme çekme dayanımı için 0.5 değerini önermektedir. TS-500 (2000) beton eksenel çekme dayanımı için $f_t = 0.35\sqrt{f_c'}$ 'i bağıntısını vermektedir. Ayrıca TS-500 (2000)'de eksenel çekme dayanımının silindir yarma deneyinden elde edilen çekme dayanımın 1.5 ile yada eğilme deneyinden elde edilen çekme dayanımının 2 ile bölünmesi ile elde edilebileceği belirtilmiştir.



Şekil 3.7 : Eğik çatlağın oluşmasına neden olan kuvvetler ve asal gerilmeler.

Betonun basınç ve çekme dayanımları (direk, yarma, eğilme) arasında bilinen bazı ilişkiler bulunmakla birlikte düşük dayanımlı beton için bu ilişkilerin geçerliliği oldukça şüphelidir. Bedirhanoğlu (2009) tarafından yapılmış olan Şekil 3.8.'de deney sonucları ile $f_t = 0.35\sqrt{f_c'}$, $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$ ve $f_t = 0.7\sqrt{f_c'}$ karşılaştırmaları yapılmıştır. Grafiğe bakıldığında beton dayanımı arttıkça deneysel veriler $f_t = 0.7\sqrt{f_c'}$ doğrusuna yaklaşmaktadır. Beton dayanımı düştükçe deneysel verilerin $f_t = 0.35\sqrt{f_c'}$ doğrusuna yaklaştığı görülmektedir.



Şekil 3.8 : Beton yarma çekme deneylerinin $f_t = 0.35\sqrt{f_c'}$, $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$ ve $f_t = 0.70\sqrt{f_c'}$ ile karşılaştırılması (Bedirhanoğlu, 2009).

Tez kapsamında tasarlanan donatı detaylarında birleşim bölgesinde etriye kullanılmamıştır. Bedirhanoğlu ve diğ. (2009) tarafından yapılan çalışmada birleşim bölgesinde etriyesi olmayan, düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatıya sahip, eksenel yük oranı $0.125 b_c h_c f_c^{'}$, döşemesi ve enine kirişi olan kolon-kiriş birleşim bölgesi numunelerin birleşimlerde kesme dayanımının 1.53 MPa olduğu görülmüştür. Referans numunesinde dayanım kaybının birleşimin, kiriş boyuna donatılarının sıyrılması sonucu oluşacağı tahmin edilmiştir. Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarının sıyrılması önlendiğinde oluşan kesme gerilmesi Denklem (6.14) ile hesaplanabilir. Birleşim bölgesine gelen kesme kuvveti birleşim bölgesinin kesme dayanımından büyük olduğundan birleşim bölgesinin güçlendirilmesi gerekmektedir. Köşe kolon-kiriş birleşim bölgesine birleşen kiriş sayısı iç kolon kiriş birleşim bölgesine birleşen kiriş sayısından daha az olduğu için köşe kolon-kiriş birleşime gelen kesme kuvveti daha azdır (Paulay ve Priestley, 1992).

Kolon-kiriş birleşim bölgesi numunelerinin her elemanının moment ve kesme kuvveti kapasiteleri hesaplanmıştır. Ayrıca XTRACT programından yararlanılarak kiriş moment-eğrilik ilişkisi elde edilerek, kolon ucuna etkitilen her bir yük adımı için kiriş boyuna donatılarına gelen gerilmeler ve birleşim bölgesine gelen kesme kuvveti hesaplanmıştır. Hesaplanan kesme kuvveti kapasitesi birleşime etki eden kesme kuvveti ile karşılaştırılarak birleşimin kesme kapasitesine ulaşacağı andaki kolon tepe yükü ve deplasmanı bulunmuştur. Birleşim bölgesinin kesme kapasitesi, Vn=260kN'dur. P=83kN yanal kuvvet uygulandığında birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması beklenmektedir.

3.2.4 Güçlendirme sonrası birleşim bölgesinin kesme dayanımının bulunması

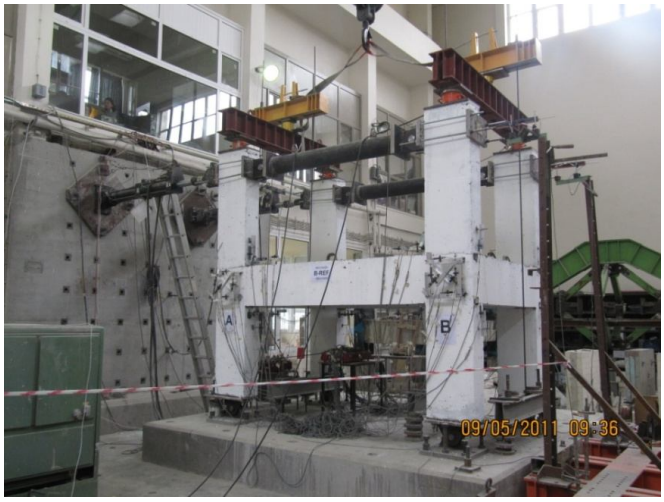
Birleşim bölgesine gelen kesme kuvveti ile birleşim bölgesinin kesme dayanımı karşılaştırıldığında birleşim bölgesinin kesme dayanımı, gelen kesme kuvvetini karşılamamaktadır. Gelen kesme kuvvetini karşılamak için birleşim bölgesi LP ile güçlendirilmiştir. LP'nin kesmeye katkısı Denklem (3.1) ile hesaplanmıştır.

$$F_{FRP} = \varepsilon_{FRP} E_{FRP} A_{FRP} \qquad \textbf{(3.1)}$$

LP'nin kopma anındaki şekildeğiştirmesi $\varepsilon_{FRP} = 0.004$ (İlki ve diğ., 2011) olarak kabul edilmiştir. Buna göre birleşim bölgesine gelen kesme kuvvetini karşılamak için 6 kat LP sarılmıştır. 6 kat LP'nin diagonal yönde kesme kuvvetine katkısı 178.20kN'dur.

3.3 Yükleme Patronu

Depremi benzeştiren yön değiştiren tekrarlı yatay yükler numuneye iki adet yük veren ile uygulanmıştır (Şekil 3.9). Deprem esnasında yapı elemanları yön değiştiren tekrarlı eğilme ve kesme etkilerine maruz kalmaktadır. Ayrıca özellikle kolonlar değişken eksenel kuvvetlerin etkisindedir.

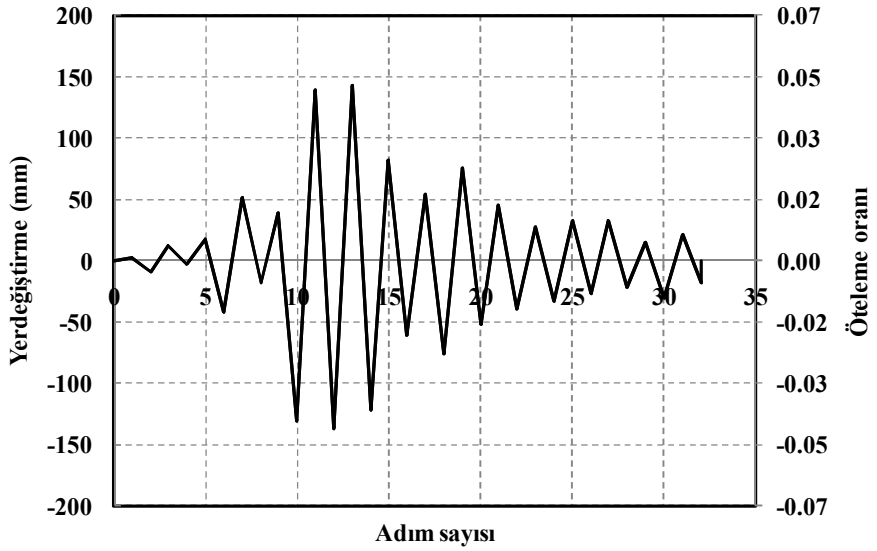


Şekil 3.9 : Numuneye yük uygulama düzeneği.

Fakat eksenel kuvvetin değişiminin laboratuvar ortamında uygulanması oldukça zordur. Bu nedenle eksenel yükler laboratuvarda statik olarak etkitilmiş ve deney boyunca sabit tutulmaya çalışılmıştır. Yapılan deneylerde kolonlara uygulanması öngörülen eksenel yük ±%10 hata aralığı ile sabit tutulmaya çalışılmıştır. Yüklemenin statik yapılmasındaki amaç deney esnasında yapı elemanlarında oluşan hasarın ve yapı elemanlarının davranışının çok daha sağlıklı, detaylı olarak incelenmesini ve aksi bir durumda deneyin durdurularak acil müdahele yapılmasını sağlamaktır. Belirlenen yükleme çevrimleri yapıya adım adım uygulanmıştır. Yükleme sisteminden veri toplama sistemine 1 saniyede sinyal yollanmakta ve 4 saniyede ölçüm sisteminden alınan veriler toplanmaktadır. Veri toplama sistemi 1 kanaldan 0.06sn saniyede veri alabilmektedir. Deneylerde kanal sayısının fazla olması nedeniyle üç adet veri çoğaltma kutusu kullanılmıştır (bir numunede 66 adet yerdeğiştirmeölçer, 42 adet şekildeğiştirmeölçer). Eksenel yük oranı kolon kapasitesinin %7' si kadardır. Eksenel yük oranı Denklem (3.2)'ye göre hesaplanmıştır.

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

Bütün deneyler yerdeğiştirme kontrollü statik yükleme şeklinde gerçekleşmiştir. Numuneye deprem yükünü yansıtmak üzere itme ve çekme yönünde tekrarlı yön değiştiren yatay yerdeğiştirmeler uygulanmıştır. Bunun için 3 katlı, her iki yönde aks aralıkları 5000 mm olan, 3 açıklıklı düzgün bir yapı alınmıştır (Şekil 3.1). Bu yapıya 1999 Düzce deprem kaydı uygulanarak zaman tanım alanında SAP2000 programı kullanılarak analiz yapılmıştır. Yapılan analiz sonuncunda yapının alt kat köşe birleşim yerdeğiştirmesi deney numunelerine yükleme patronu olarak uygulanmıştır (Şekil 3.10).



Şekil 3.10 : Deney yükleme planı.

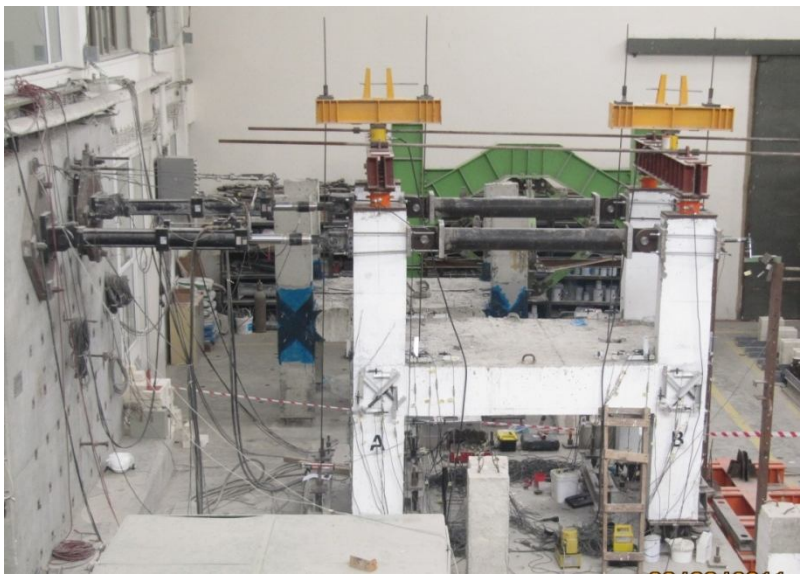
Çizelge 3.2'de yükleme planı verilmiştir. Yerdeğiştirme adımları özel olarak geliştirilen bir yazılımla bilgisayardan hidrolik verene komut olarak iletilmektedir. Hedef yerdeğiştirme ve adım sayısı değerlerinin yazılıma girilmesi ile istenen hedef yerdeğiştirmeye adım adım gidilmektedir. Şekil 3.10'da gösterilen deney yükleme planının tamamlanmasından sonra, B-REF numunesinde %8 (+239 mm), B-WELD numunesinde %7.4 (+225 mm), B-FRP-H numunesinde %8.1 (+247 mm), B-WELD-FRP-H numunesinde %7.9 (+240 mm), B-WELD-FRP-L numunesinde %7.6 (+231 mm) öteleme oranına kadar monolitik olarak gidilmiştir.

Çizelge 3.2 : Yükleme planı.

Yükleme Adımı		Hedeflenen Yerdeğiştirme (mm)	Hedeflenen Öteleme Oranı
1	İtme	3.03	0.001
	Çekme	-9.09	-0.003
2	İtme	12.12	0.004
	Çekme	-3.03	-0.001
3	İtme	18.18	0.006
	Çekme	-42.42	-0.014
4	İtme	51.51	0.017
	Çekme	-18.18	-0.006
5	İtme	39.39	0.013
	Çekme	-130.29	-0.043
6	İtme	139.38	0.046
	Çekme	-136.35	-0.045
7	İtme	142.41	0.047
	Çekme	-121.2	-0.04
8	İtme	81.81	0.027
	Çekme	-60.6	-0.02
9	İtme	54.54	0.018
	Çekme	-75.75	-0.025
10	İtme	75.75	0.025
	Çekme	-51.51	-0.017
11	İtme	45.45	0.015
	Çekme	-39.39	-0.013
12	İtme	27.27	0.009
	Çekme	-33.33	-0.011
13	İtme	33.33	0.011
	Çekme	-27.27	-0.009
14	İtme	33.33	0.011
	Çekme	-21.21	-0.007
15	İtme	15.15	0.005
	Çekme	-30.3	-0.01
16	İtme	21.21	0.007
	Çekme	-18.18	-0.006

3.4 Yükleme ve Ölçüm Düzenekleri

Birleşim bölgesi deneyi için bir deney düzeneği tasarlanmıştır. Boyutlandırmada kolon eksenel yükü, kolon kapasitesinin %7'si düşünülerek ve numunenin güçlendirme öncesi ve sonrası yatay yük kapasitesi dikkate alınarak deney düzeneğinin boyutlandırması yapılmıştır. Yatay yükü numunelere etkitmek amacı ile iki adet hidrolik yükveren kullanılmıştır. Numune İ.T.Ü Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarındaki 1200 mm kalınlığındaki ana temel ve 500 mm kalınlığındaki ana temelin üzerinde bulunan adaptör temele, 50 mm çapındaki bulonlarla bağlanmıştır (Şekil 3.11).

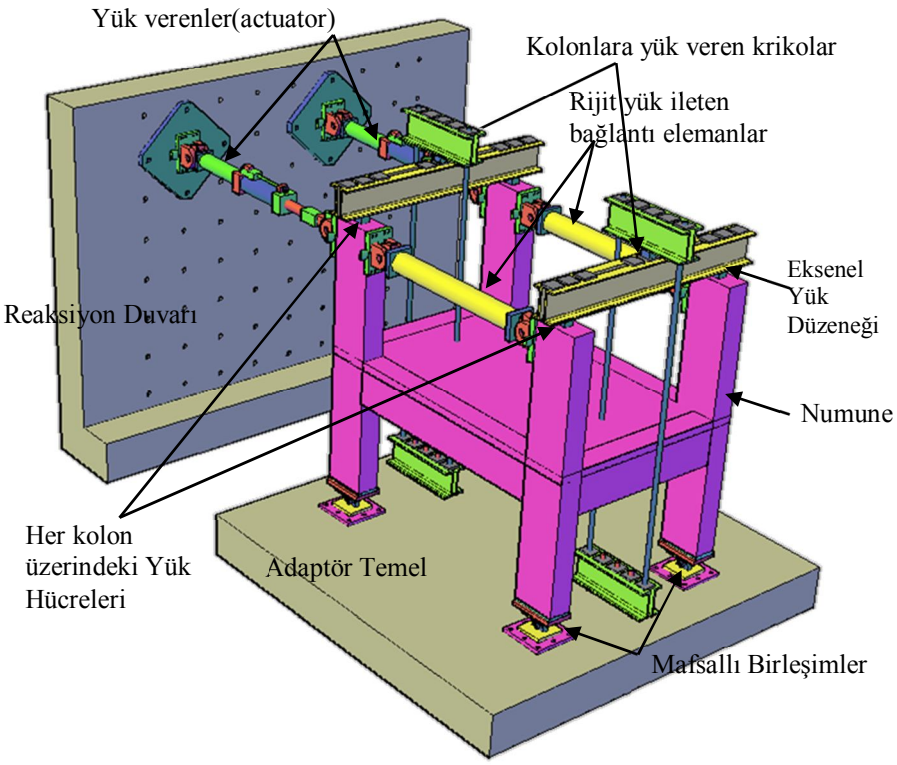


Şekil 3.11 : Numuneye yükverenlerin bağlanması ve eksenel yük düzeneği.

İki kolon arasında yük aktarımını sağlamak için çapı 200 mm ve et kalınlığı 7 mm olan rijitliği çok yüksek daire kesitli çelik boru profil kullanılmıştır. Tekrarlı ve yön değiştiren yatay yük MTS hidrolik yük verenler kullanılarak kolonlara etkitilmiştir. Hidrolik yük verenler itme ve çekmede 250 kN yük kapasitesine ve toplam 600 mm yerdeğiştirme kapasitesine sahiptir. Tüm deneyler yerdeğiştirme kontrollü olarak yapılmış ve kontrol sisteminde MTS sisteminin yerdeğiştirme aralığı ±250 mm olarak tanımlanmıştır. Eksenel yükün uygulanması için iki adet hidrolik kriko, yük ölçümleri için her bir kolonun üstüne konmak üzere dört adet yükölçer (loadCell) kullanılmıştır. Eksenel kuvvet iki adet kapasiteleri 500 kN Enerpac hidrolik kriko kullanılarak uygulanmıştır. Deney boyunca her bir kolon üzerine yerleştirilen 1000 kN ve 1500 kN kapasiteli TML yükölçerler aracılığı ile eksenel yük seviyesi kontrol edilmiş ve gerektiğinde kriko kullanılarak eksenel yükün istenilen değerde sabit kalması sağlanmıştır (±%10 değişim). Uygulanan eksenel yükün kolonlar üzerinde üniform dağılmasını sağlamak amacıyla numunenin eksenel kuvvetlerin uygulandığı kolonların başına 20 mm kalınlığında 300 mm x500 mm enkesitli düz çelik levha yerleştirilmiştir.



Şekil 3.12 : Numunelerin temele, yük verenlere ve çelik link elemanlara mafsallı bağlantısı.



Şekil 3.13 : Numune ve deney düzeneğinin üç boyutlu görünüşü.

4. DENEYSEL DETAYLAR

4.1 Numune Üretim Alanının Hazırlanması

Numune ebatlarının büyük olması nedeniyle laboratuvarda üretim yeri bulunamamıştır. Kampüs içinde uygun bir yer tespit edilmiş ve yaklaşık 200 m^2 boyutunda olan bu alan numunelerin inşasına olanak verecek şekilde düzenlenmiştir. Buranın malzeme atık yeri olarak kullanılması nedeniyle temizlenmesi gerekmiş ve beş kamyon moloz atılmıştır (Şekil 4.1.a). Moloz atımından sonra düz bir yüzey elde etmek ve numunelerin sağlam bir yerde inşa edilmesi için betonarme radye temel ile platform oluşturulmuştur (Şekil 4.1.b).



a) b)

Şekil 4.1 : Numune üretim alanının temizlenmesi ve platform inşası.

Platform inşasından sonra numunelerin imalatına yönelik donatı ve kalıp alımları gerçekleştirilmiştir. Ülkemizdeki mevcut eski yapıları temsil etmek amacı ile numunelerde düz yüzeyli S220 kalitesinde inşaat demiri kullanılması öngörülmüştür. Fakat bu tür donatının artık üretiminin çok sınırlı olmasından dolayı donatı temininde büyük zorluklar ve zaman kayıpları yaşanmıştır. Numunelerin inşası için gerekli olan 3 ton ϕ16, 1.5 ton ϕ10 düz yüzeyli donatı fabrikadan özel üretim ile sağlanmıştır (Şekil 4.2.a). Ayrıca kalıp imalatı için 78 adet 1250×2500 mm×mm boyutlarında 20 mm kalınlıklı toplam 240 m^2 kontrplak (plywood) kalıp satın alınmıştır (Şekil 4.2.b).



a) b)

Şekil 4.2 : a) 3 ton ϕ16, 1.5 ton ϕ10 düz yüzeyli donatı b) kontrplak (plywood) kalıp tahtaları.

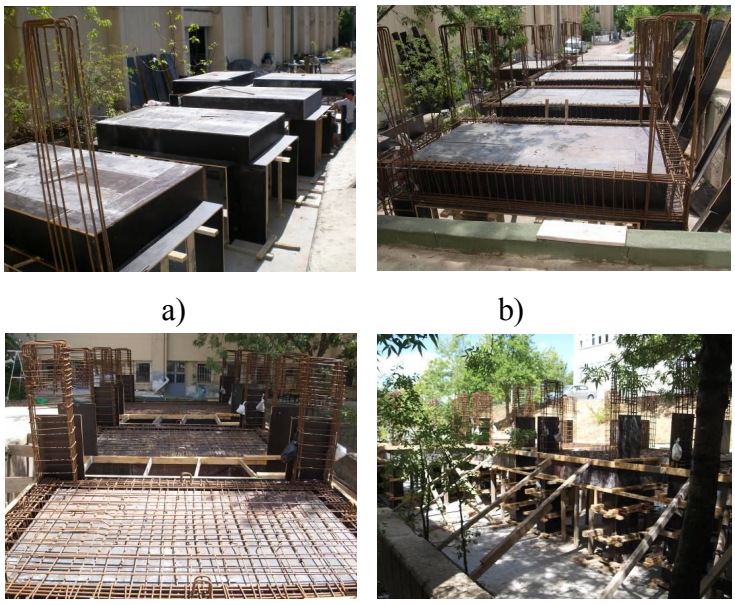
4.2 Deney Numunelerinin İnşaa Edilmesi

Yer sıkıntısının geç çözülmesi, donatıların zor temini üretimin başlamasını geciktirmiştir. Fakat bütün donatı ve kalıp tahtalarının temin edilmesiyle üretime hızlıca başlanılmış, kolon, kiriş etriyelerinin imalatı, kolon boyuna donatıları, kiriş donatıları kesimleri, bükümleri ve donatıların bağlanması bitirilmiştir (Şekil 4.3).



Şekil 4.3 : Kolon ve kiriş donatılarının imalatı.

Numunelerin donatı detay çizimleri Şekil 3.3-3.4'de verilmiştir. Numune planında kısa kenar enine, uzun kenar boyuna olarak isimlendirilmiştir. Düz zemin elde etmek üzere inşa edilen beton platform kullanılabilir duruma geldikten sonra, daha önce bütün parçaları kesilerek hazırlanan üst yapının kalıbının inşası bitirilmiştir (Şekil 4.4.a). Üst yapının kolon yan kalıpları ve döşeme kalıpları yapıldıktan sonra dışarıda hazırlanan kolon ve kiriş donatıları kalıplara yerleştirilmiştir (Şekil 4.4.b). Döşeme donatıları kalıp içinde bağlanmıştır (Şekil 4.4.c). Daha sonra kalan diğer kalıplar çakılmıştır. Kalıplar 50x100 mmxmm ve 100x100 mmxmm enkesitli keresteler kullanılarak kuşaklar ile desteklenip beton dökümüne hazır hale getirilmiştir (Şekil 4.4.d).



a) b)

c) d)

Şekil 4.4 : Kalıp imalatı ve donatıların yerleştirilmesi.

Beton dökümünden önce ölçüm alınması düşünülen bölgelerde donatı yüzeylerine şekildeğiştirmeölçerler yapıştırılmıştır. Şekildeğiştirmeölçerler donatı yüzeyine yapıştırılmadan önce donatı yüzeyi zımpara ile temizlenerek pürüzsüz hale getirilmiştir. Elde edilen pürüzsüz yüzey aseton ile iyice temizlenmiştir. Daha sonra şekildeğiştirmeölçer donatı yüzeyine yapıştırılmıştır. Şekildeğiştirmeölçerler beton içinde kalacağından ilk adım olarak şekildeğiştirmeölçerin üzerine N1 malzemesi sürülerek suya karşı yalıtım yapılmıştır. N1 malzemesi kuruduktan sonra şekildeğiştirmeölçerin üzeri petrol esaslı VM (Vinly Mastic) bandı ile kapatılmıştır. Bu bandın üzerine de 2 kat elektrik izole bandı sarılmıştır. Yapılan bu adımlarla şekildeğiştirmeölçerler izole edilmiştir. Bu işlemler sırası ile Şekil 4.5'de verilmiştir.

Numuneler için gerekli beton İstanbul Büyükşehir Belediyesine ait İston A.Ş. tarafından temin edilmiştir. Beton dökümü için Betonsa firmasından 37 metrelik bir mobil pompa temin edilmiştir. Karışım için kullanılan malzemeler ve miktarları Çizelge 4.1'de verilmiştir. Beton döküm işlemi iki aşamada yapılmıştır. İlk aşamada alt kat kolon, kiriş ve döşemeleri iki mikser tarafından 18.08.2009 tarihinde dökülmüştür (M1 ve M2 mikserleri). B-REF ve B-WELD-FRP-L numunelerinin betonu M1 mikserinden, B-WELD-FRP-H numunesinin betonu M1 ve M2 mikserinden, B-WELD ve B-FRP-H numunelerinin betonu M2 mikserinden dökülmüştür.



Şekil 4.5 : Şekildeğiştirmeölçerlerin donatı yüzeyine yapıştırılması.

Ayrıca ikinci aşamada numunelerin bütün üst kat kolonlarının betonu 31.08.2009 tarihinde M3 mikserinden aynı karışım kullanılarak dökülmüştür. Beton dökümü sırasında betonun kalıba daha iyi yerleşmesi için vibratör kullanılmıştır. Döküm sırasında şekildeğiştirmeölçerlerin zarar görmemesine itina edilmiştir. Döküm

sırasında betonda kıvamı belirlemek için her bir mikser için çökme deneyi yapılmıştır. M1 mikserinden alınan taze beton numuneleri için çökme deneyi sonucunda ortalama 21cm çökme değerine, M2 mikserinden alınan taze beton numuneleri için ise çökme deneyi sonucunda ortalama 19cm çökme değerine ulaşılmıştır. M3 mikserinden alınan taze beton numuneleri için ise çökme deneyi sonucunda ortalama 20cm çökme değerine ulaşılmıştır (Şekil 4.6 ve 4.7).



Şekil 4.6 : Çökme deneyi.

Numunelerin betonlarının döküldüğü 18.08.2009 tarihinde hava sıcaklığı 30 ^{0}C ve 31.08.2009 tarihinde hava sıcaklığı 29 ^{0}C'dir.



Şekil 4.7 : Beton dökümü ve sonrasında kalıpların alınması.

Çizelge 4.1: Seçilen betonun karışım özellikleri.

1 m^3 karışım	Miktar	Tolerans(%±3)	
		Max.	Min.
Çimento Miktarı (SDÇ 32.5)	197.45	203.37	191.53
Deniz Kumu (0-4 mm)	563.31	580.21	546.41
No I Mıcır	851.67	877.22	826.12
No II Mıcır	0	0	0
Taş Tozu	271.58	279.72	263.43
Su	231.18	238.12	224.25
Toplam	2115.18	2178.63	2051.72

Seçilen beton karışımında kullanılan çimento Akçansa (SDÇ 32.5), No I Mıcır ve Taştozu Cebeci formasyonu, deniz kumu ise Yeniköy formasyonudur. No II mıcır kullanılmamıştır.

4.3 Malzeme Özellikleri

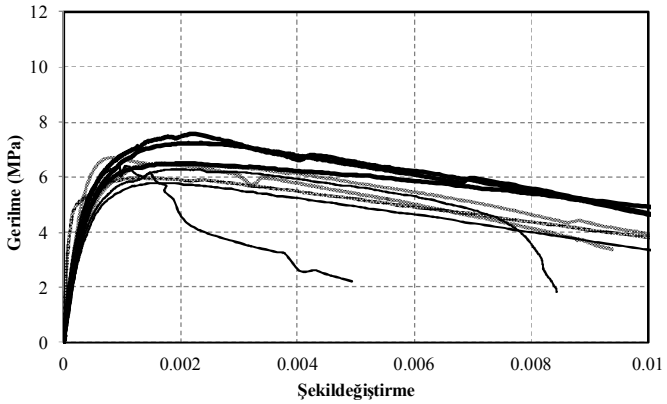
Beton

Beton mekanik özelliklerini belirlemek üzere 28, 90 ve 180 günlük standart silindir basınç deneyleri yapılmıştır. Gerilme-şekildeğiştirme ilişkilerinin belirlenmesi amacıyla TML CM-15 ölçüm çerçevesi (kompresometre) kullanılmıştır. Standart silindirin ölçüm boyundaki (GL=150 mm) yerdeğiştirmeleri ölçmek üzere ölçüm çerçevesine bağlı konumdaki iki adet yerdeğiştirmeölçer (TML CDP-25) kullanılmıştır (Şekil 4.8).

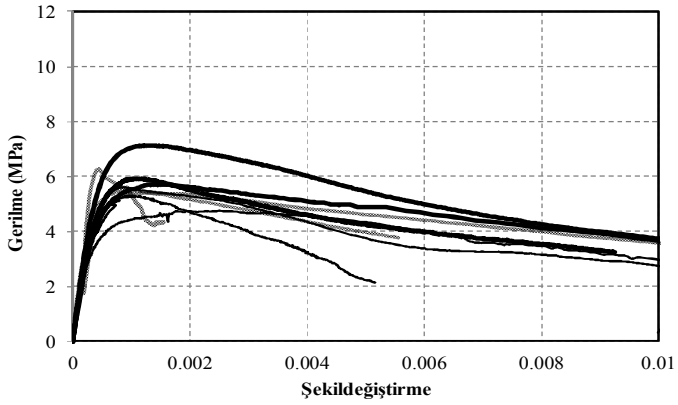


Şekil 4.8 : Standart silindir basınç deneyi.

Elektronik veri toplayıcı yardımıyla (TML TDS-303) kaydedilen veriler, bilgisayar ortamına aktarılarak değerlendirilmiştir. 28. gün standart silindir deneyi için 9 adet standart silindir numunesi denenmiştir. Silindir numunelerinin 3'ü M1 mikserinden, 3'ü M2 mikserinden diğer 3'ü de M3 mikserinden alınmıştır. 90, 180. günlük betonun standart silindir basınç deneyleri içinde her mikserden 3'er adet numune alınarak test edilmiştir. Basınç deneylerinden elde edilen 28.-90. ve 180. günlere ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 4.9-10-11'de verilmiştir.

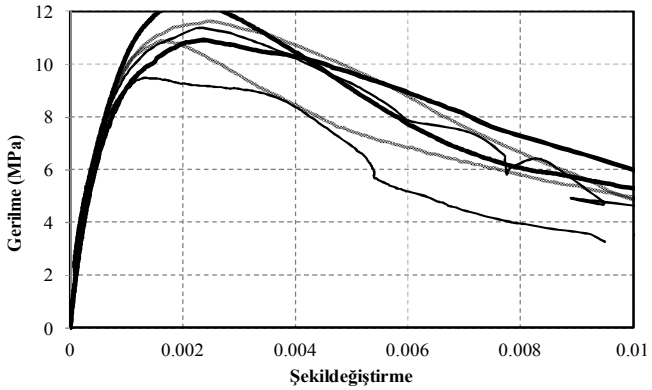


Şekil 4.9 : M1 mikseri 28. – 90. – 180. günler betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.



Şekil 4.10 : M2 mikseri 28. – 90. – 180. günler betonun standart silindir gerilme şekildeğiştirme ilişkileri.

Numuneler için elastisite modülü belirlenirken, gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinde yaklaşık olarak dayanımın %5 ve %45 arasında elde edilen deneysel noktalar arasından en küçük kareler yöntemi kullanılarak bir doğru geçirilmiş ve belirlenen doğrunun eğimi elastisite modülü olarak kabul edilmiştir.



Şekil 4.11 : M3 mikseri 28. – 90. günler betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.

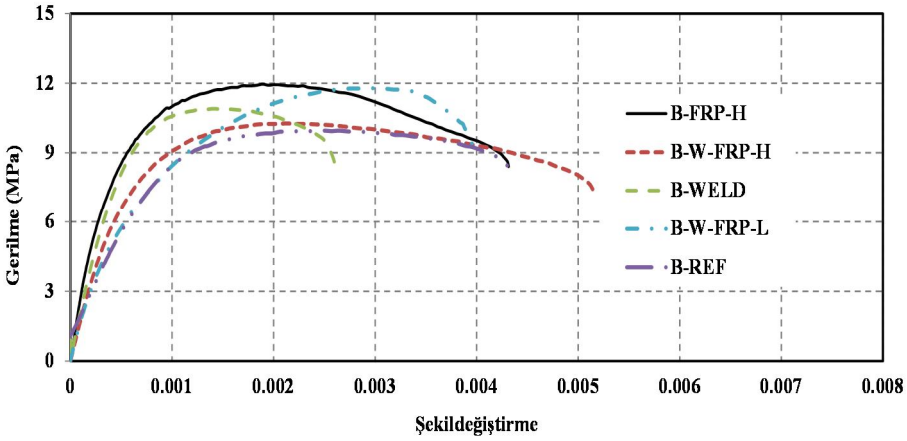
Beton için yapılan malzeme deneyleri sonucunda 180. gün standart silindir basınç dayanımları ortalaması 6.55 MPa ve elastisite modülü 15700 MPa olarak ölçülmüştür.

Deney sonrası numunelerden daha gerçekçi sonuç elde etmek için hasarsız bölgelerden (22.02.2012 tarihinde) 100mm çapında 200mm yüksekliğinde karot numuneleri alınmıştır. Gerilme-şekildeğiştirme ilişkilerinin belirlenmesi amacıyla karot numunelerinin her iki yüzeyine PL-60 şekildeğiştirme ölçer(strain-gage) yapıştırılmıştır (Şekil 4.12).



Şekil 4.12 : Karot basınç deneyi.

Elektronik veri toplayıcı yardımıyla (TML TDS-303) kaydedilen veriler, bilgisayar ortamına aktarılarak değerlendirilmiştir. Her numuneden 3'er adet karot numunesi alınarak basınç testleri yapılmıştır. Basınç deneyi sonucunda numunelerin ortalama gerilme-şekildeğiştirme eğrileri Şekil 4.13 gibidir.

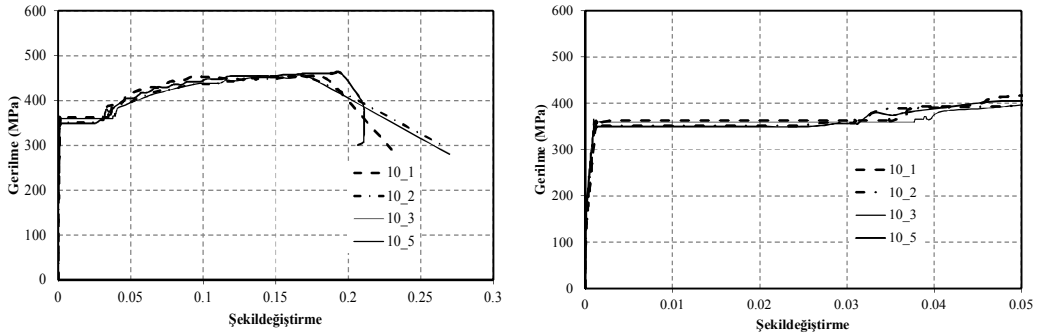


Şekil 4.13 : Karot basınç deneylerinin gerilme-şekildeğiştirme grafiği (902 günlük).

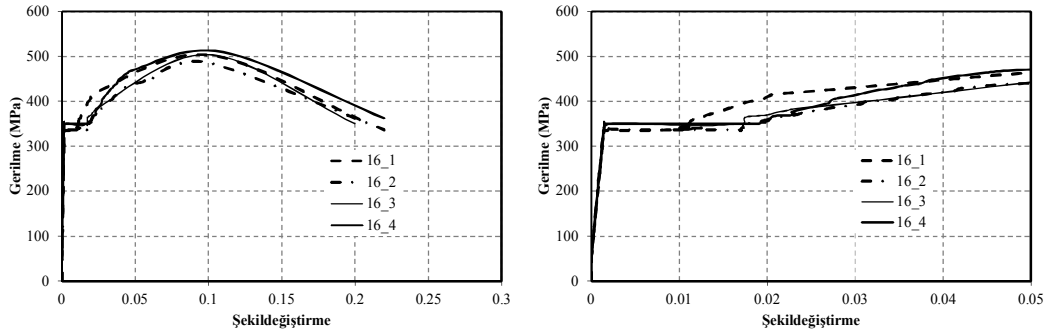
Beton için yapılan karot deneyleri sonucunda karot basınç dayanımları ortalaması 11.8 MPa olarak hesaplanmıştır.

Donatı çeliği

Çelik çekme deneyleri İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Laboratuvarında bulunan 200 kN kapasiteli Amsler mekanik çekme cihazı kullanılarak TS-708 (1985) standardına uygun olarak yapılmıştır. Tüm numunelerde boyuna ve enine donatı olarak düz yüzeyli donatı çeliği kullanılmıştır. Boyuna donatı olarak 16 mm çapında ortalama 347 MPa akma dayanımına sahip, enine donatı olarak ise 10 mm çapında ve ortalama 357 MPa akma dayanımına sahip donatı çeliği kullanılmıştır. Deneyler ile ilgili detaylar EK E'de verilmiştir. Donatı çekme deneylerinden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 4.14-15'de verilmiştir.



Şekil 4.14 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ10).



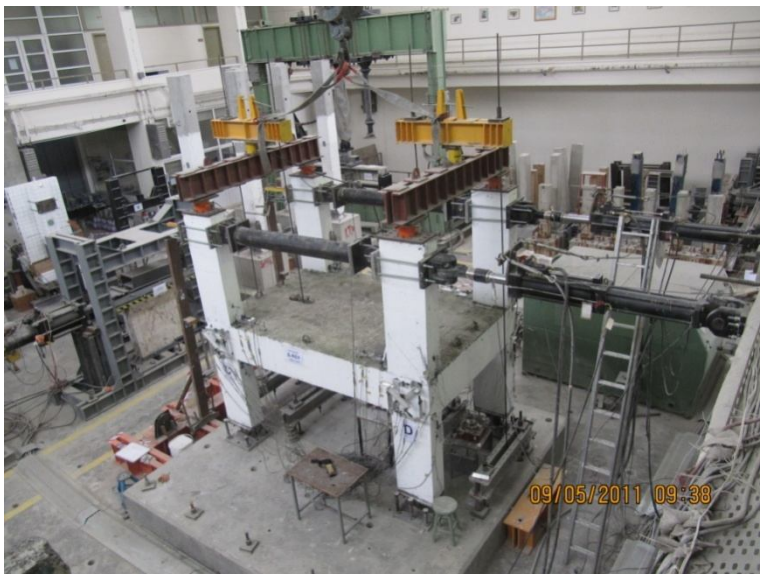
Şekil 4.15 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ16).

4.4 Numuneler ve Güçlendirme Yöntemleri

5 adet üç boyutlu çerçeve numune üretilmiştir. Bu numunelerden bir tanesi referans numunesi olmak üzere değerlendirilmiş diğer dört tanesi güçlendirilmiştir. Çizelge 3.1' de numunelerin isimleri, güçlendirme yöntemleri ve teorik olarak öngörülmüş olan göçme modları gösterilmiştir.

4.4.1 Referans numunesi

Güçlendirilen numuneler ile referans numunesi aynı anda imal edilmiştir. Referans numunesi B-REF olarak isimlendirilmiştir. Referans numunesi ile diğer numunelerin boyutları donatı miktarları imalatları aynıdır (Şekil 4.16).



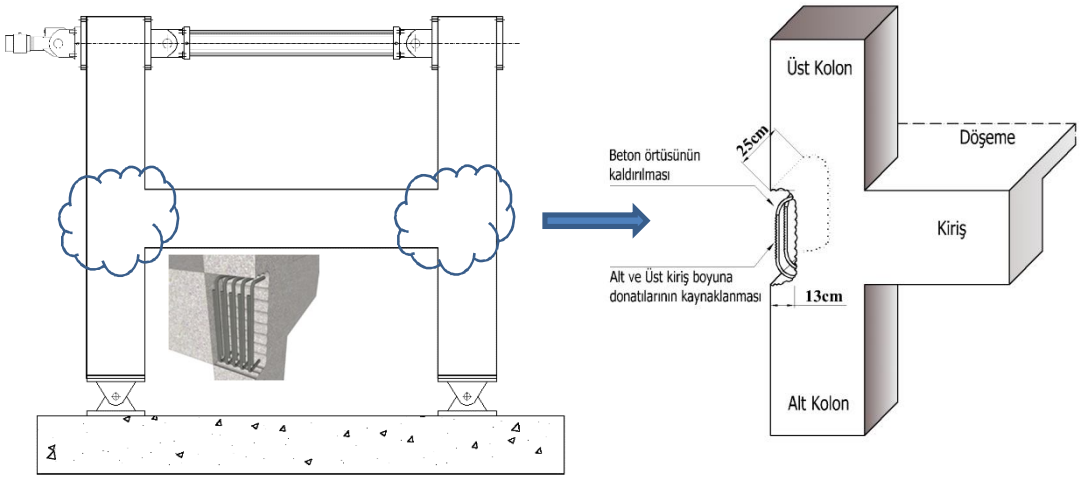
Şekil 4.16 : B-REF numunesinin görünüşü.

4.4.2 Kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması ve beton örtüsün değiştirilmesi

B-WELD numunesinde birleşim bölgesindeki beton örtüsü yükleme doğrultusunda (uzun yönde) 130 mm, kısa yönde 250 mm açılarak eski beton kaldırılmıştır. Beton örtüsünün kaldırılmasıyla birleşim bölgesindeki kiriş alt ve üst boyuna donatılarının gönyeleri birbirlerine kaynaklanmıştır. Bu işlem yapıldıktan sonra birleşim bölgesi polimer ve lif katkılı, silis dumanı içeren, yüksek dayanımlı, klor ve sülfata dayanıklı rötresi dengelenmiş çimento esaslı tamir harcı ile kapatılmıştır (Şekil 4.17-18-19). Bu güçlendirme tekniği B-WELD-FRP-L ve B-WELD-FRP-H numunelerinde de kullanılmıştır. Kullanılan tamir harcı bölüm 4.4.4 'de anlatılmıştır.



Şekil 4.17 : B-WELD numunesinin güçlendirilmiş görünüşü.



Şekil 4.18 : Düşük dayanımlı betonun kaldırılması ve donatıların kaynaklanması.

Bu güçlendirmede kiriş boyuna donatılarındaki sıyrılmayı sınırlamak amacı ile kaynak yapılmış ve o bölgedeki beton, dayanımı daha yüksek olan çimento esaslı tamir harcı ile değiştirilmiştir. Yapılan bu uygulamayla kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin altında kalan betonun ezilmesi önlenmiştir. Kiriş alt ve üst boyuna donatıları kaynaklanan ve birleşim bölgesinde beton örtüsü değiştirilen numunelerde numunelerin yatay yük kapasitelerinin önemli ölçüde arttığı fakat kiriş eğilme kapasitesine ulaşılamadığı gözlenmiştir. Bunun sebebi olarakta birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması gösterilmiştir (Bedirhanoğlu, 2009).



Şekil 4.19 : Kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin birleşim bölgesinde kaynaklanması ve tamir harcı uygulaması.

4.4.3 Birleşim bölgesinin lifli polimer ile güçlendirilmesi

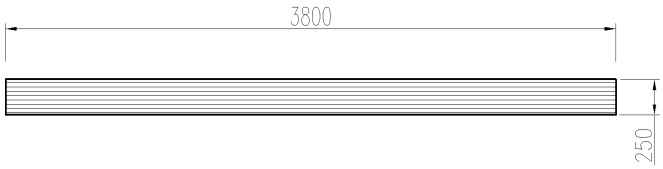
Lifli polimer uygulaması yapılmadan önce lifli polimerin 90-derece döneceği köşeler gerilme yığılmalarını engellemek için yarıçapı 25 mm olan bir daire yayı şeklinde yuvarlatılmıştır (Şekil 4.20).



Şekil 4.20 : Kolonların köşelerinin yuvarlatılması ve astar çekilmesi.

Lifli polimerin uygulanacağı bölgelerdeki sivrilikler düzeltilmiştir. Daha sonra hava kompresörü ile yüzey tozdan arındırılmıştır. Lifli polimer kompozit ile beton yüzeyi arasında yapışmanın daha iyi sağlanabilmesi için beton yüzeye çift bileşenli

epoksipolyamin (BASF Primer) astar karışım sürülmüştür. Bu astar karışımı ağırlıkça %75 epoksi reçine, %25 epoksi sertleştirici olacak şekilde hazırlanmış ve lifli polimer uygulanacak bölgelere sürülmüştür. Lifli polimer uygulamasına geçilmeden önce kumaş halindeki malzeme numuneler, 250 mm x 3800 mm boyutlarında kesilerek hazır hale getirilmiştir (Şekil 4.21).



Şekil 4.21 : Uygulanan lifli polimer boyutları (boyutlar mm).

Lifli polimer kompozitin numune yüzeyine ve birbirine yapışmasını sağlamak için çift bileşenli epoksi yapıştırıcı (Saturant, %75 epoksi reçine ve %25 epoksi sertleştirici) kullanılmıştır (Şekil 4.22).



Şekil 4.22 : Astar uygulaması.

İlk lifli polimer kompozit yapıştırılmadan önce yapıştırıcı yüzeye sürülmüş ve ardından 250mm genişliğinde, 0.176mm etkili kalınlığında lif dokuma özenli bir şekilde yapıştırılmıştır. Her tabaka için aynı işlem tekrarlanmıştır. Yapıştırma işleminin başarılı olması için, her tabaka yapıştırıldığında el ile hava kabarcıklarının çıkarılması ve yapıştırıcının eşit bir şekilde dağılması sağlanmıştır. Birleşim bölgesine sarılan her kat için bir kat daha yapıştırıcı sürülerek güçlendirme işlemi tamamlanmıştır (Şekil 4.23). Bu güçlendirme tekniği B-FRP-H, B-WELD-FRP-L ve B-WELD-FRP-H numunelerinde kullanılmıştır.

B-FRP-H numunesinde birleşim bölgesine her iki diyagonal doğrultuda 45-derece açı ile altı kat karbon lifli dokuma sarılarak güçlendirilmiştir (Şekil 4.23). Kiriş alt ve üst boyuna donatılarının gönyeleri kaynaklanması ve birleşim bölgesinde kiriş boyuna

donatılarının gönyelerinin ön ve arkasındaki betonun değiştirilmesi uygulaması bu numunede yapılmamıştır. Güçlendirme uygulamasının farklı aşaması Şekil 4.23-24-25'de görülmektedir.

.



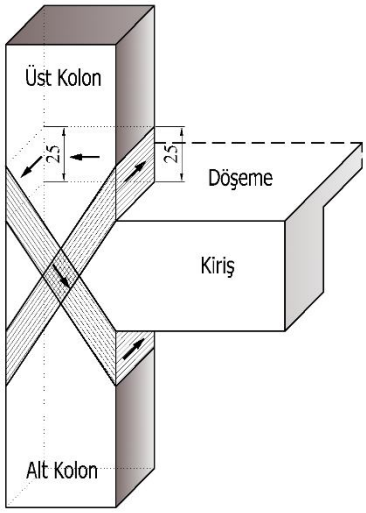
Şekil 4.23 : Adım adım lifli polimer uygulaması.



Şekil 4.24 : B-FRP-H numunesinin güçlendirilmiş görünüşü.

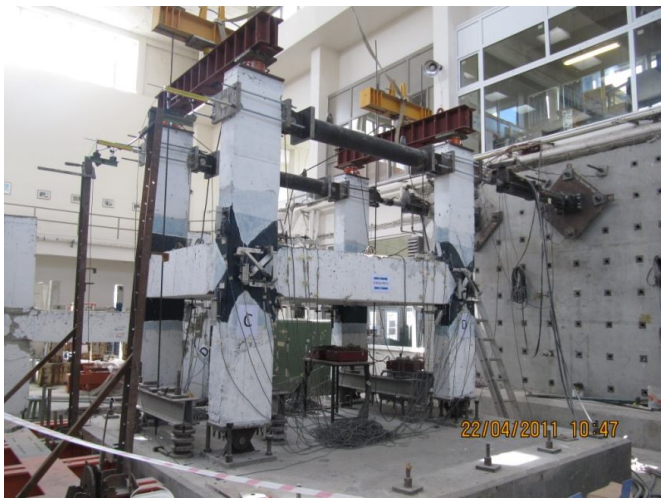
Referans numunesinde birleşim bölgesine geleceği öngörülen kesme kuvveti birleşim bölgesinin kesme kapasitesini aşmaktadır. Gelen kesme kuvvetini karşılamak için birleşim bölgesine altı kat lifli polimer sarılmıştır. Amaç birleşim bölgesinin kesme kapasitesini artırarak göçmenin kirişin eğilme kapasitesine ulaşarak ortaya çıkmasını

sağlamaktır. Deney sonucunda öngörüldüğü gibi göçme kirişin eğilme kapasitesine ulaşması şeklinde olmuştur.

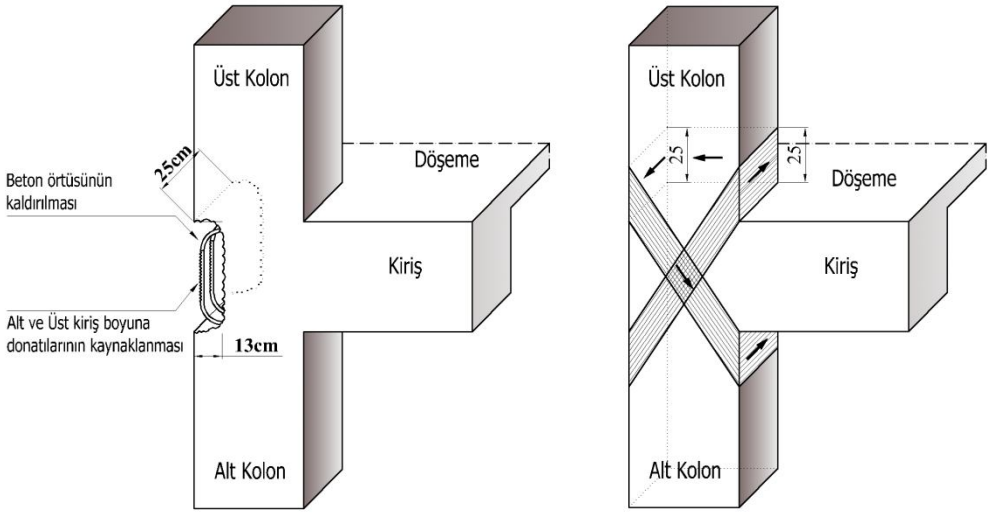


Şekil 4.25 : Birleşim bölgesinde lifli polimer ile güçlendirme uygulaması.

B-WELD-FRP-H numunesi de birleşim bölgesine her iki diyagonal doğrultuda 45-derece açı ile altışar kat karbon lifli polimer sarılarak güçlendirilmiştir. Bu numune B-FRP-H ve B-WELD numunelerinin birleşimi gibi düşünülebilir. Çünkü bu numunenin birleşim bölgesine de B-FRP-H numunesinde olduğu gibi birleşim bölgesine gelen kesme kuvvetini karşılayacak kadar lifli polimer sarılmıştır (6 kat). Ayrıca B-WELD numunesinde olduğu gibi kiriş alt ve üst boyuna donatılarının gönyeleri birleşimde birbirine kaynaklanmış ve gönyelerin önündeki ve arkasındaki eski beton örtüsü kaldırılarak tamir harcı uygulamasının yapılmıştır (Şekil 4.26-27).



Şekil 4.26 : B-WELD-FRP-H numunesinin güçlendirilmiş görünüşü.



Şekil 4.27 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması, 13 cm tamir harcı dökülmesi ve lifli polimer ile güçlendirme uygulaması.

B-WELD-FRP-L numunesinde de birleşim bölgesine her iki diyagonal doğrultuda 45-derece açı ile karbon lifli polimer sarılarak güçlendirme yapılmıştır (Şekil 4.28). Numunenin B-WELD-FRP-H numunesinden tek farkı lifli polimer sargı sayısının her iki yönde de (6 kat yerine) üç kat olmasıdır. Amaç kiriş boyuna donatıların sıyrılması önlense bile yetersiz lifli polimer (3 kat) sarıldığı için lifli polimerlerin koparak göçmenin birleşim bölgesinde olması amaçlanmıştır. Böylece birleşimde LP'nin etkin kopma uzaması konusunda bilgi edinilmiş olunacaktır.



Şekil 4.28 : B-WELD-FRP-L numunesinin güçlendirilmiş görünüşü.

4.4.4 Güçlendirmede kullanılan malzemelerin özellikleri

Astar

Lifli polimer ile güçlendirme aşamasında, uygulanacak lifli polimer malzemenin betona aderansını tam olarak sağlamak için ilk olarak BASF tarafından üretilen epoksi esaslı astar kullanılmıştır. Kullanılan astarın mekanik özellikleri Çizelge 4.2'de verilmiştir.

Çizelge 4.2 : BASF astarın mekanik özellikleri.

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

*Üretici tarafından verilmiş olan değerlerdir.

Yapıştırıcı

Birleşim bölgesine sarılan lifli polimerin betona yapışmasını sağlamak için BASF-YKS yapıştırıcı kullanılmıştır. Yapıştırıcının özellikleri Çizelge 4.3'te verilmiştir.

Çizelge 4.3 : Kullanılan yapıştırıcının 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		

*Üretici tarafından verilmiş olan değerlerdir.

Lifli polimer

Bu çalışmada güçlendirme malzemesi olarak MBRACE FIBER C1-30 türü tek yönlü karbon lifli dokumalar epoksi matris ile birlikte kullanılmıştır. Lifli polimer malzemeler kopma dayanımına ulaşana kadar doğrusal bir gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi gösterirler. Güçlendirmelerde kullanılan MBRACE FIBER C1-30 karbon lifli kumaşların mekanik ve geometrik özellikleri Çizelge 4.4'te verilmiştir.

Çizelge 4.4 : 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

*Üretici tarafından verilmiş olan değerlerdir.

Tamir harcı

B-WELD, B-WELD-FRP-L ve B-WELD-FRP-H numunelerinde birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin önünde ve arkasında kalan beton örtüsü numunenin yükleme doğrultusunda (uzun yönde) 130 mm, diğer yönde (kısa yönde) 250 mm açılarak eski beton kaldırılmıştır. Birleşimdeki kiriş alt ve üst boyuna donatılarının düşey kolları (gönyeleri) birbirlerine kaynaklanmıştır (Şekil 4.27). Bu işlem yapıldıktan sonra kaldırılan beton yerine basınç dayanımı daha yüksek BASF tarafından üretilen, polimer ve lif katkılı, silis dumanı içeren, yüksek dayanımlı, klor ve sülfata dayanıklı rötresi dengelenmiş çimento esaslı tamir harcı (Emaco S88) kullanılmıştır. Üreticiden alınan bilgilere göre malzeme astarsız kullanılır, çelik ve betona iyi aderans sağlar. Ayrıca akışkan kıvamlı, kolay işlenebilir, ayrışma yapmayan, geçirimsiz bir özelliğe sahiptir. Ürünün firma tarafından verilen özellikleri Çizelge 4.5'te verilmiştir.

Çizelge 4.5 : Kullanılan tamir harcının teknik özellikleri.

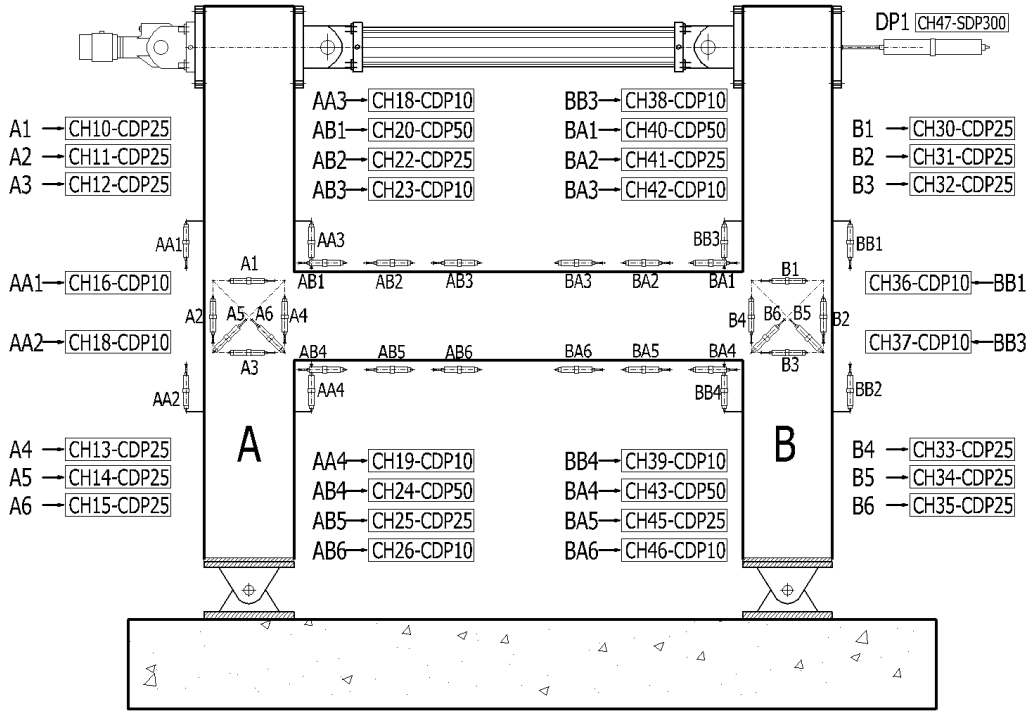
Karışımın yoğunluğu (kg/lt)	2.23
Eğilme dayanımı (MPa)	>8 (28.gün)
Basınç dayanımı (MPa)	>60 (28.gün)
Elastisite modülü (MPa)	20000 (28.gün)

*Üretici tarafından verilmiş olan değerlerdir.

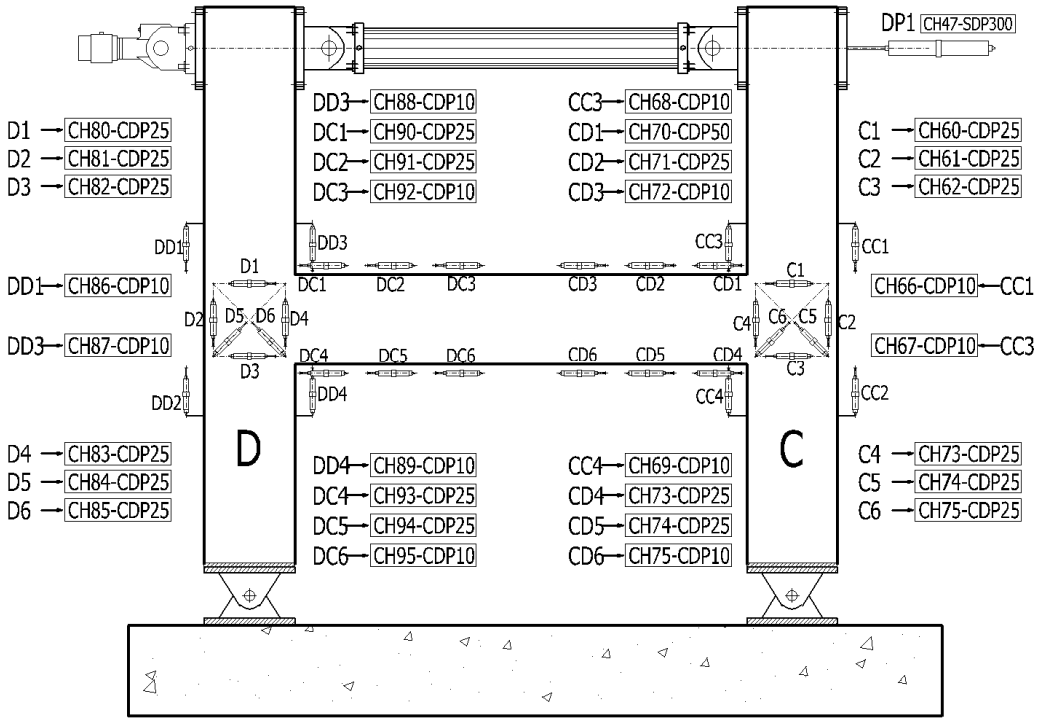
4.5 Ölçüm Sistemi

Şekildeğiştirmeölçerlerden ve yerdeğiştirmeölçerlerden gelen veriler üç adet TML ASW-50C veri çoğaltma kutularına, ardından TML TDS 503 veri toplayıcıya ulaşmaktadır. Toplanan veriler daha sonra işlenmek üzere bilgisayara aktarılmaktadır. Yatay yükverenlerin hizasında yatay yerdeğiştirmeleri ölçmek için iki adet SDP 300D ve MTS verenin dahili yerdeğiştirmeölçeri kullanılmıştır. Yerdeğiştirmeölçerlerin

konumları ve isimleri Şekil 4.29a-b'de verilmiştir. Her yerdeğiştirmeölçere bir isim verilmiştir. Numunede birleşim bölgeleri A,B,C ve D isimleriyle isimlendirilmiştir. Yük verenler (actuaror) yönünden numuneye bakıldığında, sağ birleşim bölgeleri A, B, sol birleşim bölgeleri D, C olarak isimlendirilmiştir. Kirişlerin moment-dönme ve moment-eğrilik ilişkileri A birleşim bölgesi için AB1(CH20), AB2(CH22), AB3(CH23), AB4(CH24), AB5(CH25), AB6(CH26), B birleşim bölgesi için BA1(CH40), BA2(CH41), BA3(CH42), BA4(CH43), BA5(CH45), BA6(CH46), C birleşim bölgesi için CD1(CH70), CD2(CH71), CD3(CH72), CD4(CH73), CD5(CH74), CD6(CH75) ve D birleşim bölgesi için DC1(CH90), DC2(CH91), DC3(CH92), DC4(CH93), DC5(CH94), DC6(CH95) yerdeğiştirmeölçerleri kullanılarak elde edilmiştir. Kolonların moment-dönme ve moment-eğrilik ilişkileri A birleşimi üst kolon için AA1(CH16), AA3(CH18), alt kolon için AA2(CH17), AA4(19), B birleşimi üst kolon için BB1(CH36), BB3(CH38), alt kolon için BB2(CH37), BB4(39), C birleşimi üst kolon için CC1(CH66), CC3(CH68), alt kolon için CC2(CH67), CC4(69), D birleşimi üst kolon için DD1(CH86), DD3(CH88), alt kolon için DD2(CH87), DD4(89) yerdeğiştirmeölçerleri kullanılarak elde edilmiştir. Ayrıca birleşim bölgelerindeki yerdeğiştirmeleri ölçmek için A birleşimi için yatay A1(CH10), A3(CH12), düşey A2(CH11), A4(CH13) ve çapraz A5(CH14), A6(CH15) yerdeğiştirmeölçerleri kullanılmıştır. B birleşimi için yatay, B1(CH30), B3(CH32), düşey B2(CH31), B4(CH33) ve çapraz B5(CH34), B6(CH35) yerdeğiştirmeölçerleri kullanılmıştır. C birleşimi için yatay, C1(CH60), C3(CH62), düşey C2(CH61), C4(CH63) ve çapraz C5(CH64), C6(CH65) yerdeğiştirmeölçerleri kullanılmıştır. D birleşimi için yatay, D1(CH80), D3(CH82), düşey D2(CH81), D4(CH83) ve çapraz D5(CH84), D6(CH85) yerdeğiştirmeölçerler kullanılmıştır.

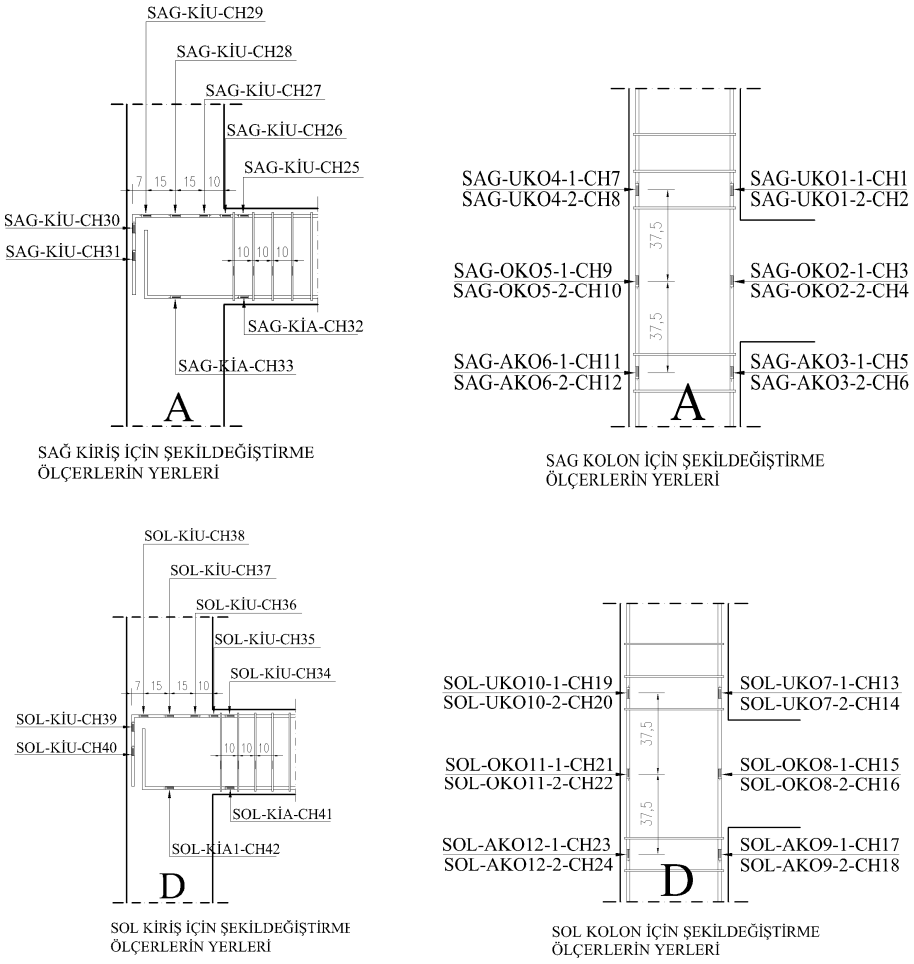


Şekil 4.29a: Numune üzerine yerleştirilen yerdeğiştirme ölçerler (66 adet).



Şekil 4.29b : Numune üzerine yerleştirilen yerdeğiştirme ölçerler (66 adet).

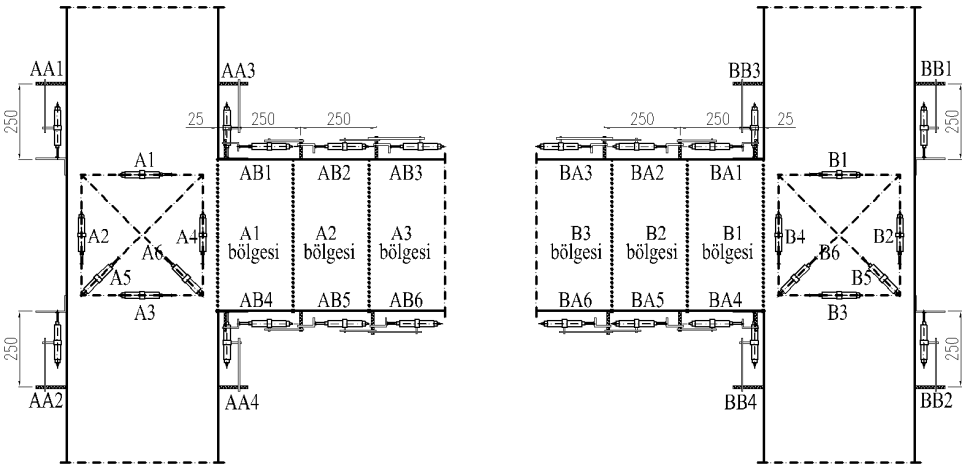
Donatıların şekildeğiştirmelerini ölçmek için TML YFLA-5 tipi şekildeğiştirmeölçer kullanılmıştır. Şekildeğiştirmeölçerlerin yerleri ve isimlendirmeleri Şekil 4.30'da gösterilmiştir.



Şekil 4.30 : Numunelerdeki donatı şekildeğiştirme ölçerlerin yerleşimi.

Şekildeğiştirmeölçerler SAG-AKO, SAG-OKO, SAG-UKO, SAG-KIA, SAG-KIU, SOL-AKO, SOL-OKO, SOL-UKO, SOL-KIA, SOL-KIU olarak isimlendirilmiştir. Şekildeğiştirmeölçerler A ve D kolon-kiriş birleşimlerinde kullanılmıştır. B ve C kolon-kiriş birleşimlerinde şekildeğiştirmeölçer kullanılmamıştır. İsimlendirmeler şekildeğiştirmeölçerlerin konumu dikkate alınarak yapılmıştır. Örneğin SAG-UKO1-1-CH1, sağ üst kolon boyuna donatısındaki birinci şekildeğiştirmeölçeri göstermektedir. Şekildeğiştirmeölçerler kolon ve kiriş boyuna donatılarına yapıştırılmıştır. A ve D kolon boyuna donatılarında toplam 24 adet, A ve D kiriş boyuna donatılarında 18 adet şekildeğiştirmeölçer (YFLA-5) yerleştirilmiştir.

Kolon-kiriş birleşim bölgesinde altı yerdeğiştirmeölçer kullanılaarak, birleşim bölgesine yakın kiriş üzerinden 25 mm (1. bölge), 250mm (2. bölge) ve 500 mm (3. Bölge)'den altı yerdeğiştirmeölçer kullanılarak ve kolonlardan 250 mm'den dört adet yerdeğiştirmeölçer kullanılarak ölçüm alınmıştır (Şekil 4.31).



Şekil 4.31 : Birleşim bölgelerinde, kirişlerde ve kolonlarda yapılan ölçümler.

Kiriş ve kolon üzerinden yapılan yerdeğiştirme ölçümleri ile eğrilikler hesaplanmıştır. Buna göre her birleşimden beş adet (2 adet kolondan, 3 adet kirişten) olmak üzere toplamda dört birleşimden yirmi adet eğrilik ölçülmüştür. Kirişler üç bölgeye ayrılmıştır (1. bölge, 2. bölge ve 3. bölge). Bunlar A birleşimi için A1, A2 ve A3, B birleşimi için B1, B2 ve B3, C birleşimi için C1, C2 ve C3, D birleşimi için D1, D2 ve D3 olarak isimlendirilmiştir (Şekil 4.31).

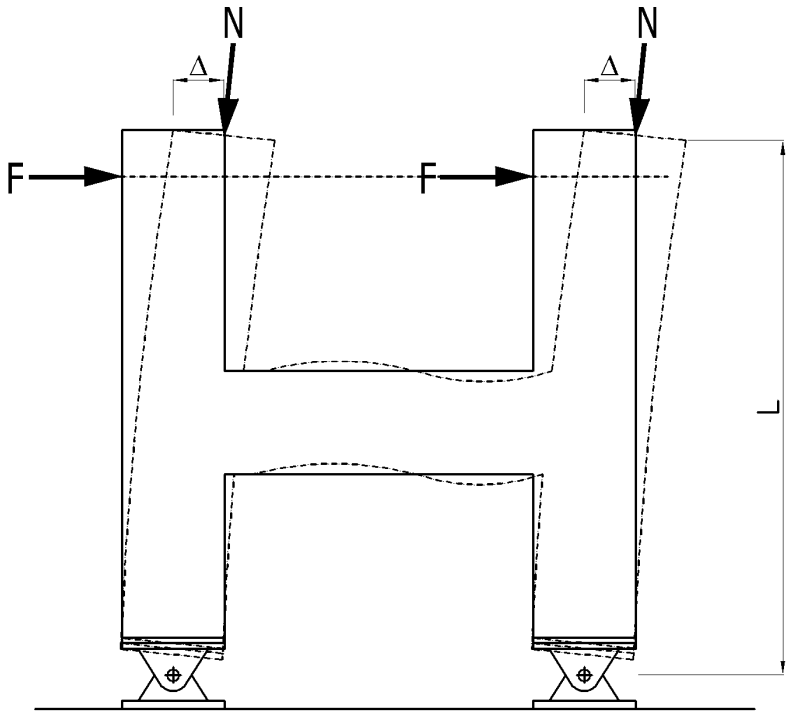
4.6 Eksenel Yükün Yatay Yük-Deplasman İlişkisine Etkisi

Her bir numunede dört adet kolon bulunmaktadır. Her bir kolon üzerine kolon kapasitelerinin %7'si kadar eksenel yük uygulanmıştır. Deney esnasında uygulanan yükleme patronundaki öteleme oranlarına karşı gelen yatay yükün değişimiyle eksenel yüklerde artma veya azalma olmaktadır. Eksenel yükte oluşan bu farklılıklar hidrolik kriko ile dengelenmeye çalışılmıştır. Yatay ve düşey yük altında numune deformasyon yapmaktadır. Bu deformasyonu dikkate alarak yatay ve düşey yük bileşenlerini tekrar hesaplamak gerekmektedir. Bu hesaplamada eksenel yükün yatay bileşeni yükverenden gelen yatay yüke eklenir ya da çıkartılır. Böylece eksenel yükün etkisi dikkate alınarak numuneye etkiyen gerçek yatay yüke ulaşılmış olur. Eksenel yükün

etkilerini dikkate alarak yatay yük düzeltmesi yapmak için Denklem (4.1) kullanılabilir (Şekil 4.32).

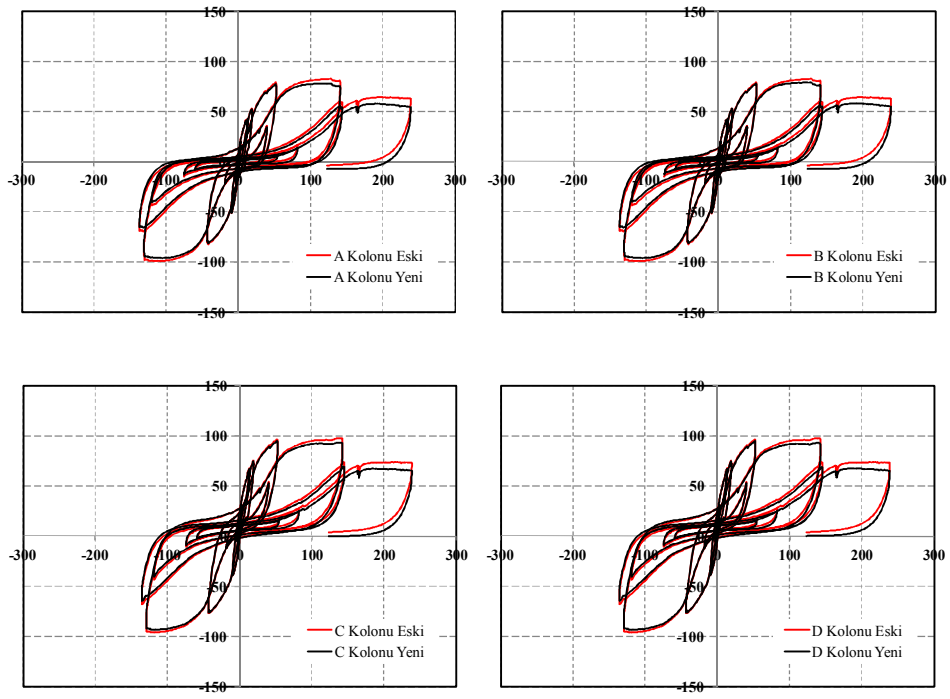
$$F_H = F - N\Delta / L \tag{4.1}$$

Bütün numunelerde Denklem (4.1)'e göre yatay yük düzeltmesi yapılmıştır. Yapılan düzeltmeler B-REF, B-WELD, B-FRP-H, B-WELD-FRP-H ve B-WELD-FRP-L numuneleri için ayrı verilmiştir (Şekil 4.33-37). Numunelerde eksenel yükün yatay yüke etkisine hemen hemen bütün numunelerde %1 seviyesindedir. Etki çok düşük olduğundan eksenel yükün yatay yüke etkisi dikkate alınmamıştır.



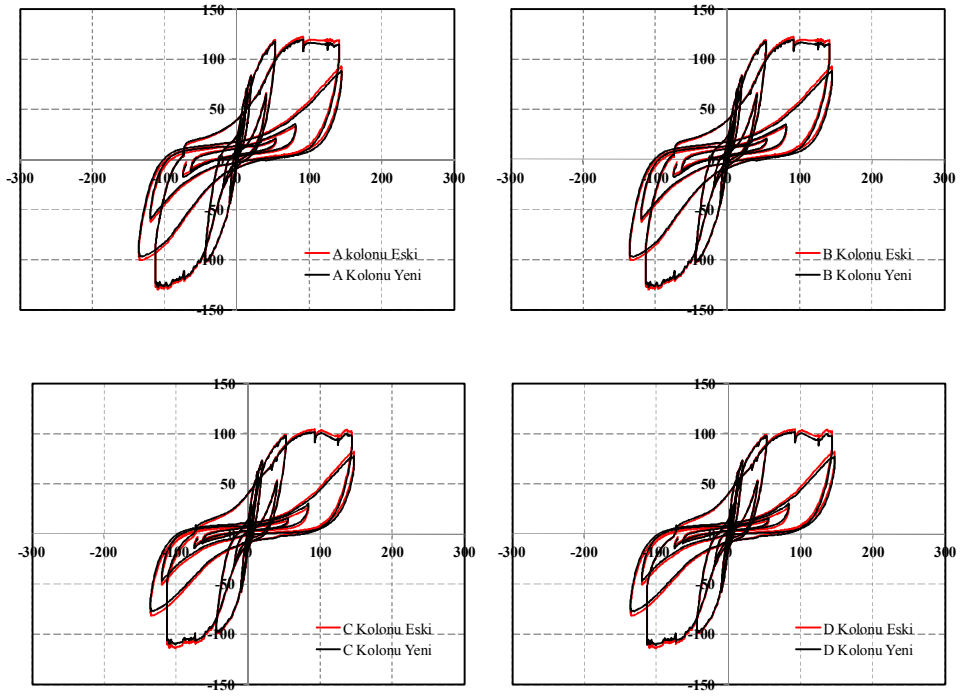
Şekil 4.32 : Numunenin yük altındaki deformasyonu.

B-REF numunesi için



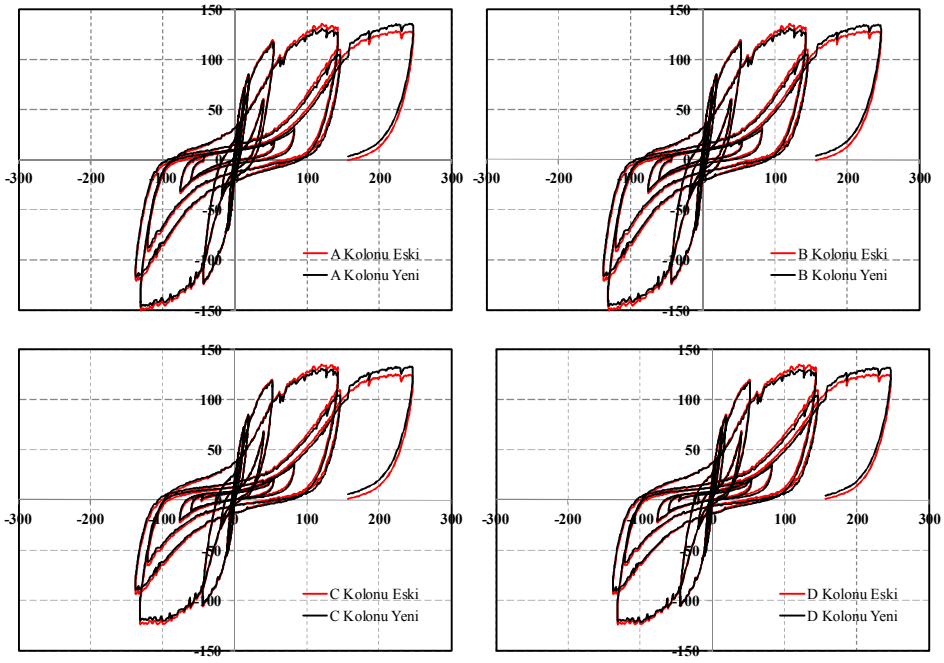
Şekil 4.33 : B-REF numunenin yatay yük düzeltmesi.

B-WELD numunesi için



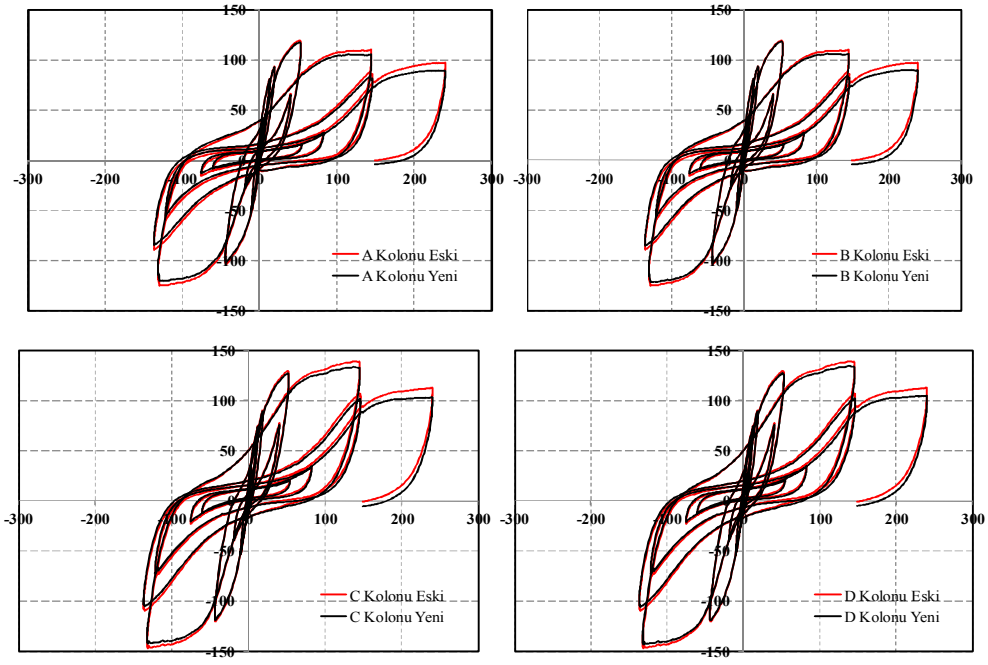
Şekil 4.34 : B-WELD numunenin yatay yük düzeltmesi.

B-FRP-H numunesi için



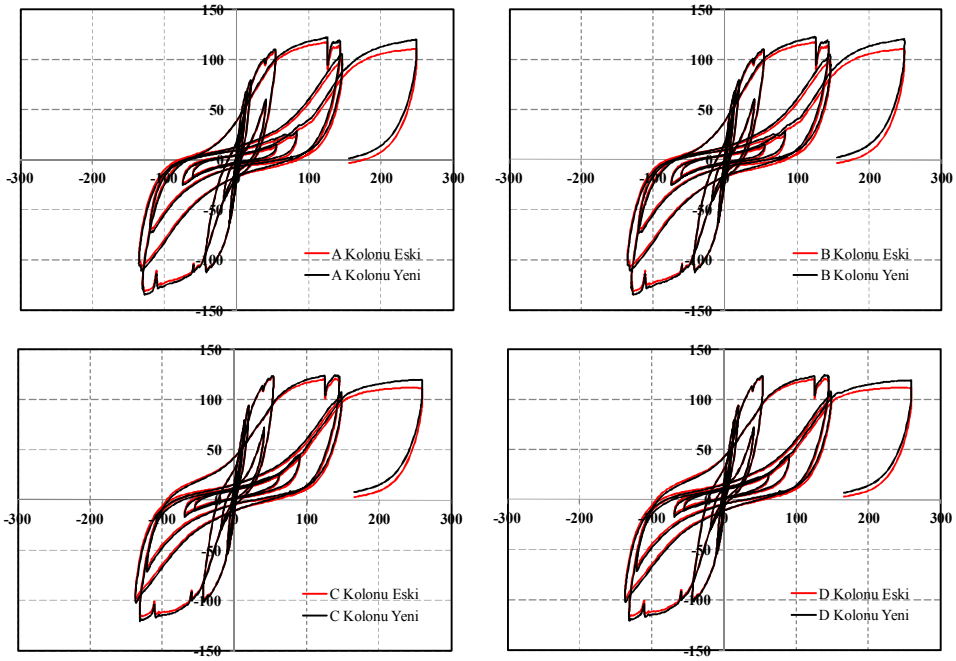
Şekil 4.35 : B-FRP-H numunenin yatay yük düzeltmesi.

