İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DÜŞÜK DAYANIMLI BETONA SAHİP BETONARME KOLON VE BİRLEŞİMLERİN DEPREM YÜKLERİ ALTINDA DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ VE İYİLEŞTİRİLMESİ

DOKTORA TEZİ

İdris BEDİRHANOĞLU

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

HAZİRAN 2009

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DÜŞÜK DAYANIMLI BETONA SAHİP BETONARME KOLON VE BİRLEŞİMLERİN DEPREM YÜKLERİ ALTINDA DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ VE İYİLEŞTİRİLMESİ

DOKTORA TEZİ

İdris BEDİRHANOĞLU
(501022017)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 20 Mayıs 2009
Tezin Savunulduğu Tarih : 30 Haziran 2009

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Alper İLKİ (İTÜ)
Eş Danışman : Prof. Dr. Mete SÖZEN (Purdue U, USA)
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Zekai CELEP (İTÜ)
Prof. Dr. Nuray AYDINOĞLU (Boğaziçi Ü)
Prof. Dr. Melike ALTAN (İTÜ)
Doç. Dr. Şevket ÖZDEN (Kocaeli Ü)
Yrd. Doç. Dr. Hilmi LUŞ (Boğaziçi Ü)

HAZİRAN 2009

Aileme (Anne ve babam, kardeşlerim, eşim ve oğlum),

ÖNSÖZ

Bu Doktora tez çalışması hocam Doç. Dr. Alper İlki'in (Doktora Tezi Eş Danışman hocam Prof. Dr. Mete A. Sözen ile birlikte) yönetiminde gerçekleştirilmiştir. Değerli hocamın her açıdan destek ve yönlendirmeleri olmadan bu çalışmanın başarıya ulaşması mümkün olmayacaktı. Çalışmanın tüm aşamalarında gösterdiği her türlü ilgi, destek ve anlayış için hocam Alper Bey'e en içten teşekkürlerimi sunarım. Hocalarım Prof. Dr. Nahit Kumbasar, Prof. Dr. Zekai Celep, Prof. Dr. M. Ali Taşdemir ve Prof. Dr. Nuray Aydınoğlu'na değerli katkıları için teşekkür ederim.

Tez çalışmasının son bir senesi Purdue Üniv., A.B.D.'de gerçekleştirilmiştir. Tezin teorik kısmında yaptığı katkı, yönlendirme, teşvik ve her konuda yardımları için ve ayrıca bir araştırmacı olarak basit ve pratik düşünmeyi öğrettiği için değerli hocam Prof. Dr. Mete A. Sözen'e teşekkürlerimi sunarım. Deney sonuçlarının değerlendirilmesindeki değerli katkıları için Purdue Ünv.'nden Yrd. Doç. Dr. Santiago Pujol'a ve değerli görüşleri için Prof. Dr. Julio A. Ramirez'e teşekkür ederim. Sonlu eleman analizleri ile ilgili önerileri için arkadaşlarım Anil Agarwal ve Guillermo A. Cedeno'ya teşekkür ederim. Deneysel çalışmalardaki yardımları için arkadaşlarım Cem Demir, Cengiz Şengül, Orkun İncecik, Kayhan Kolcu, İsmail Başeğmez, Yasin Candan, Doğan Akgün, stajyerler Cudi Aşan, Alican Nart, Hakan Yılmaz, kardeşlerim Süleyman ve Saruhan Bedirhanoğlu'na ve Yapı Mlz. ve Yapı ve Deprem Müh. Lab. personeline teşekkür ederim. Ayrıca Dr. Yıldır Akkaya'ya her zaman yanımda olduğu için teşekkür ederim. Numunelerin üretimindeki zorlukları ustalığı ile kolaylaştıran, büyük gayret ile çalışan ve numune inşasından kısa bir süre sonra vefat eden değerli Salih Usta'ya tüm içtenliğimle teşekkürü bir borç bilirim.

TÜBİTAK MAG ve İTÜ BAP tarafından 106M054, 32002 ve 31811 nolu araştırma projeleri kapsamında sağlanan maddi destekler için her iki kuruma teşekkür ederim. Tez çalışmasının son bir yılının Purdue Üniversitesi'nde gerçekleşmesini sağlayan TÜBİTAK BİDEP'e teşekkür ederim. Sağladıkları malzeme ve teknik destekten dolayı BASF, BEKSA, İSTON ve BETONSA'ya teşekkür ediyorum.

Eğitim hayatım boyunca, maddi ve manevi açıdan her türlü desteklerini esirgemeyen ve bu destekleri ile bu tez çalışmasının başarıya ulaşmasını sağlayan anne ve babama tüm kalbimle teşekkür ediyorum. Tezin daha kısa sürede bitmesinde ve başarıya ulaşmasında büyük katkı sağlayan sevgili eşim Bahar'a ve bir nebze de olsa ilgimi esirgediğim sevgili oğlum Mikdat Mithat'a teşekkür ediyorum.

Mayıs 2008 — İdris BEDİRHANOĞLU
West Lafayette — İnşaat Y. Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ……v
İÇİNDEKİLER……vii
ÇİZELGE LİSTESİ…… xiii
ŞEKİL LİSTESİ…… xvii
SEMBOL LİSTESİ……...xxxv
ÖZET…… xxxix
SUMMARY……..…xlv
1. GİRİŞ……... 1
2. TEZ KONUSU İLE İGİLİ DAHA ÖNCE YAPILAN ÇALIŞMALAR…… 3
2.1 Güçlendirilmiş Betonarme Kolonların Kesme Davranışı Üzerine Yapılan Çalışmalar……... 3
2.2 Güçlendirilmiş Beton Panellerin Kesme Davranışları Üzerine Yapılan Çalışmalar……... 8
2.3 Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Davranışı Üzerine Yapılan Çalışmalar…. 13
2.3.1 Güçlendirilmemiş kolon-kiriş birleşim bölgeleri……..…....14
2.3.2 Güçlendirilmiş kolon-kiriş birleşim bölgeleri…….. 22
3. KESME AÇISINDAN YETERSİZ BETONARME KISA KOLONLARIN LİFLİ POLİMERLER İLE DEPREME KARŞI GÜÇLENDİRİLMESİ…...29
3.1 Kapsam ve Amacı……29
3.2 Deneysel Çalışma……. 30
3.2.1 Giriş…… 30
3.2.2 Numune üretimi ve malzeme deneyleri……... 31
3.2.2.1 Numune üretimi……31
Numuneler……31
Onarım ve güçlendirme……35
Onarım……35
Güçlendirme……... 35
3.2.2.2 Malzeme deneyleri…….. 35
3.2.3 Deney düzeneği, yükleme planı ve ölçüm sistemi……..36
3.2.4 Deney sonuçlarının değerlendirilmesi…….……... 37
3.2.4.1 Genel değerlendirme……37
3.2.4.2 Deney sonuçlarının karşılaştırılması……45
3.2.4.3 Yönetmelikler ile karşılaştırma……53

3.3 Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin modellenmesi……... 65
3.3.1 Kesme kuvveti kapasitesi…… 65
3.3.2 Kesme kuvveti kapasitesinin yerdeğiştirmeye bağlı olarak azalmasının modellenmesi…….. 79
3.3.3 Yerdeğiştirmelerin tahmin edilmesi…… 85
3.3.3.1 Eğilme…….. 86
3.3.3.2 Sıyrılma…… 87
3.3.3.3 Kayma…….. 92
3.3.4 Deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin karşılaştırılması…….. 94
3.3.4.1 Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen model ile karşılaştırma..94
3.3.4.2 Önerilen model ile karşılaştırma…… 100
3.3.4.3 Önerilen modelin literatürdeki deneysel çalışmalar ile karşılaştırması…… 102
3.4 Sonuçlar……...106
4. DÜŞÜK DAYANIMLI BETON PANELLERİN İLERİ TEKNOLOJİ MALZEMELER İLE GÜÇLENDİRİLMESİ……. 113
4.1 Kapsam ve Amacı……... 113
4.2 Deneysel Çalışma ve Sonuçlar……... 114
4.2.1 Giriş……...114
4.2.2 Numunelerin üretimi ve malzeme deneyleri……114
4.2.2.1 Numune üretimi……. 114
Numuneler……. 114
HPFRCC paneller ile güçlendirme…… 117
HPFRCC karışımının geliştirilmesi……..117
Standart silindir ve standart disk deneyleri…… 119
RILEM kırılma enerjisi deneyleri……127
HPFRCC panellerinin üretimi ve güçlendirme uygulaması……. 131
LP kompozitler ile güçlendirme……132
4.2.2.2 Malzeme özellikleri ve deneyleri……...133
4.2.3 Deney düzeneği……133
4.2.4 Deney sonuçları…… 134
4.2.4.1 Giriş……134
4.2.4.2 Pilot elemanların deney sonuçları……..136
4.2.4.3 Referans elemanların deney sonuçları……... 136
4.2.4.4 HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları…. 137
Genel değerlendirme……..137
Deney sonuçlarının karşılaştırılması……..139
4.2.4.5 LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları……..146
Genel değerlendirme……..146
Deney sonuçlarının karşılaştırılması……..148

4.3 Numunelerin Davranışlarının Analitik Olarak Değerlendirilmesi……..161
4.3.1 Orijinal numuneler…… 161
4.3.2 HPFRCC ile güçlendirilen numuneler…….. 162
4.3.2.1 Ankrajsız numuneler……..162
4.3.2.2 Ankrajlı numuneler…… 165
4.3.3 LP ile güçlendirilen numuneler…….166
4.3.4 Orijinal ve HPFRCC ile güçlendirilen numunelerin doğrusal olmayan sonlu eleman analizi……..168
4.3.4.1 Orijinal numuneler……168
Modelleme……. 169
Teorik sonuçların deney verileri ile karşılaştırılması…….173
4.3.4.2 HPFRCC ile güçlendirilen numuneler…….. 176
Modelleme……. 177
Teorik sonuçların deney verileri ile karşılaştırılması…….181
4.4. Sonuçlar……. 185
5. BETONARME KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİNİN YÖNDEĞİŞTİREN TEKRARLI STATİK YATAY YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI VE BU DAVRANIŞININ İYİLEŞTİRİLMESİ…….. 191
5.1 Giriş…… 191
5.2 Orijinal Numuneler……. 192
5.2.1 Kapsam ve amaç……... 192
5.2.2 Deneysel çalışma ve sonuçlar……... 193
5.2.2.1 Numuneler……. 193
5.2.2.2 Numunelerin üretimi ve malzeme deneyleri……..197
Numunelerin üretimi……..197
Malzeme özellikleri ve deneyleri……...198
5.2.2.3 Deney düzeneği ve yükleme sistemi……. 199
5.2.2.4 Ölçüm sistemi…… 203
5.2.2.5 Deney sonuçları……. 203
Giriş……203
Yatay yük-öteleme oranı, yerdeğiştirme ilişkileri……..203
Moment-dönme ilişkileri……... 204
Donatı şekildeğiştirme ölçümleri…….. 206
Göçme……207
5.2.3. Deney sonuçlarının değerlendirilmesi ve kuramsal çalışma……207
5.2.3.1 Genel değerlendirme ve deney değişkenlerinin davranışa etkisi…...207
Yükleme planı……211
Eksenel yükün etkisi……... 215
Enine kiriş ve döşemenin etkisi…….. 218
Birleşim bölgesindeki etriye miktarının etkisi……220

Kiriş boyuna donatısının kaynaklanması……223
5.2.3.2 Yatay yük kapasitesi…….....225
Kiriş boyuna donatısının sıyrılması (ankraj mekanizması)…….227
Ankraj göçme mekanizması……233
Kolon-kiriş birleşim bölgesinin kesme kapasitesi……...245
Birleşim bölgesine etki eden deneysel kayma gerilmelerinin bulunması……245
Birleşim bölgesine etki eden kesme kuvvetinin karşılanmasında betonun katkısı……247
5.2.3.3 Yerdeğiştirme bileşenleri……...253
Yerdeğiştirme bileşenlerinin bulunması……254
Numunenin bütün olarak rijit cisim hareketi……..254
Kolonların dönmesi…….255
Kiriş dönmesi……..257
Birleşim bölgesi kayma şekildeğiştirmeleri……261
Hesaplanan yerdeğiştirme bileşenlerinin kiriş tepe ucu öteleme oranı ile karşılaştırılması……..265
5.2.3.4 Yöndeğiştiren tekrarlı yük-yerdeğiştirme ilişkisinin modellenmesi……268
5.2.3.5 Deprem etkisinde davranış……274
Sıyrılma davranışı gösteren TSDS ile ideal elasto-plastik davranış gösteren TSDS'in deprem yerdeğiştirme taleplerinin karşılaştırılması…..275
Deprem kayıtları…… 275
Yerdeğiştirme tepkisinin hesaplanması……. 276
Tek serbestlik dereceli sistem (TSDS)…….. 278
Çok serbestlik dereceli sistem (ÇSDS)……..281
Dayanımın azalması ile deprem yerdeğiştirme taleplerinin değişimi……282
5.3 Güçlendirilmiş Numuneler……. 287
5.3.1 Çalışmanın kapsam ve amacı……....287
5.3.2 Konu ile ilgili yapılan çalışmaların değerlendirilmesi……..287
5.3.3 Deneysel çalışma ve sonuçlar……... 289
5.3.3.1 Numuneler…….289
5.3.3.2 Numunelerin üretimi ve malzeme deneyleri…….290
Numunelerin üretimi……290
Malzeme özellikleri……...292
5.3.3.3 Deney düzeneği ve ölçüm sistemi……292
5.3.3.4 Deney sonuçları…… 292
Giriş……...292
Yatay yük-öteleme oranı, yerdeğiştirme ilişkileri…….293

Moment-dönme ilişkileri…….. 293
Donatı şekildeğiştirme ölçümleri……..293
Göçme……...294
5.3.4 Deney sonuçlarının değerlendirilmesi ve kuramsal çalışma…….294
5.3.4.1 Genel değerlendirme ve deney değişkenlerinin davranışa etkisi…..295
Genel değerlendirme…….295
Orijinal numuneler ile karşılaştırma……. 297
5.3.4.2 Yatay yük kapasitesi……. 306
5.3.4.3 Yük-yerdeğiştirme ilişkisi…….315
5.3.4.4 Yerdeğiştirme bileşenlerinin tahmin edilmesi…….. 315
Eğilme……...315
Sıyrılma…….315
Elastik mekanik…….317
Otani ve Sozen (1972)……..318
Kullanılan sıyrılma modeli……... 319
Kayma……...320
5.4 Sonuçlar…….. 322
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER……...327
KAYNAKLAR ……... 343
EKLER ……... 363
Ek A…….. 365
Ek B…….. 425
Ek C ……. 475
ÖZGEÇMİŞ ……... 647

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 : Numunelerin genel özellikleri 34
Çizelge 3.2 : Deney sonuçları 43
Çizelge 3.3 : Enine ve diyagonal şekildeğiştirmeler 43
Çizelge 3.4 : Diyagonal ortalama şekildeğiştirme değişimi 44
Çizelge 3.5 : Hasar özeti 46
Çizelge 3.6 : Tüm numuneler için çeşitli öteleme oranlarına ait kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri altında kalan alanlar (kNmm) 47
Çizelge 3.7 : Yönetmeliklerin karşılaştırılması 54
Çizelge 3.8 : $V_{c,y}$ ve $V_{s,y}$ yönetmelik değerleri 61
Çizelge 3.9 : $V_{LP,y}$ yönetmelik değerleri 61
Çizelge 3.10 : Yönetmeliklerce hesaplanan ve deneysel kesme kapasiteleri 63
Çizelge 3.11 : Yönetmeliklerce hesaplanan ve deneysel kesme kapasitesi oranları . 63
Çizelge 3.12 : Yönetmeliklerce hesaplanan ve deneysel kesme kapasiteleri oranları-göçme şekli: diyagonal çekme gerilmeleri..... 64
Çizelge 3.13 : Yönetmeliklerce hesaplanan ve deneysel kesme kapasiteleri oranları göçme şekli: diyagonal basınç gerilmeleri 64
Çizelge 3.14 : Diyagonal yöndeki uzama şekildeğiştirmeleri, karşı gelen β_d katsayıları ve hesaplanan kolon kesme kapasiteleri 74
Çizelge 3.15 : Teorik ve deneysel kesme kapasitelerinin karşılaştırılması, göçme şekli: diyagonal çekme gerilmeleri 76
Çizelge 3.16 : Teorik ve deneysel kesme kapasitelerinin karşılaştırılması, göçme şekli: diyagonal basınç gerilmeleri..... 77
Çizelge 4.1 : Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların genel özellikleri 116
Çizelge 4.2 : Lifli polimer kompozitler ile güçlendirilen elemanların genel özellikleri 117
Çizelge 4.3 : Karışımlara ait malzeme miktarları ve birim hacim ağırlıkları..... 120
Çizelge 4.4 : M3 ve M4 karışımlarına ait yarma çekme deneylerinin sonuçları... 123
Çizelge 4.5 : Basınç deneylerinin sonuçları 126
Çizelge 4.6 : Şekildeğiştirme değerleri..... 126
Çizelge 4.7 : RILEM kırılma enerjisi deneylerinin sonuçları……...130
Çizelge 4.8 : Referans elemanların deney sonuçları..... 137

Çizelge 4.9 : Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları özeti 140
Çizelge 4.10 : Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların şekildeğiştirme değerleri…….……..... 141
Çizelge 4.11 : Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlar (kN mm)... 142
Çizelge 4.12 : LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları özeti 149
Çizelge 4.13 : LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların şekildeğiştirme değerleri..... 149
Çizelge 4.14 : LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlar (kNmm)…...……..…150
Çizelge 4.15 : Referans elemanların deney sonuçları ……162
Çizelge 4.16 : HPFRCC ile güçlendirilmiş elemanların deney sonuçları (Ankrajsızlar)……...……164
Çizelge 4.17 : HPFRCC ile güçlendirilmiş elemanların deney sonuçları (Ankrajlılar)..……...……165
Çizelge 4.18 : LP le güçlendirilmiş elemanların deney sonuçları (Ankrajsızar).……...……167
Çizelge 4.19 : LP le güçlendirilmiş elemanların deney sonuçları (Ankrajsızar).……...……168
Çizelge 4.20 : Modellere ait parametreler……169
Çizelge 4.21 : HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların sonlu eleman çözümlemesi ile bulunan yük kapasitelerinin deney sonuçları ile karşılaştırılması 181
Çizelge 5.2.1 : Numune özellikleri 195
Çizelge 5.2.2 : Yatay yük kapasiteleri ve karşı gelen temel gerilmeler..... 208
Çizelge 5.2.3 : Donatılarda ölçülen en büyük şekildeğiştirmeler ve birleşim bölgesinde ölçülen en büyük şekildeğiştirmeler 209
Çizelge 5.2.4 : Gözlenen önemli durumlar……..….209
Çizelge 5.2.5 : Birleşim bölgesindeki dönmeler ve diyagonal şekildeğiştirmeler... 211
Çizelge 5.2.6 : Kiriş boyuna donatılarının şekildeğiştirmesi ve fiktif aderans değerleri..... 229
Çizelge 5.2.7 : Rijitliğin değişimi 230
Çizelge 5.2.8 : β katsayısının belirlenmesi ve deneysel sonuçlar ile karşılaştırma . 239
Çizelge 5.2.9 : Numunelerin kapasitelerine karşı gelen deneysel ve teorik kayma gerilmelerinin karşılaştırılması 251
Çizelge 5.2.10 : Deneysel ve teorik kayma gerilmelerinin karşılaştırılması 253
Çizelge 5.2.11 : Kirişteki en büyük eğrilik değerlerinin karşılaştırılması 261
Çizelge 5.2.12 : Yükleme kolunun eğimi (N/mm) 273

Çizelge 5.2.13 : Boşaltma kolunun eğimi (N/mm) 273
Çizelge 5.2.14 : Deprem kayıtları 276
Çizelge 5.3.1 : Numune özellikleri 290
Çizelge 5.3.2 : Numune güçlendirme detayları 291
Çizelge 5.3.3 : Gözlenen önemli durumlar 296
Çizelge 5.3.4 : Yatay yük kapasiteleri ve karşı gelen temel gerilmeler 296
Çizelge 5.3.5 : Deneysel ve teorik kayma gerilmelerinin karşılaştırılması 308
Çizelge A.1 : Beton karışımı 372
Çizelge A.2 : Taze beton çökme deneyi sonuçları 373
Çizelge A.3 : Standart silindir basınç deneylerinin sonuçları ……...376
Çizelge A.4 : Boyuna donatı çekme deneyi sonuçları 376
Çizelge A.5 : Enine donatı çekme deneyi sonuçları 377
Çizelge A.6 : Emaco S88 C tamir harcı malzemesinin teknik özellikleri…...….379
Çizelge A.7 : Concresive 1302 epoksi enjeksiyon malzemesinin teknik özellikleri……..379
Çizelge A.8 : BASF astarın mekanik özellikleri 380
Çizelge A.9 : BASF rasatura puttynin mekanik özellikleri 380
Çizelge A.10 : BASF saturantın mekanik özellikleri 380
Çizelge A.11 : Karbon ve Cam LP tabakaların mekanik ve geometrik özellikleri 381
Çizelge A.12 : Yerdeğiştirmeölçer ve şekildeğiştirmeölçerlerin özellikleri 390
Çizelge A.13 : Donatı şekildeğiştirmeölçerleri…….…391
Çizelge A.14 : S-LS-O-1 numunesinin davranışının özeti…….391
Çizelge A.15 : S-LS-O-2 numunesinin davranışının özeti 395
Çizelge A.16 : S-LS-G-1-2Sides numunesinin davranışının özeti 397
Çizelge A.17 : S-LS-C-1-1/2 numunesinin davranışının özeti 400
Çizelge A.18 : S-LS-G-1-1/2 numunesinin davranışının özeti..... 404
Çizelge A.19 : S-LS-C-1-1 numunesinin davranışının özeti 407
Çizelge A.20 : S-LS-G-1-1 numunesinin davranışının özeti..... 410
Çizelge A.21 : S-LS-G-2-1 numunesinin davranışının özeti..... 414
Çizelge A.22 : S-LS-G-3-1 numunesinin davranışının özeti…….....416
Çizelge A.23 : S-LS-O-1-R-R-C-1/2 numunesinin davranışının özeti…...…...…419
Çizelge A.24 : S-LS-O-2-R-R-G-1 numunesinin davranışının özeti……..…..422
Çizelge B.1 : Beton karışımı..... 434
Çizelge B.2 : Standart silindir basınç deneylerinin sonuçları..... 436
Çizelge B.3 : Dramix ZP30/0.55 çelik liflerin geometrik ve mekanik özellikleri……..437
Çizelge B.4 : Glenium 51 hiperakışkanlaştırcının teknik özellikleri……..…...438
Çizelge B.5 : HPFRCC karışımı deney sonuçları……441

Çizelge B.6 : BASF concresive 1406'nın mekanik özellikleri …….....…...442
Çizelge B.7 : Yerdeğiştirmeölçerlerin özellikleri….…….……...445
Çizelge B.8 : Pilot deneylerin beton karışımı (1 m^3 için malzeme miktarları).... 451
Çizelge C.2.1 : Beton deneme karışımlarına ait 7. ve 28. gün deney sonuçları 481
Çizelge C.2.2 : Seçilen beton karışımın özellikleri……...……..……...….481
Çizelge C.2.3 : Taze beton çökme deneyi sonuçları……. ……..……...483
Çizelge C.2.4 : Standart silindir basınç deneylerinin sonuçları……..491
Çizelge C.2.5 : Boyuna donatı çekme deneyi sonuçları (ϕ16 Set-1)……..493
Çizelge C.2.6 : Boyuna donatı çekme deneyi sonuçları (ϕ16 Set-2)…….....…493
Çizelge C.2.7 : Enine donatı çekme deneyi sonuçları (ϕ8 Set-1)……...493
Çizelge C.2.8 : Enine donatı çekme deneyi sonuçları (ϕ8 Set-2)……...494
Çizelge C.2.9 : Emaco S88 tamir harcının teknik özellikleri…….496
Çizelge C.3.1 : MBRACE FIBER C1-30…….……...…...607

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 3.1 : 1999 Kocaeli depremi kısa kolon kesme hasarı (Doç. Dr. Alper İlki' den alınmıştır) 30
Şekil 3.2 : Numunelerin görünümü 31
Şekil 3.3 : Numunelerde donatı detayı 33
Şekil 3.4 : Numunelerde LP uygulama detayı 34
Şekil 3.5 : Beton dayanımının zamanla değişimi 35
Şekil 3.6 : Deney düzeneği ve numune 36
Şekil 3.7 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (S-LS-O-1, S-LS-O-2 ve S-LS-G-1-2Sides) 48
Şekil 3.8 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (S-LS-C-1-1/2, S-LS-G-1-1/2, S-LS-O-1-R-R-C-1/2 ve S-LS-O-1) 49
Şekil 3.9 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (S-LS-C-1-1, S-LS-G-1-1, S-LS-O-2-R-R-G-1ve S-LS-O-1)..……..…….50
Şekil 3.10 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (S-LS-G-1-1, S-LS-G-2-1, S-LS-G-3-1 ve S-LS-O-1)..... 52
Şekil 3.11 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (S-LS-G-1-2Sides, S-LS-G-1-1/2, S-LS-G-1-1 ve S-LS-O-1) 52
Şekil 3.12 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (tüm numuneler) 53
Şekil 3.13 : Eğik çatlağın oluşmasını sağlayan kuvvetler ve asal gerilmeler..... 66
Şekil 3.14 : Mohr dairesi (Mohr, 1900)..... 67
Şekil 3.15 : Güçlendirme durumu için Mohr dairesi (Mohr, 1900)..... 71
Şekil 3.16 : LP kompozitte oluşan kuvvetler..... 71
Şekil 3.17 : a) Çatlamış betonda basınç gerilmesi-şekildeğiştirme ilişkisi, b) β_d basınç dayanımı azaltma katsayısı (Vecchio ve Collins, 1986)…….....73
Şekil 3.18 : Diyagonal şekildeğiştirme ölçümleri……..……..…....74
Şekil 3.19 : Sargılama dayanımı ile yatay yük kapasitesi arasındaki ilişki…….....78
Şekil 3.20 : Farklı göçme durumları için ATC tarafından verilen kesme talebi-kesme kapasitesi ilişkileri 79
Şekil 3.21 : Deneysel kesme kuvveti kapasitesinin hesaplanan kesme kuvveti kapasitesine oranının öteleme oranı ile değişimi – göçme şekli : diyagonal çekme gerilmeleri..... 82

Şekil 3.22 : Deneysel kesme kuvveti kapasitesinin hesaplanan kesme kuvveti kapasitesine oranının öteleme oranı ile değişimi – göçme şekli : diyagonal basınç gerilmeleri 82
Şekil 3.23 : Önerilen k katsayısının öteleme oranı ile değişimi - göçme şekli : diyagonal çekme gerilmeleri……..…….. ….....……...83
Şekil 3.24 : Önerilen k katsayısının öteleme oranı ile değişimi - göçme şekli : diyagonal basınç gerilmeleri……...…….. ……..……..83
Şekil 3.25 : a) Sadece eğilme, b) sadece sıyrılma ve c) sadece kayma yerdeğiştirmeleri..... 85
Şekil 3.26 : Kolona etki eden moment ve hesaplanan eğriliklere karşılık gelen yerdeğiştirmelerin hesaplanması..…….. …….....86
Şekil 3.27 : Birleşim bölgesine gömülü boyuna donatıdaki gerilme ve şekildeğiştirme dağılımı kabulleri..…….. ..….....88
Şekil 3.28 : Boyuna donatıdaki sıyrılamadan dolayı kolon kesitindeki dönme 89
Şekil 3.29 : Boyuna donatının birleşim bölgesindeki şekildeğiştirme dağılımı. 90
Şekil 3.30 : Kayma ile ilgili yerdeğiştirme bileşenini hesaplamak için Matamoros (1999) tarafından verilen kesme kuvveti-kesme yerdeğiştirmesi arasındaki basitleştirilmiş ilişki……....…….92
Şekil 3.31 : a) kayma gerilmesi-kayma şekildeğiştirmesi b) kayma yerdeğiştirmesi.…….……...…….….93
Şekil 3.32 : Kesme kuvveti kapasitesinin süneklik oranına bağlı olarak azalması (Sezen ve Moehle, 2004)……...……..……...…….96
Şekil 3.33 : Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen model ile karşılaştırılması (Göçme şekli : asal çekme gerilmeleri); a) 1. yol ve b) 2. yol….....…….98
Şekil 3.34 : Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen model ile karşılaştırılması (Göçme şekli : asal basınç gerilmeleri); a) 1. yol ve b) 2.yol.……..……..99
Şekil 3.35 : Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin önerilen model ile karşılaştırılması (Göçme şekli : asal çekme gerilmeleri)…….…101
Şekil 3.36 : Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin önerilen model ile karşılaştırılması (Göçme şekli : asal basınç gerilmeleri)…….…101
Şekil 3.37 : Deney numunesi (Kazemi ve Morshed, 2005). 103
Şekil 3.38 : Model ile deneysel verilerin karşılaştırılması (Kazemi ve Morshed, 2005). 103
Şekil 3.39 : a) Deney numunesi, b) model ile deneysel verilerin karşılaştırılması, Ye ve diğ. (2002)..... 104
Şekil 3.40 : Model ile deneysel verilen karşılaştırılması (Umehara ve Jirsa, 1982). 105

Şekil 3.41 : Model ile deneysel verilen karşılaştırılması, Arakawa ve diğ. (1989)……....105
Şekil 3.42 : Model ile deneysel verilen karşılaştırılması (Ghobarah ve Galal, 2004)..... 106
Şekil 4.1 : Deney numunesi…….……....……115
Şekil 4.2 : Standart disk yarma çekme ve basınç deneyleri……..……120
Şekil 4.3 : a) M1 b) M2 karışımı için gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri..... 122
Şekil 4.4 : a) M3 ve b) M4 karışımları için gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri..... 123
Şekil 4.5 : Değişik oranlarda çelik lif içeren karışımlar için gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri, a) %0 b) %1, c) %2, d) %3, e) %4, f) %5, g) %6, h) karşılaştırma……....……125
Şekil 4.6 : RILEM kırılma enerjisi deney düzeneğinin genel görünümü…....…127
Şekil 4.7 : RILEM kırılma enerjisi deneyleri yükleme düzeni ve boyutlar (mm) 128
Şekil 4.8 : Değişik oranlarda çelik lif içeren karışımların yük-yerdeğiştirme ilişkileri……..…….....……..…129
Şekil 4.9 : Lif oranın artması ile kırılma enerjisi ve net eğilme dayanımının değişimi…….....…….130
Şekil 4.10 : Ankrajlı ve ankrajsız numunelerde panel birleşim detayları (boyutlar: mm)...……...……...……132
Şekil 4.11 : ASTM E519 (2002) standardında önerilen yükleme düzeneği……....135
Şekil 4.12 : Referans elemanlarına ait düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri……....136
Şekil 4.13 : Referans elemanlarına ait düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri..136
Şekil 4.14 : Referans elemanların deney sonrasındaki görünümleri…….....….137
Şekil 4.15 : Numunelerin deney sırasındaki görünümleri 139
Şekil 4.16 : Ankraj uygulanmayan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme..... 142
Şekil 4.17 : Ankraj uygulanmayan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının davranışa etkisi, düşey yük-yatay sekildeğiştirme …..143
Şekil 4.18 : Ankraj uygulanmayan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi..... 143
Şekil 4.19 : Ankraj uygulanan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme..... 144
Şekil 4.20 : Ankraj uygulanan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının davranışa etkisi, düşey yük-yatay sekildeğiştirme….. 144
Şekil 4.21 : Ankraj uygulanan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi..... 145

Şekil 4.22 : Ankraj uygulamasının ve HPFRCCpanel kalınlıklarının davranışa etkisi 145
Şekil 4.23 : Kullanılan kompozit türünün davranışa etkisi..... 151
Şekil 4.24 : LP kompozit türünün düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi 151
Şekil 4.25 : LP kompozit kat sayısının davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme 152
Şekil 4.26 : LP kompozit kat sayısının davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme 152
Şekil 4.27 : LP kompozit kat sayısının davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme 152
Şekil 4.28 : LP kompozit kat sayısının davranışa etkisi, düşey yük-yatay şekildeğiştirme 153
Şekil 4.29 : LP kompozit kat sayısının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi 154
Şekil 4.30 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme 155
Şekil 4.31 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-yatay sekildeğiştirme155
Şekil 4.32 : Uygulama şeklinin düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi…..……..……..155
Şekil 4.33 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme 156
Şekil 4.34 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-yatay şekildeğiştirme 156
Şekil 4.35 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme 156
Şekil 4.36 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-yatay şekildeğiştirme157
Şekil 4.37 : Uygulama detayının davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme 157
Şekil 4.38 : Uygulama detayının davranışa etkisi, düşey yük-yatay şekildeğiştirme……...……...……...…...157
Şekil 4.39 : Uygulama detayının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi 158
Şekil 4.40 : Ankraj uygulamasının davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme 158
Şekil 4.41 : Ankraj uygulamasının davranışa etkisi, düşey yük-yatay şekildeğiştirme, tüm yüzey..... 159
Şekil 4.42 : Ankraj uygulamasının davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme 159

Şekil 4.43 : Ankraj uygulamasının davranışa etkisi, düşey yük-yatay şekildeğiştirme, şerit 159
Şekil 4.44 : Ankraj uygulamasının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi, tüm yüzey 160
Şekil 4.45 : Ankraj uygulamasının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi, şerit 160
Şekil 4.46 : Düşey yük altındaki beton panel 161
Şekil 4.47 : Düşey yük altında HPFRCC plağın beton panelden ayrılması 163
Şekil 4.48 : Düşey yük altında LP plakanın beton panelden ayrılması, güçlendirme şekli a) tüm yüzey b) şerit c) 3 şerit 167
Şekil 4.49 : Yükleme sistemlerine ait modeller..... 169
Şekil 4.50 : Ağ sistemi..... 170
Şekil 4.51 : Sonlu eleman tipleri……..……..……...171
Şekil 4.52 : Plastik şekildeğiştirmelerin hesaplanması..... 173
Şekil 4.53 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel sonuçlar ile karşılaştırması 174
Şekil 4.54 : Teorik çatlak dağılımlarının deneysel gözlemler ile karşılaştırılması 175
Şekil 4.55 : Model-5'in çatlak ve yatay çekme gerilmelerinin dağılımının başlangıcı ve yükleme adımları ile ilerlemesi (6., 7. ve 14. yükleme adımlarında) 176
Şekil 4.56 : Güçlendirilmiş numunelerde beton panellerin ağ sistemi 178
Şekil 4.57 : Ankrajlı numunelerde ankraj ve somun için kullanılan ağ sistemi 178
Şekil 4.58 : DS–HPFRCC–2 ve DS–HPFRCC–2–A numunelerinin ağ sistemi... 179
Şekil 4.59 : DS–HPFRCC–3 ve DS-HPFRCC–3–A numunelerinin ağ sistemi.... 179
Şekil 4.60 : DS–HPFRCC–3–1side ve DS-HPFRCC–3–A–1side numunelerinin ağ sistemi..... 180
Şekil 4.61 : DS–HPFRCC–4 ve DS–HPFRCC–4–A numunelerinin ağ sistemi…180
Şekil 4.62 : DS–HPFRCC–5 ve DS–HPFRCC–5–A numunelerinin ağ sistemi... 181
Şekil 4.63 : DS-HPFRCC-2 ve DS-HPFRCC-2-A numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması 183
Şekil 4.64 : DS-HPFRCC-3 ve DS-HPFRCC-3-A numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması 183
Şekil 4.65 : DS-HPFRCC-3-1side ve DS-HPFRCC-3-A-1side numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması..... 184
Şekil 4.66 : DS-HPFRCC-4 ve DS-HPFRCC-4-A numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması …..……..184

Şekil 4.67 : DS-HPFRCC-5 ve DS-HPFRCC-5-A numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması 185
Şekil 4.68 : DS-HPFRCC-2 ve DS-HPFRCC-5 numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması 185
Şekil 5.2.1 : Numunelerin genel görünümü 194
Şekil 5.2.2 : Kolon-kiriş birleşim bölgesi numuneleri donatı detayları a) JO2 ve JO3 numuneleri dışındaki bütün numuneler b) JO2 numunesi c) JO3 numunesi 196
Şekil 5.2.3 : a) Beton yaşı-basınç dayanımı ilişkisi, b) gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (180. gün için) 198
Şekil 5.2.4 : Numune ve yükleme sisteminin genel görünümü 199
Şekil 5.2.5 : Öteleme oranının tanımı; a) gerçek yapıdaki birleşim bölgesi b) laburatuvardaki birleşim bölgesi 201
Şekil 5.2.6 : Yükleme planı a) 2 (JO4 numunesi) b) 1 (diğer numuneler) 202
Şekil 5.2.7 : JO4 ve JO7 numuneleri için yatay yük-öteleme oranı. 212
Şekil 5.2.8 : a) Rijitliğin hesaplanması b) JO4 numunesi için çevrimler arası rijitlikteki değişimi 214
Şekil 5.2.9 : a) JO4 numunesi için her bir çevrimde yutulan enerji b) bir çevrim eğrisi altında kalan alan 214
Şekil 5.2.10 : JO6, JO1 ve JO7 numuneleri için yatay yük-öteleme oranı. 215
Şekil 5.2.11 : JO6, JO1 ve JO7 numuneleri için her bir çevrimde yutulan enerji ve rijitlik değişimi 216
Şekil 5.2.12 : JO1 ve JO5 numuneleri için yatay yük-öteleme oranı. 219
Şekil 5.2.13 : JO1 ve JO5 numuneleri için a) rijitlik değişimi b) her bir çevrimde yutulan enerji miktarı……..……..……220
Şekil 5.2.14 : JO6, JO2 ve JO3 numuneleri için yatay yük-öteleme oranı. 221
Şekil 5.2.15 : a) Fiktif aderansın etriye oranı ile değişimi b) her bir çevrimde yutulan enerji. 223
Şekil 5.2.16 : JO1, JW1 ve JW2 numunelerinin yatay yük-öteleme oranı.. 224
Şekil 5.2.17 : JO1, JW1 ve JW2 numunelerinin enerji yutma kapasiteleri.. 225
Şekil 5.2.18 : Kiriş boyuna donatısının sıyrılması.. 227
Şekil 5.2.19 : Kiriş boyuna donatısına etki eden kuvvetler. 228
Şekil 5.2.20 : Abrams (1913) tarafından gözlenen sıyrılma davranışı.. 230
Şekil 5.2.21 : Kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesinde 90 derece gönye yapılarak kenetlenmesi (JO1 numunesi). 233
Şekil 5.2.22 : 90 derece ankrajın göçme mekanizması. 235
Şekil 5.2.23 : 90 derece ankrajın göçme mekanizması ve oluşan kuvvetler. 236

Şekil 5.2.24 : Sonlu eleman modeli, yükleme ve 90 derece ankrajın eğri ve düz bölümleri 240
Şekil 5.2.25 : Deneysel ve teorik gerilme-sıyrılma ilişkileri-JO6. 242
Şekil 5.2.26 : 90 derece ankrajın eğri ve düz bölümündeki betonun ezilmesi-JO6. 242
Şekil 5.2.27 : Deneysel ve teorik gerilme-sıyrılma ilişkileri-JO1. 243
Şekil 5.2.28 : 90 derece ankrajın eğri ve düz bölümündeki betonun ezilmesi-JO1. 243
Şekil 5.2.29 : Deneysel ve teorik gerilme-sıyrılma ilişkileri-JO7. 244
Şekil 5.2.30 : 90 derece ankrajın eğri ve düz bölümündeki betonun ezilmesi-JO7. 244
Şekil 5.2.31 : Birleşim bölgesine etki eden kesme kuvveti. 245
Şekil 5.2.32 : Birleşim bölgesine etki eden kuvvetler. 246
Şekil 5.2.33 : Eğik çatlağın oluşmasını sağlayan gerilmeler. 248
Şekil 5.2.34 : Mohr dairesi (Mohr, 1900). 249
Şekil 5.2.35 : Numunenin bütün olarak dönmesi. 255
Şekil 5.2.36 : a) Kolon-kiriş birleşim bölgesi b) F yatay yükü altında kolon-kiriş birleşim bölgesi kolonlarının dönmesinden kaynaklanan durum c) kolonlarda kabul edilen eğrilik dağılımı. 256
Şekil 5.2.37 : a) Kuvvet grupları b) oluşturdukları yerdeğiştirmeler. 262
Şekil 5.2.38 : Birleşim bölgesinin dönmesi. 262
Şekil 5.2.39 : 1. Yöntem 263
Şekil 5.2.40 : 2. Yöntem (Kosinüs Yasası)..... 264
Şekil 5.2.41 : Yük-yerdeğiştirme ilişkileri. 269
Şekil 5.2.42 : İki basit model. 272
Şekil 5.2.43 : Tek serbestlik dereceli sistem..... 276
Şekil 5.2.44 : Donatı farklı akma seviyeleri. 283
Şekil 5.2.45 : Temsili TSDS. 284
Şekil 5.2.46 : Taban kesme kuvveti kapasitesinin değişimi ile oluşan göreli yerdeğiştirmeler (İdeal Elasto-Plastik Model). 285
Şekil 5.2.47 : Taban kesme kuvveti kapasitesinin değişimi ile oluşan göreli yerdeğiştirmeler (Sıyrılma Model 1)..... 285
Şekil 5.2.48 : Taban kesme kuvveti kapasitesinin değişimi ile oluşan göreli yerdeğiştirmeler (Sıyrılma Model 2)..... 286
Şekil 5.3.1 : JO1 ve JWCFRP numunelerinin karşılaştırılması..... 297
Şekil 5.3.2 : JO1 ve JWSFRC numunelerinin karşılaştırılması..... 298
Şekil 5.3.3 : JW2 ve JWCFRP numunelerinin karşılaştırılması..... 299
Şekil 5.3.4 : JW2 ve JWSFRC numunelerinin karşılaştırılması..... 300
Şekil 5.3.5 : Kaynak uygulamasına ilave olarak HPFRCC ve LP ile güçlendirilen numunelerin karşılaştırılması…...……..……..…...300
Şekil 5.3.6 : JO5 referans numunesi ile J2DWCFRP numunesinin karşılaştırılması……..……301

Şekil 5.3.7 : JWCFRP3 numunesi ile J2DWCFRP numunesinin karşılaştırılması. 301
Şekil 5.3.8 : JO1 referans numunesi ile JCFRP numunesinin karşılaştırılması..... 302
Şekil 5.3.9 : JO1 referans numunesi ile JSFRC numunesinin karşılaştırılması..... 302
Şekil 5.3.10 : JCFRP ile JSFRC numunelerinin karşılaştırılması..... 303
Şekil 5.3.11 : Lifli polimer ile güçlendirilen numunelerin karşılaştırılması..... 304
Şekil 5.3.12 : JCFRP ile JWCFRP numunelerinin karşılaştırılması..... 305
Şekil 5.3.13 : JSFRC ile JWSFRC numunelerinin karşılaştırılması..... 305
Şekil 5.3.14 : Teorik yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması (JWCFRP3 numunesi)……..……..……...306
Şekil 5.3.15 : Birleşim bölgesine etki eden ve börleşim bölgesi tarafından taşınan kayma gerilmeleri……..…….……....309
Şekil 5.3.16 : JWCFRP numunesinde LP yüzeyinden ölçülen uzamalar.. 310
Şekil 5.3.17 : JWCFRP2 numunesinde LP yüzeyinden ölçülen uzamalar.. 310
Şekil 5.3.18 : JWCFRP3 numunesinde LP yüzeyinden ölçülen uzamalar.. 311
Şekil 5.3.19 : LP tarafından taşınan kayma gerilmeleri..... 312
Şekil 5.3.20 : Sıyrılmadan oluşan kiriş serbest ucundaki dönme.. 317
Şekil 5.3.21 : Donatı çubuğunun dengesi 318
Şekil 5.3.22 : Sıyrılmadan kaynaklanan yerdeğiştirme.. 320
Şekil 5.3.23 : Teorik olarak elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney ile karşılaştırılması.. 321
Şekil 5.3.24 : Güçlendirme ile elde edilen iki yük-öteleme oranı ilişkisi..... 325
Şekil A.1 : Donatı iskeletinin görünümü……..……..……..…..……365
Şekil A.2 : Enine donatılara N-1 uygulaması ve VM bant sarılması..... 366
Şekil A.3 : Kalıpların hazırlanması..... 366
Şekil A.4 : Beton dökümü…….……..……367
Şekil A.5 : S-LS-O-1 numunesinin onarım öncesi durumu (Alt Kolon)..... 369
Şekil A.6 : Hasar görmüş betonun dökülmesi ….. 369
Şekil A.7 : Emaco S88C uygulaması..... 369
Şekil A.8 : Epoksi esaslı tamir harcı uygulaması……..……..370
Şekil A.9 : Enjeksiyon uygulaması..... 370
Şekil A.10 : Numunelerin köşelerinin yuvarlatılması 371
Şekil A.11 : Çift bileşenli epoksipolyamin astar karışımı sürülmesi ve çift bileşenli epoksi macun sürülmesi..... 372
Şekil A.12 : Epoksi esaslı yapıştırıcı sürülmesi ve LP kompozit sarılması..... 372
Şekil A.13 : Standart silindir deneyi..... 374
Şekil A.14 : 28 günlük betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri...……...374
Şekil A.15 : 90 günlük betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri..... 375

Şekil A.16 : 180 günlük betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri……...……..375
Şekil A.17 : 360 günlük betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.....375
Şekil A.18 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi (Φ20)……..……377
Şekil A.19 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi (Φ20)……...378
Şekil A.20 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi (ϕ8) 378
Şekil A.21 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi (ϕ8) 378
Şekil A.22 : Numune ve yükleme sisteminin genel görünümü 382
Şekil A.23 : Yükleme planı……..….384
Şekil A.24 : Diyagonal doğrultuda yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerin ön yüzdeki düzeni 386
Şekil A.25 : Diyagonal doğrultuda yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerin arka yüzdeki düzeni 386
Şekil A.26 : Ölçüm aletlerinin pozisyonlarının önden görünümü……..388
Şekil A.27 : Ölçüm aletlerinin pozisyonlarının arkadan görünümü..... 388
Şekil A.28 : Ölçüm aletlerinin pozisyonlarının üstten görünümü……..…388
Şekil A.29 : Ölçüm aletlerinin pozisyonlarının alttan görünümü..... 389
Şekil A.30 : İlk kesme çatlağı (alt kolon ön yüz) 392
Şekil A.31 : En büyük yatay yük değeri (S-LS-O-1) 392
Şekil A.32 : S-LS-O-1 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} \cong 0$)……..…...393
Şekil A.33 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-O-1)…….394
Şekil A.34 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi. 394
Şekil A.35 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi (PI52)…394
Şekil A.36 : S-LS-O-*2 numunesi (δ=2.25m*m, öteleme oranı=%0.25)……...…...395
Şekil A.37 : S-LS-O-2 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} \cong 0$)……...396
Şekil A.38 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-O-2)…….....396
Şekil A.39 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi. 397
Şekil A.40 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi (PI52)…397
Şekil A.41 : S-LS-G-1-2Sides (δ=9.00 mm, öteleme oranı=%2.0)..... 398
Şekil A.42 : S-LS-G-1-2Sides numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -6.17mm$) 399
Şekil A.43 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-G-1-2Sides) 399
Şekil A.44 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi. 400
Şekil A.45 : Kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi (SSG44)…….....400
Şekil A.46 : S-LS-C-1-1/2 numunesi ilk kesme çatlakları……..……..…401
Şekil A.47 : Üst kat ön yüz orta şerit yırtık başlangıcı..... 401
Şekil A.48 : S-LS-C-1-1/2 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -12.4mm$) ... 402
Şekil A.49 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-C-1-1/2) 402

Şekil A.50 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi……..……...……403
Şekil A.51 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi (SSG43)…….403
Şekil A.52 : S-LS-G-1-1/2 numunesi C kayma çatlağı (δ=*2.25* mm, öteleme oranı=%0.5)……...……...…….404
Şekil A.53 : Üst kolon orta cam LP ş*eridi (*δ*=22*.50 mm, öteleme oranı=%5.0)... 405
Şekil A.54 : S-LS-G-1-1/2 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -12mm$) 405
Şekil A.55 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-G-1-1/2)……...405
Şekil A.56 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi. 406
Şekil A.57 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi (SSG45)…….406
Şekil A.58 : S-LS-C-1-*1 numunesi (*δ= -22.50 mm, öteleme oranı=%-5.0)……..408
Şekil A.59 : S-LS-C-1-1 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -21.3mm$)...…408
Şekil A.60 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-C-1-1)……..408
Şekil A.61 : Boyuna donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi ……...409
Şekil A.62 : Kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi (SSG43)…….....409
Şekil A.63 : S-LS-G-1-*1 numunesi hasar durumu (*δ=40.5 mm, Ö.O.=%9.0) 411
Şekil A.64 : S-LS-G-1-1 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -24.75mm$).....411
Şekil A.65 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-G-1-1)……..412
Şekil A.66 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.412
Şekil A.67 : Kesme kuvveti-diyagonal ve enine şekildeğiştirme ilişkisi (D35).... 413
Şekil A.68 : S-LS-G-2-*1 hasar durumu (*δ*=27.00* mm, öteleme oranı=%6.0)…...414
Şekil A.69 : S-LS-G-2-1 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -14.5mm$) 414
Şekil A.70 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-G-2-1)……..415
Şekil A.71 : Boyuna ve Enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi 415
Şekil A.72 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi……..415
Şekil A.73 : S-LS-G-3-1 h*asar durumu (*δ*=27*.00 mm, öteleme oranı=%6.0)..... 417
Şekil A.74 : S-LS-G-3-1 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -20.95mm$) 417
Şekil A.75 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-G-3-1)……..418
Şekil A.76 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.418
Şekil A.77 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi 418
Şekil A.78 : S-LS-O-1-R-R-C-1/2 h*asar durumu (*δ*=18.00* mm, Ö.O.=%4.0)…..420
Şekil A.79 : S-LS-O-1-R-R-C-1/2 numunesi deney sonu görünümü……...…..420
Şekil A.80 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-O-1-R-R-C-1/2) 421
Şekil A.81 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi. 421
Şekil A.82 : Kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi……...…..421
Şekil A.83 : S-LS-O-2-R-R-G-1 numunesi deney sonu görünümü..... 422
Şekil A.84 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-O-2-R-R-G-1)……..423

Şekil A.85 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi. 423
Şekil A.86 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi……...424
Şekil B.1 : Kalıpların hazırlanması ……..……...……..…...…….....425
Şekil B.2 : Beton dökümü ve kür…….426
Şekil B.3 : Karışım sırası……..428
Şekil B.4 : HPFRCC panellerin kalıba alınması ve kür ……..…..…....428
Şekil B.5 : Yüzey hazırlığı 429
Şekil B.6 : Güçlendirilecek elemanların yüzeylerine epoksi harcı uygulanması.430
Şekil B.7 : Güçlendirme panellerinin yapıştırılması 430
Şekil B.8 : Ankraj deliklerinin açılması, temizlenmesi ve ankraj yapılması …...431
Şekil B.9 : Numune yüzeylerine astar uygulanması…...……..432
Şekil B.10 : LP kompozitlerin yapıştırılması 432
Şekil B.11 : a) DS-G-A-2 ve b) DS-G-3S-A-3 numunelerinde ankraj detayları
c) ankraj..... 433
Şekil B.12 : DS-G-A-2 ve DS-G-3S-A-3 numunelerinde ankraj uygulaması..... 433
Şekil B.13 : 28 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları..... 435
Şekil B.14 : 90 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları.....435
Şekil B.15 : 180 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları..... 435
Şekil B.16 : 360 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları..... 436
Şekil B.17 : Tutkalla birleştirilmiş çelik lif demetlerinin su ile temas sonucu
dağılması……..…….437
Şekil B.18 : Silis dumanı içeren bir çimento hamurunda sıkı bir diziliş elde
edilmesi (Hijorth, 1983)…...…….……..……438
Şekil B.19 : Elek analizi ……..…..439
Şekil B.20 : HPFRCC standart silindir ve yarma çekme deneyleri..... 440
Şekil B.21 : 28 Günlük HPFRCC karışımı standart silindir basınç deneyi
sonuçları 440
Şekil B.22 : 90 Günlük HPFRCC karışımı standart silindir basınç deneyi
sonuçları 440
Şekil B.23 : 180 günlük HPFRCC karışımı standart silindir basınç deneyi
sonuçları...……...441
Şekil B.24 : Veri toplama sistemi akış grafiği……...…….443
Şekil B.25 : Deney düzeneğinin şematik görünümü ve referans elemanlar için
ölçüm düzeneği…...…….…..444
Şekil B.26 : Referans elemanlarının yüzeyindeki şekildeğiştirmeölçerler 444
Şekil B.27 : Referans elemanların yüzeyindeki yerdeğiştirmeölçerler…...……...445
Şekil B.28 : Çelik başlık için sonlu eleman çözümlemesi, başlık kenar boyutu
=60 mm (=300/5)…….…...……...…448
Şekil B.29 : Çelik başlık için sonlu eleman çözümlemesi, başlık kenar boyutu
=75 mm (=300/4)……...…….…...…448

Şekil B.30 : Beton başlık için sonlu eleman çözümlemesi, başlık kenar boyutu =50 mm (=300/6)……...…….…...…449
Şekil B.31 : Kesik başlık için sonlu eleman çözümlemesi, başlık kenar boyutu =40 mm (=300/7.5)…….…...…450
Şekil B.32 : Numune yükleme başlığı şekilleri …….……...…….....450
Şekil B.33 : Kalıp hazırlanması ve beton dökümü……...……..…451
Şekil B.34 : Diyagonal kayma deneyleri göçme şekilleri.....452
Şekil B.35 : a) Beton başlıklı numune (DK-1-1) b) kesik başlıklı numune (DK-2-1) c) kesik başlıklı numune (DK-2-2) d) çelik başlıklı numune (DK-3-1) e) çelik başlıklı numune (DK-3-2) f) bütün numuneler……..453
Şekil B.36 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (ankrajsız HPFRCC numuneleri)……...…….…454
Şekil B.37 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkisi (ankrajsız HPFRCC numuneleri)……..…….……455
Şekil B.38 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (ankralı HPFRCC numuneleri)…...……..……...457
Şekil B.39 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkisi (ankrajlı HPFRCC numuneleri)……...……..……...……458
Şekil B.40 : Numunelerin deney sırasındaki görünümleri ……...…….460
Şekil B.41 : Ankraj uygulamasının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi....…….……461
Şekil B.42 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri……...…..…462
Şekil B.43 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri …..……...…467
Şekil B.44 : LP numunelerin deney sırasındaki görünümleri …...…….…471
Şekil C.2.1 : Donatı ve kalıp tahtaları ……..…...…...……..…...……...…475
Şekil C.2.2 : Numunelerin kalıp inşaatı.....476
Şekil C.2.3 : Kolon, enine ve boyuna kiriş ve döşeme donatı açılımları.....477
Şekil C.2.4 : Kolon ve kiriş donatılarının kesilip bağlanması ..……....……478
Şekil C.2.5 : Numunelerin üç boyutlu donatı detayı 479
Şekil C.2.6 : Şekildeğiştirmeölçerlerin donatı yüzeyine yapıştırılması ….....479
Şekil C.2.7 : Birleşim bölgesindeki şekildeğiştirmeölçerler 480
Şekil C.2.8 : Karışım–1 elek analizi eğrisi……...…..……...481
Şekil C.2.9 : Beton dökümü……..……...……...482
Şekil C.2.10: Silindirlerin doldurulması ve çökme deneyi.....483
Şekil C.2.11: Masterkure 107 malzemesi ile betonun kürünün yapılması...…….....483
Şekil C.2.12: Birleşim bölgesine bükülmüş kiriş boyuna donatılarının açığa çıkarılması…....…….484
Şekil C.2.13 : Birleşim bölgesine bükülmüş kiriş boyuna donatılarının birbirine kaynaklanması.....484