B-WELD-FRP-H numunesi için



Şekil 4.36 : B-WELD-FRP-H numunenin yatay yük düzeltmesi.

B-WELD-FRP-L numunesi için



Şekil 4.37 : B-WELD-FRP-L numunenin yatay yük düzeltmesi.

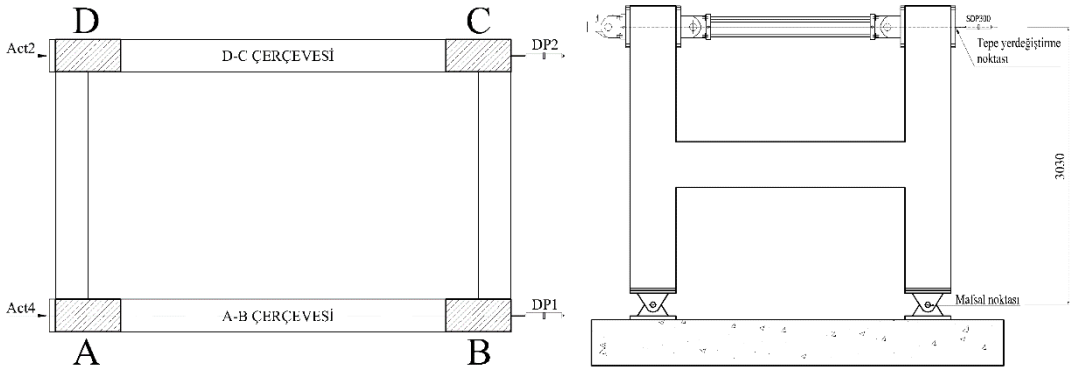
5. DENEY SONUÇLARI

5.1 Giriş

Bu çalışmada beton dayanımı düşük ve düz donatıya sahip kolon kiriş birleşim bölgesinin davranışı incelenmiştir. Deneyler sırasında alınan ölçümlerin sonuçları yük-yerdeğiştirme, yük-şekildeğiştirme grafikleri ile verilmiştir. Deney sonuçları verilirken ölçüm sistemi bölümünde verilen isimlendirmeler kullanılmıştır. Ölçüm sistemi, yükölçer, yerdeğiştirmeölçer ve şekildeğiştirmeölçerlerden oluşmaktadır. Mevcut kolon-kiriş birleşim bölgesinin yön değiştiren tekrarlı yatay yükler altında davranışının incelenmesi, bu davranışın iyileştirilmesi amacı ile denenen beş adet tam ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesi numunesinden elde edilen deneysel sonuçlar verilmiştir. Referans numunesi B-REF olarak isimlendirilmiştir. B-WELD numunesinde birleşim bölgesindeki beton örtüsü yükleme doğrultusunda (uzun yönde) 130 mm, kısa yönde 250 mm açılarak eski beton kaldırılmıştır. Beton örtüsünün kaldırılmasıyla birleşim bölgesindeki kiriş alt ve üst boyuna donatılarının gönyeleri birbirlerine kaynaklanmıştır. Bu işlem yapıldıktan sonra birleşim bölgesi yüksek dayanımlı, çimento esaslı tamir harcı ile kapatılmıştır. B-FRP-H numunesinde birleşim bölgesine her iki diyagonal doğrultuda 45-derece açı ile altı kat karbon lifli dokuma sarılarak güçlendirilmiştir. B-WELD-FRP-H numunesi de birleşim bölgesine her iki diyagonal doğrultuda 45-derece açı ile altışar kat karbon lifli polimer sarılarak güçlendirilmiştir. Ayrıca bu numunede B-WELD numunesinde olduğu gibi kiriş alt ve üst boyuna donatılarının gönyeleri birleşimde birbirine kaynaklanmış ve gönyelerin önündeki ve arkasındaki eski beton örtüsü kaldırılarak tamir harcı uygulamasının yapılmıştır. B-WELD-FRP-L numunesinde de birleşim bölgesine her iki diyagonal doğrultuda 45-derece açı ile karbon lifli polimer sarılarak güçlendirme yapılmış, kiriş alt ve üst boyuna donatılarının gönyeleri birleşimde birbirine kaynaklanmış ve gönyelerin önündeki ve arkasındaki eski beton örtüsü kaldırılarak tamir harcı uygulamasının yapılmıştır. Numunenin B-WELD-FRP-H numunesinden tek farkı lifli polimer sargı sayısının her iki yönde de (6 kat yerine) üç kat olmasıdır. Numunelerin güçlendirme yöntemleri Çizelge 3.1'de verilmiştir.

5.2 Yatay Yük-Öteleme Oranı-Yerdeğiştirme İlişkileri

Numunelerin genel davranış özellikleri yük-yerdeğiştirme-öteleme oranı ilişkileri aracılığı ile verilmiştir. İki adet yatay yükveren ile numunelere yük iletilmiştir. A-B çerçevesi için yükveren dört (Act4), D-C çerçevesi için yükveren iki (Act2) kullanılmıştır. Bu yatay yükverenlerden A-B çerçevesinin kontrol yerdeğiştirmesi kanal numaraları CH47 (DP1) ve D-C çerçevesinin kontrol yerdeğiştirmesi kanal numaraları CH96 (DP2)'dır. A-B çerçevesi için yük, yükveren dört'den iletilmiş ve yerdeğiştirme DP1'den ölçülmüştür. D-C çerçesi için yük, yükveren iki'den iletilmiş ve yerdeğiştirme DP2'den ölçülmüştür (Şekil 5.1a). Verilen yük-yerdeğiştirme-öteleme oranı grafikleri bütün numunelerde çerçevelerin ortalamaları alınarak verilmiştir. Sadece B-WELD-FRP-H numunesinde, D-C çerçevesinin yük-yerdeğiştirme-öteleme oranı grafiği verilmiştir. Numunelerde öteleme oranı, tepe yerdeğiştirme ölçüm noktası ile temele bağlanan mafsal noktası arası mesafe olarak ölçülmüştür (Şekil 5.1b).



a) b)

Şekil 5.1 : a) Numune planı, çerçeve ve kolonların isimlendirilmesi, b) öteleme oranı ölçüm mesafesi (mm).

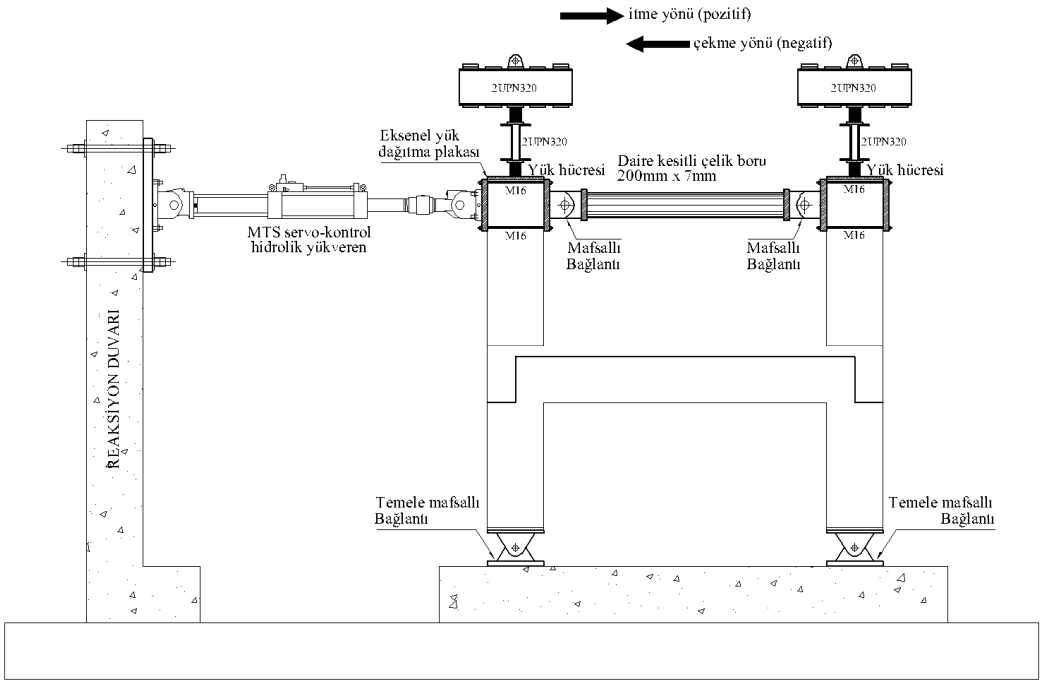
Numunelerde pozitif yön yükleme doğrultusunda itme yönü, negatif yön ise yükleme doğrultusunda çekme yönü olarak isimlendirilmiştir (Şekil 5.2). Numunelere ait yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri ve zarf eğrileri B-REF numunesi için Şekil 5.3-7, B-WELD numunesi için Şekil 5.8-11, B-FRP-H numunesi için Şekil 5.12-15, B-WELD-FRP-H numunesi için Şekil 5.16-19, B-WELD-FRP-L numunesi için Şekil 5.20-23'de verilmiştir. Yerdeğiştirmeölçerlerin konumları ve isimleri Şekil 4.29a-b'

de verilmiştir. Numunelerin deneysel yatay yük taşıma kapasiteleri ve kapasitelere karşılık gelen öteleme oranları Çizelge 5.1'de verilmiştir.

Çizelge 5.1: Numunelerin deneysel yatay yük taşıma kapasiteleri ve kapasitelere karşılık gelen öteleme oranları.

Numune İsimleri	Pozitif Yön (kN)	Öteleme Oranı %)	Negatif Yön (kN)	Öteleme Oranı (%)	Deney Sonrası Göçme Tipi
B-REF	89	4.6	98	4.2	Birleşimin bölgesinin göçmesi
B-WELD	110	4.7	121	3.6	Birleşimin bölgesinin göçmesi
B-FRP-H	131	4.2	135	4.2	Kirişin eğilme kapasitesine ulaşması
B-WELD-FRP-L	118	3.9	121	4.2	Kirişin eğilme kapasitesine ulaşması
B-WELD-FRP-H	139	4.8	148	4.0	Kirişin eğilme kapasitesine ulaşması

B-REF numunesinde dayanımı kiriş boyuna donatılarının sıyrılması tarafından kontrol edilmektedir. Kullanılan donatının tipi ve detayının aderans-sıyrılma ilişkisinin özelliğinden dolayı kolon-kiriş birleşim bölgesi %4.6 öteleme oranına kadar dayanımını koruyabilmiştir. Kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesinde 90-derece bükülen gönyesi altında kalan betonun lokal ezilmesinden dolayı donatılar sıyrılmış, birleşim bölgesi kesme dayanımına ulaşamadan beton ezilmiştir. Kiriş boyuna donatılarındaki sıyrılmayı sınırlamak amacı ile alt ve üst kiriş boyuna donatıları kaynak yapılan ve o bölgedeki beton, dayanımı daha yüksek olan çimento esaslı tamir harcı ile değiştirilen B-WELD numunesinde %4.7 öteleme oranına kadar dayanım korunmuştur. Donatılardaki sıyrılma ve betonun lokal ezilmesi önlenerek birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması sağlanmıştır. Kiriş eğilme kapasitesine ulaşılamamıştır fakat B-REF numunesine göre dayanım itmede %18, çekmede %25 artmıştır. Kiriş boyuna donatıları kaynaklanan, birleşim bölgesi LP ile sarılan (B-WELD-FRP-L, B-WELD-FRP-H) numunelerde ve birleşim bölgesi sadece LP ile sarılan (B-FRP-H) numunede yatay yük kapasiteleri artmış ve kiriş eğilme kapasitelerine ulaşılmıştır.



Şekil 5.2 : Deney düzeneği.

Çevrimsel yüklemelerden sonra B-REF numunesinde %7.7, B-WELD numunesinde %7.2, B-FRP-H numunesinde %7.9, B-WELD-FRP-H numunesinde %7.7 ve B-WELD-FRP-L numunesinde %7.6 en çok öteleme oranına kadar yükleme yapılmıştır.

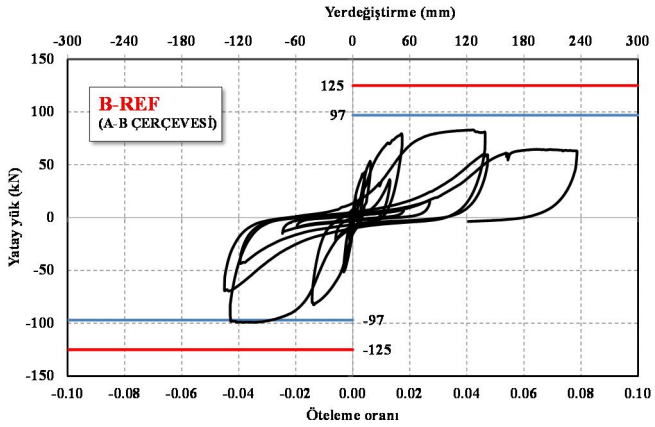
5.3 Numunelerin Genel Davranışı

Bu bölümde numunelerin deney sonrası davranışları verilmiştir. Sonraki bölümlerde numunelerin deneysel ve teorik davranışları daha detaylı verilmiştir.

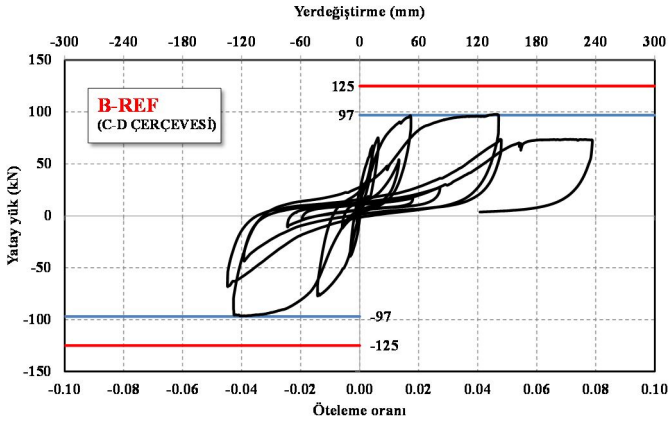
B-REF numunesi

B-REF numunesinde hasar, kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin altında kalan betonun lokal ezilmesi ve buna bağlı olarak donatılarının sıyrılmasıyla oluşmuştur. Bu durum hem deney sırasında gözlemlenmiş hem de daha sonra incelenen deney ölçümleriyle kanıtlanmıştır. B-REF numunesinin yatay yük-yerdeğiştirme-öteleme oranı grafiklerine bakıldığında (Şekil 5.3-4-5-6-7) kirişler eğilme kapasitesine, birleşim bölgesi kesme kapasitesine ulaşamamıştır. Kiriş boyuna donatılarındaki sıyrılma ve betonun lokal ezilmesi davranışı domine etmiştir. Grafikler üzerindeki kırmızı çizgi, kiriş eğilme kapasitesi sınırını, mavi çizgi birleşim bölgesi kesme

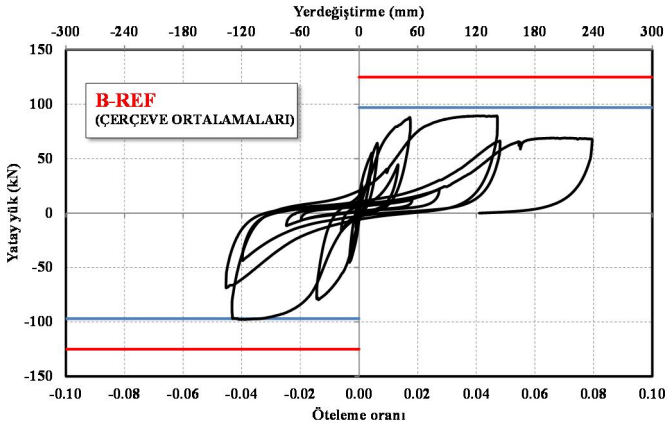
kapasitesi sınırını göstermektedir. Numunenin A-B, D-C çerçevelerine ait yük-deplasman, yük-öteleme oranı, çerçevelerin ortalamaları ve zarf eğrileri verilmiştir.



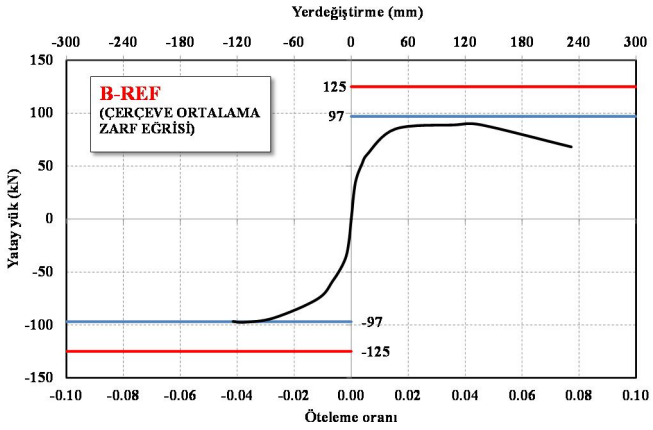
Şekil 5.3 : B-REF yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (A-B çerçevesi).



Şekil 5.4 : B-REF yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (C-D çerçevesi).



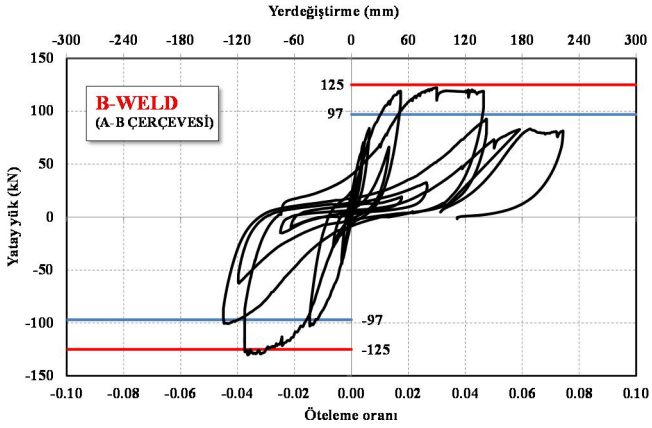
Şekil 5.5 : B-REF yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri çerçeve ortalaması.



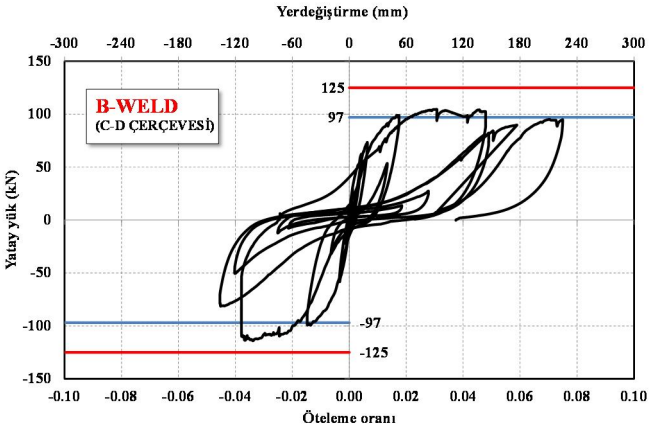
Şekil 5.6 : B-REF yatay yük-öteleme oranı ilişkisi zarf eğrisi.

B-WELD numunesi

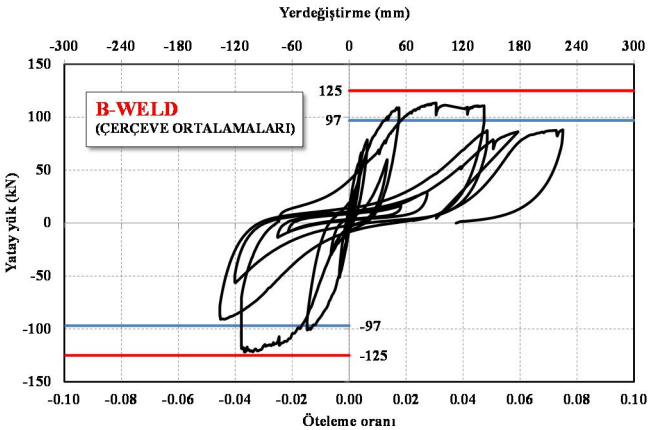
B-WELD numunesinde birleşim bölgesindeki beton örtüsü yükleme doğrultusunda (uzun yönde) 130 mm, kısa yönde 250 mm açılarak eski beton kaldırılmıştır. Beton örtüsünün kaldırılmasıyla birleşim bölgesindeki kiriş alt ve üst boyuna donatılarının gönyeleri birbirlerine kaynaklanmıştır (Şekil 4.19). Bu işlem yapıldıktan sonra birleşim bölgesi yüksek dayanımlı, çimento esaslı tamir harcı ile kapatılmıştır. Yapılan bu müdahele ile gönye önündeki betonun ezilmesi büyük ölçüde engellenmiş, kiriş boyuna donatılarının sıyrılması sınırlandırılmıştır. Hasar yoğun olarak birleşim bölgesinde ve kirişin birleşim bölgesine yakın yerinde gözlemlenmiştir. Bu sonuçlar hem deney sırasında hem de deney sonrasında ölçümlerin incelenmesi ile doğrulanmıştır. B-WELD numunesinin yatay yük-yerdeğiştirme-öteleme oranı grafiklerine bakıldığında birleşim bölgesi %4 öteleme oranında kesme kapasitesine ulaşmış, göçme birleşim bölgesinin taşıma gücüne ulaşması şeklinde olmuştur. Birleşim bölgesinde oluşan çatlakların 7mm ile 10mm arasında değiştiği, kiriş üzerindeki çatlakların daha sınırlı kaldığı ve kiriş üzerinde ölçülen moment-dönme ve şekildeğiştirme ölçümlerinden de kirişlerin eğilme kapasitesine ulaşılmadığı, birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaştığı anlaşılmıştır. Referans numunesinde gönye altındaki betonun ezilmesi ve buna bağlı olarak donatıların sıyrılması ile birleşim bölgesinde göçme olurken, bu numunede betonun ezilmesinin önlenmesiyle donatıların sıyrılması engellenmiş ve göçme birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması şeklinde olmuştur. Numunenin A-B, D-C çerçevelerine ait yük-yerdeğiştirme, yük-öteleme oranı, çerçevelerin yük ve ortalama yerdeğiştirme değerleri ve zarf eğrisi verilmiştir.



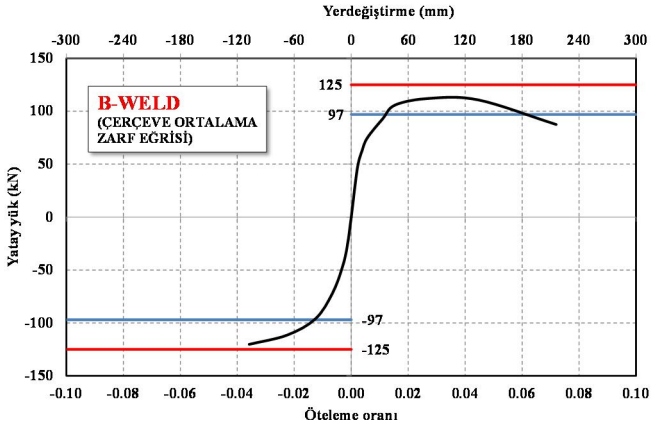
Şekil 5.7 : B-WELD yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (A-B çerçevesi).



Şekil 5.8 : B-WELD yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (C-D çerçevesi).



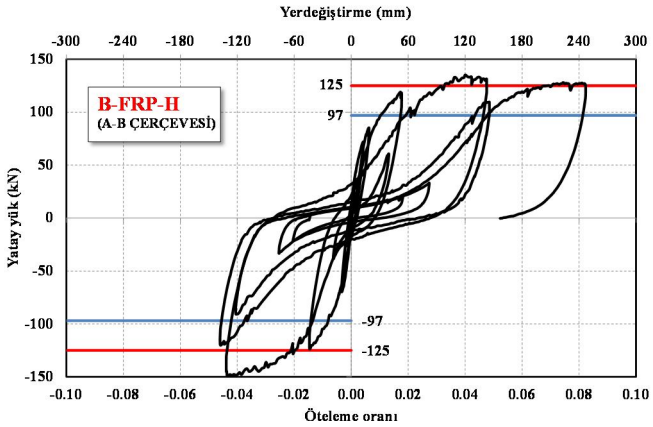
Şekil 5.9 : B-WELD Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri ortalaması.



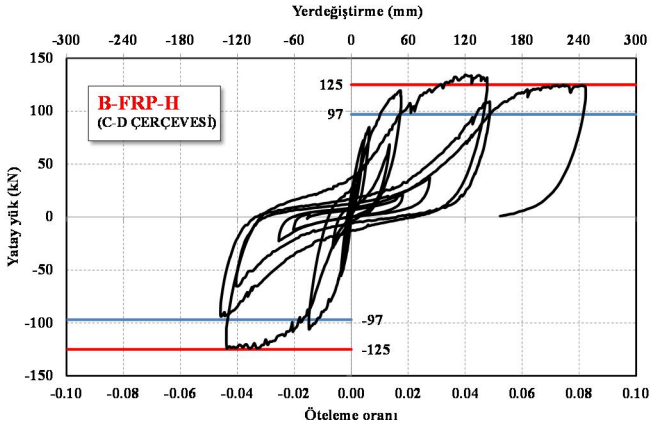
Şekil 5.10 : B-WELD Yatay yük-öteleme oranı ilişkisi zarf eğrisi.

B-FRP-H numunesi

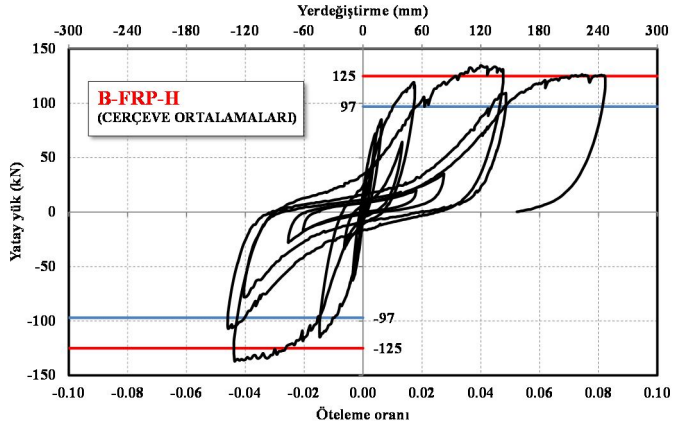
Birleşim bölgesi bölüm 4.3.3'de verilen teknik ile altı kat LP ile güçlendirilmiştir (Şekil 4.23). B-FRP-H numunesinde kiriş alt ve üst boyuna donatılarına kaynak uygulaması yapılmamıştır. Numunede beklenen göçme gönye altındaki betonun ezilmesi ve donatıların sıyrılarak birleşim bölgesinin göçmesidir (Bedirhanoğlu, 2009). Fakat birleşim bölgesine yapılan LP güçlendirmesi ile donatılardaki sıyrılma sınırlı kalmış, birleşim bölgesinde sınırlı hasar oluşmuş, hasar kirişler üzerinde yoğunlaşarak kirişler eğilme kapasitelerine ulaşmıştır. Bu sonuçlar ölçümler ile ilgili yapılan incelemeler ile doğrulanmıştır. B-FRP-H numunesine ait A-B, D-C çerçeveleri için elde edilen yük-yerdeğiştirme, yük-öteleme oranı, çerçevelerin yük ve yerdeğiştirme ortalamalarının yük-yerdeğiştirme-öteleme oranı ve zarf eğrisi verilmiştir (Şekil 5.11-14).



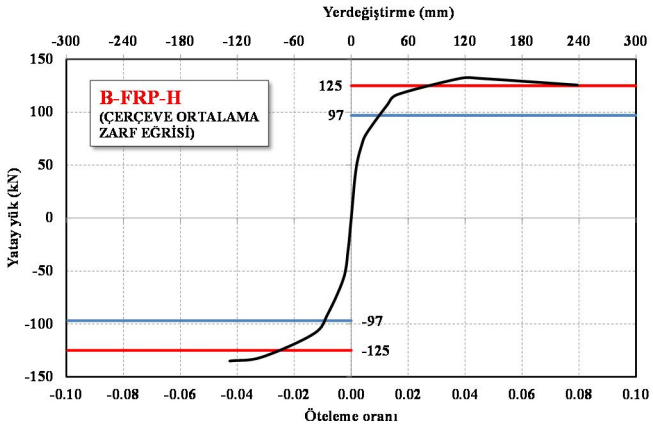
Şekil 5.11 : B-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (A-B çerçevesi).



Şekil 5.12 : B-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (C-D çerçevesi).



Şekil 5.13 : B-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri ortalaması.



Şekil 5.14 : B-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı ilişkisi zarf eğrisi.

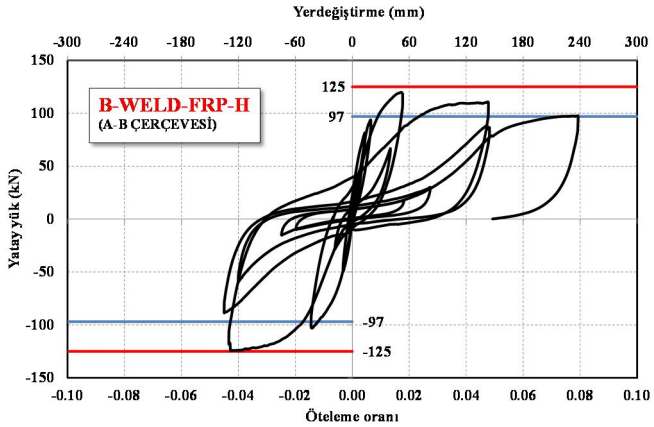
B-WELD-FRP-H numunesi

B-WELD-FRP-H numunesinde yapılan güçlendirme B-WELD ve B-FRP-H numunelerine yapılan müdahalenin birleşimidir. Yani bu numunede hem kiriş alt ve üst boyuna donatıları kaynaklanmış hemde birleşim bölgesi bölüm 4.3.3 de verilen teknik ile altı kat LP ile güçlendirilmiştir (Şekil 4.19 ve Şekil 4.23). Numunenin test edilmesindeki amaç B-FRP-H numunesinde gönye altındaki betonun ezilerek donatıların sıyrılması şeklinde bir göçme olacağının beklenmesidir (Bedirhanoğlu, 2009). Fakat B-FRP-H numunesinde kiriş donatılarında sıyrılma sınırlı kalmıştır. Numune iyi performans göstererek göçme kirişin eğilme kapasitesine ulaşması şeklinde olmuştur. Numunede deney sırasında A-B kirişinde üretim sırasında oluşan hatadan dolayı kirişte kesme hasarı oluşmuştur (Şekil 5.15).

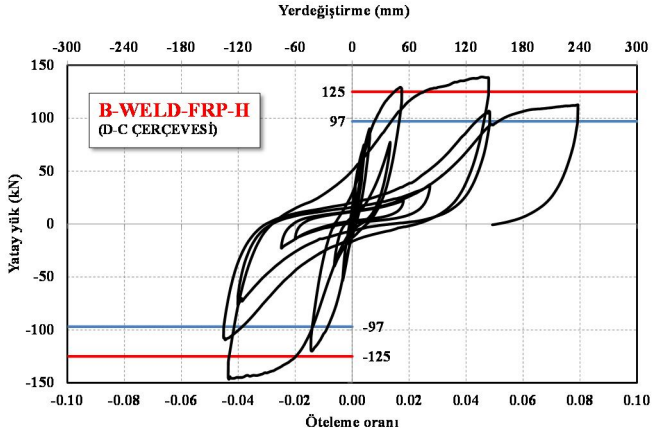


Şekil 5.15 : A birleşimine yakın bölgede kirişte kesme çatlağının oluşması.

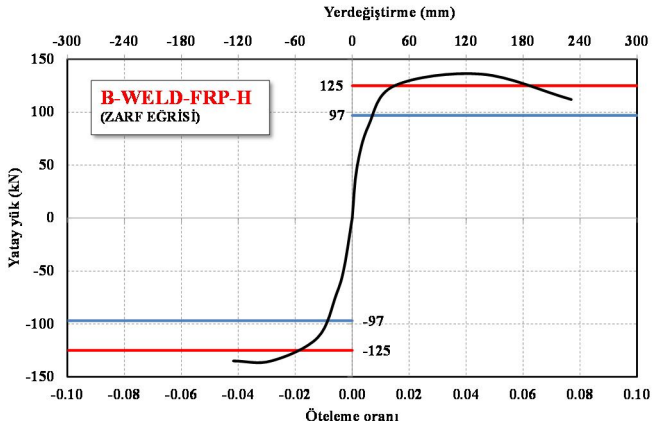
Kirişte A birleşimine yakın yerde kesme çatlağı oluşmasının nedeni imalat sırasında etriye aralığının 100 mm olması gerekirken beton dökümü sırasında 180 mm'ye kaymasıdır. Oluşan bu kesme hasarı nedeniyle A-B çerçevesi'nin yük taşıma kapasitesinde azalma olmuştur. Bu yüzden D-C kirişi üzerinden alınan ölçümler kullanılmıştır. A-B ve D-C çerçevelerine ait ölçüm grafikleri verilmiş olsa da ortalama yük-yerdeğiştirme grafiği verilmemiş, zarf eğrisi grafiği D-C çerçevesine ait ölçüm grafiğidir (Şekil 5.16-18). Numunede göçme kiriş'in eğilme kapasitesine ulaşmısı ile sınırlamuştır.



Şekil 5.16 : B-WELD-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (A-B çerçevesi).



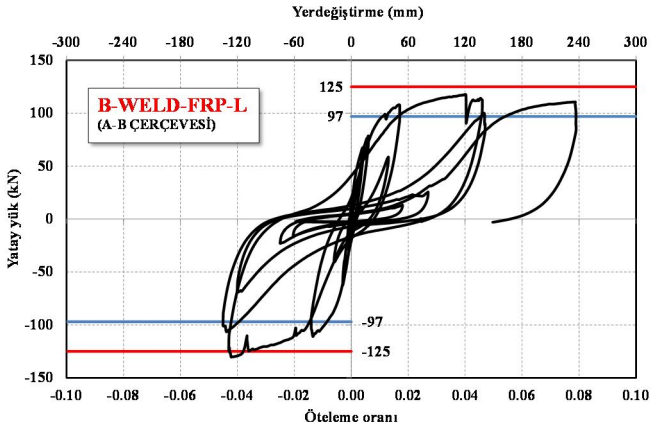
Şekil 5.17 : B-WELD-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (C-D çerçevesi).



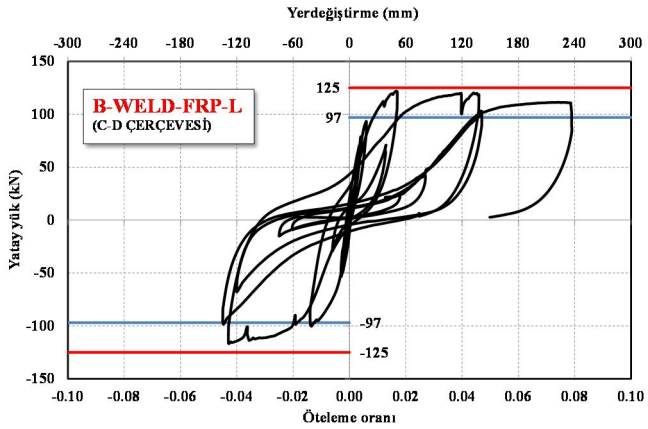
Şekil 5.18 : B-WELD-FRP-H Yatay yük-öteleme oranı ilişkisi zarf eğrisi (D-C çerçevesi).

B-WELD-FRP-L numunesi

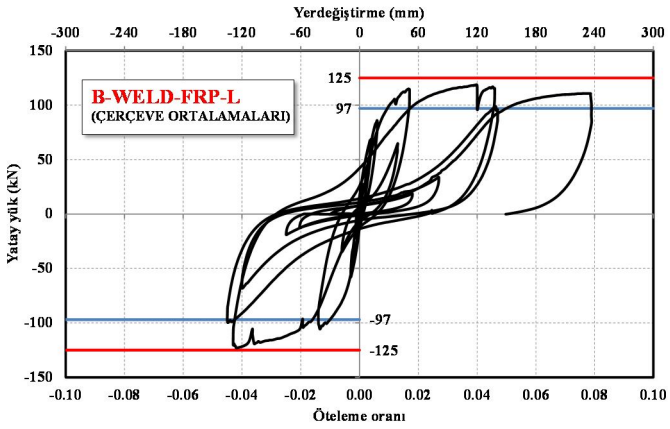
Bu numunede de B-WELD ve B-WELD-FRP-H numunelerinde olduğu gibi kiriş boyuna donatıları kaynaklanmıştır. B-WELD-FRP-H numunesinden farklı olarak birleşim bölgesi üç kat LP ile güçlendirilmiştir (Şekil 4.28). Beklenen göçme modu birleşim bölgesinin göçmesi ve LP kompozitin diyagonal doğrultudaki çekme kuvvetleri nedeni ile kopması doğrultusundadır. Deney sırasında gözlenen göçme modu kirişin eğilme kapasitesine ulaşması şeklinde olmuştur (Şekil 5.19-22). B-WELD-FRP-L numunesine ait A-B, D-C çerçevelerine ait yük-yerdeğiştirme, yük-öteleme oranı, çerçevelerin ortalama yük-yerdeğiştirme-öteleme oranı ve zarf eğrileri verilmiştir.



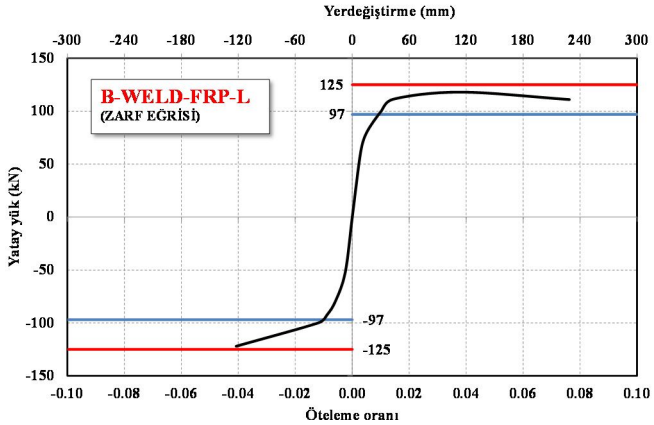
Şekil 5.19 : B-WELD-FRP-L Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (A-B çerçevesi).



Şekil 5.20 : B-WELD-FRP-L Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri (C-D çerçevesi).



Şekil 5.21 : Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri ortalaması.



Şekil 5.22 : Yatay yük-öteleme oranı ilişkisi zarf eğrisi.

Deneylerin sonrasında düğüm noktalarının üzerinde LP kompozit bulunan numunelerde, bu güçlendirme tabakası kaldırılarak B-FRP-H, B-WELD-FRP-L ve B-WELD-FRP-H numuneleri üzerinde otopsi yapılmıştır. Birleşim bölgesindeki LP kumaş kesilerek birleşimdeki çatlaklara bakılmıştır. Yapılan incelemede birleşim bölgesinde numunelerde B-FRP-H numunesinde kılcal çatlaklar oluştuğu, B-WELD-FRP-L numunesinde gönye altındaki betonda sınırlı ezilmeler olduğu, B-WELD-FRP-H numunesinde hiç çatlak oluşmadığı gözlenmiştir (Şekil 5.23).



Şekil 5.23 : B-FRP-H, B-WELD-FRP-L ve B-WELD-FRP-H numunelerinde otopsi yapılması.

5.4 Hasar Gelişimi

Numuneler için %4.6-%4.5 (itme-çekme) öteleme oranında çizilen çatlak şemaları verilmiştir (Şekil 5.24-33). Mavi renkli çatlaklar itme yönünde oluşan çatlakları, kırmızı renkli çatlaklar çekme yönünde oluşan çatlakları göstermektedir. Ayrıca birleşim bölgelerinde deneyler sonuncunda oluşan hasarları gösteren resimler verilmiştir. Çatlak şemaları üzerinde her bir çatlağa işim verilmiştir ve çatlak genişlikleri her bir çatlak için çatlağın en büyük olduğu yerden çatlağın iki kenarı arasındaki dik mesafe ölçülerek elde edilmiştir.

B-REF numunesinde hasar, kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesi içindeki betondan sıyrılmasıyla oluşmuştur. Deney sonrası ölçümlere bakıldığında birinci bölgede ölçülen dönmenin %5 olması, diğer iki bölgeden (Şekil 4.31) ölçülen dönmenin %0.9'un altında olması ve birinci bölgede ölçülen çatlak genişliğinin 12 mm olması bunu kanıtlamaktadır. Birleşim bölgesinde maksimum yükte (itme de 89kN, çekme de 98 kN) ölçülen kesme deformasyonu dört birleşim için de yaklaşık %4 civarındadır (EK C). Kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin altındaki betonun ezilmesi ile kiriş boyuna donatıları sıyrılmış ve hasar birleşim bölgesinde yoğunlaşmıştır. Kirişler eğilme kapasitelerine ulaşılamamıştır.

B-WELD numunesinde kiriş alt ve üst boyuna donatılarının sıyrılması, yapılan müdahale ile büyük ölçüde engellenmiştir. Hasar yoğun olarak birleşim bölgesinde ve kirişin birleşim bölgesine yakın yerinde gözlemlenmiştir. Birinci bölgede ölçülen dönmenin referans numunesine göre %2 azalması ve diğer bölgelerdeki dönmenin %0.7'nin altında olması donatıların sıyrılmasının engellendiğinin kanıtıdır. Bu numunede birleşim bölgesi %4 öteleme oranında kesme kapasitesine ulaşmış, göçme birleşim bölgesinin taşıma gücüne ulaşması şeklinde olmuştur. Birleşim bölgesinde

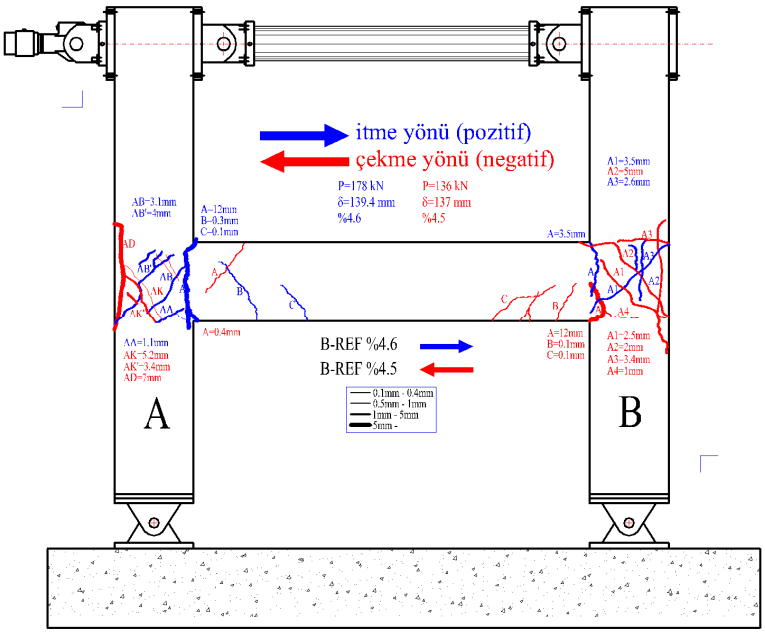
kesme şekildeğiştirmesi yaklaşık %6 ve oluşan çatlaklar 7mm ile 10mm arasında değişmektedir. Kiriş üzerindeki çatlakların daha sınırlı kaldığı ve kiriş üzerinde ölçülen moment-dönme ölçümlerinden de kirişlerin eğilme kapasitesine ulaşamadığını, birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaştığını göstermektedir.

B-FRP-H, B-WELD-FRP-H ve B-WELD-FRP-L numunelerinde yapılan müdahale ve güçlendirmeler ile hasarın kirişler üzerinde yoğunlaşması ve kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşması sağlanmıştır. Numunelerde özellikle 1. ve 2. bölgelerde elastik ötesi deformasyonlar gözlemlenmiştir. Dönmeler 1. ve 2. bölgelerde yaklaşık %3 ve 3. bölgede %0.2'dir (EK A).

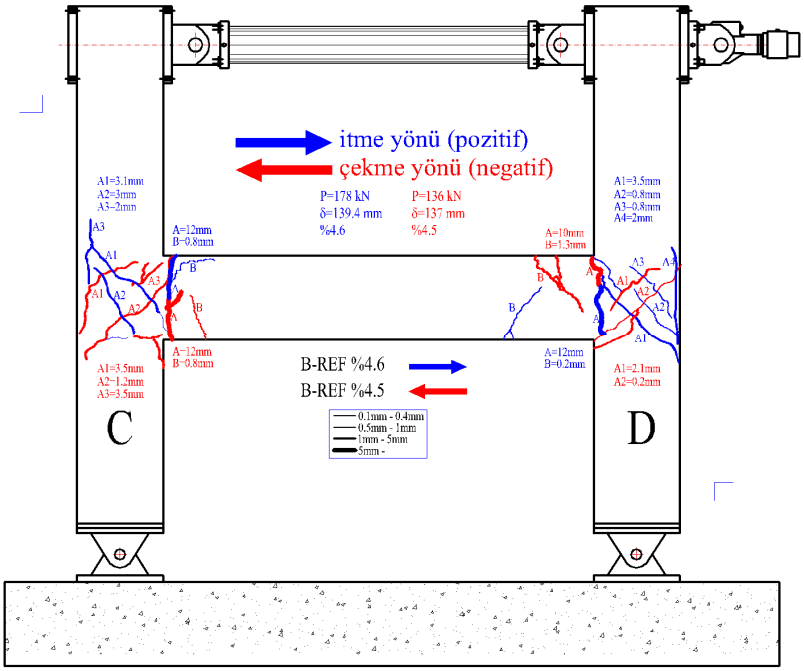
B-REF numunesi

Bu numunede %0.3 öteleme oranında (1. çevrim-çekme) A, C ve D birleşimlerinde birleşim bölgesi ile kirişin birleştiği noktada 0.3 mm genişliğinde kolona parelel çatlak oluşmuştur. A birleşiminde %0.4 öteleme oranında (2. çevrim-itme) birinci çevrimde ölçülen çatlak 0.9 mm'ye çıkmıştır. D birleşiminde de 0.7 mm genişliğinde kesme çatlağı oluşmuştur. A birleşiminde %0.6 öteleme oranında (3.çevrim-itme) basınç gerilmelerine parelel çatlaklar genişlemiş, bu çatlak %0.3 öteleme oranında 1 mm'ye çıkmıştır. B ve C birleşiminde 0.2 mm genişliğinde kesme çatlağı oluşmuştur. Ayrıca bu çevrimde A birleşimine yakın kiriş üzerinde 0.2 mm genişliğinde kesme-eğilme çatlağı oluşmuştur. Bütün birleşim bölgelerinde (3. çevrim-çekme) %1.4 öteleme oranında kesme çatlağı oluşmuş ilave olarak D birleşiminde betonda ezilme olmuştur. Kirişler üzerinde %1.7 öteleme oranında (4. çevrim-itme) 0.3 mm genişliğinde kesme-eğilme çatlağı oluşmuş, birleşim bölgelerinde betonda ezilmeler ve kesme çatlağı genişlikleri artmış, B birleşiminde 1.5 mm'ye çıkmıştır. Betonun ezilmesine bağlı olarak %4.6 öteleme oranında (6. çevrim-itme) birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarında sıyrılma gözlenmiştir. A birleşiminde %0.3 öteleme oranında 1 mm ölçülen çatlak genişliği, %4.6 öteleme oranında 12 mm'ye çıkmıştır. Şekil 5.24-25'de B-REF numunesine ait %4.6 (itme) ve %4.5 (çekme) öteleme oranlarındaki hasar krokisi verilmiştir. Her bir öteleme oranındaki hasar resimleri EK G, Şekil G1-G24'de verilmiştir. Bu numunede özellikle büyük çatlaklar 1. bölgede (kiriş ile birleşim bölgesi arasında) oluşmuştur. Çatlaklar birleşim bölgesinde yoğunlaşmış, kirişlerde sınırlı kalmıştır. Bu numunede hasar, kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin altında kalan betonun lokal ezilmesi ve buna bağlı olarak donatılarının sıyrılmasıyla

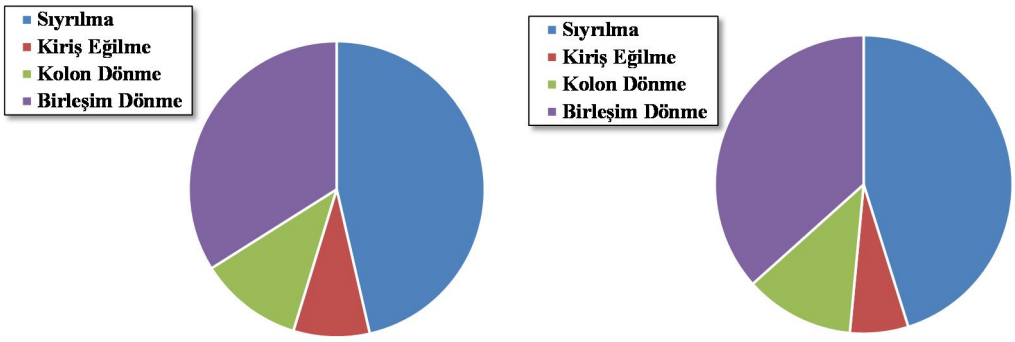
oluşmuştur. Birleşim bölgesi kesme kapasitesine ulaşılamamıştır. Şekil 5.26'da B-REF numunesi için A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı verilmiştir. Şekil'e bakıldığında numunenin davranışını kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasının domine ettiği görülmektedir.



Şekil 5.24 : B-REF numunesinin A-B birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi.



Şekil 5.25 : B-REF numunesinin C-D birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi.



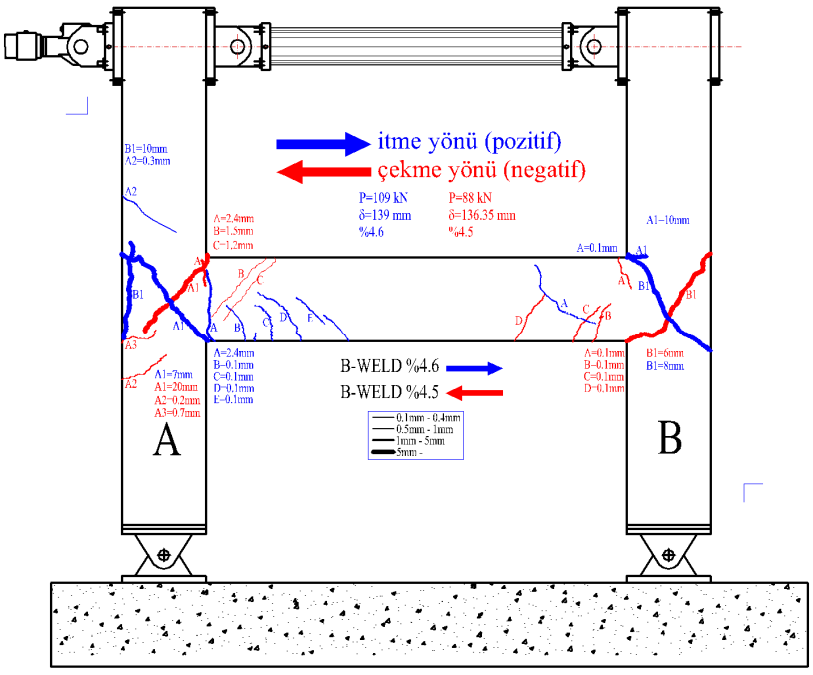
A-B çerçevesi D-C çerçevesi

Şekil 5.26 : B-REF numunesi A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı.

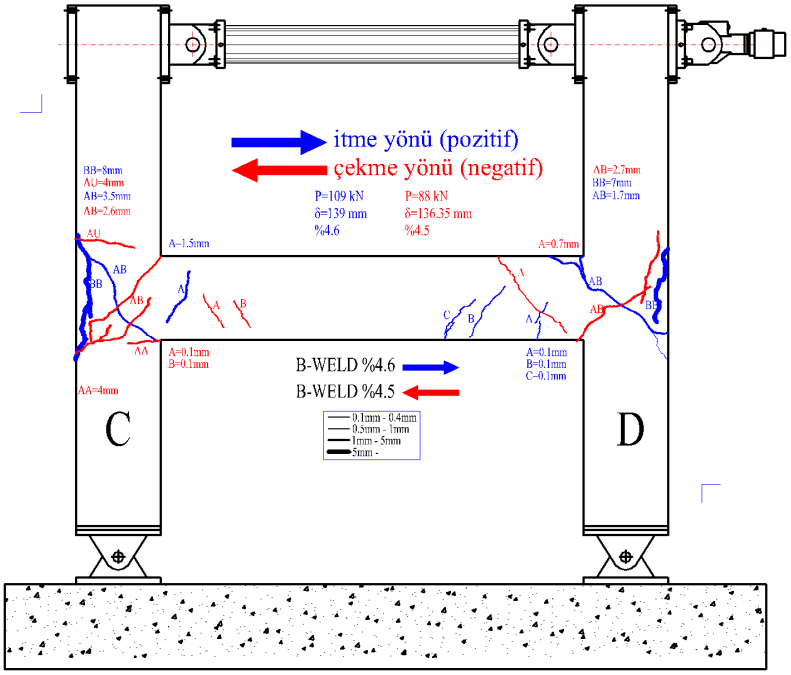
B-WELD numunesi

Bu numunede %0.3 öteleme oranında (1. çevrim-çekme) A birleşiminde birleşim bölgesi ile kirişin birleştiği noktada 1.1 mm genişliğinde kolona parelel çatlak oluşmuştur. C ve D birleşimlerinde %0.4 öteleme oranında (2. çevrim-itme) kılcal kesme çatlağı oluşmuştur. A, B ve C birleşimlerine yakın kirişler üzerinde %0.6 öteleme oranında (3.çevrim-itme) kılcal kesme çatlağı oluşmuştur. A ve D birleşim bölgelerinde (3. çevrim-çekme) %1.4 öteleme oranında oluşan kesme çatlağı genişliği 1.5 mm ve 1.3 mm'dir. Ayrıca bu çevrimde A ve C alt kolonlarında kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. Bütün birleşimlerde %1.7 öteleme oranında (4. çevrim-itme) birleşim bölgesinde oluşan kesme çatlakların genişlikleri 1.5 mm'yi geçmiştir. A birleşiminde birleşim bölgesi ile kirişin birleştiği noktada oluşan çatlak genişliği 2.4 mm'ye çıkmıştır. Birleşim bölgelerinde ölçülen kesme çatlakları 4mm'ye çıkmıştır. A birleşiminde %4.6 öteleme oranında (6. çevrim-itme) üst kolonda 0.3mm genişliğinde kesme, 7mm genişliğinde eğilme, alt kolonda 3.3mm genişliğinde eğilme çatlakları oluşmuştur. B birleşiminde birleşim bölgesi ile kirişin birleştiği noktada kolona parelel ölçülen eğilme çatlağı genişliği 8mm'ye çıkmıştır. Ayrıca bütün birleşimlerde alt ve üst kolon basınç bölgelerinde, birleşim bölgelerinde diyagonal basınç doğrultusunda basınç gerilmelerine parelel ezilmeler başlamış ve betonda birleşim bölgesinde kabuk atmaları olmuştur. A birleşimine yakın kiriş üzerinde %4.6 öteleme oranında (6. çevrim-çekme) 2.1mm genişliğinde kesme çatlağı oluşmuştur. Bütün birleşim bölgelerinde oluşan diyagonal kesme çatlaklarının genişlikleri 2.5mm'nin üzerindedir. Alt ve üst kolonlarda birleşim bölgesine yakın yerde oluşan eğilme çatlak genişlikleri 10mm'ye ulaşmıştır. Birleşim bölgelerinde kabuk atmaları olmuş, kiriş boyuna

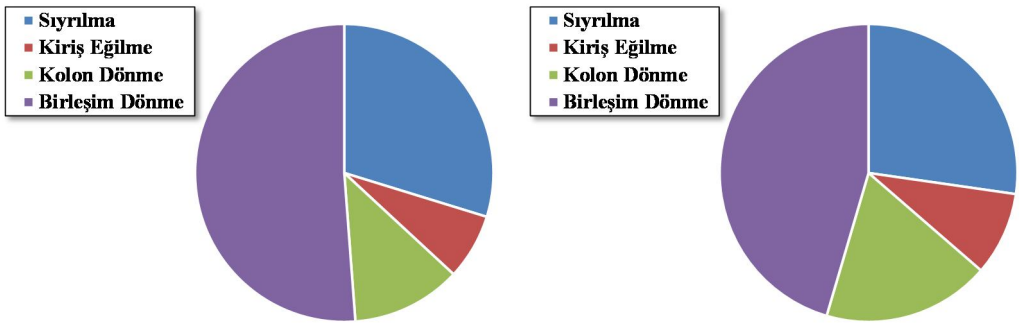
donatıları açığa çıkmış, pas payları atmıştır. Birleşim bölgesinde ve birleşimine yakın kiriş üzerinde ölçülen çatlak genişlikleri %4.7 öteleme oranında (7. çevrim-itme) artmıştır. B birleşiminde birleşim bölgesi ile kirişin birleştiği noktada, kolona parelel oluşan eğilme çatlağı genişliği 20mm olarak ölçülmüştür. Bu çevrimden sonra birleşim bölgesinde oluşan hasar artmış, buna bağlı olarak çatlak ölçümü yapılmamıştır. Şekil 5.27-28'de B-WELD numunesine ait %4.6 (itme) ve %4.5 (çekme) öteleme oranlarındaki hasar krokisi verilmiştir. Her bir öteleme oranındaki hasar resimleri EK G, Şekil G25-G38'de verilmiştir. Referans numunesinde gönye altındaki betonun ezilmesi ve buna bağlı olarak donatıların sıyrılması ile birleşim bölgesinde göçme olurken, bu numunede betonun ezilmesinin önlenmesiyle donatıların sıyrılması engellenmiş ve göçme birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması şeklinde olmuştur. Şekil 5.29'da B-WELD numunesi için A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı verilmiştir. Şekil'e bakıldığında numunenin davranışını birleşim bölgesinin şekildeğiştirmesi domine etmektedir.



Şekil 5.27 : B-WELD numunesinin A-B birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi.



Şekil 5.28 : B-WELD numunesinin C-D birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi.



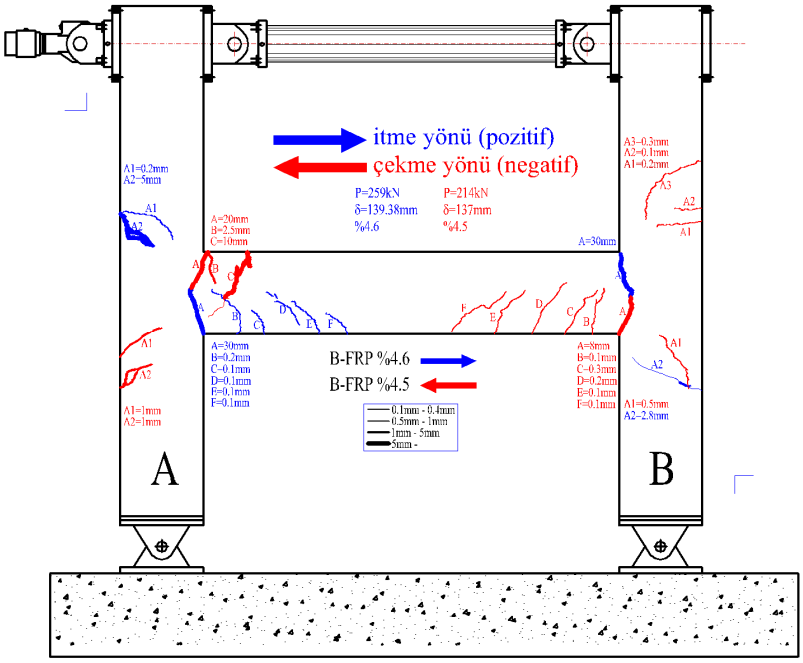
A-B çerçevesi D-C çerçevesi

Şekil 5.29 : B-WELD numunesi A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı.

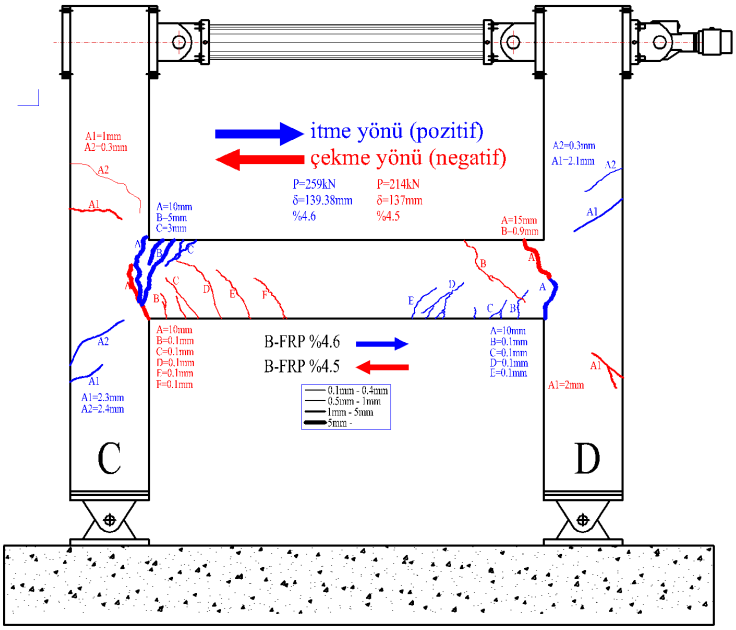
B-FRP-H numunesi

Bu numunede %0.3 öteleme oranında (1. çevrim-çekme) A, B, C ve D birleşimlerine yakın kirişler üzerinde en büyük genişliği 0.2 mm olan kesme-eğilme çatlakları oluşmuştur. Ayrıca A, C ve D birleşimlerinde birleşim bölgesi ile kirişin birleştiği noktada 0.1 mm genişliğinde kolonlara parelel boyuna eğilme çatlakları oluşmuştur. Kirişler üzerinde %1.4 öteleme oranında (3. çevrim-çekme) oluşan eğilme ve kesme çatlakları artmıştır. En büyük eğilme çatlağı genişliği 1.7 mm olarak ölçülmüştür. A

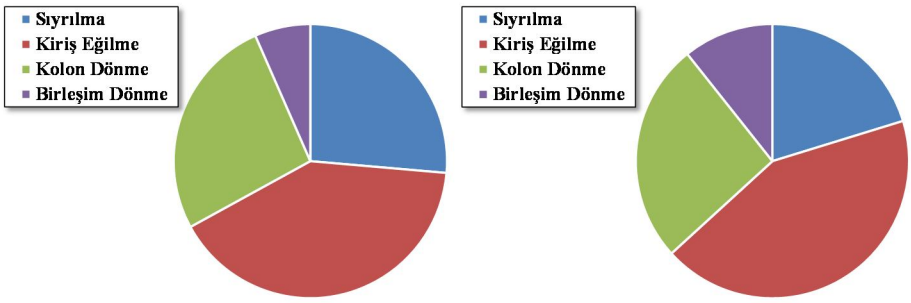
ve C birleşimlerinin alt kolonlarında 0.1 mm genişliğinde kesme çatlağı oluşmuştur. D birleşiminde 0.1 mm genişliğinde kesme çatlağı oluşmuştur. Daha önce kiriş üzerinde oluşan eğilme çatlağı genişlikleri 3.5 mm'ye çıkmıştır. A ve B birleşimlerinde birleşim bölgesi ile kiriş arasında oluşan boyuna eğilme çatlak genişlikleri 6mm'ye çıkmıştır. Kirişler üzerinde daha önceki adımlarda oluşan kesme çatlakları 2.5 mm'ye çıkmıştır. A, B ve C birleşimlerinde %4.3 öteleme oranında (5. çevrim çekme) birleşim bölgesi ile kiriş arasında oluşan boyuna eğilme çatlakları 80mm'ye çıkmıştır. D birleşiminde bu çatlak 15 mm'ye çıkmıştır. Kirişler üzerindeki kesme ve eğilme çatlak genişlikleri artmıştır. Bütün birleşimlerde, birleşim bölgelerinin altındaki ve üstündeki kolonlar üzerinde ölçülen kesme çatlaklarının genişlikleri 3.4 mm'yi geçmiştir. Kirişlerin basınç bölgelerinde betonda basınç gerilmelerine parelel ezilme hasarları oluşmuştur. Birleşim bölgelerinde enine ve boyuna doğrultuda genişlikleri 7 mm'yi bulan çatlaklar oluşmuştur. Enine kirişlerin döşemeden ayrıldığı gözlenmiş, döşeme üzerinde enine doğrultuda 2 mm genişliğinde çatlaklar gözlenmiştir. Kirişler üzerindeki kesme ve eğilme çatlakları 4.6% öteleme oranında (6. çevrim-itme) artmış, A birleşimine yakın kiriş üzerindeki kesme çatlağı genişliği 5 mm olmuştur. Birleşim bölgesi ile kirişin birleştiği noktadaki eğilme çatlağı genişliği D birleşiminde 15 mm'ye çıkmıştır. Ayrıca %4.7 öteleme oranında (7. çevrim-itme) güçlendirmede kullanılan LP kompozit kumaşın bütün birleşimlerdeki kolonların alt ve üst noktalarında betondan ayrıldığı gözlenmiştir. Şekil 5.30-31'de B-FRP-H numunesine ait hasar krokisi verilmiştir. Her bir öteleme oranındaki hasar resimleri EK G, Şekil G39-50'de verilmiştir. Numune üzerinde üzerinde yapılan otopsi ile birleşim bölgesinde kılcal çatlak oluştuğu gözlenmiştir (Şekil 5.23). Çatlakların kirişler üzerinde özellikle plastik şekildeğiştirme bölgesinde $\left(L_p = 0.5h\right)$ yoğunlaştığı (1. bölge) ve genişliklerin büyüdüğü gözlenmiştir. L_p, plastik şekildeğiştirme bölgesi'nin uzunluğu, h, çalışan doğrultudaki kesit boyutu. Kiriş üzerinde hasarlar yayılamamıştır. LP kompozit ile yapılan güçlendirme ile gönye altındaki betonun ezilmesi engenlenmiş buna bağlı olarak kiriş boyuna donatılarının sıyrılması sınırlandırılmıştır. Bu nedenle göçme kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşması ile sınırlanmıştır. Şekil 5.32'de B-FRP-H numunesi için A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı verilmiştir. Şekil'e bakıldığında numunenin davranışını kiriş eğilme domine etmektedir.



Şekil 5.30 : B-FRP-H numunesinin A-B birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi.



Şekil 5.31 : B-FRP-H numunesinin C-D birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi.



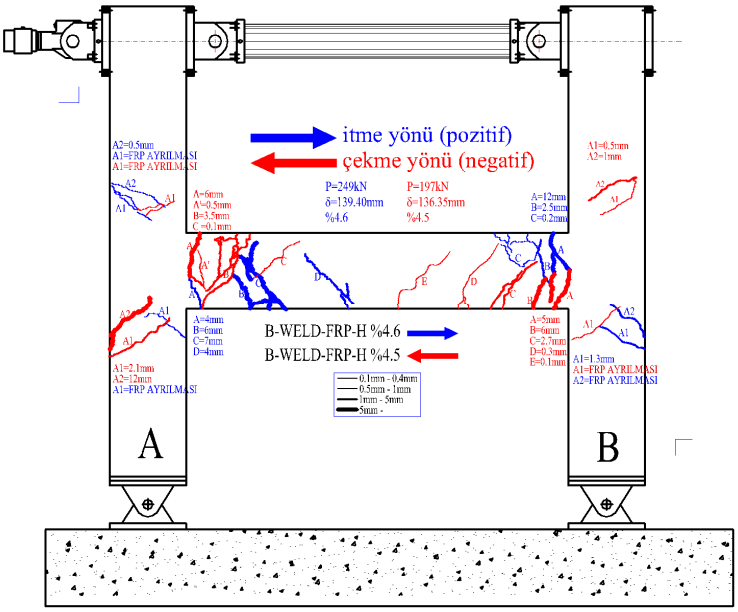
A-B çerçevesi D-C çerçevesi

Şekil 5.32 : B-FRP-H numunesi A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı.

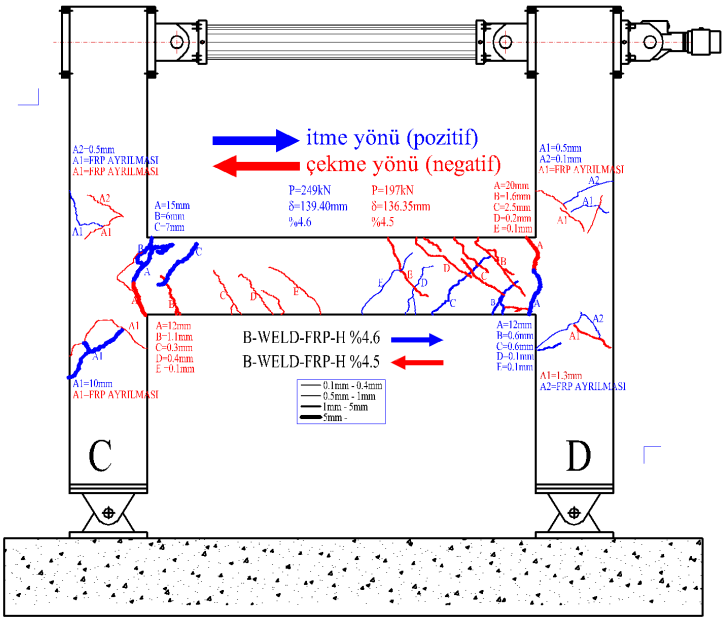
B-WELD-FRP-H numunesi

Bu numunede %0.3 öteleme oranında (1. çevrim-çekme) bütün birleşimlerde birleşim bölgesi ile kirişlerin birleştiği noktada 0.1 mm genişliğinde kolona parelel boyuna eğilme çatlakları oluşmuştur. Ayrıca A-B çerçevesi kirişi üzerinde 0.1 mm genişliğinde kesme çatlakları oluşmaya başlamıştır. C birleşiminde %0.4 öteleme oranında (2. çevrim-itme), %0.3 öteleme oranında oluşan boyuna çatlak genişliği 1.4 mm'ye çıkmıştır. D-C çerçevesi kirişinde eğilme çatlakları oluşmaya başlamıştır. B birleşiminde %0.6 öteleme oranında (3. çevrim-itme) alt kolonda 0.2 mm genişliğinde kesme çatlağı oluşmuştur. A, B ve D kolonlarında %1.4 öteleme oranında (3. çevrim-çekme) kesme çatlağı oluşmuştur. A birleşiminde %0.3 öteleme oranında ölçülen boyuna çatlak genişliği 4mm'ye çıkmış ve kiriş üstünde betonda ezilme gözlenmiştir. Kirişler üzerinde kesme ve eğilme çatlakları artmıştır. Daha önce ölçülen boyuna çatlak genişlikleri 4.3% öteleme oranında (5. çevrim-çekme) 10 mm olmuştur. A-B çerçevesinde A birleşimine yakın kiriş üzerindeki kesme çatlağı genişliği 3.5 mm ölçülmüştür. Ayrıca bu çevrimde LP kompozit bütün birleşimlerde beton yüzeyinden ayrılmıştır. A birleşiminde %4.6 öteleme oranında (6. çevrim-itme) kiriş altında basınç gerilmelerine parelel olarak betonda ezilme olmuştur. Kiriş üzerinde oluşan kesme çatlağı genişliği 7 mm olmuştur. Kiriş üzerindeki boyuna eğilme çatlağı genişlikleri artmış, A birleşiminde 15 mm ölçülmüştür. Kiriş üzerindeki kesme çatlağı genişliği %4.5 öteleme oranında (6. çevrim-çekme) 7 mm'ye çıkmıştır. Ayrıca D birleşimindeki boyuna eğilme çatlağı genişliği 20 mm ölçülmüştür. Şekil 5.33-34'de B-WELD-FRP-H numunesine ait hasar krokisi verilmiştir. Her bir öteleme oranındaki hasar resimleri EK G, Şekil G51-G64'de verilmiştir. Bu numunede de birleşim bölgesinde çatlak oluşmamıştır. Numune üzerinde yapılan otopsi ile de doğrulanmıştır (Şekil 5.23).

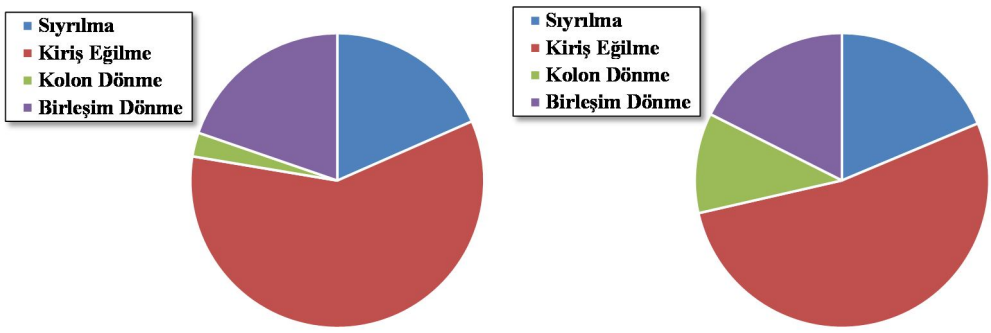
Kolon üzerinde kılcal çatlaklar vardır. Çatlakların kirişler üzerinde yayılmıştır (1., 2., ve 3. Bölge). Göçme kirişin eğilme kapasitesine ulaşması sınırlanmıştır. Şekil 5.35'de B-WELD-FRP-H numunesi için A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı verilmiştir. Şekil'e bakıldığında numunenin davranışını kiriş eğilme domine etmektedir.



Şekil 5.33 : B-WELD-FRP-H numunesinin A-B birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi.



Şekil 5.34 : B-WELD-FRP-H numunesinin C-D birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi.



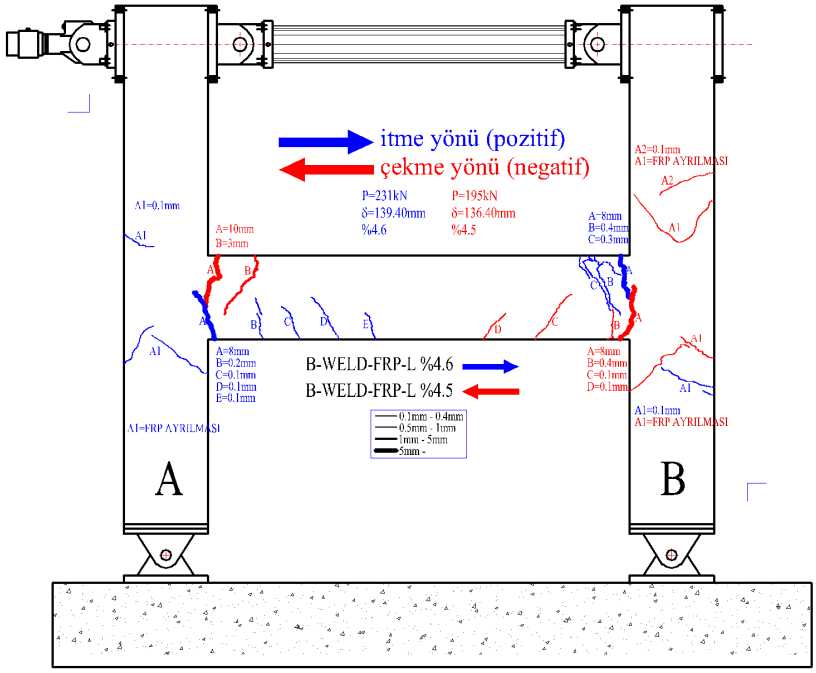
A-B çerçevesi D-C çerçevesi

Şekil 5.35 : B-WELD-FRP-H numunesi A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı.

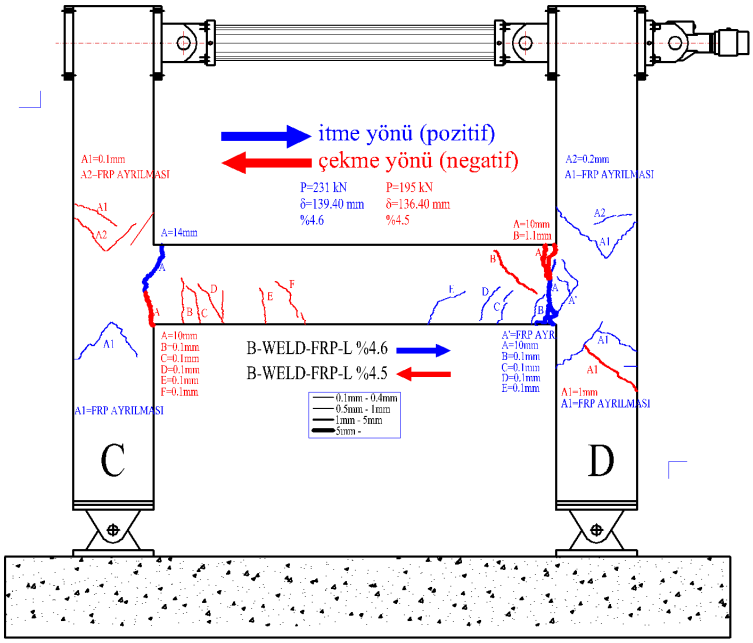
B-WELD-FRP-L numunesi

Bu numunede %0.3 öteleme oranında (1. çevrim-çekme) bütün birleşimlerde birleşim bölgesi ile kirişin birleştiği noktada 0.1 mm genişliğinde kolona parelel boyuna eğilme çatlakları oluşmuştur. Boyuna eğilme çatlağı genişlikleri %0.4 öteleme oranında (2. çevrim-itme) artmış, A birleşiminde 1 mm ölçülmüştür. Ayrıca A birleşimine yakın kiriş üzerinde 0.9 mm genişliğinde eğilme çatlağı oluşmuştur. Kirişler üzerinde oluşan eğilme ve kesme çatlakları %1.7 öteleme oranında (4. çevrim-itme) artmıştır. Birinci çevrimde ölçülen boyuna eğilme çatlağı genişlikleri artmış, D birleşiminde çatlak genişliği 2.9 mm'ye çıkmıştır. Ayrıca D birleşiminde LP kompozit beton yüzeyinden ayrılmıştır. %1.3 öteleme oranında (5. çevrim-itme) B, C ve D birleşimlerinde alt ve üst kolonlarda kesme çatlağı oluşmuştur. Daha önce birleşim bölgesi ile kirişin birleştiği noktada ölçülen boyuna çatlak genişlikleri A ve B birleşimlerinde 3.5 mm'ye çıkmıştır. Bütün birleşimlerde %4.5 öteleme oranında (6. çevrim-çekme) LP kompozit beton yüzeyinden ayrılmıştır. Ayrıca D birleşiminde LP kompozit lif doğrultusunda yırtılmıştır. A birleşimine yakın kiriş üzerinde basınç gerilmelerine parelel olarak betonda ezilmeler gözlenmiştir. Birleşim bölgeleri ile kirişlerin birleştiği noktadaki boyuna eğilme çatlağı genişlikleri bütün birleşimlerde artmış, C birleşiminde 5 mm'ye çıkmıştır. Şekil 5.36-37'de B-WELD-FRP-L numunesine ait hasar krokisi verilmiştir. Her bir öteleme oranındaki hasar resimleri EK G, Şekil G65-G78'de verilmiştir. Kiriş üzerinde 3mm'ye yakın eğilme çatlakları oluşmuştur. Kolon üzerinde kılcal çatlaklar oluşmuştur. Çatlakların kirişler üzerinde özellikle plastik şekildeğiştirme bölgesinde yoğunlaştığı (1. bölge) ve genişliklerin büyüdüğü gözlenmiştir. Bunun dışındaki çatlaklar kılcal çatlaklardır. Göçme kirişin eğilme kapasitesine ulaşması şeklinde

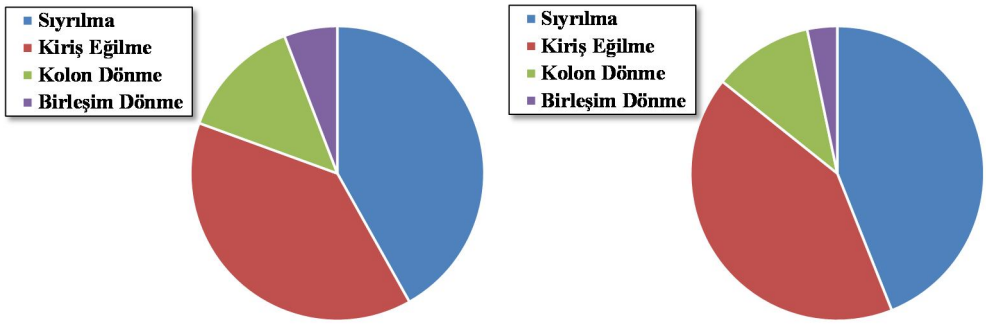
olmuştur. Şekil 5.38'de B-WELD-FRP-L numunesi için A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı verilmiştir. Şekil'e bakıldığında numunenin davranışını kiriş eğilme domine etmektedir.



Şekil 5.36 : B-WELD-FRP-L numunesinin A-B birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi.



Şekil 5.37 : B-WELD-FRP-L numunesinin C-D birleşimlerinde %4.5 ve %4.6 öteleme oranlarındaki hasar krokisi.

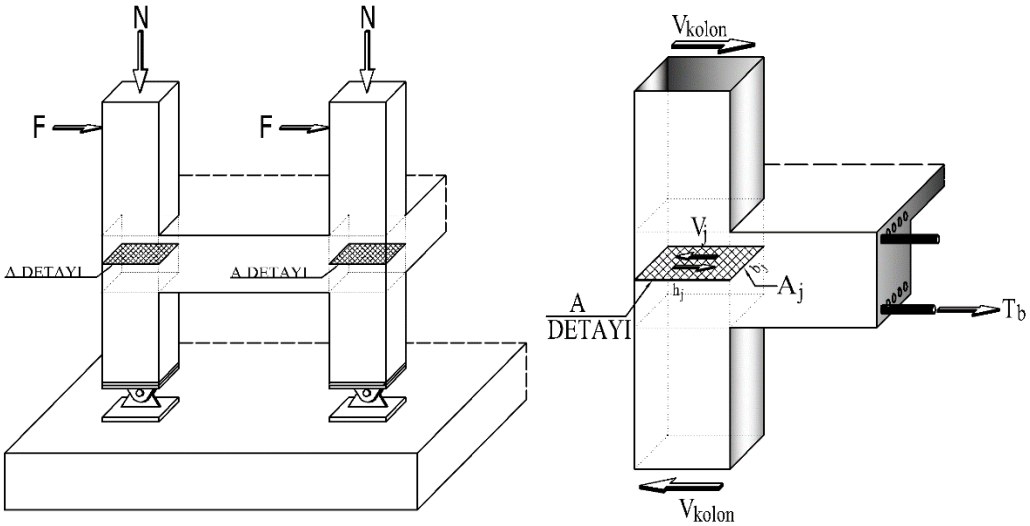


A-B çerçevesi D-C çerçevesi

Şekil 5.38 : B-WELD-FRP-L numunesi A-B ve D-C çerçevelerinin yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı.

5.5 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinde Kesme Gerilmeleri

Herhangi bir yük adımında numuneye etki eden F yatay kuvveti altında birleşim bölgesinde oluşan kesme kuvveti (V_j) ve kesme kuvvetinin etki ettiği alan (A_j) Şekil 5.39'da gösterilmiştir. V_{kolon} ve T_b, herhangi bir F kuvveti etkisinde sırası ile üst ve alt kolon kesitlerine etki eden kesme kuvvetini ve kiriş boyuna donatılarında oluşan çekme kuvvetini göstermektedir.