Şekil C.2.14 : Birleşim bölgesine bükülmüş kiriş boyuna donatılarının birbirine kaynaklanma şekli.……..…….....484
Şekil C.2.15 : Standart silindir basınç deneyi düzeneği 486
Şekil C.2.16 : 28 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları: a) birinci transmikser, b) ikinci transmikser…….487
Şekil C.2.17 : 90 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları: a) birinci transmikser, b) ikinci transmikser……..…….….488
Şekil C.2.18 : 180 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları: a) birinci transmikser, b) ikinci transmikser..…..……489
Şekil C.2.19 : 360 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları: a) birinci transmikser, b) ikinci transmikser. ….……..490
Şekil C.2.20 : Beton yarma çekme deneyi 490
Şekil C.2.21 : Beton yarma çekme deneylerinin $0.35\sqrt{f_c'}$, $0.5\sqrt{f_c'}$ ve $0.7\sqrt{f_c'}$ ile karşılaştırılması 492
Şekil C.2.22 : Donatı çekme deneyleri..... 492
Şekil C.2.23 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ16 Set-1) ……..494
Şekil C.2.24 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ16 Set-2)...……495
Şekil C.2.25 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ8 Set-1)……....495
Şekil C.2.26 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ8 Set-2)……....496
Şekil C.2.27 : Deney düzeneğinin imalatı …….…...……...497
Şekil C.2.28 : Kolon-kiriş birleşim bölgesi numunesinin deney düzeneğindeki görünümü…...……...…….……..498
Şekil C.2.29 : Deney düzeneği ……...…….499
Şekil C.2.30 : Numune üzerine yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerler 500
Şekil C.2.31 : Numune üzerine yerleştirilen şekildeğiştirmeölçerler ……..…...501
Şekil C.2.32 : Bütün numunelerdeki donatı şekildeğiştirmeölçerlerinin yerleşim planı ……...……...…502
Şekil C.2.33 : JO1, JO2 ve JO3 numunesinin enine kiriş etriyelerine ve döşeme boyuna donatılarına yapıştırılan şekildeğiştirmeölçerler …….....502
Şekil C.2.34 : Birleşim bölgesindeki etriyelere yerleştirilen şekildeğiştirmeölçerler…….…….503
Şekil C.2.35 : Yatay yük- öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri ……..….504
Şekil C.2.36 : Kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri ..508
Şekil C.2.37 : Birleşim bölgesinden ölçülen dönme……...…….510
Şekil C.2.38 : Alt ve üst kat kolonu için iki farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri…….511
Şekil C.2.39 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri ……513
Şekil C.2.40 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri……..518
Şekil C.2.41 : Döşeme boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri...521

Şekil C.2.42 : Kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri..…521
Şekil C.2.43 : Kiriş ve kolon etriyelerinden ölçülen şekildeğiştirme değerleri..…524
Şekil C.2.44 : Birleşim bölgesindeki etriyelerden ölçülen şekildeğiştirme değerleri……...526
Şekil C.2.45 : JO1 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan……...527
Şekil C.2.46 : JO2 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.....527
Şekil C.2.47 : JO3 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.....528
Şekil C.2.48 : JO4 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.....528
Şekil C.2.49 : JO5 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.....529
Şekil C.2.50 : JO6 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.....529
Şekil C.2.51 : JO7 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.....530
Şekil C.2.52 : JW1 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.....530
Şekil C.2.53 : JW2 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.....531
Şekil C.2.54 : JO1 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.532
Şekil C.2.55 : JO2 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.533
Şekil C.2.56 : JO3 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.534
Şekil C.2.57 : JO4 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.535
Şekil C.2.58 : JO5 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.536
Şekil C.2.59 : JO6 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.537
Şekil C.2.60 : JO7 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.538
Şekil C.2.61 : JW1 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri 539
Şekil C.2.62 : JW2 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri 540
Şekil C.2.63 : Kiriş boyunca eğrilik dağılımları……..……....…..541
Şekil C.2.64 : Eğrilik dağılımları JO1 ve JO6.....544
Şekil C.2.65 : Eğrilik dağılımları JW1 545
Şekil C.2.66 : Birleşim bölgesinin şekildeğiştirmesi.....545
Şekil C.2.67 : Birleşim bölgesinin dönmesi 546
Şekil C.2.68 : Farklı bölgelerdeki dönmelerin kiriş öteleme oranına katkısı ve dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranı……..……....548
Şekil C.2.69 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması 549

Şekil C.2.70 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması (çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisi)..... 553
Şekil C.2.71 : Yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı……..……...554
Şekil C.2.72 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO1…….558
Şekil C.2.73 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO2…….558
Şekil C.2.74 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO3..... 559
Şekil C.2.75 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO4..... 559
Şekil C.2.76 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO5..... 560
Şekil C.2.77 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO6..... 560
Şekil C.2.78 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO7..... 561
Şekil C.2.79 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JW1..... 561
Şekil C.2.80 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JW2..... 562
Şekil C.2.81 : Yük-yerdeğiştirme ilişkisinin iki sıyrılma modelleri ile karşılaştırılması 562
Şekil C.2.82 : 0.5g'ye göre ölçeklendirilmiş deprem kayıtları……..…….566
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri 569
Şekil C.2.84 : PGV>75 cm/s deprem kayıtlarının yerdeğiştirme taleplerinin karşılaştırılması…….581
Şekil C.2.85 : PGV<75 cm/s deprem kayıtlarının yerdeğiştirme taleplerinin karşılaştırılması…….585
Şekil C.2.86 : PGV>75 cm/s ortalama değerler 589
Şekil C.2.87 : PGV<75 cm/s ortalama değerler 590
Şekil C.2.88 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (C_y=0.075) 591
Şekil C.2.89 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (D_f=%5) 592

Şekil C.2.90 : Spektral öteleme oranı (El Centro 1940)..... 594
Şekil C.2.91 : Spektral öteleme oranı (Düzce 1999)……..……595
Şekil C.3.1 : Numunelerin köşelerinin yuvarlatılması …….…….599
Şekil C.3.2 : Astar uygulaması..... 600
Şekil C.3.3 : LP uygulaması. 601
Şekil C.3.4 : LP güçlendirme uygulaması a) Her iki diyagonal yönde 45^0 açı ile LP uygulaması b) her köşede ankraj uygulaması ve c) her iki uygulama birlikte verilmiştir ...…….....602
Şekil C.3.5 : JWCFRP2 ve JWCFRP3 için LP güçlendirme uygulaması 603
Şekil C.3.6 : JSFRC ve JWFSFRC için güçlendirme uygulaması ….. 605
Şekil C.3.7 : HPFRCC plağının birleşim bölgesi yüzeyine concressive 1406 ile yapıştırılması..... 606
Şekil C.3.8 : Ankraj uygulamasının yapılması……..……....606
Şekil C.3.9 : LP'ler üzerine yerleştirilen şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeölçerler…….608
Şekil C.3.10 : Yük–öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri…….…....……....609
Şekil C.3.11 : Kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.. 612
Şekil C.3.12 : Alt ve üst kat kolonları için iki farklı bölgelerden elde edilen moment-dönme ilişkileri….……...……...……614
Şekil C.3.13 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri…….615
Şekil C.3.14 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri 618
Şekil C.3.15 : Kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri…...621
Şekil C.3.16 : Kiriş ve kolon etriye donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri..... 623
Şekil C.3.17 : JCFRP numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz)…...…….625
Şekil C.3.18 : JWCFRP numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz)……..…..…....626
Şekil C.3.19 : JWCFRP2 numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz)…….……...……627
Şekil C.3.20 : JWCFRP3 numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz). …..……...…….…..628
Şekil C.3.21 : JW2DCFRP numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz)…….629
Şekil C.3.22 : JSFRC numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz)…….……...630
Şekil C.3.23 : JWSFRC numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz)…….631
Şekil C.3.24 : JCFRP numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz) …….632

Şekil C.3.25 : JWCFRP numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz).….632
Şekil C.3.26 : JWCFRP2 numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz)....633
Şekil C.3.27 : JWCFRP3 numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz)…633
Şekil C.3.28 : J2DWCFRP3 numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz)634
Şekil C.3.29 : JSFRC numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz)……..634
Şekil C.3.30 : JWSFRC numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz)..…635
Şekil C.3.31 : JCFRP numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri 636
Şekil C.3.32 : JWCFRP numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri……...637
Şekil C.3.33 : JWCFRP2 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri ……...……...638
Şekil C.3.34 : JWCFRP3 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri……...639
Şekil C.3.35 : J2DWCFRP numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri……..…….640
Şekil C.3.36 : JWSFRC numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri …....…….641
Şekil C.3.37 : JSFRC numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri……..…….642
Şekil C.3.38 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması ……..…...643

SEMBOL LİSTESİ

$\mathbf{A_g}$: Toplam kesit alanı

$\mathbf{A_\kappa}$: Eğrilik diyagramı altında kalan toplam alan

$\mathbf{A_{lig}}$: Etkin kesit alanı

$\mathbf{A_s}$: Çekme donatısı kesit alanı

$\mathbf{A_s'}$: Basınç donatısı kesit alanı

$\mathbf{A_{sh}}$: Enine donatı kesit alanı

a : Kesme açıklığı

$\mathbf{a_o}$: Çentik derinliği

b : Kesit genişliği

$\mathbf{b_c}$: Çekirdek kesit genişliği

$\mathbf{b_w}$: Minimum kesit genişliği

c : Tarafsız eksen derinliği

d : Eleman faydalı kesit yüksekliği

E : Elastisite modülü

$\mathbf{E_c}$: Sarılmamış beton için elastisite modülü

$\mathbf{E_{c,ort}}$: Sarılmamış beton için ortalama elastisite modülü

$\mathbf{E_f}$: LP elastisite modülü

$\mathbf{E_s}$: Çelik elastisite modülü

$\mathbf{f_c}$: Beton basınç gerilmesi

$\mathbf{f'_c}$: Sarılmamış betonun deney günü silindir basınç dayanımı

$\mathbf{f'_{c,ort}}$: Sarılmamış betonun ortalama silindir basınç dayanımı

$\mathbf{f'_{cj}}$: j günlük beton için standart silindir basınç dayanımı

$\mathbf{f_{fe}}$: LP tabakasında oluşan çekme gerilmesi

$\mathbf{f_{fu}}$: LP kompozit kopma gerilmesi

$\mathbf{f_{net}}$: Net eğilme dayanımı

$\mathbf{f_s}$: Donatı gerilmesi

$\mathbf{f_t}$: Beton çekme dayanımı

$\mathbf{f_y}$: Boyuna donatı akma dayanımı

$\mathbf{f_{yh}}$: Enine donatı akma dayanımı

G : Kayma modülü

$\mathbf{G_f}$: Kırılma enerjisi

h : Kesit yüksekliği

$\mathbf{h_c}$: Çekirdek kesit yüksekliği

k : Azaltma faktörü

$\mathbf{k_v}$: Aderans azaltma faktörü

$\mathbf{l_d}$: Bindirme boyu

$\mathbf{l_{hc}}$: Karakteristik boy

$\mathbf{L_e}$: Aktif aderans boyu

N : Eksenel kuvvet

n : Eksenel yük kapasitesi oranı

$\mathbf{n_f}$: Tek yüzdeki LP sargı tabaka sayısı

P : Düşey yük

t : Eleman kalınlığı

$\mathbf{t_f}$: Bir tabaka LP için etkili kalınlık

s : Enine donatı aralığı

$\mathbf{s_f}$: LP şeritlerin, eksenden eksene olmak üzere aralıkları

V : Kesme kuvveti

$\mathbf{V_c}$: Kesme kuvveti dayanımına betonun katkısı

$\mathbf{V_{LP}}$: Kesme kuvveti dayanımına LP sargının katkısı

$\mathbf{V_{den.}}$: Deneysel olarak bulunan kesme kuvveti kapasitesi

$\mathbf{V_{f,j}}$: Birleşim bölgesinde LP tarafından taşınan kesme kuvveti

$\mathbf{V_{HPFRCC}}$: Birleşim bölgesinde HPFRCC plaka tarafından taşınan kesme kuvveti

$\mathbf{V_{maks,y}}$: Asal basınç gerilmelerini sınırlamak üzere yönetmeliklerce tanımlanan kolon tarafından taşınabilecek en büyük kesme kuvvetidir.

$\mathbf{V_s}$: Kesme kuvveti dayanımına etriyenin katkısı

$\mathbf{V_{s,y}}$: Kesme kuvveti dayanımına etriyenin katkısı-yönetmeliklerce tanımlanan

$\mathbf{V_{c,y}}$: Kesme kuvveti dayanımına betonun katkısı-yönetmeliklerce tanımlanan

$\mathbf{V_{LP,y}}$: Kesme kuvveti dayanımına LP'nin katkısı-yönetmeliklerce tanımlanan

$\mathbf{V_{n,y}}$: Yönetmelik kuralları kullanılarak hesaplanan kesme kuvveti kapasitesidir ($V_{c,y}+V_{s,y}+V_{LP,y}$)

$\mathbf{V_n}$: Toplam kesme kuvveti kapasitesidir ($V_c+V_s+V_{LP}$)

$\mathbf{v_c}$: Beton tarafından taşınan kayma gerilmesi

$\mathbf{v_{d,j}}$: Birleşim bölgesine etki eden deneysel kayma gerilmesi

$\mathbf{v_{f,j}}$: Birleşim bölgesinde LP tarafından taşınan kayma gerilmesi

$\mathbf{v_{HPFRCC}}$: Birleşim bölgesinde HPFRCC plaka tarafından taşınan kayma gerilmesi

$\mathbf{v_{maks.}}$: Birleşim bölgesinde taşınabilen en büyük kayma gerilmesi

$\mathbf{w_f}$: LP şerit genişliği

$\mathbf{w_{fe}}$: LP kompozit etkin genişliği

ϕ : Boyuna donatı çapı

ϕ_e : Enine donatı çapı

ϕ_f : Dayanım faktörü

ρ : Boyuna donatı oranı

ρ_{LP} : Hacimsel LP kompozit oranı

ρ_l : Çekme bölgesindeki boyuna donatı oranı

ρ_{sh} : Hacimsel enine donatı oranı

ε : Şekildeğiştirme

ε_{fe} : LP etkin birim uzama sınırı

ε_{fu} : LP kopma birim uzaması

ε_h : Enine şekildeğiştirme

ε_l : Diyagonal şekildeğiştirme

ε_s : Donatı şekildeğiştirmesi

σ_1 : 1 yönündeki asal çekme gerilmesi

σ_2 : 2 yönündeki asal basınç gerilmesi

σ_N : Kolondaki eksenel basınç gerilmesi

σ_s : Donatı gerilmesi

σ_{xx} : x-y eksen takımında x yönündeki gerilme

σ_{yy} : x-y eksen takımında y yönündeki gerilme

τ_b : Aderans gerilmesi

τ : Kayma gerilmesi

τ_v : Kolon veya birleşim bölgesine etki eden kayma gerilmesi

$\tau_{vç}$: Kolon veya birleşim bölgesindeki beton tarafından taşınan kayma gerilmesi (göçme şekli : diyagonal çekme gerilmeleri)

τ_{vb} : Kolon veya birleşim bölgesinde taşınabilecek en büyük kayma gerilmesi (göçme şekli : diyagonal basınç gerilmeleri)

τ_{vLP} : LP tarafından taşınan kayma gerilmesi

τ_{vmax} : Eksenel yük ve kesme kuvvetine maruz kolonda oluşan en büyük kayma gerilmesi

α : LP kompozit uygulama açısı

θ : Diyagonal çatlak açısı

θ_s : Sıyrılmadan kaynaklanan dönme

γ_f : Bölgesel güvenlik faktörü

ζ_{bu} : Ortalama aderans dayanımı

δ_o : Elemanın çentik hizasında yaptığı enbüyük yerdeğiştirme

δ_s : Kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından dolayı kiriş tepe ucunda oluşan yerdeğiştirme

δ_y : Akma yerdeğiştirmesi

DÜŞÜK DAYANIMLI BETONA SAHİP BETONARME KOLON VE BİRLEŞİMLERİN DEPREM YÜKLERİ ALTINDA DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ VE İYİLEŞTİRİLMESİ

ÖZET

Daha önce betonarme kısa kolon ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışı ve güçlendirilmesi ile ilgili yapılan çalışmalar düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatı kullanımının bir arada olduğu durumları kapsamamaktadır. Bu tez kapsamında yapılan araştırmaların literatürdeki çalışmalardan farkı denenen numunelerde beton dayanımının düşük olması, düz yüzeyli donatı kullanılması ve enine donatının olmaması veya yok denecek kadar az olmasıdır. Bu durum bu tip elemanların etriyelerin eksikliğinden dolayı tam bir betonarme eleman gibi davranıp davranmayacağı sorusunu gündeme getirmektedir. Bu tezin temel amacı, ülkemizdeki yapıların durumunu temsil etmek üzere düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatıya sahip kısa kolon ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem etkileri altındaki davranışlarını incelemek ve deprem etkilerine karşı bu davranışlarını iyileştirmektir. Bu amaçla malzeme deneyleri yanında üç farklı seri deneysel ve teorik çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmalar kapsamında on bir adet 2/3 ölçekli kısa kolon, 27 adet 400×400×100 mm boyutlarında beton panel ve 16 adet tam ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyleri yapılmıştır. Teorik çalışmalar kapsamında elemanların yük kapasiteleri, yük-yerdeğiştirme (öteleme oranı) ilişkileri, hasar durumları ve deprem sırasında maruz kalacakları öteleme oranları tahmin edilmeye çalışılmıştır. Teorik çalışmalarda deney verilerinin analizleri, temel mekanik, doğrusal olmayan dinamik analiz ve doğrusal olmayan sonlu eleman çözümlemesi (ABAQUS sonlu eleman analiz programı kullanılmıştır) gibi yöntemlerden faydalanılmıştır. Deneysel ve teorik çalışmalar sonucunda bu tip elemanların deprem yükleri altındaki davranışları açıklanmış ve uygulanabilir güçlendirme yöntemleri geliştirilmiştir. Bu tez çalışması giriş bölümü (Bölüm 1) ve daha önce yapılan çalışmalara değinilen Bölüm 2'den sonra üç ana bölüme ayrılmıştır.

Bölüm 3, betonarme kısa kolon deneyleri: Bu bölümde, kesme kapasitesi açısından yetersiz, beton basınç dayanımı düşük olan ve seyrek enine donatıya sahip betonarme kısa kolonların, lifli polimer (LP) kompozitler ile güçlendirme öncesi ve sonrası sabit eksenel yük ve yön değiştiren tekrarlı statik yatay yükler altında davranışları incelenmiştir. Numunelerin güçlendirilmesinde, karbon ya da cam lifli polimerler kullanılmıştır. Yedi adet numune doğrudan güçlendirilmiş olup, iki adet numune

herhangi bir güçlendirme işlemine tabi tutulmadan, referans davranışı gözlemek amacıyla denenmiştir. Bu 2 adet referans numunesi; onarılıp, güçlendirilmiş ve yeniden test edilmişlerdir. Bu şekilde, deney programı kapsamında toplam 11 adet numune deneye tabi tutulmuştur. Ağırlıklı olarak diyagonal çekme ve basınç gerilmelerinin etkileri sebebiyle, eğilme kapasitesine ulaşamayan güçlendirilmiş numuneler, referans numunelerine kıyasla, dayanım ve deformasyon kabiliyeti açısından daha iyi bir performans sergilemişlerdir. Referans ve şerit LP sargılama ile güçlendirilen numunelerde göçme diyagonal çekme gerilmelerinin beton çekme dayanımını aşması ile olmuştur. Tüm yüzey sargılama ile güçlendirilen numunelerde göçme diyaonal basınç gerilmelerinin beton basınç dayanımının aşılması ile gerçekleşmiştir. Göçme şekli diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı olan numunelerde göçme daha sünek bir şekilde gerçekleşmiştir. Düşük dayanımlı betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin daha sünek olması ve bu göçme şeklinde betonun ezilmesinin davranışta hakim olması bu tür göçme şeklinin daha sünek olmasını sağlamıştır. Numunelerin deneysel kesme kapasiteleri, ilgili yönetmelikler ile karşılaştırılmıştır. Göçme şekli diyagonal çekme gerilmelerinden dolayı olan numunelerin kesme kapasitelerini tahmin etmede DBYYHY-07, FIB, EUROCODE yönetmelikleri güvensiz, ACI-440, CSA S806-02, CONCRETE SOCIETY yönetmelikleri ise güvenli tarafta kalmaktadır. Basınç ezilmesini önlemek amacı ile basınç gerilmelerinin üst sınırına karşılık gelen kesme kapasiteleri için yönetmeliklerce verilen formüller genellikle güvenli tarafta kalmakla beraber deneysel değerlere yakın sonuçlar verdikleri görülmüştür. Bu da verilen formüllerin güvensiz tarafta kalma risiki olduğunu ve bundan dolayı bu formüllerin daha düşük değerler verecek şekilde düzenlemesi gerektiğini göstermektedir. Elemanların kesme kapasiteleri, asal gerilmeler kullanılarak Mohr dairesi yardımı ile iki göçme durumu için (diyagonal çekme ve basınç) tahmin edilmeye çalışılmıştır. Göçme şekli asal çekme gerilmeleri olması durumu için numunenin kesme kapasitesi beton, etriye ve LP'nin kesme dayanımına katkıları ayrı hesaplanıp toplanarak elde edilmiştir. Göçme sınırı asal çekme gerilmelerinin betonun çekme dayanımına ulaşması olarak alınmıştır. Asal çekme gerilmelerini hesaplamak için Mohr gerilme dairesinden faydalanılmıştır. LP'nin katkısını hesaplamak için beton katkısı için kullanılan yöntem adapte edilmiştir. Göçme şekli diyagonal basınç gerilmeleri olması durumu için yine Mohr gerilme dairesi kullanılmıştır. Bu sefer göçme sınırı olarak asal basınç gerilmelerinin eksenl basınç yanında eksenel çekme gerilmelerine maruz LP ile sarılmış betonun basınç dayanımına ulaşması olarak alınmıştır. Yöntem her iki göçme şekline göre kapasite hesabı gerektirmektedir. Elemana etki eden kesme kuvveti ve göçme şekilleri için hesaplanan kesme kapasiteleri karşılaştırılarak göçme şekli belirlenmektedir. Teorik modelin deneysel veriler ile karşılaştırıldığında başarılı sonuçlar verdiği görülmüştür. Numunelerin yatay yükler altında gerçekleşen yerdeğiştirmeleri, eğilme, kesme ve sıyrılma etkilerinden meydana gelen yerdeğiştirmeler için kullanılan farklı teorik modeller ile tahmin edilmeye

çalışılmıştır. Numune yatay yük kapasitesine ulaştıktan sonra yatay yükte oluşan azalma, yatay yerdeğiştirmeye bağlı olarak deney verileri kullanılarak modellenmiştir. Deneysel sonuçlar ile karşılaştırıldığında modelin genel olarak güvenli tarafta kaldığı görülmüştür. Bu çalışmadaki en önemli sonuçlardan birisi numunelerin kesme kapasitelerine %2-%4 gibi büyük öteleme oranlarında varmalarıdır.

Bölüm 4, beton panel deneyleri: Bu bölümde sunulan çalışma temel olarak kolon-kiriş birleşim bölgelerinin ön deneyleri olarak yapılmış olmasına rağmen çalışmanın kapsamı geniş olduğundan ayrı bir bölüm halinde verilmiştir. Bu deneysel çalışmanın amacı kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme kuvvetlerine karşı güçlendirilmesinde uygulanabilecek güçlendirme yöntem ve detaylarını geliştirmektir. Bu amaçla düşünülen yöntem ve detaylar birbirleri ile karşılaştırılıp kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme kuvvetlerine karşı güçlendirilmesi için en uygun yöntem ve detaylar belirlenmeye çalışılmıştır. Deneysel çalışmada; düşük dayanımlı beton elemanlar, yüksek performanslı lif donatılı öndöküm çimento esaslı kompozit (HPFRCC) paneller ve cam veya karbon LP kompozitler ile güçlendirilmiş ve diyagonal çekme etkisi altındaki davranışları incelenmiştir. HPFRCC paneller ile güçlendirilen numunelerde, HPFRCC panel kalınlığı, HPFRCC panellerin tek veya her iki yüze uygulanması ve güçlendirme panellerinin mevcut betona ankrajı çalışmada incelenen başlıca değişkenlerdir. LP kompozitler ile güçlendirilen numunelerde ise, kullanılan kompozit türü, kat sayısı, uygulama detayları (kompozitin tek veya her iki yüzeye uygulanması) ve şekilleri (kompozitin tüm yüzeye veya yüzeyin bir bölümüne uygulanması) ile kompozitlerin mevcut betona ankrajı çalışmada incelenen başlıca değişkenlerdir. Numunelerin düşey yükler altındaki davranışları doğrusal olmayan sonlu eleman çözümlemesi ile incelenmiştir. Sonlu eleman çözümlemeleri için ABAQUS sonlu eleman analiz programı kullanılmıştır. Analizlerde beton modeli olarak hasarlı beton plastisite modeli (concrete damaged plasticity model) kullanılmıştır. Betonun mekanik özellikleri ve gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için standart silindir deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılmıştır. Sonlu eleman olarak C3D8R (8-node lineer brick) 8 düğümlü doğrusal eleman kullanılmıştır. Yapılan deneyler sonucunda, güçlendirilen düşük dayanımlı beton elemanların; dayanım ve şekildeğiştirme yeteneklerinde belirgin artışlar gözlenmiştir. Ayrıca, ankraj uygulaması bu artışı olumlu yönde etkilemiştir. Her iki güçlendirme yönteminin karşılaştırılmasına da imkân sağlayan bu çalışmada, öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen numuneler için, LP kompozitler ile güçlendirilen numunelere göre daha iyi sonuçlar elde edilmiştir. Bunun yanı sıra deneysel ve sonlu eleman çözümlemelerinden elde edilen teorik sonuçlar da karşılaştırılmıştır. Sonlu eleman analizinin numunelerin yük taşıma kapasitelerini tahmin etmede başarılı olduğu görülmüştür. Yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin tahmininde orijinal numunede başarılı bir sonuç elde edilirken, aynı başarı güçlendirilmiş numuneler için elde edilememiştir. Bunun nedeninin beton ile

güçlendirme malzemesi arasındaki etkileşimin sonlu elemanlar modelinde yeteri doğrulukla tanımlanmamış olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.

Bölüm 5, kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyleri: Çalışma esas olarak iki aşama halinde gerçekleştirilmiştir. İlk kısım ülkemizdeki mevcut tipik yapılardaki özellikleri temsil eden kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem yükleri altında davranışlarının deneysel ve kuramsal olarak incelenmesini içermektedir. İkinci kısım ise, birinci aşamada incelenen tipteki kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem yükleri altında belirlenen zayıflıklarını geliştirmeye yönelik güçlendirilen kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deneysel ve kuramsal olarak incelenmesini içermektedir. Bu çalışmada denenen numunelerin daha önce yapılan çalışmalarda incelenen numunelerden farklı yanlarının başında beton dayanımın düşük olması (yaklaşık 8 MPa) ve donatı türü ile detayı gelmektedir. Kiriş ve kolonda boyuna ve enine donatı olarak düz yüzeyli donatı kullanılmıştır. Test bölgesi olan birleşim bölgelerine iki numune dışında etriye yerleştirilmemiştir. Kolon boyuna donatıları katlar arasında sürekli olacak şekilde eksiz teşkil edilmiştir. Buna karşılık dış birleşim bölgelerinde kiriş devam etmediği için kiriş boyuna donatısı mevcut yapılardaki durumu yansıtmak amacıyla 90 derece bükülerek birleşim bölgesinin içinde kenetlenmesine çalışılmıştır. Kolon-kiriş birleşim bölgelerinin orijinal davranışlarını incelemek üzere dokuz adet 1/1 ölçekli üç boyutlu kolon kiriş birleşim bölgesi denenmiştir. Deneylerdeki temel parametreler birleşim bölgesindeki etriye miktarı, numunenin üç boyutlu olmasını sağlayan enine kiriş ve döşemenin mevcut olup olmaması, kolon eksenel yükü, yükleme planı ve kiriş boyuna donatılarının kaynaklanmasıdır. Numunelerden iki adedinin birleşim bölgesine 90 derece bükülen kiriş alt ve üst boyuna donatılarının gönyeleri yaklaşık 400 mm kadar karşılıklı birbirine kaynaklanarak kiriş boyuna donatılarının sıyrılması sınırlandırılmıştır. Kaynak için numunelerden birinden 80 mm, diğerinden ise 130 mm kalınlığında beton kırılmıştır. Kırılan betonun yerini doldurmak için BASF firması tarafından üretilen Emaco S88 yüksek dayanımlı tamir harcı kullanılmıştır. Numunelerden birinde daha büyük bir beton tabakasının yüksek dayanımlı harç ile değiştirilmesinin sebebi kirişin boyuna donatısının birleşim bölgesinde 90 derece büküldüğü bölgeyi de yüksek dayanımlı harç ile değiştirmektir. Bu şekilde 90 derece büküm bölgesinde oluşan yüksek gerilmelerden dolayı betonun erken ezilmesi engellenmeye çalışılmıştır. Deneyler yaklaşık sabit yük ve yön değiştiren tekrarlı statik yatay yükler altında gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçları ve gerçekleştirilen değerlendirme çalışmaları sonucu, kiriş boyuna donatıları kaynaklanmayan yedi numunenin yatay yük kapasitelerinin, kiriş boyuna donatıların sıyrılması tarafından sınırlandığı görülmüştür. Bu çalışmanın en önemli sonuçlarından biri kiriş boyuna donatılarının sıyrılması ve numuneler eğilme kapasitelerine ulaşmadıkları halde numunelerin en az %4 öteleme oranına kadar yatay yük kapasitelerinin %90'ından fazlasını korumalarıdır. Bu durum bugüne kadar bilinenin aksine sıyrılmanın her zaman göçme anlamına gelmeyebileceği gerçeğini ortaya çıkarmıştır. Eğer hedef donatıların

akma gerilmelerine ulaşmalarını sağlamak ise sıyrılma göçme anlamına gelmektedir. Fakat deprem talebi öncelikli olarak dayanım değil belli bir yerdeğiştirmeye kadar elemanın dayanımını korumasıdır. Denenen numuneler büyük öteleme oranlarına gitmelerine karşılık yük-yerdeğiştirme ilişiklerinde büyük miktarda çevrim sıkışması oluşmuştur. Bu durum enerji yutma kapasitelerinin düşük olmasına sebep olmuştur. İkinci bir durum da elemanların eğilme kapasitelerine ulaşmadan kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasından dolayı yatay yük kapasitelerinin düşük olmasıdır. Bu iki durumun depremin talep edeceği yerdeğiştirme miktarını etkileyip etkilemeyeceği veya ne derece etkileyeceğini görmek için doğrusal olmayan dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Birinci durumda bu çalışmada denenen kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışlarını temsil edecek iki adet basit yük-yerdeğiştirme ilişkisi modeli deney verileri kullanılarak elde edilmiştir. Bu iki basit model ve enerji yutma kapasitesi yüksek olan ideal elasto-plastik model kullanılarak 12 farklı deprem kaydı için doğrusal olmayan dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler için referans olarak tek serbestlik dereceli sistem (TSDS) kullanılmış ve bu sitemin davranışının da göz önüne alınan yük-yerdeğiştirme modelleri tarafından kontrol edildiği varsayılmıştır. Analizler sonucunda bu iki basit model, ideal elasto-plastik model ile karşılaştırılmıştır. Genel olarak depremin yerdeğiştirme talebinin sistemin enerji yutma kapasitesinden fazla etkilenmediği görülmüştür. İkinci durumda yatay yük kapasiteleri 1-kiriş eğilme kapasitesine ulaştığı durumdaki yatay yüke eşit, 2-kiriş eğilme kapasitesinin 3/4'ünde oluşan yatay yüke eşit 3-kiriş eğilme kapasitesinin yarısına karşılık gelen yatay yüke eşit olması durumlarında, deprem yerdeğiştirme taleplerinin kullanılan deprem kayıtlarının birçoğu için fazla değişmediği ve değişimin ideal elasto-plastik model ile yakın mertebelerde olduğu görülmüştür. Deprem yükleri düşünüldüğünde donatının sıyrılmasının bu çalışmada incelenen durum için donatının akmasına eşdeğer olduğu söylenebilir. İkinci bölümde toplam yedi adet 1/1 ölçekli farklı yöntem ve detaylarla güçlendirilmiş numune denenmiştir. Deneylerde karbon lifli polimerler (LP) ile güçlendirme ve yüksek dayanımlı çelik lifli plakalar (HPFRCC) ile güçlendirme olmak üzere iki farklı güçlendirme tekniği uygulanmıştır. LP ile güçlendirmede 5 numune kullanılmıştır ve temel parametreler kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin kaynaklı olup olmaması, LP'nin birleşim bölgesinde uygulanma şekli (tüm yüzey ve sadece diyagonal doğrultularda şeritler halinde) ve LP polimerin kat sayısıdır. HPFRCC ile güçlendirmede iki numune kullanılmıştır ve temel parametre kiriş boyuna donatılarının gönyelerinin kaynaklı olup olmamasıdır. Deneylerden elde edilen bulguların değerlendirilmesiyle varılan en önemli sonuçların bazıları şöyle sıralanabilir: 1- Uygulanan her iki yöntem de birleşim bölgesi kesme kuvvetlerini taşımada başarılı olmuştur, 2- güçlendirme uygulamasının donatının sıyrılmasını önlemede kaynak yapılmayan numunelerde önemli bir etkisi olmadığı görülmüştür, 3- her iki güçlendirme yönteminde kullanılan ankraj uygulamaları başarılı bir şekilde çalışmıştır, 4- kaynaklanan numunelerde yatay yük kapasiteleri ve yerdeğiştirme kapasiteleri kirişler eğilme kapasitelerine

ulaşacak kadar artmıştır, 5- kaynak yapılmayan numunelerin yatay yük kapasiteleri artmamış fakat yerdeğiştirme kapasiteleri artmıştır.

Yukarıda değinilen üç ana bölümde ulaşılan deneysel ve teorik sonuçlar, Bölüm 6'da özetlenmiştir.

THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS AND JOINTS WITH LOW STRENGTH CONCRETE UNDER EARTHQUAKE LOADS: AN INVESTIGATION AND IMPROVEMENT

SUMMARY

Although there are several studies in literature on the seismic behavior of reinforced concrete columns and joints, almost all of these studies focus on seismic behavior in the case of medium or high strength concrete and deformed bars. A different aspect of this study from these is the inclusion of low strength concrete, plain reinforcement, and absence or poor detailing of transverse reinforcement. This status of the existing reinforced concrete members brought out the question do these types of reinforced concrete members really behave as reinforced concrete members. The main purpose of this study is to investigate the behavior of captive columns and beam-column joints which represent the condition of reinforced concrete members of existing structures in Turkey under lateral loads and to improve this behavior against earthquake loads. For this purpose, series of experimental and theoretical studies were carried out. Experimental studies includes the tests of 11 2/3 scaled captive columns, 27 concrete panels with dimensions of 400×400×100 mm and 16 large scaled beam-column joints. Theoretical studies included the predictions of load carrying capacity of the specimens, load-displacement (drift ratio) relationship, state of damage and drift ratios under earthquake excitations. Different methodologies were used during the analytical studies such as evaluation of experimental data, basic mechanics, nonlinear dynamic analysis and nonlinear finite element analysis (ABAQUS finite element analysis software was used). In all cases, code given approaches and equations are also evaluated. As a result of the experimental and theoretical studies behaviors of such specimens were explained and applicable retrofitting techniques were improved. This study includes six chapters.

First two chapters of this dissertation includes introduction and literature review; respectively.

Chapter 3, tests and analysis of captive reinforced concrete columns: In this study, the behavior of shear critical reinforced concrete columns constructed with low compressive strength of concrete and poor transverse reinforcement was investigated experimentally and analytically. Experimental study were carried out under constant axial load and reversed cyclic lateral static loads before and after retrofitting with fiber reinforced polymer composite sheets. In retrofit of specimens, carbon or glass fiber polymers were used. While seven specimens were directly retrofitted with

carbon or glass fiber reinforced polymer (FRP) composites with different details, two specimens were tested without any retrofit process for representing the reference behavior. These two specimens, one of which was severely and the other slightly damaged, were retested after repair and retrofit process. The specimens were constructed by using low quality concrete and insufficient transverse reinforcement, intentionally for reflecting the characteristics of relatively older existing buildings. The retrofitted specimens, while not being able to reach their nominal flexural capacity due to the effects of excessive either diagonal tension or diagonal compression stresses, exhibited much better performance with respect to the reference specimens both in terms of strength and deformability. Some of the retrofitted specimens including reference specimens failed due to excessive diagonal tension stresses while the other retrofitted specimens failed due to excessive diagonal compression stresses due to heavy strengthening against diagonal tension. The diagonal compression failure occurred in more ductile manner then diagonal tension failure. The main reason for this is the relatively more ductile behavior of the low strength concrete since compression of concrete dominated the behavior. The experimental results were compared with the related code regulations. In prediction of shear capacity of the specimens failed due to excessive diagonal tension stresses DBYYHY-07, FIB and EUROCODE were unsafe while ACI-440, CSA S806-02 and CONCRETE SOCIETY were conservative. The upper limits for shear force given by codes to prevent diagonal compression failure are generally at the safe side, but the predictions are very close to experimental results. Since they give very close results to experiments and the formulations given by codes should be at safe side within a certain safety factor, these formulations should be reviewed to give more conservative results when the existing members are constructed with low quality concrete. Shear carrying capacity of the specimens were theoretically predicted by using principle stress capacities and Mohr's circle for both failure modes (diagonal tension and compression). In case of diagonal tension failure mode shear capacity was assumed to be sum of contributions of concrete, hoops and FRP. To calculate contribution of concrete, failure was assumed to occur when principle tensile stress is equal to tensile strength of concrete. Mohr's circle was used to calculate principle tensile strength. The same method was adapted to calculate the contribution of FRP. Principle compression stress was assumed to be equal to compressive strength of FRP confined concrete under both tensile and compression stress to calculate maximum shear capacity of specimens with diagonal compression failure mode. The proposed method requires calculating shear capacity for both failure modes separately. The shear force acted on the column and shear capacities calculated for failure modes were compared to define the failure mode. From comparison with experimental results it was seen that the proposed method give good prediction of test results. The lateral displacement of the specimens under lateral load was predicted by using different theoretical models which were used to predict the

displacements developed by flexure, shear, and slip. Strength decay after reaching lateral load carrying capacity was modeled as function of lateral displacement by using experimental data. Results of experimental and theoretical data were in agreement and the model was usually at the safe side in predictions. One of the significant results of this study is to demonstrate large drift ratios such as 2-4% at the lateral load carying capacities of the specimens.

Chapter 4, tests of concrete panels: Actually this study was carried out as pre-tests of the beam-column joint tests. Since the study is very comprehensive, it was given as a separate chapter. The main goal of this study is to develop most convenient strengthening techniques and details for retrofitting of beam-column joints against shear forces. For this purpose the considered retrofitting techniques and details were compared to each other to determine appropriate retrofitting scheme for retrofitting of beam-column joints against earthquake loads. In the scope of the experimental study, the concrete panels with low compressive strength of concrete were retrofitted with prefabricated high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) panels and with glass or carbon fiber polymers. After that the behavior of these specimens under diagonal tensile forces were investigated by utilizing a simple testing method for experimental analysis. The main experimental parameters of specimens retrofitted with HPFRCC panels which include tests of 10 retrofitted specimens beside three reference specimens were thicknesses of HPFRCC panels, implementation of the HPFRCC panels to one or both surfaces of the concrete panel, and presence of the anchorage of HPFRCC panels to the concrete panel. In FRP retrofitting which includes tests of 14 retrofitted specimens main test parameters were thickness, type and application details of FRP sheets. Therefore, one, two or three plies of FRP sheets were bonded on two sides of the panels, either on all surface, or in the form of strips. Some of the specimens were retrofitted with glass, while some of them were retrofitted with carbon FRP sheets. Some specimens were retrofitted with an additional anchorage system for connecting FRP sheets bonded on two sides of the panels. The behavior of the specimens under vertical load was investigated with a theoretical study by employing nonlinear finite element analysis. ABAQUS, finite element analysis software, was run to carry out finite element analysis. In analysis process “the concrete damaged plasticity model” was applied as a concrete model. Mechanical characteristics and stress-strain relationship of the concrete were obtained from the analysis of standard cylinder tests. A C3D8R (8-node linear brick), 8 node linear element, was used as a finite element. As a result of the conducted experiments, the retrofitted low strength concrete members were found to exhibit much better performance in terms of strength and deformation capability. The anchorage application was found to positively affect this improved performance. In this study, the specimens which were strengthened by using prefabricated HPFRCC were found to yield better results in comparison to the specimens strengthened by using FRP sheets. Experimental and theoretical results obtained

from finite element analysis were also compared. It was seen that finite element analysis is quite good to predict the load carrying capacity of the original and the retrofitted specimens. Quite good results were also obtained in prediction of the load–displacement relationships of the original specimens while the same success could not be obtained for the retrofitted specimens. Improper definition of the interaction between concrete panel and retrofitting panel of the finite element model was thought to be main reason for the unsuccessful prediction of the load-displacement relationship.

Chapter 5, tests of original and retrofitted beam-column joint specimens: This study was carried out in two consecutive phases. The first phase included the experimental and theoretical investigations of beam-column joints that represented the actual condition of existing structures in Turkey under earthquake loads. The second complementary phase included the experimental and theoretical investigation of beam-column joints retrofitted in order to improve the behavior of specimens tested in the first phase. Except two specimens, transverse reinforcement was not used in the joint core which was the test region. Longitudinal bars of the column were continuous. As beams of the exterior beam-column joints are not continuous, longitudinal bars were anchored in the joint core with 90-degree hooks in order to represent the actual condition of existing structures. For the purpose of investigating the original behavior of the beam-column joints, 9 large-scaled three-dimension beam-column joints were tested. The test parameters included the amount of transverse reinforcement in the joint core, presence of transverse beam and slab, column axial load, loading history and presence of welding of beam longitudinal reinforcement. In two specimens, the hooks (nearly 40 cm) of beam longitudinal bars, near opposite faces of the beam, were welded together. To place these welds, an 8-cm thick layer of concrete was removed after construction of one of two specimens. For the other specimen, a 13 cm thick layer of concrete was removed. After welding, the removed concrete was replaced with Emaco S88 high strength repair mortar produced by BASF. The reason to replace a thicker layer of concrete in one of the specimen is to change the concrete in the corner of the hooks with high strength repair mortar in order to prevent early crushing of concrete at this area. The specimens were tested under the combined action of nearly constant axial load and static cyclic lateral load reversals. Results of the experiments and evaluation of test data clearly show that the lateral load carrying capacities of seven specimens without welding of beam longitudinal bars were limited by slip of the beam longitudinal reinforcement. Although the beam longitudinal bars slipped and as a result of slip specimens could not reach their flexural capacity, the specimens were capable to reach at least 4% drift ratios without any important strength decays. This outcome is one of the most important findings of this study because unlike the common belief that slip is failure, the data illustrate the opposite. Slip is indeed equivalent to failure if the goal is to develop the yield stress in the reinforcement. But the earthquake

demand is not primarily one of strength but of maintenance of integrity at a given drift demand. Apparently slip causes two different effects; 1- pinched hysteresis curves, 2- specimens shows ductile-like behavior, but with a strength less then yield strength. In order to investigate whether these two effects (1- decrease in energy dissipation capacity due to pinched hysteresis curves, 2- decrease in lateral load carrying capacity) influence the earthquake demand, two series of nonlinear dynamic analysis were carried out. For the first effect, two simple hysteresis curves were developed to represent the behavior of tested specimens by using experimental data. These two models, with limited energy dissipation capacity, and ideal elasto-plastic model, with ideal energy dissipation capacity, were used in nonlinear dynamic analysis. Single degree of freedom (SDOF) system was used and the behavior of this system was assumed to be controlled by the load-displacement relationship used. In the analysis, 12 different earthquake records were used. The results of the nonlinear dynamics analysis by utilizing two simple hysteresis models were compared to the results of nonlinear dynamics analysis by utilizing ideal elasto-plastic hysteresis model. Earthquake demand was found not to be generally affected by the decrease of energy dissipation capacity of the member. For the second effect, three cases of the lateral load carrying capacity were considered for two simple and ideal elasto-plastic hysteresis models. Lateral load carrying capacity was assumed to be equal to 1- the lateral load to develop the nominal flexural capacity of the beam, 2- the lateral load to develop the 2/3 of the nominal flexural capacity of the beam and 3- the lateral load to develop the half of the nominal flexural capacity of the beam. As a result of the analysis it was found that earthquake demand was not significantly changed for the most of the records used in this study. It can be concluded that for the earthquake excitations slip is almost equivalent to yielding for the beam-column joint specimens tested in this study. In the second part of the chapter 5, 7 large scaled reinforced concrete beam-column joints were retrofitted by using different retrofitting techniques and details and then these specimens were tested. Two different retrofitting techniques were used to retrofit the specimens which are retrofitting with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) and HPFRCC panels. Five specimens were retrofitted with CFRP composites and the main tests parameters are the presence of the welding of beam longitudinal bars, the application scheme of the CFRP to the surface of the joint, and the thicknesses of the CFRP. Two specimens were retrofitted with HPFRCC panels and the main parameter was presence of the welding of beam longitudinal bars. A few of the most important conclusions derived from the analysis of the data were: 1- Both of the applied retrofitting techniques were very successful in enhancing the shear capacity of the joint core provided that slip is limited by welding and repair mortar application; 2- retrofitting has no affect on limiting the slip of the beam longitudinal bars for specimens without welding; 3- both anchorage applications employed in two retrofitted techniques were very successful; 4- the lateral load carrying and displacement capacities of the welded specimens increased

enough to reach the nominal flexural capacity of the beam; 5- the lateral load carrying capacity of the specimens without welding did not increase while their displacement capacity increased.

The experimental and theoretical results of the three aforementioned chapters were summarized in Chapter 6 and presented together with recommendations for further studies.

1. GİRİŞ

Önemli bölümü deprem riski altında bulunan ülkemizdeki mevcut yapıların büyük bir çoğunluğu gerek 1975 Deprem Yönetmeliğinin gerekse şu an yürürlükte olan Deprem Yönetmeliğinin çeşitli koşullarını sağlamamaktadırlar. Bundan dolayı mevcut yapıların önemli bir bölümü deprem afetine karşı büyük risk altındadır. Yapılarımızın bu savunmasız konumunu son yıllarda meydana gelen ve ülkemizde büyük kayıplara neden olan Erzincan (1992), Dinar (1995), Adana-Ceyhan (1998), Kocaeli (1999) ve Bolu-Düzce (Kasım 1999) depremleri tekrar bize göstermiştir. Depremlerde sık gözlenen hasarlardan biri kısa kolon ve kolon-kiriş birleşim bölgesi hasarlarıdır. Bu tür zayıflıkların bulunduğu binalarda, deprem performansını kabul edilebilir düzeye çıkarmak üzere, bu elemanların güçlendirilmesi gerekli olabilmektedir.

Deprem yükleri betonarme yapının taşıyıcı elemanlarında özellikle betonarme kısa kolon ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinde büyük iç kuvvetler oluşturmaktadır. Bilindiği üzere kolon ve kolon-kiriş birleşim bölgeleri binanın ayakta kalabilmesi için büyük önem taşımaktadırlar. Bu elemanlarda meydana gelecek hasarlar binanın toptan göçmesine sebep olabilmektedir. Ülkemizdeki mevcut yapıların büyük kısmında kolon ve kolon-kiriş birleşim bölgeleri enine donatı bakımdan zayıftır. Kullanılan beton kalitesinin de düşük olması durumu daha da kötüleştirmektedir. Konu ile ilgili yapılan araştırmalar çok sınırlı düzeyde olduğundan bu tip elemanların davranışları iyi bilinmemektedir. Bu tez çalışmasının temel amacı mevcut yapılarımızın betonarme kısa kolon ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinin olası bir depreme karşı performanslarını artırmaktır. Bu amaçla öncelikle betonarme kısa kolon ve kolon-kiriş birleşim bölgesi elemanlarının yatay yükler altındaki

davranışları incelenmiş, daha sonra bu davranışı iyileştirmek için çeşitli yöntemler geliştirilmeye çalışılmıştır.

2. DAHA ÖNCE YAPILAN ÇALIŞMALAR

Betonarme elemanların kesme etkileri altında davranışını araştırmak üzere günümüze dek çok sayıda deneysel ve kuramsal çalışma gerçekleştirilmiştir. Güçlendirilmiş betonarme elemanların kesme etkileri altında davranışı üzerine yapılan çalışmalar nispeten daha azdır. Güçlendirilmiş betonarme elemanların kesme etkileri altındaki davranışlarını incelemek üzere yapılan çalışmalar betonarme kolon ve kiriş, beton paneller ve betonarme kolon-kiriş birleşim bölgeleri üzerine yapılan çalışmalar olarak üç ana gruba ayrılabilir. Bu tez çalışması kapsamında bu üç ana grup üzerine çalışmalar yapılmış ve bu yüzden daha önce yapılmış olan çalışmalar da bu üç ana başlık altında gruplandırılarak özetlenmiştir.

2.1 Güçlendirilmiş Betonarme Kolonların Kesme Davranışı Üzerine Yapılan Çalışmalar

Güçlendirilmiş betonarme kirişlerin kesme davranışını incelemek üzere bugüne kadar çok sayıda çalışma yapılmıştır. Fakat güçlendirilmiş kolonların kesme davranışı üzerine yapılan çalışmalar çok daha sınırlıdır. Burada çoğunlukla lifli polimerler (LP) ile güçlendirilmiş betonarme kolonların kesme davranışlarının incelenmesi amacı ile yapılan çalışmalara değinilecektir. Kesme kritik kolonların davranışları üzerine yapılan bazı çalışmalar şunlardır; Wight ve Sözen (1973), Fukuhara ve Kokusho (1982), Umahara ve diğ. (1982), Zhou ve diğ. (1987), Lynn (1999), Koichi ve An (2000), Hyung ve Elnashai, (2000), Moretti ve Tassios, (2006), Mostafaei ve Kabeyasawa, (2007), Sasani, (2007), Yuichi ve Ko (2007), Moretti ve Tassios (2007), Hanai ve diğ. (2008).

Kesme kritik kolonların kesme kuvveti-yerdeğiştirme davranışını modelleme ile ilgili yapılan birçok çalışmada araştırmacılar (ATC, 1983, Aschheim ve Moehle, 1992, Priestley ve diğ. 1994a, Sezen, 2002, Sezen ve Moehle, 2004) betonun kesme kuvveti kapasitesinin azalmasını süneklik oranına bağlı olarak ifade etmişlerdir. Konwinski ve diğ. (1995) kesme kapasitesinin yerdeğiştirme süneklik talebinden bağımsız olduğunu görmüşlerdir. Sezen ve Moehle (2004) kesme kuvveti kapasitesinin azalmasının hem beton hem etriye katkıları için olduğunu gözlemişlerdir. Patwardhan (2005), yaptığı teorik çalışmada kolonların kesme kapasitesi ve yerdeğiştirmeleri için çeşitli etkileri göz önüne alan modeller geliştirmiş, elde ettiği sonuçları "basınç alan teorisi" (compression field theory) ile karşılaştırmıştır. Mostafaei ve Kabeyasawa (2007), kesme ve eğilme etkileşimini "basınç alan teorisi"ni uygulayarak modellemişlerdir. Sasani (2007), kolon deney sonuçlarını kullanarak ve kolon yerdeğiştirme mekaniğini ve Bayesian parametre tahmin tekniklerini birleştirerek kesme kritik kolonların can güvenliği ve göçme anındaki performans seviyeleri için olasılıksal yerdeğiştirmeleri kapasite modelleri geliştirmiştir. Model çift eğrilikli ve tek eğrilikli kolonların yerdeğiştirmeleri arasındaki farkı göz önüne alabilmektedir. Model enine donatı, eksenel yük ve boyut oranlarının yerdeğiştirme kapasiteleri üzerindeki etkilerini göz önüne almaktadır. Sasani (2007) önerilen modellerin literatürdeki modeller ile karşılaştırıldığında daha güvenilir sonuçlar verdiğini belirtmiştir.