Şekil 5.39 : Numune üzerine ve birleşim bölgesine etki eden kuvvetler.

Birleşim bölgesinde oluşan kesme kuvveti Denklem (5.1) ile hesaplanır.

$$V_j = T_b - V_{kol} \qquad \textbf{(5.1)}$$

Ayrıca birleşim bölgesine etki eden kesme kuvvetine (V_j) karşı gelen kesme gerilmeleri de Denklem (5.2) ile hesaplanabilir.

$$\tau_j = \frac{V_j}{b_j h_j} \tag{5.2}$$

Denklem 5.2'de b_j ve h_j birleşim bölgesine etki eden kesme kuvveti alanının etkili genişliği ve derinliğidir (Şekil 5.39). Numuneye etki eden F yatay kuvveti altında her yük adımında kiriş boyuna donatılarındaki toplam çekme kuvveti Denklem (5.3) ile hesaplanmıştır.

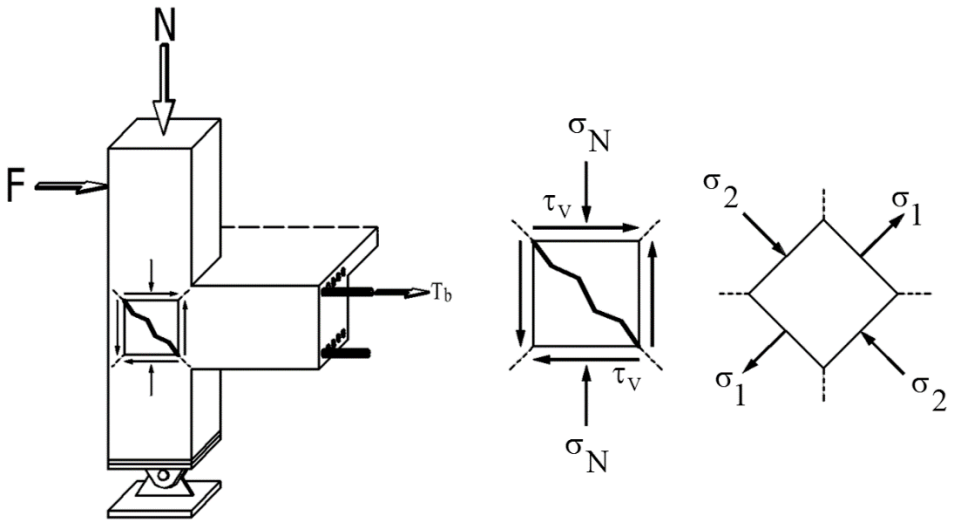
$$T_j = A_s \sigma_s \tag{5.3}$$

Denklem 5.3'de A_s, çekme bölgesindeki kiriş boyuna donatılarının alanını, σ_s, kiriş boyuna donatılarındaki gerilmeyi göstermektedir.

5.6 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesinde Kesme Kapasitesine Betonun Katkısı

Referans numunesinin (B-REF) yatay yük kapasitesi gönye altındaki betonun ezilmesi ve kiriş boyuna donatılarının sıyrılması ile sınırlanmıştır. Gönye altındaki betonun ezilmesini ve sıyrılmayı engellemek için B-WELD numunesinde o bölgedeki beton, dayanımı daha yüksek olan çimento esaslı tamir harcı ile değiştirilmiş, kiriş boyuna donatıları birleşim bölgesinde 90-derece bükülerek oluşturulan gönyeler birbirine kaynaklanmıştır. Deneyde kirişlerin eğilme kapasitesine ulaşamadığı ve numunenin yatay yük kapasitesinin birleşim bölgesinin dayanımı tarafından sınırladığı görülmüştür. Bu numunede birleşim bölgesinin dayanımını kesme kuvveti kapasitesine ulaştığından dolayı kaybettiği görülmüştür. Numunelerde birleşim bölgelerinde etriye kullanılmamıştır. Bu nedenle güçlendirilmemiş numunelerde birleşim bölgelerindeki kesme sadece beton tarafından karşılanmaktadır. Güçlendirilmiş numunelerde ise kesme etkileri beton ve LP ile karşılanmaktadır. Birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesini belirlemek için mekaniğin temel prensipleri kullanılmıştır. Bir elemanda kesme kuvveti kapasitesini kaybetmesi asal çekme gerilmelerinin aşılmasından dolayı oluşan göçmelerde Şekil 5.40'da görüldüğü gibi elemana etki eden yatay yük ve eksenel yükten kaynaklanan iki eksenli kesme ve basınç gerilmeleri altında eğik çatlak oluşumu ve akabinde betonun ezilmesi ile

meydana gelir. Kesme kuvveti kapasitesinin homojen izotropik bir elemanda pratik olarak elemanda kesit boyunca eğik çatlak oluşturacak yüke eşit olacağı bilinmektedir. Eğik çatlak oluşumu asal çekme gerilmesi bileşeninin beton çekme dayanımına ulaşması ile olduğu varsayılmıştır. Şekil 5.40'da gösterilen yükleme durumu için Mohr dairesi çizilmiştir. Bu şekilde yükleme ve kapasite (diyagonal çekme ve basınç için) için kabul edilen sınırlar kesikli çizgiler ile gösterilmiştir (Şekil 5.41). Sonuç olarak eğik çatlağa neden olan yükün veya kesme göçmesine neden olan yükün betonun çekme dayanımı ile ilgili olduğu görülmektedir. Betonun çekme dayanımı $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$ (Bedirhanoğlu, 2009) olarak alınmıştır.



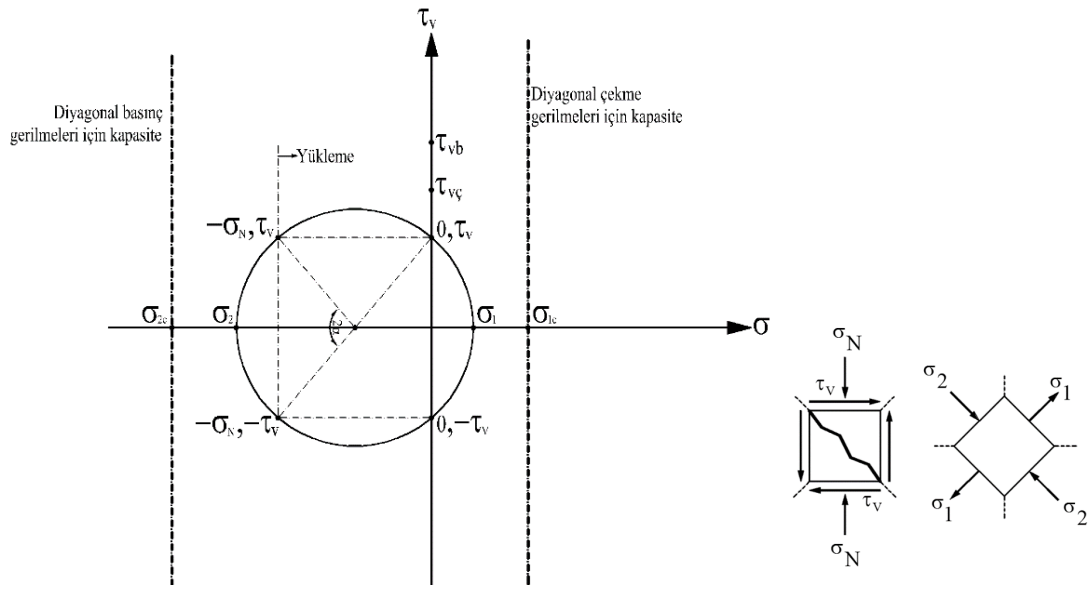
Şekil 5.40 : Eğik çatlağın oluşmasına neden olan gerilmeler.

Birbirine dik iki yüzeyde kayma (τ_{xy}) ve eksenel (σ_x ve σ_y) gerilmelere maruz herhangi bir elemandaki temel gerilmeler Denklem (5.4) ile hesaplanır.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \qquad \textbf{(5.4)}$$

Asal çekme gerilmesine karşı gelen kesme gerilmesi (birleşimde oluşan kesme gerilmesi) Denklem (5.5) ile hesaplanabilir.

$$\tau_{xy} = \sqrt{\left(\sigma_1 - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \qquad \textbf{(5.5)}$$



Şekil 5.41 : Mohr Dairesi (Mohr, 1900).

Birleşim bölgesindeki gerilme durumuna bakıldığında $\sigma_x = 0, \sigma_y = \sigma_N, \tau_{xy} = \tau_v$ şeklindedir. Bu değerler Denklem (5.5)'de yerine konulduğunda Denklem (5.6) elde edilir.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_N}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_N}{2}\right)^2 + \tau_v^2} \qquad \textbf{(5.6)}$$

Denklem 5.6'da σ_N kolondaki eksenel gerilmedir. Eğer yükleme basınç ise bu değer "-" alınmalıdır. τ_v birleşim bölgesine etki eden kesme kuvvetinin birleşim bölgesinde oluşturduğu kesme gerilmesidir. Deneyler sonucunda elde edilen yatay yük kapasiteleri (F_{deney}) için elde edilmiş olan gerilmeler itme ve çekme doğrultuları için ayrı ayrı Çizelge 5.2'de verilmiştir.

Şekil 5.36'daki gibi kapasite sınırı için $\sigma_{1c} = \sigma_1 = 0.5\sqrt{f_c'}$ alınırsa birleşim bölgesinin kesme kuvvveti taşıma kapasitesi Denklem (5.7) ile bulunur. Bu denklemde N kolon eksenel yüküdür ve basınç durumu için "-" , çekme durumu için "+" alınacaktır.

$$\tau_v = 0.5\sqrt{f_c'}\sqrt{1 - \frac{N}{0.5\sqrt{f_c'}A_g}} \qquad \textbf{(5.7)}$$

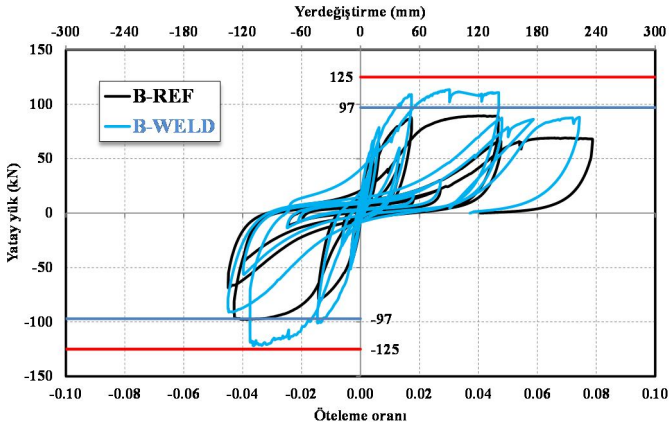
Çizelge 5.2 : Numunelerin yatay yük kapasiteleri ve karşı gelen temel gerilmeler.

Numuneler	İtme				Çekme			
	F_{deney} (kN)	τ_v (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	F_{deney} (kN)	τ_v (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)
B-REF	89	1.93	1.53	-2.34	-98	2.11	1.74	-2.56
B-WELD	105	2.30	1.93	-2.74	-114	2.44	2.07	-2.89
B-FRP-H	135	4.21	2.41	-3.23	-137	4.20	2.40	-3.22
B-WELD-FRP-L	118	3.57	2.48	-3.30	-123	3.55	2.46	-3.28
B-WELD-FRP-H	139	4.20	2.40	-3.21	-148	4.16	2.36	-3.18

Çizelge 5.2'de yatay yük altında birleşim bölgesindeki kesme (τ_v), asal çekme gerilmeleri (σ_1) ve asal basınç gerilmeleri (σ_2) ile gösterilmiştir. Kesme gerilmesi (τ_v) moment-eğrilik analizi ile elde edilen kiriş boyuna donatılarındaki kuvvetler ve bu donatı kuvvetlerinin birleşim bölgesine aktardığı kesme kuvvetinin birleşim bölgesi etkili kesit alanına bölünmesi ile elde edilmiştir. Asal çekme (σ_1), asal basınç (σ_2) gerilmeleri ise iki eksenli gerilme durumu (kesme (τ_v) ve basınç (σ_N) gerilmeleri) düşünülerek temel mekanik ilkeleri kullanılarak Denklem 5.7 ile hesaplanmıştır. Çizelgede numunelerin ortalama yatay yük kapasiteleri ve bu yüklere karşı gelen asal gerilmeler verilmiştir. Çizelgeye bakıldığında müdahele edilen ve güçlendirilen numunelerin yatay yük kapasitelerinin referans numunesine (B-REF) göre daha yüksek olduğu görülmektedir. Bu durum referans numunesinde hasarın, kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin altında kalan betonun lokal ezilmesi ve buna bağlı olarak donatılarının sıyrılmasından kaynaklanmaktadır. B-WELD numunesinde kolon-kiriş birleşim bölgesinin dayanımını kaybetmesi birleşim bölgesinin diyagonal çekme gerilmelerinin betonun diyagonal çekme dayanımını aşması ile kesme kapasitesine ulaşmasından dolayı olmakta ve kesme kuvvetini sadece beton karşılamaktadır. Birleşim bölgesi LP ile güçlendirilen diğer numunelerde (B-WELD-FRP-L, B-FRP-H ve B-WELD-FRP-H), LP birleşim bölgesinin kesme kapasitesini artırmıştır. Bu nedenle göçme kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşması ile sınırlanmıştır.

5.7 Numunelerin Performanslarının Karşılaştırması

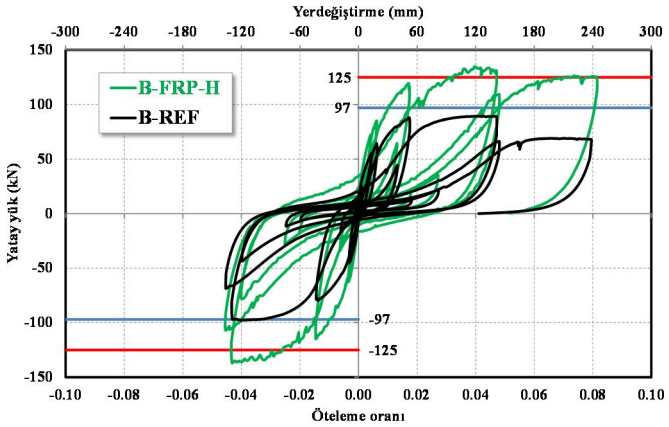
Güçlendirilen numuneler hem referans numunesi (B-REF) ile hem de kendi içlerinde karşılaştırılmıştır. Numunelerin referans numunesi ile karşılaştırılmasında kaynağın etkisi, LP'nin etkisi, kaynak ile 3 kat LP ve 6 kat LP'nin etkisi araştırılmıştır. B-WELD numunesinin yatay yük kapasitesi referans numunesine (B-REF) göre önemli ölçüde artış göstermiştir. Bu artış kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması ve kaynak için donatıların açığa çıkarılması amacı ile dökülen betonun yerine dayanımı yüksek tamir harcı ile değiştirilmesiyle gerçekleşmiştir. Yatay yükte önemli bir artış (kapasite artışı itmede %35 - çekmede %38) sağlanmasına karşılık kirişin eğilme kapasitesine ulaşılamamıştır. Bunun sebebi birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşmasıdır. Şekil 5.42'de görüldüğü gibi B-WELD numunesinin göçmesi özellikle çekmede daha gevrektir (Yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkisinin düşen kolonun eğimi daha diktir). EK C'de verilen birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmelerine bakıldığında B-WELD numunesindeki kesme şekildeğiştirmeleri B-REF numunesine göre daha çok olduğu görülmektedir. Bu iki durum B-WELD numunesinin dayanım kaybına uğramasında birleşim bölgesinin kesme dayanımına ulaşmasının önemli rol oynadığını göstermektedir.



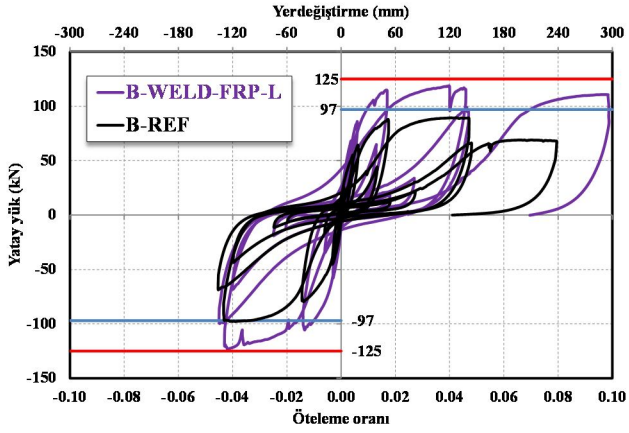
Şekil 5.42 : B-REF ve B-WELD numunelerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.43'de referans numunesi (B-REF) ile birleşim bölgesi altı kat LP ile güçlendirilen numune (B-FRP-H) karşılaştırılmıştır. Görüldüğü gibi sadece altı kat LP ile güçlendirilen numunenin referans numunesine göre yatay yük kapasitesi artmış, öteleme oranı açısından çok değişiklik olmamıştır (kapasite artışı itmede %47, çekmede %38). Aynı şekilde kaynak uygulaması ile birlikte üç kat ve altı kat LP ile

güçlendirilen numuneler de referans numunesine göre yatay yük kapasiteleri artmış, öteleme oranları açısından çok değişiklik olmamıştır (kapasite artışı B-WELD-FRP-L numunesinde itmede %33, çekmede %23, B-WELD-FRP-H numunesinin dayanımı itmede %56, çekmede %51 referans numunesine göre artmıştır). B-WELD-FRP-H numunesi yanal yük kapasitesi ve öteleme oranı en yüksek olması beklenen numunedir. Fakat bu numunede A-B çerçevesi kirişi üzerinde kesme çatlağı oluşmuştur. Bu oluşan kesme hasarına rağmen numunede %4.6 öteleme oranına kadar dayanım kaybı olmamış ve hedeflenen yanal yüke ulaşılmıştır. Göçme kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşması şeklinde olmuştur. İlerleyen çevrimlerde bu kesme hasarından dolayı numunenin yanal yük kapasitesinde azalma olmuştur (Şekil 5.46 ve 47).



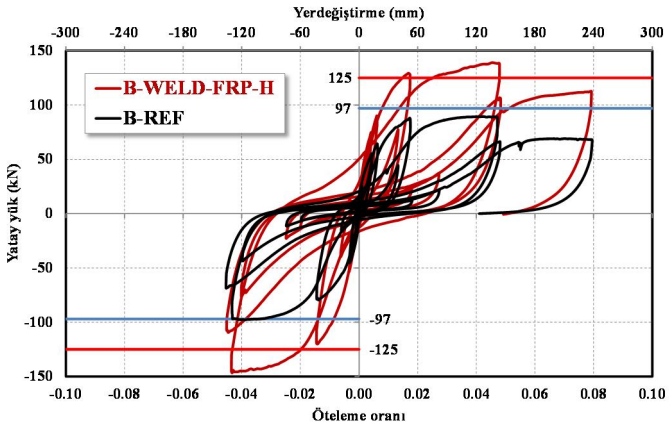
Şekil 5.43 : B-REF ve B-FRP-H numunelerinin karşılaştırılması.



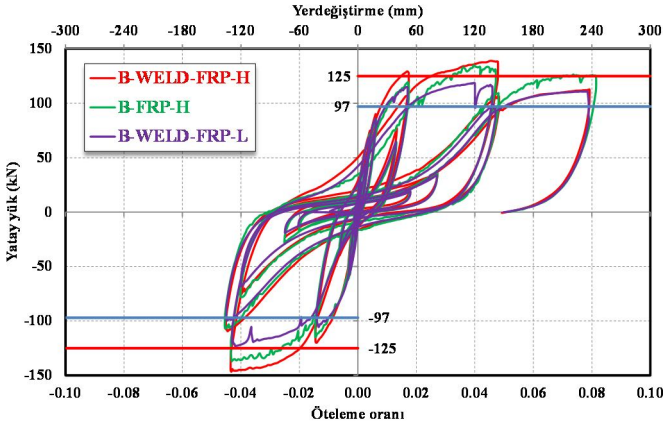
Şekil 5.44 : B-REF ve B-WELD-FRP-L numunelerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.47'de bütün numunelerin karşılaştırması verilmiştir. Genel olarak bakıldığında referans numunesinde gönye altındaki betonun ezilmesine bağlı olarak donatıların

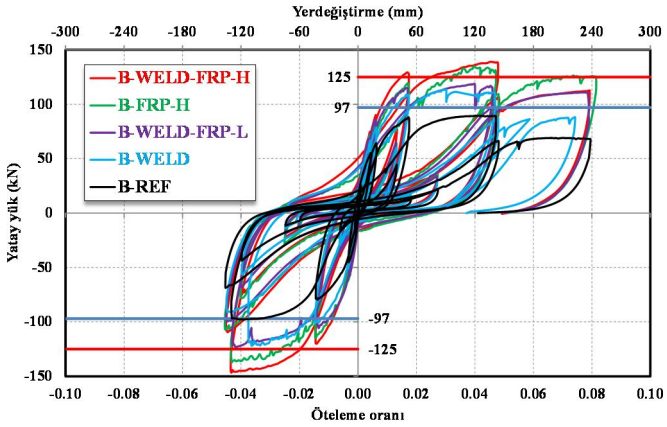
sıyrılmasıyla birleşim bölgesi kesme kapasitesine ulaşamamıştır. Kaynak uygulaması yapılan numunede (B-WELD) donatıların sıyrılmasının sınırlandırılmasıyla dayanımda oldukça artış olmuş ve göçme birleşim bölgesini kesme kapasitesine ulaşması şeklinde olmuştur. Fakat yapılan bu müdahele kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşması için yeterli olmamıştır. Kaynak ile LP veya sadece LP güçlendirmesi yapılan numunelerde, LP'nin birleşim bölgesinin kesme dayanımını artırmasına bağlı olarak numunelerin referans numunesine göre dayanımları oldukça artmış, öteleme oranı açısından çok değişmemiştir. Bu numunelerde göçme kirişlerin eğilme kapasitesine erişilmesi ile taşıma gücüne ulaşılmıştır. B-FRP-H, B-WELD-FRP-H ve B-WELD-FRP-L numuneleri kendi içlerinde karşılaştırıldığında B-FRP-H ve B-WELD-FRP-H numunelerinde %4.6 öteleme oranına kadar yanal yük kapasiteleri ve öteleme oranları açısından çok fark olmadığı, B-WELD-FRP-L numunesinin ise yanal yük kapasiteleri ve öteleme oranları açısından biraz düşük kaldığı görülmektedir. Bunun nedeni birleşim bölgesine sarılan LP'nin üç kat olması ve buna bağlı olarak LP'nin lif doğrultusunda yırtılarak betondan ayrılması söylenebilir. Bu sonuçlara göre güçlendirme olarak kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması sıyrılmayı sınırlamakta, yanal yük kapasitesini ve öteleme oranını artırmakta fakat kirişleri eğilme kapasitesine ulaştıramamaktadır. Öte yandan birleşim bölgesi yeteri kadar LP ile sarıldığında (birleşim bölgesine gelen kesme kuvvetini karşılayacak kadar-6 kat LP) hem donatılardaki sıyrılma sınırlandırılmış hem de kirişler eğilme kapasitelerine ulaşmıştır (Şekil 5.46 ve 47).



Şekil 5.45 : B-REF ve B-WELD-FRP-H numunelerinin karşılaştırılması.



Şekil 5.46 : B-FRP-H, B-WELD-FRP-H ve B-WELD-FRP-L numunelerinin karşılaştırılması.

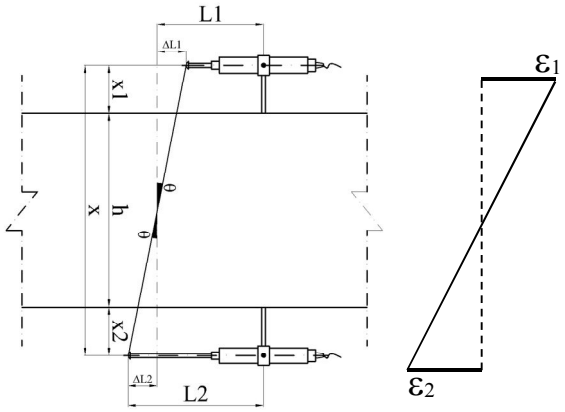


Şekil 5.47 : Bütün numunelerin karşılaştırılması.

5.7.1 Moment-Dönme İlişkileri

Moment dönme ilişkileri A, B, C ve D birleşimlerinde kolonlarda iki bölgeden kirişlerde ise üç bölgeden ölçülmüştür. Kirişlerden 25 mm'den, 250 mm'den, 500 mm'den, kolonlardan 250 mm'den ölçüm alınmıştır (Şekil 4.31). Numunelerde ölçüm alınması istenilen yerlere yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerden alınan veriler ile bu kesitlerdeki o uzunluklardaki ortalama şekildeğiştirme ve dönme değerleri hesaplanmıştır. Farklı kesitlerdeki yatay yükler sonucu oluşan moment değerlerini belirlemek için SAP2000 programı kullanılarak hazırlanmış olan ve numuneyi temsil eden matematik modelde kolon üst uçlarına yatay doğrultuda birim kuvvet uygulanarak, elemanlarda birim kuvvet altında oluşan moment değerleri hesaplanmıştır. Birim yükleme ile bulunan moment oranı ile kolon tepesine uygulanan yatay kuvvet çarpılarak elde edilmiştir. Moment oranı kolonlar için birleşim bölgesinin

altı ve üstü için 0.625, kirişler için birinci bölgede 1.23, ikinci bölgede 0.91 ve üçüncü bölge için 0.72'dir. Ortalama şekildeğiştirmeler, yerdeğiştirmeölçerden alınan değerin ölçüm boyuna bölünmesiyle bulunmaktadır. Kesitlerdeki ortalama dönme, iki yerdeğiştirmeölçerden okunan değerlerin farkının ölçüm yapılan yerdeğiştirmeölçerler arası mesafeye bölünmesi ile elde edilir (Şekil 5.48). Kesitteki eğrilik ise iki yerdeğiştirmeölçerden hesaplanan şekildeğiştirme değerlerinin yerdeğiştirmeölçerler arası mesafeye bölünmesiyle elde edilir. Her numunede toplam yirmi kesitte bu değerler hesaplanmıştır. Yapılan hesaplar için, Şekil 5.48 ve Denklem (5.8), (5.9), (5.10) ve (5.11)'e bakılmalıdır. Bu denklemde ε_1 ve ε_2 şekildeğiştirmeleri, θ dönmeyi ve χ da eğriliği göstermektedir.



Şekil 5.48 : Şekildeğiştirme, dönme ve eğilme hesabı.

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta_{L1}}{L_1} \tag{5.8}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\Delta_{L2}}{L_2} \tag{5.9}$$

$$\theta = \frac{\Delta_{L1} - \Delta_{L2}}{x} \text{(radyan)} \tag{5.10}$$

$$\chi = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{x} \text{(1/m)} \tag{5.11}$$

Her bir kolon için birleşim bölgesinin altındaki ve üstündeki kolonlardan, birleşim bölgesinden 250 mm mesafeden iki adet moment-dönme ilişkisi elde edilmiştir. Bunun için A birleşimindeki kolonda üst kolon için AA1, AA3 ve alt kolon için AA2, AA4, B birleşimindeki kolonda üst kolon için BB1, BB3 ve alt kolon için BB2, BB4, C

birleşimindeki kolonda üst kolon için CC1, CC3 ve alt kolon için CC2, CC4, D birleşimindeki kolonda üst kolon için DD1, DD3 ve alt kolon için DD2, DD4 kanalları kullanılmıştır. Ölçüm boyları Şekil 4.31'de verilmiştir. Kirişler için üç bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri, üst ve alt kolonlar için elde edilen moment-dönme ilişkileri EK A' da verilmiştir. EK A'daki moment-dönme ilişkilerine bakıldığında kirişlerde dönmenin büyük olduğu bölge B-REF ve B-WELD numunelerinde 1. bölgedir. Moment-Dönme birinci bölgede kirişin birleşim bölgesi ile birleştiği bölgede kolon yüzeyinden 25 mm'lik uzunlukta alınmıştır. Yerdeğiştirmeölçerin ucu kolon yüzeyine temas ettirilmiştir. Ayrıca 1. bölgedeki yerdeğiştirme ölçümlerine kiriş kesitinin dönmesi dışında birleşim bölgesi içinde kalan kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasından kaynaklanan yerdeğiştirmeler de dahil olmuştur. Bu bölgedeki dönmenin kirişin diğer bölgelerine göre çok büyük olması, buradaki momentin en büyük olmasından ve donatılardaki sıyrılmadan gelen yerdeğiştirme etkilerinden kaynaklanmaktadır. LP ile güçlendirilen numunelerde ölçülen moment-dönme ilişkisi kirişler üzerinde 1. ve 2. bölgede daha büyüktür.

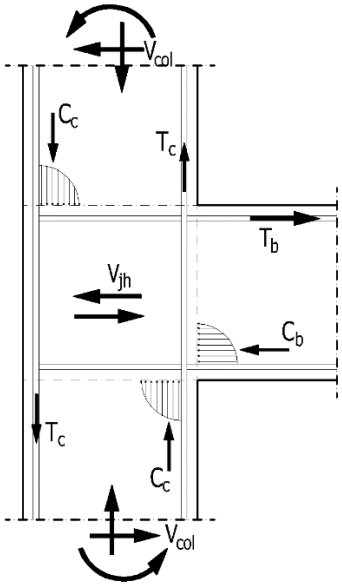
Moment-dönme ilişkileri deney sonuçlarının yorumlanmasında yol gösterici olmuştur. Özellikle birleşim bölgesinin kesme kapasitesine erişilmesi ile dayanımına ulaşan B-WELD numunesinde 1., 2. ve 3. bölgelerde elastik ötesi bir deformasyon gözlemlenmemiştir. EK A'da B-WELD numunesi için verilen moment-dönme grafiklerine bakıldığında B birleşiminde dönmenin 1. bölgede %2, 2. bölgede %0.7 ve 3. bölgede dönmenin %0.2 olduğu görülmektedir. B-REF numunesinde 2. ve 3. bölgelerde hasar gözlemlenmemiştir (Şekil 5.24-25). Birinci bölgede daha çok kiriş alt ve üst donatılarının sıyrılmasından kaynaklanan bir hasar gözlemlenmiştir (yaklaşık dönmeler 1. bölgede %5, 2.bölgede %0.9 ve 3. Bölgede %0.1'dir). Kiriş eğilme kapasitelerine ulaşan B-FRP-H, BWELD-FRP-L ve B-WELD-FRP-H numunelerinde özellikle 1. ve 2. bölgelerde elastik ötesi deformasyonlar gözlemlenmiştir ((Şekil 30-31-33-34-36-37), (numunelerde 1. ve 2. bölgede dönme yaklaşık %3 ve 3. bölgede %0.2'dir)). Çatlakların kirişler üzerinde özellikle plastik şekildeğiştirme bölgesinde yoğunlaştığı (1. bölge) ve genişliklerin büyüdüğü gözlenmiştir. B-WELD-FRP-H numunesinde çatlaklar kirişler üzerine yayılmıştır.

5.7.2 Donatı Şekildeğiştirme Ölçümleri

Donatı şekildeğiştirmeölçerler numune hazırlanırken beton dökülmeden önce donatı yüzeyine yapıştırılmıştır (Şekil 4.5). Şekildeğiştirmeölçerler A ve D birleşimlerindeki kiriş ve kolon boyuna donatılarına yapıştırılmıştır. Kiriş ve kolon boyuna donatılarına sırası ile bir birleşim için dokuzar ve onikişer adet şekildeğiştirmeölçer yerleştirilmiştir (Şekil 4.30). Kiriş üst boyuna donatısına yerleştirilen şekildeğiştirmeölçerler birtanesi birleşim bölgesinin 50 mm dışına (kolon yüzeyinden), ikitanesi gönyeye, kalan dört tanesi donatının üzerine yerleştirilmiştir. Kiriş alt boyuna donatısına iki adet yerleştirilmiş, yine bunlardan birtanesi birleşim bölgesinin 50 mm dışına (kolon yüzeyinden) yerleştirilmiştir (Şekil 4.30). EK B'de şekildeğiştirmeölçerler tarafından elde edilen verilerden yararlanılarak çizilen şekildeğiştirme-öteleme oranı ilişkileri grafikleri ve şekildeğiştirmeölçerlerin isimleri verilmiştir. Bazı şekildeğiştirmeölçerler deney sırasında çalışmamıştır. Grafikler numune isimlerine göre ayrılmıştır. Ayrıca her grafiğin üzerine ölçüm alınan yerin ismi yazılmıştır. Şekildeğiştirmeölçerlerde elastik sınırlar içinde ölçümler alınabilmiştir.

5.7.3 Birleşim Bölgesi Kesme Şekildeğiştirmeleri

Betonarme yapılarda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışı iç kuvvet dağılımını ve yatay yükler altında yerdeğiştirmeyi büyük ölçüde etkiler. Çünkü eksenel yük, kesme kuvveti ve eğilme momenti birleşim bölgesi yardımıyla yapı elemanlarına iletilir. Birleşim bölgelerinde yatay yükler altında oluşan kesme şekildeğiştirmeleri, kirişlerdeki eksenel yük ve kesme şekildeğiştirmelerine göre daha büyüktür. Bu nedenle kirişlerdeki eksenel yük ve kesme şekildeğiştirmeleri genelde hesaplarda ihmal edilir (Shi ve diğ., 2012). Kolon-kiriş birleşim bölgesinin davranışını belirleyen moment ve kesme şekildeğiştirmesi ilişkisidir. Kolon-kiriş birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmelerini ölçmek için altı adet yerdeğiştirmeölçer kullanılmıştır (Şekil 4.29a-b). Yatay yük altında birleşim bölgesine etki eden iç kuvvetler Şekil 5.49'da gösterilmiştir.

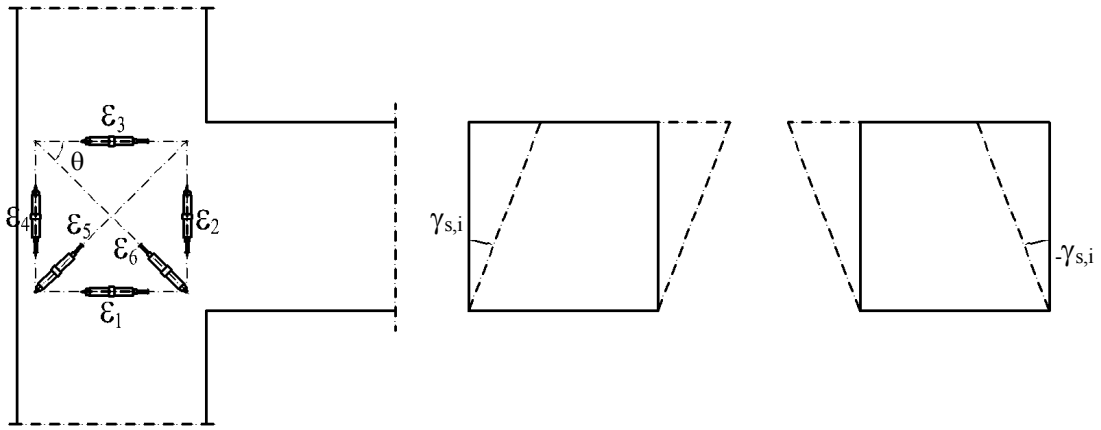


Şekil 5.49 : Birleşim bölgesinde oluşan iç kuvvetler.

Birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi Denklem (5.12) ile hesaplanır.

$$\gamma_{s,i} = \frac{\varepsilon_\theta - \varepsilon_x \cos^2\theta - \varepsilon_z \sin^2\theta}{\sin\theta \cos\theta} \qquad \textbf{(5.12)}$$

$\gamma_{s,i}$ birleşim bölgesi kesme şekildeğiştirmesi, ε_x ve ε_z yatay ve düşey yöndeki şekildeğiştirme, ε_θ diagonal yöndeki şekildeğiştirmedir. Birleşim bölgesinin kesme şekildeğiştirmesi ölçümü Şekil 5.50'de gösterilmiştir.



Şekil 5.50 : Birleşim bölgesininde kesme şekildeğiştirmesi ölçümü.

$$\gamma_{s,1} = \frac{\varepsilon_6 - \varepsilon_1 \cos^2\theta - \varepsilon_4 \sin^2\theta}{-\sin\theta\cos\theta} \quad \textbf{(5.13a)}$$

$$\gamma_{s,2} = \frac{\varepsilon_5 - \varepsilon_1 \cos^2\theta - \varepsilon_2 \sin^2\theta}{\sin\theta\cos\theta} \quad \textbf{(5.13b)}$$

$$\gamma_{s,3} = \frac{\varepsilon_5 - \varepsilon_3 \cos^2\theta - \varepsilon_4 \sin^2\theta}{\sin\theta\cos\theta} \quad \textbf{(5.13c)}$$

$$\gamma_{s,4} = \frac{\varepsilon_6 - \varepsilon_3 \cos^2\theta - \varepsilon_2 \sin^2\theta}{-\sin\theta\cos\theta} \quad \textbf{(5.13d)}$$

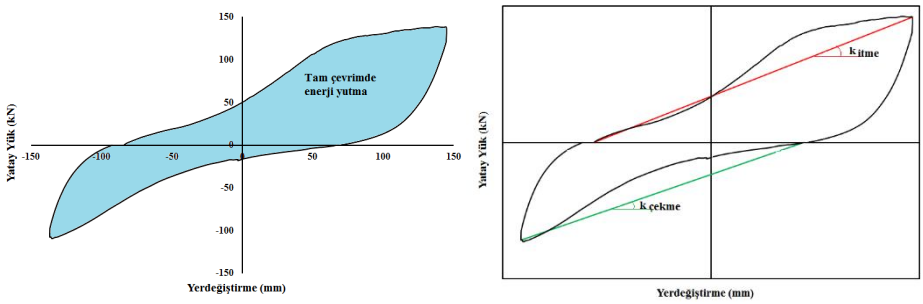
$$\varepsilon_i = \frac{\Delta L_i}{L_i} \quad \textbf{(5.13e)}$$

ΔL_i ölçüm boyundaki değişimi, L_i başlangıçtaki ölçüm boyunu (rotlar arasındaki deney öncesi şekildeğiştirmemiş ölçüm) ve ε_i şekildeğiştirmeyi göstermektedir. Sonuç olarak birleşim bölgesindeki toplam kesme şekildeğiştirmesi $\gamma_{s,i}$ Denklem (5.12) ile hesaplanır. Birleşim bölgesindeki kesme şekildeğiştirmesi dört farklı şekilde bulunabilir. Bunlar Denklem (5.13a-5.13d) ile ifade edilir. Denklemler ile bulunan bu kesme şekildeğiştirmelerin ortalaması birleşim bölgesindeki toplam kesme şekildeğiştirmesini verir. Numunelerinin birleşim bölgesindeki yük-kesme şekildeğiştirmesi grafiklerine bakıldığında hasar oranına bağlı olarak şekildeğiştirmelerin arttığı, güçlendirilmiş numunelerde şekildeğiştirmelerin referans numuneye göre daha sınırlı kaldığı gözlenmiştir (B-REF ve B-WELD numunelerinde kesme şekildeğiştirmesi %4 civarında iken LP ile güçlendirilmiş numunelerde %1.5 civarındadır). Birleşim bölgesine ait yük- kesme şekildeğiştirmesi grafikleri EK C'de verilmiştir.

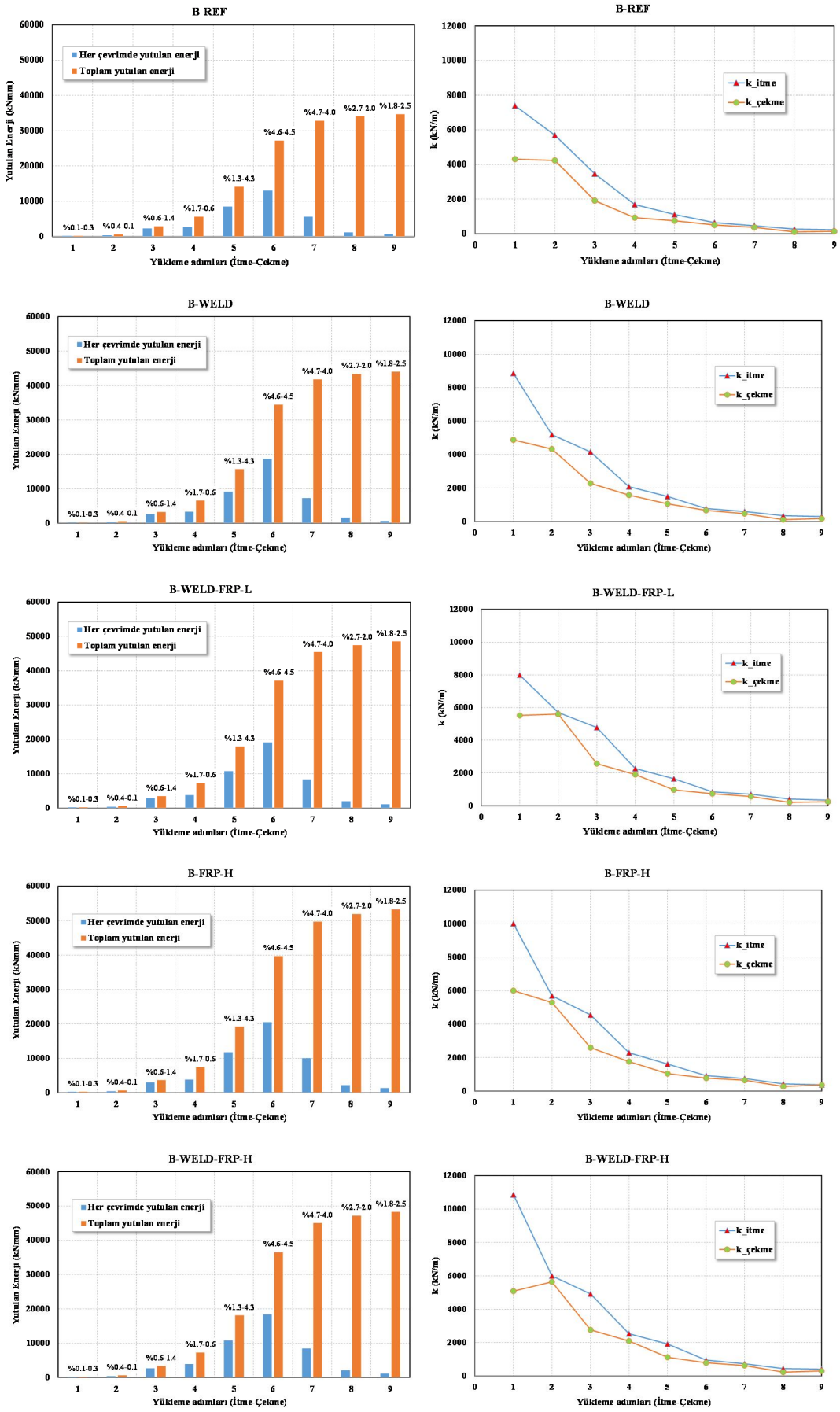
5.7.4 Enerji Yutma ve Rijitlik Değişimi

Numunelerin başlangıç rijitlik değerleri ile deney süresince farklı öteleme oranlarında oluşan yatay rijitlik değerleri deney sonucunda elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri kullanılarak hesaplanmıştır. Yön değiştiren statik yatay yük altındaki deneylerde rijitlikler (k) itme ve çekme yönleri için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Her çevrimde itme ve çekme yönlerindeki en büyük yerdeğiştirmelere karşılık gelen kuvvet noktalarını birleştiren doğrunun eğimi hesaplanarak elde edilmiştir (Şekil

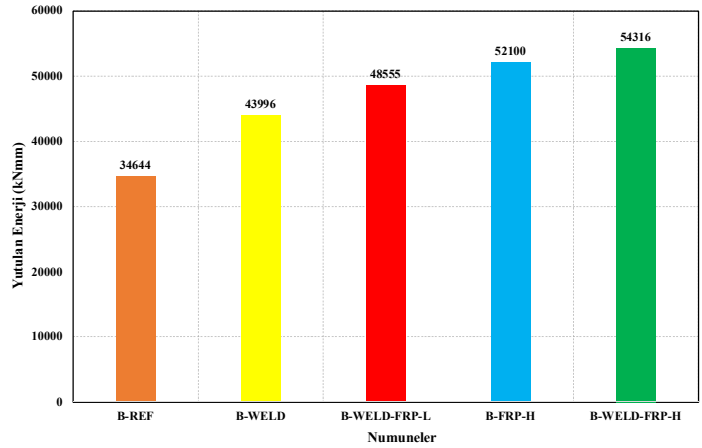
5.51). Enerji yutma her çevrimde yatay kuvvet-yerdeğiştirme grafiklerinin kapalı zarf içindeki alanları hesaplanarak bulunmuştur (Şekil 5.51). Enerji yutma kuvvet ile deplasman eğrilerinin sınırladığı kapalı alan, elemanın tükettiği plastik deformasyon enerji değeridir (Chopra, 1994). Her bir çevrmdeki(itme-çekme) toplam enerji yutma, itme ve çekme için rijitlik değişim grafikleri Şekil 5.52'de, numunelerin bütün çevrimlerdeki toplam enerji yutma karşılaştırma grafikleri Şekil 5.53'de verilmiştir. Ayrıca EK D'de bütün çevrimler için enerji yutma ve rijitlik değişim grafikleri verilmiştir.



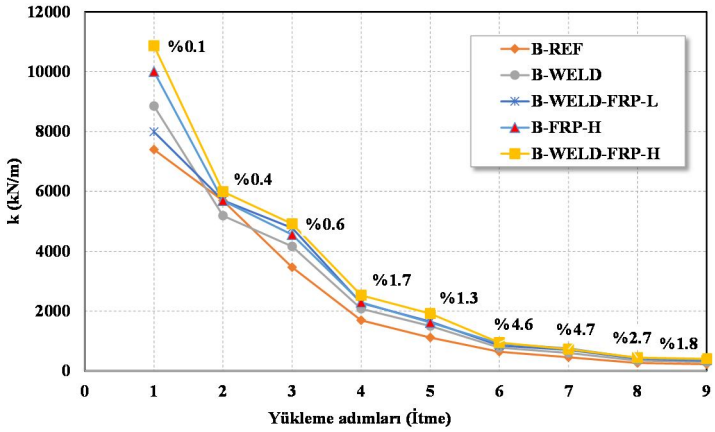
Şekil 5.51 : Statik deneylerde enerji yutma ve yatay rijitlik tanımı.



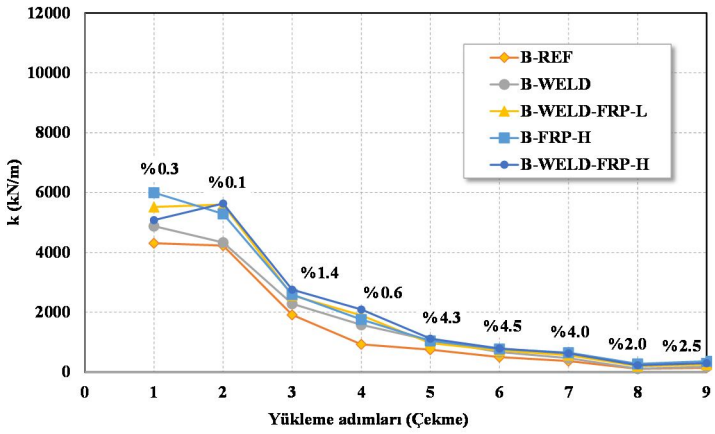
Şekil 5.52 : Numunelerin enerji yutma ve rijitlik değişim grafikleri.



a)



b)



c)

Şekil 5.53 : Numunelerin bütün öteleme oranlarındaki toplam a) enerji yutma, b) ve c) rijitlik değişim grafikleri (İtme-Çekme).

Bütün numunelerde en büyük yatay yük ve yerdeğiştirme 6. Çevrimde (öteleme oranı %4.6 itme, %4.5 çekme) oluşmuştur. Bu çevrimden sonra yatay yük ve enerji yutma numunelerde oluşan hasarların artması ile düşmeye başlamıştır. Başlangıç rijitliğinden

sonra her çevrimde numunelerde çatlaklar oluşmaya başlamıştır. Bu nedenle rijitlik de oluşan çatlaklara parelel olarak azalmıştır. 2. çevrimde B-REF numunesindeki bütün birleşim bölgelerinde diyagonal kesme çatlağı oluştuğu için rijitlikte ani düşme olmuştur. Diğer numunelerde 3. çevrimden sonra çatlaklar artmıştır ve rijitlte ani düşmeler olmuştur. Bütün numunelerde başlangıç ile deney sonu arasında yaklaşık %95 rijitlik kaybı olmuştur. Her çevrimdeki enerji yutma ve rijitlik değişim değerleri sayısal olarak Çizelge 5.2 ve 5.3'de verilmiştir.

Çizelge 5.2 : Numunelerin rijitlik değişimlerinin karşılaştırılması.

Numuneler	Rijitlik (k) Değişimi (kN/m)				
	1. çevrim İtme-Çekme	6. çevrim İtme-Çekme	7. çevrim İtme-Çekme	8. Çevrim İtme-Çekme	9.Çevrim İtme-Çekme
	%0.1 - %0.3	%4.6 - %-4.5	%4.7 - %-4.0	%2.7 - %-2.0	%1.8 - %-2.5
B-REF	7395-4310	640-505	460-370	270-110	230-145
B-WELD	8850-4880	780-670	600-470	350-115	300-180
B-FRP-H	10000-6000	920-775	750-650	430-275	375-365
B-WELD-FRP-L	7990-5520	850-730	705-565	410-205	340-250
B-WELD-FRP-H	10860-5080	950-790	730-630	445-230	408-301

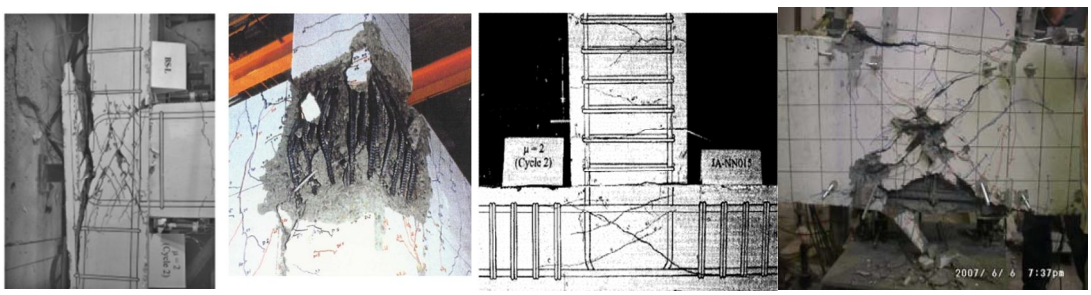
Çizelge 5.3 : Numunelerin enerji tüketimlerin karşılaştırılması.

Numuneler	Enerji Tüketimleri (kNmm)			
	6. Çevrim İtme-Çekme	7. Çevrim İtme-Çekme	8. Çevrim İtme-Çekme	Genel Toplam
	%4.6 - %-4.5	%4.7 - %-4.0	%2.7 - %-2.0	
B-REF	13072	5617	1202	34645
B-WELD	18725	7317	1598	44106
B-FRP-H	19380	10008	2183	52100
B-WELD-FRP-L	19155	8351	1972	48555
B-WELD-FRP-H	22500	10140	2128	54316

6. ANALİTİK ÇALIŞMA

6.1 Giriş

Kolon-kiriş birleşim bölgeleri için literatürde altı farklı göçme tipi tanımlanmıştır. Bunlar J tipi göçme; birleşim bölgesinin kesme dayanımına ulaşması (Şekil 6.1a), AJ tipi göçme; birleşim bölgesinde kolon boyuna donatılarının burkulması ve buna bağlı olarak birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması (Şekil 6.1b), BJ tipi göçme; kiriş boyuna donatıları akmaya başladığında birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması (Şekil 6.1c), CJ tipi göçme; kolon boyuna donatıları akmaya başladığında birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması, BCJ tipi göçme; BJ ve CJ tipi göçmelerin birleşimidir. SJ tipi göçme; kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesindeki gönye altındaki betonun ezilmesi ve buna bağlı olarak donatıların sıyrılması şeklindedir (Şekil 6.1d). Büyük deformasyonlarda kolon-kiriş birleşim bölgesinde birleşim bölgesinin kesme kapasitesi azalır ve bu dayanım kaybı davranışı domine eder. Eğer birleşim bölgesinin kapasitesi birleşim bölgesine saplanan kiriş ve kolonun kapasitesinden büyük ise B tipi (kirişin göçmesi) ve C tipi (kolonun göçmesi) göçmeler meydana gelir.



a) b) c) d)

Şekil 6.1 : a) J tipi (Kuang ve Wong, 2006), b) AJ tipi (Priestley ve Hart, 1994), c) BJ tipi (Wong, 2005) ve d) SJ tipi göçme (Bedirhanoglu, 2009).

Kolon-kiriş birleşim bölgeleri LP ile güçlendirilen numunelerde genel olarak amaç göçmeyi birleşim bölgesinden uzaklaştırarak kirişin eğilme kapasitesine ulaşmasını

sağlamaktır. LP ile güçlendirilen birleşimlerde ise genel olarak üç göçme türü tanımlanmıştır. FD tipi göçmelerde (Şekil 6.2a) LP beton yüzeyinden ayrılmıştır. FR tipi göçmede (Şekil 6.2b) ise LP yırtılmıştır. Birleşimde kesme dayanımının yeterince arttırılması durumunda ise taşıma gücüne kiriş veya kolonun eğilme yada kesme kapasitesine erişmesi ile ulaşılmıştır. Bu tez kapsamında SJ tipi, J tipi ve B tipi göçme tipleri dikkate alınarak analizler yapılmış ve analiz bulguları deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır.



a) (b)

Şekil 6.2 : a) FD tipi (Engindeniz, 2008) and b) FR tipi göçme (Sezen, 2012).

Kolon-kiriş birleşim bölgelerinin sismik etkiler altındaki dayanımlarını ve davranışlarını göçme modları ile uyumlu olarak belirleyebilmek amacıyla bir çok araştırmacı tarafından analitik, ampirik ve yarı ampirik bir çok model geliştirilmiştir (Tsonos (2007), Hwang ve Lee (1999), Ortiz (1993), Vollum (1998), Zhang ve Jirsa (1982), Sarsam ve Phipps (1985), Bakır ve Boduroğlu (2002), Bedirhanoğlu ve diğ. (2009), Scott ve diğ. (1994)). Geliştirilen modellerin her biri birleşim bölgesi dayanımını hesaplarken farklı yaklaşımlar göstermektedir. Bu yaklaşımların en yaygınları birleşim bölgesi göçmesinin betonun asal çekme dayanımına ulaşmasıyla oluştuğu kabul edilen yaklaşım (Priestley, 1997, Kim ve LaFave, 2007) ve birleşim bölgesinin beton basınç bloğunun ezilmesiyle dayanımına ulaştığını kabul eden ((Zhang ve Jirsa, 1992), Scott ve diğ., 1994)) yaklaşımdır. Mevcut modellerde birleşim bölgesinin deformasyon özellikleri ise genellikle deneylerden elde edilen ampirik bağıntılar ve/veya değerler ile belirlenmektedir (Hassan, 2011, Park ve Mosallam, 2012).

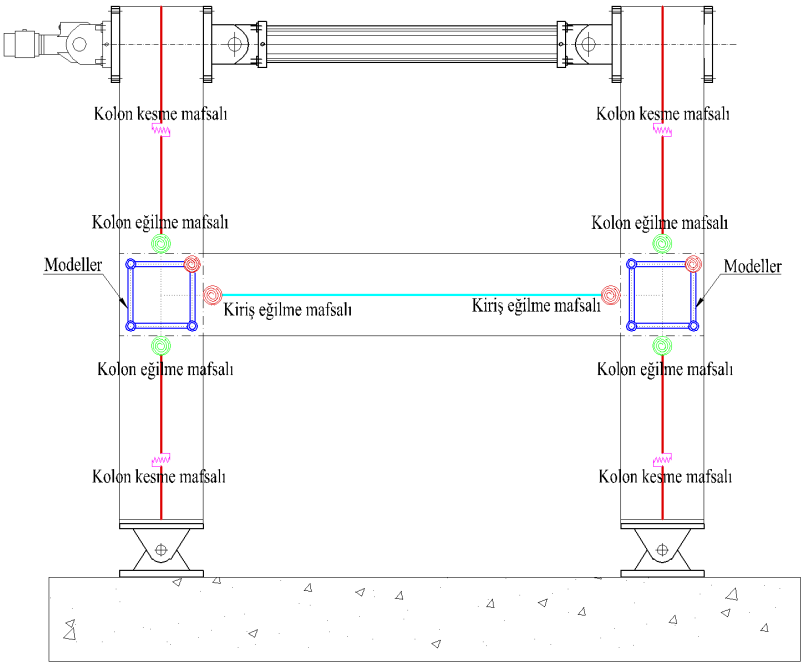
Bu çalışmada deneylerde elde edilen gözlemlerle uyumlu olarak numuneler göçme modlarına göre sınıflandırılmıştır. Göçmeler B-REF numunesinde birleşim bölgesinde gönye altındaki betonun ezilmesi ve buna bağlı olarak donatılarının sıyrılması (SJ), B-WELD numunesinde birleşim bölgesi kesme dayanımına ulaşılması (J), B-FRP-H, B-

WELD-FRP-L, B-WELD-FRP-H numunelerinde kirişlerin eğilme (B) kapasitelerine ulaşması şeklinde olmuştur. Bu sonuçlara göre LP ile güçlendirilmemiş numuneler (B-REF, B-WELD) ASCE 41-06 (2006), ACI 369 (2011), Eurocode-8 (2004), DBYBHY (2007) yönetmeliklerinin önerdiği birleşim bölgesi dayanım formülleri ve/veya deformasyon modelleri ile karşılaştırılmıştır.

SJ tipi göçme için Bedirhanoğlu (2009) tarafından önerilen yaklaşım kullanılarak göçme moduyla uyumlu bir model geliştirilmiştir. Bu model oluşturulan bir matris ile genişletilmiş ve yarı ampirik bir bağıntı haline getirilmiştir. J tipi göçme için ise literatürden bu göçme modu ile dayanımına ulaşmış 28 farklı deney sonucu kullanılmıştır. Bu numunelerde güçlendirme yapılmamıştır. Bu numunelere J tipi göçmeye sahip Bedirhanoğlu (2009)'un test ettipi JO5 numunesi ve bu tez kapsamındaki B-WELD numuneleri de dahil edilmiştir. Deney sonuçları ile J tipi göçme için önerilen 6 farklı model kullanılarak karşılaştırma yapılmıştır. Bu modellerin deney numunelerinin beton basınç dayanımları 8.2 MPa ile 46 MPa arasında değişmektedir. Bu karşılaştırmadan elde edilen sonuçlar göz önüne alınarak en iyi sonuç veren 4 dayanım modeli ve 2 farklı deformasyon modeli birleştirilmiş ve B-WELD numunesinin deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. SJ tipi göçme için geliştirilen model ise yine aynı deformasyon modelleri ile birleştirilerek B-REF numunesi deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

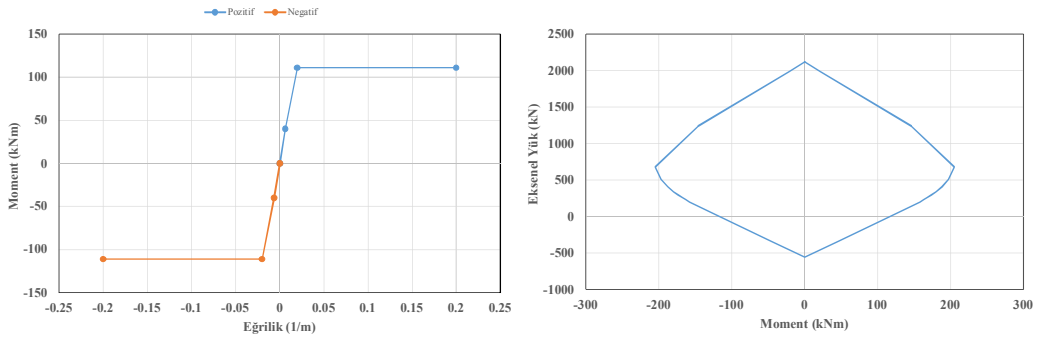
6.2. Çözümleme İçin Kullanılan Model

Deney numunelerinin analitik modeli sonlu elemanlar yöntemi ile oluşturulmştur. Kolon ve kiriş elemanları çubuk elaman yaklaşımı ile modellenmiştir. Döşeme modele dahil edilmemiş olup ağırlığı kirişlere aktarılmıştır. Modelleme PERFORM-3D programı (Perform-3D, 2006) ile yapılmıştır. Doğrusal olmayan davranış, plastik eğilme ve kesme mafsalları ile dikkate alınmıştır. Bu yazılımda oluşturulan matematik modele ait detaylar Şekil 6.3'de verilmiştir.



Şekil 6.3 : Perform-3D programında oluşturulan matematik modele ait detaylar (Altoontash ve diğ., 2003).

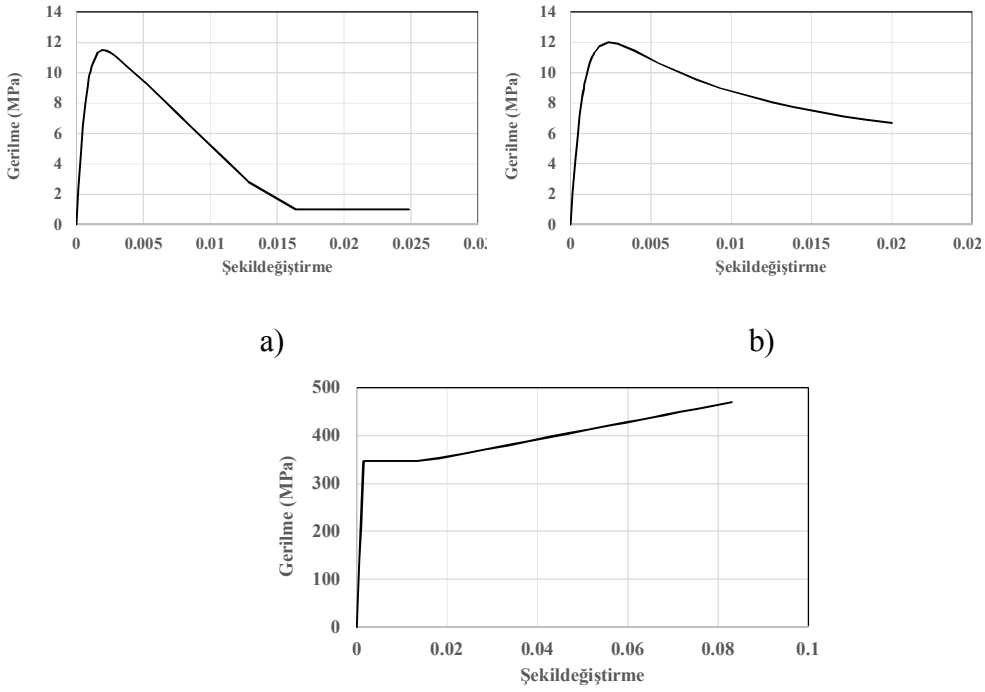
Numunenin temele bağlantısı deneylerde olduğu gibi mafsallı olarak kabul edilmiştir. Kolonların üst uçlarını yükleme doğrultusunda birbirine bağlayan rijit çelik elemanlar, deneylerde kullındığı geometri ve mesnet koşulları ile (mafsallı bağlantı) modele katılmıştır. Kolonlara eğilme mafsalları ve kesme mafsalları atanmıştır. Kolonlara atanan eğilme mafsalları kolon kesitinin kolon üzerindeki eksenel yük dikkate alınarak çizilen moment–eğrilik ilişkisinden elde edilmiştir. Bu ilişkiye ait grafik Şekil 6.4'de verilmiştir.



a) b)

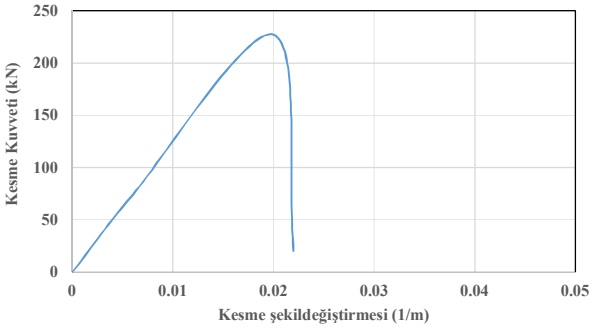
Şekil 6.4 : Kolonlara ait a) moment-eğrilik ve b) normal kuvvet-moment karşılıklı etkileşim ilişkisi.

Moment eğrilik ilişkisi XTRACT yazılımı (XTRACT, 2007) ile elde edilmiştir. Beton modeli olarak sargılı ve sargısız Mander modeli kullanılmıştır (Mander ve diğ. (1988)). Donatı çeliği için ise elastoplastik pekleşmeli donatı modeli kullanılmıştır. Kullanılan sargılı, sargısız beton ve donatı çeliğine ait gerilme şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 6.5'de verilmiştir.



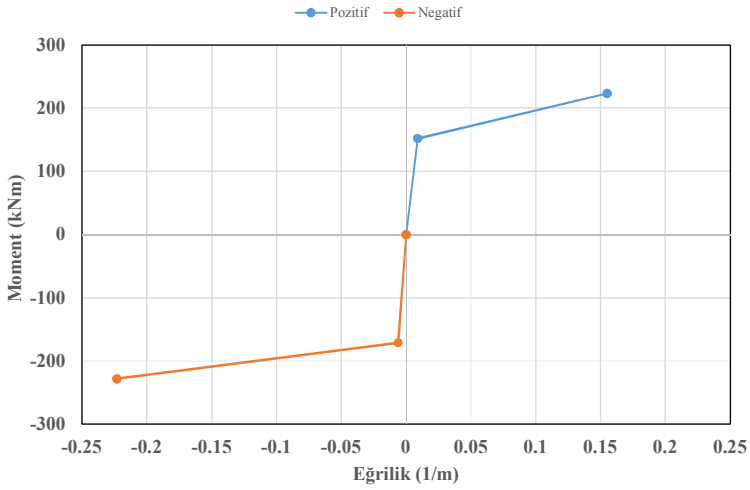
Şekil 6.5 : Modelde kullanılan a) sargısız, b) sargılı beton ve c) donatı çeliğine ait gerilme şekildeğiştirme ilişkileri.

Bu yazılım kolonun kesme kapasitesini ve dayanıma kadar oluşan kesme deformasyonlarını Düzeltilmiş basınç alanı teorisine (Vecchio ve Collins, 1986) göre hesaplamaktadır. Bu teoriden elde edilen kesme kapasitesiteleri TS500 tarafından önerilen formüller ile tekrar hesaplanmış, yakın sonuçlar elde edilmiştir. Kolonlar kesme kapasitelerine ulaştıktan sonra dayanımlarını kaybettiği kabul edilmiş ve bu şekilde kesme mafsalları kolonlara atanmıştır. Atanan kesme kuvveti-kesme şekildeğiştirmesi ilişkisi Şekil 6.6'da verilmiştir.



Şekil 6.6 : Kolonlara atanan kesme mafsalının kesme kuvveti-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

Kirişlere ise yalnızca eğilme mafsalları atanmıştır. Atanan eğilme mafsalı çizilen moment – eğrilik ilişkisinden elde edilmiştir. Bu ilişkiye ait grafik Şekil 6.7 verilmiştir. Moment eğrilik ilişkisi XTRACT yazılımı ile elde edilmiştir. Beton modeli olarak sargılı ve sargısız Mander modeli kullanılmıştır. Donatı çeliği için ise elastoplastik pekleşmeli donatı modeli kullanılmıştır. Kullanılan sargılı, sargısız beton ve donatı çeliğine ait gerilme şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 6.5'de verilmiştir.



Şekil 6.7 : Kirişlere atanan eğilme mafsalına ait moment-eğrilik ilişkisi.

Birleşim bölgelerine ise birleşim bölgesinden aktarılan moment-birleşim bölgesi kesme şekildeğiştirmesi ilişkisini içeren panel eleman mafsalı atanmıştır. Bu mafsal farklı modellerden elde edilen birleşim bölgesi kesme dayanımı ve kesme deformasyonları ilişkileri kullanılarak oluşturulmuştur. Kullanılan modellerde kesme kuvveti ile birleşim bölgesinden aktarılan moment arasındaki ilişki Denklem (6.1) ile Denklem (6.6)'da verilen dönüşüm ile sağlanmıştır.

$$V_j = T_b - V_{kol} \quad \textbf{(6.1)}$$

$$\tau_j = \frac{V_j}{b_j h_j} \quad \textbf{(6.2)}$$

$$T_b = \frac{M_j}{0.85 d_b} \quad \textbf{(6.3)}$$

$$V_{kol} = \frac{M_j}{H} \quad \textbf{(6.4)}$$

$$V_j = \frac{M_j}{0.85 d_b} - \frac{M_j}{H} \quad \textbf{(6.5)}$$

$$M_j = V_j \frac{0.85 d_b H}{H - 0.85 d_b} \quad \textbf{(6.6)}$$

V_j birleşim bölgesinde oluşan kesme kuvveti, τ_j birleşim bölgesindeki kesme gerilmesi, b_j kiriş genişliği, h_j birleşim bölgesinin yüksekliği, V_{kol} kolondaki kesme kuvveti, T_b kiriş çekme donatısındaki kuvvet, M_j birleşim bölgesindeki moment, H kolon yüksekliği (numune yüksekliği), d_b kiriş faydalı yüksekliğini göstermektedir.

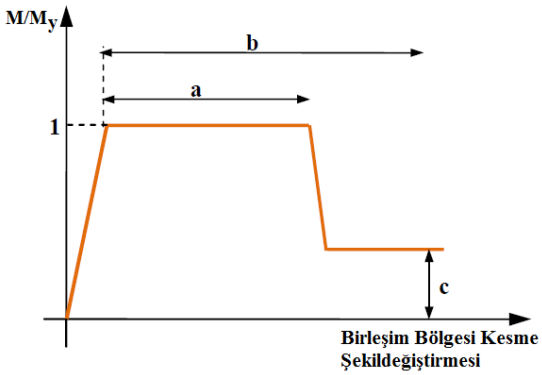
6.3. Yönetmeliklerin Yaklaşımları

6.3.1 ASCE 41-06 (2006) ve ACI 369 (2011) yönetmelikleri

ASCE 41-06 (2006) ve ACI 369 (2011) doğrusal analizlerde birleşim bölgesini rijit kabul etmektedir. Verilen modelde kolon-kiriş birleşim bölgesinin kapasitesi beton basınç dayanımının karekökü ile doğru orantılı tanımlanmıştır. Doğrusal olmayan hesaplarda Şekil 6.8' de verilen deformasyon modeli önerilmektedir. En büyük kesme dayanımındaki şekildeğiştirme açısı parametresi a, göçme seviyesi b, artık dayanım oranı c, Şekil 6.8' de tanımlanmıştır. Birleşim bölgelerine ait bu değerler Çizelge 6.1'de verilmiştir. ASCE 41-06 (2006) ve ACI 369 (2011) tarafından tanımlanan bu model, oluşturulan çözümleme modeli üzerinde birleşim bölgesine moment- birleşim bölgesi kesme şekildeğiştirmesi mafsalı olarak atanmıştır. Kesme kapasite ile birleşim bölgesinden aktarılan moment arasındaki ilişki Denklem (6.1) ile Denklem (6.6) arasından elde edilmiştir. Mafsal modelin dört birleşim bölgesine de atanmıştır. Daha

sonra artımsal itme analizi yapılarak numunenin teorik yük-yerdeğiştirme ilişkisi elde edilmiştir. Birleşim bölgesi kesme dayanımı Denklem (6.7) ile hesaplanmaktadır. Bu denklemde γ katsayısı Çizelge 6.2'den alınacaktır ve betonun kesme dayanımı katsayısıdır. Birleşim bölgesi donatılandırılması ve enine kirişlerin varlığına göre bu katsayı değişmektedir (Şekil 6.9). Deney sonuçları önerilen model ile karşılaştırılmıştır (Şekil 6.11 ve Şekil 6.12).

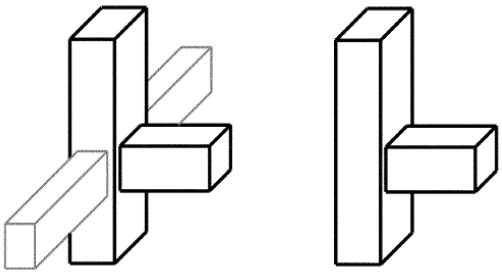
$$V_n = 0.083\gamma\sqrt{f_c'}A_j \quad \text{(MPa)} \tag{6.7}$$



Şekil 6.8 : ASCE 41-06 (2006)'nın önerdiği model ve parametreleri.

Çizelge 6.1 : Model parametre değerleri.

	V/V_n	$P/A_g f_c'$	**a**	**b**	**c**
ASCE 41-06 (Etriye Yok)	Hepsi	≤ 0.1	0.005	0.01	0.2



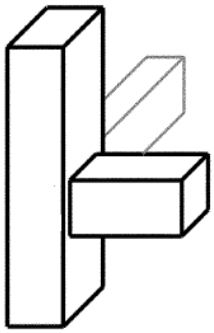
a) b)

Şekil 6.9 : ACI 369'da a) enine kiriş olan ve b) olmayan dış kolon-kiriş birleşim bölgesi.

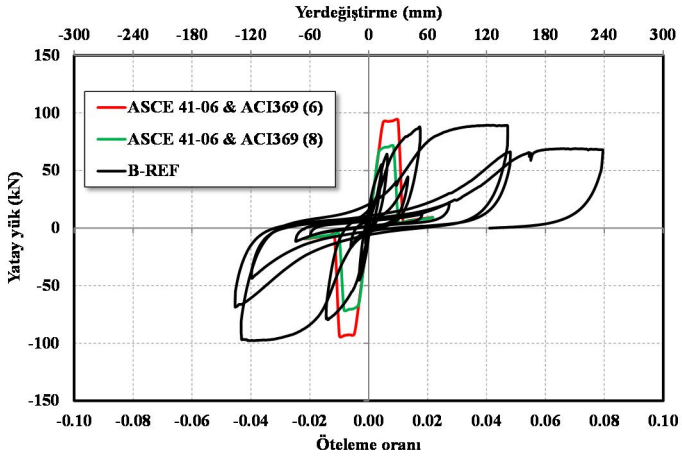
Çizelge 6.2 : γ değerleri.

Etriye	γ değerleri			
	İç kolon-kiriş birleşimi		Dış kolon-kiriş birleşimi	
	Enine Kiriş Var	Enine Kiriş Yok	Enine Kiriş Var	Enine Kiriş Yok
Var	20	15	15	12
Yok	12	10	8	6

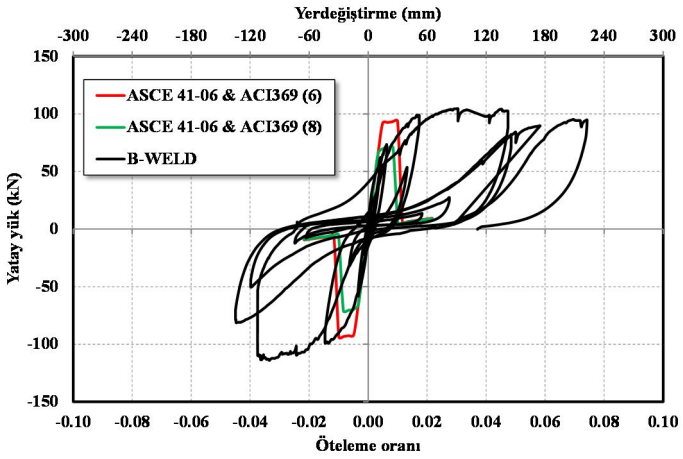
Bu tez kapsamında üretilen ve deneye tabi tutulan köşe kolon-kiriş birleşim numuneleri Çizelge 6.2'de verilen kolon-kiriş birleşim bölgelerine tam olarak uymamaktadır. Deney numunelerinin geometrisi Şekil 6.10'da gösterildiği gibi olduğu için $\gamma = 8$ ve $\gamma = 6$ alınarak iki ayrı ayrı analiz gerçekleştirilmiştir. Bu analizler sonucunda elde edilen yük- yerdeğiştirme ilişkileri B-REF ve B-WELD numunelerinin deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bu sonuçlar Şekil 6.11 ve 6.12'de verilmiştir.



Şekil 6.10 : Deney numunelerinde kolon-kiriş birleşimi ve enine kiriş.



Şekil 6.11 : B-REF numunesi deney sonucu ile ASCE 41-06 (2006) ve ACI (2011) yönetmeliklerinin önerdiği modelin verdiği sonuçların karşılaştırılması.



Şekil 6.12 : B-WELD numunesi deney sonucu ile ASCE 41-06 (2006) ve ACI (2011) yönetmeliklerinin önerdiği modelin verdiği sonuçları karşılaştırılması.

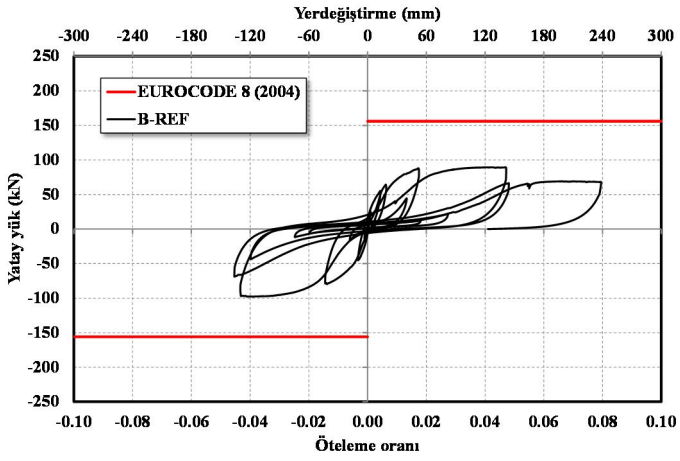
Sonuçlara bakıldığında ASCE 41-06 (2006) yönetmeliğinin önerdiği model ile referans numunesi (B-REF) karşılaştırıldığında (Şekil 6.11) kapasite tahmininde ASCE 41-06 (2006) modelinin dayanım açısından yakın sonuçlar verdiği, deformasyon açısından oldukça güvenli tarafta kaldığı görülmektedir. Fakat B-REF numunesinde göçme modunun gönye altındaki betonun ezilmesi ve buna bağlı olarak kiriş boyuna donatılarının sıyrılması olduğu unutulmamalıdır. Bu model ise birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması ile göçmeye ulaşmaktadır. B-WELD numunesi için ise hem dayanım hem de deformasyon açısından sonuçların oldukça güvenli tarafta kaldığı görülmektedir (Şekil 6.12). Bu numunede göçme, yapılan güçlendirme ile donatıların sıyrılmasının sınırlandırıldığı ve birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması şeklinde olmuştur. Bu yönetmelik ve standartların deformasyonlar açısından oldukça konservatif olan yaklaşmı Park (2012) ve Helal (2012) tarafından da yapılan deneyler ile de doğrulanmıştır.

6.3.2 Eurocode-8 (2004)

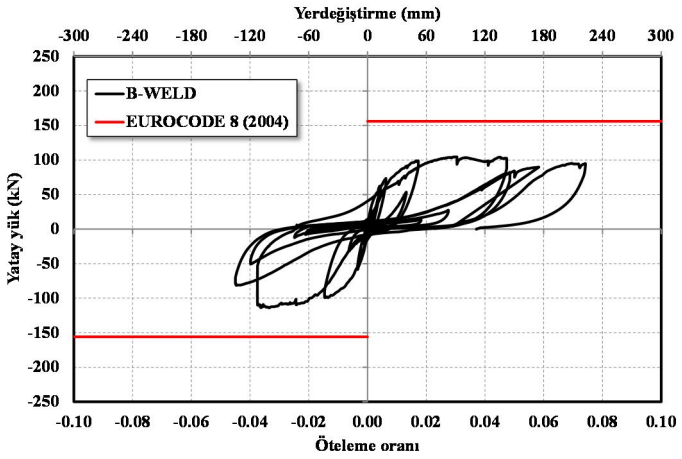
Eurocode-8 (2004)'de mevcut yapıların birleşim bölgelerinin kapsitelerinin ayrı olarak belirlendiği bir bölüm yoktur. Birleşim kapasitelerinin hesabı için yeni betonarme yapıların tasarımlarında kullanılacak denklemlere referans verilmiştir. Bu denklemdeki kesme kapasitesi kolon-kiriş birleşim bölgesinin diyagonal basınç etkileri altında betonun ezilmesine karşılık gelmektedir. Diyagonal çekme etkileri için ise yeni binalar için etriye şartları verilmiştir. Eski binaların için ise bu konuda bir

detay yoktur. Bu yönetmelik kolon-kiriş birleşim bölgesinin kesme dayanımının Denklem (6.8) ile hesaplanmasını önermektedir. Bu denklemde, N eksenel yük, A_g kolon kesit alanı, $f_c^{'}$ beton basınç dayanımı, b_j birleşim bölgesine saplanan kirişin genişliği, h_c kolon enkesit boyutudur. İç birleşim bölgelerinde Denklem (6.8) ile hesaplanan kesme kapasitesi direk kullanılabilir iken dış birleşim bölgelerinde bu kapasite 0.8 ile çarpılarak kullanılmalıdır. Eurocode-8 (2004)'de birleşimlerin deformasyon özellikleri ve deformasyon limitleri açısından bir model önerilmemektedir. B-REF ve B-WELD numunelerinin yatay yük-öteleme oranı ilişkileri ile Eurocode-8 (2004) tarafından verilen (6.8) bağıntısı ile hesaplanan kesme dayanımının yatay bir doğru olarak gösterildiği grafikler Şekil 6.13 ve Şekil 6.14'de verilmiştir. B-REF numunesinde göçme modunun gönye altındaki betonun ezilmesi ve buna bağlı olarak kiriş boyuna donatılarının sıyrılması olduğu unutulmamalıdır. Eurocode-8 (2004) birleşim bölgesinin diyagonal basınç etkileri altındaki kesme kapasiteleri her iki test numuneleri içinde (B-REF ve B-WELD) deneyden elde edilen kapasitenin üzerinde kalmaktadır.

$$V_n = 0.4 f_c^{'}\left(1-\frac{f_c^{'}}{250}\right)\sqrt{1-\frac{\frac{N}{A_g f_c^{'}}}{0.6\left(1-\frac{f_c^{'}}{250}\right)}}\, b_j h_c \text{ (MPa)} \qquad \textbf{(6.8)}$$



Şekil 6.13 : B-REF numunesi deney sonucu ile Eurocode-8 (2004) yönetmeliğinin birleşim bölgesi kesme dayanımı için verdiği bağıntı ile karşılaştırılması.



Şekil 6.14 : B-WELD numunesi deney sonucu ile Eurocode-8 (2004) yönetmeliğinin birleşim bölgesi kesme dayanımı için verdiği bağıntı ile karşılaştırılması.