LP ile güçlendirilmiş betonarme elemanların kayma davranışlarının incelenmesi amacı ile yapılan çalışmaların bir kısmına burada değinilecektir. Triantafillou (1998), 1000×100×70 mm (Uzunluk×Yükseklik×Genişlik) boyutlarında 11 adet betonarme kiriş üretmiş, dokuz adet numuneyi karbon LP kompozitlerle güçlendirmiş ve dört nokta yükleme tekniği ile denenmiştir. Deney sonuçlarından yararlanarak, LP kompozitin, kesme kapasitesine katkısının elde edilebileceği bir model oluşturmuştur. Eurocode-8 (2003) yönetmeliğinde yer alan model bu çalışmaya

dayanmaktadır. Deney sonucunda; güçlendirme tekniğinin etkinliğinin, LP eksenel rijitliği ile doğrusal artış gösterdiği görülmüştür. Khalifa ve diğ. (1998), LP kompozitler ile güçlendirilen betonarme kirişlerin kesme kapasitesini hesap eden iki farklı model önermişlerdir. Etkin birim şekildeğiştirme modeli, çekme gerilmeleri sebebiyle LP kompozitin koptuğu gerilme seviyesinin tahminine, aderans kuvveti modeli ise beton yüzeyinden LP kompozitin sıyrıldığı yük seviyesinin tahminine dayanmaktadır. Yoshimura ve diğ. (2000), sekiz adet 1000×150×150 mm (Uzunluk×Yükseklik×Genişlik) boyutlarına sahip betonarme kısa kolon numunesi üretmişlerdir. Numuneler çeşitli kat ve tipte karbon LP mantolar ile güçlendirilmiştir. Numuneler enine donatı kullanılmadan üretilerek sabit eksenel yük ve yön değiştiren tekrarlı yatay yükler altında test edilmiştir. Boyuna donatı oranı, beton basınç dayanımı ve kullanılan karbon LP oranı incelenen başlıca değişkenlerdir. Deneyler sonucunda, karbon LP kompozitlerle güçlendirilen numunelerde, gevrek kesme göçmesi gözlenmemiştir. Aynı zamanda, küçük ölçekli numunelerden elde edilen deney sonuçlarının gerçeğe uygun bir şekilde yorumlanmasının güç olduğu vurgulanmıştır. Ye ve diğ. (2002), yedi adet betonarme kolon üretmiş, altı adedini karbon LP kompozitleri şerit halinde uygulayarak güçlendirmişlerdir. Kolonun enine kesiti 200×200 mm ve enine donatı oranı 0.0014'dür. Bu çalışmada, kayma açıklığı, uygulanan güçlendirme malzemesi miktarı ve eksenel yük oranı incelenen başlıca değişkenlerdir. Enine donatı oranı yetersiz olan numunelerde, karbon LP kompozit kullanılarak genel davranışın olumlu şekilde iyileştirilebileceği sonucuna varılmıştır. Karbon LP kompozitin, etriyelerde olduğu gibi, diyagonal kesme çatlaklarının oluşmasından hemen sonra etkin hale geldiği görülmüştür. Basınç bölgesindeki betonun kesme ve basınç gerilmeleri altında ezilmesi sonucunda güçlendirilen numunenin referans kolon numunesi ile yaklaşık aynı performansı gösterdiği görülmüştür. Machida ve Maruyama (2002), ilgili yönetmelikleri (JSCE, 2001 ACI-440, 2001 ve FIB, 2001) geliştirmek amacıyla yönetmelik kabullerini karşılaştırmışlardır. Bu çalışmada, söz konusu üç yönetmeliğe göre kesme ve eğilme

kapasitelerini arttırmak için ekstra LP kompozit takviyesi gerektiği ve güçlendirilmiş eleman dayanımlarını hesap eden modellerin temelde aynı konsepte dayandığı (ε_{fe}) vurgulanmıştır. LP kompozitlerin uzun süreli özellikleri ve betona aderansı gibi durabilite açısından çok önemli olan faktörler üzerine daha fazla araştırma yapılması gerektiği söylenmiştir. Ye ve diğ. (2002), karbon lifli polimerler ile güçlendirilmiş kolonların davranışlarını incelemek için yedi numune test etmişlerdir. Lifli polimerin kolonun kesme kapasitesine katkısını hesaplamak için deney sonuçlarına dayanan bir model önermişlerdir. Furuta ve diğ. (2003), LP kompozitler ile (Sürekli Sarım) güçlendirilen betonarme kolonların kesme kapasitesini hesap eden bir model önermişlerdir. Lif gerilmeleri, kafes-kiriş modeli kullanılarak hesaplanmış olup, daha önce yapılan deney sonuçlarından faydalanılmıştır. 43 adet karbon LP ile güçlendirilmiş ve 22 adet aramid LP ile güçlendirilmiş numuneye ait veri kullanılmıştır. Söz konusu bu numunelerin boyuna donatılarının akmadığı rapor edilmiştir. Bu çalışmada, kullanılan LP kompozit oranı ile şekildeğiştirme enerjisi arasındaki ilişkiye bağlı olarak kesme kapasitesi tahmin edilmiştir. Tahmin edilen göçme şekillerinin deney sonuçları ile %70 oranında uyuştuğu gözlenmiştir. Ghobarah ve Galal (2004), 914 mm uzunluğunda, 305×305 mm enkesit alanına sahip üç adet kısa kolon numunesi (SC1, SC2 ve SC3) üretmişlerdir. Tüm numuneler için boyuna donatı olarak, sekiz adet 20 mm çaplı nervürlü donatı kullanılmıştır, ρ=0.026. SC1 ve SC2 numunelerinde 0.0024 ve SC3 adlı numunede 0.005 oranında enine donatı kullanılmıştır. SC2 ve SC3 numuneleri üç kat karbon LP kompozit kullanılarak güçlendirilmiştir. Güçlendirilen numunelerde, ezilecek beton sebebiyle kolon yüzeylerinde oluşması muhtemel şişkinliklerin önüne geçmek ve LP kompoziti etkin bir şekilde sargılamak amacıyla ankraj uygulaması yapılmıştır. Bu amaçla SC2 numunesinde, kolon dört noktadan delinerek 12 mm çaplı çelik çubuklar yerleştirilmiştir. Bu çelik çubuk uçlarına ise sekiz adet 75×150×6 mm boyutlarında çelik plaka her iki yüzden bolunlar yardımıyla sabitlenmiştir. SC3 numunesinde ise kolon yüzlerine açılan 75 mm derinliğe sahip deliklere karbon LP kompozitleri çiçek

şeklinde açılarak yapıştırılmıştır. Bu numuneler sabit eksenel yük ve yön değiştiren tekrarlı yatay yükler altında test edilmiştir. Deneyler sonucunda; referans numunede gevrek kesme göçmesi gözlenmiştir, enine donatı oranı yüksek olan (SC3) numunesinde gevrek kesme göçmesi gözlenmemiş, süneklik ve enerji yutma kapasitesinde ciddi bir artış sağlanmıştır. Enine donatı oranı düşük olan (SC2) numunesinde uygulanan ankraj detayı, sünekliği ve enerji yutma kapasitesini geliştirmiştir. Teng ve diğ. (2004), LP kompozitlerin kesme kapasitesine katkısını veren bir model oluşturmuş ve mevcut yönetmeliklerdeki modeller ile karşılaştırmıştır. Geleneksel güçlendirme metotlarının yanında, öngerilmeli LP şerit ve NSM (yüzeye yapıştırılan) LP çubuk kullanarak yeni iki teknik denemişlerdir. Tamamen yada üç tarafından sarılarak güçlendirilen numunelerde göçme LP kompozitlerin yırtılması ile gerçekleşirken, iki yüze yapıştırılarak güçlendirilen numunelerde göçme LP kompozitlerin sıyrılması ile oluşmuştur. Önerilen modelden elde edilen sonuçların deney sonuçlarıyla uyuştuğu görülmüştür. Nesheli ve diğ. (2004) LP ile güçlendirilmiş kesme açıklığının kesit faydalı yüksekliğine oranı 1.5 olan beş adet kolon üzerinde yaptıkları deneysel çalışmada aktif ve pasif sargılamanın kare en kesitli kısa kolonların deprem performanslarını artırmadaki etkilerini incelemişlerdir. Aktif sargılama kolon etrafına sarılan aramid lifleri ön gerilme verilerek uygulanmıştır. Referans numuneye göre pasif sargılamanın kolon kesme kuvveti kapasitesini artırdığı görülmüştür. Ayrıca aktif sargılamanın pasif sargılamadan daha etkili olduğu görülmüştür. Zhang ve Hsu (2005), 11 adet betonarme kiriş üretmişlerdir. 152×229 mm (genişlik×yükseklik) en kesite sahip numunelerden beş adedi 1220 mm, altı adedi ise 1830 mm uzunluğa sahiptirler. Üç adet numune hiç bir güçlendirme işlemine tabi tutulmadan referans davranışı görmek amacıyla test edilmiştir. Sekiz adet numune kiriş eksenine göre sırasıyla 0^0, 45^0 ve 90^0 açılarla uygulanan karbon LP kompozit şeritler ile güçlendirilmiştir. Ayrıca, her iki gruptan birer numune her iki yüze ağ şeklinde karbon LP kompozitler yapıştırılarak güçlendirilmiştir. Deney sonuçlarına göre, uygun güçlendirme detayı

seçildiği takdirde süneklik ve en büyük kesme dayanımı açısından önemli ölçüde artış sağlanabileceği vurgulanmıştır. Şeritler ile güçlendirilen numunelerde göçme, beton yüzünden şeritlerin sıyrılması ile gerçekleşirken, her iki yüze ağ şeklinde karbon LP uygulanan numunelerde göçme, karbon LP kompozit liflerinin kopması ile gerçekleşmiştir. Sonuç olarak, ağ şeklinde uygulamanın kesme dayanımını daha fazla artırdığı ve diyagonal şerit uygulamasının (enine şerit uygulamasına kıyasla) kesme çatlaklarının ilerlemesini engellemede daha başarılı olduğu gözlenmiştir. Galal ve diğ. (2005), yedi adet 2/3 ölçekli kolon deneylerinde lifli polimerlerin kolonların kesme kapasitelerinin artırılabileceğini belirtmişlerdir. Ayrıca ankraj uygulamasının numunelerin kesme ve enerji yutma kapasitelerini artırdığını gözlemişlerdir. Galal (2007), lifli polimerler ile güçlendirilmiş kısa kolonların yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisini tahmin etmek için kullandıkları analitik bir modelin sonuçlarını deney sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Literatürdeki test sonuçları ile karşılaştırıldığında analitik modelin iyi sonuçlar verdiğini görmüşlerdir.

2.2 Güçlendirilmiş Beton Panellerin Kayma Davranışları Üzerine Yapılan Çalışmalar

Bu bölümde güçlendirilmiş beton panellerin kesme etkileri altındaki davranışları ile ilgili yapılan çalışmalara değinilecektir. Ayrıca çelik lifli yüksek performanslı betonlar ile ilgili yapılan çalışmalara da değinilecektir.

Panel elemanlara kesme etkilerini aktarmak için ASTM E519 (2002) standardı noktasal yükleme yapılmasını önermektedir. Bu tür deneyler ile ilgili detaylar ASTM E519 (2002) isimli standartta bulunabilir. ASTM E519 (2002) standardı ebatları 1.2×1.2 m olan elemanları kapsamaktadır. Deney elamanının ebatlarının daha da küçülebileceği belirtilmektedir. Yapılan çalışmaların azlığından dolayı ASTM E519 (2002) standardı boyut etkisi konusunda bir şey söylenemeyeceğini belirtmektedir. Her farklı numune için en az üç adet numune denenmesi gerektiğini belirtmektedir.

Yükleme başlığı uzunluğunun numune kenar boyutunun en büyük 1/8'i kadar olması gerektiği belirtilmektedir. Bu tür deneyler ile ilgili daha önce çeşitli araştırmacılar tarafından yapılan çalışmalardan bazılarına aşağıda değinilmeye çalışılmıştır. Bu tür deneyler genelde dolgu duvarların kayma davranışını incelemek için yapılmıştır. Aşağıda beton ve betonarme elemanlar için yapılan çalışmalar öncelikle verilmiştir. Collins ve diğ. (1985), numune boyutları 890×890×70 mm ve beton dayanımı 20 MPa dolaylarında olan dört adet betonarme panelin kayma davranışını incelemişlerdir. Deneylerin amacı farklı araştırmacılar tarafından önerilen analitik hesaplamaların betonarme panellerin nihai dayanımlarını ve yük-yerdeğiştirme ilişkilerini tahmin performanslarını değerlendirmektir. Deney düzeneği üç adet rijit bağ eleman ve 37 adet hidrolik yük verenin oturduğu çelik bir çerçeveden oluşmaktadır. Bu şekilde numunede gerçeğe yakın kesme gerilmeleri elde edilmeye çalışılmıştır. Sonuç olarak analitik modellerin nihai kesme dayanımlarını ve kesme şekildeğiştirmelerini deneysel sonuçlardan daha yüksek tahmin ettiklerini gözlemişlerdir. Vecchio ve Nieto (1991) betonarme panellerin kesme-sürtünme davranışını incelemek için beton dayanımları 30 MPa dolaylarında olan altı adet betonarme paneli düzlem içi monoton artan yükler altında test etmişlerdir. Boyutları 890×890×70 mm olan panellerde 6 mm çapında donatılar kullanılmıştır. Yerdeğiştirmeler her iki yüzde boyuna, enine ve her iki diyagonal doğrultuda LVDT (lineer vertical displacement transducer)'ler ile ölçülmüştür. Sonuç olarak değiştirilmiş basınç alan teorisinin (modified compression field theory) betonarme panellerin kesme davranışlarını iyi temsil ettiği görülmüştür. Itoh ve diğ. (2000), Beton dayanımı 20 MPa olan altı adet, beton dayanımı 50 MPa olan altı adet ve harç dayanımı 50 MPa olan altı adet betonarme panelin kayma davranışlarını incelemişlerdir. Numune boyutları 300×300×25 mm'dir. Ölçüm sistemi için kullanılan LVDT'lerin kenara olan uzaklığı 50 mm'dir. LVDT'lerden dört adedi numune kenarlarına paralel olarak, bir adedi uzama yerdeğiştirmelerini ölçecek şekilde diyagonal doğrultuda yerleştirilmiştir. Mosalam ve diğ. (2003), yapısal

çeliklerle desteklenmiş hafif betonarme duvarların yapısal davranışlarını deneysel ve analitik olarak incelemişlerdir. Ayrıca betonarme duvarların sargılanması için çeşitli güçlendirme detaylarını deneysel olarak incelemişlerdir. En etkili güçlendirme detayını üç boyutlu sonlu eleman analizi ile de incelemişlerdir. Deneysel çalışma üç aşamalı olarak gerçekleştirilmiştir. Birinci aşamada hafif betonarme (LWRC) duvarların düzlem içi gevrek göçme davranışını incelemek amacı ile 14 adet 137 cm boyutlarında 46 cm genişliğinde kare paneller üzerine deneyler yapmışlardır. Ayrıca bu aşamada üç adet sargılama tekniği de incelenmiştir. İkinci aşamada, LWRC duvarlar püskürtme beton ile kalınlaştırılarak pasif bir sargılama sağlanmıştır. Bu şekilde uygulanan güçlendirme tekniğinin performansını incelemek için 10 adet 152 cm kare panel üzerinde deneyler yapmışlardır. Birinci ve ikinci aşamada yükleme elemanların diyagonalleri doğrultusunda yapılmıştır. Bu yüklemenin amacı duvarlarda yatay yükler altında diyagonal yönde oluşan basınç çubuğunu temsil etmektir. Son olarak üçüncü aşamada 1/3 ölçekli tipik üç numune denenmiştir. Bu çalışmada sadece birinci safha olarak isimlendirilen deneylere değinilmiştir. Yükleme diyagonal doğrultuda çelik bir başlık aracılığı ASTM E519 (2002) standardında belirtilen detaylara uygun bir şekilde yapılmıştır. Etki eden yük, kayma şekildeğiştirmesi, düzlem dışı yerdeğiştirme ve toplam düşey yerdeğiştirmeyi ölçmek için yükölçer ve yerdeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Kanakubo ve Shindo (1997), lifli polimerler ile güçlendirilmiş plakların temel davranışlarını incelemek amacı ile toplam 11 adet numune üzerinde kayma deneyleri yapmışlardır. 300×300×15 mm boyutlarındaki paneller iki, üç ve dört doğrultuda örülmüş karbon ve aramid polimer lifler ile güçlendirilmişlerdir. Vecchio ve Collins (1986) tarafından önerilen değiştirilmiş basınç–alan teorisi kullanılarak lifler ile güçlendirilmiş panellerin davranışları analitik olarak hesaplanmıştır. Kayma gerilmesi–kayma şekildeğiştirmesi arasındaki ilişki çekme yumuşaması da (tension softening) göz önüne alınarak analitik olarak elde edilmiştir. Sonuç olarak analitik verilerin deney sonuçlarına yakın olduğu görülmüştür.

Dolgu duvarların kayma davranışını incelemek üzere yapılan çok sayıda çalışma vardır. Bu çalışmalardan sadece bazılarına değinilmiştir. Gabor ve diğ. (2005), duvarlar üzerinde yaptıkları deneylerde duvar numunelerine bir başlık aracılığı ile noktasal yük uygulamışlardır. Dakhakhnia ve diğ. (2006), büyük deney elemanlarında kayma gerilmelerini çelik bir çerçeve yardımı ile oluşturmuşlardır. Numune boyutları 1100×1100 mm'dir. Meydana gelebilecek düzlem dışı yerdeğiştirmeyi önleyebilmek için yükleme düzeneğine her iki yüzünden bağlantılı olmak üzere toplam dört adet L 6×6×3/8 köşebent kullanılmıştır. Deneyde dolgu duvarlardaki yerdeğiştirmeler numune üzerine yerleştirilen LVDT'ler ile okunurken çelik çerçevelerdeki yerdeğiştirmeler çerçevede kritik görülen bölgelere yerleştirilen ekstansometreler ile ölçülmüştür. Valluzzi ve diğ. (2002), dolgu duvarların LP ile kesmeye karşı güçlendirilmesini incelemişlerdir. Alternatif güçlendirme yöntemlerinin performanslarını incelemek için diyagonal kesme deneyleri yapmışlardır. Bu amaçla dokuz adet güçlendirilmemiş ve 24 adet güçlendirilmiş numune denemişlerdir. Numune boyutları 510×515×120 mm'dir. Numuneler kenar boyutları küçük ve tuğla dayanımı düşük olduğundan dolayı yükleme tarafındaki köşelerin basınç gerilmeleri altında ezilmelerini engellemek üzere bu köşeler daha büyük bir yükleme alanı oluşturacak şekilde kesilmiştir. Bu şekilde yükleri aktarmak için 120×120 mm ebadında düzlem bir alan oluşturulmuştur. Farklı güçlendirme detaylarının performanslarını dayanım ve göçme şekli bakımından karşılaştırmışlardır. Ayrıca deneysel sonuçlar en büyük kesme kapasitesinin tahmininde kullanılan mevcut formüllerin yeniden ayarlanmasında kullanılmıştır.

Yapı elemanlarının güçlendirilmesinde ileri teknoloji ürünü olan çimento esaslı kompozitlerin kullanımı oldukça yeni bir konudur. Özellikle, son yıllarda beton teknolojisindeki ilerlemeler doğrultusunda, çok yüksek dayanıma sahip özel betonların üretilmesine olanak sağlanmıştır. Ancak, yüksek dayanımlı betonlar tipik olarak gevrek davranış sergiler. Yapılan çalışmalarda, bu olumsuzluk, beton

karışımının içine lifler katılarak giderilmeye çalışılmıştır. Böylece; lif donatılı çimento esaslı kompozit (FRCC), lif donatılı beton (FRC), lif donatılı harç (FRM), sünek lif donatılı çimento esaslı kompozit (DFRCC), yüksek performanslı lif donatılı çimento esaslı kompozit (HPFRCC), yüksek oranda ağ şeklinde çelik tel içeren çimento bulamacı (SIMCON), yüksek oranda kısa kesilmiş çelik tel içeren çimento bulamacı (SIFCON), reaktif pudra betonu (RPC) ve tasarlanmış çimento esaslı kompozit (ECC) gibi yeni malzemeler geliştirilmiştir, (Swamy, 1974 ve Taşdemir ve diğ., 2004). Lif katkılı çimento esaslı kompozitlerde en çok kullanılan lif türleri; metalik, mineral ve polimerik liflerdir. Çelik lif katkılı kompozitlerin üretimi ve kullanım alanları üzerine yürütülen pek çok çalışma sonucunda; çelik lif kullanımının, eleman davranışını özellikle süneklik ve enerji yutma kapasitesi bakımından oldukça iyileştirilebildiği birçok araştırmacı tarafından gözlenmiştir, (Falkner ve diğ., 1995, Vandewalle, 1996, Eren ve Çelik, 1997, Krstulovic ve Shannag, 1999, Taşdemir ve diğ., 2002, Bayramov ve diğ., 2004, Özyurt ve diğ., 2005). Çelik lif katkılı kompozitlerin güçlendirme alanında kullanımı üzerine yapılmış çalışmalar ise oldukça sınırlı sayıdadır (Shannag ve diğ., 2001 ve 2002, Dogan ve Krstulovic-Opara, 2003, İlki ve diğ. 2009). Bu çalışmaların tümünde, çelik lif katkılı kompozitler kullanılarak güçlendirilmiş elemanların; dayanım, süneklik, çatlak kontrolü ve enerji yutma kapasitesi özelliklerinde iyileşme sağlanmıştır. Ancak, karışımların işlenebilirliğindeki zorluklar nedeniyle, yerinde döküm güçlendirme uygulanması sırasında oldukça büyük sıkıntı yaşandığı gözlenmiştir. Çimento esaslı kompozitlerin ön üretimli panel olarak üretilip betonarme elemanların yüzeyine yapıştırma ile güçlendirme yöntemi çok yeni bir yaklaşımdır. Bu doğrultuda; Alaae ve Karihaloo (Alaee, 2002, Alaee ve diğ., 2002, Alaee ve Karihaloo, 2003) yaptıkları çalışmalarda, betonarme kirişleri öndöküm kompozit (CARDIFRC) panellerle dışarıdan sararak güçlendirmiş ve kirişlerin eğilme ve kesme kapasitelerinde önemli oranda iyileşme elde etmiştir. Kolon güçlendirilmesi için ön üretimli paneller ilk defa İlki ve diğ. (2004) tarafından kullanılmıştır. Yılmaz

(2004), İlki ve diğ. (2004) ve İlki ve diğ. (2009) yaptıkları çalışmalarda, düşük dayanımlı kolon elemanların sarılma bölgelerini, öndöküm yüksek performanslı çelik lifli beton panellerle sararak eğilmeye karşı güçlendirmiş, dayanım ve özellikle süneklik açısından oldukça iyi bir davranış sağlamışlardır. Akgün (2005), Göray (2005) ve İlki ve diğ. (2006) yetersiz dayanıma sahip, dikdörtgen en kesitli, beton elemanların yan yüzlerini dört taraftan HPFRCC paneller yapıştırarak güçlendirmiş ve monoton yada tekrarlı artan eksenel yükler altında denemişlerdir. Deney sonuçları güçlendirilen numunelerin eksenel yük kapasitelerinin ve sünekliklerinin artığını göstermiştir.

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 dolayı iç kolon-kiriş birleşim bölgelerine göre kesme kuvveti kapasiteleri daha azdır. Kenar kolon-kiriş birleşim bölgelerinde birleşim bölgesine birleşen kirişler devam etmediğinden dolayı 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 kapsam dahilinde değinilecektir. Kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışı ve güçlendirilmesine yönelik birçok çalışma yapılmıştır. Bu iki konuya aşağıdaki iki bölümde değinilmiştir.

2.3.1 Güçlendirilmemiş kolon-kiriş birleşim bölgeleri

Güçlendirilmemiş kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışlarını incelemek üzere yapılmış çok sayıda deneysel ve teorik çalışmalar vardır. Buna karşın deprem etkilerini karşılayacak şekilde tasarlanmamış olan kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışlarını incelemek üzere yapılan çalışma sayısı çok daha azdır. Bu literatür özeti kapsamında yapılacak olan tez çalışmasına yön vermesi açısından daha çok bu çalışmaların üzerinde durulmuştur. Hanson ve Conner (1967) ve Hanson (1971) kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışlarının incelenmesi amacı ile ilk deney yapanlardandır. Yaptıkları çalışmada yedi adet tam ölçekli dış kolon kiriş birleşim bölgesi numunesi ile kolon eksenel yükü, birleşimdeki etriye miktarı ve enine kirişlerin birleşim davranışı üzerindeki etkilerini incelemiş ve deprem etkileri altında birleşim bölgesine yerleştirilmesi gereken etriye miktarını belirlemeye çalışmışlardır. Marques ve Jirsa (1975) ve Soroushian ve diğ. (1988) birleşim bölgesine gömülmüş kancalı nervürlü kiriş boyuna donatılarının çekip çıkarma davranışlarını incelemişlerdir. Marques ve Jirsa (1975), kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesine 90^0 ve 180^0 ile gömülmesinin davranışı etkilemediğini gözlemişleridir. Ayrıca kolon eksenel yükünün birleşim bölgesine gömülen kiriş boyuna donatısının sıyrılma davranışı üzerine çok etkili olmadığını görmüşlerdir. Soroushian ve Choi (1991) kolon-kiriş birleşim bölgesine düz olarak gömülmüş nervürlü kiriş boyuna donatısının davranışını incelemişlerdir. 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-derece 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), birleşimdeki etriye ve boyuna donatı miktarı, kolon eksenel yükü, birleşim bölgesi geometrisi ve enine kiriş olup olmaması gibi birçok parametrenin birleşim bölgesinin davranışı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Çalışmada ayrıca daha önce konu ile ilgili yapılan çalışmalar verilmiştir. Deneyler sonucunda birleşim bölgesinde ilk eğik çatlağın numune kapasitesinin yarısında oluştuğunu gözlemişledir. Birleşim bölgesindeki beton kesme kuvveti kapasitesinin eğik çatlağın oluşma kapasitesinden daha büyük olduğu ve eğik çatlaktan sonra birleşim bölgesindeki betonun agrega kilitlenmesi (sürtünme) ve etriye sargılaması ile yük taşıdığını gözlemişlerdir. Çatlama dayanımının kolon eksenel yükü ve yanal kirişin bulunması ile artığını gözlemişlerdir. Birleşim bölgesinin kesme davranışının kirişin kesme davranışı ile aynı olmadığını çok açık olarak gözlediklerini belirtmişlerdir. Çalışmaları sonucunda birleşim bölgesindeki enine ve boyuna donatıların ve birleşim bölgesine her iki enine yönde birleşen kirişlerin birleşim bölgesinin kesme dayanımını artırdığını görmüşlerdir. Etriye miktarının artması ile kesme kapasitesinin doğrusal olarak artmadığını gözlemişlerdir. Beton basınç dayanının artması kesme dayanımını artırdığı fakat artışın doğrusal olmadığını belirtmişlerdir. Buna karşılık kolon eksenel yükünün ve birleşim bölgesi geometrisinin birleşim bölgesinin kesme dayanımı üzerinde bir etkisi olmadığını gözlemişlerdir. Ehsani ve Wight (1985) enine kiriş ve döşemenin birleşim bölgelerinin davranışı üzerideki etkilerini incelemek üzere enine kiriş ve döşemesi olan altı numuneden oluşan bir deneysel çalışma yapmışlardır. Deneysel sonuçlardan enine kirişin birleşimdeki kayma gerilmelerinin bir kısmını aldığı gözlenmiştir. Ayrıca enine kirişlerin birleşimde ilave sargılama etkisi yaptığı gözlenmiştir. Bunlar da birleşim bölgesinin davranışını iyileştirmektedir. Daha sonra Ammerman ve French (1988), Zerbe ve Durani (1990) ve Yalçin 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. Pessiki ve diğ. (1990), tarafından yapılan deneylerde birleşim bölgesine kesme donatısı konulmamış ve birleşim bölgesinde altta bazı numunelerde sürekli bazılarında ise süreksiz donatı konulmuştur. Deneyler sonucunda göçme durumunda birleşim bölgesinde yoğun kesme çatlakları gözlenmiştir. Buna karşılık alttaki boyuna donatısı sürekli olmayan kirişlere sahip birleşim bölgesi üzerine yaptıkları deneylerde göçmenin tekrarlı yükler altında boyuna donatının sıyrılmasından meydana geldiğini görmüşlerdir. Kaku ve Asakusa (1991), kirişlerin akma durumundaki kayma gerilmelerinin birleşim bölgesi kayma gerilmelerine oranları 0.50'den küçük olan numuneler üzerinde yaptıkları deneylerde çoğu birleşim bölgesinin kesmeden göçtüğü gözlenmiştir. Kayma şekildeğiştirmesi %0.8'i aştıktan sonra kayma deformasyonlarının aniden arttığı görülmüştür. Tsonos ve diğ. (1992) eğik donatıya sahip dış kolon-kiriş birleşim bölgesinin davranışını incelemek amacıyla 20 adet yaklaşık tam ölçekli numune denemiştir. Deney numunelerinde kullanılan betonun dayanımı 20-37 MPa arasındadır. Toplam 20 numune 8 seri halinde üretilmiştir. Numuneler birleşim bölgesinde geleneksel donatıya sahip numuneler ve birleşim bölgesinde eğik donatıya sahip numuneler olmak üzere birleşimdeki donatı detayına göre iki tip olarak üretilmiştir. Deney sonuçları, birleşim bölgesinde çapraz olarak konan eğik donatı kullanımının, dış birleşim bölgesinin deprem dayanımının arttırılması için kullanılabilecek en etkili yöntemlerden biri olduğunu göstermiştir. Beres ve diğ. (1992) birleşim bölgesinde beton tarafından karşılanan kesme kuvvetinin ACI-ASCE 352R (1976)'da verilen denklem ile bulunandan çok daha yüksek çıktığını gözlemişlerdir. Higazy ve diğ. (1996), birleşim bölgesinin düşük eksenel basınç ve eksenel çekme altındaki davranışını incelemek amacıyla 6 adet normal ve yüksek dayanımlı birleşim bölgesini sarsma tablası olanaklarını kullanarak denemişlerdir. Normal dayanımlı birleşim bölgelerinde beton dayanımı ortalama 28 MPa, yüksek dayanımlı birleşim bölgelerinde ise ortalama 42 MPa olarak ölçülmüştür. Bir kirişin ucu sarsma

tablasına bağlanarak yerdeğiştirme kontrollü tekrarlı yük verilmiştir. Diğer kirişin birleşim bölgesi dışındaki ucu mesnetlenmiştir. Kolonun ucuna sabit eksenel yük yüklenmiştir. Numunelerden bir kısmına %5 eksenel çekme uygulanırken diğerlerine %5 eksenel basınç uygulanmıştır. Sonuç olarak kolon eksenel yükünün birleşim bölgesinin davranışı üzerinde etkili olduğu gözlenmiştir. Kolon eksenel yükünün çekme olması durumunda süneklikte, birleşim bölgesi kesme dayanımında ve enerji yutma kapasitesinde bir azalma olduğu gözlenmiştir. Vollum (1998) yaptığı deneysel ve kuramsal çalışmada dış birleşim bölgelerinin kesme dayanımları için tasarım formülleri önermiştir. Tsonos (2000), birleşim bölgesinde boyuna etriye etriyelerin (kolon eksenine paralel yönde yerleştirilen 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) mevcut eski tip yapılarda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışlarını incelemek üzere altı iç ve dış kolon-kiriş birleşim bölgesi denemişlerdir. Boyuna donatılar için nervürlü ve enine donatılar için düz yüzeyli donatı kullanılmıştır. Birleşim

bölgesinde enine donatıları olmayan eski tip kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme dayanımının 0.17f'c olduğunu belirtmişlerdir. Birleşim bölgesinin kesme dayanımının azalmasını numunenin yerdeğiştirme sünekliği ile ifade etmişlerdir. Kiriş boyuna donatısının birleşim bölgesine ankrajının birleşim bölgesi kesme dayanımına etkisini incelemek üzere Kuang ve Wong (2006) tarafından beş adet numuneyi kapsayan deneysel bir çalışma yapılmıştır. Deneysel çalışmada kiriş boyuna donatılarının ankrajı birleşim bölgesine 90^0 bükülerek oluşturulan gönyeler ile sağlanmaya çalışılmıştır. Deneysel çalışmada parametreler gönyenin uzunluğu ve gönyenin birleşim bölgesi içine doğru veya dışına doğru bükülmesidir. Gönyeleri birleşim bölgesi dışına doğru bükülen numunede birleşim bölgesi kesme dayanımının diğer numunelere göre çok daha düşük olduğu görülmüştür. Buna karşılık bu numunenin yatay yük kapasitesini %4 öteleme oranına kadar koruduğu görülmüştür. Murty ve diğ. (2003)'de yaptıkları 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 90^0 gönye ile bükülmüş ve bu gönyelerin alt ve üst kat donatıları arasında sürekli olması için üst kat donatısı birleşim bölgesinde iki kere 90^0 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 90^0 bükülmüştür. R detayının Q detayından tek farkı gönye boylarının daha uzun olmasıdır. S detayında kiriş üst donatıları birleşim bölgesinde 90^0 bükülerek gönye yapılırken alt kat donatıları için 90^0 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, 2007). Pampanin ve diğ. (2002) altı adet birleşim bölgesi test etmişlerdir. Bunlardan iki adedi dış kolon-kiriş birleşim bölgesidir. Numuneler normal dayanımlı beton (20 MPa) ve düz yüzeyli donatı ile üretilmişlerdir. Düz yüzeyli kiriş boyuna donatıları kirişin birleşim bölgesine birleştiği yüzeyin karşısındaki yüzeye kadar uzatılmış ve donatıların uçları 180-derece bükülmüştür. Bu tür kancaya sahip ve düz yüzeyli donatılı birleşimlerin kesme dayanımının öteleme oranı ile azalmasını ifade eden bir model önermişlerdir. Bu tezin konusu dahilinde olan mevcut eski tip yapılarda düz donatı kullanılması düz donatılar ile ilgili yapılan çalışmaların gözden geçirilmesini gerekli kılmıştır. Bu çalışmaların bir kısmına ilgili bölümlerde detaylı olarak değinilmiştir. Fib Bulletin 24 (2003) yönetmeliğinde eski tip kolon-kiriş birleşim bölgeleri ile ilgili detaylı bilgi verilmektedir. NZSEE (2006) Yeni Zelanda deprem yönetmeliğinde birleşim bölgesinin kesme kapasitesi için kolon eksenel yükünün etkisini dikkate alan ve Mohr dairesi kullanılarak asal gerilmelerden bulunan bir denklem verilmiştir. Kiriş boyuna donatısının kolon-kiriş birleşim bölgesinde iki farklı ankrajlanma durumu için birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesinin azalması eğrilik sünekliğine bağlı olarak ifade edilmiştir. Birleşim bölgesi kesme dayanımı için verilen formüller mekanikte asal gerilmelere dayandırılmıştır. Birleşim bölgelerinin davranışı ile ilgili yapılan diğer bir çalışmada Hakuto ve diğ. (1999) tarafından yapılan çalışmadır. Bu çalışmada, farklı kanca ve ankraj durumları için birleşim kesme dayanımının öteleme oranı ile değişimi hakkında bilgiler verilmektedir. Düz yüzeyli donatı üzerine yapılan ilk çalışmalardan biri ve en geniş kapsamlısı Abrams (1913) tarafından 1913 yılında yapılan çalışmadır. 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. 90^0, 135^0, 180^0, 225^0, 270^0 olmak üzere beş farklı açıya sahip kanca türleri incelenmiştir. Kanca açısı ve kanca boyu düşünüldüğünde her donatı tipi için 44 farklı kombinasyon denenmiştir. Deneylerden elde edilen en önemli sonuçlar şunlardır; 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 kayma 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 düğüme 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)'daki 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 (Pantazopoulou ve Bonacci,