6.3.3 Türk deprem yönetmeliği (DBYBHY-2007)

DBYBHY-2007'de de Eurocode-8 (2004)'de olduğu gibi mevcut yapıların birleşim bölgelerinin kesme kuvvetini hesaplarken birleşimin diyagonal basınç etkileri altında göçmesini engellemek amacıyla kontrol etmektedir. Diyagonal çekme için ise yeni yapılarda kuşatılmamış birleşim bölgesine 10 cm, kuşatılmış birleşim bölgesinde 15 mm aralıklar ile minimum 8 mm çaplı etriyelerin yerleştirilmesi öngörülmüştür. Mevcut yapıların değerlendirilmesinde ise diyagonal çekme açısından bir öneri bulunmamaktadır. DBYBHY-2007 süneklik düzeyi yüksek kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve sistemlerinde kolon kiriş birleşimleri iki sınıfa ayrılmaktadır. Bunlar; a) kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve her bir kirişin genişliğinin birleştiği kolon genişliğinin 3/4'ünden daha az olmaması durumunda, b) bu koşulları sağlamayan tüm birleşimler bölgeleridir. DBYBHY-2007 (a)'da tanımlanan kolon-kiriş birleşim bölgelerini kuşatılmış birleşim olarak tanımlamakta, (b)'de tanımlananları ise kuşatılmamış birleşim olarak tanımlanmaktadır. Bu çalışmada test edilen kolon kiriş birleşimler bölgeleri kuşatılmamış birleşimdir. Gözönüne alınan deprem doğrultusunda kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvveti Denklem (6.9) ile hesaplanır.

$$V_n = 1.25 f_y \left(A_{s1} + A_{s2} \right) - V_{kolon} \qquad \textbf{(6.9)}$$

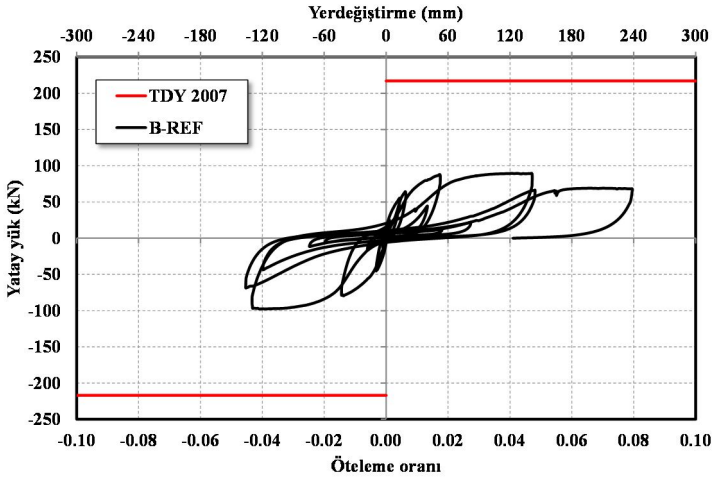
Bu denklemde, f_y boyuna donatının akma dayanımı, A_{s1} kolon-kiriş düğüm noktasının bir tarafında kirişin negatif momentini karşılamak için üste konulan çekme

donatısının toplam alanı, A_{s2} kolon-kiriş düğüm noktasının A_{s1}'e göre diğer tarafında, kirişin pozitif momentini karşılamak için alta konulan çekme donatısının toplam alanı (Kirişin kolona sadece bir taraftan saplandığı ve diğer tarafta devam etmediği durumlar için $A_{s2}=0$ alınır), V_{kolon} birleşim bölgesinin üstündeki ve altındaki kolon kesme kuvvetinin küçük olanıdır. Denklem (6.9) ile hesaplanan kesme kuvveti kuşatılmış birleşimlerde Denklem (6.10) ile, kuşatılmamış birleşimlerde Denklem (6.11) ile hesaplanan değerden büyük olamaz.

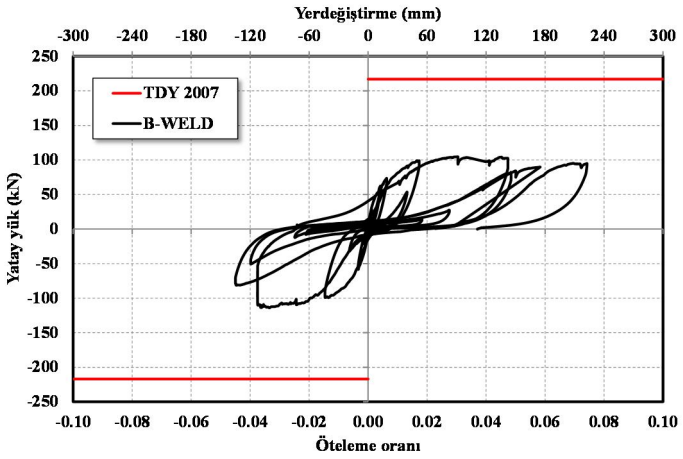
$$V_n \le 0.60 b_j h_c f_c' \qquad \textbf{(6.10)}$$

$$V_n \le 0.45 b_j h_c f_c' \qquad \textbf{(6.11)}$$

b_j birleşim bölgesine saplanan kirişin genişliği, f_c' beton basınç dayanımı, h_c kolonun enkesit boyutudur. Buna göre DBYBHY-2007, kuşatılmamış kolon-kiriş birleşim bölgesinin kesme dayanımını Denklem (6.11)'de verilen bağıntı ile ifade etmektedir. Denklem (6.11) kullanılarak elde edilmiş olan dayanımların B-REF ve B-WELD numuneleri ile karşılaştırılmaları Şekil 6.15 ve Şekil 6.16'da verilmiştir. Bu şekillerden de görüleceği gibi DBYBHY-2007 tarafından tanımlanan birleşim bölgesinin diyagonal basınç etkileri altındaki kesme kapasiteleri her iki test numuneleri için de (B-REF ve B-WELD) deneyden elde edilen kapasitenin üzerinde kalmaktadır.



Şekil 6.15 : B-REF numunesi deney sonucu ile DBYBHY-2007 yönetmeliğinin birleşim bölgesi kesme dayanımı için verdiği bağıntı ile karşılaştırılması.



Şekil 6.16 : B-WELD numunesi deney sonucu ile DBYBHY-2007 yönetmeliğinin birleşim bölgesi kesme dayanımı için verdiği bağıntı ile karşılaştırılması.

6.3.4 Birleşim bölgelerinin LP ile güçlendirilmesini içeren yönetmelikler

Bir önceki alt başlıkta incelendiği üzere yapıların mevcut performanslarının deprem etkilerine karşı belirlenmesi için birçok yönetmelik mevcuttur (ASCE 41-06 (2006), ACI 369 (2011), Eurocode-8 (2004), Türk Deprem Yönetmeliği (2007), ACI 352 (2002) vb.). Bu yönetmeliklerden ASCE 41-06 (2006) ve ACI 369 (2011) kolon kiriş birleşim bölgelerini kesme mafsalları ile kontrol etmekte, diğer yönetmelik ve standartlar ise kesme dayanımı kontrolü yapmaktadır. Son on yılda, betonarme yapıların LP ile güçlendirmesi bir çok tasarım standardı ve yönetmeliklerinde yer almıştır (CSA S806-02 (2002), Eurocode-8 (2004), CNR-DT200 (2004), ACI 440.2R (2008), Türk Deprem Yönetmeliği (2007)). Fakat CNR-DT200 (İtalyan yönetmeliği) dışındaki bütün bu dökümanlarda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin LP ile güçlendirilmesi ile ilgili herhangi bir tasarım ilkesi bulunmamaktadır. CNR-DT200 (2004 ve 2012) yönetmeliği kolon-kiriş birleşim bölgesinin LP ile güçlendirilmesi ile ilgili kısa bir paragraf içermektedir. Bu paragrafta, birleşim bölgelerinin LP şeritler asal çekme doğrultusunda uygulanması ve LP şeritlerin uygun şekilde beton ankre edilmesi durumunda güçlendirebileceği belirtilmiştir. Ayrıca, LP şeritler için maksimum çekme gerilmesi $\varepsilon_{FRP} = 0.004$ olarak limitlendirilmiştir. Bu değer İlki ve diğ. (2011) tarafından verilen değer ile uyumludur. Sonuç olarak, kolon kiriş birleşim bölgelerinin LP malzemeler ile güçlendirilmesi konusunda son yıllarda artan çalışma sayıları ve elde edilen önemli iyileştirmeler düşünüldüğünde, yeni nesil deprem

yönetmelikleri ve standartlarda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin LP ile güçlendirilmesi bölümlerinin dahil edilmesi bir ihtiyaç olarak görünmektedir.

6.4 Kolon Kiriş Birleşim Bölgeleri için Literatürde Bulunan Bazı Modeller

6.4.1 J Tipi Göçme Modelleri

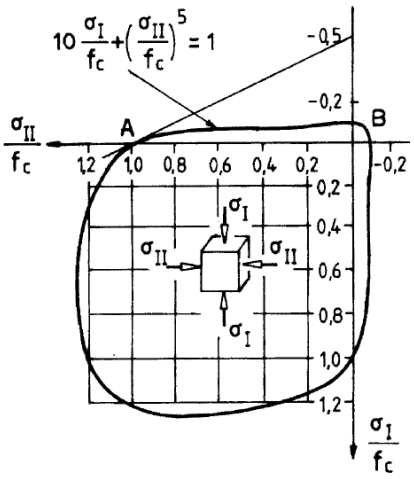
Tsonos modeli (2007)

Bu modelde kolon-kiriş birleşim bölgesinin kesme dayanımını bulmak için kafes-kiriş analojisinden ve basınç bloğu mekanizmasından yararlanılmıştır. Birleşim bölgesinde oluşan yatay ve düşey kuvetler, birleşimdeki kesme kuvvetlerini oluşturmaktadır. Birleşim bölgesindeki düşey gerilme Denklem (6.12)'de, yatay gerilme ise Denklem (6.13)'de verildiği şekliyle hesaplanmaktadır. Bu denklemlerde, σ_N düşey normal basınç gerilmesi, τ_j kesme gerilmesi, V_{jv} birleşim bölgesinde oluşan düşey kesme kuvveti ve V_{jh} birleşim bölgesinde oluşan yatay kesme kuvvetidir. Birleşim bölgesinde normal gerilme ile kesme gerilmesi arasındaki ilişki Mohr dairesi yardımıyla elde edilmiş ve Denklem (6.14)'de verilmiştir. Betonun iki eksenli gerilme altında davranışı (Şekil 6.17) Denklem (6.15) ile Denklem (6.17) arasında verilmiştir. Bu denklemlerde, $f_c^{'}$ betonun tek eksenli yükleme durumundaki basınç dayanımı ve f_c ise iki eksenli yükleme durumu altındaki basınç dayanımıdır. Bu denklemde K betonun sargılama etkisi katsayısı (sargılama olmayan birleşimlerde K=1 alınır), ρ_s birleşim bölgesindeki donatı oranı ve f_y saygılama donatısının akma dayanımıdır. Daha sonra, Deklem (6.12-13-14-15) kombine edilerek Denklem (6.18) yazılmıştır. Denklem (6.18) basitleştirilerek Deklem (6.19) elde edilmiştir.

$$\sigma_N = \frac{V_{jv}}{b_j h_j} = \frac{V_{jv}}{V_{jh}} \tau_j \qquad \textbf{(6.12)}$$

$$\tau_j = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \qquad \textbf{(6.13)}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_N}{2} \pm \frac{\sigma_N}{2} \sqrt{1 + \frac{4\tau_j^{\,2}}{\sigma_N^{\,2}}} \qquad \textbf{(6.14)}$$



Şekil 6.17 : Betonun iki eksenli gerilme etkileri altında davranışı (5. derece parabol).

$$10\,\frac{\sigma_1}{f_c}+\left(\frac{\sigma_2}{f_c}\right)^5=1 \qquad \textbf{(6.15)}$$

$$f_c = Kf_c^{'} \qquad \textbf{(6.16)}$$

$$K = 1+\frac{\rho_s f_y}{f_c^{'}} \qquad \textbf{(6.17)}$$

Denklem (6.12-16)'dan yararlanarak ve $\tau_j = \gamma\sqrt{f_c}$ yazarak Denklem (6.18) elde edilir.

$$\left[\frac{\alpha\gamma}{2\sqrt{f_c}}\left(1+\sqrt{1+\frac{4}{\alpha^2}}\right)\right]^5+5\frac{\alpha\gamma}{\sqrt{f_c}}\left(\sqrt{1+\frac{4}{\alpha^2}}-1\right)=1 \qquad \textbf{(6.18)}$$

$$x=\frac{\alpha\gamma}{2\sqrt{f_c}} \text{ ve } \psi=\frac{\alpha\gamma}{2\sqrt{f_c}}\sqrt{1+\frac{4}{\alpha^2}}$$

$$(x+\psi)^5+10\psi-10x=1 \qquad \textbf{(6.19)}$$

Bu denklemde;

α ; birleşim bölgesinin eninin boyuna oranı (h_b / h_c oranı) .

Vollum ve Newman modeli (1998)

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin kesme dayanımını bulmak üzere ampirik bir model önermişlerdir. Literatürdeki yaklaşımlarda özellikle basınç bloğunun genişliğinin

bulunmasındaki zorluklar ve hesaplardaki komplekslikler göz önüne alınarak, literatürde yer alan deneylerden kalibre edilmiş ampirik bir model önerilmiştir. Önerilen denklem, 35 farklı dış kolon-kiriş birleşim bölgesi deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Deney numunelerinde birleşim bölgelerinde etriye kullanılmamıştır. Denklemde birleşim bölgesinin h_b / h_c oranı ve kiriş boyuna donatılarının kanca detayı parametre olarak alınmıştır. h_b / h_c oranı arttıkça birleşim bölgesinin kesme dayanımının azaldığı bildirilmiştir. h_b / h_c oranı 1'den 2'ye çıkartıldığında bu azalma %35'dir. Denklemde birleşim bölgesinde oluşan basınç bloğunun kapasitesine veya göçme tipine değinilmemiştir. Eksenel yükün etkisinin düşük olduğu belirtilmiş ve bir parametre olarak dikkate alınmamıştır.

Sargısız birleşimler için Denklem (6.20) önerilmiştir.

$$V_n = 0.624\,\beta\left(1 + 0.555\left(2 - \frac{h_b}{h_c}\right)\right) b_e h_c \sqrt{f_c'} \qquad \textbf{(6.20)}$$

V_n birleşim bölgesinin kesme dayanımı, kiriş boyuna donatıları birleşim bölgesine sadece üstten 90-derece gönye yapılarak bükülmüş ise $\beta = 1$ alınır. Eğer kiriş boyuna donatıları birleşim bölgesine alttan ve üstten 90-derece gönye yapılarak bükülmüş ise $\beta = 0.9$ alınır. Ayrıca modelde birleşim bölgesinde enine kiriş varsa Denklem (6.20) ile bulunan birleşim bölgesinin kesme dayanımı %33 arttırılır.

Bedirhanoğlu modeli (2009)

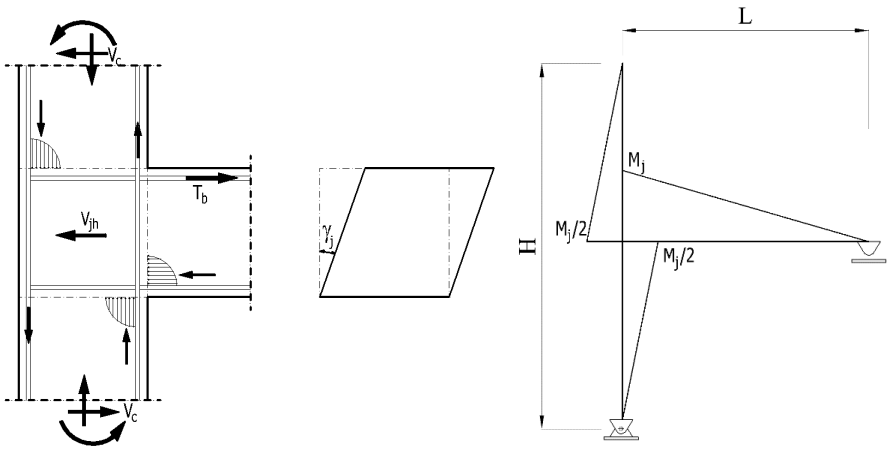
Bu model kolon-kiriş birleşim bölgesinde etriye olmayan birleşimler için geçerlidir. Modelde birleşim bölgesinde diyagonal çatlak oluşmasıyla birleşim bölgesinin kesme dayanımına ulaştığı kabulü yapılmıştır. Diyagonal çatlağın betonun asal çekme gerilmesine ulaşmasıyla oluştuğu belirtilmiştir. Betonun diyagonal çekme dayanımı $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$ kabul edilmiştir. Mohr dairesi yardımıyla düşey normal gerilme (σ_N), birleşim bölgesi kesme gerilmesi (τ_V) ve diyagonal çekme gerilmesi (f_t) arasındaki ilişki Denklem (6.21) ile verilmiştir.

$$\tau_v = f_t \sqrt{1 - \frac{\sigma_N}{f_t}} \qquad \textbf{(6.21)}$$

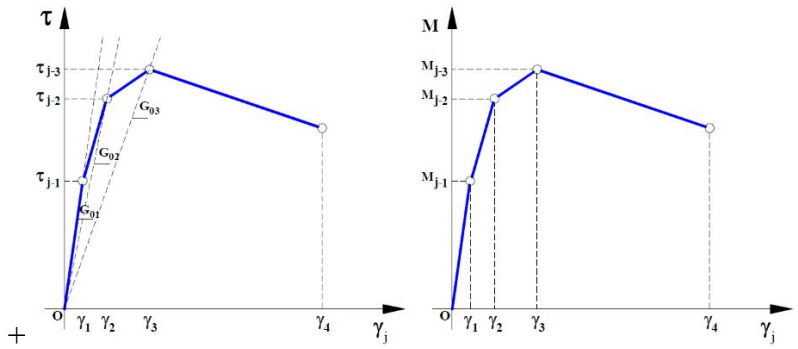
Hassan Modeli (2011)

Bu modelde sargısız kolon kiriş birleşim bölgesinin kesme dayanımı-kesme şekildeğiştirmesi ilişkisi dört doğru ile tanımlanmıştır (Şekil 6.18b). Tanımlanan kesme gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi daha sonra yine dört doğrulu moment-kesme şekildeğiştirmesi ilişkisine dönüştürülmüştür (Şekil 6.18c). Modelde yatay kesme gerilmesini momente dönüştürmek için Denklem (6.22) kullanılmıştır. Bu denklemde, A_j birleşim bölgesi kesme alanı, j moment kolu (J tipi göçmelerde $j = 0.875$, BJ tipi göçmelerde $j = 0.9$ alınır), d_{sb} etkili kiriş derinliği, h_c kolon genişliği, γ_{sj} birleşim bölgesi kesme şekildeğiştirmesidir.

$$M_j = \tau_j A_j \frac{L}{\frac{L - 0.5h_c}{jd_{sb}} - \frac{L}{H}} \qquad \textbf{(6.22)}$$



a)



b) c)

Şekil 6.18 : Modelde tanımlanan a) moment ve kesme şekildeğiştirmeleri b) gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi ve gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinden dönüştürülmüş c) moment-dönme modeli (Park, 2012).

Birleşim bölgesi kesme dayanımı $\gamma_j \sqrt{f_c'}$ şeklinde yazılırsa birleşim bölgesindeki moment Denklem (6.23) deki gibi elde edilir. Dönmesi ise kesme şekildeğiştirmesi ile aynıdır (Denklem 6.24).

$$M_j = \gamma_j A_j \sqrt{f_c'} \frac{L}{\frac{L - h_c/2}{jd_{sb}} - \frac{L}{H}} \tag{6.23}$$

$$\theta_j = \gamma_j \tag{6.24}$$

Birleşim bölgesindeki kesme gerilme-kesme şekildeğiştirme ilişkisini moment-kesme şekildeğiştirme ilişkisine dönüştürmek için Denklem (6.22) ile Denklem (6.24) arasındaki denklemler kullanılır. Önerilen modelde birleşim bölgesindeki kesme gerilme-kesme şekildeğiştirme ilişkisi, kesme modülü olarak açıklanmıştır. Bu nedenle kesme gerilmesi, kesme şekildeğiştirmesi ve kesme modülü anahtar parametreler olarak alınmış ve model dört nokta ile açıklanmıştır.

1- Birleşim bölgesinde çatlak oluşum noktası $\left(\tau_{j-1}, \gamma_1\right)$

Birleşim bölgesinde kılcal çatlak oluşumunu temsil eden noktadır. Kesme panel deneylerinde çatlamış betonun kesme şekildeğiştirmesi sargılı ve sargısız beton için 0.00012'dir (Vecchio ve Collins, 1986). Fakat kolon-kiriş birleşim bölgesi deneylerinde gözlenen, sargısız beton için çatlağın başladığı andaki şekildeğiştirme aralığı 0.0001 ile 0.0013 arasındadır (Celik ve Ellingwood, 2008). Bu değerler kesme panel şekildeğiştirme değerinden çok büyüktür. Anlaşıldığı gibi kolon-kiriş birleşim bölgesindeki gerilme durumları, kesme panellerinden farklıdır. Buna alternatif olarak birleşim bölgesinde çatlak oluşumu anındaki şekildeğiştirme, çatlak oluşumu anındaki gerilmeye bağlı olarak Uzumeri (1977) tarafından geliştirilen Denklem (6.25) ile ifade edilir. Bu denklem birleşim bölgesinde eksenel yükün etkisini de dikkate alır.

$$\frac{\tau_{j-1}}{\sqrt{f_c'}} = 0.29 \sqrt{1 + 0.29 \frac{P}{A_j}} \le 0.6 \frac{\tau_{j-3}}{\sqrt{f_c'}} \text{ (MPa)} \tag{6.25}$$

Hassan (2011)'ın önerdiği modelin kesme gerilme-şekildeğiştirme grafiğinin başlangıçtaki eğimi, betonun kesme modülünün %50'si olarak bulunur (Denklem 6.26).

$$G_{01} = 0.5G_c \tag{6.26}$$

G_c betonun teorik kesme modülüdür ve Denklem (6.27) ile bulunur.

$$G_c = \frac{E_c}{0.2(1+\upsilon)} \tag{6.27}$$

$\upsilon = 0.2$ betonun poisson oranıdır. Kesme modülüne ve çatlak anındaki gerilmeye bağlı olarak çatlama anındaki kesme şekildeğiştirmesi Denklem (6.28) ile hesaplanır.

$$\gamma_{s-1} = \frac{\tau_{j-1}}{G_{01}} \tag{6.28}$$

2- Akma Noktası (τ_{j-2}, γ_2)

J tipi göçme tiplerinde bu noktada birinci noktada oluşan çatlaklar genişler ve ilave diyagonal çatlaklar oluşmaya başlar. BJ tipi göçme modlarında noktanın limit durumu kiriş boyuna donatılarının akmasıdır. İkinci noktanın kesme modülü (G_{02}) itme yükleme durumu için $0.1G_c$ ve kesme şekildeğiştirmesi 0.002'dir. Çekme durumunda kesme modülü $0.1G_c$ ve kesme şekildeğiştirmesi 0.0025'dir. Bu değerler sargısız kolon-kiriş birleşim bölgeri için literatürdeki deney sonuçlarından alınmıştır. İki noktasında, sekant kesme modülü ve kesme şekildeğiştirmesine bağlı olarak kesme gerilmesi hesaplanır. İki noktasındaki kesme şekildeğiştirmesi test sonuçlarına bağlı olarak 0.0002 alınmıştır. İki noktasındaki model Denklemleri (6.29-31)'de açıklanmıştır.

Yüklemenin itme olduğu durumda (J tipi göçmelerde);

$$G_{02} = 0.1G_c \tag{6.29}$$

$$\gamma_{s-2} = 0.002 \tag{6.30}$$

$$\tau_{j-2} = \gamma_{s-2}G_{02} \geq 0.9\tau_{j-3} \tag{6.31}$$

Yüklemenin itme olduğu durumda (BJ tipi göçme ve yüksek eksenel yükte);

$$\tau_{j-2} = 0.9\tau_{j-3} \tag{6.32}$$

$$\gamma_{s-2} = 0.0002 \tag{6.33}$$

Yüklemenin çekme olduğu durumda;

$$G_{02} = 0.1G_c \tag{6.34}$$

$$\gamma_{s-2} = 0.0025 \tag{6.35}$$

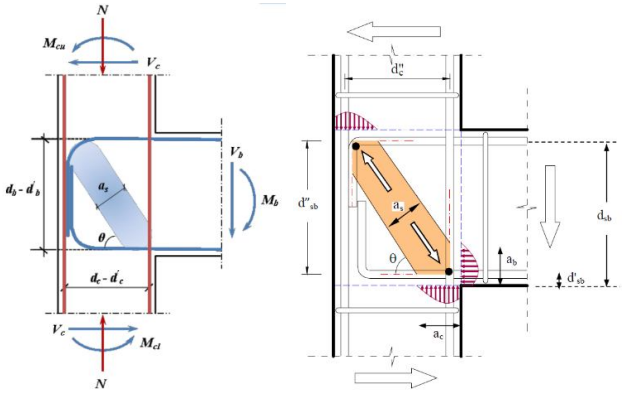
$$\tau_{j-2} = \gamma_{s-2}G_{02} \geq 0.9\tau_{j-3} \tag{6.36}$$

3- Maksimum Nokta (τ_{j-3}, γ_3)

Birleşim bölgesinde oluşan en büyük kesme gerilmesine ulaşmak için birleşim bölgesi kesme dayanımı katsayısı hesaplanmıştır (Denklem 6.37).

$$\tau_{j-3} = \gamma_{STM}G_{03} \tag{6.37}$$

γ_{STM} kafes kiriş analojisinden yararlanılarak birleşim bölgesindeki maksimum yüke karşı gelen kesme şekildeğiştirmesidir. ACI 318-8 (2008)' deki kafes-kiriş modelini kullanarak birleşim bölgesinin kesme dayanımını hesaplamak için basınç bloğunun ezilmesine karşı gelen dayanım modeli önerilmiştir (Şekil 6.19). ACI 318-8 (2008) yaklaşımında çatlamış betonun asal basınç gerilmesinin bir fonksiyonu olduğunu kabul etmektedir. Basınç yumuşamasını asal çekme şekildeğiştirmesine bağlı olarak Vecchio ve Collins (1986) ve Vecchio (2000), β_1 katsayısı ile ifade etmektedir.



Şekil 6.19 : Dış kolon-kiriş birleşim bölgesi için yük aktarımı ve oluşan diyagonal basınç şeridi.

Basınç bloğunun nominal basınç dayanımı Denklem (6.38) ile hesaplanır.

$$D = A_{srt} f_{cu} \tag{6.38}$$

A_{str} ve f_{cu} etkili basınç bloğu alanı ve dayanımıdır. Basınç bloğu alanı Denklem (6.39) ve basınç bloğu dayanımı Denklem (6.40) ile hesaplanır.

$$A_{str} = a_s b_j \tag{6.39}$$

$$f_{cu} = 0.85 \beta_1 f_c^{'} \tag{6.40}$$

a_s ve b_j basınç bloğu genişliği ve enine doğrultudaki efektif birleşim bölgesi genişliğidir ve a_s Denklem (6.41) ile bulunur.

$$a_s = \beta_1 \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \tag{6.41}$$

a_b ve a_c kiriş ve kolonun basınç bölgesi derinliği, β_1 betonun yumuşama katsayısıdır ve Denklem (6.42) ile bulunur. Sargısız birleşimlerde β_1=1 alınabilir.

$$\beta_1 = 1 - 0.05\left(f_c^{'} - 4\right) \tag{6.42}$$

$$a_b = k d_{sb} \tag{6.43}$$

$$k = \left[\left(\rho - \rho^{'}\right)^2 n^2 + 2\left(\rho + \rho^{'} \frac{d_{sb}^{'}}{d_{sb}} \right) \times n \right]^{0.5} - \left(\rho + \rho^{'}\right) n \tag{6.44}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \tag{6.45}$$

$$a_c = \left[0.25 + 0.85 \frac{P}{f_c^{'} A_g} \right] h_c \le 0.4 h_c \tag{6.46}$$

d_{sb} ve $d_{sb}^{'}$ kesit alt yüzeyinden basınç ve çekme donatılarının ortasına olan mesafedir. n, modüler oran (Denklem 6.45), E_s ve E_c çeliğin ve betonun elastisite modülleri, ρ ve $\rho^{'}$ kirişteki basınç ve çekme donatılarının oranları, P kolondaki

eksnel yük, A_g kolon kesit alanıdır. a_c' nin hesabında kolon eksenel yükünün etkisi de bulunmaktadır. Geçmiş deney sonuçlarına bakıldığında eksenel yükün etkisinden dolayı birleşim bölgesinin kesme dayanımı %10 ile %20 arasında artmaktadır (Barnes ve Jigoral (2008), Pantelides ve diğ. (2002). Bu nedenle $a_c = 0.4h_c$ olarak sınırlandırılmıştır.

Sargısız birleşim bölgesinin kesme kapasitesi Denklem (6.47) ile bulunur.

$$V_n = D\cos\theta \tag{6.47}$$

θ, diyagonal basınç bloğu açısıdır ve Denklem (6.48) ile bulunur.

$$\theta = tan^{-1}\left(\frac{d''_{sb}}{d''_c}\right) \tag{6.48}$$

Üç noktasındaki birleşim bölgesi sekant kesme modülü (G_{03}) Denklem (6.49-50) ile bulunur.

İtme yönü yükleme (J tipi göçmeler) için;

$$\frac{P}{f'_c A_j} \geq 0.3 \text{ için } G_{03} = \left(0.14 - \frac{3}{80}\alpha_j\right)G_c \tag{6.49}$$

$$\frac{P}{f'_c A_j} < 0.3 \text{ için } G_{03} = \left(0.175 - \frac{3}{40}\alpha_j\right)G_c \tag{6.50}$$

İtme yönü yükleme (BJ tipi göçmeler) için;

$$\frac{P}{f'_c A_j} \geq 0.3 \text{ için } \gamma_{s-3} = 0.0002 \tag{6.51}$$

Çekme yönü yükleme için;

$G_{03} = 0.03G_c$ (J tipi göçmeler için) **(6.52)**

$G_{03} = 0.02G_c$ (BJ tipi göçmeler için) **(6.53)**

α_j, h_b / h_c oranıdır.

Üç noktasındaki birleşim bölgesi kesme şekildeğiştirmesi Denklem (6.54) ile hesaplanır.

$$\gamma_{j-3} = \frac{\tau_{j-3}}{G_{03}} \tag{6.54}$$

Birleşim bölgesi kesme gerilmesi Denklem (6.55) ile hesaplanır.

$$\tau_{j-3} = 1.10\tau_{j-2} \quad \textbf{(6.55)}$$

4- Göçme Öncesi Noktası (τ_{j-4}, γ_4)

Göçme öncesi nokta dayanımdaki maksimum öteleme oranına bağlı olarak tanımlanmıştır (Denklem 6.56). Bu noktada eksenel yük seviyesinin $0.3f_c^{'}A_j$' nin üzerinde olması veya büyük kesme deformasyonlarından dolayı katlarda büyük öteleme oluşur. Bu da yapıda dinamik kararsızlıklara neden olarak yapının toptan göçmesine neden olur. Büyük eksenel yüklerden ya da büyük kesme deformasyonlarından dolayı birleşim bölgesinde bu noktadaki kesme gerilmesi daha önceki test sonuçlarına bağlı olarak maksimum noktadaki kesme gerilmesinin %70' i kadar olacaktır. Bu noktadaki kesme gerilmesi Denklem (6.56) ile hesaplanır.

$$\tau_{j-4} = 0.7\tau_{j-3} \quad \textbf{(6.56)}$$

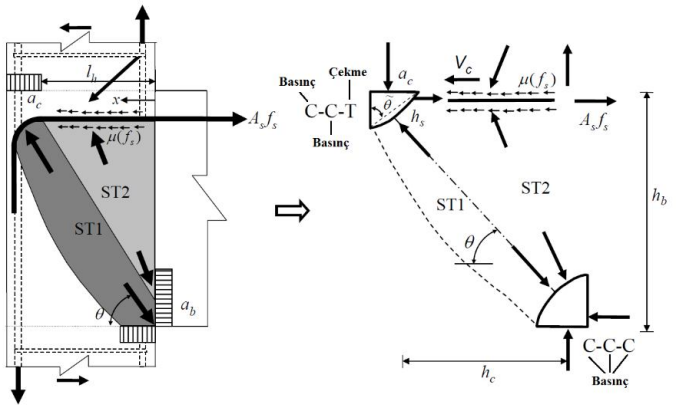
Bu noktadaki kesme şekildeğiştirmesi Denklem (6.57-58) ile hesaplanır.

$$\frac{P}{f_c^{'}A_j} > 0.3 \text{ için } \gamma_{s-4} = \gamma_{s-3} + 0.02 \quad \textbf{(6.57)}$$

$$\frac{P}{f_c^{'}A_j} \leq 0.3 \text{ için } \gamma_{s-4} = \gamma_{s-3} + 0.025 \quad \textbf{(6.58)}$$

Park Modeli (2012)

Modelde birleşim bölgesinde oluşan yatay kesme kuvvetinin iki basınç bloğunun toplamı ile taşındığı kabul edilmektedir (Şekil 6.20).



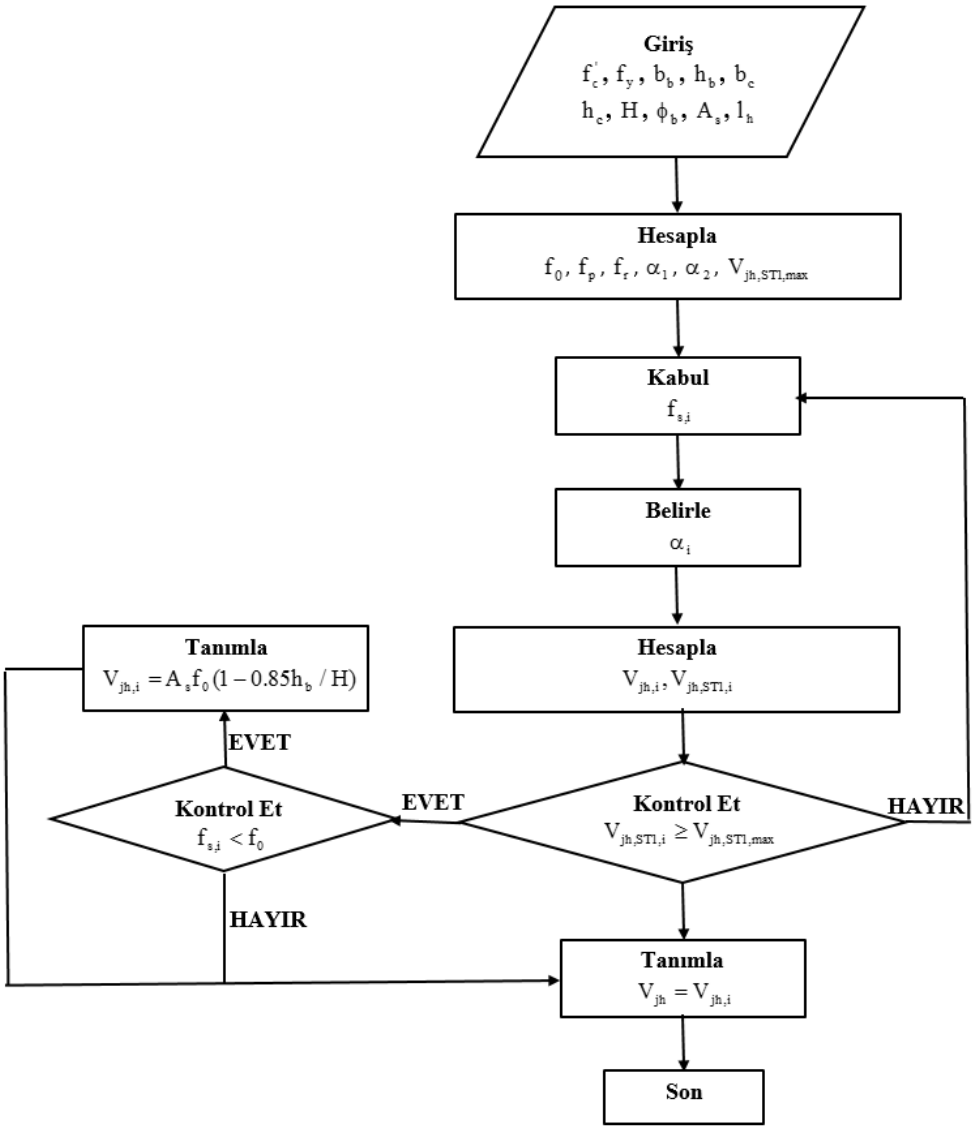
Şekil 6.20 : Dış kolon-kiriş birleşim bölgesinde oluşan diyagonal basınç blokları (Park, 2012).

Oluşan basınç blokları ST1 ve ST2 olarak isimlendirilmiştir. ST1, donatıdaki çekme kuvvetinin birleşim bölgesindeki kiriş boyuna donatıların 90-derece bükülen gönyenin betona uygulayacağı basınç kuvveti ile oluşan basınç bloğudur. ST2, düz kısımdaki sürtünme kuvvetleri beton ile donatı arasındaki aderans kaybolduktan sonra kuvvetlerin bir kısmı betona etkiyen eksenel gerilmelerin etkisi ile donatı yüzeyi ve beton arasında sürtünme kuvvetleri oluşturur. Bu sürtünme kuvvetleri ile oluşan basınç bloğudur. Bu modelde kiriş alt ve üst boyuna donatıları birleşim bölgesine 90-derece bükülmüştür. Modelin akış şeması Şekil 6.21'de verilmiştir. Bu modelde birleşim bölgesi taşıma gücüne ST1 basınç bloğunun dayanımına ulaşması ile ulaşmaktadır (Şekil 6.20). Birleşim bölgesine ait dengeden Şekil 6.22'de verildiği gibi Denklem (6.59) ve (6.60)'daki gibi elde edilmiştir.

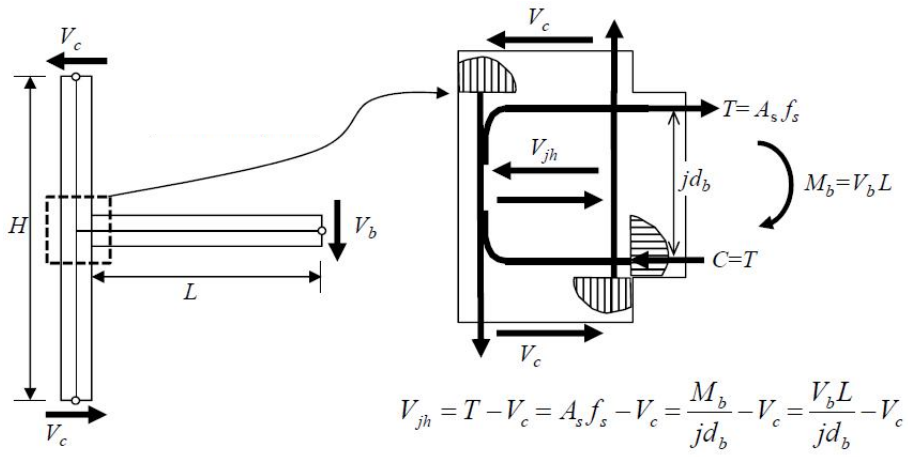
$$M_b = V_b L = A_s f_s j d_b \tag{6.59}$$

$$V_c = \frac{L + h_c / 2}{H} V_b \tag{6.60}$$

Bu denklemlerde, M_b kiriş momenti, V_c ve V_b kolon ve kiriş kesme kuvvetleri, L kolon yüzüne kadar kiriş boyu, H kolon yüksekliği, A_s ve f_s çekme altıdaki kiriş boyuna donatılarının alanı ve gerilmesi, d_b etkili kiriş yüksekliği, jd_b moment koludur.



Şekil 6.21 : Modelin akış şeması (Park, 2012).



Şekil 6.22 : Dış kolon-kiriş birleşim bölgesinde denge durumu (Park, 2012).

Birleşim bölgesinde oluşan yatay kesme kuvveti Denklem (6.61) verilmiştir.

$$V_{jh} = A_s f_s - V_c = A_s f_s \left(1 - \frac{L + h_c / 2}{H} \frac{jd_b}{L} \right)$$

(6.61)

Denklem (6.61)'den Denklem (6.62) elde edilir.

$$V_{jh} = A_s f_s - V_c \approx A_s f_s \left(1 - 0.85 \frac{h_b}{H} \right) \quad \textbf{(6.62)}$$

Bu denklem aşağıdaki gibi ayrıştırılabilir.

$$V_{jh} = V_{jh,ST1} + V_{jh,ST2} \quad \textbf{(6.63a)}$$

$$V_{jh,ST1} = A_s f_s - n\pi\phi_b \int_0^{l_h} \mu(f_s) dx \quad \textbf{(6.63b)}$$

$$V_{jh,ST2} = n\pi\phi_b \int_0^{l_h} \mu(f_s) dx - V_c \quad \textbf{(6.63c)}$$

n çekme bölgesindeki kiriş boyuna donatısı sayısı, ϕ_b donatı çapı, V_c kolondaki kesme kuvveti, $\mu(f_s)$ birleşim bölgesindeki kiriş boyuna donatıları üzerindeki aderans gerilmesi, l_h birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarının düz kısmının uzunluğudur. (Şekil 6.20).

α katsayısı;

ST1 ve ST2 basınç bloklarının birleşim bölgesinindeki yatay kesme kuvvetine katkılarını α katsayısı belirler (Denklem 6.64).

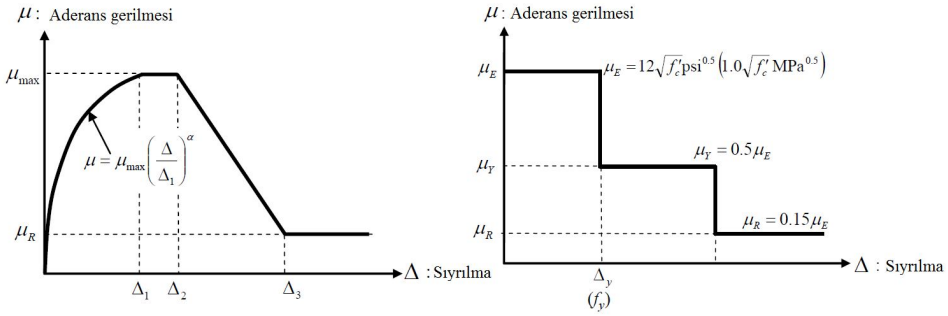
$$V_{jh,ST1} = \alpha V_{jh} \quad \textbf{(6.64a)}$$

$$V_{jh,ST2} = (1 - \alpha) V_{jh} \quad \textbf{(6.64b)}$$

α katsayısı kiriş boyuna donatılarındaki çekme gerilmelerinin fonksiyonu olarak ifade edilir. Çünkü beton ile donatı arasındaki aderan dayanımının azalmasına bağlıdır. Eğer beton ile donatı arasındaki aderans dayanımı azalırsa α katsayısı artmakta ve bu azalmaya bağlı olarak ST1 basınç bloğunun katkısı artmaktadır. Bu modelde çok

eğrilikli düzgün aderans dayanım modeli önerilmiştir (Lehman ve Moehle, 2000). Modelde kiriş boyuna donatılardaki aderans dayanımı elastik ise $\mu_E = 1\sqrt{f_c'}$ (MPa), elastik ötesi kiriş boyuna donatılarındaki aderans dayanımı $\mu_Y = 0.5\mu_E$ (MPa) ve artık aderans dayanımı CEB-FIB, 1993'den $\mu_R = 0.15\mu_E$ (MPa) alınmıştır. Aderans sıyrılma modeli Şekil 6.23'de verilmiştir. Buna göre α katsayısı Denklem (6.65) ile hesaplanır.

$$\alpha = \frac{H}{H - 0.85 \times h_b}\left(1 - \frac{4}{\varphi_b}\frac{\int_0^{l_h}\mu(f_s)dx}{f_s}\right) \qquad \textbf{(6.65)}$$



a) CEB-FIB (1990) Aderans-Sıyrılma ilişkisi b) Dönüştürülen aderans-sıyrılma modeli

Şekil 6.23 : Dönüştürülen aderans dayanım modeli (Park, 2012).

Kiriş boyuna donatılarındaki gerilme seviyelerine bağlı olarak (f_0, f_p, f_r) α değerleri (α_1, α_2) hesaplanmaktadır. Eğer birleşim bölgesindeki yatay kesme kuvveti sadece ST2 bloğu ile karşılanıyorsa ST1 bloğunun katkısı ihmal edilir ve kiriş boyuna donatılarındaki gerilme (f_0) Denklem (6.66) ile hesaplanır (Şekil 6.24).

$$f_0 = \frac{4}{\phi_b}\mu_E l_h \qquad \textbf{(6.66)}$$

Kolon yüzündeki kiriş boyuna donatılarının akmaya başlaması durumunda α_1 Denklem (6.67) ile hesaplanır.

$$\alpha_1 = \frac{H}{H - 0.85h_b}\left(1 - \frac{4}{\phi_b}\frac{\mu_E}{f_y}l_h\right) \qquad \textbf{(6.67)}$$

f_y kiriş boyuna donatılarının akma dayanımı.

Kiriş boyuna donatılarındaki gerilme (f_p) donatılardaki akmaya kadar olan gerilmedir. Bu nedenle beton ile donatı arasındaki aderans dayanımı l_h boyunca μ_Y kadardır (Şekil 6.24). f_p Denklem (6.68) ile hesaplanır.

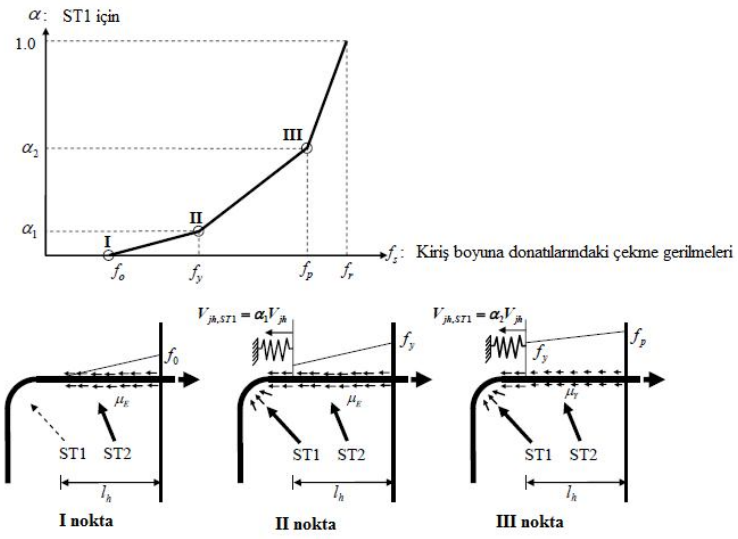
$$f_p = f_y + \frac{4}{\phi_b}\mu_Y l_h \qquad \textbf{(6.68}$$

f_r, $\alpha = 1$'e bağlı olarak ifade edilmektedir. Bu nedenle kiriş boyuna donatılarındaki çekme gerilmesi $\alpha = 1$ olduğunda f_r Denklem (6.69) ile hesaplanır.

$$f_r = \frac{4}{\phi_b}\frac{H}{0.85\times h_b}\int_0^{l_h}\mu(f_r)dx \geq f_p \qquad \textbf{(6.69)}$$

Kolon yüzündeki kiriş boyuna donatılarındaki çekme gerilmeleri f_p'ye ulaştığında α_2 Denklem (6.70) ile hesaplanır.

$$\alpha_2 = \frac{H}{H-0.85h_b}\left(1-\frac{4}{\phi_b}\frac{\mu_Y}{f_y+\frac{4}{\phi_b}\mu_Y\times l_h}l_h\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(6.70)}$$

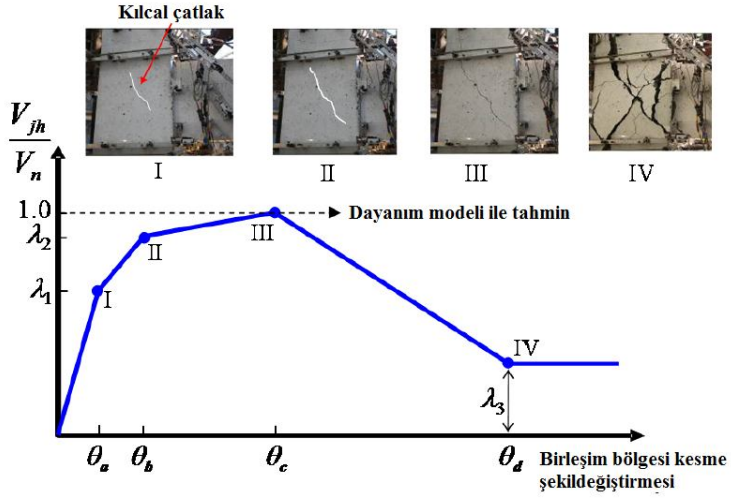


Şekil 6.24 : α değerleri için çok eğrilikli grafik (Park, 2012).

Modelin temel amacı birleşim bölgesi taşıma gücüne ulaştığında kiriş çekme donatısı üzerindeki gerilmeyi bulabilmektir. Birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşmasını ST1'in ezilmesi belirlemektedir. ST1'in taşıyabileceği maksimum diagonal gerilmesi $0.33\sqrt{f_c'}$ olarak tanımlanmıştır. Birleşim bölgesinin kesme kapasitesini belirlerken çekme donatısı üzerindeki gerilme başlangıçta kabul edilmekte, iteratif olarak Şekil 6.21'de verildği gibi akış şeması izlenmektedir. ST1 üzerindeki gerilme $0.33\sqrt{f_c'}$ 'ye ulaştığında birleşim bölgesi kesme kapasitesine ulaşmaktadır. Bu denge sağlanırken ST2 tarafından oluşturulan kuvvet donatı üzerindeki gerilme seviyesine bağlı olarak Şekil 6.23'de verildiği gibi alınmaktadır.

Park (2012) tarafından önerilen deformasyon modeli

Park (2012) deney sonuçlarını kullanarak bir model önermiştir. Dört deney sonucu kullanmıştır. Numuneleri SP1, SP2, SP3 ve SP4 olarak isimlendirmiştir. Deney sonuçlarından elde edilen kesme gerilme-kesme şekildeğiştirme ölçümlerinden ve görsel gözlemlerden yararlanarak çok doğrulu bir model önermiştir (Şekil 6.25). Doğruların büküm noktalarına karşı gelen parametreler, (1) λ_1 ve θ_a, birleşim bölgesinde ilk çatlağın oluşması, (2) λ_2 ve θ_b, kiriş boyuna donatısının akması yada oluşan çatlağın önemli derecede açılması, (3) θ_c, maksimum yükte birleşim bölgesinde oluşan çatlağın daha fazla açılması-genişlemesi ya da ilave çatlaklar oluşması, (4) λ_3 ve θ_d, birleşim bölgesindeki hasarın çok artması ve buna bağlı olarak artık gerilmesi oranı ve kesme şekildeğiştirmesidir.



Şekil 6.25 : Park (2012)'nin önerdiği model.

Dört test numunesinden λ_1, λ_2, θ_a ve θ_b parametreleri birleşim bölgesinin h_b/h_c oranına ve kiriş boyuna donatılarının oranına bağlı olarak bulunmuştur. Bunlar Çizelge 6.3'de özetlenmiştir. θ_c, maksimum yükteki birleşim bölgesinin dönmesi birleşim bölgesinin h_b/h_c oranına bağlı olarak değişmektedir. Örneğin h_b/h_c artarsa θ_c küçülmektedir. Birleşim bölgesindeki kiriş boyuna donatılarının oranlarının değişmesi θ_c değerini sınırlı düzeyde değiştirmektedir (sabit h_b/h_c oranında). θ_c, Denklem (6.71) ile hesaplanır.

$$\theta_c = 0.0325 - 0.0125(h_b / h_c) \qquad \textbf{(6.71)}$$

Test sonuçlarından $\lambda_3 = 0.5$ ve $\theta_d = \theta_c + 0.03$ olarak alınmıştır. Birleşim bölgesinde oluşan moment Denklem (6.72) ile hesaplanmıştır.

$$M_j = \frac{V_{jh}}{\eta},\ \eta = \frac{L}{(L + h_c/2)jd_b} - \frac{1}{H} \qquad \textbf{(6.72)}$$

Bu denklemde, j moment kolu, d_b etkili kiriş derinliği, h_c kolon genişliği, L kiriş boyu, H kolon yüksekliği, Mj birleşim bölgesindeki momenttir.

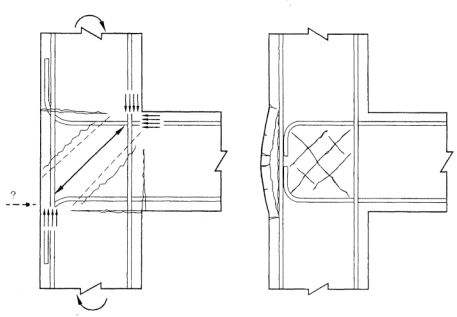
Önerilen model moment-kesme şekildeğiştirmesi olarak ifade edildiğinde, düşey aks değeri birleşim bölgesindeki Denklem (6.72)'de bulunan moment değeridir.

Çizelge 6.3 : Önerilen modelin parametre değerleri (Park, 2012).

	SP1		SP2		SP3		SP4		Ortalama	Model
	İtme	Çekme	İtme	Çekme	İtme	Çekme	İtme	Çekme		
λ_1	0.66	0.54	0.63	0.78	0.61	0.54	0.65	0.59	0.63	0.65
λ_2	0.94	0.87	0.92	0.90	0.95	0.80	0.93	0.82	0.88	0.90
θ_a	0.0025	0.0024	0.0027	0.0032	0.0019	0.0020	0.0027	0.0013	0.0023	0.0025
θ_b	0.0050	0.0068	0.0054	0.0057	0.0061	0.0052	0.0059	0.0055	0.0057	0.0050
θ_c	0.0170	0.0189	0.0218	0.0207	0.0111	0.0114	0.0105	0.0121	-	Denk. 6.71
	SP1 ve SP2 için ortalama = 0.0196				SP3 ve SP4 için ortalama = 0.0113					

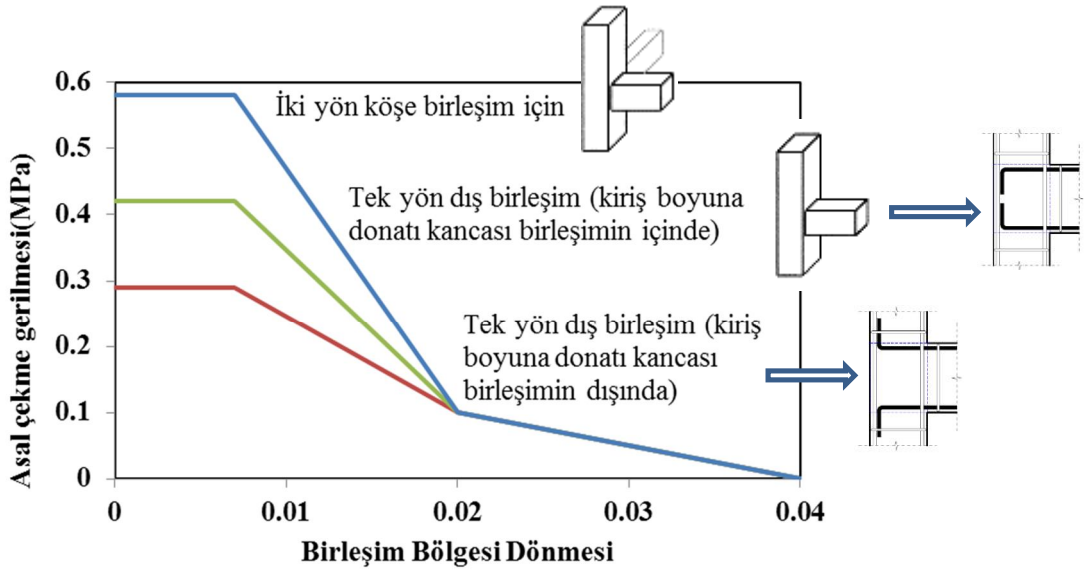
Priestley modeli (1997)

Birleşim bölgesindeki kiriş boyuna donatılarının gönyesi birleşim bölgesi dışına büküldüğünde (Şekil 6.26a) birleşim bölgesindeki çatlağın oluşması için bu modelde birleşim bölgesinde asal çekme dayanımı alt limiti $0.29\sqrt{f_c'}$ (MPa)'dır (Şekil 6.27). Dış kolon-kiriş birleşim bölgesindeki kiriş boyuna donatılarının gönyesi birleşim bölgesinin içine büküldüğünde (Şekil 6.26b) asal çekme dayanımı artarak $0.42\sqrt{f_c'}$ ile $0.58\sqrt{f_c'}$ (MPa) arasında değişmektedir (Şekil 6.27).



a) b)

Şekil 6.26 : Kolon-kiriş birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatıların kanca durumu (Priestley, 1997).



Şekil 6.27 : Dış birleşimlerde model için önerilen dayanım azalmaları (Priestley, 1997).

Bu çalışmada kenar kolon-kiriş birleşim bölgesi olduğu için betondaki asal çekme gerilmesi (σ_1) sınırı $0.42\sqrt{f_c'}$ alınmıştır. Birleşim bölgesi kesme dayanımı ile asal

çekme dayanımı arasındaki ilişki Denklem (6.73)'de verilmiştir. Bu denklemde, P kolon eksenel yükü, A_g birleşim bölgesi alanıdır.

$$\sigma_1 = -\frac{1}{2}\left(\frac{P}{A_g}\right) + \sqrt{\frac{1}{4}\left(\frac{P}{A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_{jh}}{A_g}\right)^2} \qquad \textbf{(6.73)}$$

6.5 J Tipi Göçme İçin Literatürden Elde Edilen Deneyler ve Modellerin Bu Deneylerdeki Performansı

Literatürden elde edilen 27 farklı birleşim bölgesi deneyinden elde edilen kesme dayanımları yukarıda açıklanan modellerden elde edilen kesme dayanımları ile karşılaştırılmıştır. Elde edilen deneyler 8.3 ile 46 MPa arasında geniş bir beton dayanımı bölgesindendir. Kiriş çekme donatılarının akma dayanımlar 333 MPa ile 580 MPa arasında değişmektedir. Çalışmalarda kullanılan donatı tiplerinin bazıları düz yüzeyli iken bazıları ise nervürlü donatılardır. Birleşim bölgesi yüksekliğinin genişliğine oranı (h_b/h_c), 1 ile 1.5 arasında değişmektedir. Tüm deneylerde numunelerin birleşim bölgesinde etriye yoktur ve numuneler kapasitelerine birleşim bölgesinin kesme dayanımına (diyagonal çekme ve/veya basınç) ulaşmasıyla ulaşmıştır. Bu numunelerin özellikleri, deneysel sonuçlar ile modellerin yaptığı tahminlerin karşılaştırılmaları Çizelge 6.4'te verilmiştir. Tsonos (2008) birleşim bölgesinin kesme dayanımını basınç bloğu göçmesi ile belirlemektedir. Bunu yaparken beton basınç dayanımını iki eksenli gerilme durumuna göre belirlemektedir. Bedirhanoğlu (2009) birleşim bölgesi kesme dayanımını betonun asal çekme gerilmesine ulaşmasıyla belirlemektedir. Hassan (2011) ise birleşim bölgesinde oluşan basınç bloğunun göçmesi ile birleşim bölgesi kesme kapasitesini belirlemektedir. Bunu yaparken betonun iki eksenli gerilmesini dikate almak için sabit bir yumuşama katsayısı kullanmıştır. Park (2012) birleşim bölgesi kesme kapasitesini basınç bloğu ve kiriş boyuna donatısının sütrünmesine bağlı olarak oluşan ikinci bloğa bağlı olarak hesaplamaktadır. Bu modelde de birleşim bölgesinin kesme kapasitesi basınç bloğunun göçmesi ile gerçekleşmektedir. Yapılan karşılaştırmadan elde edilmiş olan $\tau_{deney}/\tau_{model}$ sonuçlarının ortalamalarına ve standart sapma değerlerine bakıldığında Hassan (2011), Bedirhanoğlu (2009) ve Park (2012) modellerinin genel olarak dayanım açısından diğer modellerden daha iyi sonuçlar verdiği görülmektedir.

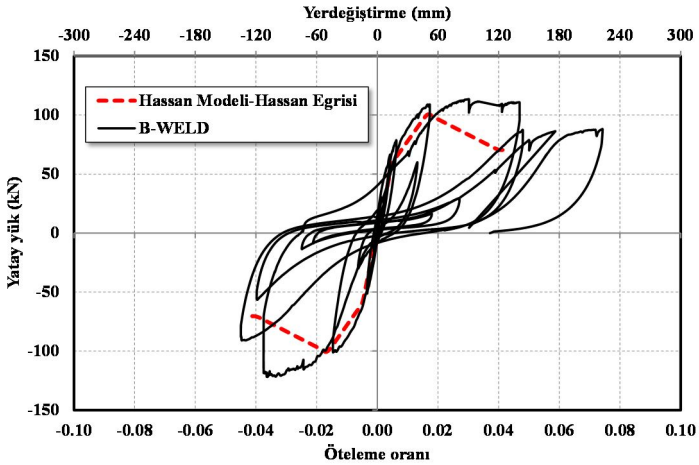
Priestley (1997) modeli hariç tüm modellerin Ludovico (2012) numunelerinde kötü sonuç vermiştir. Bunun sebebi Ludovico (2012)'nun numunelerinin o bölgeye ait detaylar olduğu düşünülmektedir. B-WELD numunesinin (boyuna donatıların kaynağı ve gönye önündeki betonun tamir harcı ile değiştirilerek güçlendirilmiş numune) deney sonuçları Hassan (2011), Bedirhanoğlu (2009) ve Park (2012) model sonuçları arasında bir uyum gözükmektedir. Hassan (2011)'in yaklaşımı düşündüğünde deney sonuçları ile model arasındaki küçük farkın modelde dikkate alınan sabit betonun yumuşama katsayısının düşük dayanımlı beton ile uyumsuzluğundan kaynaklanacağı düşünülmektedir. Park (2012)'in yaklaşımı düşünüldüğünde ise deney sonucu ile model sonucu arasındaki farkın modelde dikkate alınan ST2 bloğunun (donatıların beton ile sürtünmesinden kaynaklanan) düz yüzeyli donatılarda farklı olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Ayrıca, yapılan deneylerde J Tipi göçme ile sonlanan B-WELD numunesine ait yük değiştirme/öteleme oranı eğrileri, birleşim bölgesinin deformasyon özelliklerininde tanımlandığı Priestley (1997), Hassan (2011) ve Park (2012) modellerinden elde edilen birleşim bölgeleri moment-kesme şekildeğiştirme ilişkileri (Şekil 6.3) PERFORM-3D modeli üzerinde tanımlanarak elde edilen yük-yerdeğiştirme/öteleme oranı eğrileri ile karşılaştırılmıştır (Şekil 6.28-29). Modellerin deformasyon özelliklerini tahmin edebilme yetenekleri karşılaştırıldığında Park (2012) tarafından tanımlanan deformasyon özelllikleri ile düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatı ile üretilmiş birleşim bölgelerinin deneysel davranışlarına en yakın sonuçlar elde edilmiştir. Hassan (2011) tarafından tanımlanan deformasyon eğrisi birleşim bölgelerinin maksimum yükünden sonraki davranışları ile çok uyumlu değildir. Diğer yandan, Priestley (1997) tarafından tanımlanan deformasyon eğrisi ile elde edilen sonuçlar deneyler sonuçları ile karşılaştırıldığından oldukça konservatif sonuçlar ortaya çıkmaktadır (Şekil 6.30).

Çizelge 6.4a : Daha önce yapılan deneyler ile modellerin karşılaştırılması.

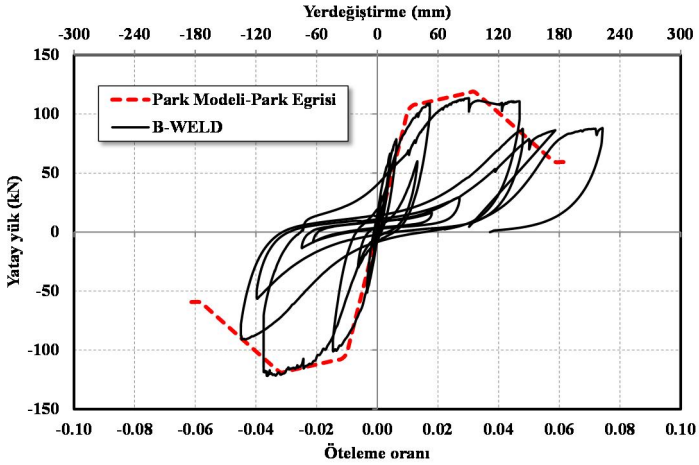
Araştırmacılar	Numune	f_c' (MPa)	f_y (MPa)	Çelik Tipi	hb (mm)	hc (mm)	bj (mm)	$\frac{P}{A_g f_c'}$	τ (MPa) (Deney)	Tsonos τ(MPa)	Tsonos (2007) $\tau_{deney}/\tau_{model}$	Hassan τ (MPa)	Hassan (2011) $\tau_{deney}/\tau_{model}$	Volumn τ (MPa)	Volumn (1998) $\tau_{deney}/\tau_{model}$	Bedirhanoglu τ (MPa)	Bedirhanoglu (2009) $\tau_{deney}/\tau_{model}$	Priestley τ (MPa)	Priestley (1997) $\tau_{deney}/\tau_{model}$	Park τ (MPa)	Park (2012) $\tau_{deney}/\tau_{model}$
Cosgun (2013)	B-WELD	11.8	347	Düz Yüzeyli	500	500	250	0.07	2.30	1.91	1.21	2.09	1.10	1.86	1.24	2.08	1.11	1.48	1.56	2.46	0.93
Bedirhanoglu (2009)	JW	8.3	333	Düz Yüzeyli	500	500	250	0.13	1.87	1.34	1.40	1.64	1.14	1.66	1.13	1.89	0.99	1.27	1.47	2.29	0.82
Tsonos (2008)	O2	16.2	540	Nervürlü	300	200	200	0.23	3.26	3.21	1.02	2.82	1.16	1.36	2.41	3.40	0.96	1.80	1.81	3.00	1.09
	F1	22.0	540	Nervürlü	300	200	200	0.17	4.08	4.36	0.94	3.57	1.14	1.47	2.77	3.78	1.08	2.05	1.99	3.30	1.24
Pantalides (2002)	1	33.0	458	Nervürlü	400	400	400	0.10	6.09	5.33	1.14	5.25	1.16	2.68	2.27	4.21	1.45	2.46	2.47	5.27	1.16
	2	30.0	458	Nervürlü	400	400	400	0.25	5.92	4.85	1.22	5.43	1.09	2.58	2.29	5.30	1.12	2.42	2.45	5.09	1.16
	3	34.0	458	Nervürlü	400	400	400	0.10	5.76	5.50	1.05	5.36	1.07	2.71	2.13	4.29	1.34	2.50	2.30	5.32	1.08
	4	31.6	458	Nervürlü	400	400	400	0.25	6.59	5.11	1.29	5.63	1.17	2.63	2.50	5.49	1.20	2.48	2.65	5.17	1.27
	5	31.7	458	Nervürlü	400	400	400	0.10	6.06	5.13	1.18	5.11	1.19	2.64	2.30	4.11	1.48	2.42	2.51	5.17	1.17
	6	31.1	458	Nervürlü	400	400	400	0.25	6.15	5.02	1.22	5.58	1.10	2.62	2.35	5.42	1.13	2.46	2.50	5.17	1.19
Antonopoulos ve Triantafillou (2003)	C-1	19.5	585	Nervürlü	300	200	200	0.06	2.71	3.86	0.70	2.77	0.98	1.42	1.91	2.73	0.99	1.88	1.44	2.7	1.01
	C-2	23.7	585	Nervürlü	300	200	200	0.05	2.69	4.69	0.57	3.19	0.84	1.50	1.79	2.97	0.91	2.07	1.30	2.86	0.94
	T-C	26.6	585	Nervürlü	300	200	200	0.05	3.13	5.27	0.59	3.42	0.91	1.56	2.01	3.17	0.98	2.19	1.43	2.96	1.06
Yasser Helal (2012)	JC-1	28.6	555	Nervürlü	400	260	260	0.08	2.94	5.74	0.51	3.78	0.78	1.52	1.94	3.66	0.80	2.29	1.29	3.36	0.88
Ludovico ve diğ. (2013)	TC	16.38	470	Nervürlü	500	300	300	0.21	1.85	3.43	0.54	2.58	0.72	1.12	1.65	3.33	0.56	1.80	1.08	2.51	0.74
	TC_3	16.30	470	Nervürlü	500	300	300	0.21	1.88	3.42	0.55	2.62	0.72	1.12	1.68	3.31	0.57	1.80	1.11	2.51	0.75
Karayannis ve diğ. (2007)	B0	31.6	580	Nervürlü	300	300	200	0.05	3.77	5.11	0.74	4.29	0.88	2.63	1.43	3.51	1.07	2.39	1.58	3.78	1.00
	C0	31.6	580	Nervürlü	300	300	200	0.05	3.96	5.11	0.78	4.26	0.93	2.63	1.50	3.51	1.13	2.39	1.66	3.64	1.09

Çizelge 6.4b : Daha önce yapılan deneyler ile modellerin karşılaştırılması (devam).

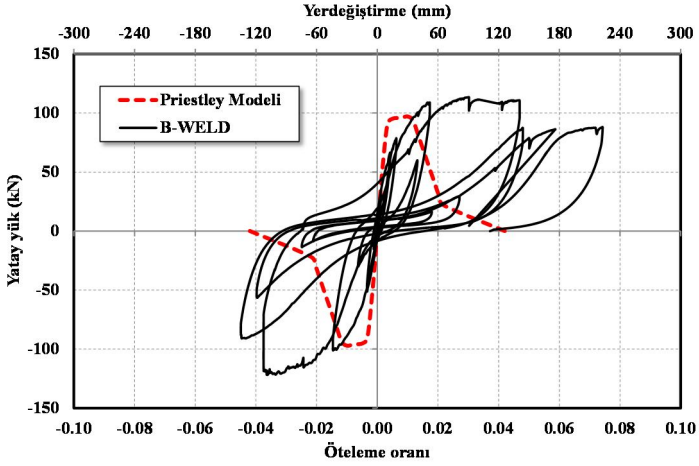
Araştırmacılar	Numune	f_c' (MPa)	f_y (MPa)	Çelik Tipi	hb (mm)	hc (mm)	bj (mm)	$\frac{P}{A_g f_c'}$	τ (MPa) (Deney)	Tsonos τ(MPa)	Tsonos (2007) $\tau_{deney}/\tau_{model}$	Hassan τ (MPa)	Hassan (2011) $\tau_{deney}/\tau_{model}$	Volumn τ (MPa)	Volumn (1998) $\tau_{deney}/\tau_{model}$	Bedirhanoglu τ (MPa)	Bedirhanoglu (2009) $\tau_{deney}/\tau_{model}$	Priestley τ (MPa)	Priestley (1997) $\tau_{deney}/\tau_{model}$	Park τ (MPa)	Park (2012) $\tau_{deney}/\tau_{model}$
Clyde ve diğ. (2000)	2	46.2	455	Nervürlü	406	456	304	0.1	6.83	7.11	0.96	6.71	1.02	3.31	2.06	5.22	1.31	2.90	2.35	7.46	0.92
	4	37.0	455	Nervürlü	406	456	304	0.25	6.66	5.69	1.17	6.53	1.02	3.03	2.20	6.11	1.09	2.68	2.49	6.86	0.97
	5	40.0	455	Nervürlü	406	456	304	0.25	7.03	6.15	1.14	6.87	1.02	3.13	2.25	6.45	1.09	2.78	2.53	7.07	0.99
	6	41.0	455	Nervürlü	406	456	304	0.1	6.75	6.31	1.07	6.26	1.08	3.16	2.14	4.83	1.40	2.74	2.46	7.14	0.95
Tsonos (2009)	O1	16.0	540	Nervürlü	300	200	200	0.156	3.24	3.17	1.02	2.73	1.19	1.35	2.40	3.00	1.08	1.76	1.84	2.99	1.08
Tsonos ve Stylianidis (2002)	L1	16.2	540	Nervürlü	300	200	200	0.16	3.41	3.21	1.06	2.76	1.23	1.36	2.51	3.02	1.13	1.77	1.93	3.00	1.14
	L2	16.4	540	Nervürlü	300	200	200	0.16	3.56	3.25	1.10	2.79	1.28	1.36	2.62	3.05	1.17	1.78	2.00	3.01	1.18
Kaung ve Wong (2006)	BS-L	35.1	520	Nervürlü	450	300	280	0.13	3.50	6.95	0.50	4.19	0.84	1.69	2.07	4.72	0.74	2.55	1.37	3.22	1.09
	BS-U	35.3	520	Nervürlü	450	300	280	0.13	3.34	7.00	0.48	4.21	0.79	1.69	1.97	4.74	0.71	2.56	1.31	3.23	1.04
									Ortalama		**0.93**		**1.02**		**2.02**		**1.06**		**1.88**		**1.03**
									Standart Sapma		**0.29**		**0.16**		**0.45**		**0.24**		**0.52**		**0.14**



Şekil 6.28 : B-WELD numunesine ait deney sonucu ile Hassan (2011) modelinin karşılaştırılması (Hassan (2011) eğrisi).



Şekil 6.29 : B-WELD numunesine ait deney sonucu ile Park (2012) modelinin karşılaştırılması (Park (2012) eğrisi).



Şekil 6.30 : B-WELD numunesine ait deney sonucu ile Priestley (1997) modelinin karşılaştırılması.

6.6 SJ Tipi Göçme İçin Geliştirilen Model

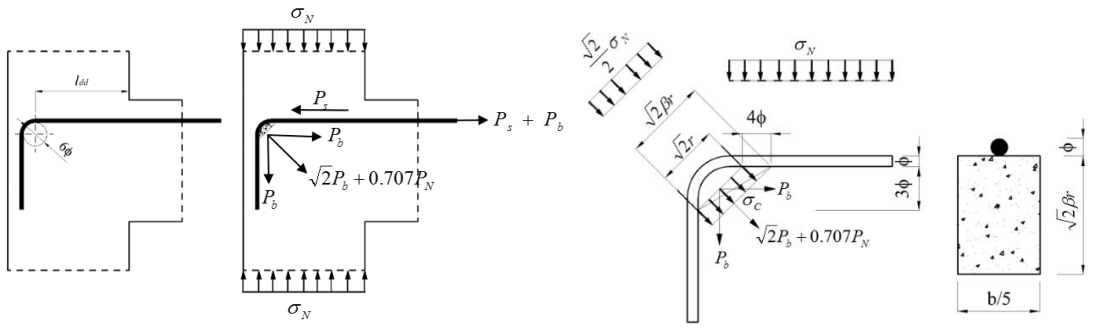
Düşük dayanımlı beton, düz yüzeyli donatı ile yapılan detaylardan kaynaklı bir göçme modu olan SJ tipi göçme literatürde pek rastlanan bir mod değildir. Dolayısıyla bu türde bir göçme moduna sahip birleşim bölgeleri için geliştirilmiş bir davranış modeli yok denecek kadar azdır. Yapılan deneysel çalışmanın öncü çalışması olan çalışmada bu tip göçme modlarının yaşandığı birleşim bölgeleri için bir dayanım modeli önerilmiştir (Bedirhanoğlu 2009). Bu çalışmada Bedirhanoğlu 2009 tarafından önerilen SJ tipi göçme modu modeli ile çeşitli birleşim bölgesi parametreleri kullanılarak parametrik bir çalışma yapılmış, bunun sonunda model basitleştirilerek yarı ampirik bağıntılara dönüştürülmüştür. Bedirhanoğlu (2009) tarafından SJ tipi göçme moduna sahip birleşim bölgeleri için önerilen model aşağıda özetlenmiştir.

Bedirhanoğlu (2009) Modeli

Birleşim bölgesine 90-derece bükülen gönyeler ile ankre edilen kiriş boyuna donatılarındaki kuvvetler öncelikle düz bölüm ile beton arasındaki aderans aracılığı ile betona aktarılmaktadır. Aderans gerilmesinin betonun çekme dayanımına $\left(0.35\sqrt{f_c'}\right)$ eşit olduğu kabul edilirse, kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesindeki düz kısmı ile beton arasındaki aderans ile betona akratılacak çekme kuvveti Denklem (6.74) ile hesaplanır.

$$P_s = 0.35\sqrt{f_c'}\pi\phi l_{dd} = 0.35\sqrt{11.8}\times\pi\times16\times347 = 21kN \qquad \textbf{(6.74)}$$

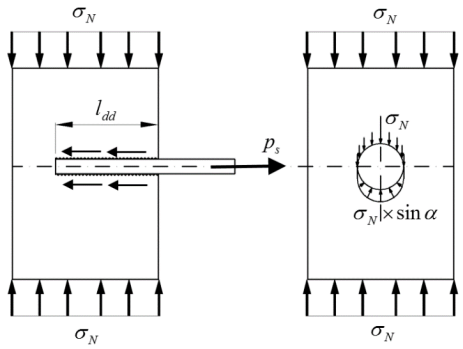
l_{dd} kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesindeki düz kısmın uzunluğu, ϕ donatı çapı).



a) b)

Şekil 6.31 : a) 90-derece kanca durumunda göçme mekanizması ve b) oluşan kuvvetler (Bedirhanoğlu, 2009, Minor ve diğ., 1975, Fujii ve diğ., 1991, Joh ve diğ., 1995).

Donatıdaki çekme kuvveti arttıkça birleşim bölgesindeki kiriş boyuna donatıların 90-derece bükülen gönyenin betona uygulayacağı basınç kuvveti de artacaktır. Gönyenin betona uygulayacağı basınç kuvvetlerinden dolayı bu doğrultuda betonda kısalma ve gönye kısmın bu doğrultuya doğru hareketi söz konusu olacaktır. Gönyenin basınç uyguladığı bölgedeki betonun ezilmeye başlaması bu hareketin artmasına sebep olacaktır. Betonun ezilmeye başlaması ile donatıdaki çekme kuvvetinin artışı duracaktır. Donatı ucuna uygulanan çekme kuvveti ile donatının 90-derece bükülmüş gönye kısmı bu bölgedeki betonu ezerek düzelmeye çalışacaktır. Bu sırada gönye bölümünde düzlem dışı kuvvetler oluşacaktır. Bu kuvvetler kabuk betonunun atmasına sebep olacaktır. Şekil 6.31'de gösterildiği gibi betona 90-derece gönye yapılarak ankre edilen donatının dayanımna ulaşması sırasında oluşan mekanizma ve kuvvetler gösterilmiştir. Şekil 6.31a'da l_{dd} ile gösterilen düz kısım aderansını kaybettikten sonra donatıdaki kuvvetler Şekil 6.31b'de serbest cisim diyagramları gösterilen iki farklı mekanizmanın toplamı şeklinde birleşim bölgesindeki betona aktarılmaktadır.



Şekil 6.32 : 90-derece kanca durumunda göçme mekanizması.

Şekil 6.32'de düz kısımdaki sürtünme kuvvetleri beton ile donatı arasındaki aderans kaybolduktan sonra kuvvetlerin bir kısmı betona etkiyen eksenel gerilmelerin etkisi ile donatı yüzeyi ve beton arasında oluşan sürtünme kuvvetleri tarafından taşınmaktadır. Sürtünme kuvveti sürtünme düzlemine dik etki eden kuvvetin sürtünme yüzey alanı ve sürtünme katsayısı ile çarpılmasından bulunur. Bu durumda betona gömülü bir donatının sürtünme kuvvetleri hesaplamak için donatının silindirik yüzey alanını ve bu yüzey alanına dik olarak etki eden gerilmeleri hesaplamak gerekecektir. Silindirik donatı yüzeyinin her bir teğetinde düzlem değişeceğinden dolayı bu düzleme dik olarak etki edecek gerilme de değişecektir. Şekil 6.32'de σ_N gerilmesine maruz bir beton bloğa gömülü donatı yüzeyine dik çizilerek sonsuz sayıda düzlem ve bu düzlem

alanının bu düzleme dik olarak etki eden gerilme ve sürtünme katsayısı ile çarpılarak elde edilecek kuvvetlerin hepsi toplanırsa donatı çubuğundaki toplam sürtünme kuvveti hesaplanmış olur. Bu işlem için entegrasyondan faydalanılmıştır. Bu amaçla donatı yüzeyinde bir dx parçası için sürtünme kuvveti Denklem (6.75) ile hesaplanmıştır.

$$P_{sx} = (\sigma_N \sin\alpha)(dx) l_{dd} \mu \qquad \textbf{(6.75)}$$

$dx = \frac{\phi}{2} \times d\alpha$ olduğu göz önüne alındığında ve bu eşitlik Denklem (6.75)'de yerine yazıldığında Denklem (6.76)'daki entegrasyon elde edilir.

$$\frac{P_s}{4} = \sigma_N \mu l_d \frac{\phi}{2} \int_{\pi/2}^{0} \sin\alpha d\alpha \qquad \textbf{(6.76)}$$

Denklem (6.76) $\pi/2$'den 0'a entegre edilirse donatının dörtte bir yüzeyindeki toplam sürtünme kuvveti bulunur (Denklem 6.77).

$$\frac{P_s}{4} = -\sigma_N \mu l_{dd} \frac{\phi}{2} \cos\alpha \Big|_{\pi/2}^{0} = \sigma_N \mu l_{dd} \frac{\phi}{2} \qquad \textbf{(6.77)}$$

Donatının 90-derece büküm yerinde betonun ezilmesine karşı gelen donatı çekme kuvveti P_b'dir (Şekil 6.31). Bir başka ifade ile P_b kuvveti bu bölgede betondaki gerilmelerin $\sigma_c = f_c'$ olması durumuna denk gelen donatı kuvvetidir. Donatıdaki kuvvetin bu bölgedeki bileşeni $\sqrt{2}P_b$, eksenel yükün bu bölgedeki bileşeni $\frac{\sqrt{2}}{2}P_N$ ve bu bölgedeki betonun taşıyabileceği kuvvet beton basınç dayanımının donatının bu bölgedeki etkili basma alanı ile çarpılmasından elde edilir. Birleşim bölgesinde bes adet kiriş boyuna donatısı olduğu düşünüldüğünde her donatıya denk gelen basma genişliği b/5 olur (Şekil 6.31). Etkili basma uzunluğu en az $\sqrt{2}r$ ve kancanın da bir kısmının betona basınç uygulayacağı düşünülmüştür. Burada r, gönyenin büküm yarıçapıdır ve deney numunelerinde TS500 (2000)'e göre 3ϕ olarak alınmıştır. Buna göre incelenen numunelerde r=48mm'dir. Kiriş boyuna donatılarında çekme oluştuğunda kolonda oluşacak momentten dolayı kolon kesitinde çekme ve basınç gerilmeleri oluşacaktır. Basınç bölgesinin gönye bölüme denk gelmesi ile bu bölüme

yakın düz kısmın bir bölümü de betona basarak betonu ezmeye çalışacaktır. Şekil 6.31'den kuvvetlerin yatay dengesi tek bir donatı ve bu donatının gönyesinin basınç uyguladığı etkili basma alanı için yazılırsa Denklem (6.78) elde edilir.

$$\sqrt{2}P_b + \frac{\sqrt{2}}{2}P_N = f_c^{'}\left(\frac{b}{5}\sqrt{2}r\beta\right) \tag{6.78}$$

P_N bu bölgeye etki eden eksenel gerilmelerden oluşan kuvvettir. Denklem (6.71) düzenlenirse Denklem (6.79-80) elde edilir.

$$P_b + \frac{1}{2}\sigma_N\left(\frac{b}{5}\beta\sqrt{2}r\right) = f_c^{'}\left(\frac{b}{5}\beta r\right) \tag{6.79}$$

$$P_b = \left(\frac{b}{5}\beta r\right)\left(f_c^{'} - \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_N\right) \tag{6.80}$$

Denklem (6.77) sürtünme kuvveti (Denklem 6.80) ile betonun ezilmesine karşılık gelen donatıdaki kuvvetin (Denklem 6.81) toplamını göstermektedir.

$$F_{donatı} = P_b + P_s = \left(\frac{b}{5}\beta r\right)\left(f_c^{'} - \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_N\right) + 2l_{dd}\phi\sigma_N\mu \tag{6.81}$$

Denklem düzenlenerek (6.81) β katsayısı Denklem (6.82) ile hesaplanabilir.

$$\beta = \frac{\left(F_{donatı} - 2l_{dd}\phi\sigma_N\mu\right)}{\frac{b}{5}r\left(f_c^{'} - \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_N\right)} \tag{6.82}$$

Deney sonuçlarından β=1.65 alınmıştır (Bedirhanoğlu, 2009). Bunun için Denklem (6.82)'de $F_{donatı}$ yerine deneysel $F_{donatı,d}$ kullanılmıştır. Bu katsayı 90-derece bükülen donatının eğri bölümüne ilave olarak düz bölümün (90-derece büküm yerine yakın) bir kısmının da (yaklaşık 4ϕ) betona bastığını gösteren katsayıdır. Bu katsayı kullanılarak kiriş boyuna donatılarının aktarabileceği en büyük kuvvetler ($F_{donatı}$) Denklem (6.81) ile hesaplanabilir.

Yapılan Parametrik Çalışma ve Basitleştirilmiş Model

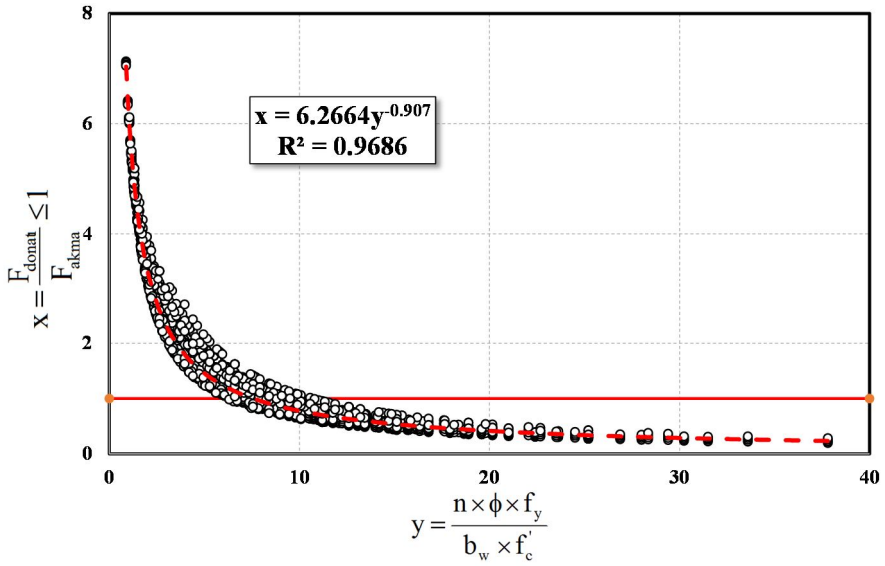
Bu tip bir göçme için hesabın basitleştirilmesi amacıyla birleşim bölgesi davranışını etkileyecek parametreler değiştirilerek bir çalışma yapılmıştır. Bu çalışmada 3 farklı kiriş genişliği (b_w), 2 farklı donatı dayanımı, 8 farklı beton dayanımı, 5 farklı kiriş donatı sayısı, 4 farklı kiriş boyuna donatı çapı ve 5 farklı eksenel yük seviyesi için inceleme yapılmıştır (Çizelge 6.5). Bu tabloda, b_w kiriş genişliği, f_y donatının akmasına karşı gelen gerilme, f'_c karakteristik beton basınç dayanımı, n kiriş çekme donatısı sayısı, ϕ kiriş çekme donatısı çapı, ν kolon eksenel yük oranıdır. Toplamda 3840 farklı durum oluşturulmuştur. Her bir duruma karşı gelen donatı kuvveti Bedirhanoğlu (2009) tarafından önerilen model ile hesaplanmıştır. Daha sonra Denklem (6.83)'de verilen birleşim bölgesi indeksi (y) ile donatıda oluşan kuvvetin donatının akmasına karşı gelen kuvvete oranına (x) (Denklem 6.84) ilişkisi araştırılmıştır (Şekil 6.33). Elde edilen bağıntı Denklem (6.85)'de verilmiştir.

Çizelge 6.5 : Analitik çalışma için yapılan kabuller.

b_w (mm)	f_y(MPa)	f'_c (MPa)	n	ϕ	ν
200	420	6	2	12	0.05
250	220	8	3	14	0.10
300		10	4	16	0.20
		12	5	18	0.30
		14	6		0.40
		16			
		18			
		20			

$$y = \frac{n \times \phi \times f_y}{b_w \times f_c'} \qquad \textbf{(6.83)}$$

$$x = \frac{F_{donat}}{F_{akma}} \leq 1 \qquad \textbf{(6.84)}$$



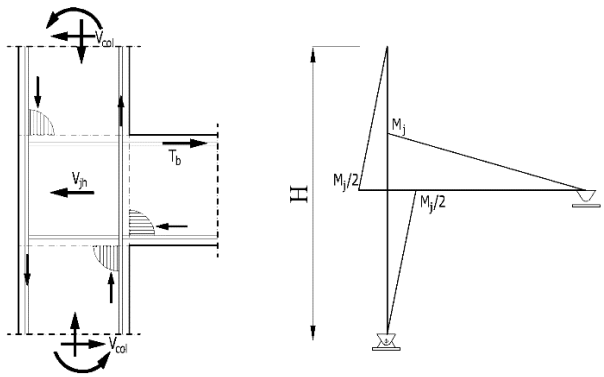
Şekil 6.33 : Birleşim bölgesi indeksi (y) ve donatıda oluşan kuvvetin donatının akmasına karşı gelen kuvvete oranı (x) arasındaki ilişki grafiği.

$$x = 6.27y^{-0.9} \tag{6.85}$$

Donatı üzerindeki kuvvet bulunduktan sonra donatı kuvvetinden birleşim bölgesi kesme dayanımına geçiş Denklem (6.86) ile Denklem (6.89) arasında sağlanmıştır. Bu denklemlerde, V_j birleşim bölgesi kesme kesme kuvveti, T_b kiriş çekme donatısı kuvveti, V_{col} kolon kesme kuvveti, f_s kiriş çekme donatısı üzerindeki gerilme, A_s kiriş çekme donatısı alanı, d_b kiriş faydalı derinliği, H kolon kat yüksekliği, h_b kiriş derinliğidir.

Birleşim bölgesi yatay dengesinden;

$$V_{jh} = xf_y A_s - V_{col} \tag{6.86}$$



Şekil 6.34 : Birleşim bölgesi serbest cisim diyagramı.

$$V_{jh} = xT_b - \frac{M_j}{(H - h_b)} \tag{6.87}$$

Kiriş momenti ile kiriş çekme donatısı arasındaki ilişki yazılırsa,

$$V_{jh} = xT_b - \frac{xT_b 0.85 d_b}{(H - h_b)} \tag{6.88}$$

$$\tau_j = \frac{xT_b[(H - h_b) - 0.85 d_b]}{A_j (H - h_b)} \tag{6.89}$$

Bu denklemlerden elde edilen sonuçlar Bedirhanoğlu (2009) ve bu tez içerisindeki SJ tipinde göçme yaşayan B-REF numunesinin deneysel sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Sonuçlar Çizelge 6.6'da verilmiştir.

Çizelge 6.6 : SJ tipi göçme için önerilen model ile deney sonuçlarının karşılaştırılması.

Numune	τ_{deney}	y	x	τ_{model}	$\tau_{deney} / \tau_{teorik}$
JO	1.53	10.27	0.77	1.39	1.10
B-REF	1.93	9.41	0.83	1.94	0.99

6.9 Lifli Polimer ile Güçlendirilmiş Numuneler

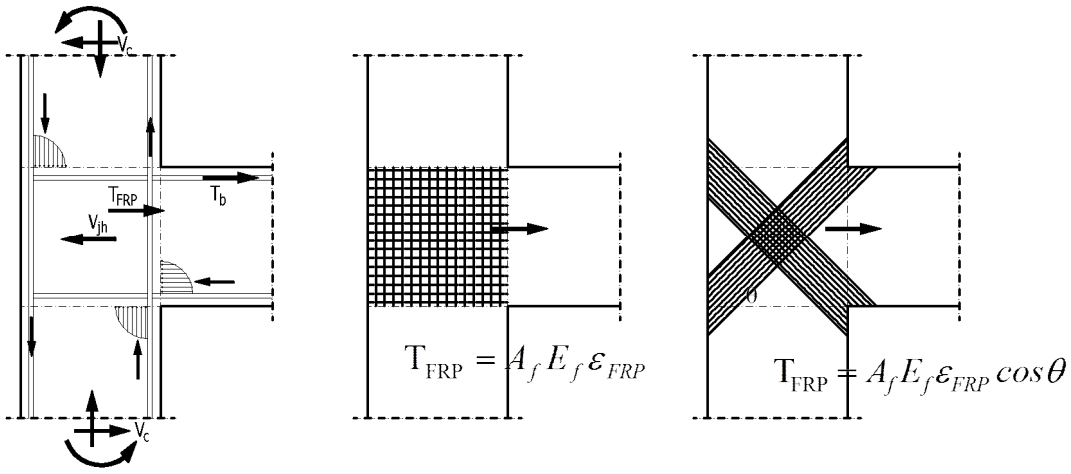
Etriyesiz kolon-kiriş birleşim bölgelerinin LP ile güçlendirilmesinin temel amacı birleşim bölgesindeki büyük çekme gerilmelerinin karşılanmasıdır. Amaç, gevrek elemanlarda hasar oluşmadan sünek elemanlara hasarı transfer edebilmektir (özellikle kirişlere). Genellikle LP ile güçlendirme modellerinde, LP'in birleşim bölgesi kesme kuvvetine katkısı yatay denge denklemlerine kuvvet olarak ilave edilir (Denklem 6.90). Bu denklemde, V_c kolon kesme kuvveti, V_{jh} birleşim bölgesi kesme kuvveti, T_b kiriş boyuna donatılarındaki çekme kuvveti, A_f LP'nin lif doğrultusundaki alanı, E_f LP'nin elastisite modülü, ε_{FRP} LP'nin etkili şekildeğiştirmesidir. Modellerde LP'nin etkili şekildeğiştirme (ε_{FRP}) değeri LP'nin güçlendirme yöntemine ve beklenen göçme moduna bağlı olarak değişmektedir. LP ile güçlendirme modellerininde birbirinden ayrıldığı nokta bu noktadadır. Bu noktadaki farklılıklar güçlendirme tekniğinde LP'nin ankre edilme yöntemi ve uygulanan lif doğrultusundan kaynaklanmaktadır.

Aşağıda tanımlanan olası göçme modları LP'in etkili şekildeğiştirmesini etkilemektedir;

- LP'nin çekme dayanımına ulaşarak kopması,
- LP'nin çekme kapasitesine ulaşamadan betondan ayrılması.

Mevcut tasarım yöntemleri arasında, LP'nin etkili şekildeğiştirme değeri için; Tsonos ve Stylianidis (1999) 0.0035; Gergely ve diğ. (2000) 0.0033 (beton yüzeyi fırça ile temizlenmiş), 0.0021 (beton yüzeyi basınçlı su ile temizlenmiş olan); Ilki ve diğ. (2011) 0.004; Ghobarah ve Said (2001), Sezen (2012) çalışmalarında LP'nin betondan ayrılmasını önlemek için kimyasal ankraj kullanıldığı için LP'in üretici tarafından verilen şekildeğiştirme kapasitelerini kullanmışlardır. Ayrıca, önerilen bazı tasarım yöntemleri LP'nin etkili şekildeğiştirme değerini bulmak için ampirik bir hesaplama yöntemi önermişlerdir (Antonopoulos ve Triantafillou (2003), Pampanin ve diğ. (2007), Tsonos (2008), Shrestha ve diğ. (2007), Bousselham (2010), Akguzel ve Pampanin (2012)). Diğer yandan, tüm bu hesaplama metodlarının diyagonal basınç bloğu mekanizması yaşanmayan birleşim bölgeleri için olduğu unutulmamalıdır.

$$V_{jh} = T_b + T_{FRP} - V_c \tag{6.90}$$



Şekil 6.35 : Birleşim bölgesinin LP ile güçlendirilmiş serbest cisim diyagramı.

Yapılan çalışmada B-WELD-FRP-H ve B-WELD-FRP-L numunelerinde alt ve üst kiriş boyuna donatıları 90-derece bükülmüş kancalar birbirine kaynaklanmış ve birleşim bölgesindeki eski beton kaldırılarak yüksek dayanımlı tamir harcı ile güçlendirilmiştir. Bu numunelerin birleşim bölgeleri sırasıyla 6 kat ve 3 kat karbon LP ile güçlendirilmiştir. B-FRP-H numunesi ise kiriş boyuna donatıları kaynaklanmamış ve gönye önündeki betonda herhangi bir değişiklik yapılmamıştır.

Sadece birleşim bölgesi 6 kat karbon LP ile güçlendirilmiştir. Güçlendirilen tüm numuneler kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşmıştır. Diğer bir deyişle LP ile güçlendirilmiş numunelerin birleşim bölgelerinin taşıyabileceği kesme dayanımları, kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaştığı andaki birleşim kesme gerilmelerinin üzerindedir. Bu sebeple, yapılan karşılaştırmalarda kirişlerin eğilme kapasitelerinin sınırladığı ve sınırlamadığı durumlar ayrı ayrı verilmiştir. Birleşim bölgesinin kapasitesine ulaşmasıyla yaşanacak davranış, sargısız birleşim bölgeleri için Park (2012) tarafından önerilen deformasyon özellikleri kullanılarak karşılaştırmanın içerisine dahil edilmiştir.

LP tarafından lifllerin ekseni doğrultusunda taşınabilecek kuvvet Denklem (6.91) ile hesaplanabilir. Bu denklemde, V_{FRP} LP'nin taşıyabileceği kuvvet, A_{FRP} LP'in lifler doğrultusundaki kesit alanı, E_{FRP} LP'nin elastisite modülü, ε_{FRP} etkin şekildeğiştirme değeridir.

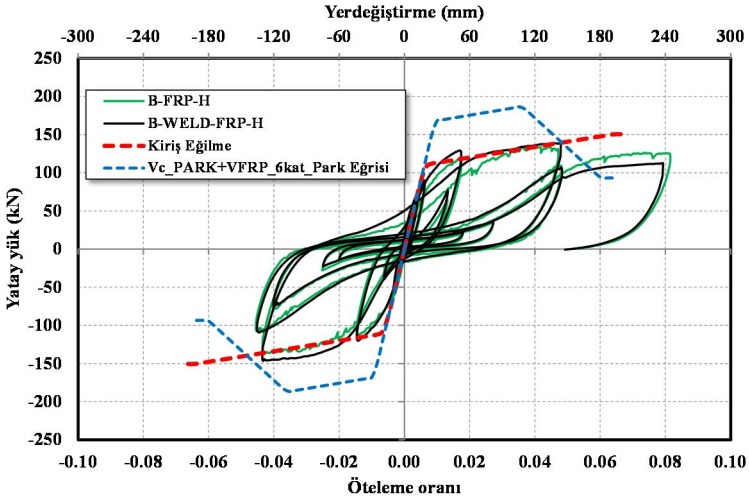
$$V_{FRP} = \varepsilon_{FRP} E_{FRP} A_{FRP} \tag{6.91}$$

Bu kuvvetin kiriş eksenine parelel bileşeni alınıp birleşim bölgesi etkili kesme alanına (A_j) (Şekil 5.34) bölünmesi ile birleşim bölgesinde LP tarafından taşınabilecek kesme gerilmesi Denklem (6.92) ile hesaplanır.

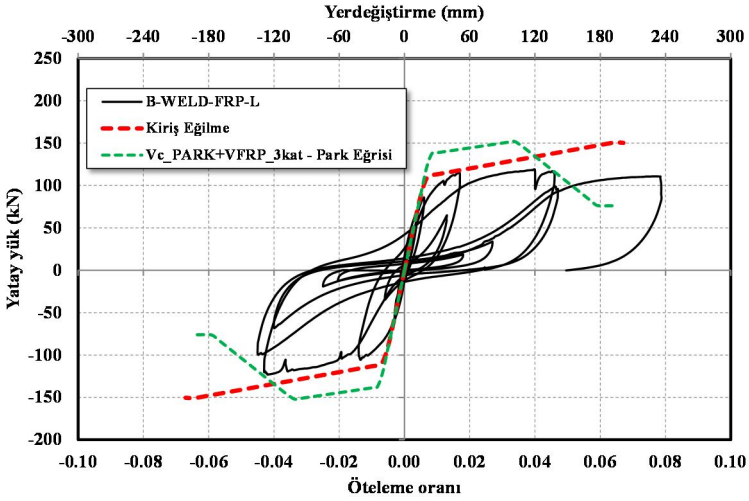
$$\tau_{FRP} = \frac{V_{FRP} \times \sin 45}{A_j} \tag{6.92}$$

Birleşim bölgesi kesme kapasitesine LP'in katkısı hesaplanırken LP etkin şekildeğiştirme değeri (ε_{FRP}) 0.004 olarak alınmıştır. Bu değer Bedirhanoğlu (2009) tarafından yapılmış deneylerden elde edilmiş Ilki (2011) tarafından önerilmiştir. Bu değere göre LP tarafından taşınan kesme gerilmeleri B-WELD-FRP-L numunesinde *0.71MPa*, B-WELD-FRP-H ve B-FRP-H numunelerinde *1.42MPa*'dır. Betonun kesme kuvvetine katkısı Park (2012) tarafından önerilen dayanım modeli ile hesaplanmıştır ($\tau = 2.46MPa$, Çizelge 6.2). Birleşim bölgesi tarafından taşınacak toplam kesme gerilmesi B-WELD-FRP-L numunesi için $\tau = 3.17MPa$, B-FRP-H ve B-WELD-FRP-H numuneleri için $\tau = 3.88MPa$ olarak elde edilmiştir. B-FRP-H ve B-WELD-FRP-H numunelerine ait sonuçlar Şekil 6.36a'da verilmiştir. Bu şekilde mavi eğri güçlendirilmiş birleşim bölgesinin domine ettiği davranışı, kırmızı eğri

kirişin eğilme kapasitesine ulaşmasının domine ettiği davranışı göstermektedir. B-WELD-FRP-L numunesine ait sonuçlar Şekil 6.36b'de verilmiştir. Bu şekilde yeşil eğri güçlendirilmiş birleşim bölgesinin domine ettiği davranışı, kırmızı eğri kirişin eğilme kapasitesine ulaşmasının domine ettiği davranışı göstermektedir.



Şekil 6.36a : İtme analizinde B-FRP-H ve B-WELD-FRP-H numunelerinin kiriş eğilme kapasitesine ulaşılması ve Park (2012) modeli ile karşılaştırılması.



Şekil 6.36b : İtme analizinde B-WELD-FRP-L numunesinin kiriş eğilme kapasitesine ulaşılması ve Park (2012) modeli ile karşılaştırılması.

Şekil 6.36a ve 6.36b'den görüleceği gibi her üç deney numunesininde davranışı kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşmasıyla açıklanabilmektedir. Bu durum deneylerde gözlemlenen hasar dağılımları ile de doğrulanmıştır. Ancak, deney sonuçlarından da görüleceği gibi %4 göreli öteleme oranı aşıldıktan sonra tüm

numuneler bir dayanım kaybı eğilimine girmektedirler. Bunun sebebi birleşim bölgesinde büyük deformasyonlara bağlı oluşan diyagonal basınç hasarı ve birleşim bölgesinin kesme kapasitesini bu hasara bağlı olarak kaybetmesidir. Bu durumun simülasyonu Park (2012) tarafından önerilen deformasyon eğrisi uygulanmaya çalışılmıştır. Fakat, şekillerden de görüleceği gibi birleşim bölgesi kesme kapasitesindeki düşüş modelde önerilene göre oldukça yumuşaktır.

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

7.1 Sonuçlar

Bu tez çalışmasının amacı, ülkemizdeki mevcut yapıların durumunu temsil etmek üzere düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatıya sahip (birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatıları 90-derece gönye yapılmış) kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem etkileri altındaki davranışlarını incelemek ve deprem etkilerine karşı bu davranışlarını iyileştirmektir. Tez kapsamında 5 adet tam ölçekli üç boyutlu betonarme çerçeve numuneleri üretilmiştir.

Deneylerde kolon kapasitesinin 0.07'si kadar sabit eksenel yük ile deprem durumunu benzeştiren yükleme altında deneyleri yapılmıştır. Numunelerde ortalama beton basınç dayanımı 11.8 MPa'dır ve imalatta düz yüzeyli donatılar kullanılmıştır. Bütün numunelerde kolon-kiriş birleşim bölgesinde etriye kullanılmamıştır. Kiriş alt ve üst boyuna donatıları birleşim bölgesine 90-derece bükülerek gönye yapılmıştır. Numuneler B-REF, B-WELD, B-FRP-H, B-WELD-FRP-L ve B-WELD-FRP-H şeklinde isimlendirilmiş olup B-REF referans numunesidir. B-WELD numunesinde birleşim bölgesinde 13cm beton örtüsü kaldırılarak kiriş alt ve üst boyuna donatıları 90-derece bükülen gönyelerden birbirine kaynaklanmış ve yüksek mukavemetli tamir harcı (Emoco-S88) ile birleşim bölgesinin betonu değiştirilmiştir. B-FRP-H numunesinde birleşim bölgesine diyagonal her iki yönde altı kat LP sarılmıştır. B-WELD-FRP-L numunesinde yapılan güçlendirme B-WELD numunesi ile aynıdır. Fakat bu numuneye ilave olarak numunenin birleşim bölgesine diyagonal her iki yönde üç kat LP sarılmıştır. B-WELD-FRP-H numunesinde yapılan güçlendirme B-WELD-FRP-L numunesinden farklı olarak birleşim bölgesine diyagonal her iki yönde 6 kat LP sarılmıştır. Yapılan deneysel ve analitik çalışma sonucunda aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

Ülkemizde de geçmişte sık uygulanmış olan detaylara sahip numunede (B-REF) kiriş boyuna donatıları sıyrılmış, kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesinde içinde 90-derecelik gönyelerinin altında beton lokal olarak ezilmiştir (SJ tipi göçme). Bu davranış kiriş donatısının taşıdığı kuvveti azaltmış dolayısıyla birleşim bölgesinin

kesme dayanımı azaltmıştır. Bu göçme modu İTÜ'de yapılan deneyler hariç hiç bir literatür kaynağında veya yönetmelik dökümanında yer almamaktadır. Bedirhanoğlu (2009) tarafından önerilen yaklaşım parametrik bir çalışma ile genişletilmiştir ve SJ tipi göçme için Bedirhanoğlu (2009) tarafından önerilen model basitleştirilerek yarı ampirik model önerilmiştir. Önerilen model deney sonuçları ile uyumlu sonuç vermiştir (Çizelge 6.6) .

Numunelerin deneysel yatay yük kapasiteleri karşılaştırıldığında, kiriş alt ve üst boyuna donatıları kaynaklanmış olan numunesinin (B-WELD) yatay yük kapasitesi referans numunesine (B-REF) göre hem itmede hem de çekmede artırmıştır. İtmedeki kapasite artışı %18 iken çekmede %25'dir. Buna karşılık öteleme oranı açısından performansta pek bir değişiklik olmamıştır. Deneyler sırasında yapılan gözlemler ve yapılan analitik çalışmalarla B-WELD numunesinde göçme birleşim bölgesinin kesme dayanımına ulaşması şeklinde olmuştur (J tipi göçme). Bu tip göçme içeren literatürdeki farklı beton sınıfları ve geometrilere sahip 27 deney ile bir veritabanı oluşturulmuş, literatürdeki 6 farklı dayanım modeli bu veritabanı sonuçları karşılaştırılmıştır. Ayrıca, test edilen numuneler güncel ve yaygın kullanıma sahip yönetmelikler ile de karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalar sonucunda özellikle Eurocode-8 ve DBYBHY-2007 yönetmelikleri tarafından tanımlanan birleşim bölgesinin diyagonal basınç etkileri altındaki kesme kapasiteleri deneyden elde edilen kapasitenin üzerinde kalmaktadır. ASCE 41-06 (2006) ve ACI 369 (2011) yönetmeliklerinin önerdiği dayanım ve deformasyon modeli hem dayanım hem de deformasyon açısından oldukça güvenli tarafta kalmaktadır. Sonuçlara bakıldığında yönetmeliklerin mevcut birleşim bölgelerinin davranışlarını tahmin edebilme yetenekleri oldukça sınırlıdır.

Birleşim bölgesine LP sarılan tüm numunelerde göçme modu kirişlerin eğilme kapasitesitelerine ulaşması ile sınırlanmıştır (B tipi göçme). B-WELD-FRP-H numunenin yatay yük kapasitesi referans numunesine göre hem itmede hem de çekmede artırmıştır. İtmedeki kapasite artışı %24 iken çekmede %27'dir. B-WELD-FRP-L numunenin yatay yük kapasitesi referans numunesine göre itmedeki %23, çekmede %19 artmıştır. B-FRP-H numunesinde hasar, birleşim bölgesinde en büyük öteleme oranında (%4.6) LP'nin betondan ayrılması ve kirişin eğilme kapasitesine ulaşması şeklinde olmuştur. Yapılan analitik hesaplar ve deneysel gözlemler ile birleşim bölgesine yapıştırılan LP şeritleri 0.004 şekildeğiştirmeye kadar tüm

güçlendirilmiş numunelerde çalıştığı gözlemlenmiştir. Bu doğrultuda yapılan analitik hesaplar ile deney sonuçları uyumludur.

Analitik çalışmalarda deney sonuçları J tipi göçmeye ait modeller ile karşılaştırılmıştır. Hassan (2011), Bedirhanoğlu (2009) ve Park (2012)'ın J tipi göçme için önerdiği modeller genel olarak dayanım açısından diğer modellerden daha iyi sonuçlar vermiştir. SJ tipi göçme için önerilen yarı-ampirik model iki deney sonucu ile karşılaştırılmış ve deney sonuçlarına oldukça yakın sonuç verdiği görülmüştür.

7.2 Öneriler

Bu tez çalışması kapsamında yapılan deneysel ve analitik çalışmalara bakıldığında literatürdeki birleşim bölgesinin kesme dayanımını bulmak için önerilen modellerin ülkemiz yapı stoğu için yetersiz olduğu görülmüştür. J tipi göçme için önerilen model sayısı oldukça fazladır. SJ tipi göçme için sadece Bedirhanoğlu (2009) tarafından önerilen ampirik model ve bu tez kapsamında önerilen yarı ampirik model dışında model bulunmamaktadır. Önerilen bu modellerin doğrulanması için deney sayısının artırılması gerekmektedir.

Özellikle Eurocode-8 ve DBYBHY-2007 yönetmelikleri birleşim bölgesi için kesme dayanım modeli önermekte fakat deformasyon için birşey söylememektedir. Önerilen dayanım modelleri birleşim bölgesinin kesme dayanımını yüksek tahmin etmektedir. Eurocode-8 ve DBYBHY-2007 yönetmeliklerinin önerdiği dayanım modelleri birleşim bölgesi LP ile güçlendirilen ve göçme kirişin eğilme kapasitesine ulaşması ile sınırlanan numunenin (B-WELD-FRP-H) deney sonucu ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmada birleşim bölgesinin kesme dayanımını Eurocode-8 %12, DBYBH-2007 ise %36 fazla tahmin etmektedir. Bu nedenle özellikle DBYBHY-2007'nin önerdiği dayanım modelinin tekrar irdelenmesi gerekmektedir. Deformasyon için model önerilmelidir.

LP ile güçlendirilmiş birleşim bölgeleri CNR-DT200 (2004 ve 2012) yönetmelikleri hariç hiç bir yönetmelikte yer almamaktadır. Bu yönetmelikte yer alan bilgiler de çok sınırlı olup detaylı bilgi vermemektedir. Gerek yapılan testler gerekse literatürden elde edilen bilgiler ışığında gelecek yeni yönetmeliklerde LP ile kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi alternatifinin bulunması yerinde olacaktır.

KAYNAKLAR

ACI 369R-11 (2011). *Guide for seismic rehabilitation of existing concrete framebuildings and commentary. American Concrete Institute.*

ACI 318-08 (2008). *Building code requirements for structural concrete andcommentary. American Concrete Institute.*

Akguzel, U., ve Pampanin, S. (2010). Effects of variation of axial load andbidirectional loading on seismic performance of GFRP retrofitted reinforced concrete exterior beam-column joints. *Journal of Composites for Construction*, *14* (1), 94–104.

Alath, S. ve Kunnath, S.K. (1995). Modeling inelastic shear deformation in RC beam-column joints. *Engineering Mechanics: Proceedings of Tenth Conference*, University of Colorado at Boulder, ASCE, *2*, 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, the University of Texas at Austin.

Alcocer, S.M., ve Jirsa, J.O. (1993). Strength of reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing. *ACI Structural Journal*, *90* (3),249-261.

Altoontash, A., ve Deierlein, G.G. (2003). A Versatile Model for Beam-Column Joints, *ASCE Structures Congress Proceedings*, Seattle, Washington.

Amoury, T., Ghobarah, A. (2002). Seismic rehabilitation of beam-column joints using GFRP sheets. *Structures Engineering*, Elsevier Science Ltd., 1397-1407.

ASCE 41-06 (2006). *Seismic rehabilitation of existing building standard. American Society of Civil Engineering.*

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.

Bakir, P. G., ve Boduroğlu, H. M. (2002). A New Design Equation for Predicting the Joint Shear Strength of Monotonically Loaded Exterior Beam-Column Joints. *Engineering Structures, 24*, 1105-1117.

Barnes, M., ve Jigoral, S. (2008). Exterior Non-Ductile Beam Column Joints (PEER/NEES REU Research Report). University of California, Berkeley.

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.

Bedirhanoğlu, I., İlki, A., Pujol, S. ve Kumbasar, N. (2010). Seismic behavior of joints built with plain bar and low-strength concrete. *ACI Structural Journal*, *107* (3), 300-310.

Bentz, E. C. (2000). *Section analysis of reinforced concrete members.* (PhD thesis). University of Toronto, Toronto.

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

Biddah, A., ve Ghobarah, A. (1999). Modelling of Shear Deformation and Bond Slip in Reinforced Concrete Joints. *Structural Engineering and Mechanics*, *7* (4), 413–432.

Bousselham, A. (2010). State of research on seismic retrofit of RC beam-column joints with externally bonded FRP. *Journal of Composites for Construction*, *14* (1), 49–61.

Bracci, J.M., Reinhorn, A.M. ve 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 (Technical Report NCEER-92-0029). National Centre for Earthquake Engineering Research, Bufalo.

Calvi, G.M., Magenes, G., ve Pampanin, S. (2002). Relevance of beam-column joint damage and collapse in RC frame assessment. *Journal of Earthquake Engineering*, Imperial College Press. *6* (1), 75-100.

Canadian Standards Association CSA S806-02. (2002). Design and construction of building components with fiber-reinforced polymer. *Canadian Standards Association*, Mississauga, Ont.

Celik, O.C., ve 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.

CEB-FIP (Mc90) (1993). *CEB-FIP Model Code 1990: Design code. Comite Euro-International Du Beton(Ceb).*

Chopra, A.K. (1994). *Dynamics of structures theory and applications to earthquake Engineering*. University of California at Berkeley.

Clyde, C., ve diğ. (2000). Performance-based evaluation of exterior reinforced concrete building joints for seismic excitation (Technical Report PEER 2000-5). Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley,CA.

CNR-DT 200 (2004). *Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures.*

CNR-DT 200 (2012). *Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures.*

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., Comert, M., Demir, C. ve Ilki, A. (2012). FRP retrofit of a full-scale 3D RC frame, *Proceedings of CICE2012*, Rome, 3-15 June.

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.

DBYBHY (2007). *Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik.*

Durrani, A.J., Wight J.K. (1985). Behavior of interior beam-to-column connections under earthquake type loading. *ACI Structural Journal*, *82*(30), 343-349.

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

Ehsani, M.R., Wight J.K. (1985). Exterior reinforced concrete beam-to-column connections subjected to earthquake-type loading. *ACI Structural Journal*, *82*(43), 492-499.

Engindeniz, M., Kahn, L. F., ve Zureick, A.H. (2004). Repair and strengtheningof non-seismically designed rc beam-column joints: State-of-The-Art (Research Report No. 04-4). Georgia Institute of Technology, School of Civil and Environmental Engineering, Structural Engineering and Materials.

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

Engindeniz, M. *(2008). Repair and strengthening of pre-1970 RC corner beam-column joints using CFRP composites.* (PhD thesis). Georgia Institute of Technology.

Estrada, J.I. (1990). *Use of steel elements to strengthen a reinforced concrete building.* (M.Sc. thesis). Univesity of Texas at Austin.

Eurocode 8 (2004). *Design of structures for earthquake resistance.*

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

Fujii, S., Morita, S., Kawakami, S. ve Yamada, T. (1991). Re-evaluation of test data on 90 degree bent bar anchorage. *Journal of Struct. and Constr.Engineering, 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.

Ghobarah, A. (2001). Seismic rehabilitation of beam-column joints. *Structural Engineering, Mechanics and Computation Engineering*, Elsevier Science Ltd., 1235-1242.

Ghobarah, A., Amoury, T. (2005). Seismic rehabilitation of deficient exterior concrete frame joints. *ASCE, Journal of Composites for Construction*, 408-416.

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

Hakuto, S., Park, R., Tanaka, H. (1999). Effect of deterioration of bond of beam bars passing through interior beam column joints on flexural strength and ductility. *ACI Structural Journal*, 96(5), 858–864.

Hanson, N.W., ve Conner, H.W. (1967). Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints. *Journal of the Structural Devision ASCE (ST5),* 533-560.

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

Hegger, J., Sherif, A., ve Roeser, W. (2003). Nonseismic Design of Beam-Column Joints. *ACI Structural Journal*, *100* (5), 654-664.

Helal, Y. (2012). *Seismic strengthening of deficient exterior RC beam-column sub-assemblages using post-tension metal strips.* (PhD thesis). The University of 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. ve Mander, J.B. (1992). Gravity load-designed reinforced concrete buildings : Seismic evaluation of existing construction and detailing strategies for improved seismic resistance (Technical Report NCEER-92-0016). National Centre for Earthquake Engineering Research, Bufalo.

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.

Hwang, S. J. and 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.

Ilki, A., Bedirhanoglu, I., Kumbasar, N. (2011). Behavior of FRP-retrofitted joints built with plain bars and low-strength concrete. *ASCE Journal of Composites for Construction*, *15* (3), 312-326.

Ilki, A., Bedirhanoglu, I., Kumbasar, N. (2008). Seismic retrofit of beam-column joints with FRP sheets, *5th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS-V)*. Canada, September 22-24.

Jiuru, T., Chaobin, H., Kaijian, Y., ve Yongcheng, Y. (1993). Seismic behavior and shear strength of framed joint using steel-fiber reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering, 118* (2), 341-358.

Joh, O., Goto, Y., ve Shibata, T. (1995). Anchorage of beam bars with 90-deg bend in reinforced concrete beam-column joints. *ACI Special Publication, 127* (SP157-05).

Karayannis, C.G., Chalioris, C.E., ve Sirkelis, G.M. (2007). Local retrofit of exterior RC beam-column joints using thin RC jackets: An experimental study. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *37*, 727-746.

Karayannis, C., Chalioris, C., ve Sideris, K. (1998). Effectiveness of RC beam-column connection repair using epoxy resin injections. *Journal of Earthquake Engineering, 2* (2), 217-240.

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

Kim, J. and LaFave, J. M. (2007). Key influence parameters for the joint shear behavior of RC beam-column connections. *Engineering Structures*, *29*, 2523-2539.

Konwinski C. M. (1996). *Shear strength of reinforced concrete bridge piers subject to earthquake loading.* (M.S. Thesis). Purdue University.

Kuang, J.S., Wong, H.F. (2006). Effect of beam bar anchorage on beam-column behaviour. *Structural and Buildings*, *159* (2), 115-124.

Kuang, J.S., Wong, H.F. (2011). Effectiveness of horizontal stirrups in joint core for exterior beam-column joints with nonseismic design. *Procedia Engineering*, *14* (2), 3301-3307.

Lehman, D.E., ve Moehle, J.P. (2000). Seismic performance of well-confined concrete bridge columns (PEER 1998/01). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, , Berkeley, CA.

Lee, W.T., Chiou, Y.J., Shih, M.H. (2010). Reinforced concrete beam-column joint strengthened with carbon fiber reinforced polymer. *Composite Structures*, Elsevier Science Ltd., *92*, 48-60.

Lowes, L.N., ve Altoontash, A. (2003). Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading. *ACSE Journal of Structural Engineering*, *129* (12), 1686-1697.

Lowes, L. N., Mitra, N., ve Altoontash, A. (2004). A beam column joint model for simulation the earthquake responce of reinforced concrete frames (Report No. PEER 2003-10). Pasific Eartgquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Ludovico, M., ve diğ. (2013). A proposal for plastic hinges modification factors for damaged RC column. *Engineering Structures*, *51*, 99-112.

Lynn, A.C. (2001). *Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns.* (Ph.D. Thesis). University of California at Berkeley.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N ve Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *ASE Journal of Structural Engineering*, *114*, 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.F., Jirsa, O. (1981). Shear strength of reinforced concrete beam-column connections. *ASCE Journal of Structural Engineering*, *107* (ST11), 2227-2244.

Minor, J., ve Jirsa, J.O. (1975). Behavior of bent bar anchorages. *ACI Journal,72* (15), 141-149.

Migliacci, A., Antonucci, R., Maio, N.A., Napoli, P., Feretti, A.S., Via, G. (1983). Repair techniques of reinforced concrete beam-column joints (Final Report 355-362). IABSE Symposium on Strengthening of Building Structures-diagnosis and therapy, Venice.

Moehle J. P., Lynn A. C., Elwood K., ve 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, September 1-2.

Mohr, O. (1900). Welche umstande bedingen die elastizitatsgrenze und den bruch eines materials. *Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure*, 1524.

Mosallam, A.S. (2000). Strength and ductility of RC frame connections strengthened with quasi-isotropic laminates. *Composites Part B31: Engineering*, Elsevier Science Ltd., 481-497.

Murty, C.V.R., Rai, D.C., Bajpai, K.K., ve Jain, S.K. (2003). Effectiveness of reinforcement details in exterior reinforced concrete beam-column joints for earthquake resistance. *ACI Structural Journal*, *100* (2), 149-156.

Nagi, M., Rojas, M.C. (1990). Seismic behaviour of lightly-reinforced-concrete column and beam-column joint details (Technical Report NCEER-90-0014), National Centre for Earthquake Engineering Research, SUNY/Bufalo.

Celik, O.C., ve 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.

Ortiz, I. R. (1993). *Strut-and-Tie Modeling of Reinforce Concrete Short Beams and Beam-Column Joints.* (PhD thesis), University of Westminster.

Pampanin, S., Calvi, G.M., ve Moratti, M. (2002). Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads, *Proc. of 12th European Conference on Earthquake Engineering*, (pp 726). London.

Pampanin, S., Magenes, G., ve Carr, A. (2003). Modeling of Shear Hinge Mechanism in Poorly Detailed RC Beam Column Joints, *FIB Symposium, Concrete Structures in Seismic Regions.* Athens.

Pampanin, S., Bolognini, D., ve 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.

Pantelides, C., ve diğ. (2002). Assessment of reinforced concrete building exterior joints with substandard details (Technical Report PEER 2002-18). Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley.

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/Bufalo.

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). Pasific Eartquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Park, R., ve Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York : John Wiley and Sons.

Paulay T, Park R. (1984). Joints in reinforced concrete frames designed for earthquake resistance (Research report 84-9). Department of Civil Engineering, University of Canterbury.

Paulay, T., ve Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.* New York : John Wiley and Sons.

Perform-3D. (2006). Structural and earthquake engineering software, *Computer and Structures INC*, Berkeley.

Priestley, M.J.N. (1995). Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, *1* (1), 157-192.

Priestley, M.J.N. ve Hart, G. (1994). *Seismic behavior of as-built and as-designed corner joints*. Solana Beach, CA: SEQAD Consulting Engineers.

Sarsam, K.F. ve 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.

Sezen H. (2002). *Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns.* (PhD Thesis). 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).

Scott, R.H., Feltham, I., ve Whittle, R. T. (1994). Reinforced beam-column connections and BS 8110. *The Structural Engineer, 72* (4), 55-60.

Shi, G., Fan, H., Yuan, F. ve Bai, Y. (2012). Improved measure of beam-to-column joint rotation in steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Science Ltd., *70*, 298-307.

Shrestha, R., ve Smith, S.T. (2007). An experimental investigation on the strengthening of RC beam-column connections with FRP composites. *Proceedings : First Asia-Pacific Conference on FRP in Structures APFIS.* Hong Kong, China.

Smith, S.T., ve Shrestha, R. (2006). A review of FRP-strengthened RC beam-column joints. *The 3rd International Conference on FRP Composites in Civil Engineering CICE2006.* Miami, Florida.

Soroushian, P., Choi Ki-B. (1991). Analytical evaluation of straight bar anchorage design in exterior joints. *ACI Structural Journal*, *88* (S19), 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* (S28), 269-276.

TS500 (2000). *Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları.* Türk Standatları Enstitüsü, Ankara.

Theiss, A.G. (2005). *Modeling the Earthquake Response of Older Reinforced Concrete Beam-Column Building Joints.* (M.S. Thesis). University of Washington.

Tapan, M., Comert, M., Demir, C., Sayan, Y., Orakcal, K., İlki, 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* (2013), 606-628.

TS 708 Beton Çelik Çubukları (1985). *Türk Standartları Enstitüsü.* Ankara.

Tsonos, A.G., Tegos, I.A., Penelis, G.Gr. (1992). Seismic resistance of type 2 exterior beam-column joints reinforced with inclined bars. *ACI Structural Journal*, *89* (S1), 3-12.

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. (1999). Lateral load response of strengthened reinforced concrete beam-to-column joints, *ACI Structural Journal*, *96* (1), 46-56.

Tsonos, A.G. (2008). Effectiveness of CFRP-jackets and RC-jackets in post-earthquake and pre-eartquake retrofiting of beam-column subassemblages. *Engineering Structures*, *30*, 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,* 455-466. Greece.

Trung, K., Le, K., Lee, Jaehong., Lee, D.H., Woo, Sungwoo. (2009). Experimental study of RC beam-column joints strengthened using CFRP composites. *Composites Part B Engineering*, *41* (1), 76-85.

Uzumeri, S.M. (1977). Strength and ductility of cast-in-place beam-column joints. *ACI Structural Journal*, *SP53*, 293-350.

Vecchio, F.J., ve Collins, M.P. (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Structural Journal*, *83* (2), 219-231.

Vecchio, F.J. (2000). Distributed stress field model for reinforced concrete: formulation. *Journal of Structural Engineering*, *ASCE, 127* (1), 12-20.

Vollum, R.L. (1998). *Design and Analysis of Exterior Beam Column Connections.* (PhD thesis). University of London, Imperial College of Science Technology and Medicine.

Vollum, R. L. ve Newman, J.B. (1999). Strut and tie models for analysis design of external beam-column joints, *Magazine of Concrete Research*, *51* (6), 415-425.

Wong, H.F. (2005). *Shear Strength and Seismic Performance of Non-Seismically Designed RC Beam-Column Joints.* (PhD thesis). University of Science and Technology, Hong Kong.

XTRACT. (2007). Imbsen software systems.

Youssef, M. ve Ghobarah, A. (2001). Modeling of RC Beam-Column Joints and Structural Walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 5 (1), 93-111.

Zhang, L., ve Jirsa, J.O. (1982). A Study of Shear Behavior of RC Beam-Column Joints (PMFSEL Report No. 82-1). University of Texas at Austin.

EKLER

EK A : Moment-Dönme Grafikleri

EK B : Donatılar Üzerindeki Şekildeğiştirme Ölçümleri

EK C : Birleşim Bölgesindeki Yük-Kesme Şekildeğiştirmesi Grafikleri

EK D : Enerji Yutma Ve Rijitlik Değişim Grafikleri

EK E : Donatı Çekme Deneyi Sonuçları

EK F : Numune Çizimleri

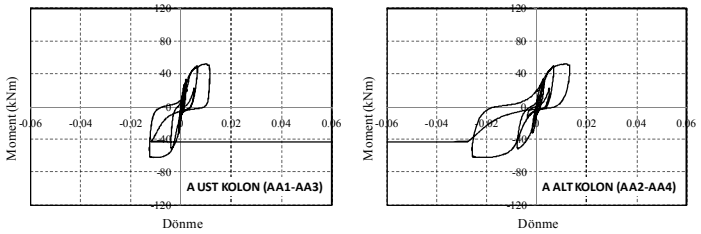
EK G : Belirli Öteleme Oranlarındaki Deney Sonrası Hasar Resimleri

EK A

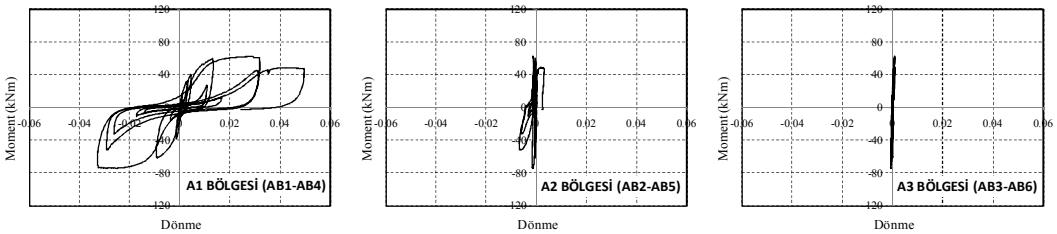
A.1 GİRİŞ

Bu ekte numunelere ait moment-dönme grafikleri verilmiştir. Moment dönme ilişkileri A, B, C ve D birleşimlerinde kolonlarda iki bölgeden kirişlerde ise üç bölgedeki yerdeğiştirmeölçerlerden yararlanılarak belirlenmiştir. Buna göre her birleşimden beş adet olmak üzere toplam, yirmi adet moment dönme ilişkisi elde edilmiştir.

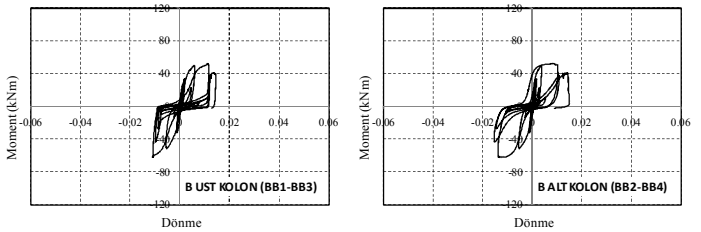
A.1.1 B-REF numunesi moment-dönme ilişkileri



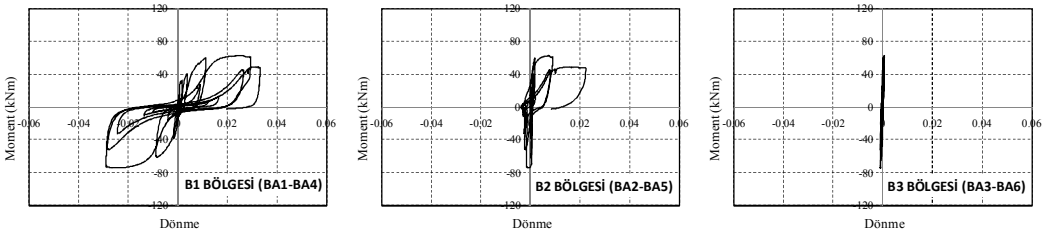
Şekil A.1 : A birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



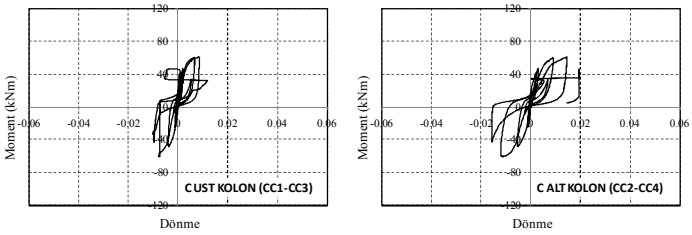
Şekil A.2 : A birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment dönme ilişkileri.



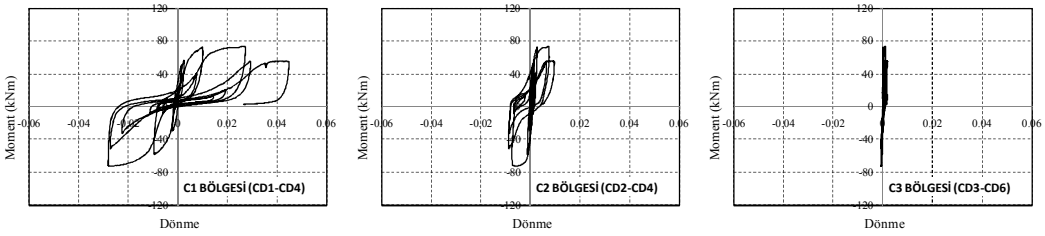
Şekil A.3 : B birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



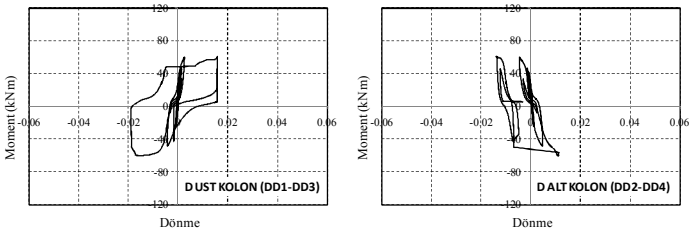
Şekil A.4 : B birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen momen dönme ilişkileri.



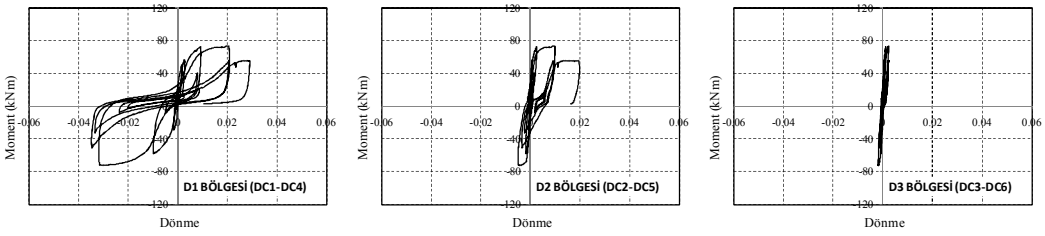
Şekil A.5 : C birleşimi ust ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



Şekil A.6 : C birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.

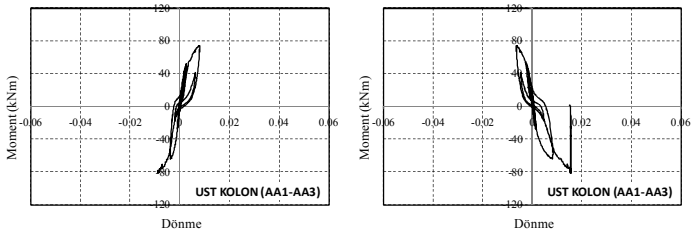


Şekil A.7 : D birleşimi ust ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.

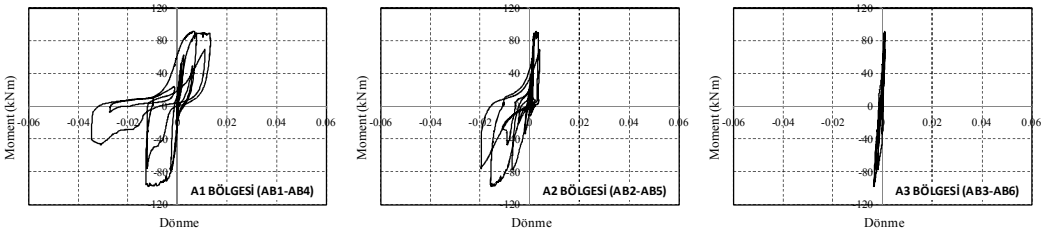


Şekil A.8 : D birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.

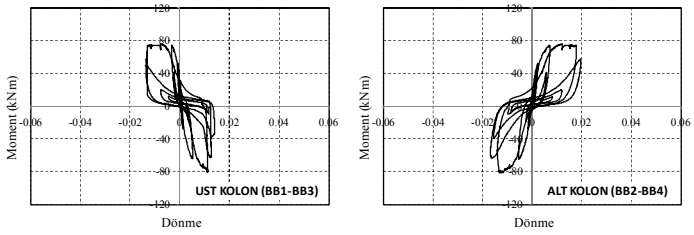
A.1.2 B-WELD numunesi moment-dönme ilişkileri



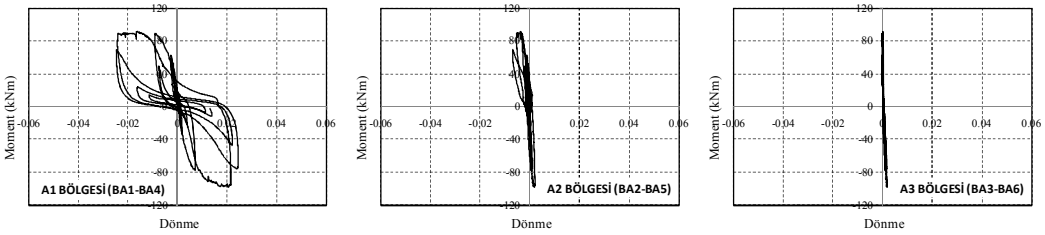
Şekil A.9 : A birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



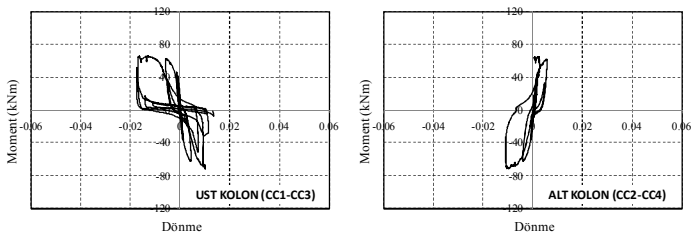
Şekil A.10 : A birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.



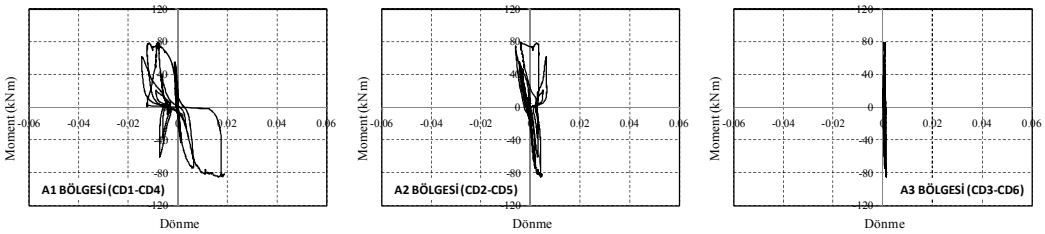
Şekil A.11 : B birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



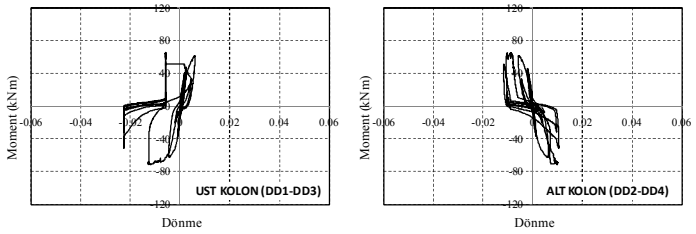
Şekil A.12 : B birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.



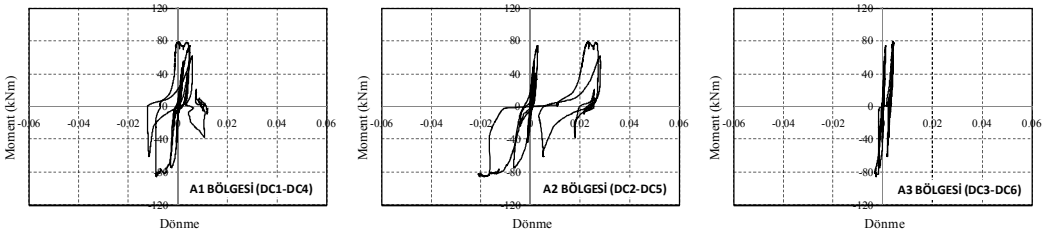
Şekil A.13 : C birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



Şekil A.14 : C birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.

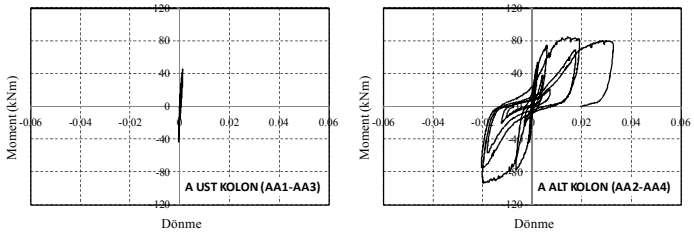


Şekil A.15 : D birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.

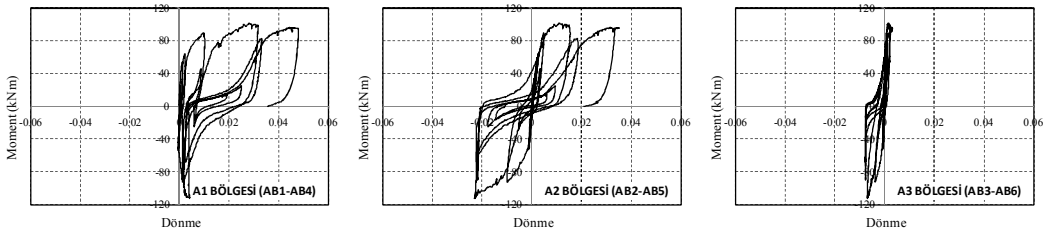


Şekil A.16 : D birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.

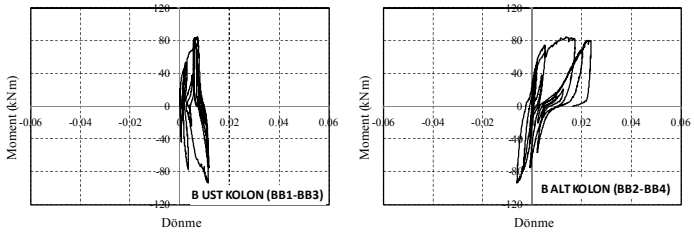
A.1.3 B-FRP-H numunesi moment-dönme ilişkileri



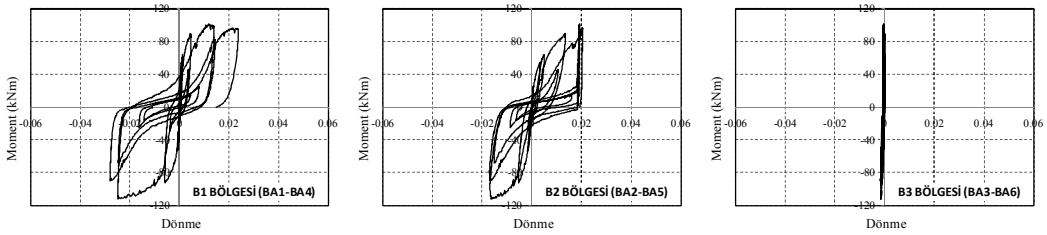
Şekil A.17 : A birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



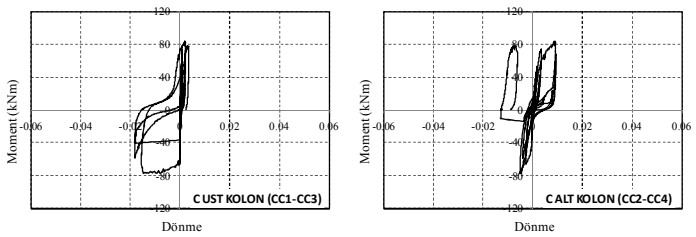
Şekil A.18 : A birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment dönme ilişkileri.



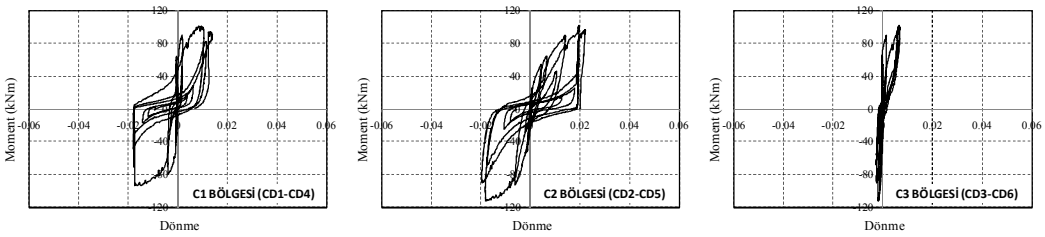
Şekil A.19 : B birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



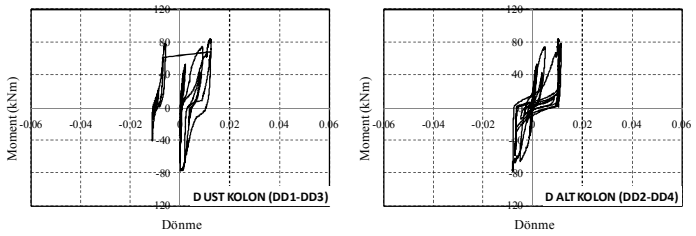
Şekil A.20 : B birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.



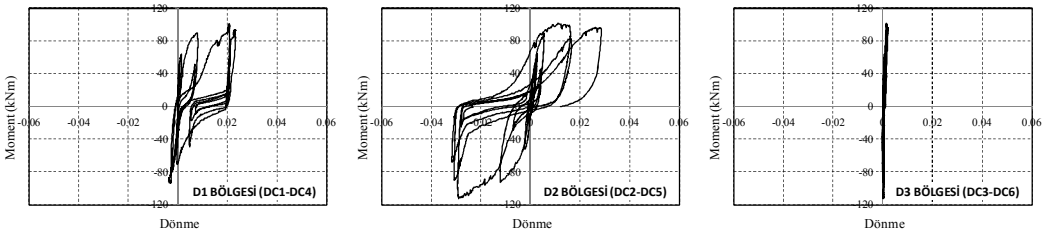
Şekil A.21 : C birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



Şekil A.22 : C birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.

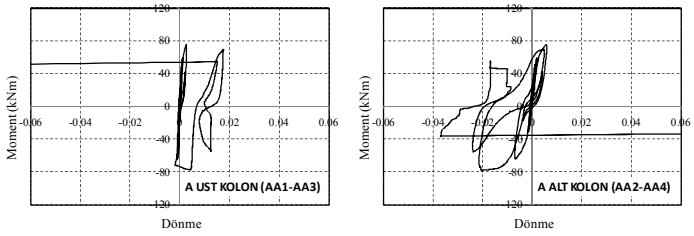


Şekil A.23 : D birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.

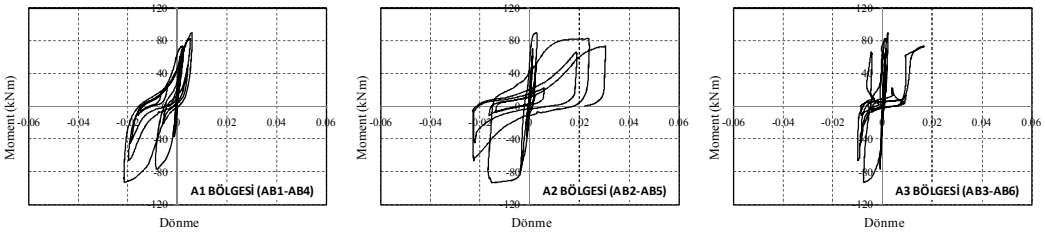


Şekil A.24 : D birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.

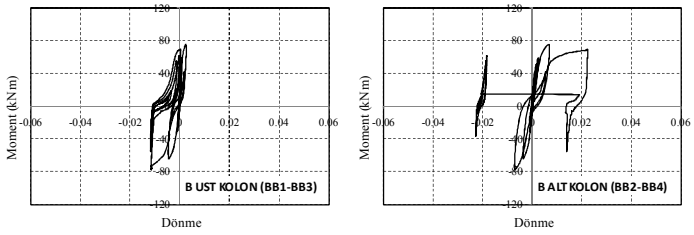
A.1.4 B-WELD-FRP-H numunesi moment-dönme ilişkileri



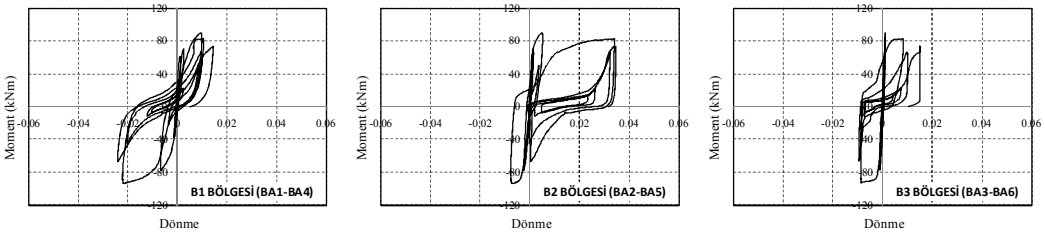
Şekil A.25 : A birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



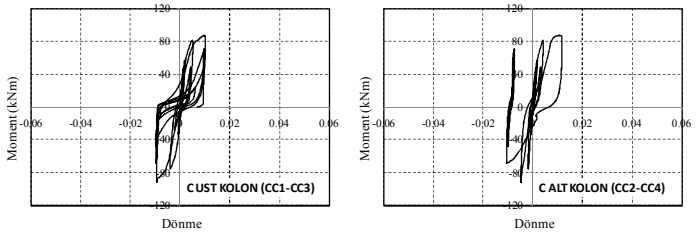
Şekil A.25 : A birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment dönme ilişkileri.



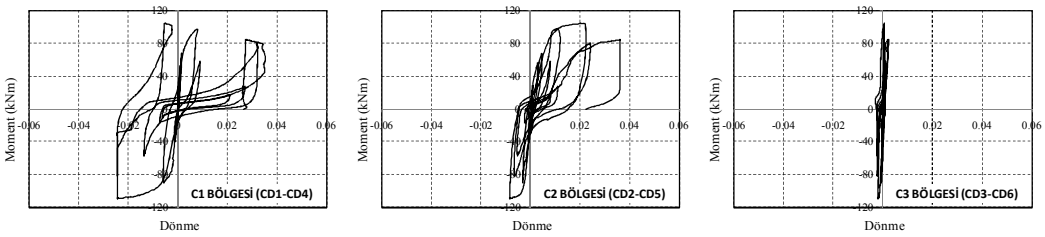
Şekil A.27 : B birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



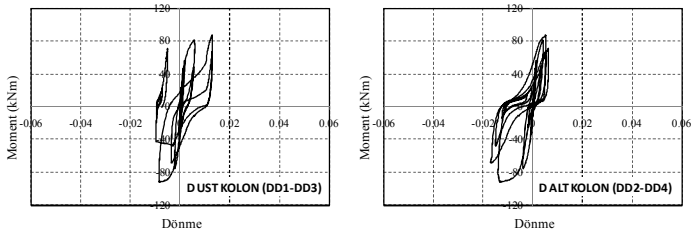
Şekil A.28 : B birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.



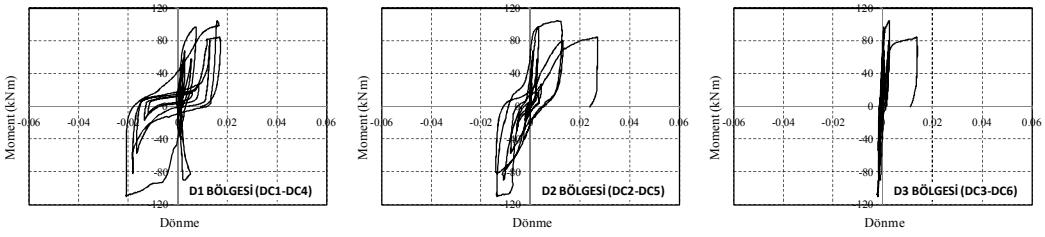
Şekil A.29 : C birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



Şekil A.30 : C birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.

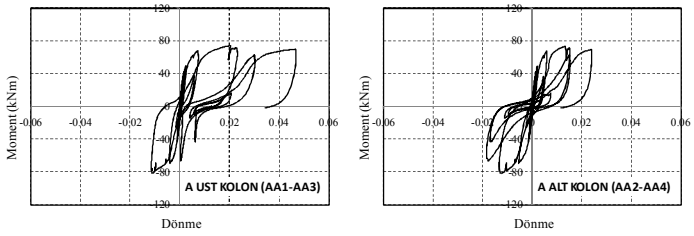


Şekil A.31 : D birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.

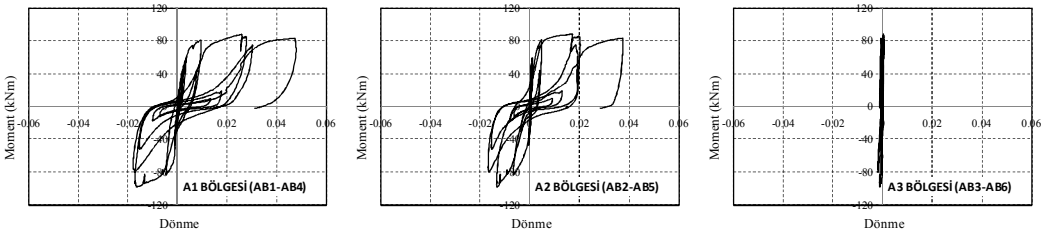


Şekil A.32 : D birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.

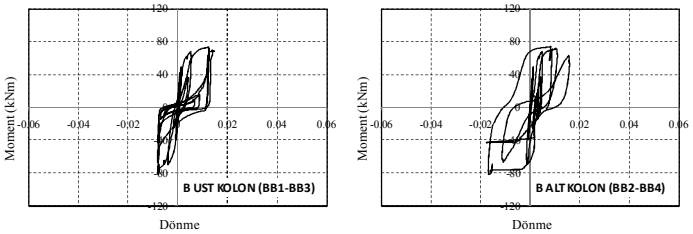
A.1.5 B-WELD-FRP-L numunesi moment-dönme ilişkileri



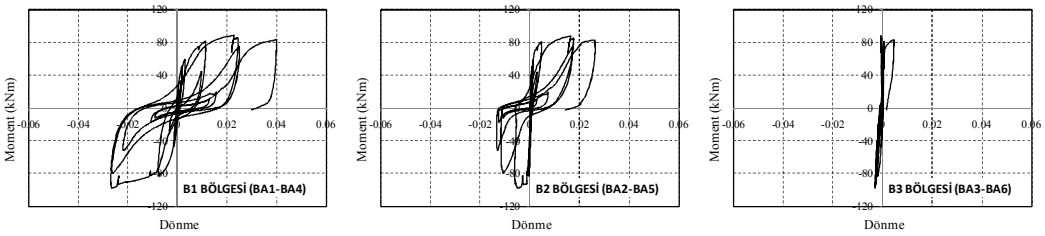
Şekil A.33 : A birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



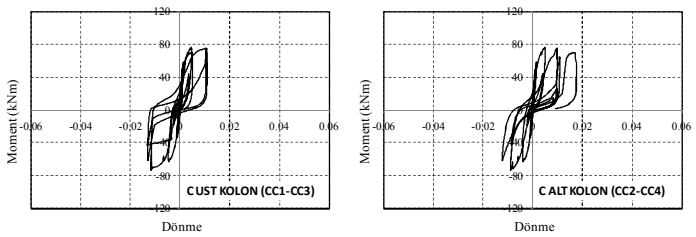
Şekil A.34 : A birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment dönme ilişkileri.



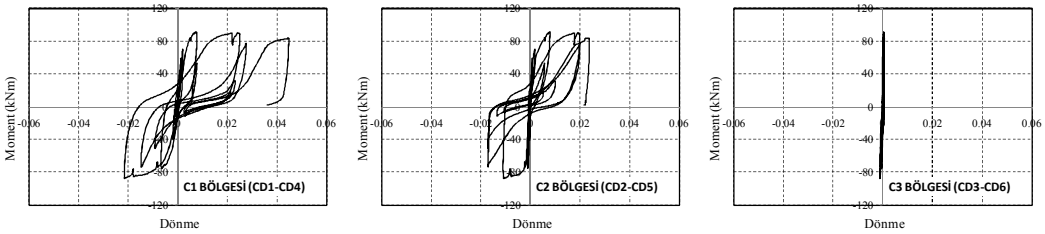
Şekil A.35 : B birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



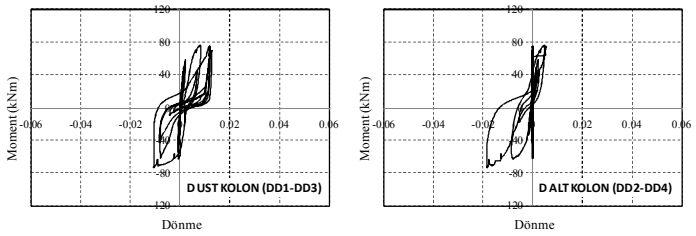
Şekil A.36 : B birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.



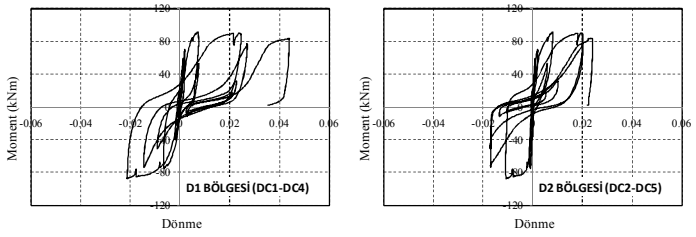
Şekil A.37 : C birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



Şekil A.38 : C birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.



Şekil A.39 : D birleşimi üst ve alt kolonu için elde edilen moment-dönme ilişkileri.



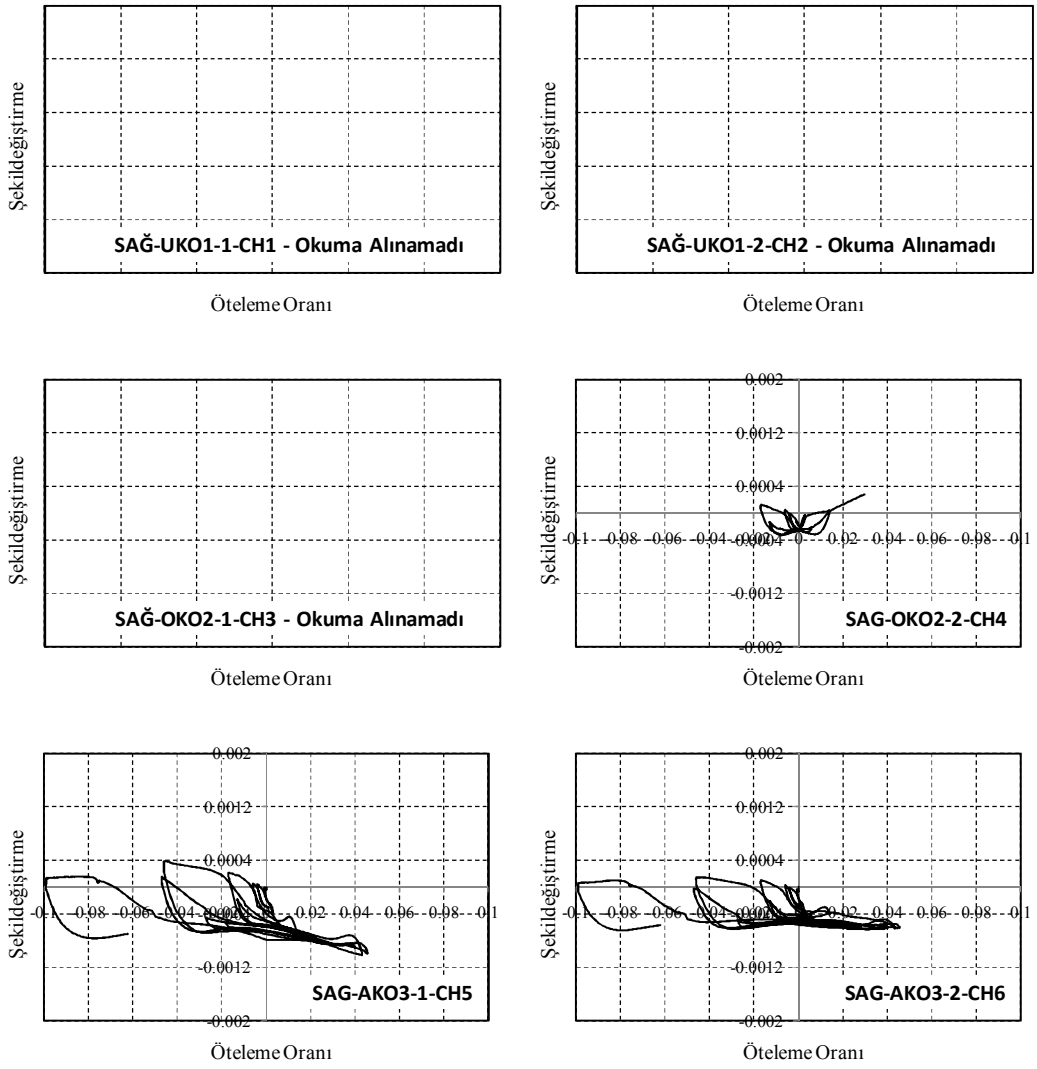
Şekil A.40 : D birleşimi kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment dönme ilişkileri.

EK B

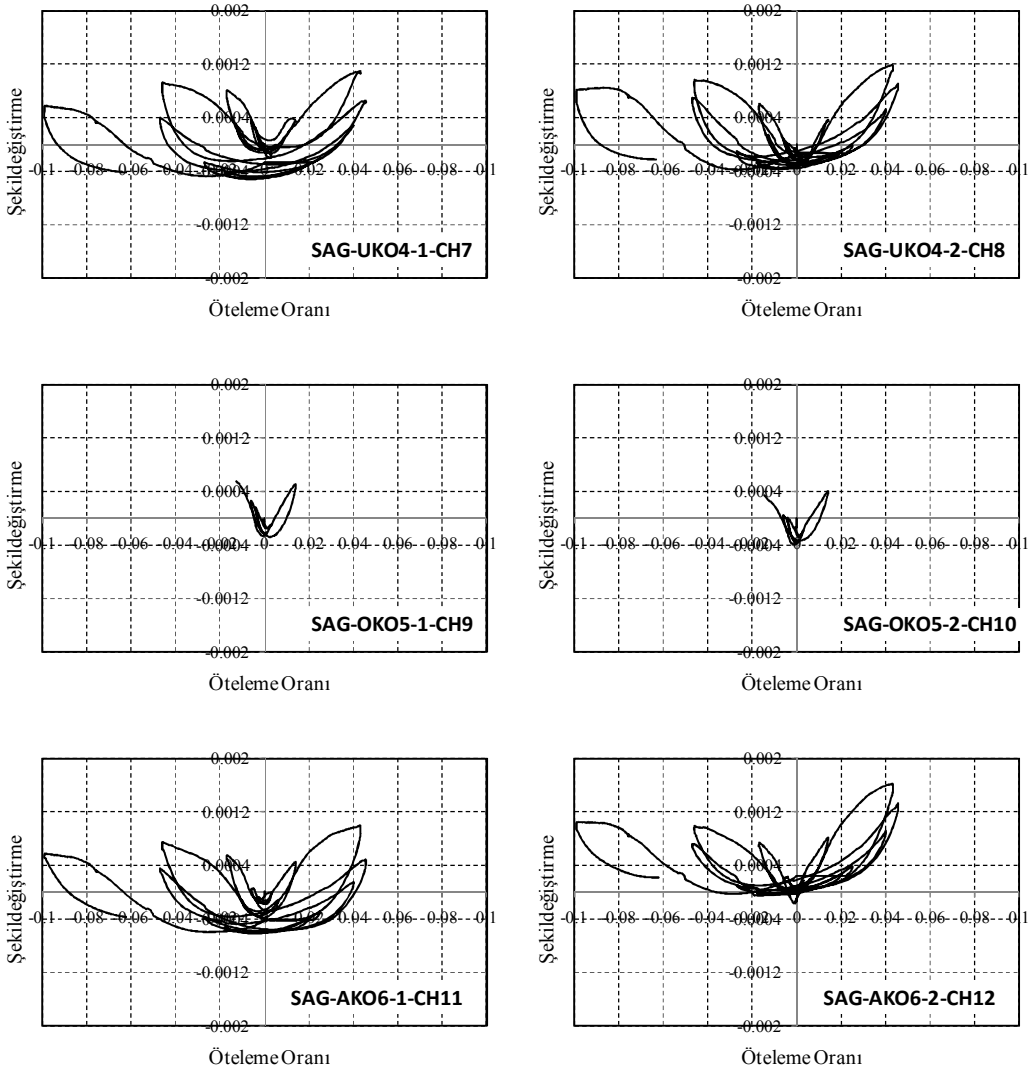
B.1. GİRİŞ

Bu ekte deney numunelerinin şekildeğiştirme-öteleme oranı grafikleri verilmiştir.