1994, Elmorsi, 1998). Yapılan kuramsal çalışmalar Paulay ve diğ. (1978), Kanada ve diğ. (1984), Kitayama ve diğ. (1986), Leon (1990), Biddah ve Ghobarah (1999), Shiohara (2001), Hegger ve diğ, (2003), Lowes ve Altoontash (2003), Attaalla (1997, 2004), Mitra ve Lowes, (2007), Lykidis ve Spiliopoulus (2008), Haacha ve diğ. (2008), Anderson ve diğ. (2008)'i kapsamaktadır.

2.3.2 Güçlendirilmiş kolon-kiriş birleşim bölgeleri

Betonarme yapıların kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem yükleri altındaki davranışını incelemek üzere çok sayıda çalışma yapılmıştır. Ancak kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesini konu alan çalışma sayısı bir hayli sınırlıdır. Bu çalışmalardan bu tez çalışması için önemli görülenlerin birçoğuna aşağıda değinilmiştir.

Migliacci ve diğ. (1983), çelik bir iskelet ile güçlendirilmiş betonarme dış birleşim bölgesi davranışı üzerine deneyler yapmışlardır. Çelik iskelet oluşturmak için, kolon köşelerine çelik korniyerler enine doğrultuda yerleştirilmiş ve bu korniyerler ince çelik şeritler ile birleştirilmiştir. Kolon ve kirişteki sargılamanın etkisini arttırmak için ince çelik şeritler uygulamadan önce ısıtılmış böylece yapışma sonrası betonarme elemana aktif yanal basınç uygulanması sağlanmıştır. Deney sonuçları çelik sargılamanın dayanım ve enerji yutma kapasitelerini arttırdığını göstermiştir. 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. Estrada (1990), birleşim bölgesine birleşen kiriş yüzeylerine ankraj çubukları ile çelik şeritler yapıştırmış, birleşim bölgesinde kolonun her iki tarafına yapılan ve çelik elemanlardan oluşturulan guseleri de ankraj çubukları ile birbirine bağlamıştır. Bu güçlendirme uygulaması kiriş alt donatısının birleşimdeki kenetlenme boyu yetersiz olmasına rağmen donatının akmaya ulaşmasını sağlamaktadır. Ayrıca bu

güçlendirme eğilme kapasitesini artırmaktadır, fakat eğilme kapasitesi artışının sağlanabilmesi için kirişin kesme kapasitesinin yeterli olması gerekmektedir. Alcocer ve Jirsa (1991), beton ve çelik lamalar ile sarılarak güçlendirilmiş dört adet birleşim bölgesini denemişlerdir. Burada birleşim bölgesini çelik ve beton ile sarmak için döşemede delikler açılması gerekmektedir. Güçlendirme detayında kolon ve kirişlerin etrafında boyuna ve enine donatılar yanında birleşimi sarmak için kaynaklanmış kancalar ve şeritlere de ihtiyaç olmaktadır. Uygulaması oldukça zahmetli görünen bu güçlendirmenin numunenin davranışını zayıf kolon-kuvvetli kiriş davranışından kuvvetli kolon-zayıf kiriş davranışına dönüştürdüğünü gözlemişlerdir. Beres ve diğ. (1992), iki farklı güçlendirme detayı üzerine araştırma yapmışlardır. Birinci detay iç birleşimlerin kirişlerindeki süreksiz donatıların sıyrılmasını önlemeye yönelik tasarlanmıştır. Birleşim bölgesinin her iki tarafındaki kiriş yüzeylerine U kesitli profiller cıvata ile bağlanmıştır. Kolonlarda delikler açılarak kiriş yüzeylerine monte edilen profiller demir çubuklar ile birbirine bağlanmıştır. Deney sonuçları bu detayın sıyrılmayı önlemede başarılı olduğunu, kesme dayanımını arttırdığını ve dayanım azalması oranını azalttığını göstermiştir. İkinci güçlendirme detayı ise dış birleşimlerde sıyrılmadan dolayı oluşan dayanım kayıplarını önlemeye yönelik tasarlanmıştır. Bu güçlendirme detayında kolon yüzeyine çelik plakalar ankre edilmiştir. Bu şekilde tasarlanan güçlendirme detayının birleşim bölgesinin dayanımını, başlangıç rijitliğini ve enerji yutma kapasitesini artırdığını gözlemişlerdir. 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. Biddah (1997), altı adet büyük boyutlu betonarme çerçeve birleşimini denemiştir. Numuneler ondüle çelik levhalar ile güçlendirilmiştir. Bu amaçla 2.8 mm ve 3.5 mm kalınlıklarında çelik saç levhalar ile ondüle çelik levhalar üretilmiş, birleşim bölgesi ve kolonlar bu saç levhalar ile sarılmıştır. Daha önce Priestley ve diğ. (1994b) tarafından gözlendiği gibi düz çelik levhalar ile sarılan kolonda çeliğin

sargı etkisini gösterebilmesi için betonun plastik bölgeye geçmiş olması gerekirken ondüle çelik saç ile sargılama durumunda sargı etkisi eksenel gerilmelerin daha az olduğu, betonun elastik bölgede olduğu süreçte başlamaktadır. Deney sonuçlarına göre ondüle çelik saç levhalar ile sarılarak güçlendirilen birleşim bölgesinin göçme modunun kesmeden eğilmeye dönüştüğü gözlenmiştir. Biddah ve diğ. (1997)'e göre ondüle çelik saç levhalar ile sargılama yanal genişlemeden kaynaklanan boyuna donatının burkulmasını ve sıyrılmasını önlemede de etkin olarak kullanılabilir. Pantelides ve diğ. (1997, 1999), köprü ayaklarının köprü kirişleri ile birleşim bölgesini lifli polimerler (LP) ile güçlendirmişlerdir. Sonuç olarak birleşim bölgesinin kesme kapasitesinin %30 arttığını gözlemişlerdir. Geng ve diğ. (1998) basit iç birleşimleri güçlendirmek için LP kompozitleri kullanmışlar ve sonuç olarak dayanım, rijitlik ve süneklikte artış görmüşlerdir. Fakat güçlendirme doğrudan birleşim bölgesi sarılarak değil, sadece kolon uçları sarılarak yapılmıştır. Castellani ve diğ. (1999) 2/3 ölçekli 2 katlı bir çerçeveyi sismik 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), LP ile güçlendirilmiş dış birleşim bölgesi üzerinde bir deneysel çalışma yapmışlar, güçlendirme sonrası, güçlendirilmemiş kontrol numunesine göre dayanımda, enerji yutma kapasitesinde ve rijitlik karakteristiklerinde önemli artışlar gözlemişlerdir. Gergely ve diğ. (2000) 14 adet karbon şeritler ile güçlendirilmiş 1/3 ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesini denemişlerdir. Birleşim bölgesine ve kirişe enine donatı yerleştirilmemiştir. Yapılan deneyler sonucunda karbon LP'nin birleşimin kesme kuvveti kapasitesini arttırdığı açıkça gözlenmiştir. Sonuç olarak LP kompozitlerin dış birleşim bölgesinin kesme kapasitesinin arttırılması için geçerli bir çözüm olabileceği düşüncesine varmışlardır. Mosallam (2000), 1/2 ölçekli altı numune denemiştir. Altı numuneden ikisi kontrol numunesi olarak kullanılmış, diğer dört numune LP ile güçlendirilmiştir. Deney

sonuçları LP kompozitlerin birleşim bölgesinin dönme rijitliğini, dayanımını ve sünekliğini arttırdığını göstermiştir. Güçlendirilmemiş numuneler ile karşılaştırıldığında güçlendirilen numunelerin süneklik ve dayanımlarının sırasıyla %42 ve %53 kadar arttığı gözlenmiştir. Ghobarah ve Said (2001), kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme kapasitesini arttırmak amacı ile birleşim bölgesini cam LP kullanarak güçlendirmişlerdir. Cam LP ile güçlendirilmiş birleşim bölgeleri denenmiş ve bu güçlendirmenin birleşim bölgelerinin kesme kapasitesini arttırdığı ve süneklik açısından davranışını iyileştirdiği gözlenmiştir. Amoury ve Ghobarah (2002), cam LP şeritleri kullanarak üç adet zayıf dış kolon-kiriş birleşim bölgesinden iki adedini güçlendirmişlerdir. Cam LP şeritler kolon ve kiriş yüzeyine yapıştırılmış, köşelerde çelik korniyerler ve bulonlar ile betona ankre edilmiştir. Bu şekilde güçlendirilen numunelerden TR1 numunesinde 0.004 şekildeğiştirme düzeyinde cam LP beton yüzeyinden ayrılmıştır. TR2 numunesinde CLP şeritlerin sayısı arttırılmış ve ankraj detayı biraz daha geliştirilmiştir. TR2 numunesinin kontrol numunesine göre yük taşıma kapasitesinde %100 ve enerji yutma kapasitesinde altı kat artış olduğu gözlenmiştir. Bu çalışmada birleşim bölgelerinde enine donatı kullanılmamıştır. Tsonos (2002), iki ve üç yüzünden mantolanmış hasarlı kolon-kiriş birleşim bölgelerinin tekrarlı yükler altındaki davranışlarını incelemiştir. Deney sonuçları dayanım, enerji yutma kapasitesi ve süneklik açısından iyileşme sağlandığını göstermiştir. Prota ve diğ. (2003), birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi için LP şeritleri ve LP donatıları kullanarak yeni bir güçlendirme detayı önermişlerdir. Araştırılan parametreler kolon eksenel yük düzeyi, LP'nin şerit veya donatı olarak kullanılmış olması ve LP donatısı miktarıdır. Tipik zayıf iç birleşim bölgesini temsil etmek için düşey yüklere göre tasarlanmış 10 adet numune inşa edilmiştir. Numunelerden iki adedi kontrol numunesi olarak kullanılmış, geri kalan numunelerde düşünülen güçlendirme teknikleri uygulanmıştır. Birinci tip güçlendirmede kolon yüzeyleri LP ile sarılmış ve kolon göçmesinin betonun ezilmesinden donatının akmasına geçmesi sağlanmıştır (üç numune kullanılmıştır).

İkinci tip güçlendirmede kolonlar karbon LP ile sarılmadan önce kolona boyuna doğrultuda LP donatıları eklenmiş ve göçmenin kolondan birleşime geçmesi sağlanmıştır (üç numune kullanılmıştır). Geri kalan iki numunenin birleşim bölgeleri de farklı birer detay ile güçlendirilmiştir. Sonuç olarak birinci, ikinci ve üçüncü tip güçlendirme için sırayla %10-26, %43-45 ve %44-75 oranlarında dayanım artışları elde edilmiştir. Antonopoulos ve Triantafillou (2003), LP kompozitler ile güçlendirilmiş kesme-kritik dış birleşim bölgelerinin sismik yükler altında davranışlarını incelemek için 18 adet 1/3 ölçekli numune denemişlerdir. Kesmeye karşı zayıf donatılı olan dış birleşim bölgelerinin dayanım, enerji yutma kapasitesi ve rijitlik karakteristiklerinin iyileştirilmesi için dıştan sarılmış LP kompozitlerin geçerli bir çözüm olduğu kanaatine varmışlardır. Mukherjee ve Joshi (2005), tekrarlı yükler altında LP ile güçlendirilmiş birleşim bölgelerinin performansını incelemek amacıyla deneyler yapmışlardır. Birleşim bölgesinde donatısı yeterli olan ve birleşim bölgesinde kenetlenme boyu eksik olarak donatılmış iki set numune hazırlanmıştır. Bu numunelere iki tip LP uygulaması yapılmıştır. Birinci tipte LP L şeklinde farklı kalınlıklarda sarılmış, ikinci tipte ise 25 mm genişliğinde 1.2 mm kalınlığında LP şerit ile kirişin rijitliği arttırılmıştır. Toplam yedi adet deney numunesinin sonuçlarına göre donatı detayından bağımsız olarak LP kompozitlerin birleşim bölgesinin davranışını iyileştirdiği ve karbon LP ile sarılmış numunelerin CLP ile sarılmış numunelerden daha rijit davrandıkları gözlenmiştir. Salloum ve Almusallam (2007), döşeme detayı da göz önüne alınarak üç boyutlu tasarlanan altı adet iç kolon-kiriş birleşim bölgesini karbon LP ile güçlendirerek birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesini ve numunenin sünekliğini artırmışlardır. Çalışmada enine kirişler göz önüne alınmadığından dolayı birleşim bölgesinin kalınlığı az olan döşeme plakasının dışındaki bölgeleri LP ile kaplayabilmişlerdir. Deneysel çalışma ile ilgili yaptıkları analiz ve parametrik çalışmalarda LP ile güçlendirilmiş birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesini tahmin etmeye çalışmışlardır. 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. Karayannis ve diğ. (2008), 20 mm kalınlığında betonarme mantolamanın etkinliğini yaptıkları deneysel bir çalışma ile incelemişlerdir. Yöntemin farklılığı manto kalınlığının çok az olmasıdır. Mantolamada 5.5 mm çapında düz yüzeyli donatı kullanmışlardır. Genel olarak numunelerin performanslarında iyileşme sağlanmıştır. Karayannis ve Sirkellis (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 ve birleşim bölgesi kesme kapasitesinin yetersizliğini 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)'de kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi üzerine çeşitli çalışmalar yapmışlardır.

3. KESME AÇISINDAN YETERSİZ BETONARME KISA KOLONLARIN LİFLİ POLİMERLER İLE DEPREME KARŞI GÜÇLENDİRİLMESİ

3.1 Kapsam ve Amaç

Depremlerden sonra gözlenen en büyük hasar sebeplerinden biri kısa kolon oluşumudur. Kısa kolonlar yüksek kayma gerilmelerine maruz kalırlar ve kayma dayanımları aşıldığında, bu elemanlarda gevrek göçme meydana gelir. Bu tür elemanların erken dayanım kaybına uğraması, yapının da yerdeğiştirme kapasitesini sınırlar. Deprem durumunda depremin talep edeceği yerdeğiştirmeleri karşılayamayan kısa kolonlara sahip binalarda gevrek göçme olması kaçınılmaz hale gelmektedir. Ayrıca bu elemanların yatay yük kapasiteleri kesme kapasiteleri tarafından sınırlandığından, eğilme kapasiteleri tam olarak kullanılamamaktadır. Kısa kolon oluşumu sonucu kolonların hasar görmesi ülkemizde sık görülen durumlardandır (Şekil 3.1). Bilindiği gibi kesme kuvvetleri kolonlarda beton ve enine donatı tarafından karşılanmaktadır. Ülkemizdeki mevcut yapılarda tipik olarak beton kalitesinin düşük olması (yaklaşık 10 MPa) (Koru, 2002) ve enine donatı aralıklarının çok fazla olması durumu daha da kötüleştirmektedir. Çalışmanın bu bölümünde kısa kolonların deprem durumunda performanslarını artırmak amacı ile yatay yük ve yanal öteleme kapasitelerini artırabilecek bir güçlendirme yöntemi deneysel ve kuramsal olarak incelenmiştir. Deneysel çalışma için 2/3 ölçekli toplam dokuz numune üretilmiştir. Numuneler ülkemizdeki durumu temsil etmek üzere düşük dayanımlı beton ve seyrek aralıklı etriye ile inşa edilmiştir. İnşa edilen numunelerden iki adedi referans numune olarak kullanılmış ve geri kalan yedi numune farklı yöntem ve malzemeler kullanılarak lifli polimerler (LP) ile güçlendirilmiştir. Orijinal halde denenen iki referans numuneden biri hafif diğeri ağır

hasara uğratılmıştır. Bu numuneler epoksi enjeksiyonu ve ezilmiş betonun onarım harcı ile değiştirilmesi gibi yöntemler ile onarılmıştır. Daha sonra bu numuneler farklı LP uygulamaları ile güçlendirilip test edilmiştir. Kuramsal çalışma kapsamında numune kapasiteleri mevcut bazı yönetmelikler tarafından verilen denklemler kullanılarak hesaplanmış ve deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bu bölümde ayrıca kesme kuvveti kapasitesinin hesabı için iki farklı yöntem uygulanmış ve kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi modellenmiştir. Deneysel çalışmanın bazı detayları Başeğmez (2007) ve İlki ve diğ. (2006) tarafından yapılan çalışmalarda bulunabilir.



Şekil 3.1 : 1999 Kocaeli depremi kısa kolon kesme hasarı (Doç. Dr. Alper İlki'nin arşivinden alınmıştır).

3.2 Deneysel Çalışma

3.2.1 Giriş

Depremlerde sıkça rastlanan önemli hasarlardan biri kısa kolon oluşumundan kaynaklanan kesme hasarıdır. Yapının en önemli taşıyıcı elemanlarından olan

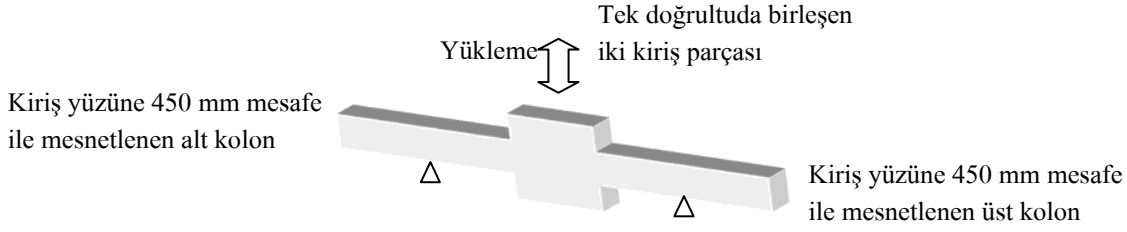
kolonların gevrek bir şekilde dayanımlarını kaybetmesi yapının göçmesine sebep olabilmektedir. Bölüm 2'deki literatür özeti incelendiğinde güçlendirilmiş kolonların davranışı üzerine az sayıda çalışma yapılmış olduğu görülmektedir. Güçlendirilmiş kısa kolonların davranışı üzerine yapılan çalışmalar daha da azdır. Düşük dayanımlı beton ve seyrek etriye kullanımı da göz önünde bulundurulduğunda konu ile ilgili yapılmış çalışma sayısı çok daha düşmektedir. Bu çalışmada denenen kolonların beton dayanımı düşünüldüğünde yapılmış benzer çalışma yoktur. Tez çalışmasının bu bölümü düşük dayanımlı beton ve seyrek etriyeye sahip ve LP ile güçlendirilmiş kısa kolonların deprem etkileri altında davranışlarını incelemek üzere gerçekleştirilmiştir. Çalışma, İstanbul Teknik Üniversitesi, Yapı ve Deprem Mühendisliği ve Yapı Malzemesi Laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir.

3.2.2 Numune üretimi ve malzeme deneyleri

3.2.2.1 Numune üretimi

Numuneler

Çalışma kapsamında toplam dokuz adet numune üretilmiştir. Özdeş iki kısa kolonu temsil eden numunelerde; her bir kısa kolon 450 mm boyunda, b=150 mm genişliğinde ve h=200 mm derinliğindedir. Bu kolonlara tek doğrultuda birleşen iki kiriş parçası ise 150 mm genişliğinde ve 600 mm yüksekliğindedir (Şekil 3.2).



Şekil 3.2 : Numunelerin genel görünümü.

Kolonlarda boyuna donatı olarak toplam dört adet 20 mm çapında nervürlü donatı, enine donatı olarak ise test bölgesinde s=200 mm ara ile 8 mm çapında düz yüzeyli

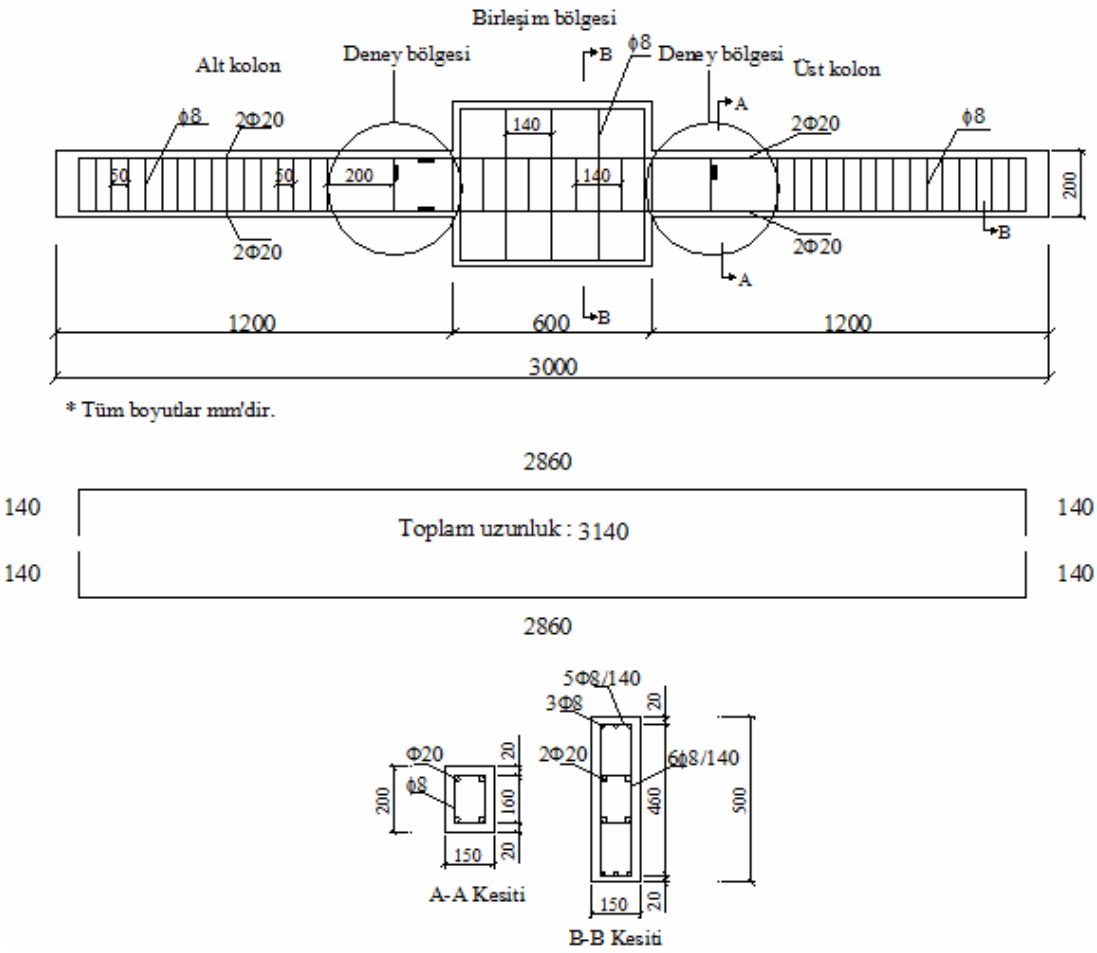
donatı kullanılmıştır. Değerlendirmeyi zorlaştırmamak üzere davranışın karmaşık olmaması ve hasarın beklenen deney bölgesinde (a, kesme açıklığında) yoğunlaşması istendiğinden kolon-kiriş birleşim bölgesinde ve mesnetlerde enine donatı aralıkları sıklaştırılmıştır. Birleşim bölgesinde enine donatılar birleşim kesitinden içeri doğru 20 mm mesafede başlamak suretiyle 140 mm ara ile yerleştirilmiştir. Mesnet bölgelerinde ise enine donatılar 50 mm ara ile yerleştirilmiştir. Enine donatıların kancaları, 90^0 açı ile ve kanca uzunluğu 100 mm olacak şekilde bükülmüştür. Net beton örtüsü (pas payı) enine donatı yüzünden dışa doğru 20 mm'dir. Dolayısı ile en dış basınç lifinin çekme donatısı merkezine olan mesafesi d=162 mm (200-20-8-8) olmaktadır. Test bölgesinde Denklem 3.1 ile hesaplanmış olan boyuna donatı oranı $\rho = 0.04$ ve Denklem 3.2 ile hesaplanmış olan hacimsel enine donatı oranı ρ_{sh}=0.005'dir. Bu bağıntılarda A_s çekme donatısı kesit alanı, $A_s^{'}$ basınç donatısı kesit alanı, b kesit genişliği, h kesit yüksekliği, b_c çekirdek kesit genişliği, h_c çekirdek kesit yüksekliği, s enine donatı aralığı ve ϕ_e enine donatı çapıdır.

$$\rho = \frac{A_s + A_s^{'}}{b.h} \qquad \textbf{(3.1)}$$

$$\rho_{sh} = \frac{\frac{\pi\phi_e^2}{4} 2(b_c + h_c)}{b.h.s} \qquad \textbf{(3.2)}$$

Numune donatı detayı Şekil 3.3'de gösterilmiştir. Bu çalışma kapsamında numunelerin ikisi orijinal olarak denenerek referans numuneleri teşkil edilmiştir. Kalan numuneler doğrudan güçlendirilip test edilirken, referans numuneleri onarılıp güçlendirildikten sonra tekrar denenmiştir. Numunelerin genel özellikleri Çizelge 3.1'de verilmiştir. Bu çizelgede hacimsel lifli polimer oranı (ρ_{LP}) kolonun yüklendiği yöne paralel lifli polimerin kesit alanının toplamının kolon kesit alanına bölünmesi ile elde edilmiştir. Numunelerin kesit boyutları, boyuna ve enine donatı özellikleri ve kesme açıklığı belirlenirken; numunelerin kesme açısından yetersiz olması hedeflenmiş ve deney sonuçlarından hedeflenen amaca ulaşıldığı görülmüştür.

Numune isimleri verilirken, numunelerin özelliklerini yansıtacak ifadelerin kullanılmasına özen gösterilmiştir. Örneğin S-LS-C-1-1/2 isimli numunede, S kesme kritik numuneyi, LS düşük beton dayanımını, C güçlendirme için kullanılan kompoziti (Karbon LP), 1 kompozit ile sarım sayısını, 1/2 ise şeritler halinde kompozit sarımını ifade etmektedir. Aynı şekilde S-LS-O-2-R-R-G-1 isimli numunede, O orijinal numuneyi, 2 ikinci orijinal numuneyi, ilk R onarım işlemini, ikinci R güçlendirme işlemini, G güçlendirme için kullanılan kompoziti (Cam LP), 1 ise sürekli şekilde bir kat sarımı ifade etmektedir. S-LS-C-1-1/2, S-LS-G-1-1/2 ve S-LS-O-1-R-R-C-1/2 isimli numuneler 100 mm genişliğe sahip (w_f) şeritler ile mantolanmıştır. Şerit merkezinden diğer şerit merkezine net 200 mm (s_f) açıklık ile kompozit malzemeler uygulanmıştır. S-LS-G-1-2Sides numunesi kesme açıklığı

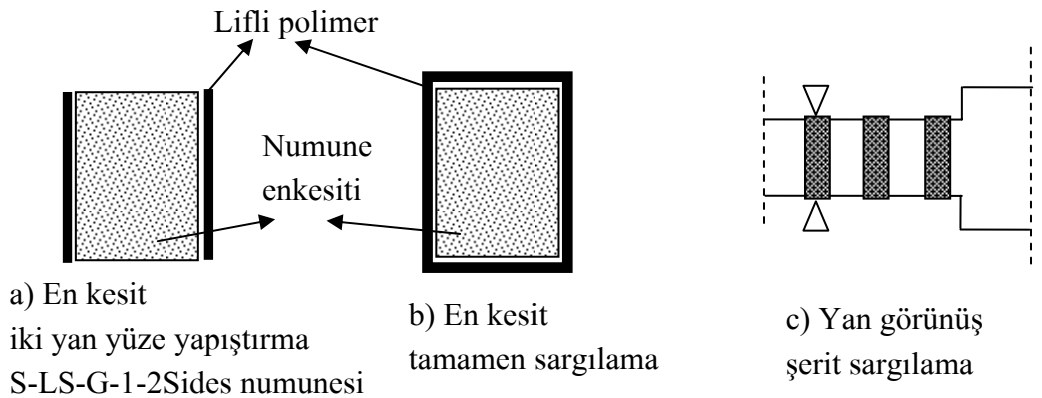


Şekil 3.3 : Numunelerde donatı detayı.

Çizelge 3.1 : Numune genel özellikleri.

Numune	Deney günü	Numune yaşı (gün)	Std. sil. basınç day. (MPa)	Güçlendirme detayı	ρ_{LP}	Ön hasar durumu
S-LS-O-1	20.06.05	332	10.9	-	-	
S-LS-O-2	11.08.05	384	11.0	-	-	
S-LS-G-1-2Sides	05.08.05	378	11.0	İki Yüze, 1Kat (Karbon LP)	0.0031	
S-LS-C-1-1/2	07.07.05	349	11.0	Şerit, 1Kat (Karbon LP)	0.0011	
S-LS-G-1-1/2	05.07.05	347	11.0	Şerit, 1Kat (Cam LP)	0.0015	
S-LS-C-1-1	25.07.05	367	11.0	Sürekli, 1Kat (Karbon LP)	0.0022	
S-LS-G-1-1	19.07.05	361	11.0	Sürekli, 1Kat (Cam LP)	0.0031	
S-LS-G-2-1	28.07.05	360	11.0	Sürekli, 2Kat (Cam LP)	0.0061	
S-LS-G-3-1	02.08.05	375	11.0	Sürekli, 3Kat (Cam LP)	0.0092	
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	10.08.06	748	11.0	Şerit, 1Kat (Karbon LP)	0.0011	ağır hasarlı- Şekil A.32
S-LS-O-2-R-R-G-1	08.08.06	746	11.0	Sürekli, 1Kat (Cam LP)	0.0031	hafif hasarlı- Şekil A.36

boyunca yalnızca iki yan yüzünden cam LP kompozit uygulanmak suretiyle güçlendirilmiştir. Diğer tüm numuneler kesme açıklığı boyunca sürekli şekilde karbon ya da cam LP kompozit ile çeşitli kalınlıklarda sargılanmıştır. Şekildeğiştirmeölçerin donatı yüzeylerine yapıştırılması, kalıbın hazırlanması ve beton dökümü ile ilgili detaylar Ek A.2.1'de verilmiştir. Şekil 3.4.a'da iki yan yüze yapıştırma ile güçlendirilen S-LS-G-1-2Sides numunesinin en kesiti şematik olarak verilmiştir. Şekil 3.4.b'de diğer numunelerin en kesiti verilmiştir. Şekil 3.4.c'de şerit



a) En kesit
iki yan yüze yapıştırma
S-LS-G-1-2Sides numunesi

b) En kesit
tamamen sargılama

c) Yan görünüş
şerit sargılama

Şekil 3.4 : Numunelerde LP uygulama detayları.

sargılama ile güçlendirilen numunelerin yan görünüşü şematik olarak verilmiştir.

Onarım ve güçlendirme

Onarım

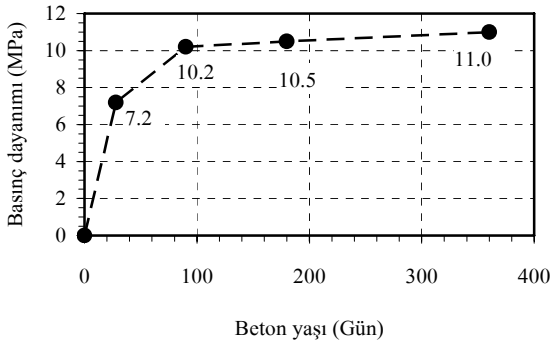
Çalışmanın bu bölümünün kapsamında, hasar görmüş yapı elemanlarının onarılıp, karbon ve cam LP kompozitler ile enine doğrultuda sarılarak güçlendirildikten sonra performanslarının incelenmesi de yer almaktadır. Bu amaçla daha önce orijinal olarak test edilen S-LS-O-1 ve S-LS-O-2 numuneleri onarılıp güçlendirilmiştir. Onarım ile ilgili detaylar Ek A.2.1.4.1'de verilmiştir.

Güçlendirme

Dokuz adet numune güçlendirilmiş olup; yedi adet numune doğrudan güçlendirilerek, iki adet orijinal numune test edildikten sonra (ön hasar verildikten sonra) onarılıp güçlendirilerek deneye hazırlanmıştır. Numunelerin güçlendirme detayları Çizelge 3.1'de özetlenmiştir. Güçlendirme ile ilgili diğer detaylar Ek A.2.1.4.2'de verilmiştir.

3.2.2.2 Malzeme deneyleri

BETONSA tarafından üretilen, 28 günlük standart silindir dayanımı yaklaşık 7 MPa olan hazır beton; tüm elemanlar için aynı şartlarda, 23.07.2004 tarihinde, kalıplara dökülmüştür. Betonun 360. gün standart silindir dayanımı ortalama 11 MPa ve elastisite modülü 14700 MPa olarak ölçülmüştür (Şekil 3.5). Deney günlerinde numunelerin beton yaşı 332 ile 748 gün arasında değişmektedir.



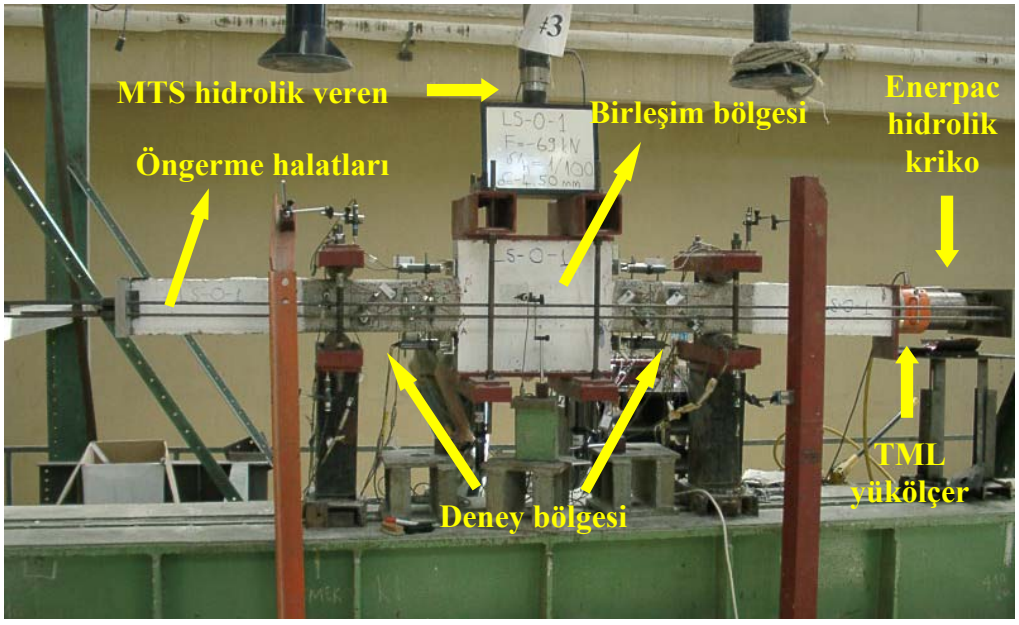
Şekil 3.5 : Beton dayanımının zamanla değişimi.

Boyuna donatı için 20 mm çapında nervürlü, enine donatı için 8 mm çapında düz yüzeyli inşaat demiri kullanılmıştır. Yapılan çekme deneyleri sonucunda boyuna ve enine donatıların sırası ile 491 MPa ve 348 MPa akma dayanımına sahip oldukları belirlenmiştir. Diğer detaylar ve malzeme deneyleri Ek A.2.2'de verilmiştir.

Onarım ve güçlendirmede kullanılan malzemelerin mekanik özellikleri üretici firma tarafından temin edilmiştir. Bu malzemeler (Emaco S88C, Concresive 1302, BASF astar, BASF rasatura putty, BASF saturant, MBrace FRP C1-30 ve MBrace G-60AR) ile ilgili detaylar Ek A.2.2'de verilmiştir.

3.2.3 Deney düzeneği, yükleme planı ve ölçüm sistemi

Deney düzeneği kapalı ve rijit bir yükleme çerçevesi içinde çelik profiller, levhalar, yüksek mukavemetli bulonlar, öngerme halatları ve kabloların sabitlenmesi için kullanılan çenelerle oluşturulmuştur. Deney düzeneği ve numune Şekil 3.6'da verilmiştir. Numunelere 63 kN sabit eksenel (+/- %10 değişen aralıkta) yük uygulanmıştır. Bu değer $0.19 f_c^{'} bh$ 'ye denk gelmektedir. Burada $f_c^{'}$ deney günü



Şekil 3.6 : Deney düzeneği ve numune.

beton standart silindir basınç dayanımıdır. Eleman beton basınç dayanımı da ilgili tüm hesaplarda bu değere eşit alınmıştır. Deney düzeneği, yükleme planı ve ölçüm sistemi ile ilgili detaylar Ek A.3'de verilmiştir.

3.2.4 Deney sonuçlarının değerlendirilmesi

3.2.4.1 Genel değerlendirme

Çalışmanın bu bölümünde, orijinal ve kesme açıklıkları enine doğrultuda LP ile sarılarak güçlendirilmiş kolonların sabit eksenel yük ve yön değiştiren statik tekrarlı kesme etkileri altında performansları incelenmiştir. Deneyler sırasında uygulanan yatay yük, MTS hidrolik veren tarafından uygulanan yük olup, verenin dahili yükölçeri ile belirlenen yük değeri kullanılmıştır. Yerdeğiştirme kontrollü olarak gerçekleştirilen deneylerde, numunenin orta noktasının yaptığı düşey yerdeğiştirme kontrol yerdeğiştirmesi olarak esas alınmıştır. Bunun için yatay yükün uygulandığı birleşim bölgesine yatay yükün uygulanma yönüne paralel iki adet CDP100 tipi yerdeğiştirmeölçer yerleştirilmiştir. Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkileri, yukarıda sözü edilen verenin dahili yükölçeri ile elde edilen yük değerleri ve numune orta noktasında harici yerdeğiştirmeölçerler ile ölçülen yerdeğiştirme değerleri kullanılarak elde edilmiştir. Ayrıca, boyuna ve enine donatı şekildeğiştirmeleri ile LP kompozit yüzeyindeki enine ve diyagonal doğrultudaki şekildeğiştirmelere ait grafikler verilmiştir. Ek A.4'de tüm numunelere ait genel değerlendirme, hasar özeti ve fotoğraflar, kesme kuvveti-yerdeğiştirme, kesme kuvveti-boyuna ve enine donatı şekildeğiştirmeleri, kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirmeleri grafik olarak verilmiştir.

Çizelge 3.2'de deney sonuçlarına ait sayısal büyüklükler sunulmuştur. Deneyde ölçülen en büyük kesme kuvveti değeri kesme kapasitesi ($V_{den.}$) olarak adlandırılmıştır. Bu değerin %85 oranına ($0.85V_{den.}$) karşı gelen yerdeğiştirmenin ($\delta_{0.85Vden.}$), kesme kapasitesi değerine ($V_{den.}$) karşı gelen yerdeğiştirmeye ($\delta_{Vden.}$) oranı süneklik katsayısı (μ) olarak tanımlanmıştır, Denklem 3.3. Burada tanımlanan

süneklik katsayısı boyuna donatının akması ile ilgili olmadığından dolayı yalancı bir süneklik olarak tanımlanabilir. Ayrıca $\delta_{0.85Vmax}$ "sınır öteleme" olarak tanımlanmış ve bu değerin kısa kolon boyuna bölünmesi ile elde edilen oran "sınır öteleme oranı" olarak tanımlanmıştır.

$$\mu = \delta_{0.85Vden.}/\delta_{Vden.} \quad \textbf{(3.3)}$$

Çizelge 3.2'de önemli bazı deney sonuçları özet bir şekilde verilmiştir. Bu çizelgede görüldüğü gibi orijinal numunelerin sınır öteleme oranı ortalama %2.6 ve güçlendirilmiş numunelerin sınır öteleme oranları S-LS-G-1-2Sides numunesi dikkate alınmazsa ön hasarsız numuneler için %4-5.8 arasında değişmektedir. Ön hasarlı numunelerde ağır hasarlı numunede %3.7 ve hafif hasarlı numunede %5.3 olarak gözlenmiştir. Çizelge 3.2'den görüldüğü gibi güçlendirilmiş numunelerde yatay yük kapasiteleri ve sınır öteleme oranları referans numunelere göre sırası ile en çok %78 ve %123 artırılabilmiştir. Kısa kolonların eğilme kapasiteleri moment-eğrilik analizi ile hesaplanmıştır (Bedirhanoglu ve Ilki, 2004). Moment-eğrilik analizi için MATLAB (Matlab R2007a, 2007) programlama dili kullanılarak bir bilgisayar programı kodlanmıştır. Bu tez çalışmasındaki bütün moment-eğrilik analizleri için bu program kullanılmıştır. Lif yaklaşımı ile kesit çözümlemesi yapılan moment-eğrilik analizinde sargılı ve sargısız betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri için sırası ile Ilki ve diğ. (2003) ve Hognestad (1951) tarafından önerilen modeller kullanılmıştır. Donatının davranışı doğrusal, plastik ve pekleşen kısımları temsil eden üç doğru ile temsil edilmiştir. Moment-eğrilik analizinde kullanılan yöntem ve diğer detaylar Bedirhanoglu ve Ilki (2004) tarafından yapılan çalışmada bulunabilir. Kolonların moment kapasitelerine (kolon boyuna donatılarının aktığı anda kolona etki eden moment) ulaşması için kolona uygulanması gereken kesme kuvveti yaklaşık 93 kN olarak hesaplanmıştır. Çizelge 3.2'de görüldüğü gibi bütün numunelerin kapasiteleri bu değerin altındadır. Kesme kapasitesi bu değere en yakın olan S-LS-G-3-1 numunesinin kesme kapasitesi bu değerden %10 daha düşüktür.

Referans numunelerinde genel olarak ilk çatlak (eğilme çatlağı) kolon ve kirişin birleştiği kesitte %0.1 öteleme oranında oluşmuştur. Bu öteleme oranına denk gelen kesme kuvveti ortalama 6.5 kN'dur. İlk eğik kesme çatlakları %0.33 öteleme oranında oluşmuş ve bu öteleme oranına denk gelen kesme kuvveti ortalama 16 kN'dur. Referans numunelerin kesme kuvveti kapasiteleri Çizelge 3.2'de görüldüğü gibi ortalama 47 kN'dur. Bu yük değeri de numunenin kapasitesinin %34'üne denk gelmektedir. Bu ilk küçük eğik çatlaktan sonra ilerleyen yüklemelerde eğik çatlak genişliği 0.1 mm'den başlayıp en büyük yatay yükte 4 mm'ye kadar çıkmıştır. Orijinal numunelerde eğik çatlak tekrarlı statik yanal yükün etkitildiği noktadan mesnede kadar uzanmıştır ve bu durumda ortalama çatlak eğimi 24-derecedir (kolon eksenine göre). Fakat kesit ortasında çatlak eğiminin yaklaşık 45-derece olduğu görülmüştür, Şekil A.31. Şerit LP ile güçlendirilen (S-LS-C-1-1/2 ve S-LS-G-1-1/2 numuneleri) numunelerde de eğik çatlak eğimi 45-derece olarak gözlenmiştir. Bu gözlemler LP sargılamanın eğik çatlak eğimini çok etkilemediğini göstermektedir. Wight ve Sözen (1973) tarafından yapılan çalışmada etriye aralıklarının azalmasının (dolayısı ile sargılamanın artması) eğik çatlağın eğimini artırdığı gözlenmiştir.

Bu çalışmadan elde edilen önemli sonuçlardan biri; kesme kuvveti kapasitesinin eğilme kapasitesinin yaklaşık yarısı kadar olduğu referans numunelerde kesme kapasitesine %2 gibi büyük öteleme oranlarında ulaşılmasıdır. Brachmann ve diğ. (2004) dikdörtgen kolonların öteleme limitlerini incelemek üzere çevrimsel yüklemeye maruz bırakılmış 184 adet kolon deneyi üzerinde bir çalışma yapmışlardır. Kullanılan deney verilerindeki numunelere ait parametreler şu aralıklarda değişmektedir; beton dayanımı 22-116 MPa, hacimsel enine donatı oranı %0.17-6.64, boyuna donatı oranı %0.5-6, a/d oranı 2.5-7.64 arasında değişmektedir. Bütün numuneler için boyuna donatının aktığı andaki öteleme oranının ortalama olarak %1 öteleme oranına denk geldiği görülmüştür. Sünek bir elemanın yatay yük kapasitesine (boyuna donatının akmasına denk gelen) genel olarak %1 öteleme

oranında ulaştığı düşünüldüğünde (Brachmann ve diğ., 2004), %2 öteleme oranı eğilme kapasitesinin yarısında ulaşılan bir öteleme oranı olarak yüksek bir değerdir. Bunun sebebi olarak numunede erken oluşmaya başlayan eğik çatlaklar gösterilebilir. Eğik çatlak genişliğinin artması ile kademeli bir şekilde numunenin rijitliği önemli oranlarda azalmıştır. Eğilme açısından kritik elemanlarda boyuna donatının akmasından çok önce (eğilme kapasitesinin %50'sinin altında) yük-yerdeğiştirme ilişkisinin ilk eğilme çatlaklarından sonra yaklaşık olarak bir doğruyu takip etmesi beklenmektedir. Burada denenen numuneler, kesme açısından kritik elemanlar olduğu için, oluşan eğik çatlaklar numunenin rijitliğini önemli derecede etkileyerek, yerdeğiştirmelerin artmasına neden olmuştur (Şekil 3.7). Bu durum numunelerin kesme kapasitelerine kadar büyük öteleme oranlarına gitmelerini sağlamıştır. Bu çalışmadaki orijinal numunelerde, öngörüldüğü gibi, eğilme kapasitelerinin çok altında kesmeden dolayı göçme meydana gelmiştir. Literatürde numunelerinin bu tip göçme şekli ile dayanımlarına ulaştığı çok az sayıda deneysel çalışma vardır. Bunlardan bazıları detaylı bir şekilde incelenmiştir. Bu çalışmalarda denenen numunelerin yük-yerdeğiştirme ilişkileri incelendiğinde bu çalışmadakine benzer bir durum gözlenmiştir. Ye ve diğ. (2002) tarafından denenen referans numunesi eğilme kapasitesine ulaşmamasına rağmen en büyük yatay yüke %2 öteleme oranında ulaşmıştır. Benzer şekilde Lynn (2001) tarafından denenen numunede en büyük yatay yüke %2.2 öteleme oranında ulaşılmıştır. Kazaemi ve Morshed (2005) tarafından yapılan deneysel çalışmada denenen iki adet referans numune eğilme kapasitelerine varmadan kesme kapasitesinin yetersizliğinden dolayı gevrek bir şekilde dayanımlarını kaybetmişlerdir. İki kolon arasındaki tek fark birinci kolonda (C1) test bölgesinde etriye olmaması ve ikinci kolonda (C2) test bölgesinde bir adet 6 mm çapında etriye bulunmasıdır. C1 numunesinde en büyük yatay yüke %2 ve C2 numunesinde %3.8 öteleme oranlarında varılmıştır. Bu her üç çalışmada da numuneler teorik eğilme kapasitelerine ulaşmamıştır. Güçlendirilmiş numunelerde de benzer bir durum gözlenmiştir. Bunun sebebi olarak da LP kompozitin, yaptığı pasif

sargılama ile, çatlak oluşumunu geciktirememesi gösterilebilir. Şerit LP ile güçlendirilen numunelerde şeritler arasından beton yüzeyindeki eğik çatlaklar gözlenebilmiştir. Bu numunelerde ilk eğik çatlak %0.5 öteleme oranında oluşmuştur (referans numunelerde ilk eğik çatlağın %0.33 öteleme oranında oluştuğu belirtilmişti). Bu öteleme oranına denk gelen kesme kuvvetleri S-LS-G-1-1/2 için 31 kN, S-LS-C-1-1/2 için 31 kN ve S-LS-O-R-R-1/2 için 22 kN ve bu değerler kapasitelerinin sırası ile %48, 45 ve 33'üne denk gelmektedir. Görüldüğü üzere güçlendirilen numunelerde ilk eğik çatlaklar referans numunelerine göre biraz daha ileri aşamalarda gözlenmiştir. LP ile güçlendirilen numunelerde de eğik çatlakların numuneler kapasitelerine ulaşmadan erken aşamalarda oluştukları görülmektedir. Fakat çatlak genişlikleri LP tarafından sınırlandığından dolayı rijitlikte oluşan azalma orijinal numunelere göre daha büyük öteleme oranlarında oluşmaktadır.

Güçlendirilmiş numunelerden S-LS-G-1-2Sides numunesi iki kenarına LP polimer yapıştırılarak güçlendirildiğinden dolayı numune tam sarılmamıştır. Bu durum lifli polimerin Ek A Şekil A.41 ve 42'de görüldüğü gibi beton yüzeyinden bir parça koparak numuneden kolayca ayrılmasına sebep olmuştur. Lifli polimerin numuneden ayrılması küçük yerdeğiştirme düzeylerinde (kesme kapasitesine ulaşmadan) başlamış ve tamamen ayrılma kesme kapasitesinde oluşmuştur. Bu yüzden davranışta kayda değer bir iyileşme sağlanamamıştır. Şerit şeklinde sargılanarak güçlendirilen numunelerde çatlaklar deney sırasında kısmen gözlenebilmiştir. Tüm deney bölgesi LP ile sarılarak güçlendirilen diğer numunelerde deney sırasında güçlendirilen bölgedeki beton yüzeyindeki çatlaklar gözlenememiş, yalnızca lifli polimer üzerinde meydana gelen hasarlar gözlenebilmiştir. Numuneler denendikten sonra LP kesilerek numunelerin durumu incelenmiş ve betonun diyagonal basınç gerilmeleri nedeni ile ezildiği gözlenmiştir. Ayrıca eğilme ve kesme çatlaklarının oluştuğu gözlenmiştir.

Güçlendirilen numunelerde deney sonunda ölçülen eğik çatlakların referans numunelere göre daha küçük oldukları görülmüştür (LP yırtılmadan önce ≈1 mm). Referans numunede (S-LS-O-1) çatlak kalınlığı deney sonuna doğru 5-6 mm mertebesindedir. Gözlenen hasar genellikle lifli polimerin numuneden ince bir beton tabakasını alarak ayrılması ve lifli polimer şeritlerin bir kısmının yırtılması şeklindedir. Lifli polimer şeritler ve bütün yüze bir kat LP ile güçlendirilen numunelerde LP'de yırtılma gözlenmiştir.

Çizelge 3.3'de güçlendirilmiş numuneler için lifli polimer yüzeyinden en büyük yatay yükte ve %0.5, %1, %3, %5 öteleme oranlarında ölçülen en büyük şekildeğiştirmeler (şekildeğiştirmeölçerler lifler yönünde yerleştirilmiştir) verilmiştir. Referans numuneler için bu değerler beton yüzeyinden ölçülmüştür. PI tipi yerdeğiştirmeölçerlerden daha sağlıklı ölçümler elde edildiğinden dolayı bu numuneler için bu ölçümler verilmiştir. Ön ve arka yüzden etiriyeye paralel yerleştirilen aletlerden ölçülen en büyük değer göz önüne alınmıştır. Aynı çizelgede numune yüzeyinden %1 öteleme oranında ölçülen diyagonal şekildeğiştirmeler de verilmiştir. Çizelgeden görüldüğü gibi en büyük yatay yükte lifli polimerdeki şekildeğiştirme göçme şekli diyagonal çekme gerilmelerinden dolayı olan numuneler için ortalama 0.0069, göçme şekli diyagonal basınç gerilmelerinden olan numuneler için 0.0034 ve S-LS-G-1-2Sides dışında bütün numunelerin ortalaması 0.0047'dir. LP'deki şekildeğiştirme değerlerinin öteleme oranı ile değişimleri incelendiğinde %1 öteleme oranında göçme şekli diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı olan numunelerde LP'nin çok daha az zorlandığı görülmektedir. Yönetmelikler ve araştırmacılar tarafından kesme etkilerinin hakim olduğu elemanlar için etkili şekildeğiştirme değerinin 0.003-0.007 arasında değerler alınması önerilmektedir (Çizelge 3.7). Bu çalışma kapsamında denenen numuneler düşünüldüğünde LP etkili şekildeğiştirmesi için 0.004 değerinin dikkate alınmasının uygun olacağı düşünülmektedir. %1 öteleme oranında LP ile sağlanan sargılamanın etkisi ile

Çizelge 3.2 : Deney sonuçları.