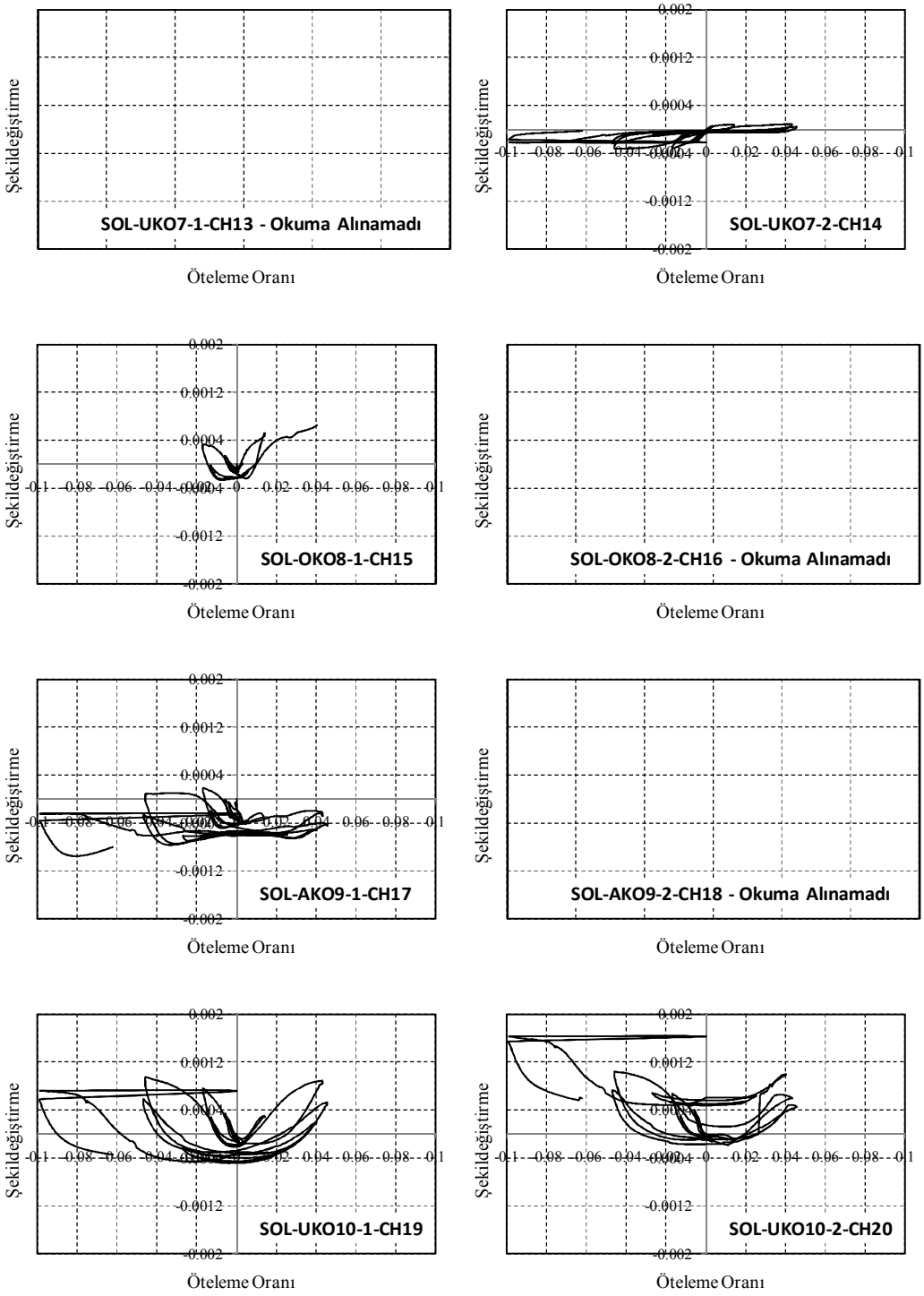
B.1.1 B-REF numunesi



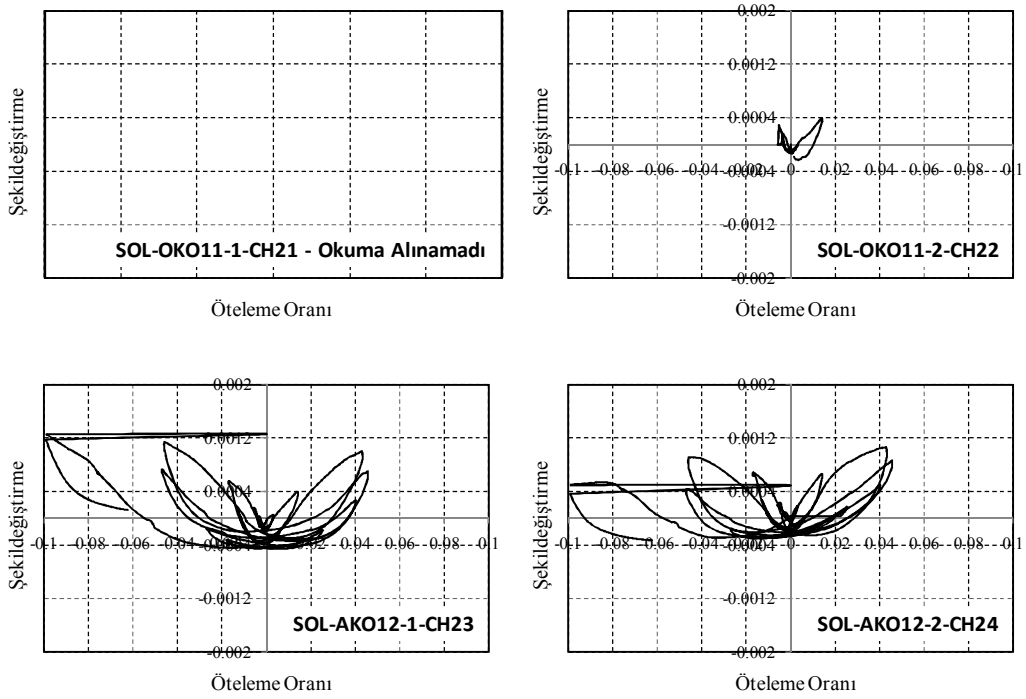
Şekil B.1a : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



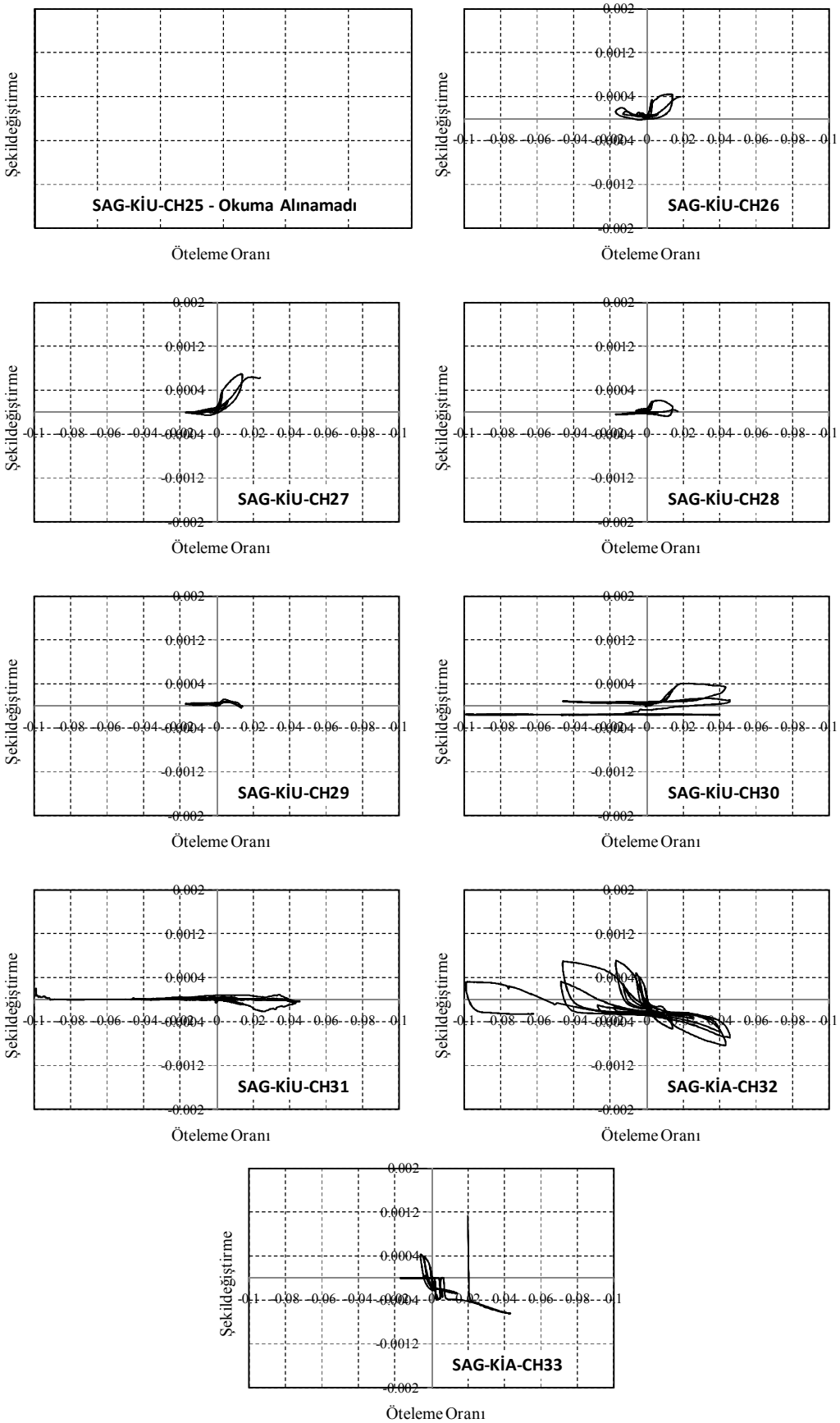
Şekil B.1b : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



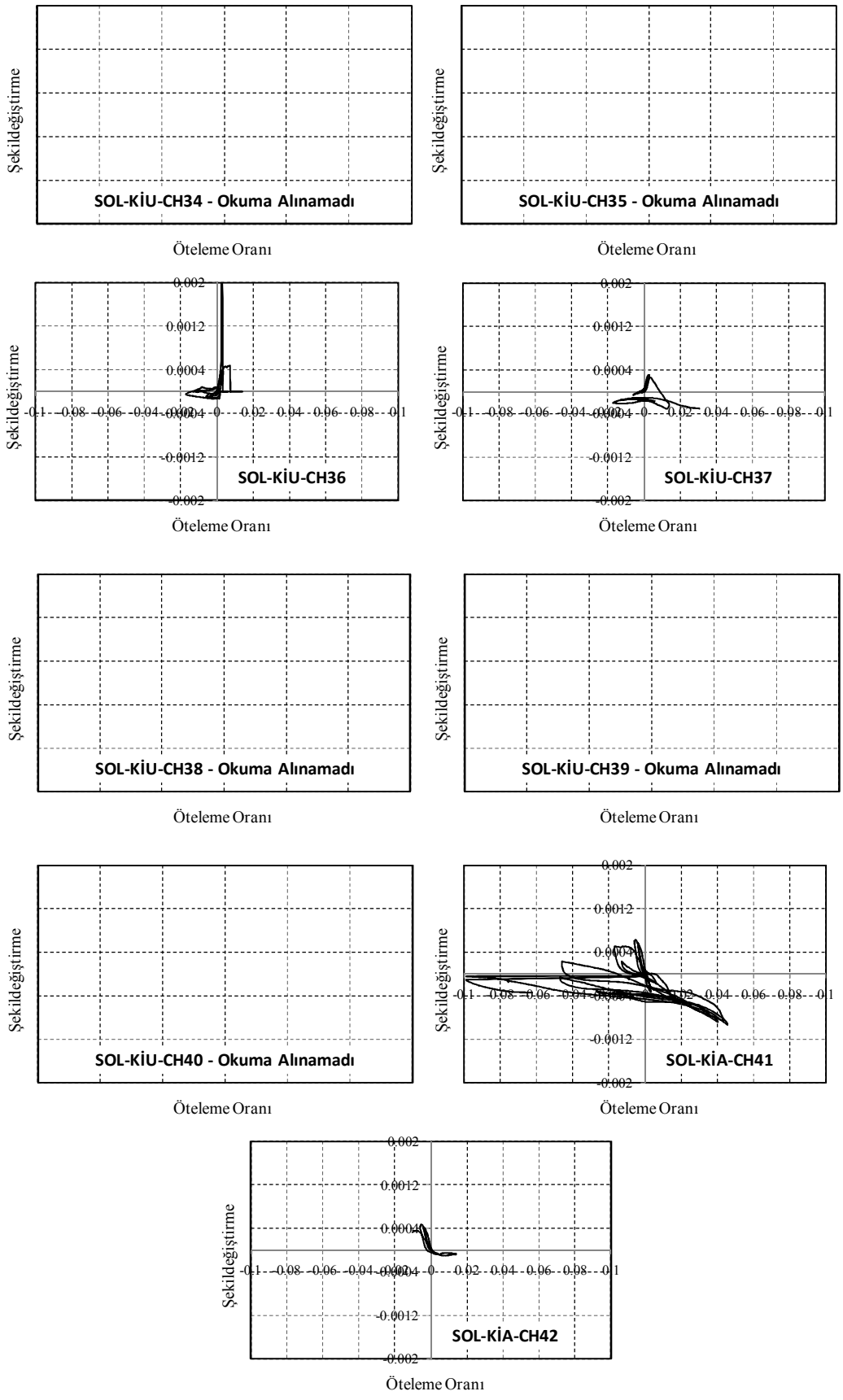
Şekil B.1c : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



Şekil B.1d : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).

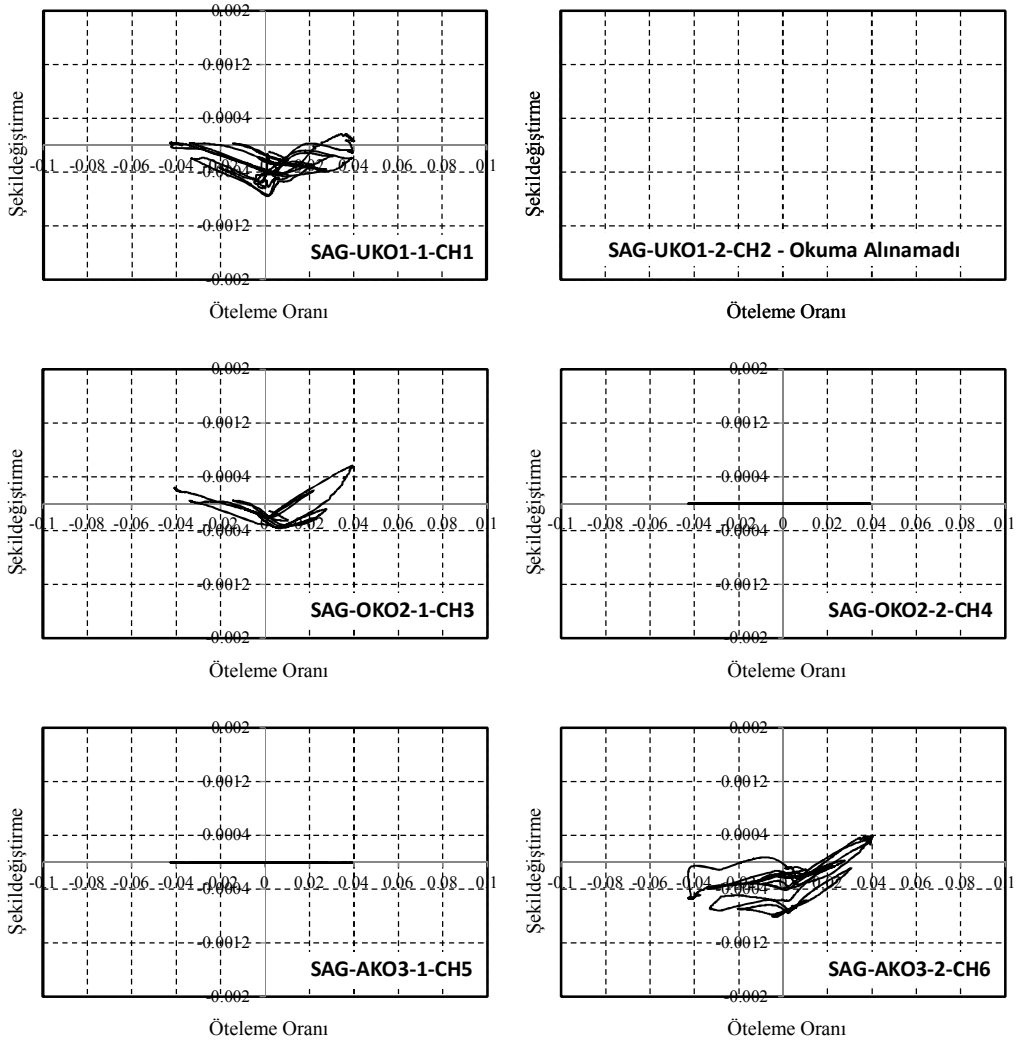


Şekil B.1e : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.

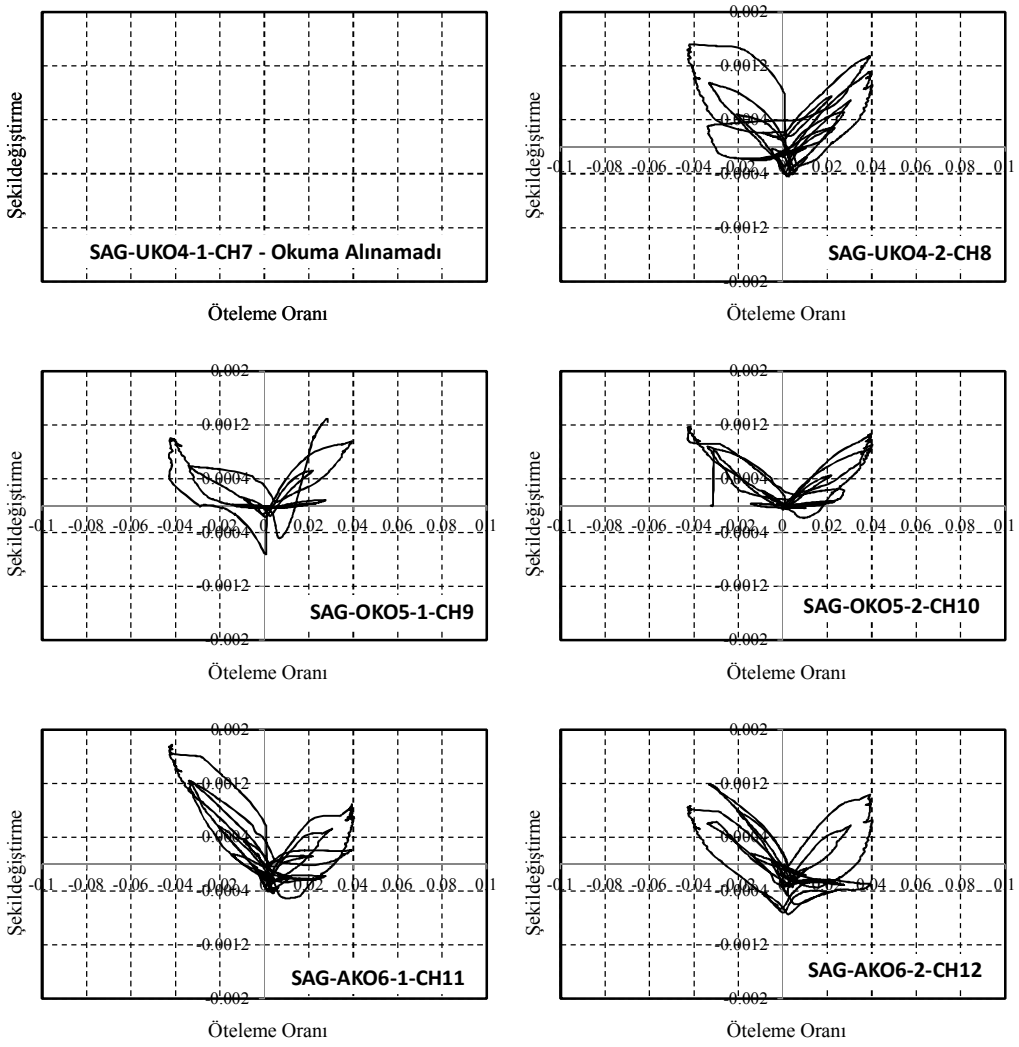


Şekil B.1f : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).

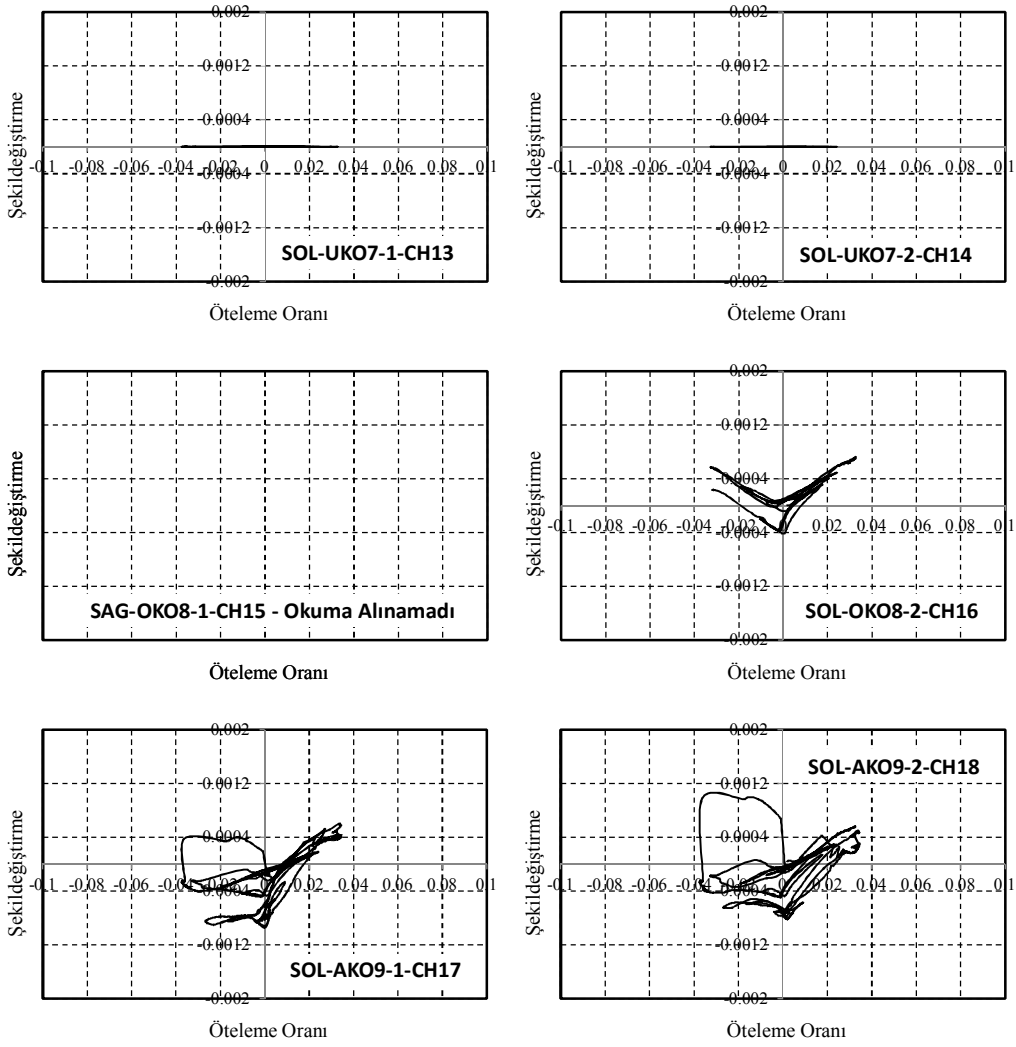
B.1.2 B-WELD numunesi



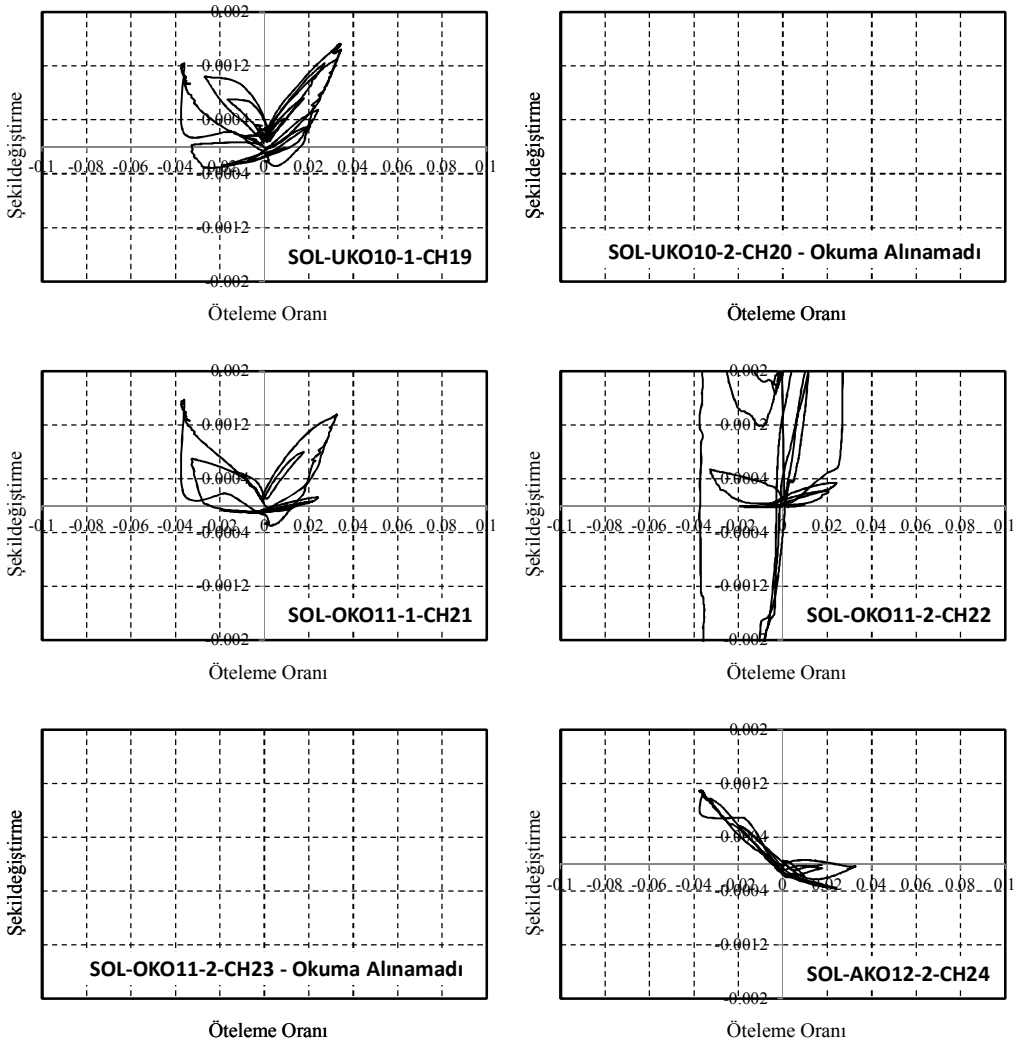
Şekil B.2a : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



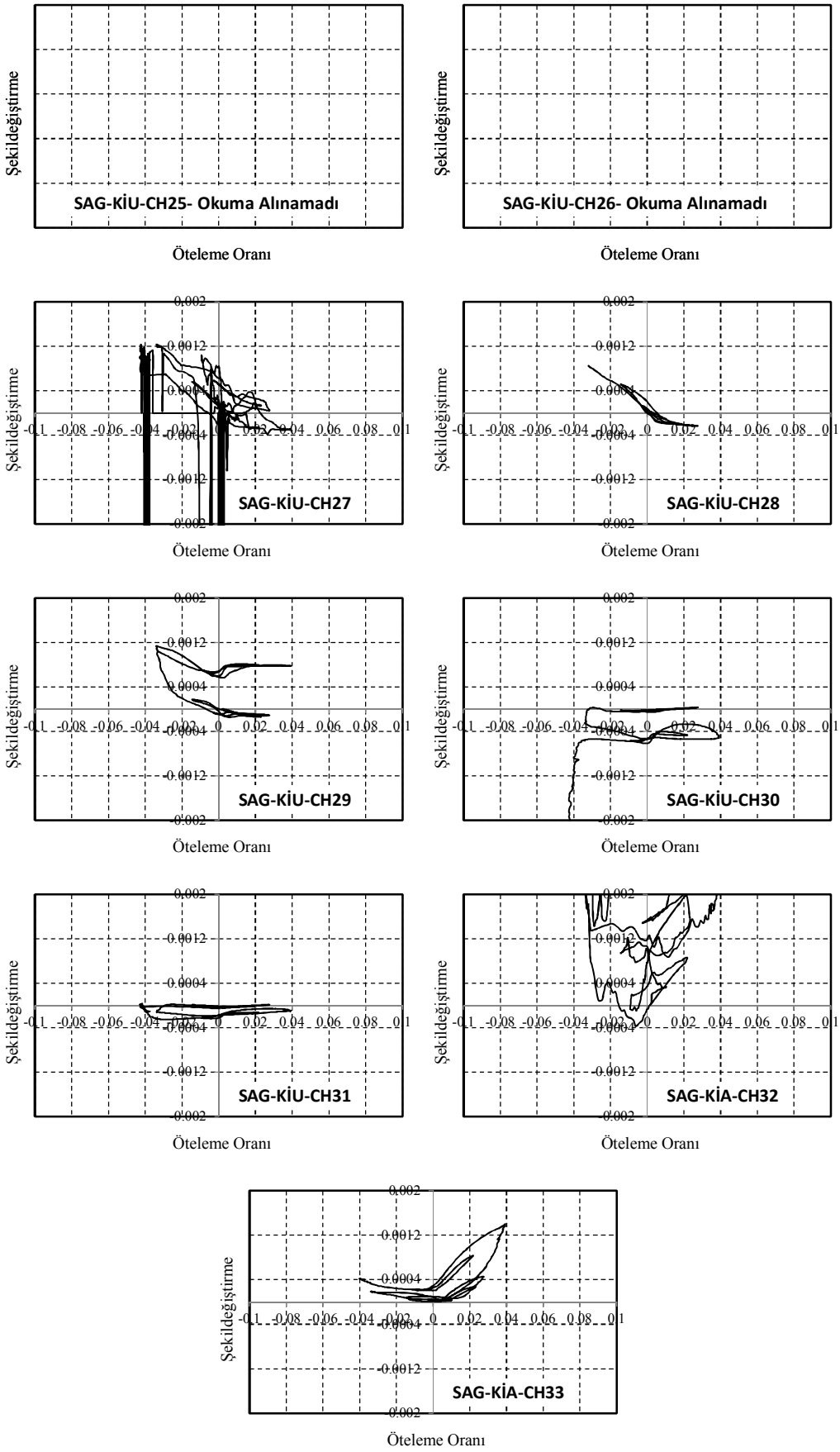
Şekil B.2b : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



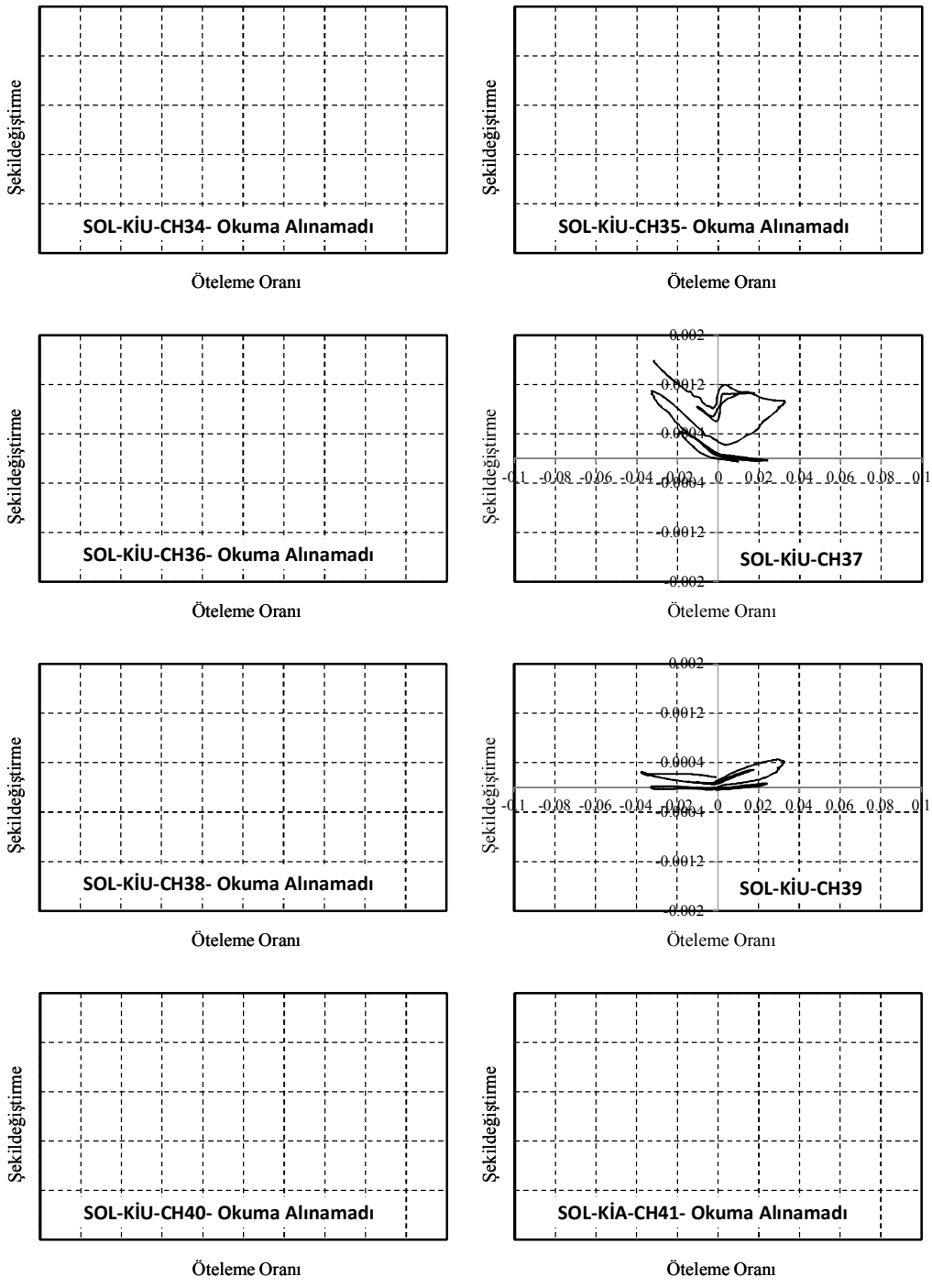
Şekil B.2c : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



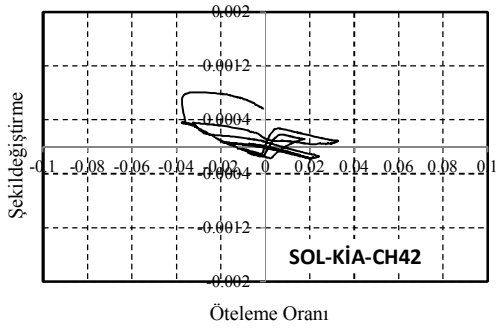
Şekil B.2d : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



Şekil B.2e : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.

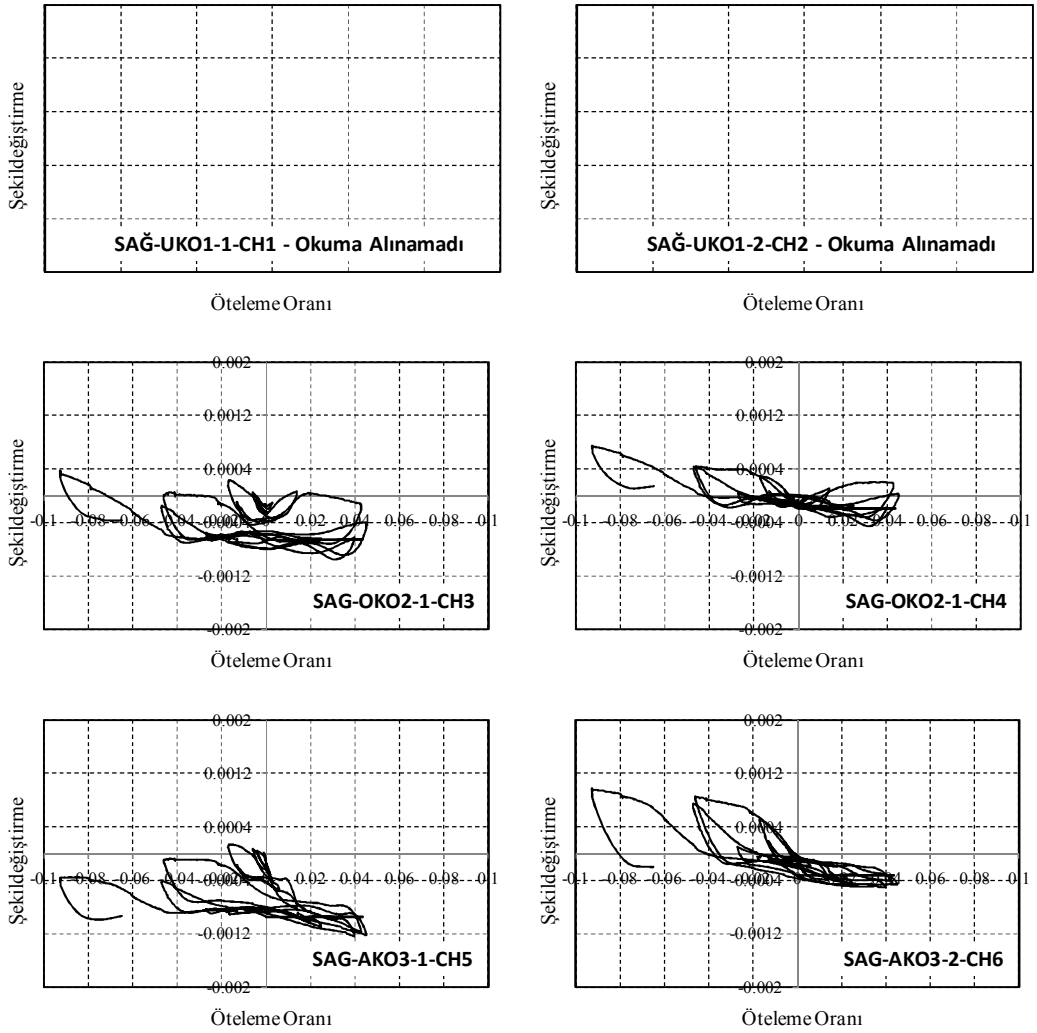


Şekil B.2f : D-C çerçevesindeki D birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.

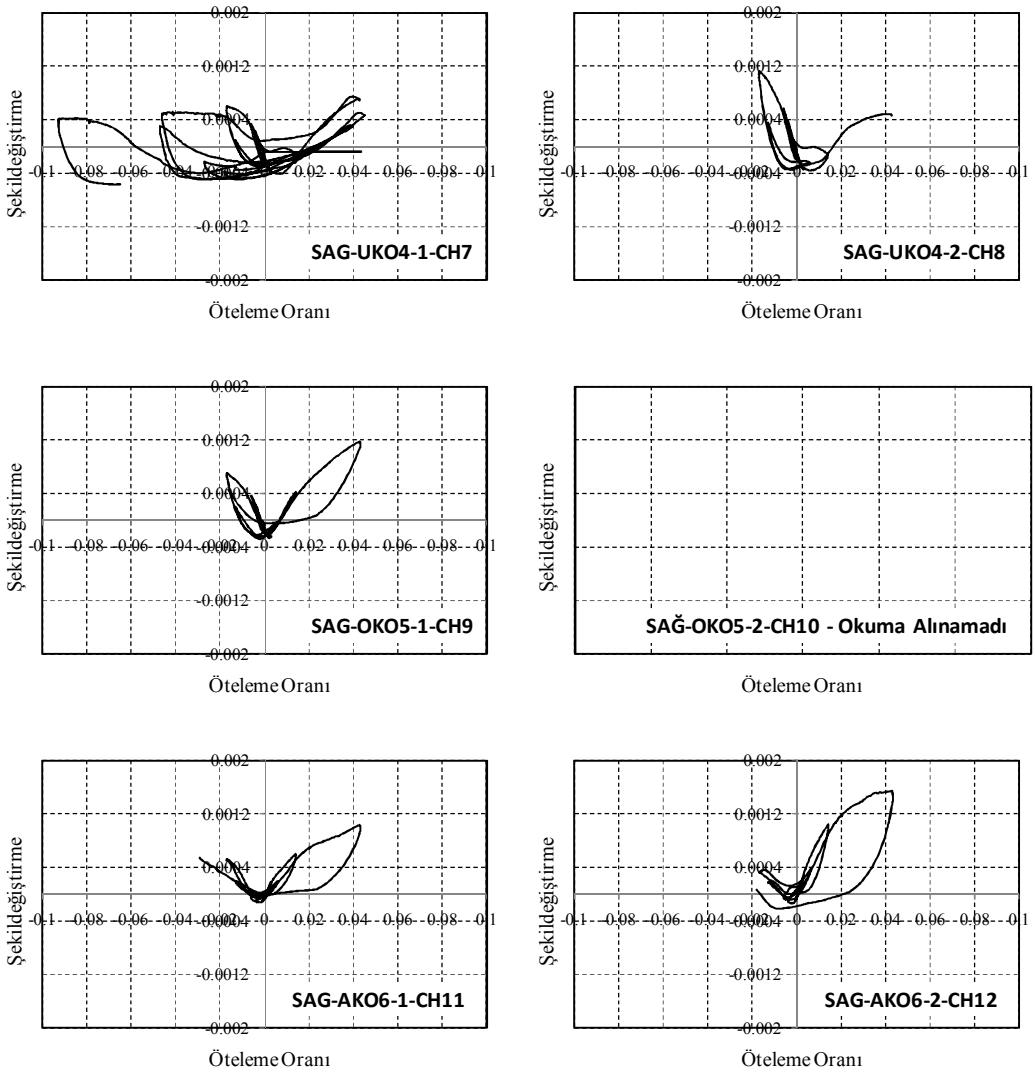


Şekil B.2f : D-C çerçevesindeki D birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).

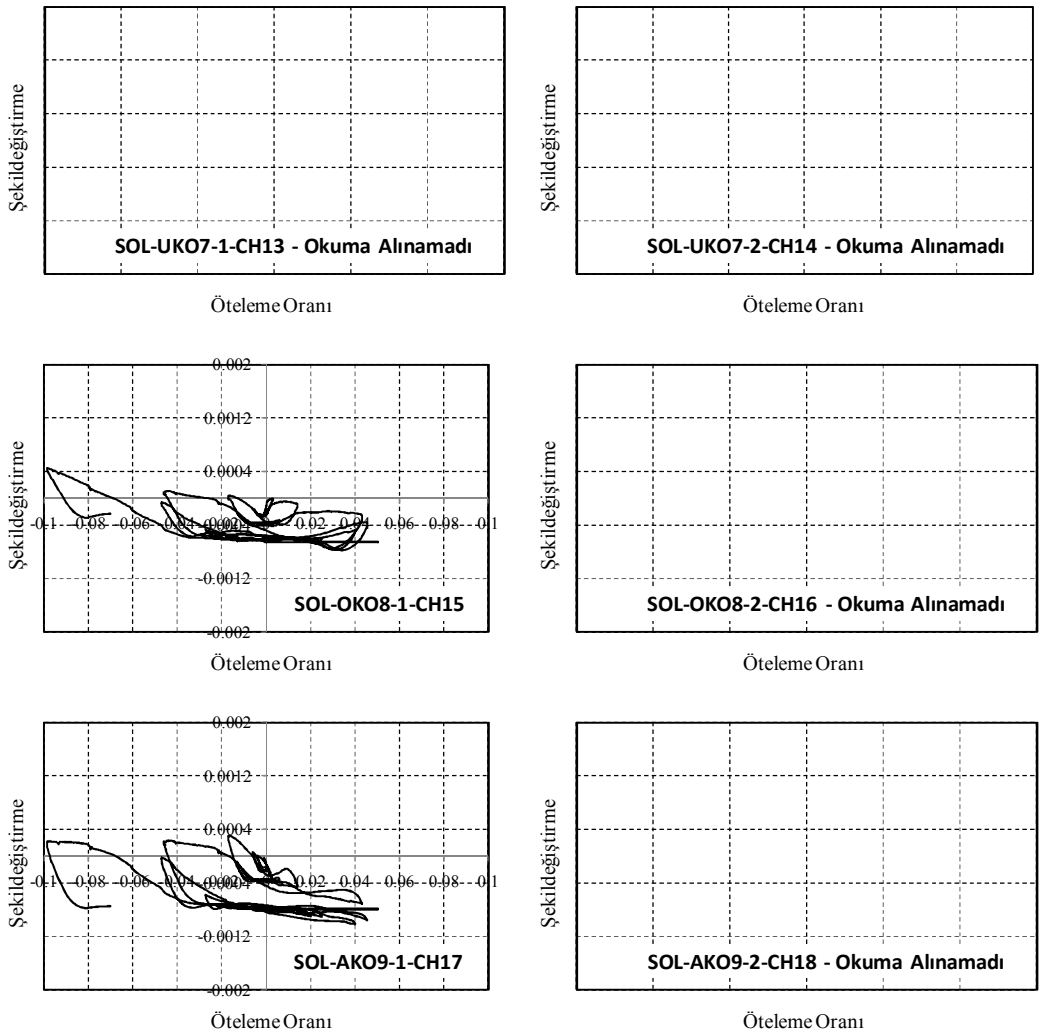
B.1.3 B-FRP-H numunesi



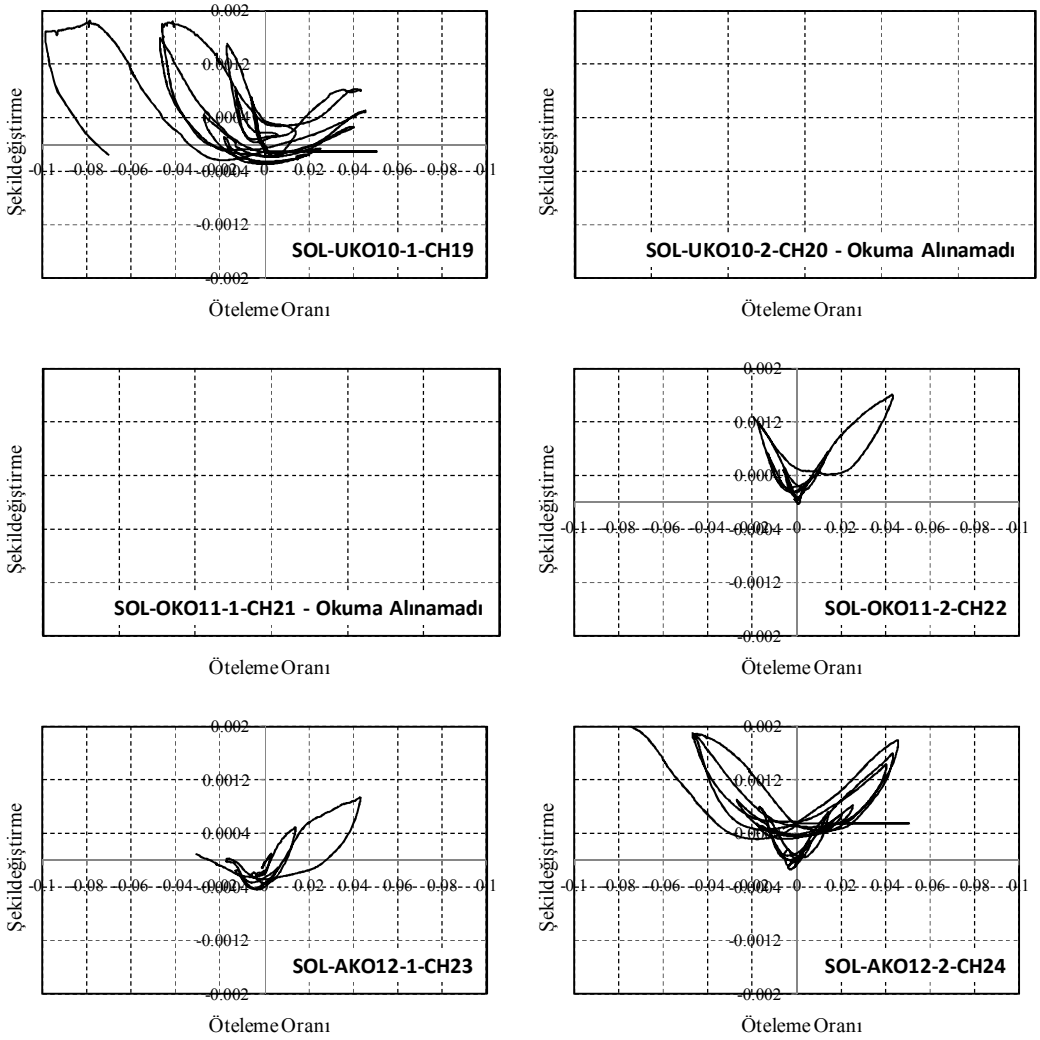
Şekil B.3a : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



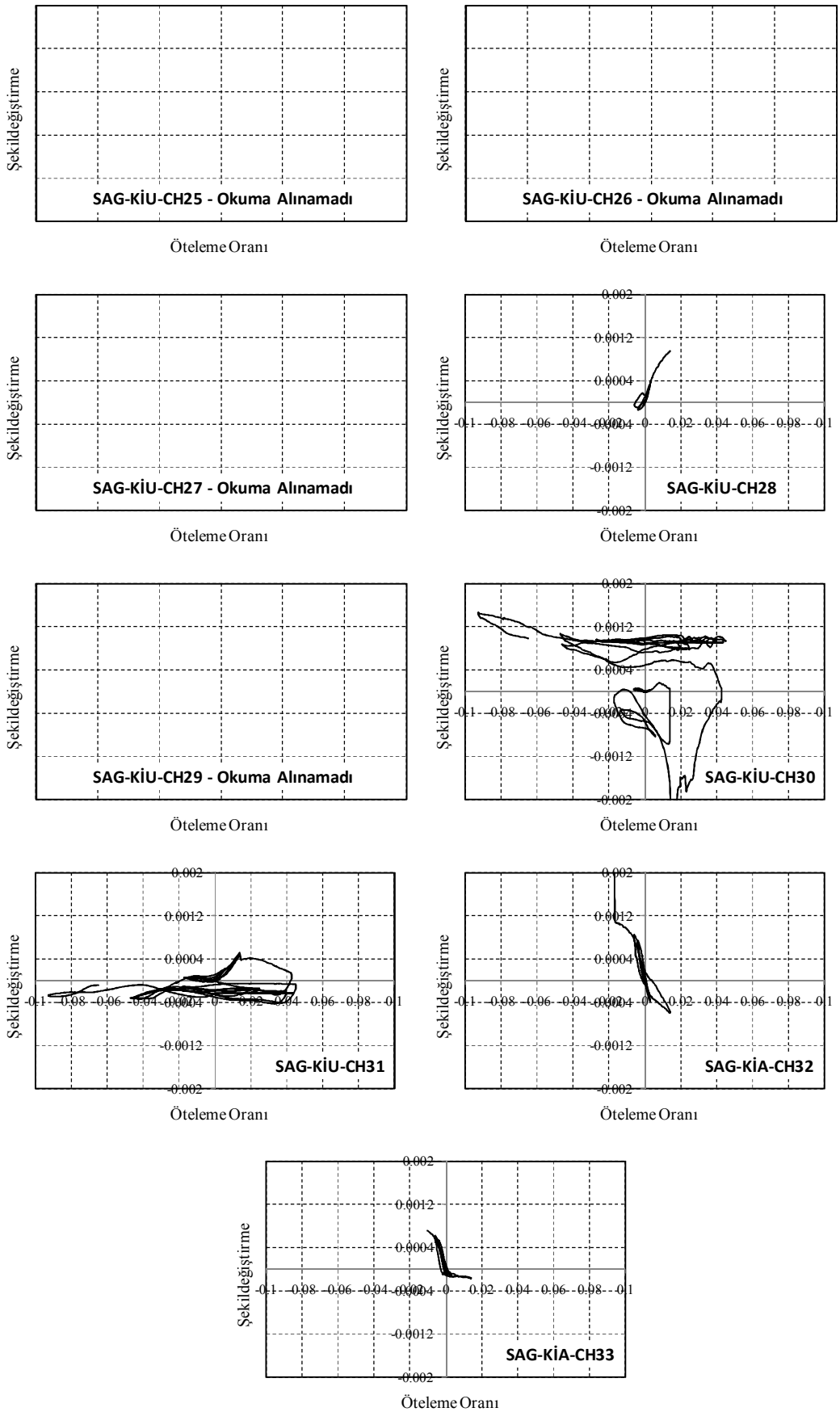
Şekil B.3b : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



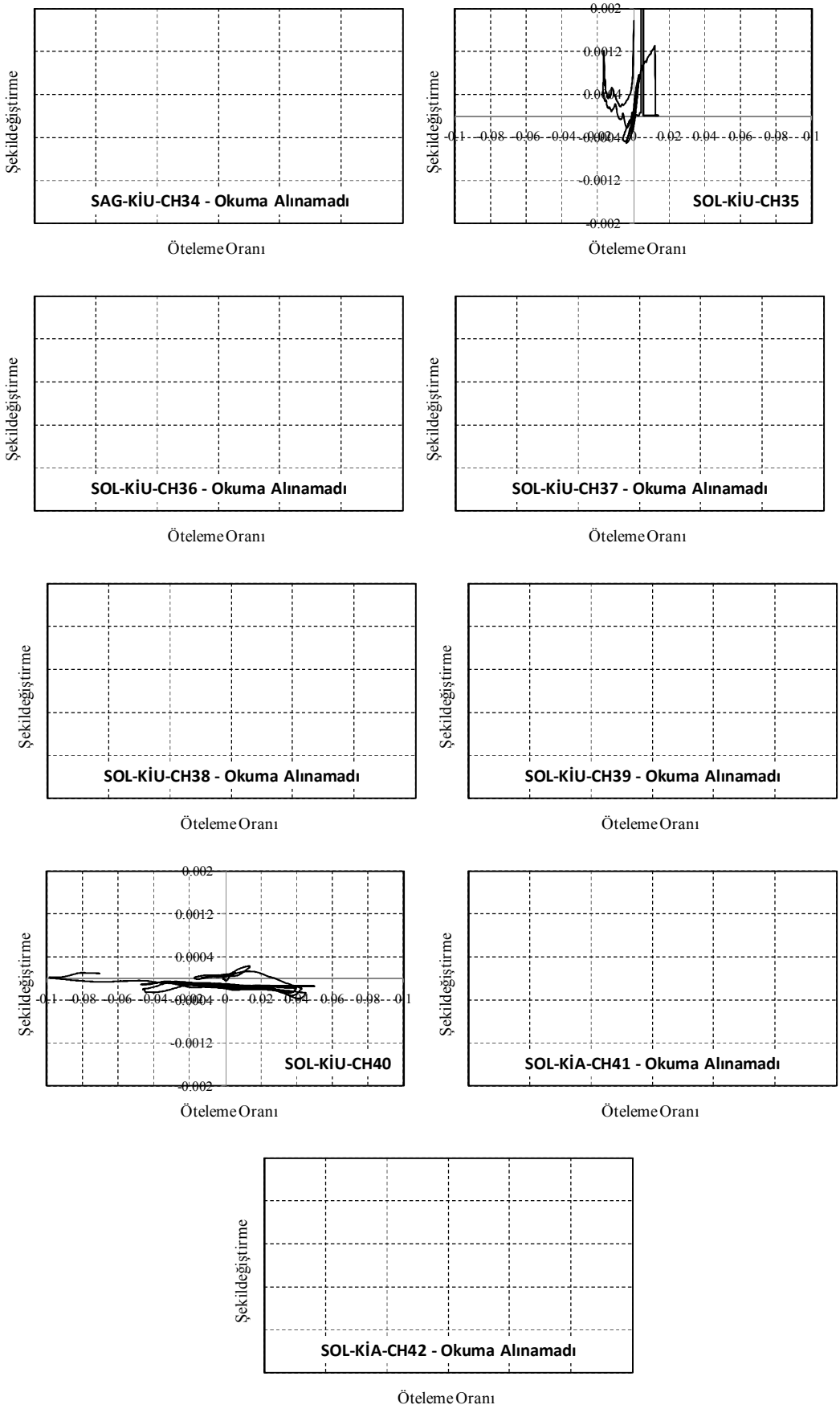
Şekil B.3c : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



Şekil B.3d : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).

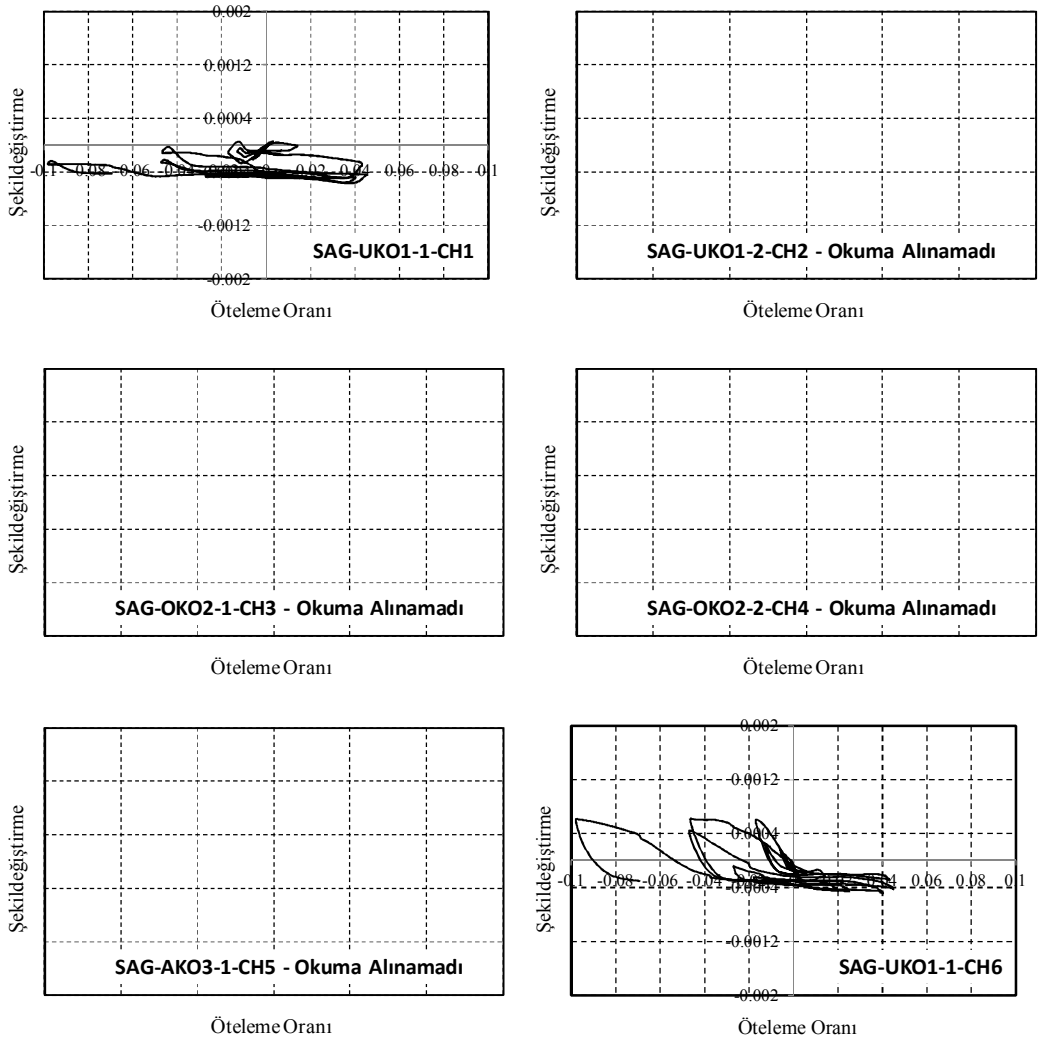


Şekil B.3e : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.

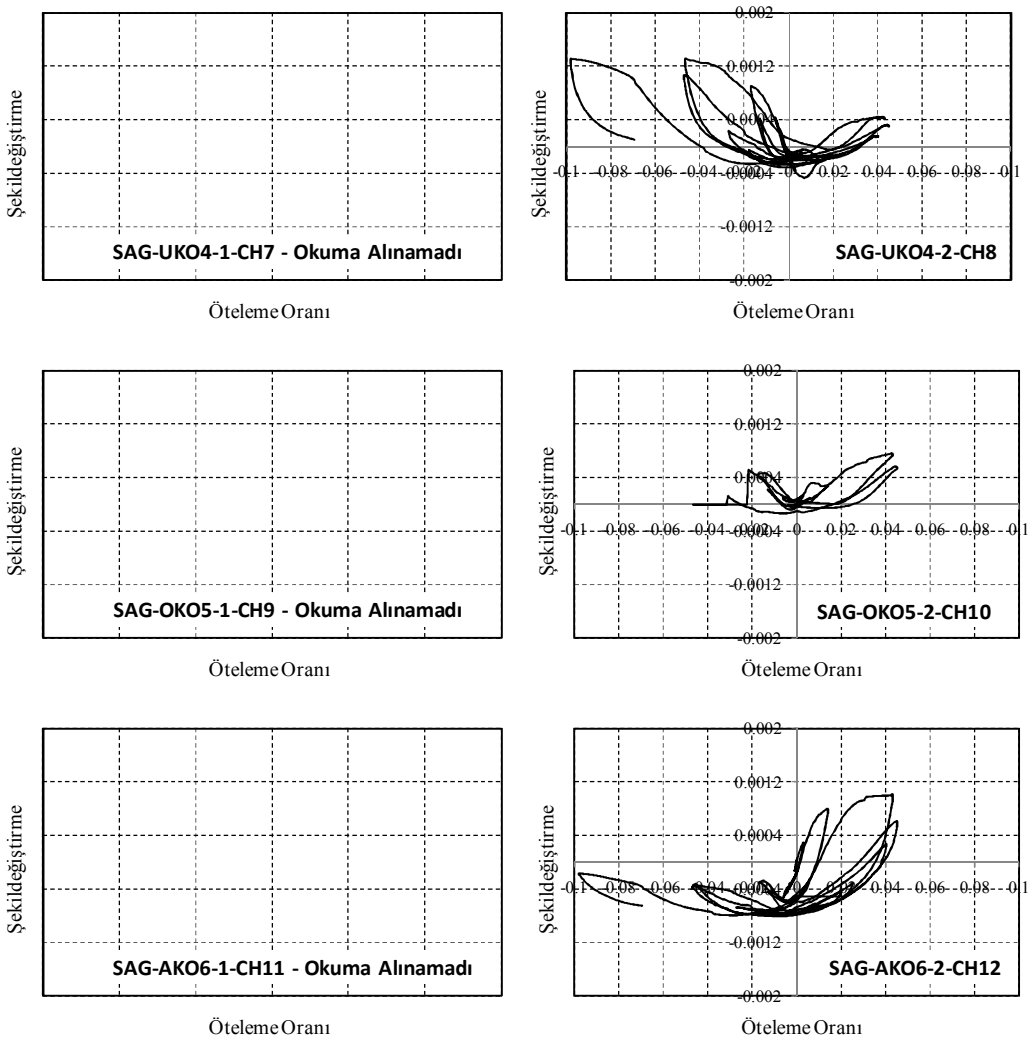


Şekil B.3f : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).

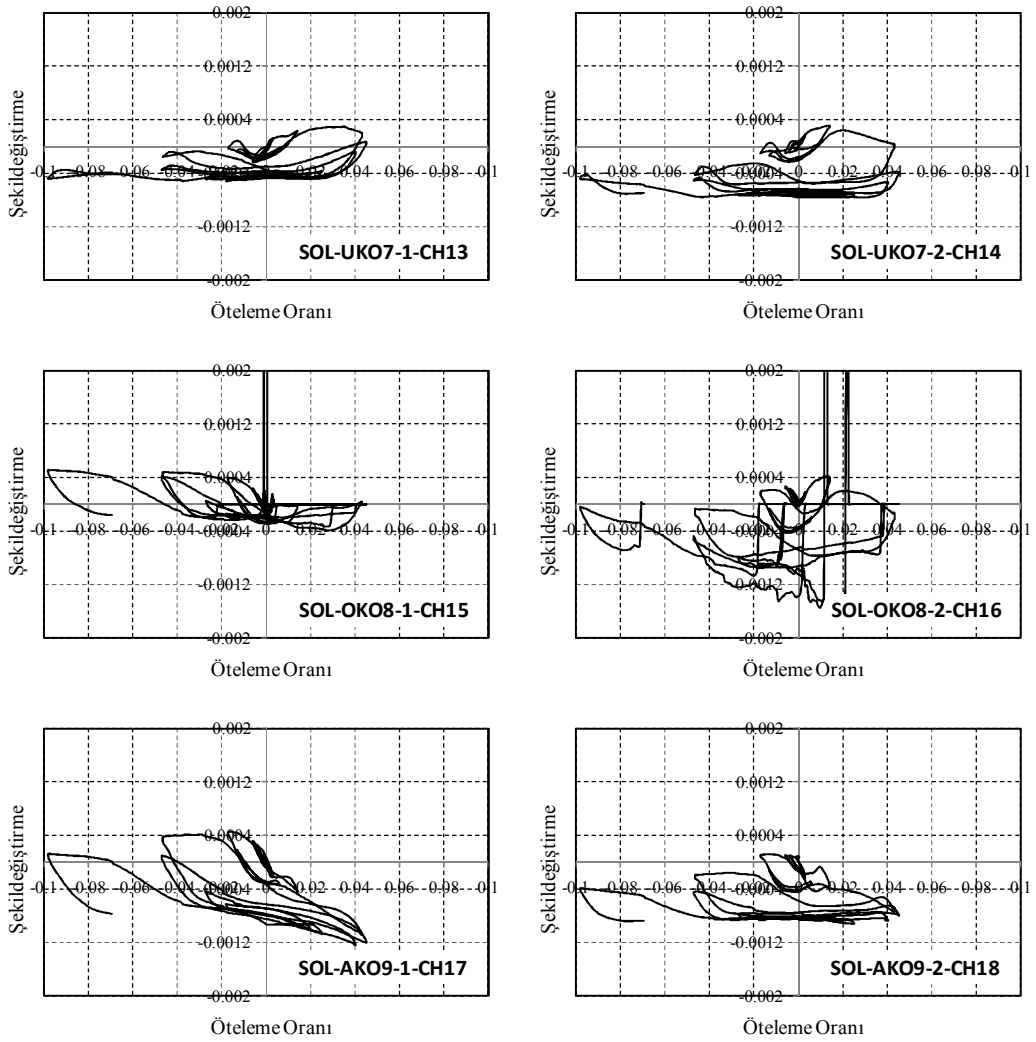
B.1.4 B-WELD-FRP-H numunesi



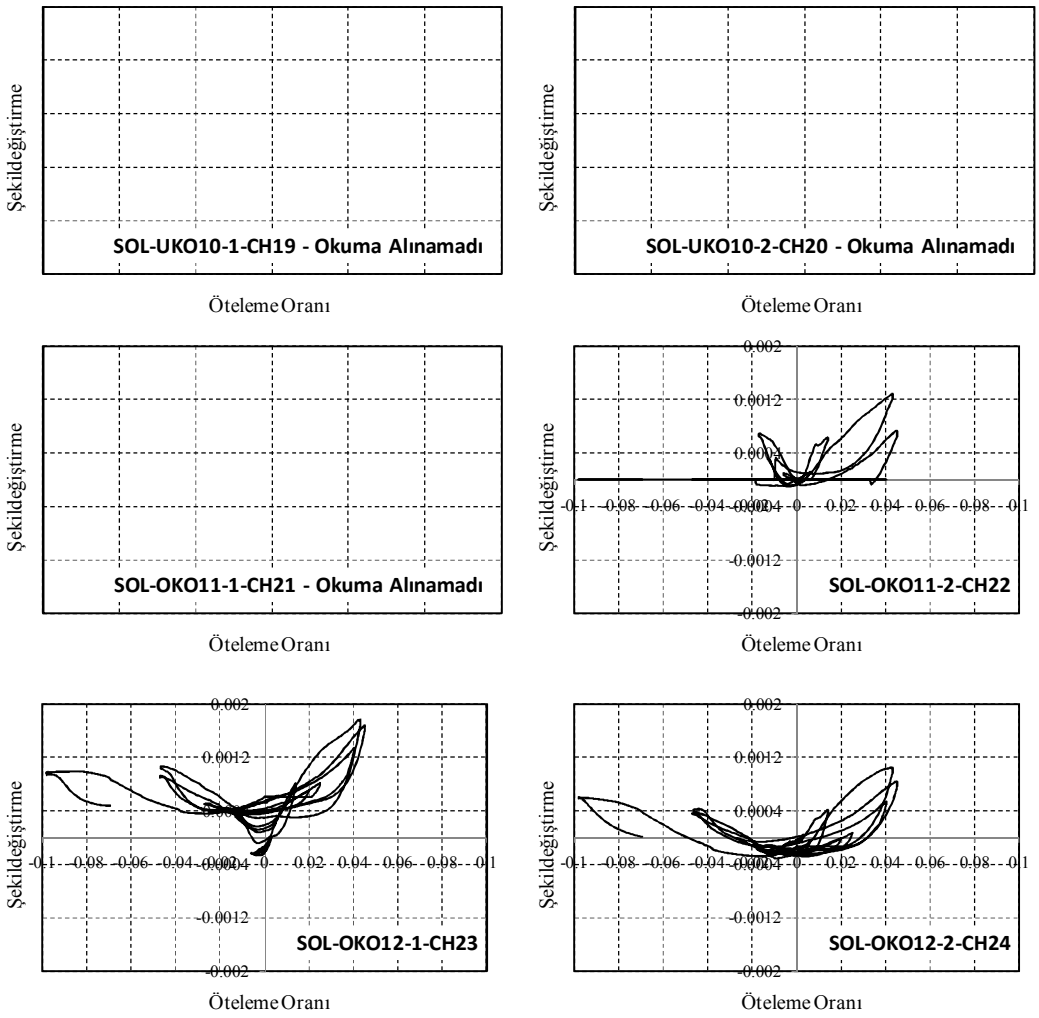
Şekil B.4a : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



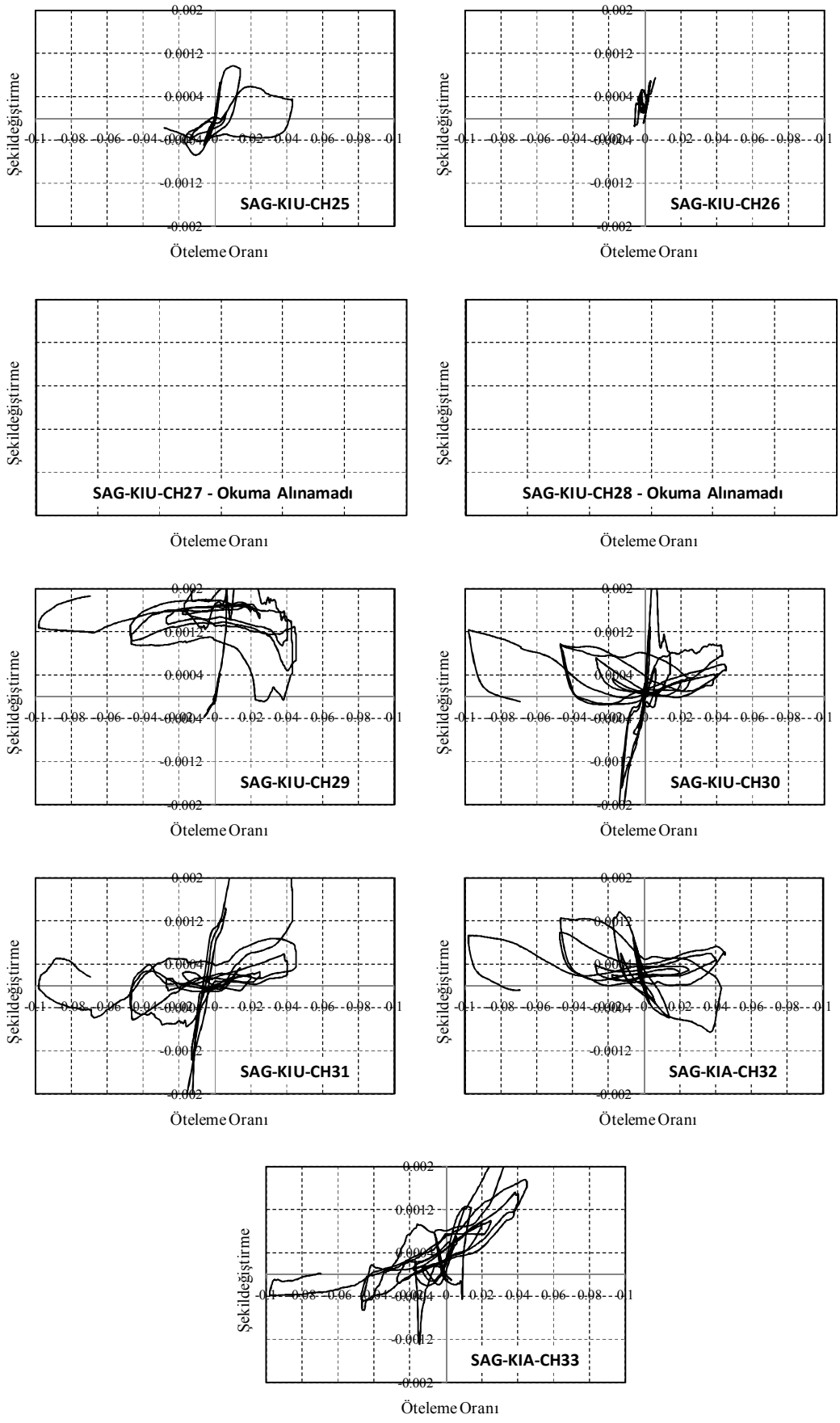
Şekil B.4b : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



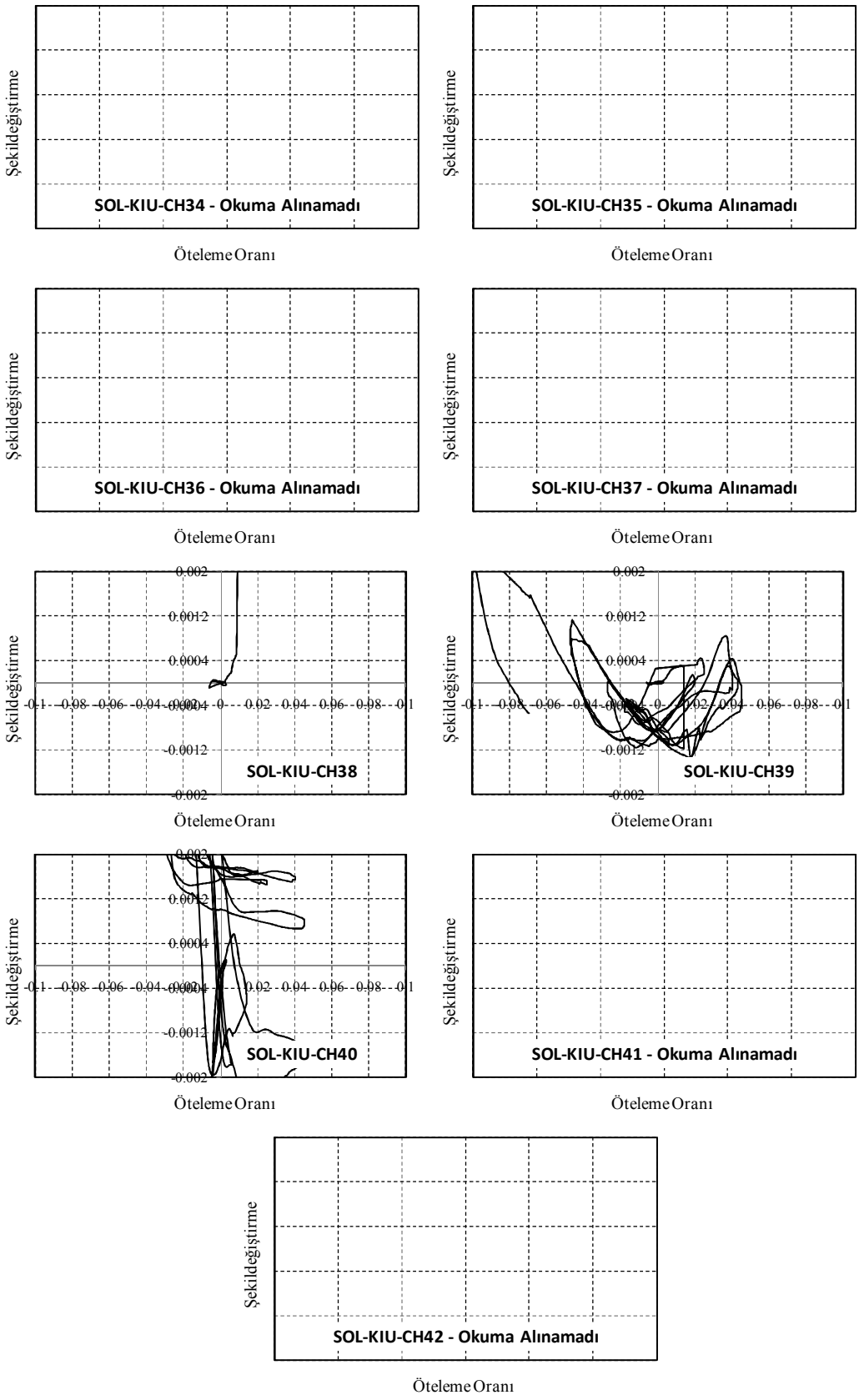
Şekil B.4c : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



Şekil B.4d : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).

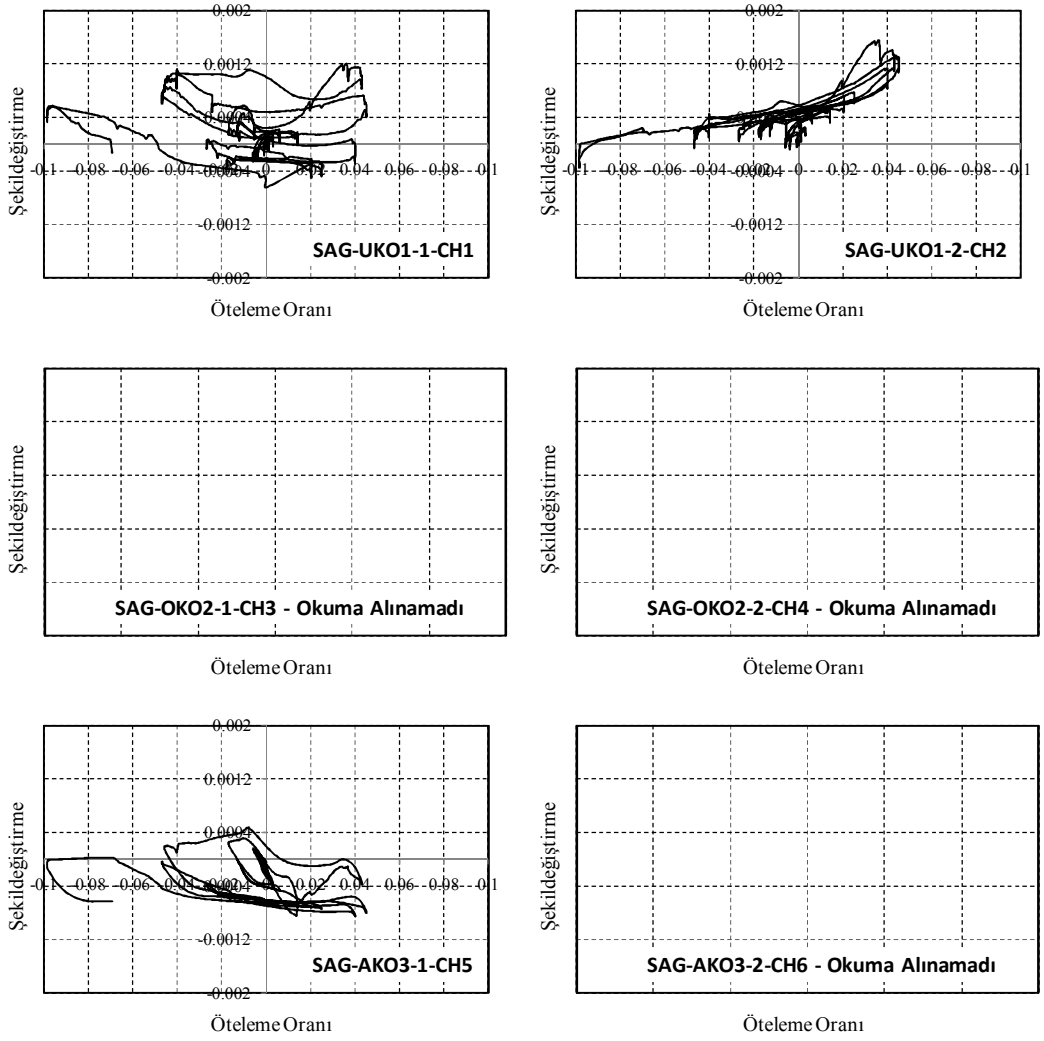


Şekil B.4e : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri .

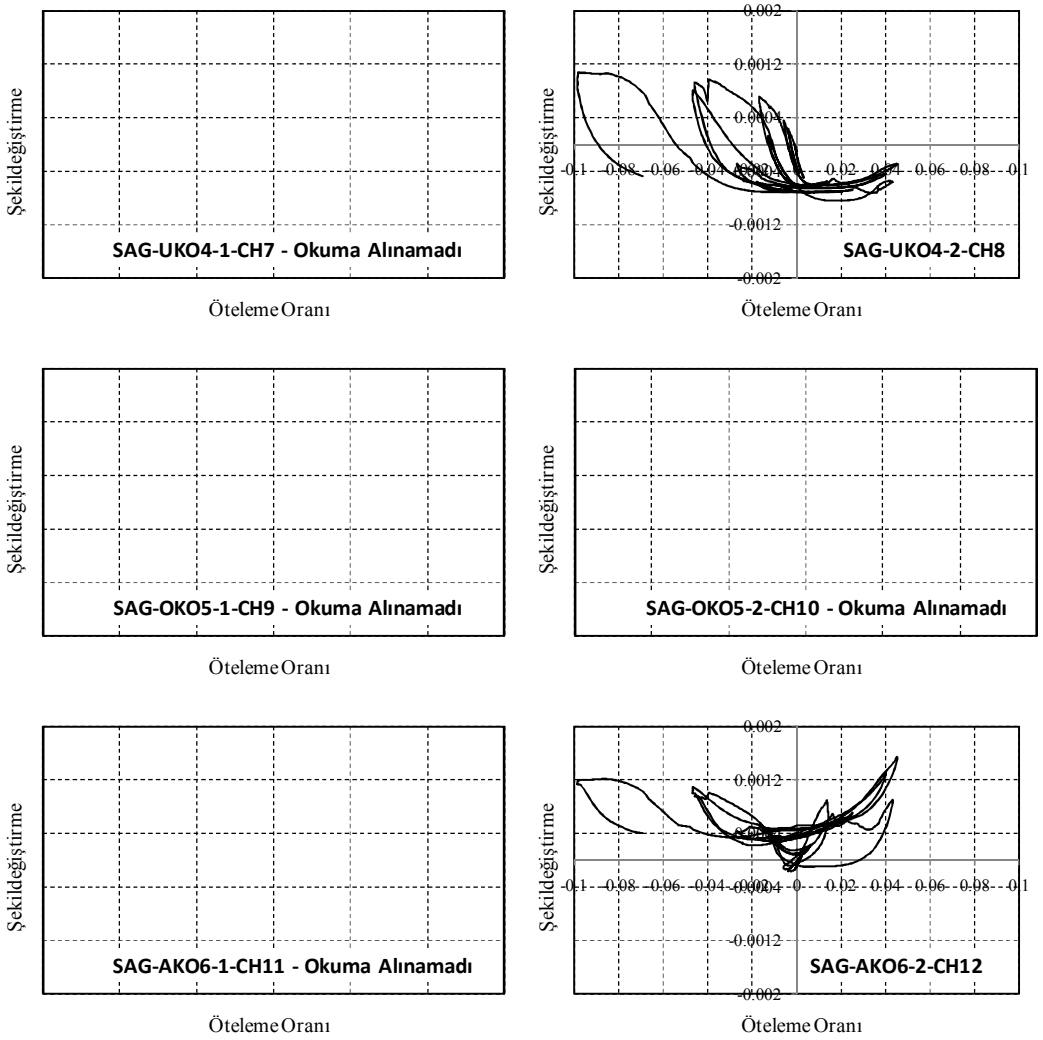


Şekil B.4f : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.

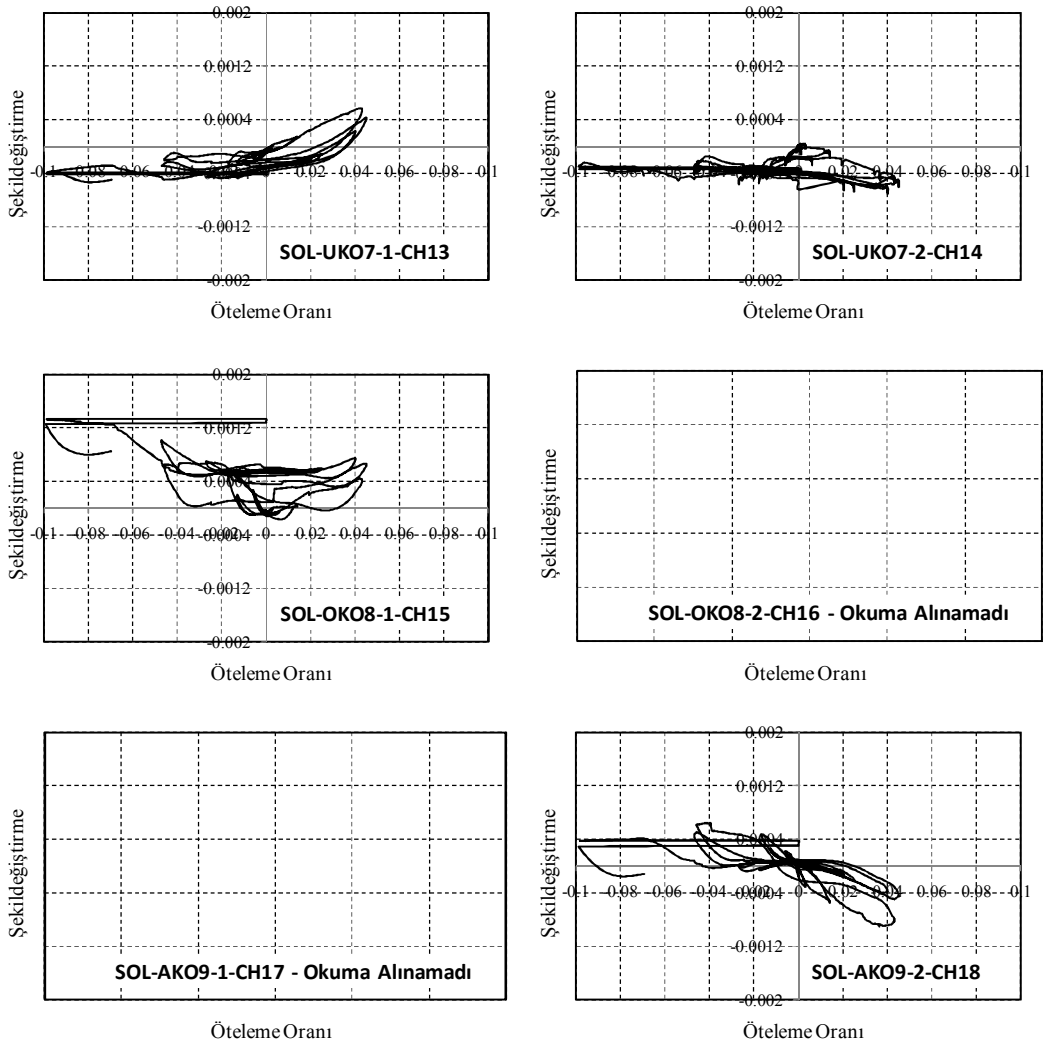
B.1.5 B-WELD-FRP-L numunesi



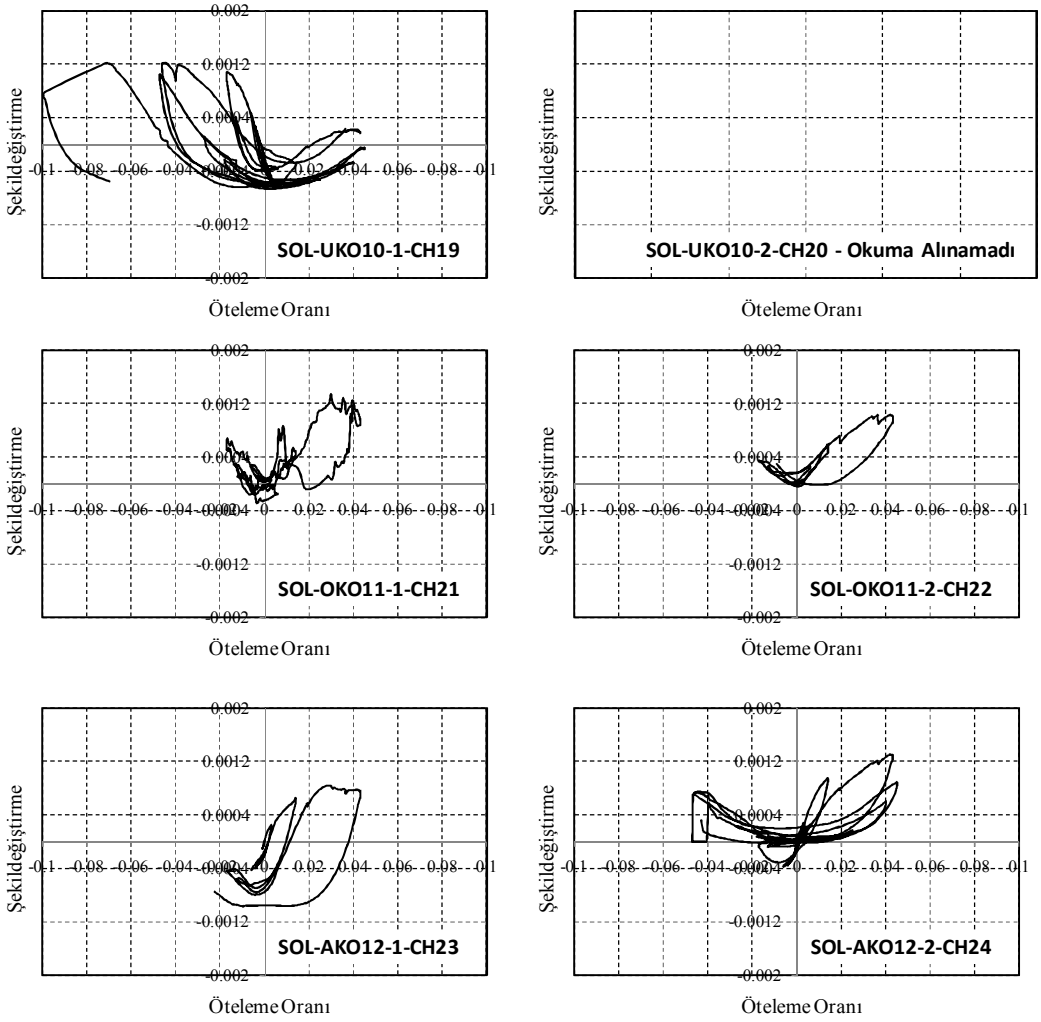
Şekil B.5a: A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



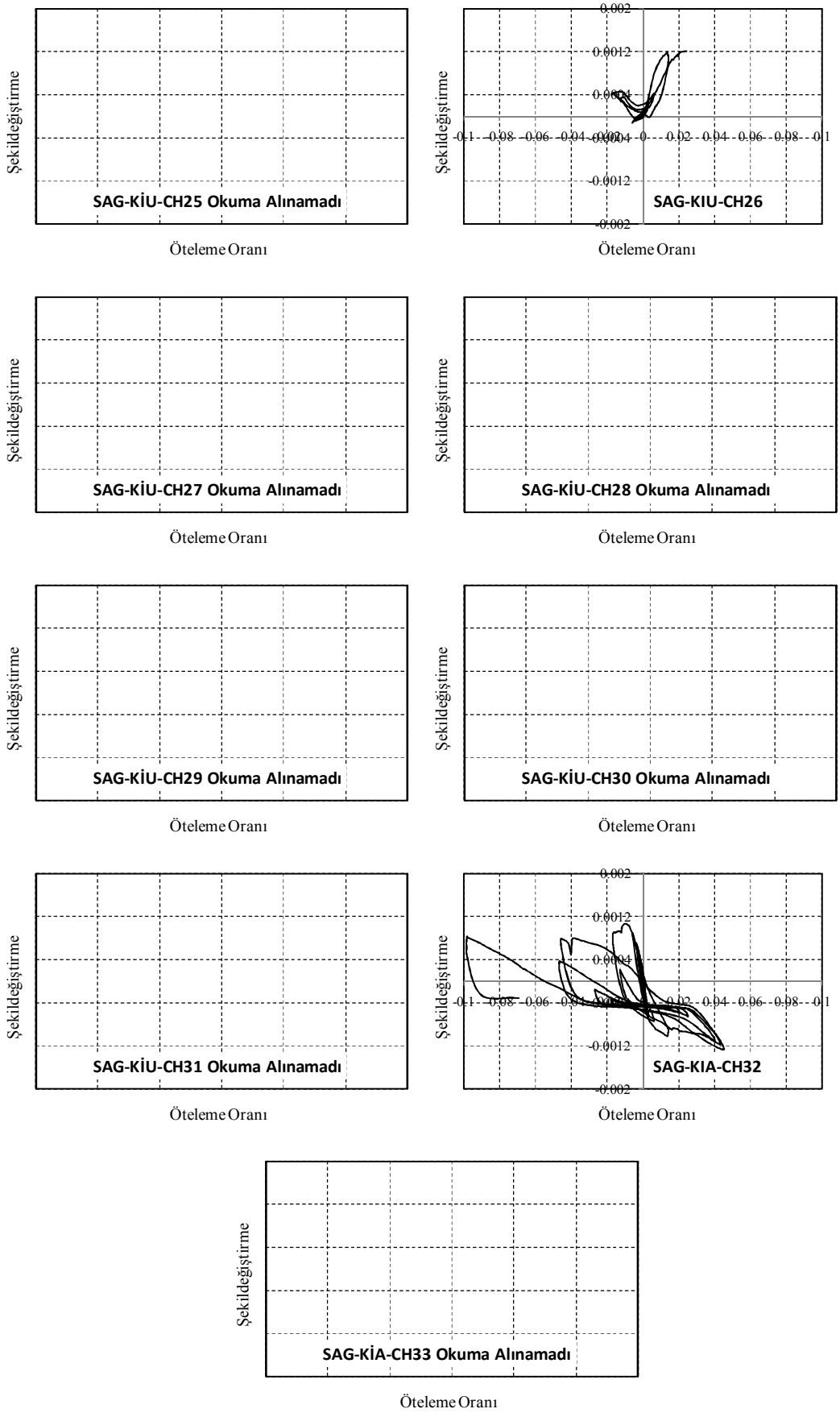
Şekil B.5b : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



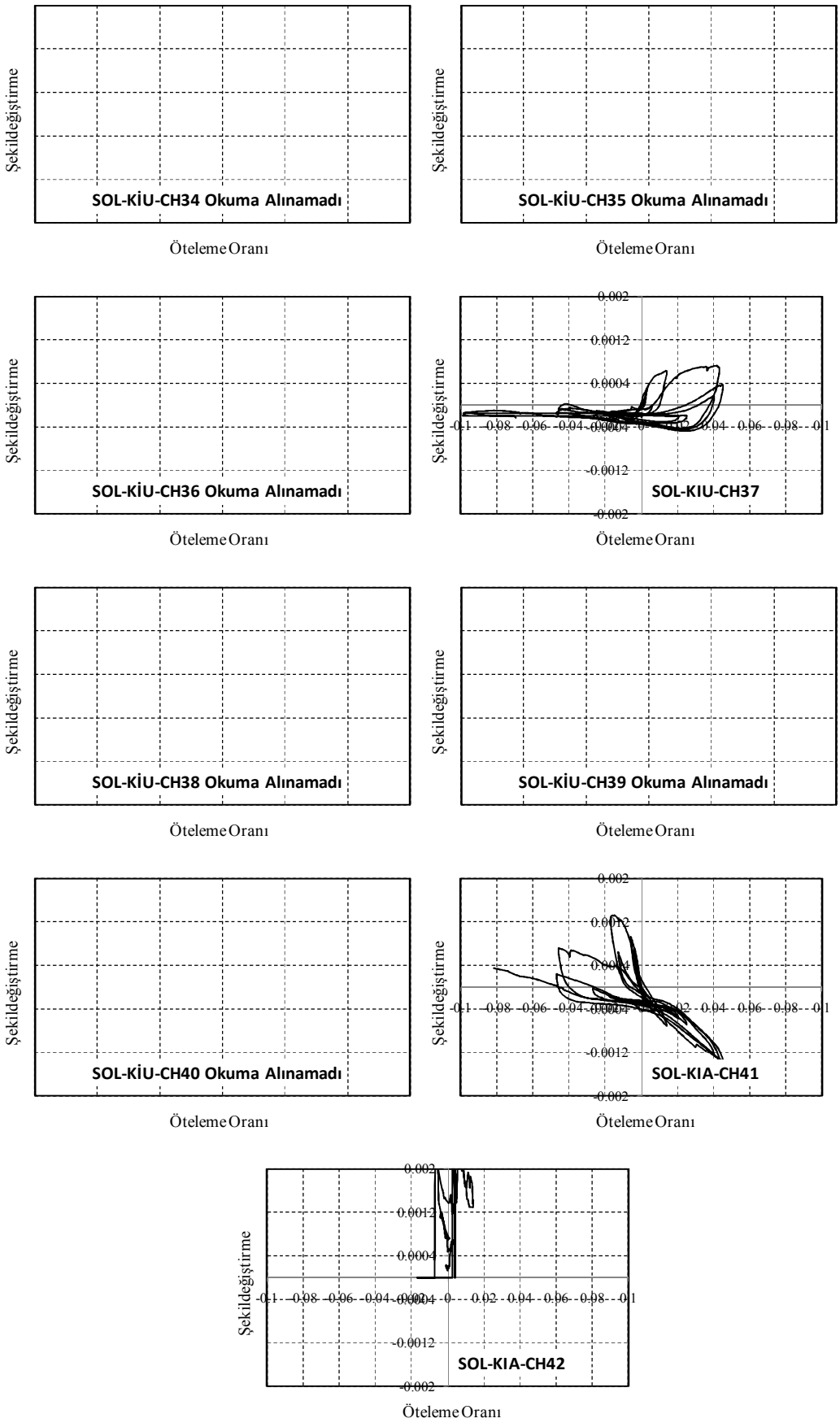
Şekil B.5c : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



Şekil B.5d : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



Şekil B.5e : A-B çerçevesindeki A birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri .



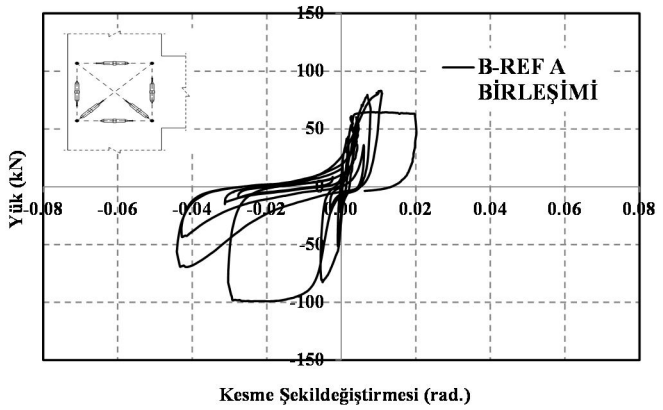
Şekil B.5f : C-D çerçevesindeki D birleşimindeki kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.

EK C

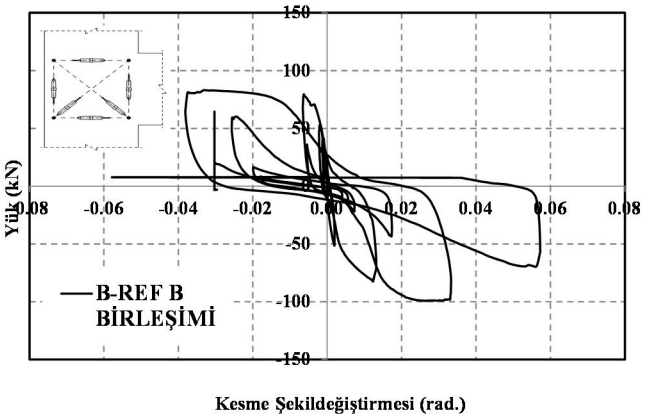
C.1. GİRİŞ

Bu ekte deney numunelerinin birleşim bölgesindeki yük-kesme şekildeğiştirmesi ve kesme şekildeğiştirmesi-öteleme oranı grafikleri verilmiştir. Ayrıca deneyler sırasında yapılan gözlemlerde bu ekte verilmiştir.

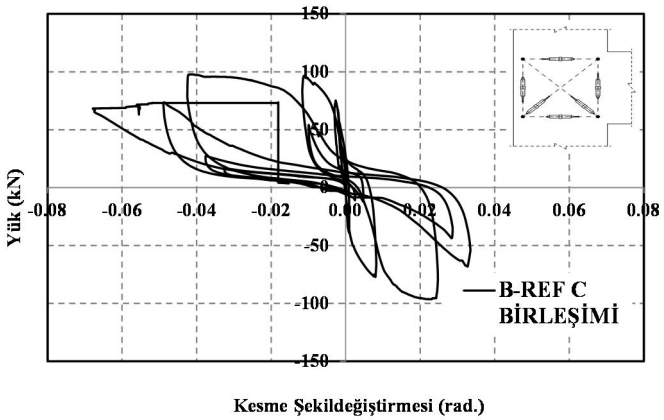
C.1.1 B-REF numunesi



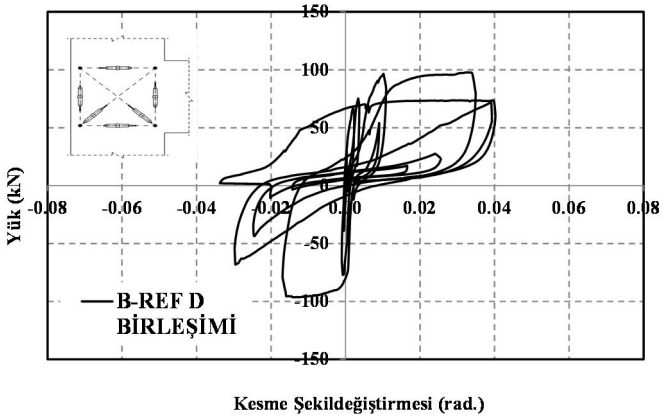
Şekil C.1a : B-REF A birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil C.1b : B-REF B birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

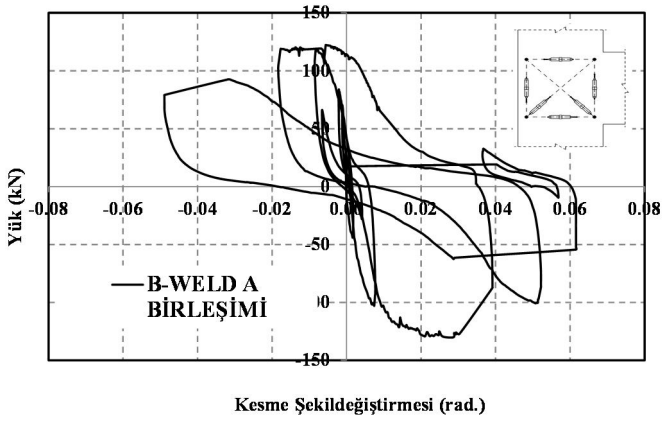


Şekil C.1c : B-REF C birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

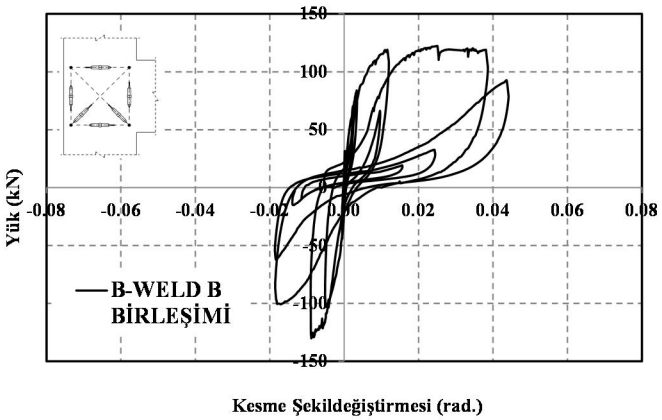


Şekil C.1d : B-REF D birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

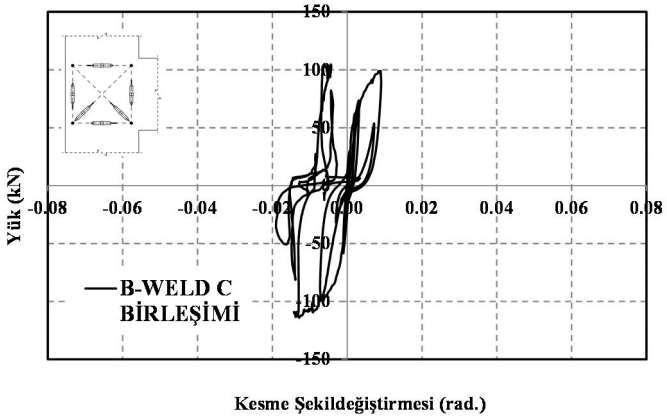
C.1.2 B-WELD numunesi



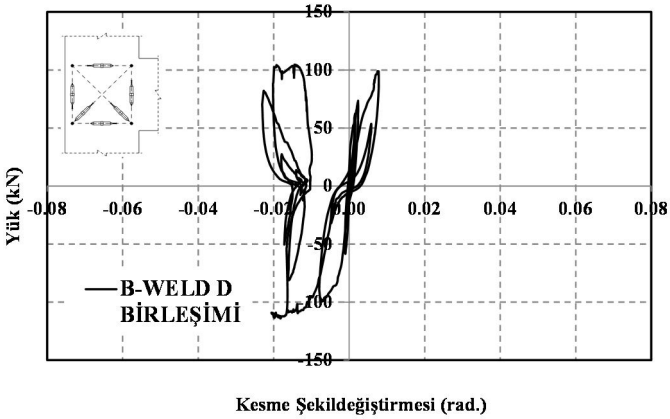
Şekil C.2a : B-WELD A birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil C.2b : B-WELD B birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

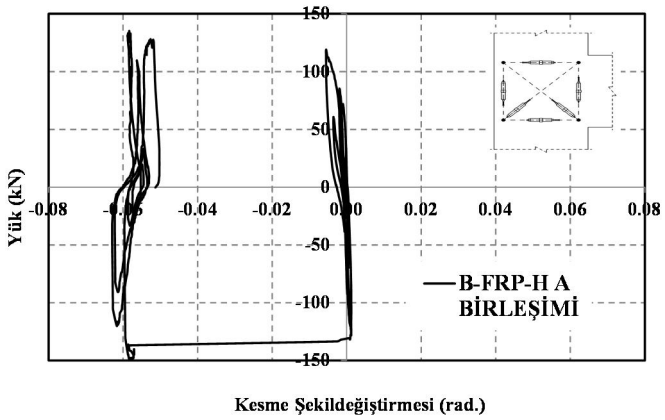


Şekil C.2c : B-WELD C birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

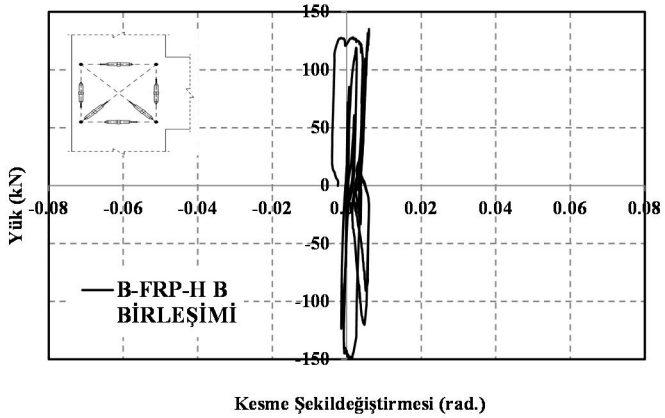


Şekil C.2d : B-WELD D birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

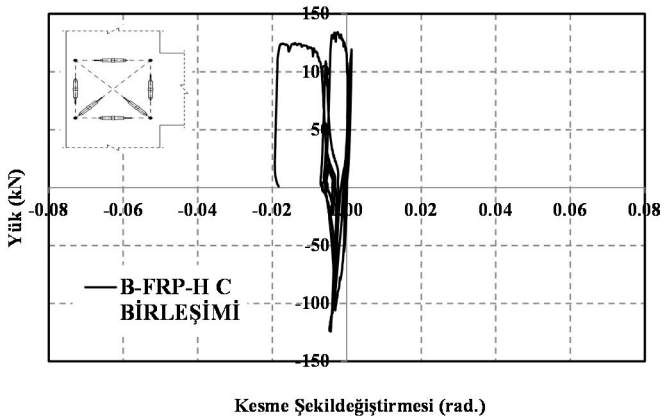
C.1.3 B-FRP-H numunesi



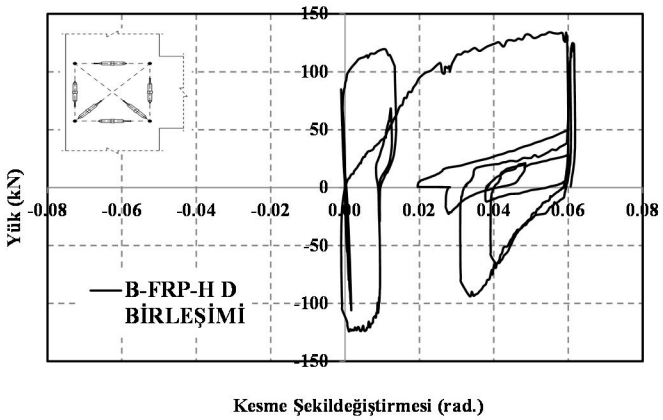
Şekil C.3a : B-FRP-H A birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil C.3b : B-FRP-H B birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

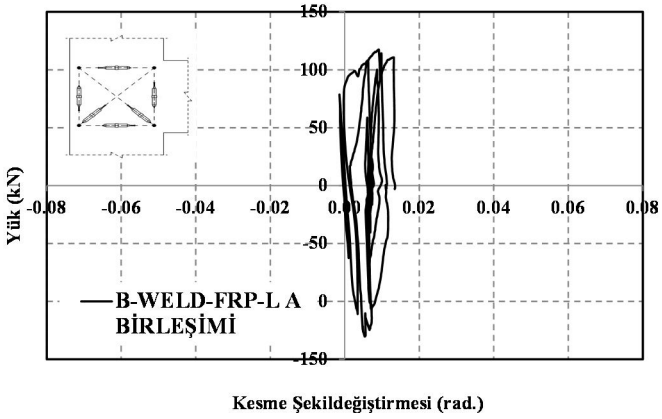


Şekil C.3c : B-FRP-H C birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

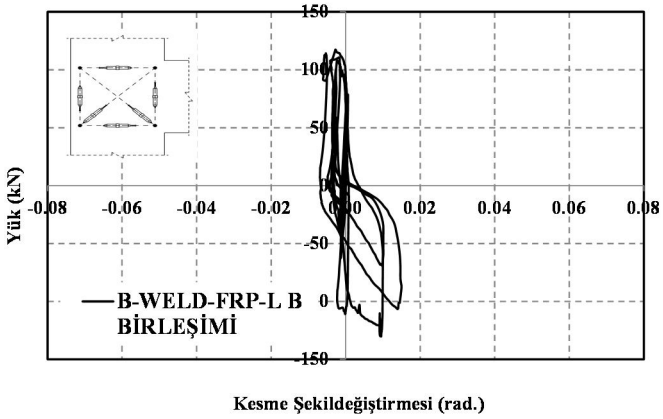


Şekil C.3d : B-FRP-H D birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

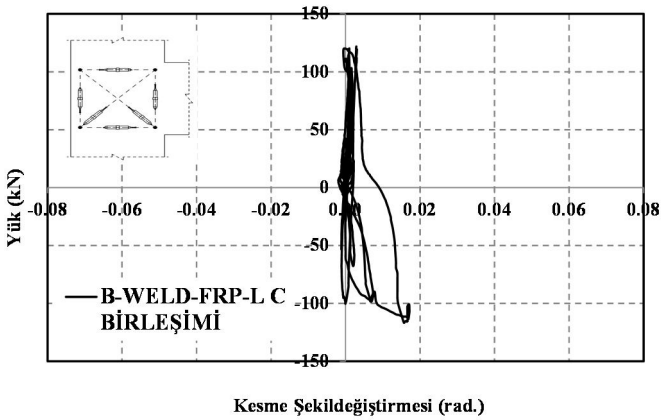
C.1.4 B-WELD-FRP-L numunesi



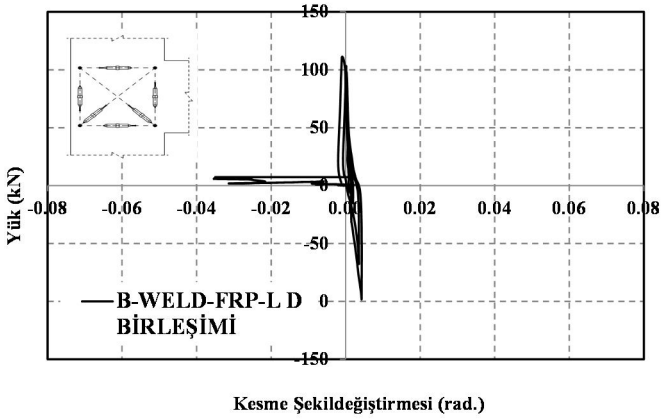
Şekil C.4a : B-WELD-FRP-L A birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil C.4b : B-WELD-FRP-L B birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

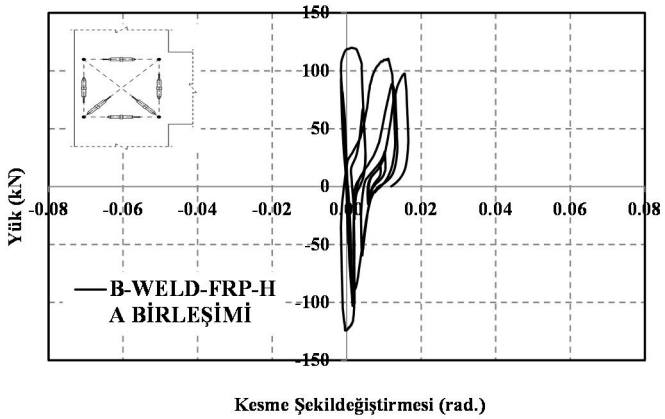


Şekil C.4c : B-WELD-FRP-L C birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

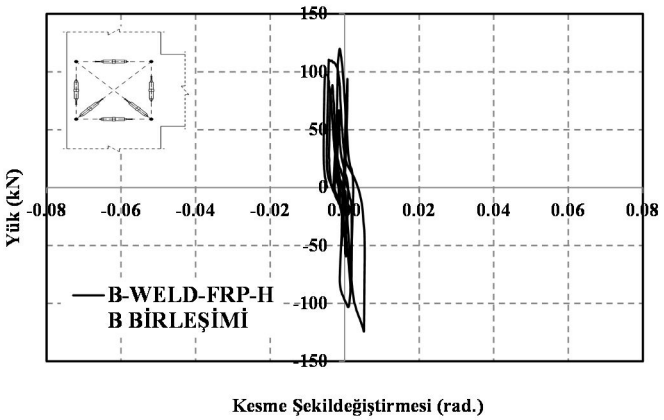


Şekil C.4d : B-WELD-FRP-L D birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

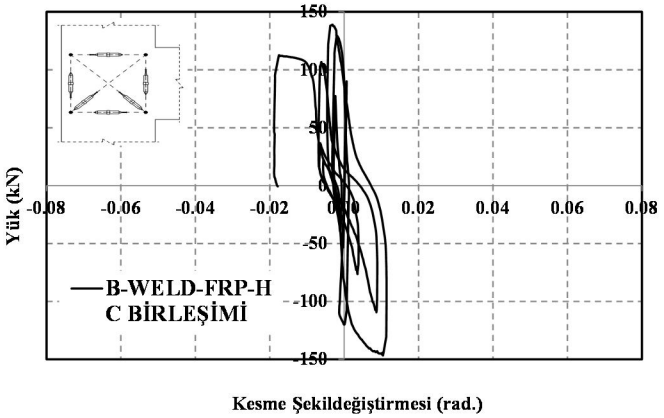
C.1.5 B-WELD-FRP-H numunesi



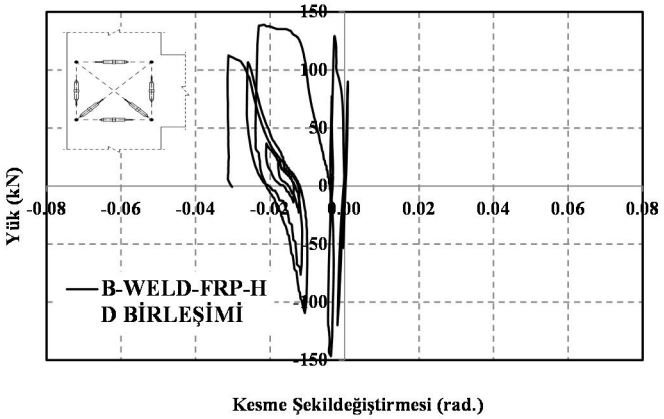
Şekil C.5a : B-WELD-FRP-H A birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil C.5b : B-WELD-FRP-H B birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.



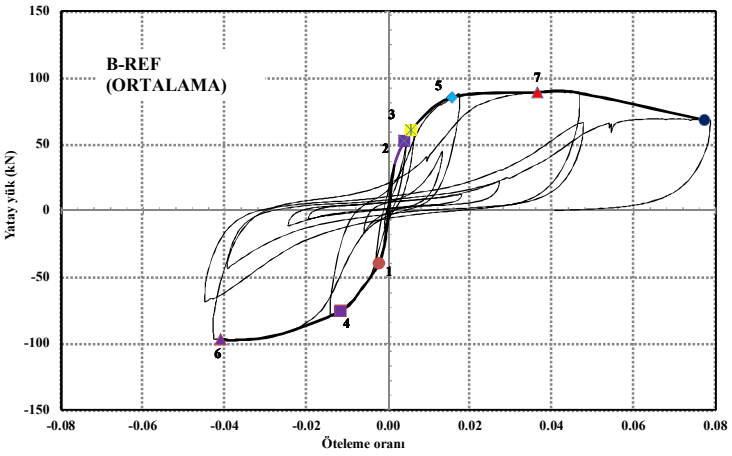
Şekil C.5c : B-WELD-FRP-H C birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil C.5d : B-WELD-FRP-H D birleşimi yük-kesme şekildeğiştirme ilişkisi.

Numunelerde deney sırasında yapılan gözlemler

Deneyler sırasında yapılan gözlemler Şekil C.1-C.5'de gösterilmiştir.



Şekil C.1 : B-REF numunesinde deney sırasında yapılan gözlemler.

1-Kirişlerde eğilme çatlağı başlangıcı (P=45kN, %0.3)-1.Çevirim çekme

2-Birleşim bölgesinde diyagonal çatlak (P=55kN, %0.4)-2.Çevirim İtme

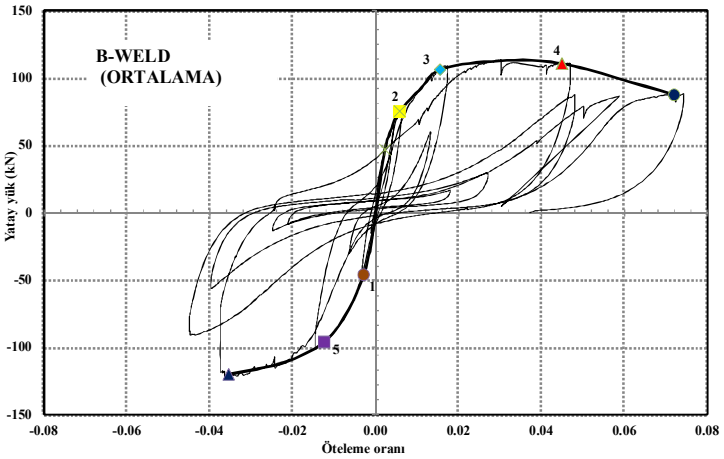
3-Kolonda birleşim bölgesinde boyuna çatlak-kolonda eğilme çatlağı başlangıcı (P=62kN, %0.6)-3.Çevirim İtme

4-D birleşiminde betonun ezilmesi (P=77kN, %1.4)-3.Çevirim Çekme

5-B birleşiminde alt kolonda beton ezilmesi (P=87kN, %1.7)-4.Çevirim İtme

6-D birleşiminde üst kolonda beton ezilmesi-alt kolonda kesme çatlağı-A birleşiminde donatıda sıyrılma (P=97kN, %4.3)-5.Çevirim Çekme

7-A birleşiminde betonda kabuk atması, (P=89kN, %4.6)-6.Çevirim İtme.



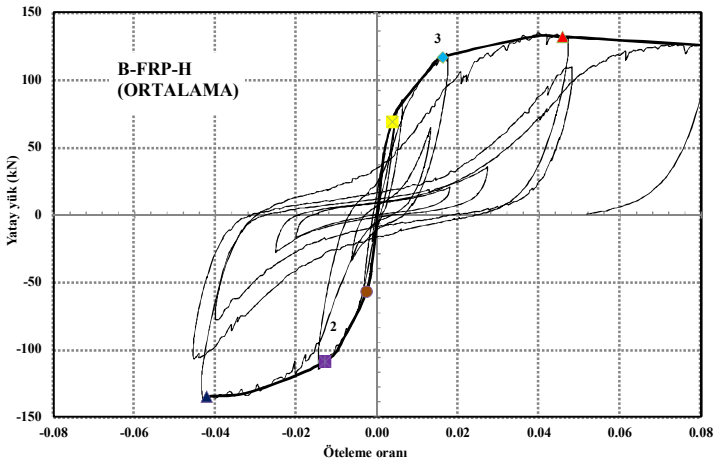
Şekil C.2: B-WELD numunesinde deney sırasında yapılan gözlemler.

1-Kirişlerde eğilme, kesme çatlağı başlangıcı (P=45kN, %0.3, 1.Çevirim çekme)
2-Birleşim bölgesinde diyagonal çatlak (P=55kN, %0.4, 2.Çevirim İtme)

3-A birleşiminde alt kolonda eğilme çatlağı, 4.Çevirim itme)

4-A birleşiminde üst kolonda eğilme ve kesme çatlağı alt ve üst kolonlarda basınç bölgesinde betonda ezilme başlangıcı, A ve B birleşiminde alt kolonda eğilme çatlağı, B birleşiminde diyagonal basınç doğrultusunda betonun ezilmesi ve kabuk atması. C birleşiminde üst ve alt kolonlarda basınç bölgesinde betonda ezilme başlangıcı. C ve D birleşiminde diyagonal basınç doğrultusunda betonun ezilmesi ve kabuk atması (P=55kN, %4.6, 6.Çevirim İtme)

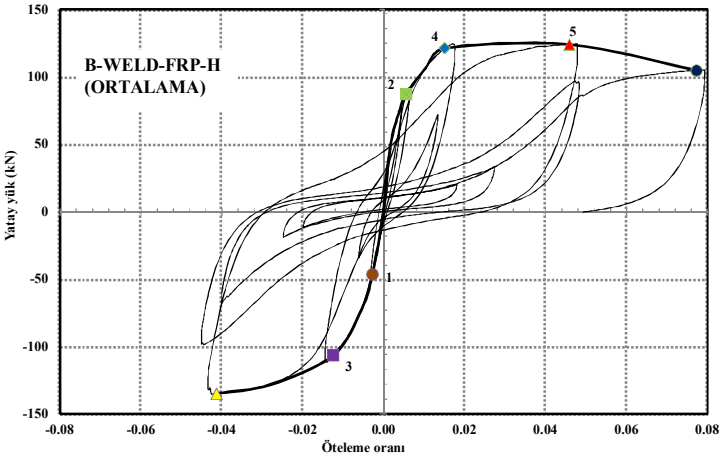
5- A,B kirişlerinde pas payının atması. C, D kirişlerinde pas payının atması ve donatıların ortaya çıkması, üst ve alt kolonlarda basınçtan betonun ezilmesi, kiriş boyuna donatılarının açığa çıkmasıyla betonun kabuk atması (P=44kN, %4.5, 6.Çevirim çekme).



Şekil C.3 : B-FRP-H numunesinde deney sırasında yapılan gözlemler.

1-Kirişlerde eğilme kesme çatlağı başlangıcı (P=62.5kN, %0.3, 1.Çevirim çekme).
2- D birleşiminde alt kolonda eğilme çatlağı, A birleşiminde alt kolonda kesme çatlağı, birleşim bölgesinde LP' nin altında diyagonal kesme çatlağı (P=115.5kN, %1.4, 3.Çevirim çekme).
3-C birleşiminde alt kolonda ve D birleşiminde üst kolonda kesme çatlağı (P=116.5kN, %1.7, 4.Çevirim itme).

4-A,B ve C,D çerçevelerinde kirişlerde basınç bölgesinde betonun ezilmesi (P=131kN, %4.3, 5.Çevirim çekme).



Şekil C.4 : B-WELD-FRP-H numunesinde deney sırasında yapılan gözlemler.

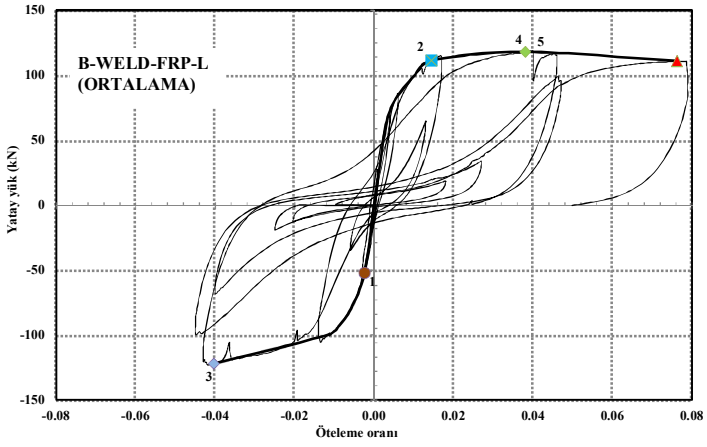
1-Kirişlerde eğilme ve kesme çatlağı başlangıcı (P=49,5kN, %0.3, 1.Çevirim çekme).

2- B birleşiminde alt kolonda kesme çatlağı başlangıcı (P=91.5kN, %0.6, 5.Çevirim itme).

3- C ve D birleşimlerinde alt kolonlarda kesme çatlağı başlangıcı A birleşiminde kiriş betonunda ezilme başlangıcı, A birleşiminde alt kolonda, B birleşiminde üst kolonda kesme çatlağı (P=110.5kN, %1.4, 6.Çevirim çekme).

4- C birleşiminde üst kolonlarda kesme çatlağı başlangıcı (P=122,5kN, %1.7, 7.Çevirim itme).

5-A-B çerçevesi kirişinde 7 mm kesme çatlağı oluşması, B birleşiminde kirişte beton kabuk atması (P=124.5kN, %4.6, 11.Çevirim itme).



Şekil C.5 : B-WELD-FRP-L numunesinde deney sırasında yapılan gözlemler.

1- Kirişlerde eğilme ve kesme çatlağı başlangıcı, D kolonunda kılcal eğilme çatlağı (P=56.5kN, %0.3, 1.Çevirim çekme).

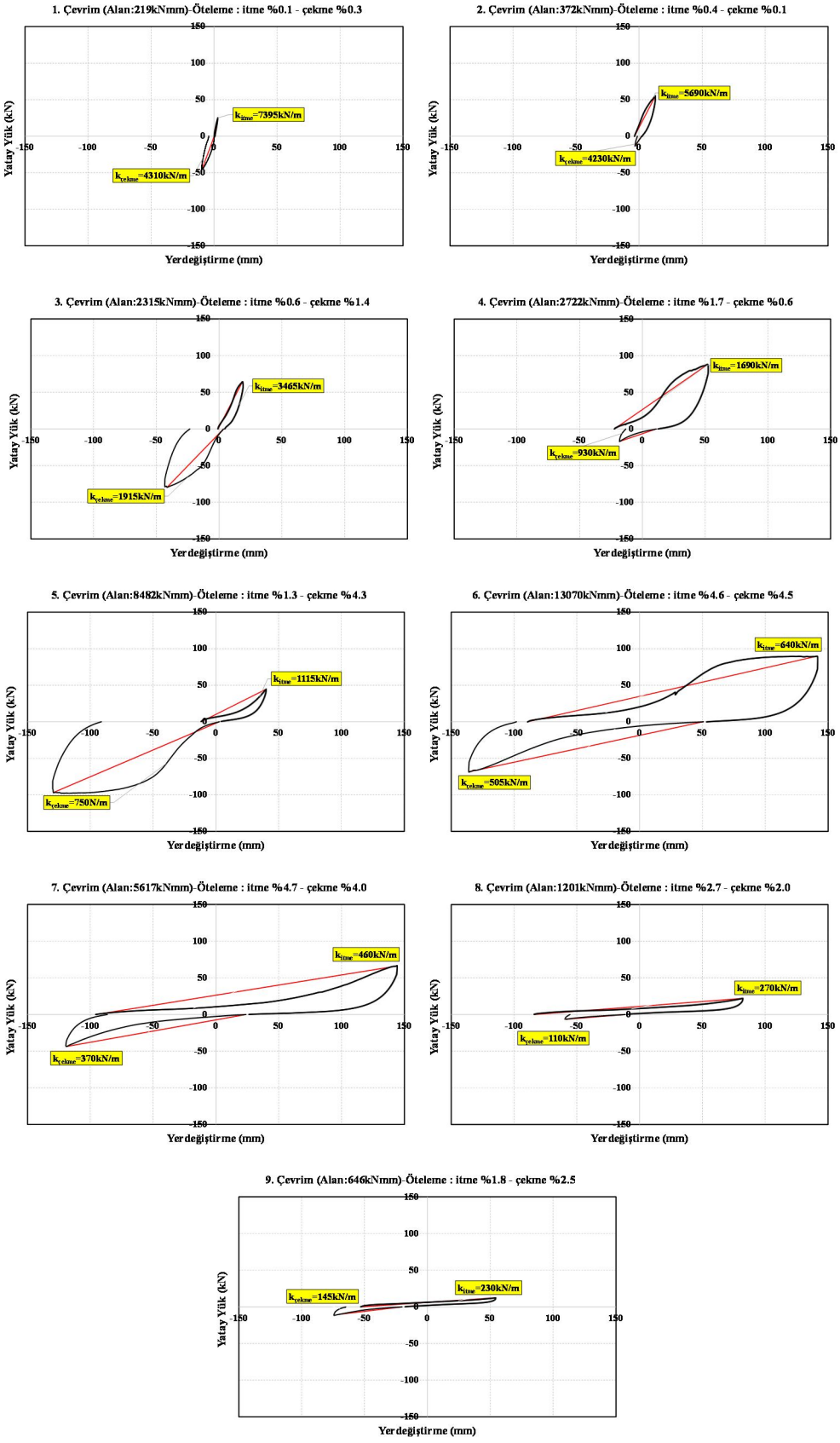
2- A, D birleşimlerinde üst kolonda kesme çatlağı, B, C birleşimlerinde alt kolonda kesme çatlağı oluşması, D birleşiminde LP' nin betondan ayrılması (P=114kN, %1.7, 4.Çevirim itme).

3- B, C birleşimlerinde üst kolonda kesme çatlağı, D birleşiminde alt kolonda kesme çatlağı, D birleşiminde üst kolonda LP' nin betondan ayrılması başlaması (P=120kN, %4.3, 5.Çevirim çekme).

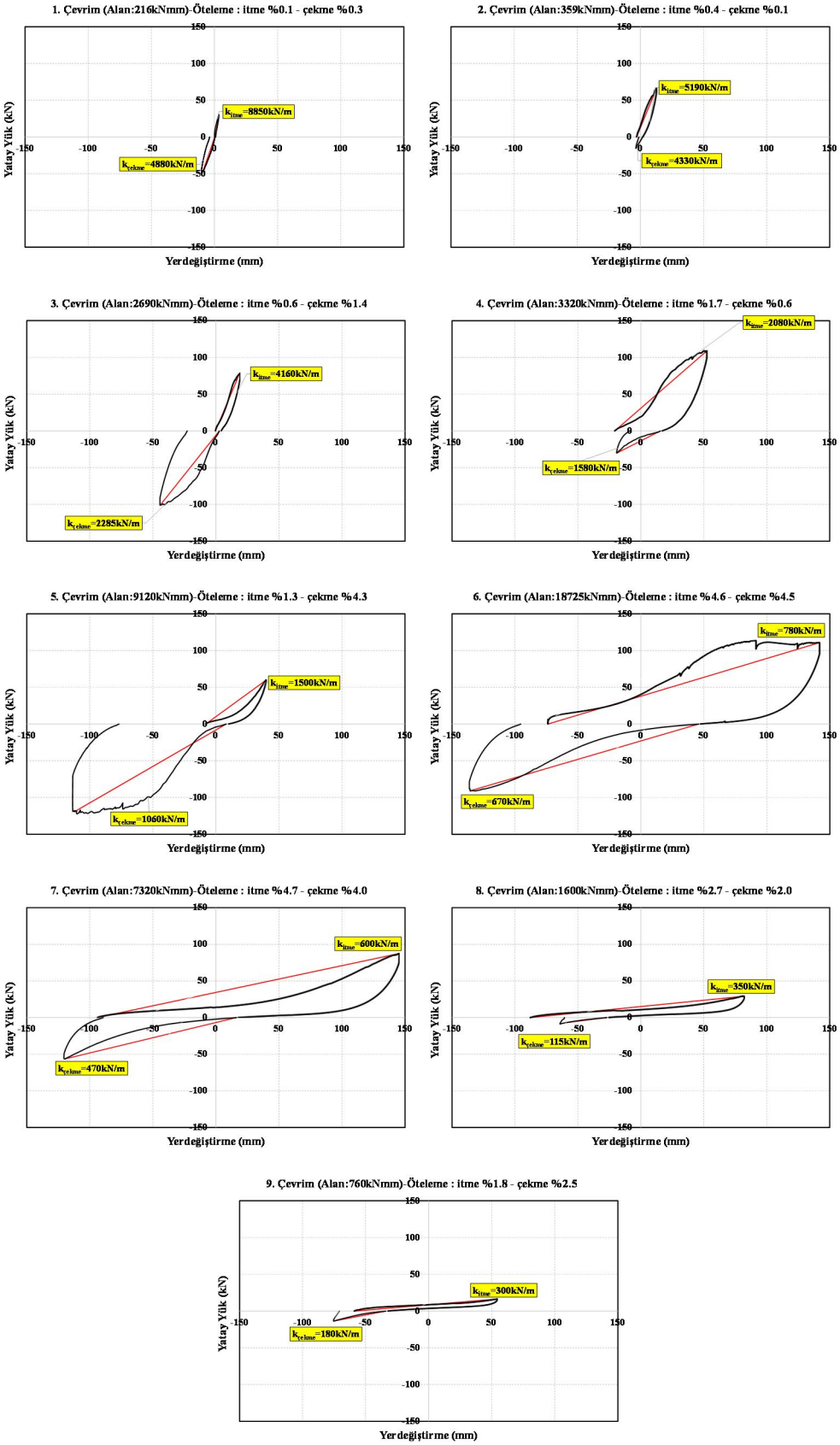
4-Lif doğrultusunda D birleşiminde LP' nin yırtılması (P=97.5kN, %4.6, 6.Çevirim itme).

5- B birleşimine kirişte betonun ezilmeye başlaması (P=96kN, %4.7, 7.Çevirim itme).

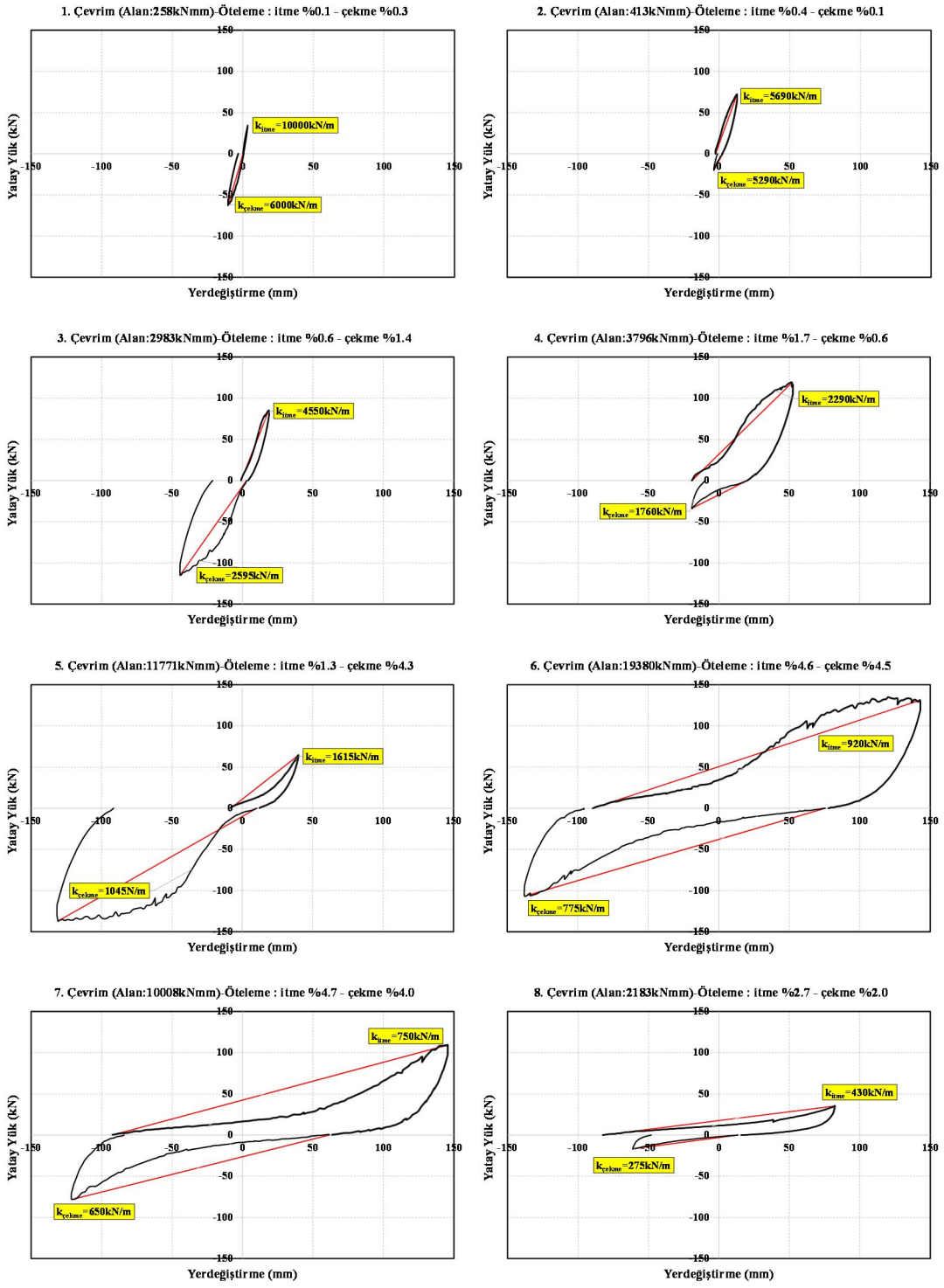
EK D



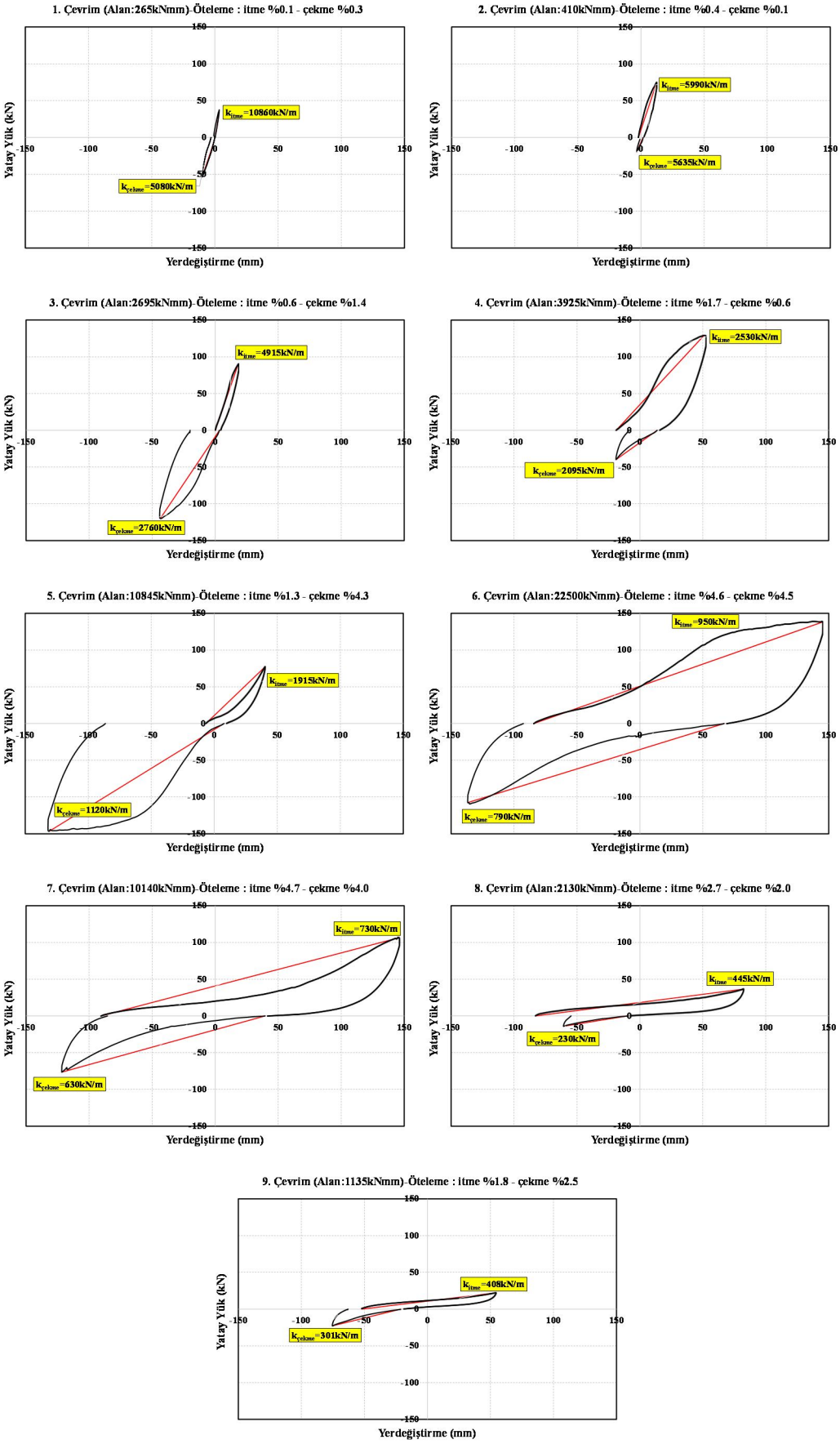
Şekil D.1 : B-REF numunesi enerji yutma ve rijitlik değişim grafikleri.



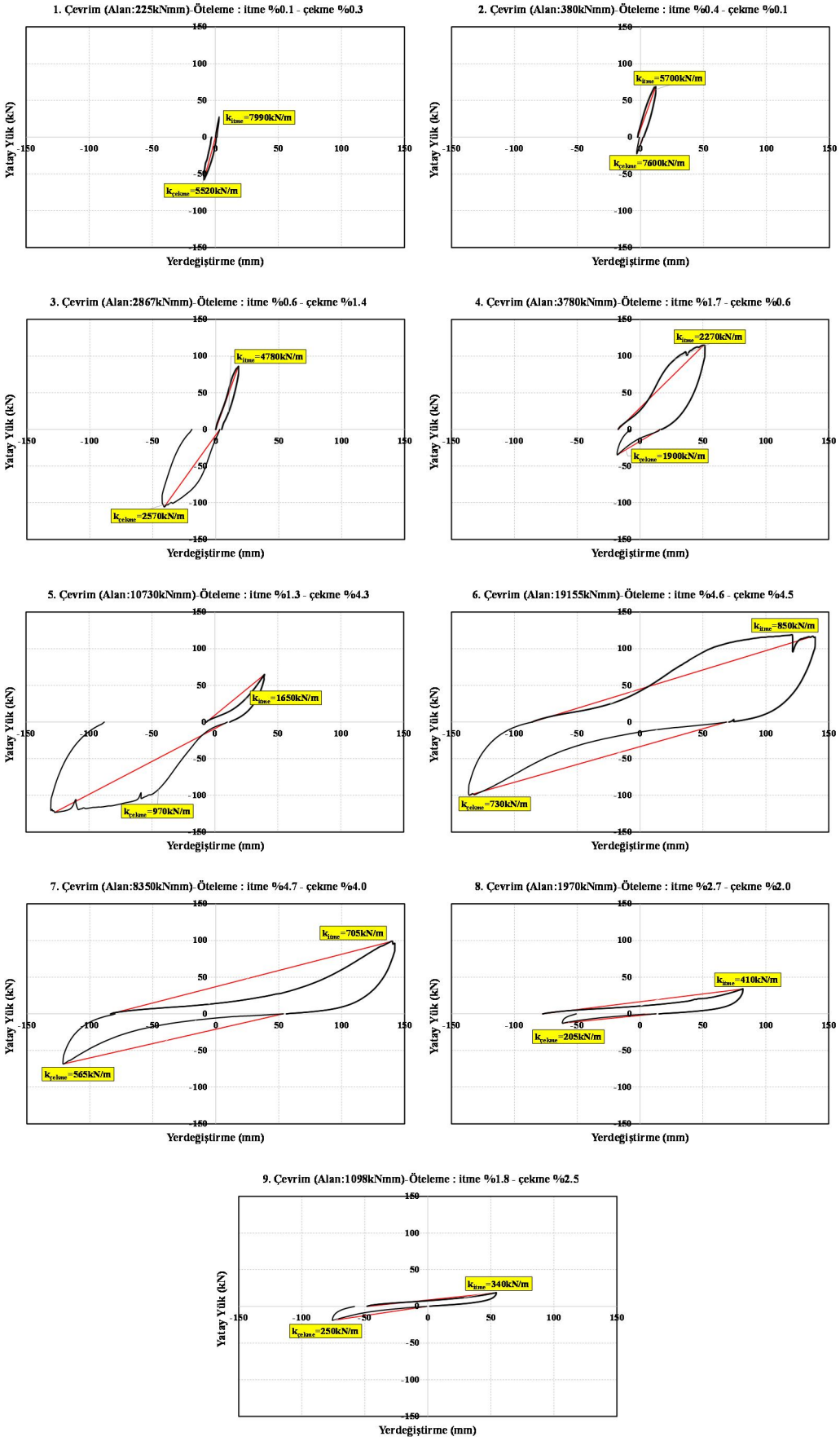
Şekil D.2 : B-WELD numunesi enerji yutma ve rijitlik değişim grafikleri.



Şekil D.3 : B-FRP-H numunesi enerji yutma ve rijitlik değişim grafikleri.



Şekil D.4 : B-WELD-FRP-H numunesi enerji yutma ve rijitlik değişim grafikleri.



Şekil D.5 : B-WELD-FRP-L numunesi enerji yutma ve rijitlik değişim grafikleri.

EK E

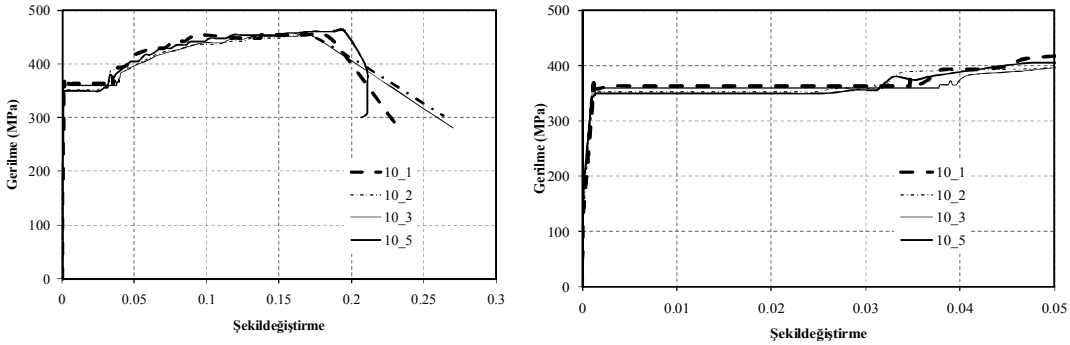
E.1. GİRİŞ

Bu ekte donatı çekme deney sonuçları verilmiştir. Çelik çekme deneyleri İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Laboratuvarında bulunan 200 kN kapasiteli Amsler mekanik çekme cihazı kullanılarak TS-708 (1985) standardına uygun olarak yapılmıştır. Enine donatı çeliği için yapılan çelik çekme deneyi sonuçları Çizelge E.1'de, gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil E.1'de verilmiştir.

Çizelge E.1 : Enine donatı çekme deneyi sonuçları (ϕ10)

ϕ10	ϕ10-1	ϕ10-2	ϕ10-3	ϕ10-4*	ϕ10-5	Ortalama
Donatı çapı (mm)	10.25	10.23	10.19	10.23	10.26	10.23
Akma gerilmesi (MPa)	352	359	350	359*	363	357
Akma şekildeğiştirme	0.0013	0.0011	0.0014	0.0014*	0.0014	0.0013
Pekleşme şekildeğiştirme	0.0320	0.0380	0.0320	0.0038*	0.0350	0.0343
Maksimum gerilme (MPa)	449	457	460	463*	454	455
Maksimum gerilmeye karşı gelen şekildeğiştirme	0.176	0.170	0.195	0.0045*	0.182	0.181
Kopma gerilmesi (MPa)	303	280	301	-	290	294
Kopma şekildeğiştirme	0.260	0.270	0.210	-	0.230	0.240
E_s (MPa)	217321	228922	218118	188399	203788	211310

***** Ortalamada dikkate alınmadı

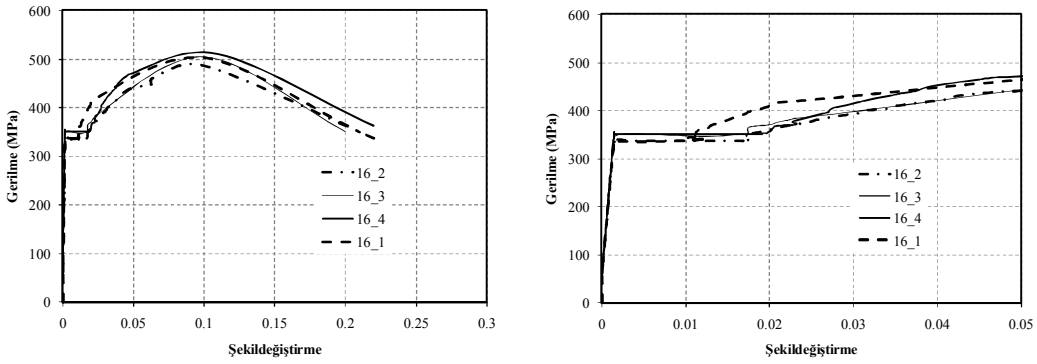


Şekil E.1 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ10).

Boyuna donatı çeliği için yapılan çelik çekme deneyi sonuçları Çizelge E.2'de, gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil E.2'de verilmiştir.

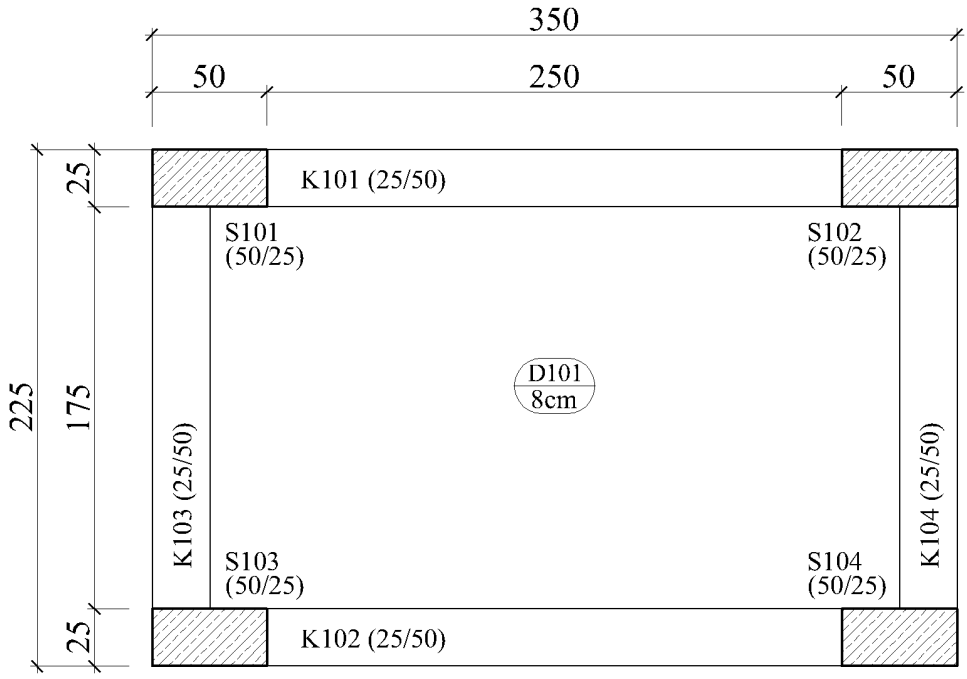
Çizelge E.2 : Boyuna donatı çekme deneyi sonuçları (ϕ16)

ϕ16	ϕ16-1	ϕ16-2	ϕ16-3	ϕ16-4	ϕ16-5	Ortalama
Donatı çapı (mm)	16.22	16.27	16.29	16.24	16.31	16.27
Akma gerilmesi (MPa)	353	337	350	350	335	347
Akma şekildeğiştirme	0.0018	0.0015	0.0015	0.0016	0.0015	0.0015
Pekleşme şekildeğiştirme	0.021	0.017	0.017	0.019	0.010	0.019
Maksimum gerilme (MPa)	-	486	504	510	503	501
Maksimum gerilmeye karşı gelen şekildeğiştirme	-	0.100	0.100	0.110	0.100	0.103
Kopma gerilmesi (MPa)	-	337	350	362	350	350
Kopma şekildeğiştirme	-	0.220	0.200	0.22	0.21	0.213
E_s (MPa)	207023	201736	199745	202711	196618	203600

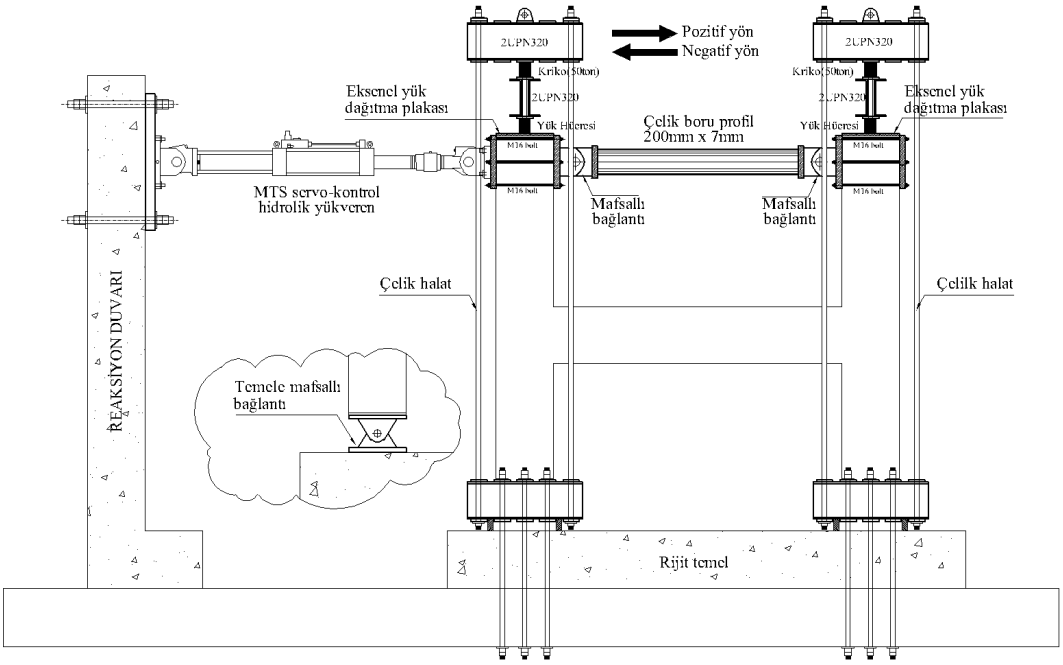


Şekil E.2 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ16).

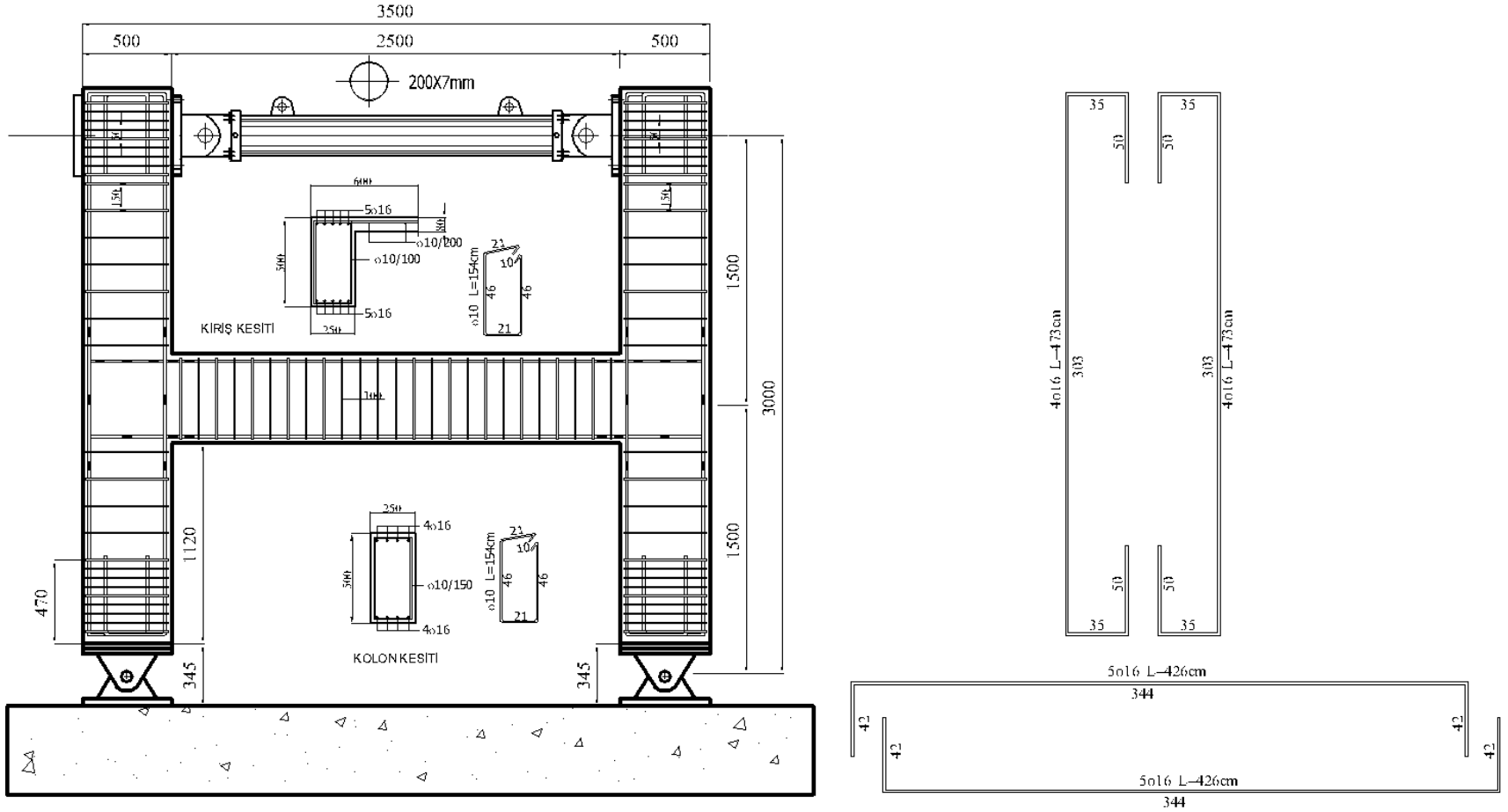
EK F



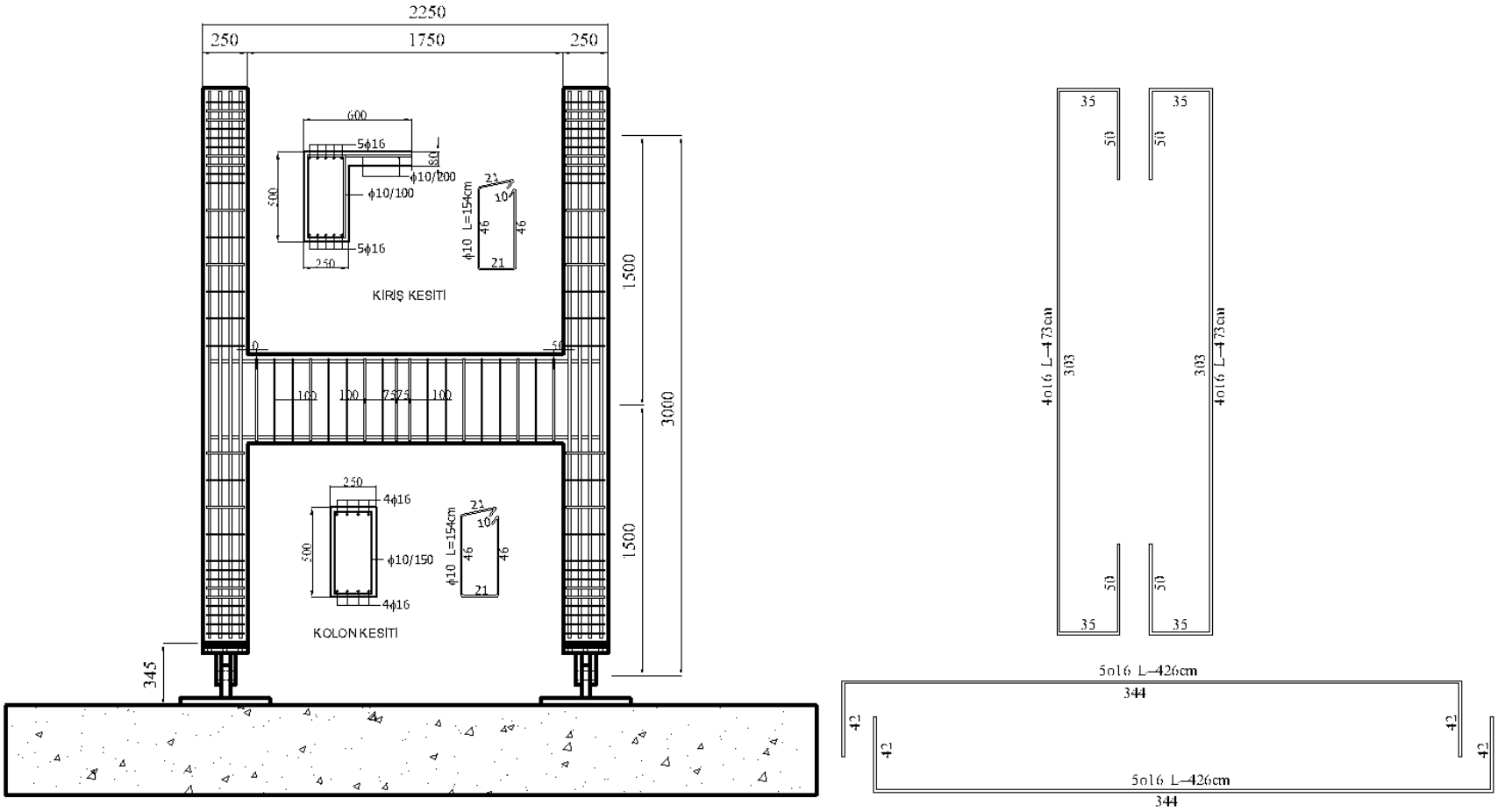
Şekil F.1: Numune döşeme kalıp planı (birimler cm'dir).



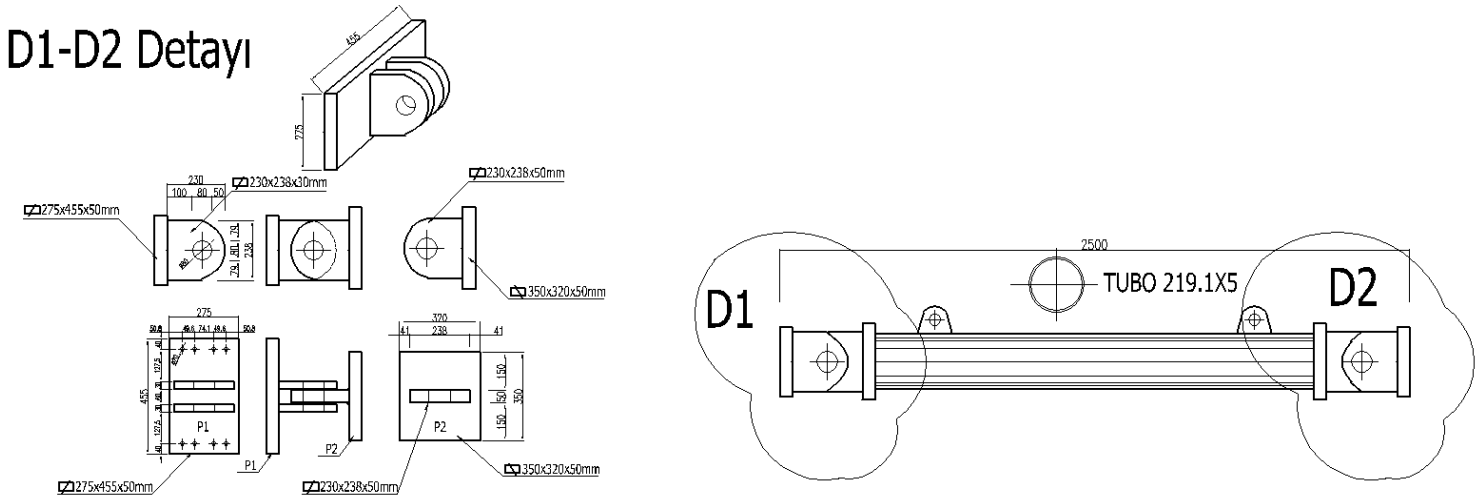
Şekil F.2: Numune test düzeneği ve yükleme doğrultusundaki görünüşü.



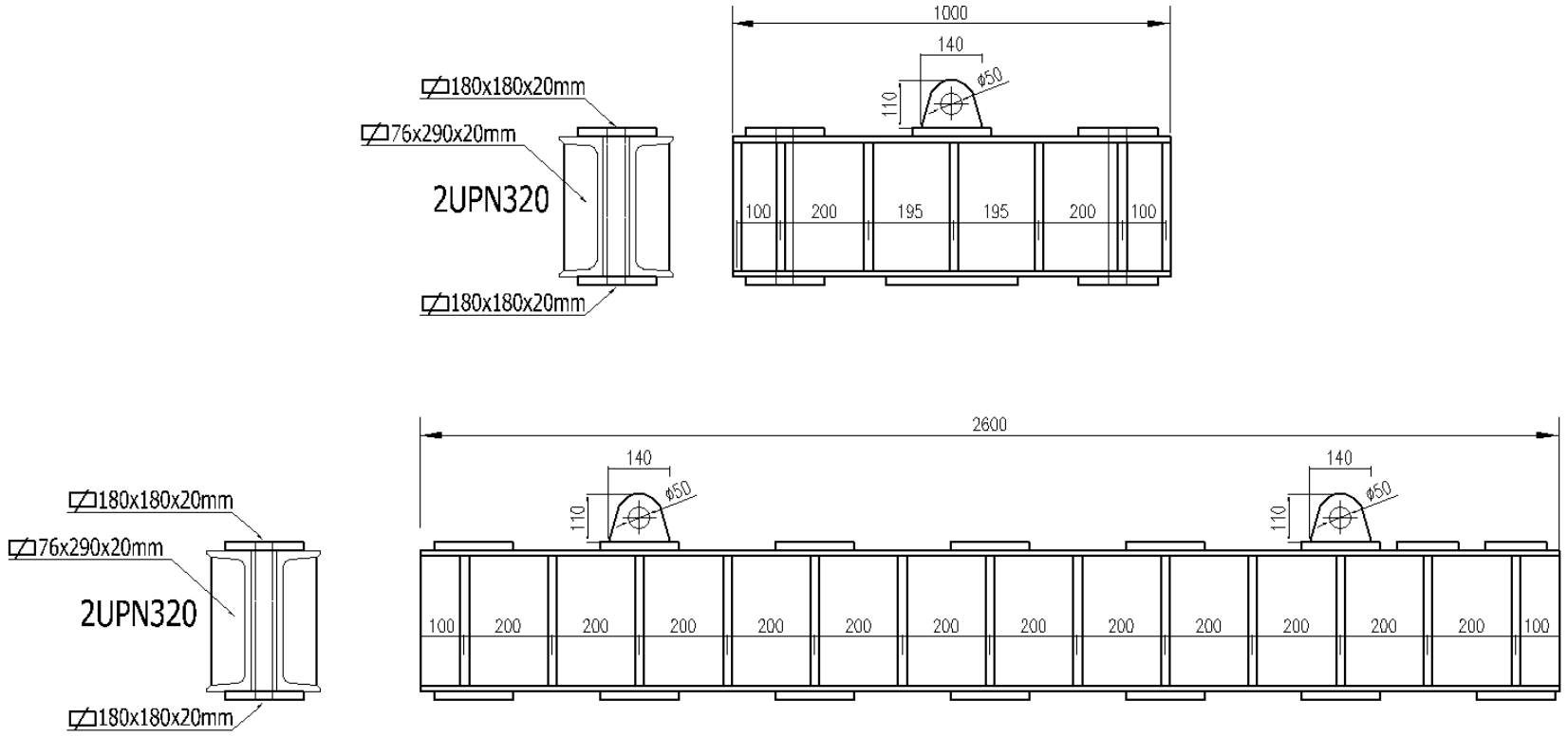
Şekil F.3: Numunelere ait donatı detayları-boyuna görünüş.



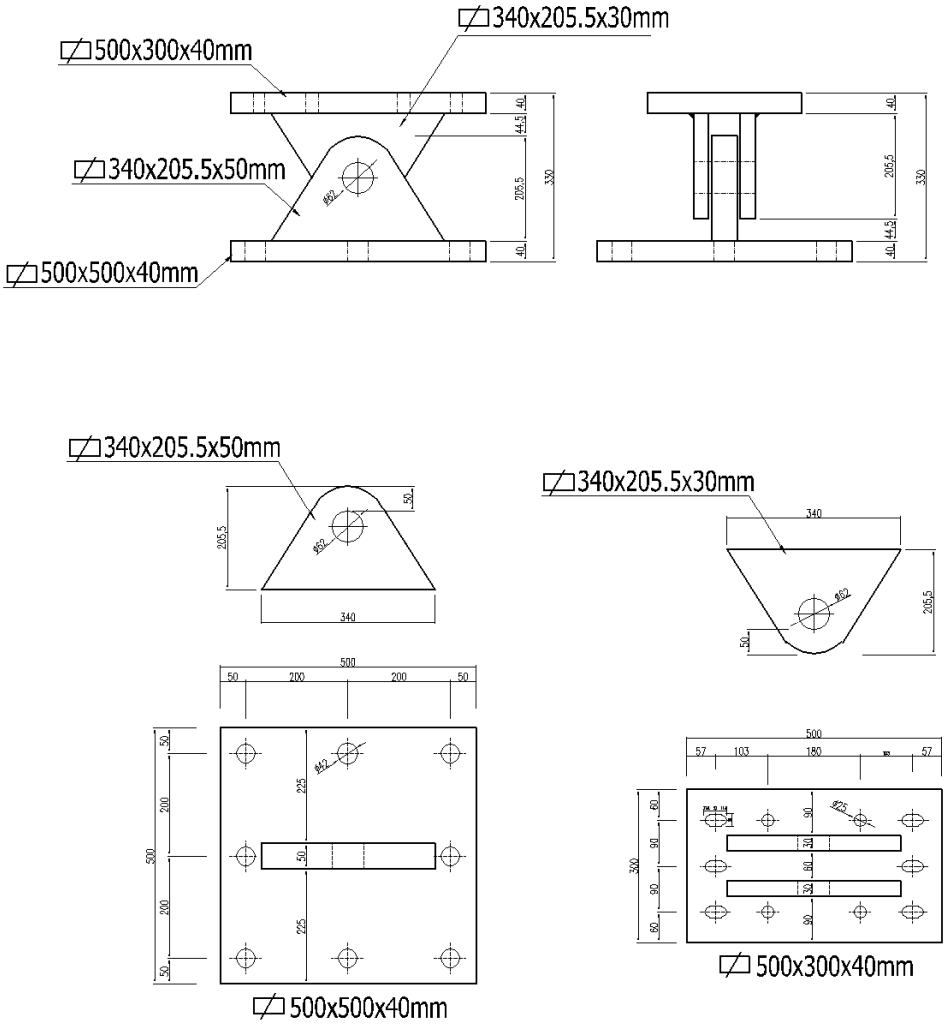
Şekil F.4: Numunelere ait donatı detayları-enine görünüş.



Şekil F.5: Kolonlar arasındaki rijit çelik boru profil ve bağlantıları.



Şekil F.6: Numuneye eksenel yük ileten rijit çelik elemanlar.

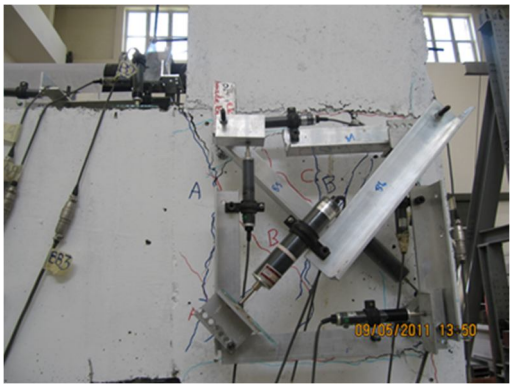


Şekil F.7: Numuneyi rijit temele bağlayan mafsallı birleşim plakaları.

EK G

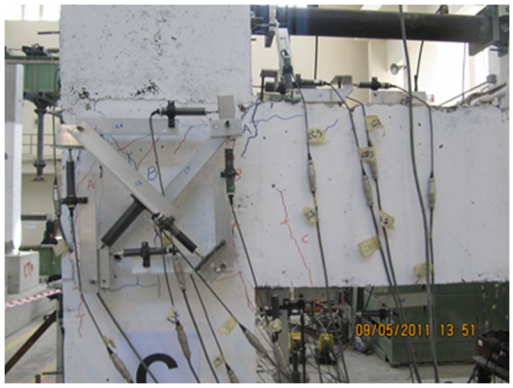
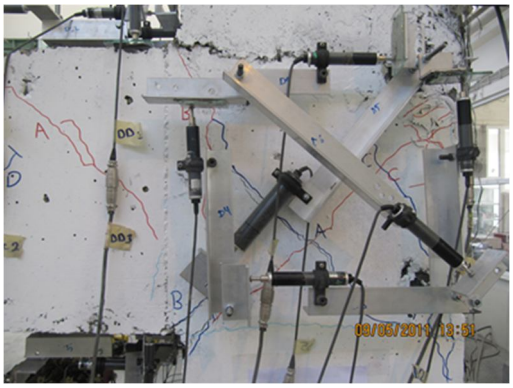
Bu ekte deney numunelerinin %0.6, %1.3, %1.7, %4, %4.3, %4.5, %4.6 ve %4.7 öteleme oranlarındaki deney sonrası hasar resimleri verilmiştir.

G.1.1 B-REF numunesi

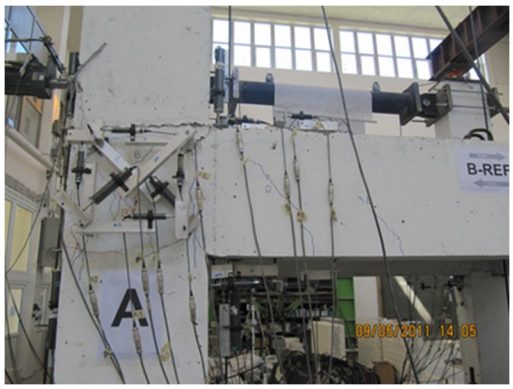
A birleşimi B birleşimi

Şekil G.1 : %0.6 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

C birleşimi D birleşimi

Şekil G.2 : %0.6 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.




A birleşimi B birleşimi

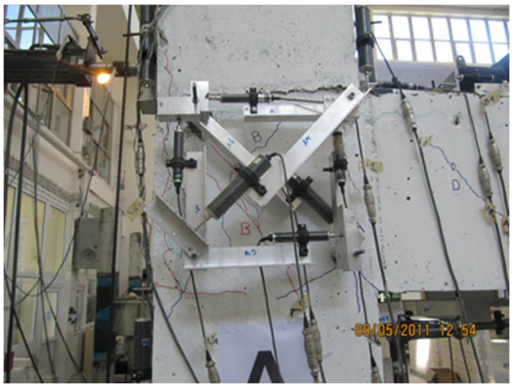
Şekil G.3 : %1.3 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.





C birleşimi D birleşimi

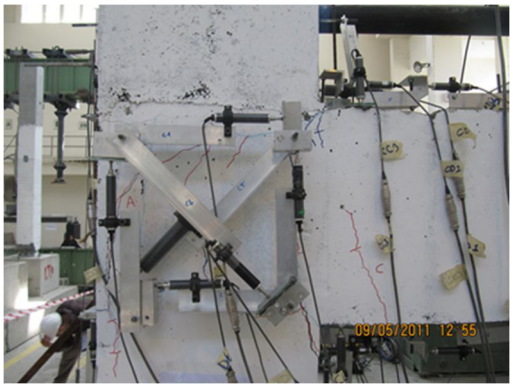
Şekil G.4 : %1.3 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

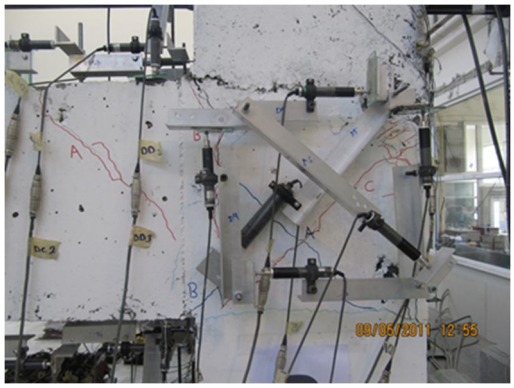




A birleşimi B birleşimi

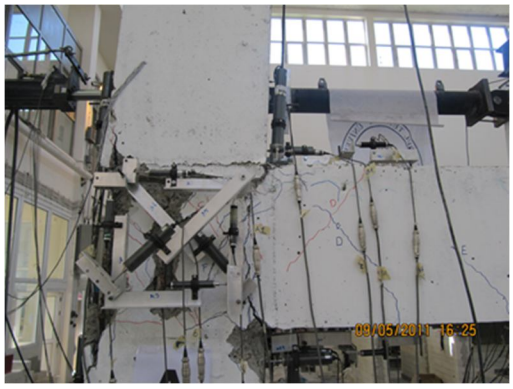
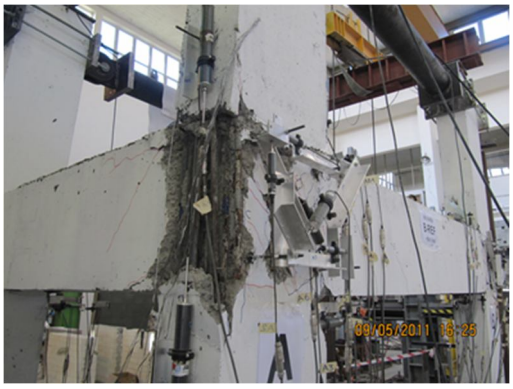
Şekil G.5 : %1.7 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.





C birleşimi D birleşimi

Şekil G.6 : %1.7 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

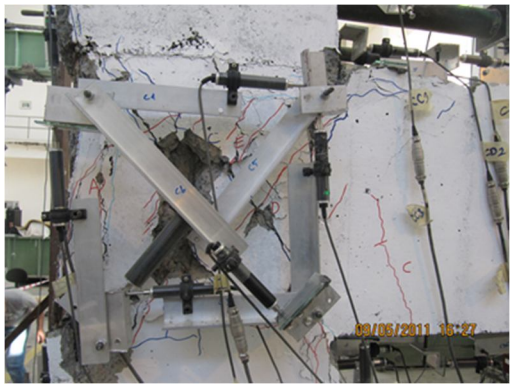
A birleşimi A birleşimi (devam)

Şekil G.7 : %4 öteleme oranı için A birleşimi hasar resimleri.



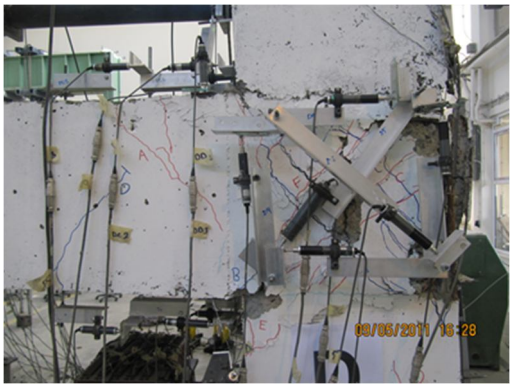

B birleşimi B birleşimi (devam)

Şekil G.8 : %4 öteleme oranı için B birleşimi hasar resimleri.




C birleşimi C birleşimi (devam)

Şekil G.9 : %4 öteleme oranı için C birleşimi hasar resimleri.



D birleşimi



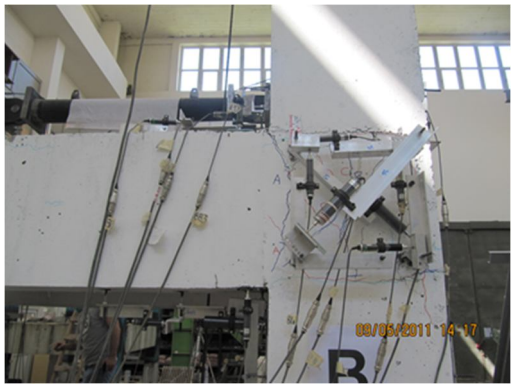
D birleşimi (devam)

Şekil G.10 : %4 öteleme oranı için D birleşimi hasar resimleri.

%4.3 öteleme oranı için

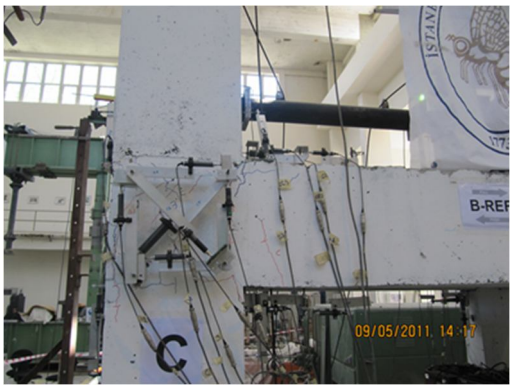


A birleşimi



B birleşimi

Şekil G.11 : %4.3 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

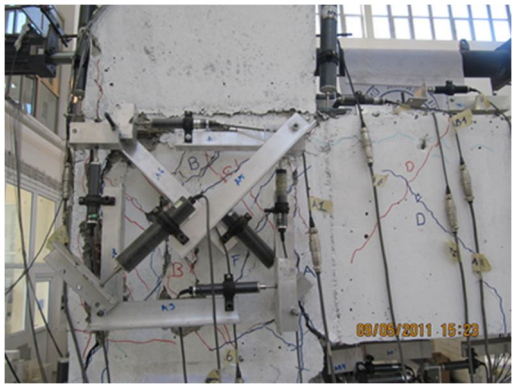


C birleşimi



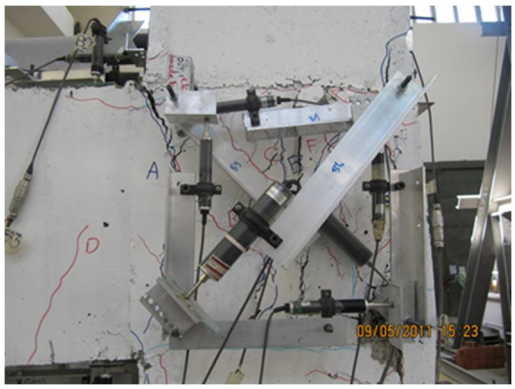
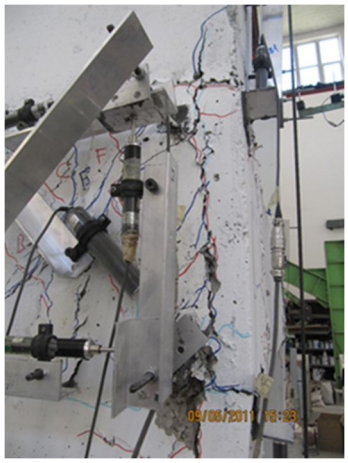
D birleşimi

Şekil G.12 : %4.3 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.



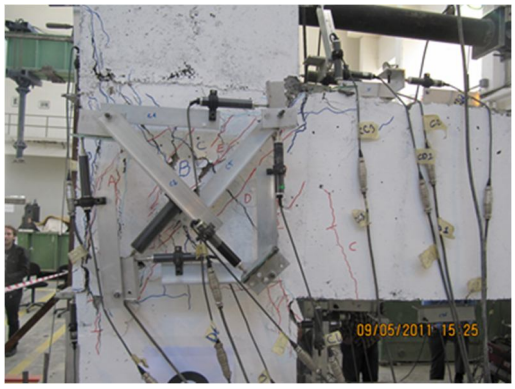
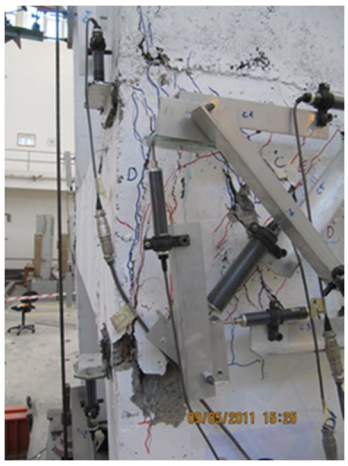

A birleşimi A birleşimi (devam)

Şekil G.13 : %4.5 öteleme oranı için A birleşimi hasar resimleri.

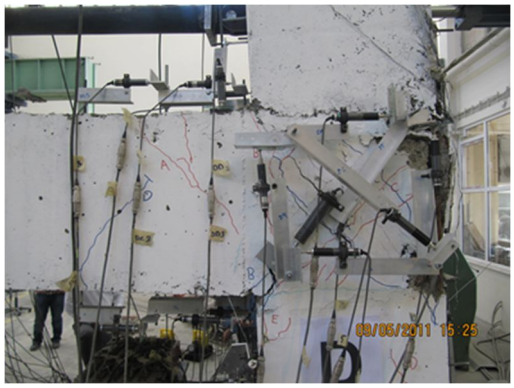
B birleşimi B birleşimi (devam)

Şekil G.14 : %4.5 öteleme oranı için B birleşimi hasar resimleri.

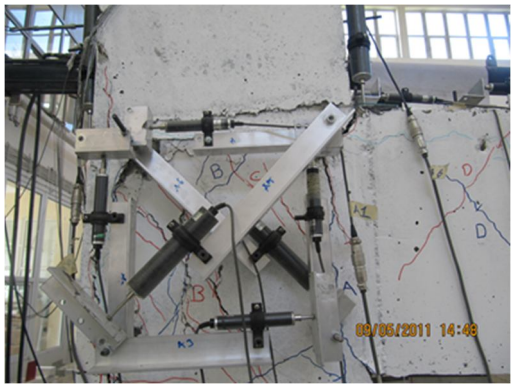
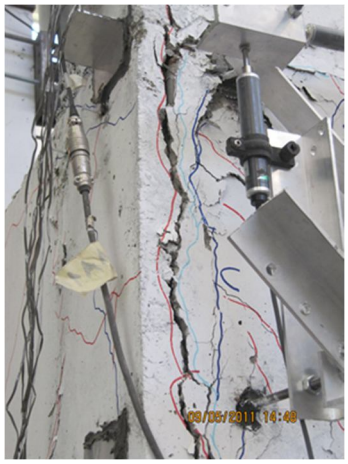
C birleşimi C birleşimi (devam)

Şekil G.15 : %4.5 öteleme oranı için C birleşimi hasar resimleri.




D birleşimi D birleşimi (devam)

Şekil G.16 : %4.5 öteleme oranı için D birleşimi hasar resimleri.

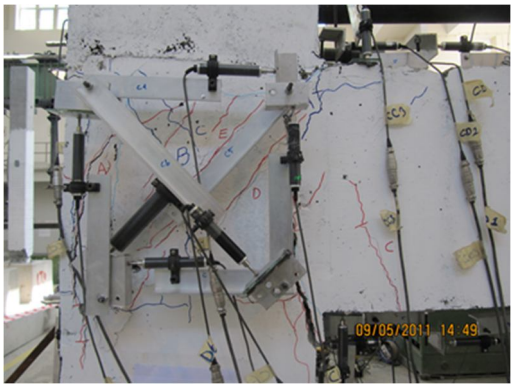
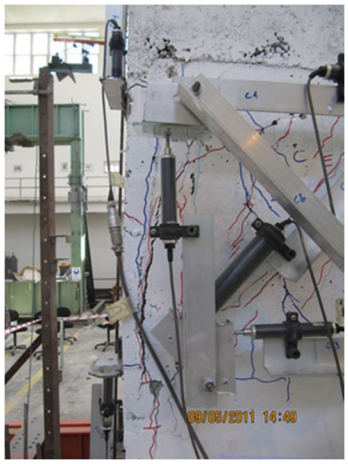
A birleşimi A birleşimi (devam)

Şekil G.17 : %4.6 öteleme oranı için A birleşimi hasar resimleri.



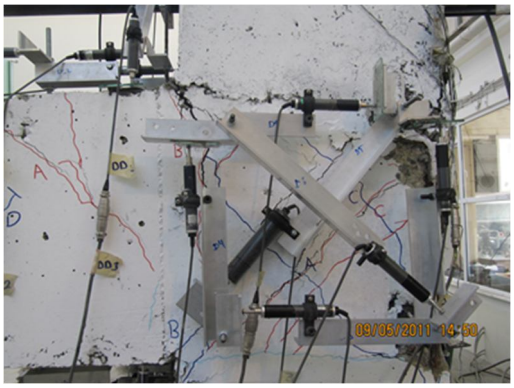
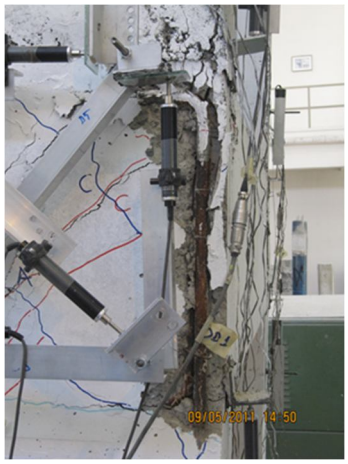

B birleşimi B birleşimi (devam)

Şekil G.18 : %4.6 öteleme oranı için B birleşimi hasar resimleri.

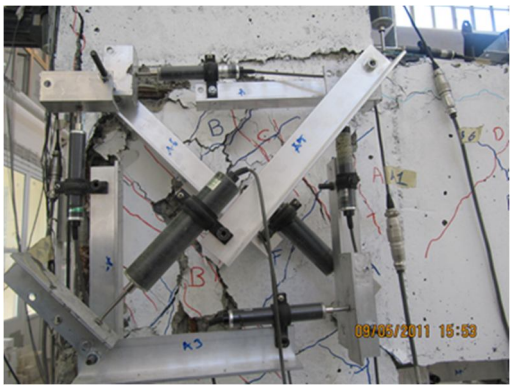
C birleşimi C birleşimi (devam)

Şekil G.19 : %4.6 öteleme oranı için C birleşimi hasar resimleri.

D birleşimi D birleşimi (devam)

Şekil G.20 : %4.6 öteleme oranı için D birleşimi hasar resimleri.

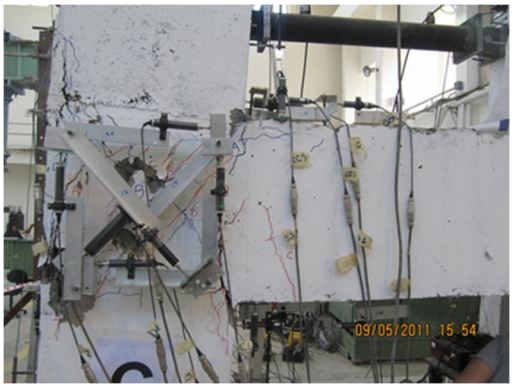
A birleşimi A birleşimi (devam)

Şekil G.21 : %4.7 öteleme oranı için A birleşimi hasar resimleri.



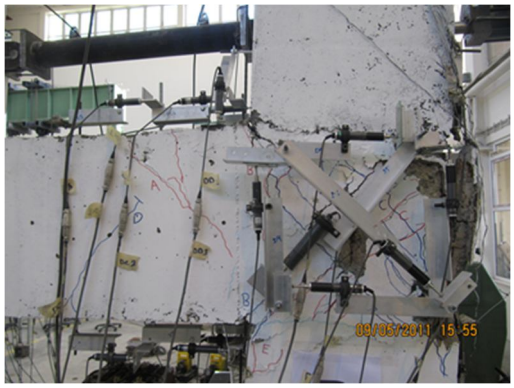

B birleşimi B birleşimi (devam)

Şekil G.22 : %4.7 öteleme oranı için B birleşimi hasar resimleri.




C birleşimi C birleşimi (devam)

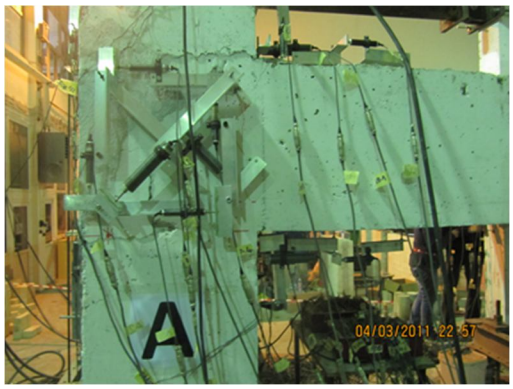
Şekil G.23 : %4.7 öteleme oranı için C birleşimi hasar resimleri.



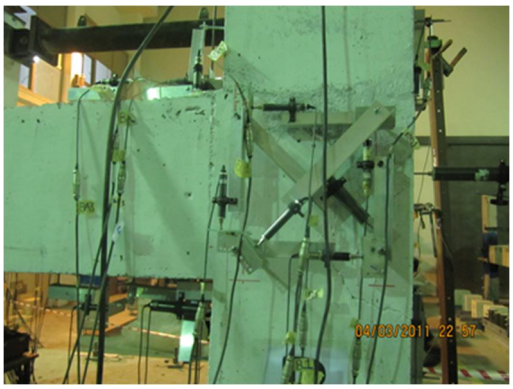

D birleşimi D birleşimi (devam)

Şekil G.24 : %4.7 öteleme oranı için D birleşimi hasar resimleri.

G.1.2 B-WELD numunesi

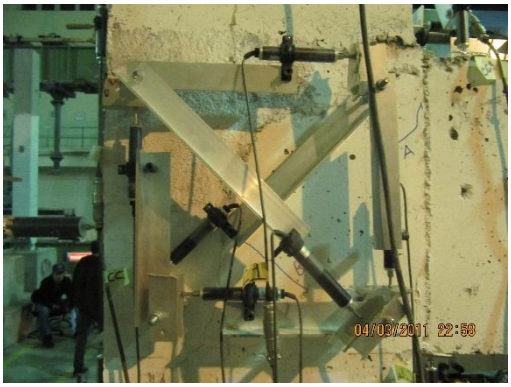


A birleşimi

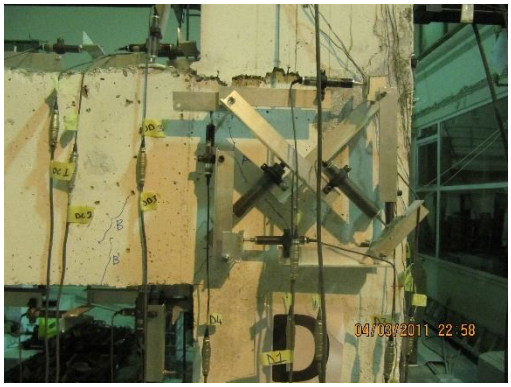


B birleşimi

Şekil G.25 : %0.6 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

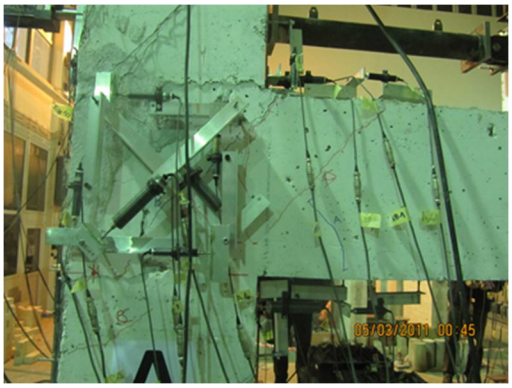


C birleşimi

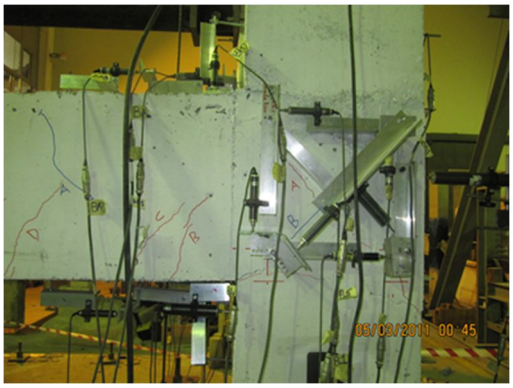


D birleşimi

Şekil G.26 : %0.6 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.



A birleşimi

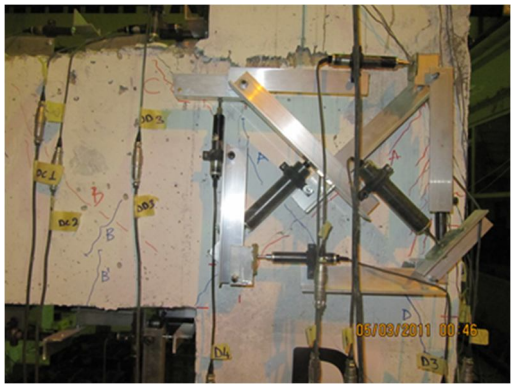


B birleşimi

Şekil G.27 : %1.3 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.



C birleşimi

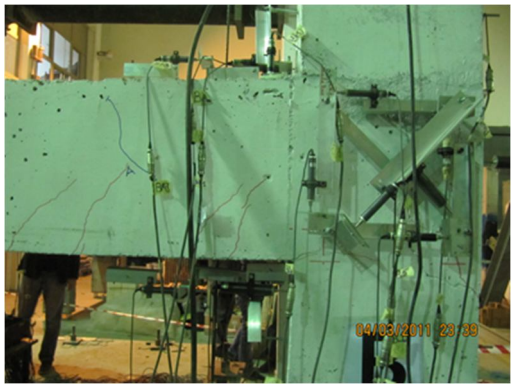


D birleşimi

Şekil G.28 : %1.3 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.



A birleşimi

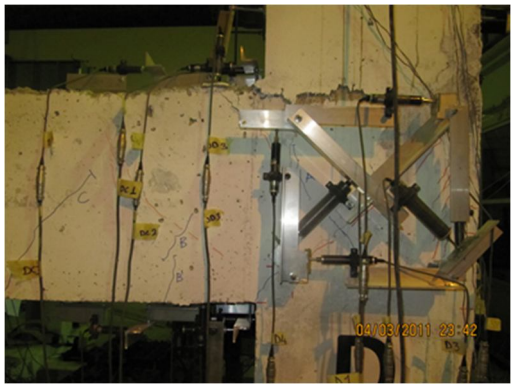


B birleşimi

Şekil G.29 : %1.7 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

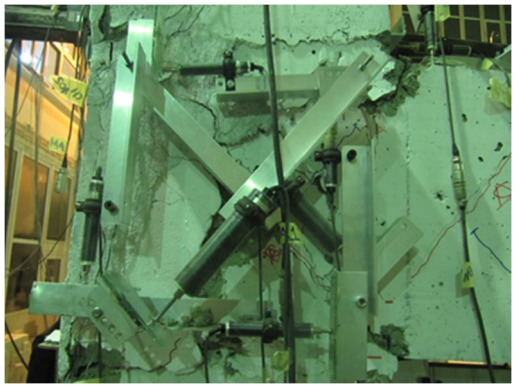


C birleşimi

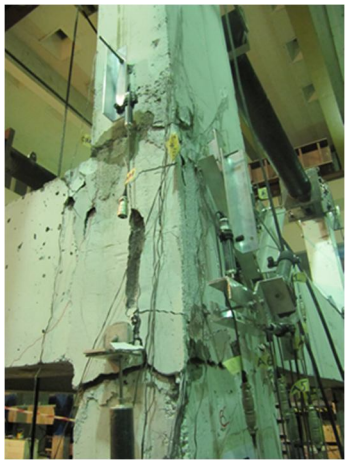


D birleşimi

Şekil G.30 : %1.7 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

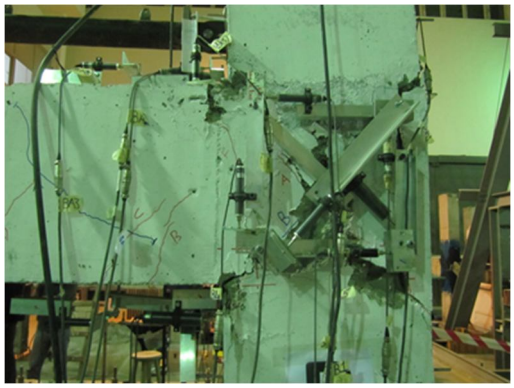


A birleşimi



A birleşimi (devam)

Şekil G.31 : %4.5 öteleme oranı için A birleşimi hasar resimleri.

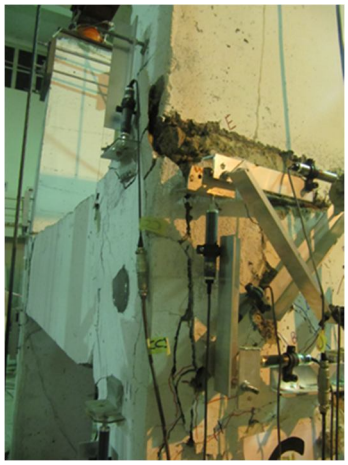


B birleşimi

Şekil G.32 : %4.5 öteleme oranı için B birleşimi hasar resimleri.



C birleşimi



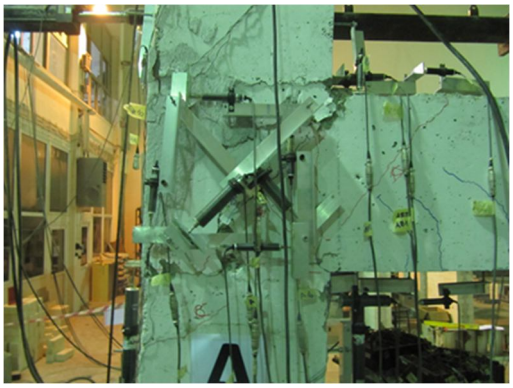
C birleşimi (devam)

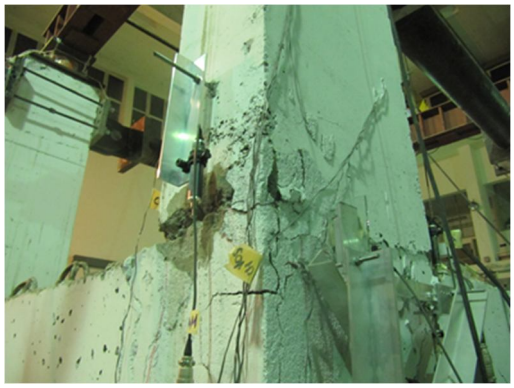
Şekil G.33 : %4.5 öteleme oranı için C birleşimi hasar resimleri.


D birleşimi

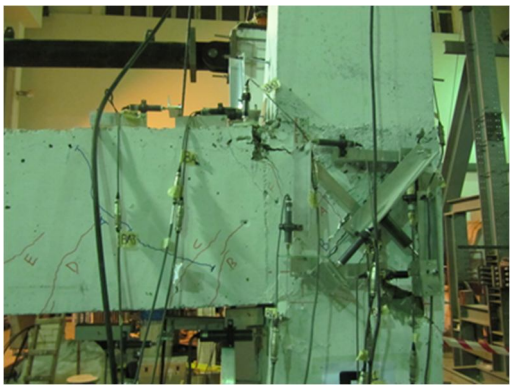

D birleşimi (devam)

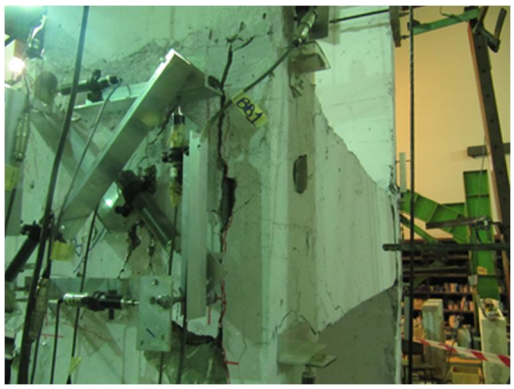
Şekil G.34 : %4.5 öteleme oranı için D birleşimi hasar resimleri.


A birleşimi


A birleşimi (devam)

Şekil G.35 : %4.6 öteleme oranı için A birleşimi hasar resimleri.

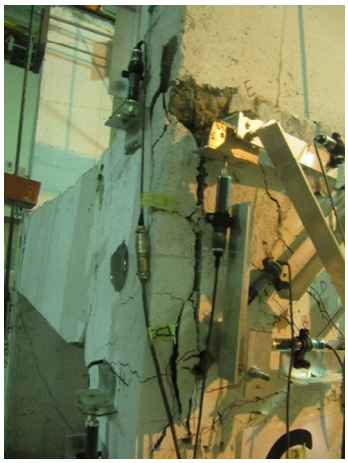

B birleşimi


B birleşimi (devam)

Şekil G.36 : %4.6 öteleme oranı için B birleşimi hasar resimleri.

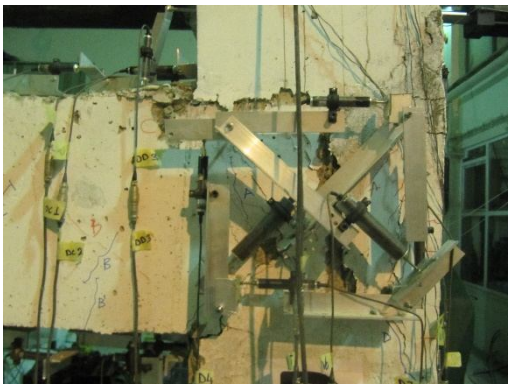


C birleşimi



C birleşimi (devam)

Şekil G.37 : %4.6 öteleme oranı için C birleşimi hasar resimleri.



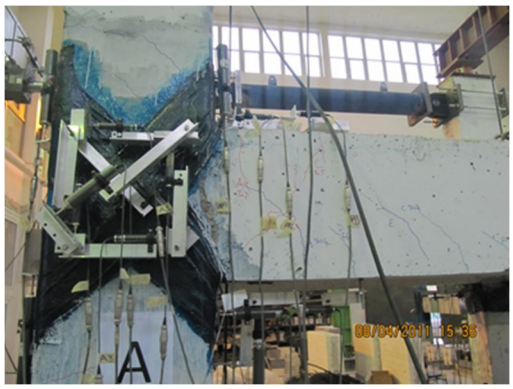
D birleşimi



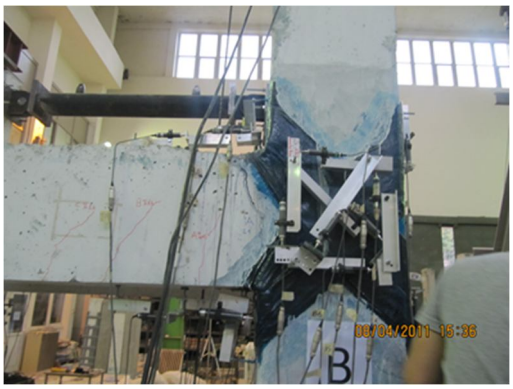
D birleşimi (devam)

Şekil G.38 : %4.6 öteleme oranı için D birleşimi hasar resimleri.

G.1.3 B-FRP-H numunesi



A birleşimi



B birleşimi

Şekil G.39 : %0.6 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.



C birleşimi D birleşimi

Şekil G.40 : %0.6 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.



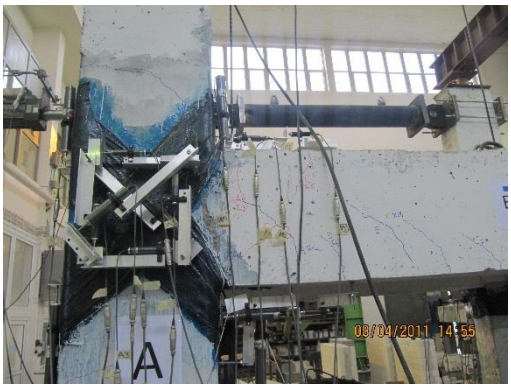
A birleşimi B birleşimi

Şekil G.41 : %1.3 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.



C birleşimi D birleşimi

Şekil G.42 : %1.3 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.



A birleşimi



B birleşimi

Şekil G.43 : %1.7 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

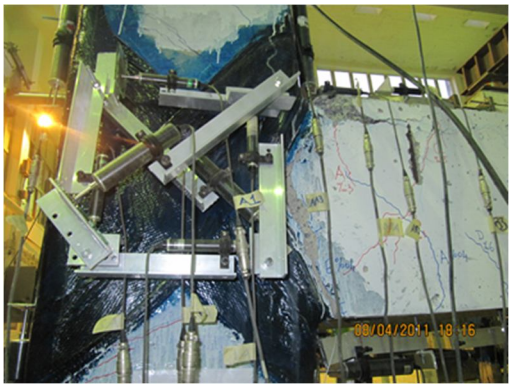


C birleşimi

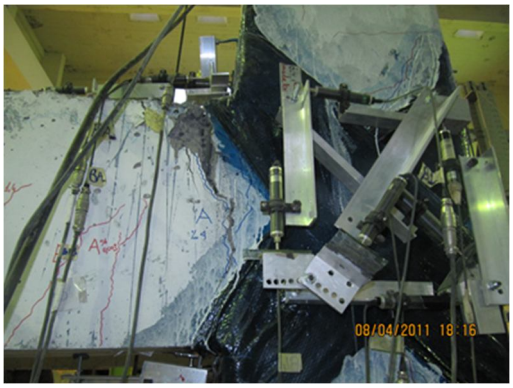


D birleşimi

Şekil G.44 : %1.7 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

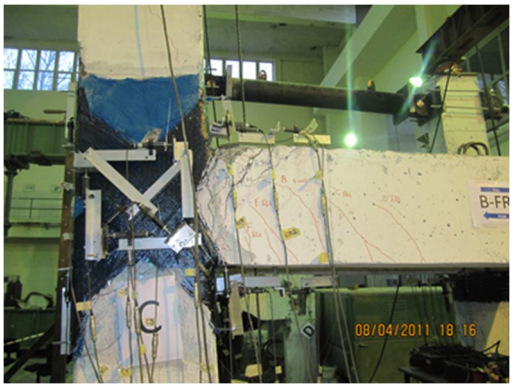


A birleşimi

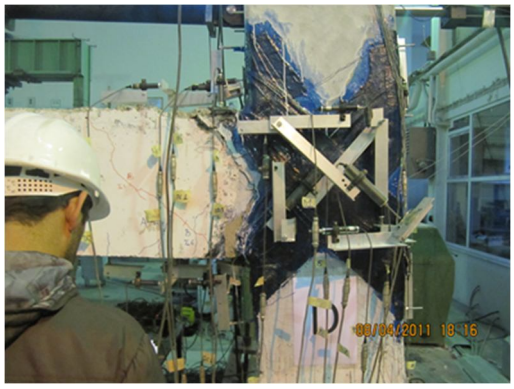


B birleşimi

Şekil G.45 : %4 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

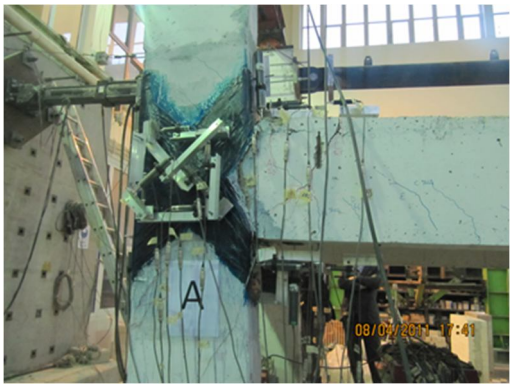


C birleşimi



D birleşimi

Şekil G.46 : %4 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

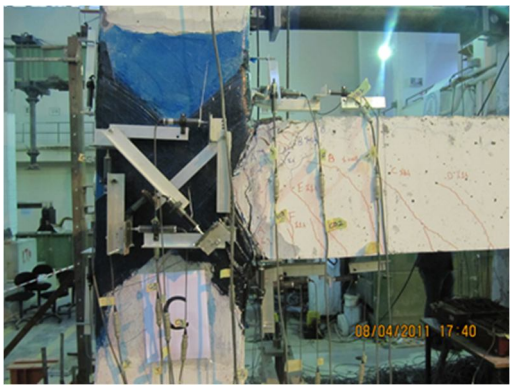


A birleşimi

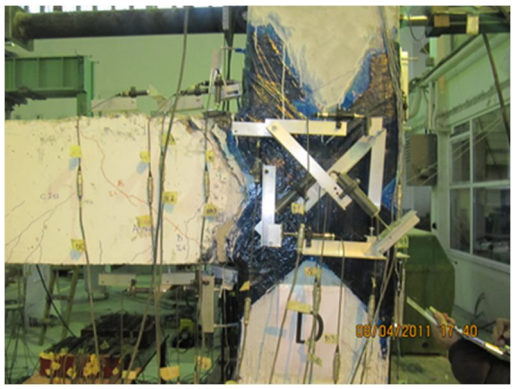


B birleşimi

Şekil G.47 : %4.5 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

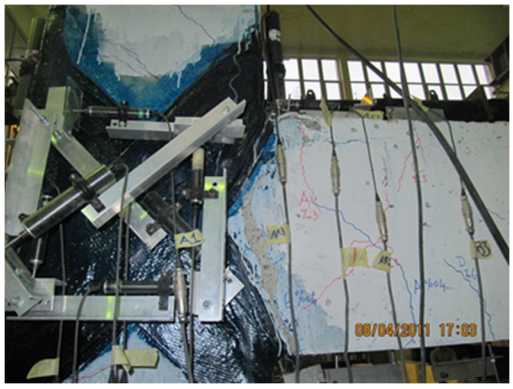
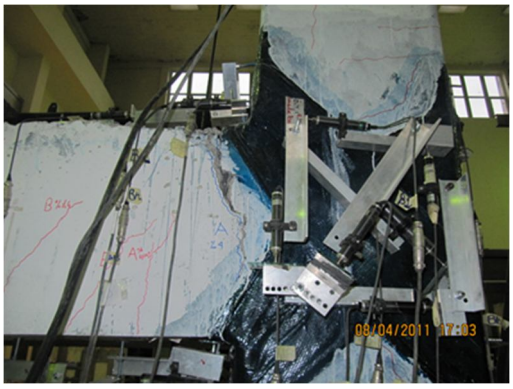


C birleşimi



D birleşimi

Şekil G.48 : %4.5 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

A birleşimi B birleşimi

Şekil G.49 : %4.6 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.



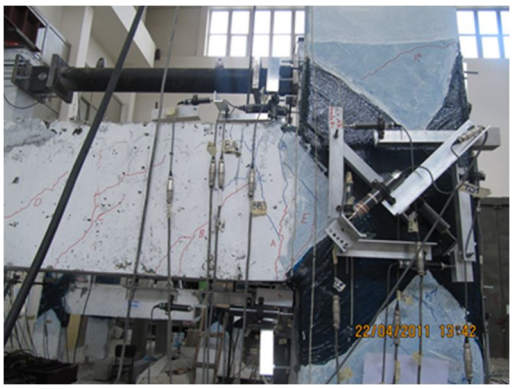


C birleşimi D birleşimi

Şekil G.50 : %4.6 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

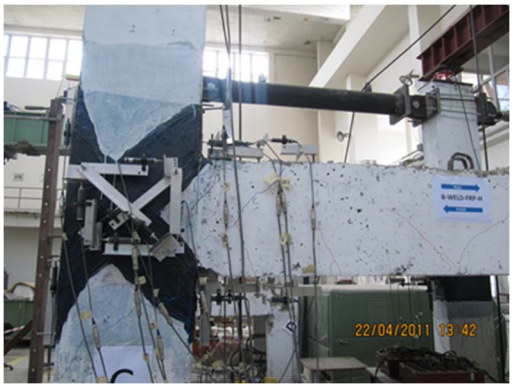
G.1.4 B-WELD-FRP-H numunesi

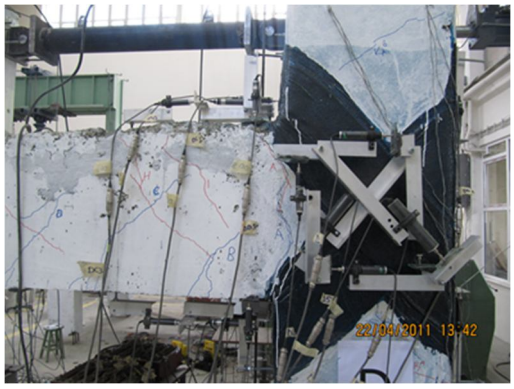




A birleşimi B birleşimi

Şekil G.51 : %0.6 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

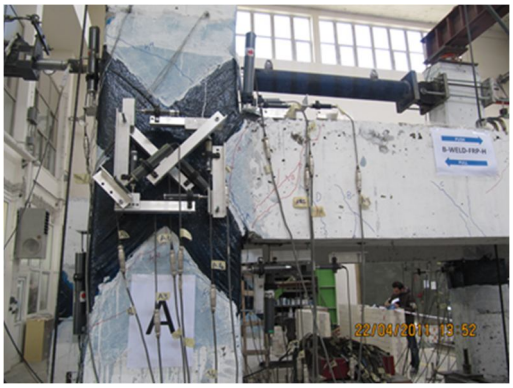


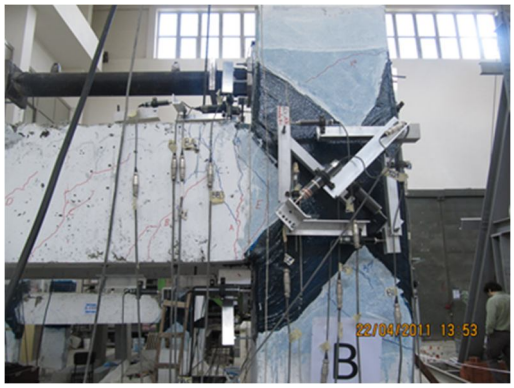


C birleşimi D birleşimi

Şekil G.52 : %0.6 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

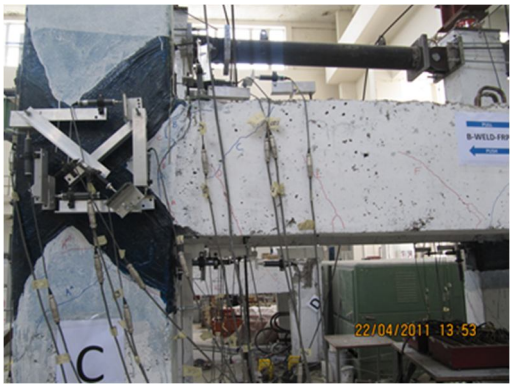
%1.3 öteleme oranı için

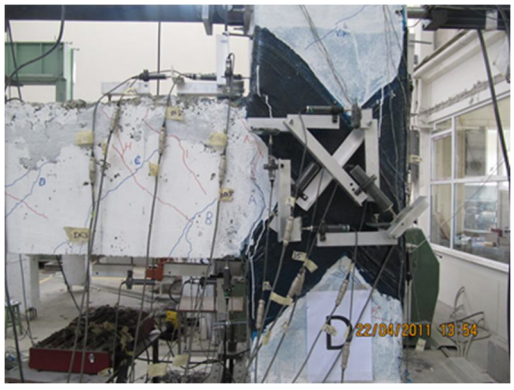




A birleşimi B birleşimi

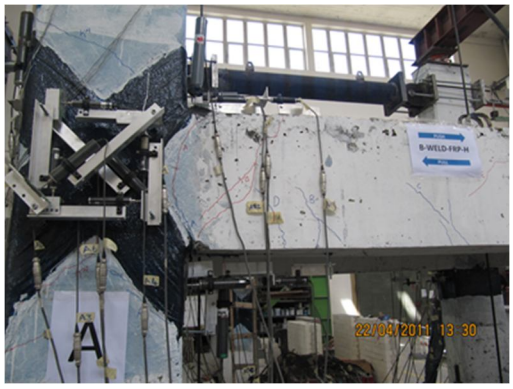
Şekil G.53 : %1.3 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.



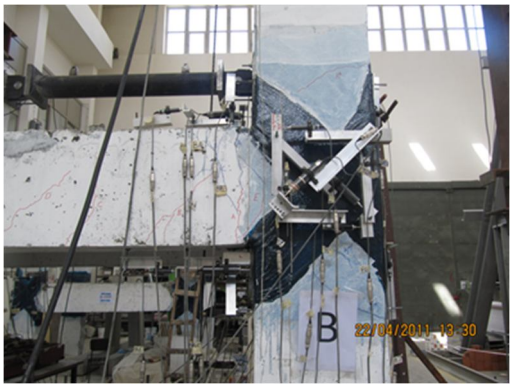


C birleşimi D birleşimi

Şekil G.54 : %1.3 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

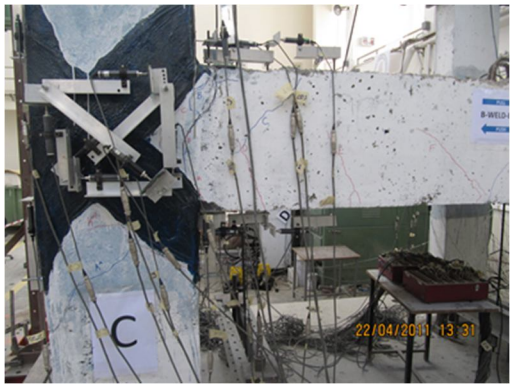


A birleşimi



B birleşimi

Şekil G.55 : %1.7 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

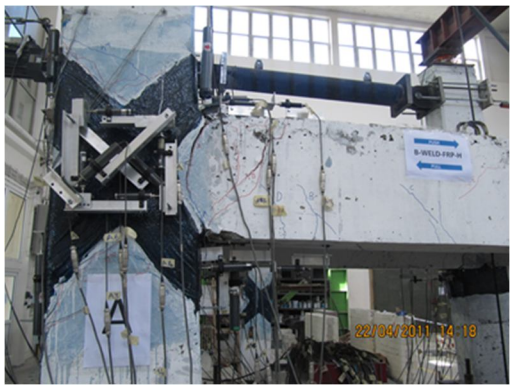


C birleşimi

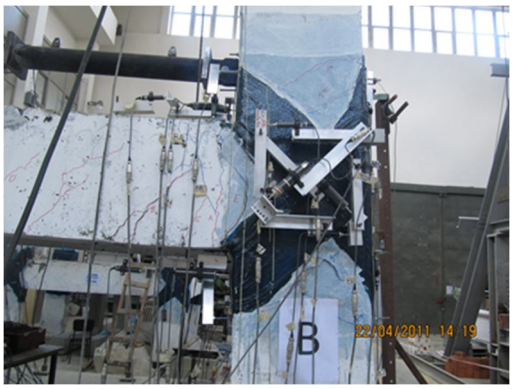


D birleşimi

Şekil G.56 : %1.7 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

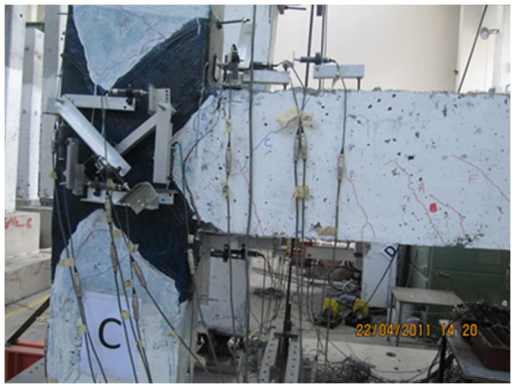


A birleşimi

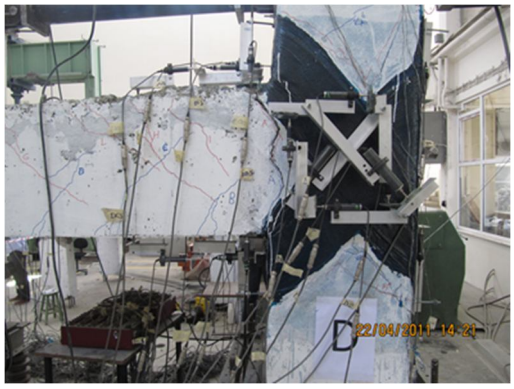


B birleşimi

Şekil G.57 : %4.3 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.



C birleşimi

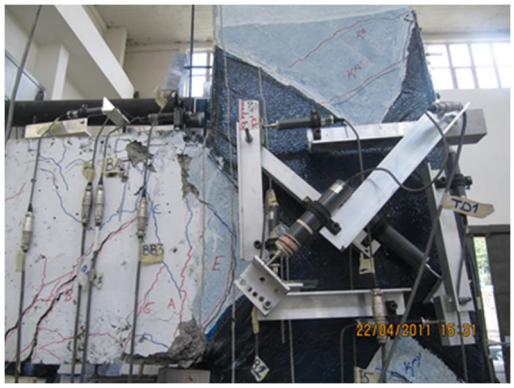


D birleşimi

Şekil G.58 : %4.3 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

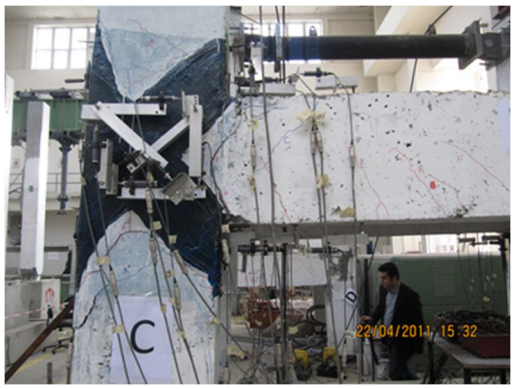


A birleşimi

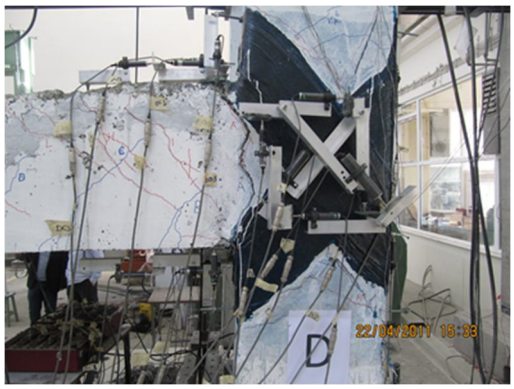


B birleşimi

Şekil G.59 : %4.5 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

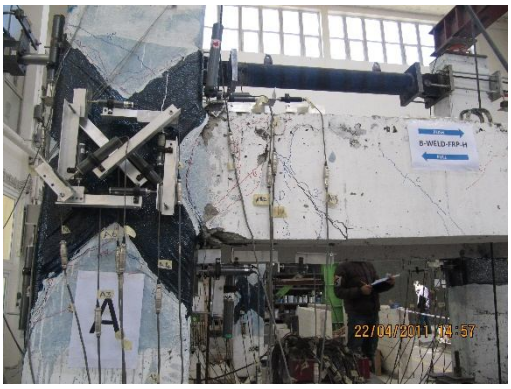


C birleşimi



D birleşimi

Şekil G.60 : %4.5 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.



A birleşimi

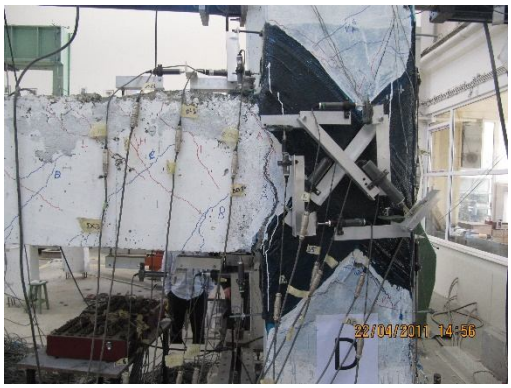


B birleşimi

Şekil G.61 : %4.6 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

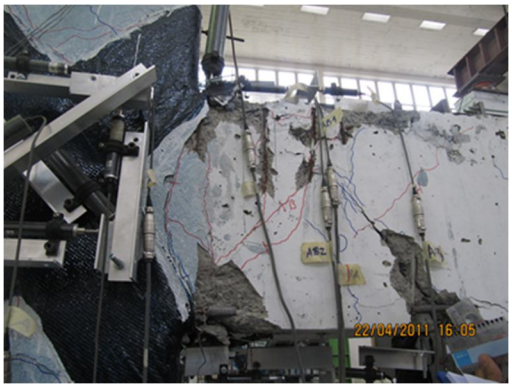


C birleşimi

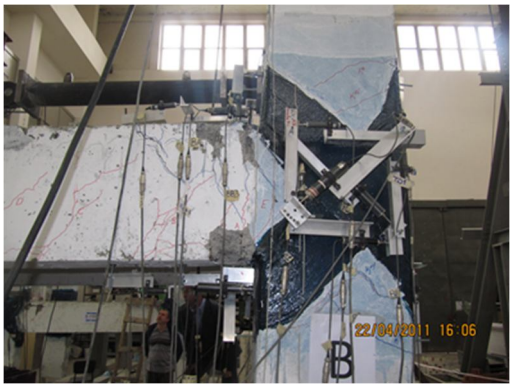


D birleşimi

Şekil G.62 : %4.6 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

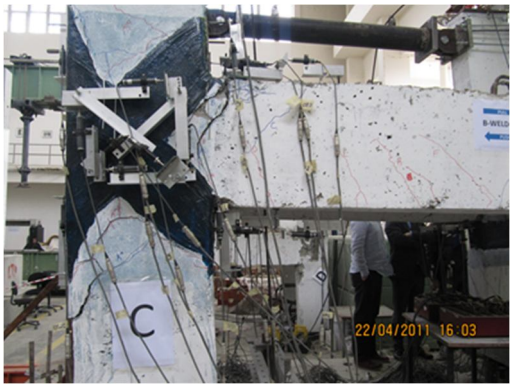


A birleşimi

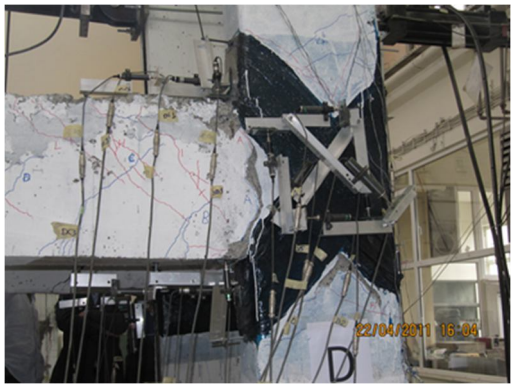


B birleşimi

Şekil G.63 : %4.7 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.



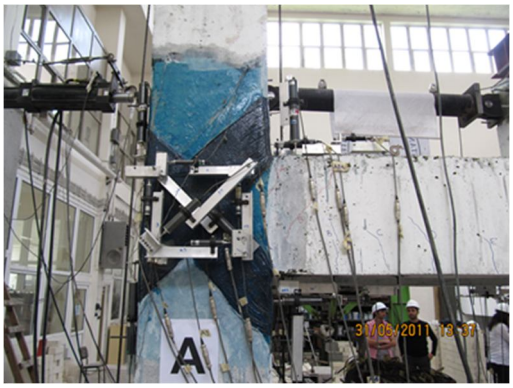
C birleşimi



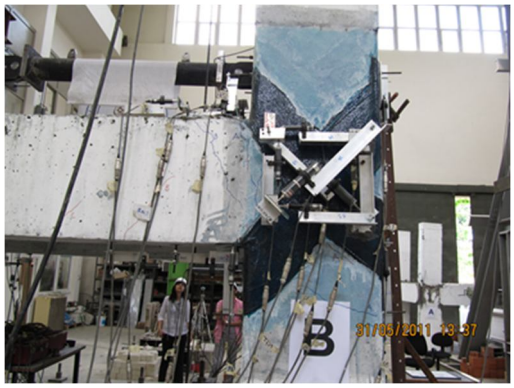
D birleşimi

Şekil G.64 : %4.7 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

G.1.4 B-WELD-FRP-L numunesi



A birleşimi

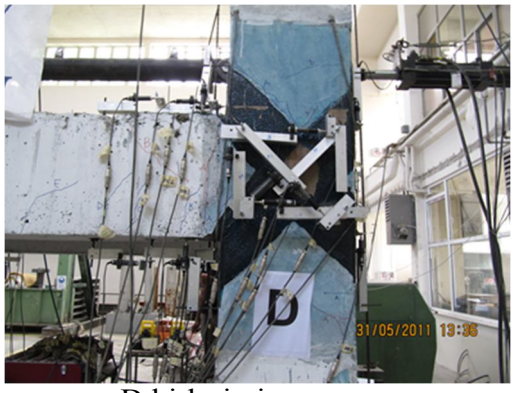


B birleşimi

Şekil G.65 : %0.6 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

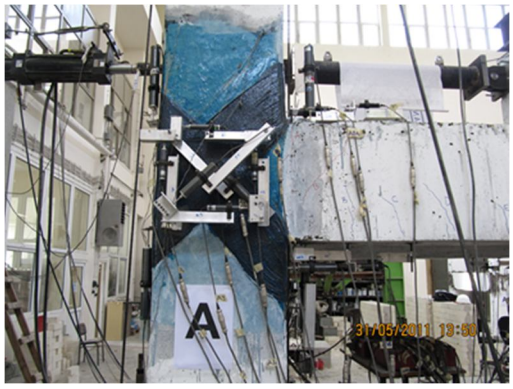


C birleşimi

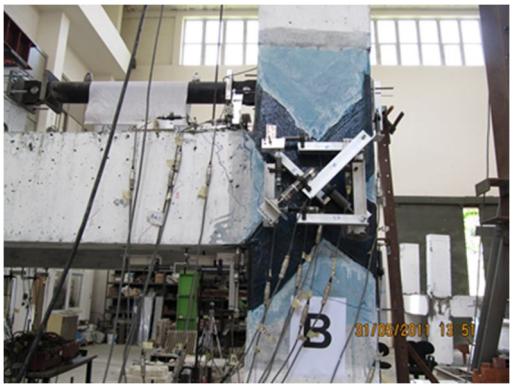


D birleşimi

Şekil G.66 : %0.6 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.



A birleşimi

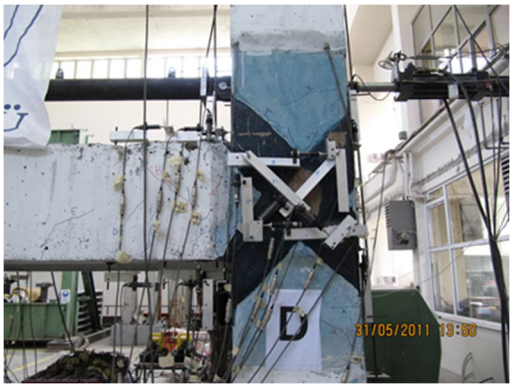


B birleşimi

Şekil G.67 : %1.3 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

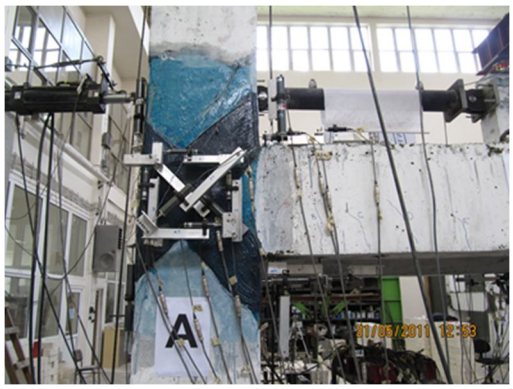


C birleşimi

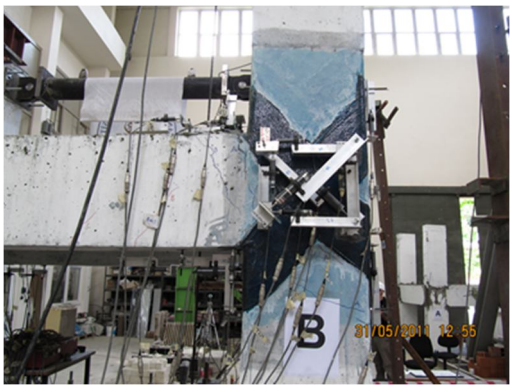


D birleşimi

Şekil G.68 : %1.3 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.



A birleşimi

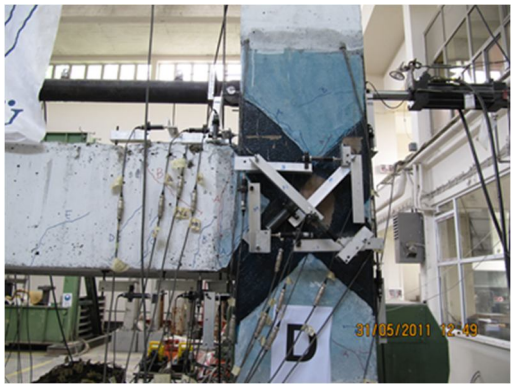


B birleşimi

Şekil G.69 : %1.7 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

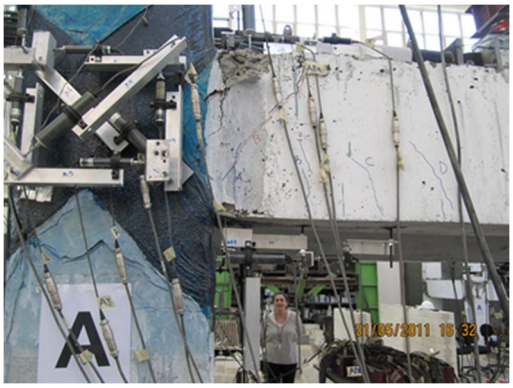


C birleşimi

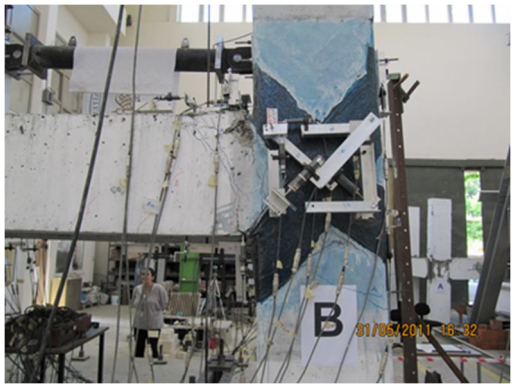


D birleşimi

Şekil G.70 : %1.7 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.



A birleşimi



B birleşimi

Şekil G.71 : %4 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

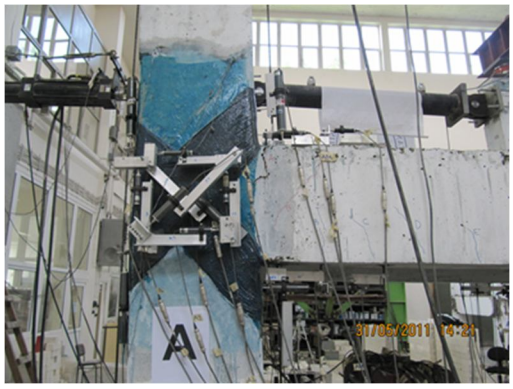


C birleşimi

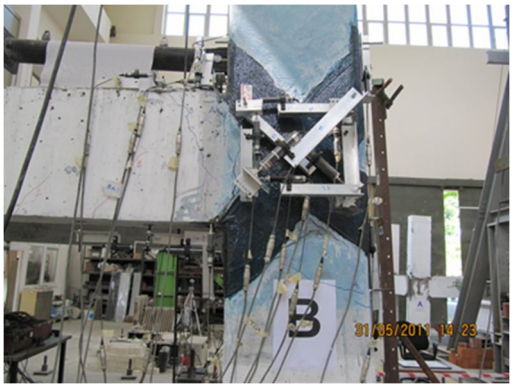


D birleşimi

Şekil G.72 : %4 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

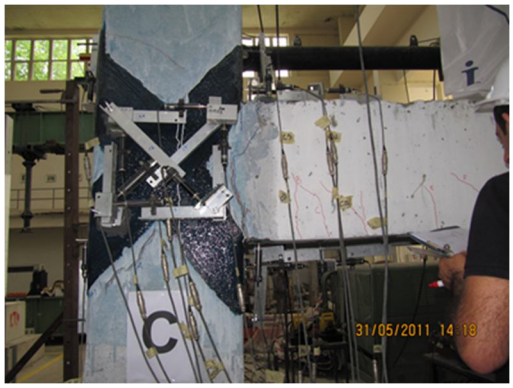


A birleşimi



B birleşimi

Şekil G.73 : %4.3 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

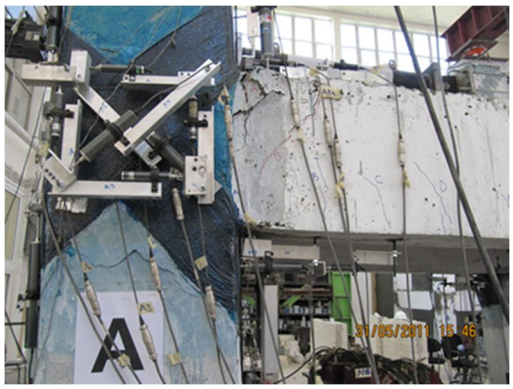


C birleşimi

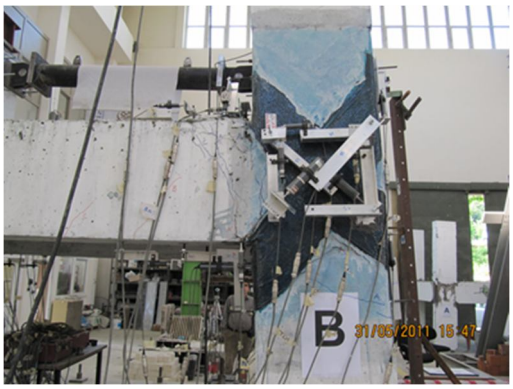


D birleşimi

Şekil G.74 : %4.3 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

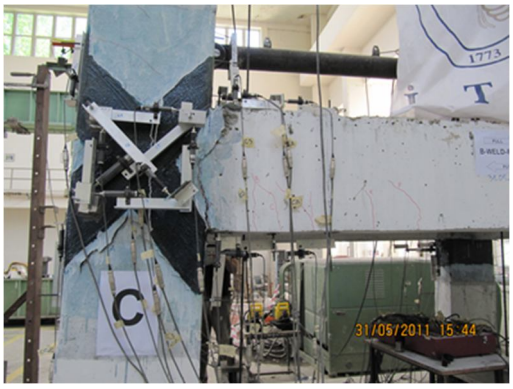


A birleşimi



B birleşimi

Şekil G.75 : %4.5 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

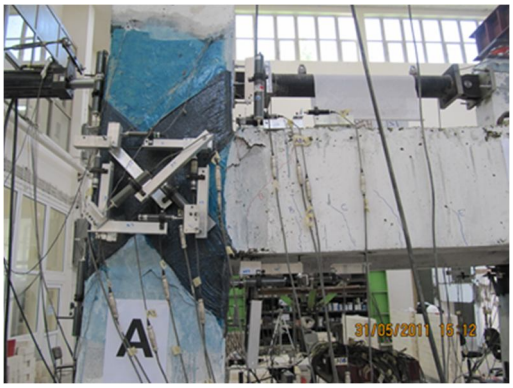


C birleşimi

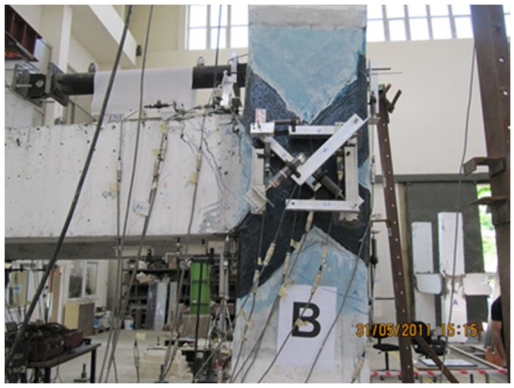


D birleşimi

Şekil G.76 : %4.5 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

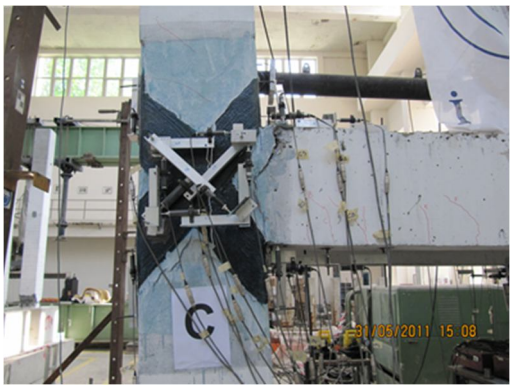


A birleşimi

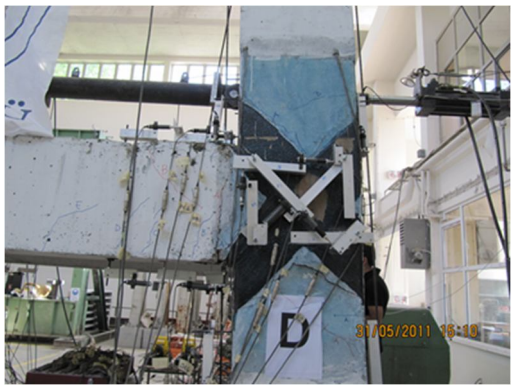


B birleşimi

Şekil G.77 : %4.6 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.

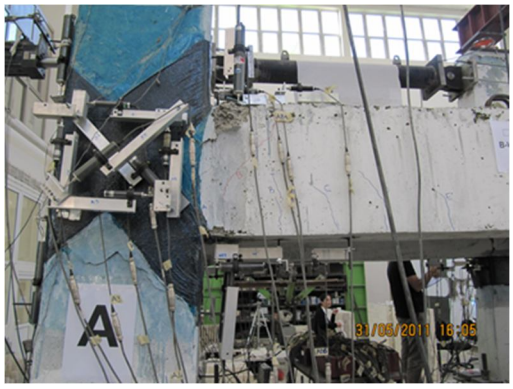


C birleşimi



D birleşimi

Şekil G.78 : %4.6 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

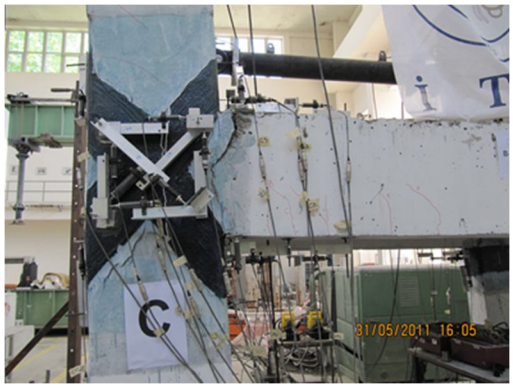


A birleşimi

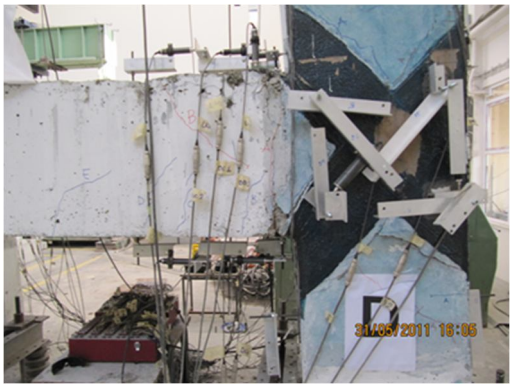


B birleşimi

Şekil G.79 : %4.7 öteleme oranı için A ve B birleşimleri hasar resimleri.



C birleşimi



D birleşimi

Şekil G.80 : %4.7 öteleme oranı için C ve D birleşimleri hasar resimleri.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Cumhur COŞGUN

Doğum Yeri ve Tarihi: Koyulhisar, 1977

Lisans Üniversite: İstanbul Kültür Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği, 2003

Yüksek Lisans Üniversite : İstanbul Kültür Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği, 2005

Yayın Listesi:

SCI Yayınlar

- Kiymaz, G., Coskun. E., **Cosgun, C.,** 2007: Behavior And Design Of Seam-Welded Stainless Steel Circular Hollow Section Flexural Members. *Journal of Structural Engineering*, ASCE Volume 133, Number 12, Page 1972-1800.
- Kiymaz, G., Coskun. E., **Cosgun, C.**, Seckin, E., 2010: Transverse load carrying capacity of sinusoidally corrugated steel webs with web openings. *Steel and Composite Structures,* Volume 10, Number 1, Page 69-85.
- Turk, M., **Cosgun, C.,** 2012: Seismic Behaviour and Retrofit of Historic Masonry Minaret. *Građevinar*, Volume 1, Page 39-45.
- Turk, M., Comert, M., **Cosgun, C.,** 2013: Seismic Upgrade of RC Building Using CFRP Sheets. *Građevinar*, Volume 5, Page 435-448.
- **Cosgun, C.,** Dindar A. A., Seckin, E., Onen, Y. H., 2013: Analysis of Building Damage Caused by Earthquake in Eastern Turkey. *Građevinar*, Volume 8, Page 743-752.

Diğer Yayınlar

- Kıymaz, G., Coşkun E, **Cosgun, C.,** E., Seçkin, E., 2007: Strength of Sinusoidally Corrugated Web Beams with Web Openings. *6th International Conference on Steel and Aluminium Structures ICSAS'07* 24-27 July 2007, Oxford, England .

- Kiymaz, G., Coskun. E., **Cosgun, C.,** 2007: Examination of Cross-Section Stability of Stainless Steel Tubular Sections by Finite Element Analysis. *Fifth International Conference on Advances in Steel Structures*, 5-7 December 2007, Singapore.
- Dikmen, U., Turk, M., **Cosgun, C.,** 2008: The Use of Corrugated Steel Plate as Infill Wall to Increase the Lateral Strength of Steel Frames. *Proceedings of the Eurosteel 2008* , September 2008, Graz, Austria.
- Dikmen, U., Turk, M., **Cosgun, C.,** 2008: Lateral Load Capacity of Steel Plate Walls with Corrugated Panels as Infill. *Türkiye Abaqus Kullanıcıları Toplantısı Sunum Kitabı*, Sayfa 323-327, 6-7 Kasım 2008, Istanbul.
- **Cosgun, C.,** Turk, M., 2009: Investigation of the Dynamic Behaviour of a Historical Masonry Minaret. *International Conference UACEG2009*: Science and Practice, October 2009, Sofia, Bulgaria.
- Kiymaz, G., Coskun, E., **Cosgun, C.,** Seckin, E., 2009: Transverse Load Carrying Capacity of Sinusoidally Corrugated Steel Webs with Web Openings. *Türkiye Abaqus Kullanıcıları Toplantısı Sunum Kitabı*, Sayfa 265-290, 12-13 Kasım 2009, Istanbul.
- Turk, M., **Cosgun, C.,** 2010: Retrofit of the masonry minaret of historical mosque with FRP: A case study. *1st International Conference on Structures and Architecture – ICSA2010: Science and Practice*, July 2010, Guimares, Portekiz.
- Turk, M., Comert, M., **Cosgun, C.,** 2010: Increasing Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings By The Use of FRP And Steel Fuse Elements. *3. fib kongresi (fib Third International Congress),* May 2010, Washington DC, ABD.
- Comert M., Goksu C., **Cosgun C.**, Ilki A., 2010: Increasing Ductility Capacity of FRP Confined Medium and Low Strength Concrete by Using Cement Based Mortar Layer. *9th International Congress on Advances in Civil Engineering-ACE*, September 2010, Trabzon, Turkey.
- Comert M., **Cosgun C**., Ilki A., 2010: Characterıstıcs Of Several Non-Engineered Existing Masonry Buildings In Istanbul. *at the symposium*, 26 February 2010, Tokyo, Japan.
- Kiymaz, G., Coskun, E., **Cosgun, C.,** Seckin, E., 2010: Transverse Load Carrying Capacity of Sinusoidally Corrugated Steel Webs with Web Openings. *International Symposium "Steel Structures : Culture & Sustainability*, 21-23 September 2010, Istanbul.
- Turk, M., **Cosgun, C.,** 2010: The determination of Seismic Behaviour and Retrofit of Historical Masonry Minaret with FRP. *8 th International Masonry Conference 2010* in Dresten – Almanya.
- Turk, M., **Cosgun, C.,** 2011: Yetersiz Detaylandırılmış Betonarme Elemanlarda Bindirmeli Ek Boyunun Yanal Yük Taşıma Kapasitesine Etkisi. *Ulusal Yapı Mekaniği Laboratuvarları Toplantısı*, Toplantısı Sunum Kitabı, 14-15 Mayıs 2011, Kocaeli.

- Turk, M., Onen, Y.H., **Cosgun, C.,** 2013: Gövdesi Boşluklu Betonarme Kirişlerin Deneysel Davranışı. *Ulusal Yapı Mekaniği Laboratuvarları Toplantısı, Toplantısı Sunum Kitabı*, 3-4 Mayıs 2013, Kocaeli.

- Demir, C., Comert, M., Bedirhanoglu, İ., **Cosgun, C.,** Ilki, A., Kumbasar, N., 2013: Betonarme Birleşim Bölgelerinin Güçlendirilmesine Yönelik İTÜ Çalışmaları. *Prof. Dr. Zekai CELEP Onuruna Betonarme Yapılar Semineri, Toplantısı Sunum Kitabı*, 10 Ekim 2013, İstanbul.

TEZDEN TÜRETİLEN YAYINLAR/SUNUMLAR

- **Cosgun, C.,** Comert, M., Demir, C., İlki, A. 2012: FRP Retrofit a Full Scale 3D RC Frame. *The 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2012* in Roma-Italy.
- **Cosgun. C.,** Comert, M., Demir, C., İlki, A., 2013: Üç Boyutlu Betonarme Çerçevelerin Düğüm Noktalarının Deprem Etkilerine Karşı Güçlendirilmesi. *Ulusal Yapı Mekaniği Laboratuvarları Toplantısı, Toplantısı Sunum Kitabı*, 3-4 Mayıs 2013, Trabzon.