Numune	Deneysel kesme kuvveti kapasiteleri, $V_{den.}$ (kN)		Kayma gerilmesi kapasiteleri ($\tau_{den.} = V_{den.}/(b \times d)$)	$\frac{\tau_{den.}}{\sqrt{f_c'}}$	Toplam yutulan enerji (kNmm)	Sınır öteleme oranı (%)	Süneklik katsayısı (μ)	Göçme şekli*
	İtme	Çekme						
S-LS-O-1	44.2	- 47.4	1.82-1.95	0.55-0.59	2424	2.5	1.24	DÇ
S-LS-O-2	50.5	- 45.5	2.08-1.87	0.63-0.56	887	2.6	1.29	DÇ
S-LS-G-1-2Sides	55.0	- 52.0	2.26-2.14	0.68-0.65	3821	2.2	1.47	DÇ
S-LS-C-1-1/2	68.5	- 66.5	2.82-2.74	0.85-0.83	10638	5.0	2.00	DÇ
S-LS-G-1-1/2	64.0	- 64.0	2.63-2.63	0.79-0.79	7338	4.0	2.00	DÇ
S-LS-C-1-1	80.0	- 76.0	3.29-3.13	0.99-0.94	11792	5.5	1.84	DB
S-LS-G-1-1	71.5	- 71.5	2.94-2.94	0.89-0.89	24065	5.5	2.20	DB
S-LS-G-2-1	80.0	- 78.0	3.29-3.21	0.99-0.97	10217	5.5	1.83	DB
S-LS-G-3-1	84.5	- 80.0	3.48-3.29	1.04-0.99	25995	5.8	2.00	DB
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	66.0	- 61.5	2.72-2.53	0.82-0.76	9327	3.7	1.48	DÇ
S-LS-O-2-R-R-G-1	70.5	- 62.5	2.90-2.57	0.87-0.77	19716	5.3	1.75	DB

* DÇ : Diyagonal çekme ve DB : Diyagonal basıncı ifade etmektedir.

Çizelge 3.3 : Enine ve diyagonal şekildeğiştirmeler.

Numune	LP'de ölçülen en büyük şekildeğiştirme (uzama)						Diyagonal şekildeğiştirme (Ö.O.%1) $\times 10^{-3}$ (LVDT)
	En büyük yatay yükte (alet tipi : SG) ($\times 10^{-3}$)	öteleme oranı (Ö.O.) ($\times 10^{-3}$)					
		Alet tipi*	%0.5	%1	%3	%5	
S-LS-O-1	-	PI	4.4	9.7	-	-	5.5
S-LS-O-2	-	PI	2.5	6.0	-	-	3.8
S-LS-G-1-2Sides	-**	SG	1.2	2.5	-	-	2.7
S-LS-C-1-1/2	5.8	SG	0.5	1.5	5.3	6.9	2.9
S-LS-G-1-1/2	7.9	SG	0.3	1.0	6.5	9.2	3.0
S-LS-C-1-1	3.5	SG	0.3	0.97	3.5	4.1	2.3
S-LS-G-1-1	5.3	SG	0.3	1.4	5.4	6.9	2.7
S-LS-G-2-1	3.5	PI	0.5	1.4	8.6	-	1.2
S-LS-G-3-1	3.7	SG	0.3	1.0	3.7	6.0	0.38
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	7.0	SG	0.8	1.7	4.6	6.8	2.8
S-LS-O-2-R-R-G-1	1.0	SG	1.8	4.7	1.6	-	7.8
Ortalama (DÇ/DB/T)***	6.9/3.4/4.7		0.5/0.4/0.6	1.4/1.9/1.7	5.4/4.6/4.9	7.5/5.7/6.6	2.9/2.9/2.6

* PI : PI tipi yerdeğiştirmeölçer, SG : Şekildeğiştirmeölçer.

** LP kolonu tam olarak sarmadığı için bu numuneden alınan değerler göz önüne alınmamıştır.

*** DÇ, DB ve T sırası ile göçme şekli diyagonal çekme, göçme şekli diyagonal basınç olan ve bütün numunelerden ölçülen değerlerin ortalamalarını ifade etmektedir. Ortalamalara S-LS-O-1, S-LS-O-2 ve S-LS-G-1-2Sides numunelerinden ölçülen değerler dahil edilmemiştir.

güçlendirilen numunelerde diyagonal şekil değiştirmelerin daha az olduğu Çizelge 3.3'den görülmektedir. Çizelge 3.4'de diyagonal şekildeğiştirmelerin öteleme oranı ile değişimi verilmiştir. Görüldüğü gibi bütün numunelerde öteleme oranının artması ile diyagonal şekildeğiştirmeler önemli miktarlarda artmıştır. Güçlendirilmiş numunelerde diyagonal şekildeğiştirmelerin daha az olduğu görülmektedir. LP kat sayısının artması ile diyagonal şekildeğiştirmelerin öteleme oranına bağlı olarak artışı önemli miktarlarda düşmektedir. Bu durum kesme etkilerinin önemli bir bölümünün LP tarafından taşındığını göstermektedir.

Çizelge 3.4 : Diyagonal ortalama şekildeğiştirme değişimi.

Numune/ alet tipi	ε_l (uzama)			
	(Ö.O.=%0.5) $\times 10^{-3}$	(Ö.O.=%1) $\times 10^{-3}$	(Ö.O.=%3) $\times 10^{-3}$	(Ö.O.=%5) $\times 10^{-3}$
S-LS-O-1 / LVDT	1.9	5.5	37.0	-
S-LS-O-2 / LVDT	0.02	3.8	-	-
S-LS-G-1-2Sides / LVDT	0.1	2.7	-	-
S-LS-C-1-1/2 / LVDT	1.0	2.9	18.0	-
S-LS-G-1-1/2 / LVDT	1.0	3.0	32.0	91.0
S-LS-C-1-1 / LVDT	0.9	2.3	11.0	33.0
S-LS-G-1-1 / LVDT	0.9	2.7	13.0	50.0
S-LS-G-2-1 / LVDT	0.3	1.2	7.6	24.0
S-LS-G-3-1 / LVDT	0.1	0.4	5.2	30.0
S-LS-O-1-R-R-C-1/2 / LVDT	0.1	2.8	3.2	-
S-LS-O-2-R-R-G-1 / LVDT	2.9	7.8	29.0	62.0

Özellikle diyagonal basınç ezilmesinden dolayı göçen numunelerde güçlendirmenin sadece diyagonal çekme gerilmesini almaya yönelik yapılması deneylerden de görüldüğü gibi yetersiz kalmaktadır. Bu tür kolonlarda diyagonal çekme gerilmelerine ilave olarak diyagonal basınç gerilmelerine karşı ayrıca bir güçlendirme yapılması gerekmektedir. Bu amaca yönelik LP miktarının hesapla bulunan miktardan daha fazla kullanılması bir çözüm olarak düşünülebilir. Bu şekilde sargılama etkisi ile betonun basınç dayanımı artırılarak kolonun daha fazla diyagonal basınç gerilmesi taşıması sağlanmış olunacaktır. Bu da doğrudan kolonun kesme kapasitesini artıracaktır. Bu çözüm kullanılacak LP miktarını büyük oranda artıracağı için ekonomik bir çözüm olmayabilir. İkinci bir çözüm betona öngerme uygulanması olarak düşünülebilir. Öngerme aktif sargılama yapacağından oluşacak

eğik çatlakları geciktirmede ve büyümelerini önlemede pasif sargılamadan daha etkili olacağı düşünülmektedir. Bu da betonun basınç dayanımını artıracak ve özellikle büyük eğik çatlaklar oluştuktan sonra betonun basınç dayanımı kaybını azaltacaktır. Üçüncü bir çözümde kolonun diyagonal basınç gerilmeleri de taşıyabilecek bir güçlendirme olarak düşünülebilir. Bu amaçla şu yöntemler kullanılabilir; 1- kolonun betonarme manto ile güçlendirilmesi, 2- kolonun çelik levhalar ile sargılanması, 3- kolonun ön üretimli yüksek performanslı (HPFRCC) paneller ile sargılanması (HPFRCC paneller Bölüm 4 ve Bölüm 5'de güçlendirme malzemesi olarak kullanılmıştır ve bu paneller hakkında detaylı bilgiler Bölüm 4'de bulunabilir) olarak düşünülebilir. İlerleyen bölümlerde numunelerin göçme şekli ile ilgili detaylı incelemeler yapılmıştır.

3.2.4.2 Deney sonuçlarının karşılaştırılması

Çalışma kapsamında denenen numunelere ait değişkenlerin (güçlendirme, LP kompozit türü, LP kat sayısı ve sargı şekli), deney sonuçlarına olan etkilerini incelemek için bu bölümde karşılaştırma grafikleri olarak kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkileri verilmiştir. Numunelere ait kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkilerine ait sayısal değerler Çizelgeler halinde verilmiştir. Numunelerin göçme şekillerine ve hasar düzeylerine ilişkin yorumlar yapılmıştır.

Çizelge 3.5'de numunelerin hasar özeti verilmiştir. Orijinal numunelerinin davranışları incelendiğinde, ağırlıklı olarak diyagonal çekme gerilmeleri sebebiyle eğilme kapasitelerine ulaşamayan S-LS-O-1 ve S-LS-O-2 numunelerinde, en büyük yatay yüke ulaştıktan sonra gevrek kesme göçmesi gözlenmiştir. Her iki numunede de maksimum kesme kuvveti değerine erişilinceye kadar, üst ve alt kolonlarda itme-çekme doğrultularında kesme çatlaklarının (diyagonal yönde) oluştuğu gözlenmiştir. Her iki numunede de boyuna donatılar akmamıştır ve S-LS-O-2 numunesinde enine donatılar akma şekildeğiştirmesi değerine ulaşmasına rağmen şekildeğiştirmeler akma şekildeğiştirme değerini çok geçmemiştir. Bu durumun etriye aralığının çok

fazla (kolon kesitinin faydalı yüksekliğinden büyük, s>d) olmasından dolayı, etriyenin etkili olarak çalışmamasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Kesme kritik numunelerde genellikle 45-derece eğimli olarak oluşması beklenen çatlaklar düşünüldüğünde etriyenin etkili olabilmesi için etriye aralığının kolon faydalı kesit yüksekliğinden küçük olması gerekmektedir. İncelenen numunelerde ise etriye aralığı faydalı kesit yüksekliğinden büyük olduğu için eleman gövdesinde oluşan kesme çatlağının sınırlanmasında etkili olamamıştır.

Çizelge 3.5 : Hasar özeti.

Numune	Hasar özeti*
S-LS-O-1	Eğilme ve kesme çatlakları (Şekil A.30), enine donatıda akma, betonda ezilme (Şekil A.32).
S-LS-O-2	Eğilme ve kesme çatlakları (Şekil A.36), enine donatıda akma.
S-LS-G-1-2Sides	Eğilme çatlakları, cam LP kompozitin bitiminden başlayan birleşim kesitinden mesnede kadar uzanan boyuna çatlaklar (Şekil A.41), LP kompozit numune yüzeyinden bir beton tabakası alarak ayrıldı (Şekil A.42). Enine ve boyuna donatıda akma (Şekil A.44).
S-LS-C-1-1/2	Eğilme ve kesme çatlakları (Şekil A.46), üst kolonda şeritler arası beton bölgesinde ezilme, üst kolonda orta karbon LP şeridinde kopma (Şekil A.47-48), enine ve boyuna donatıda akma (Şekil A.50).
S-LS-G-1-1/2	Eğilme ve kesme çatlakları (Şekil A.52), üst kolonda şeritler arası beton bölgesinde ezilme, üst kolonda orta karbon LP şeridinde kopma (Şekil A.53), alt ve üst kolonda ilk karbon LP şeritlerinde yırtılma (Şekil A.54). Boyuna donatıda akma (Şekil A.56).
S-LS-C-1-1	Eğilme çatlakları, alt ve üst kolonda ön-arka yüzlerde karbon LP kompozitte düşey doğrultuda ayrılmalar, alt kolon ön yüzde epoksi üzerinde kesme çatlağı (Şekil A.58). Betonda ezilme. Enine ve boyuna donatıda akma (Şekil A.61).
S-LS-G-1-1	Eğilme çatlakları, alt ve üst kolonda ön-arka yüzlerde karbon LP kompozitte eğilme çatlağı, alt kolon ön-arka yüzlerde birleşim kesitinin hemen yanından cam LP kompozitte yırtılma (Şekil A.63), enine ve boyuna donatıda akma (Şekil A.66). Betonda ezilme.
S-LS-G-2-1	Eğilme çatlakları, alt ve üst kolonda üst-alt yüzlerde karbon LP kompozitte eğilme çatlakları (Şekil A.68). Boyuna donatıda akma (Şekil A.71). Betonda ezilme.
S-LS-G-3-1	Eğilme çatlakları, üst kolonda ön-arka yüzlerde karbon LP kompozitte düşey doğrultuda ayrılmalar, üst kolon ön yüzden birleşim kesitinin hemen yanından cam LP kompozitte yırtılma başlangıcı (Şekil A.73). Boyuna donatıda akma (Şekil A.76). Betonda ezilme.
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	Eğilme ve kesme çatlakları, üst kolonda şeritler arası beton bölgesinde ezilme (Şekil A.78), üst kolonda orta karbon LP şeridinde ön-arka yüzlerden yırtılma (Şekil A.79), üst kolonda ilk karbon LP şeridinde arka yüzden yırtılma, enine ve boyuna donatıda akma (Şekil A.81)**. Betonda ezilme.
S-LS-O-2-R-R-G-1	Eğilme çatlakları, alt ve üst kolonda ön-arka yüzlerde karbon LP kompozitte düşey doğrultuda ayrılmalar, alt kolon ön yüzde birleşim kesitinin hemen yanından cam LP kompozitte yırtılma (Şekil A.83). Enine donatıda akma (Şekil A.85). Betonda ezilme.

* Güçlendirilmiş numunelerde eğilme kapasitelerine ulaşılmadığı halde boyuna donatıda ölçülen şekildeğiştirmelerin akma şekildeğiştirmesini geçtiği görülmüştür. Bu durumun kesme etkilerinden dolayı boyuna donatıda oluşan perçin etkisi ile oluştuğu düşünülmektedir.

Çizelge 3.6'da tüm numuneler için %1, %3, %5 öteleme oranlarına ve numunelerin yaptığı en büyük yerdeğiştirmeye ulaşıncaya kadar kesme kuvveti-yerdeğiştirme çevrimsel eğrileri altında kalan toplam alanlar (kNmm) ve güçlendirilmiş

numunelerin orijinal numuneye kıyasla alan artışları verilmiştir. Her bir çevrim altında kalan alan hesaplanmış ve bütün çevrimler altında kalan alanlar toplanarak istenilen yerdeğiştirme seviyesindeki toplam alan elde edilmiştir. Bir çevrim altında kalan alan Şekil 5.2.9.b'de gösterilmiştir. Bu alan artışları, %3 öteleme oranı için; S-LS-O-1 referans numunesi esas alınarak hesaplanmıştır.

Çizelge 3.6 : Tüm numuneler için çeşitli öteleme oranlarına ait kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri altında kalan alanlar (kNmm).

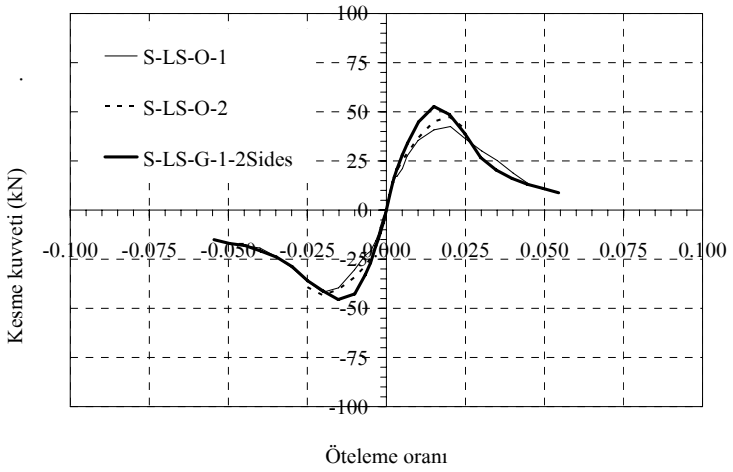
Numune	Öteleme oranı (%)			T.A. (kNmm)	A.A. (%)
	1	3	5		
S-LS-O-1	156	945	-	2260	-
S-LS-O-2	167	-	-	881	-
S-LS-G-1-2Sides	164	1173	2095	3560	24
S-LS-C-1-1/2	188	1752	4218	7695	85
S-LS-G-1-1/2	161	1634	3803	7055	73
S-LS-C-1-1	168	1636	5333	11218	73
S-LS-G-1-1	181	1686	5483	24495	78
S-LS-G-2-1	165	1538	5476	9919	63
S-LS-G-3-1	152	1641	5899	24876	74
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	178	1217	3619	8597	29
S-LS-O-2-R-R-G-1	182	1216	3846	17937	29

T.A. : Toplam Alan (kNmm).

A.A. (Alan Artışı) : %3 öteleme oranında güçlendirilmiş numunelerin S-LS-O-1 referans numunesine göre alan artışlarını ifade etmektedir. Örnek olarak S-LS-C-1-1/2 numunesi için %3 öteleme oranında referans numunesi S-LS-O-1'e göre alan artışı ((1752-945)/945)×100=85(%) olarak hesaplanmıştır.

S-LS-G-1-2Sides numunesi LP kompozitler ile güçlendirilmiş olmasına karşın, referans numunelerinin performansının üstüne çıkamadığı gözlenmiştir. S-LS-G-1-2Sides numunesinde, referans numunelerine göre maksimum kesme kuvveti kapasitesi bakımından %16 (Çizelge 3.2) ve kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri altında kalan alan bakımından %21 (Çizelge 3.6) oranında artış sağlanmıştır. Bu numunenin, referans numunelerine göre sınır öteleme oranı %15 azalmıştır (Çizelge 3.2). Bunun sebebi olarak güçlendirmenin iki yan yüze yapılmış olması olarak görülmektedir. Şekil 3.4.a'da görüldüğü gibi numunenin iki yan yüzüne yapıştırılan LP için yeterli bir ankrajlanma mesafesi sağlanmamıştır. Ayrıca beton dayanımının

düşük olması bu durumu daha da kötüleştirmiş, LP kolay bir şekilde numune yüzeyinden bir beton tabakası alarak numune yüzeyinden ayrılmıştır, Şekil A.42. Bundan dolayı LP malzemesinin kesme kuvvetinin taşınmasına önemli bir katkısı olmamıştır. Sınır öteleme oranın azalmasının sebebi olarak LP kompozitin betondan ayrılırken bir beton tabakasını (kabuk betonu) almış olması olarak gösterilebilir. Bu şekilde kolon kesitinde azalma olmuş ve bu azalma yatay yükün orijinal numunelere göre daha çabuk düşmüş olmasına sebep olduğu düşünülmektedir. Bu durum, düşük dayanımlı betonda, LP kompozitlerin elemanın dört tarafını saracak şekilde uygulanmasının gerekliliğini göstermektedir. Çizelge 3.3 ve Çizelge 3.4'de görüldüğü gibi, aynı yerdeğiştirme düzeylerinde, ölçülen şekildeğiştirme değerleri referans numunelerine kıyasla daha küçüktür. Bu durum LP'nin betondan ayrıldığı noktaya kadar kolondaki diyagonal ve şekildeğiştirme değerlerini sınırladığını göstermektedir. LP'nin bu noktaya kadar etkili olması kesme-kuvveti yerdeğiştirme ilişkisinin çıkış bölümünü de etkilemiştir. Şekil 3.7'de görüldüğü gibi referans numunelerde kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin deneysel kesme kapasitesine

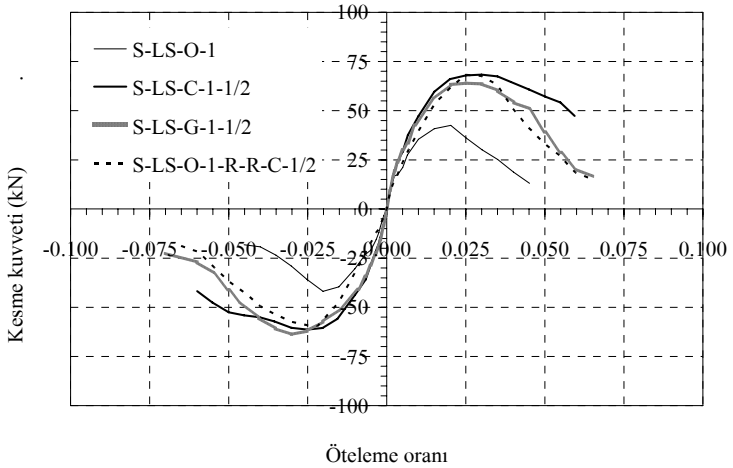


Şekil 3.7 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (S-LS-O-1, S-LS-O-2 ve S-LS-G-1-2Sides).

ulaşmadan önceki bölümünde numunenin rijitliğinde önemli azalmalar olmaktadır. Buna karşılık güçlendirilen numunede rijitlikteki azalma daha azdır. Rijitlik artışının LP'nin betondan ayrılmadan önce betonu bir arada tutarak (oluşan eğik çatlak

kalınlıklarını sınırlayarak) beton kesitinin rijitliğinin azalmasını engellemesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Karbon veya cam LP kompozit şeritler ile güçlendirilen numunelerde (S-LS-C-1-1/2, S-LS-O-1-R-R-C-1/2 ve S-LS-G-1-1/2), ilk olarak şeritler arasındaki bölgelerde kesme çatlakları gözlenmiş (Şekil A.47), ilerleyen çevrimlerde bu çatlaklar boy ve genişlik bakımından büyüyerek LP kompozitin çatlağın dayandığı noktadan yavaş yavaş yırtılmasına sebep olduğu gözlenmiştir (Şekil A.48). Şeritlerin yırtılmaya başlaması S-LS-C-1-1/2, S-LS-O-1-R-R-C-1/2 ve S-LS-G-1-1/2 numuneleri için sırası ile %6.5, 4 ve 4.5 öteleme oranlarında olmuştur. Şekil 3.8'de görüldüğü gibi güçlendirilmiş numunelerde hem kesme hem de yerdeğiştirme yapabilme kapasiteleri bakımından referans numunelere göre davranışta önemli miktarlarda iyileşme olmuştur. Bu numunelerin referans numunelere göre deneysel kesme kuvveti kapasiteleri %45, 40 ve 35 (Çizelge 3.2), sınır öteleme oranları %92, 42 ve 54 (Çizelge 3.2), kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri altında kalan alanlar %85, 29 ve 73 (Çizelge 3.6) oranlarında artmıştır.



Şekil 3.8 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (S-LS-C-1-1/2, S-LS-G-1-1/2, S-LS-O-1-R-R-C-1/2 ve S-LS-O-1).

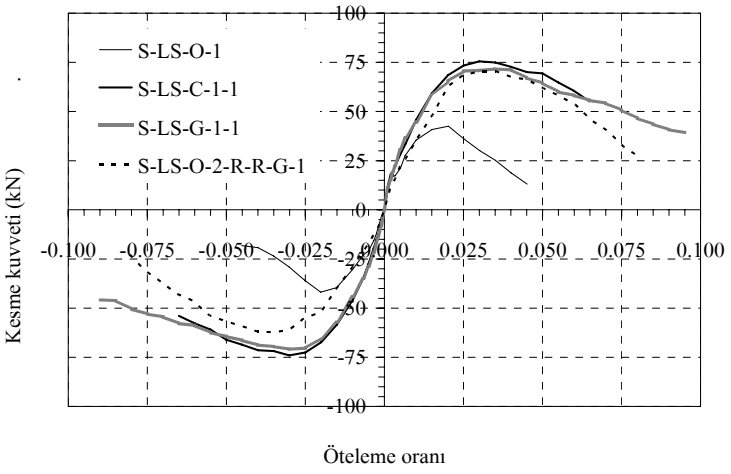
Karbon veya cam LP kompozitler ile sürekli sargılama yapılarak güçlendirilen numunelerde, özellikle numune üst ve alt yüzlerinde LP kompozit üzerinde

numunedeki eğilme etkilerinden dolayı eğilme çatlakları gözlenmiştir. LP eğilmeye çalışmadığından dolayı çatlağın olduğu bölgede enine doğrultuda olan LP lifleri birbirinden ayrılmıştır (Şekil A.63, Şekil A.69).

S-LS-C-1-1 numunesinde, %3.5 hedef öteleme oranına gidilirken, alt kolonda ve ön yüzde birleşim kesitine yaklaşık 175 mm mesafede epoksi üzerinde bir kesme çatlağı gözlenmiştir. %5 hedef öteleme oranında ise, üst kolon arka yüzde LP'nin üzerindeki epoksi üzerinde kesme çatlağı oluşmuştur (Şekil A.58).

S-LS-G-1-1 numunesinde %9 öteleme oranında, alt kolonda ön ve arka yüzlerde cam LP kompozit birleşim kesitinde numune köşesinden yırtılmaya başlamıştır (Şekil A.63).

S-LS-O-2-R-R-G-1 numunesinde, %7 öteleme oranında alt kolonda cam LP kompozit birleşim kesitinde numune köşesinden yırtılmıştır (Şekil A.83).



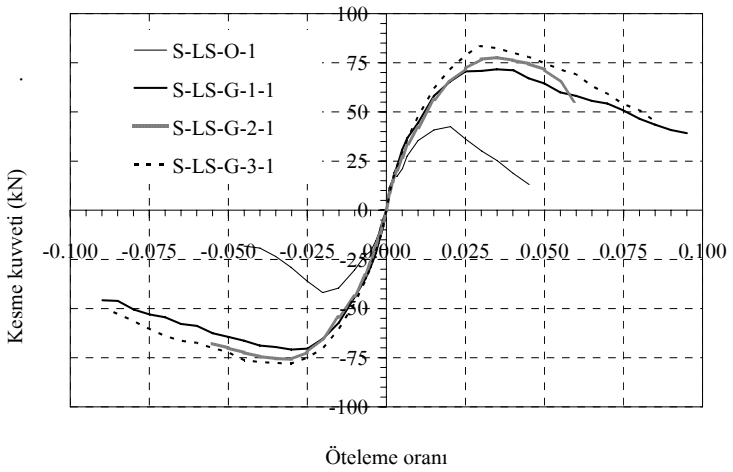
Şekil 3.9 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (S-LS-C-1-1, S-LS-G-1-1, S-LS-O-2-R-R-G-1 ve S-LS-O-1).

S-LS-C-1-1, S-LS-G-1-1 ve S-LS-O-2-R-R-G-1 numunelerinde referans numunelere göre kesme kuvveti kapasiteleri sırası ile %69, 51 ve 49, sınır öteleme oranları %112, 112 ve 104 artmıştır (Çizelge 3.2, Şekil 3.9). Onarılıp güçlendirilmiş olan S-LS-O-2-R-R-G-1 numunesi güçlendirme açısından eşdeğer olan S-LS-G-1-1

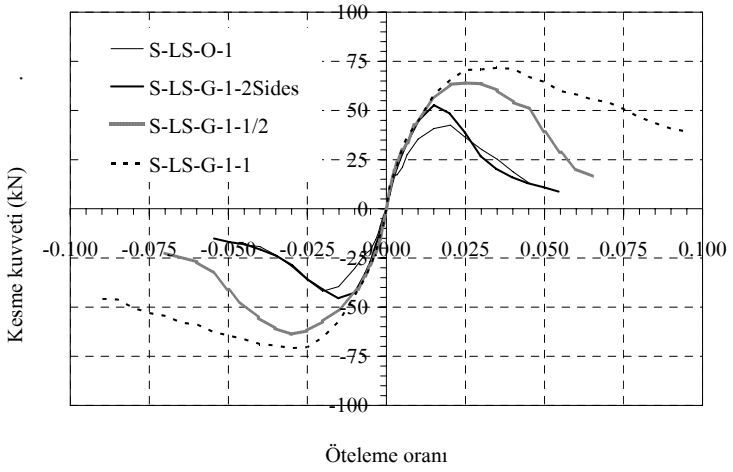
numunesine göre hem kesme kapasitesi hem de sınır öteleme oranı daha az olmuştur. Bu durumun bu numunenin ön hasarlı olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.

2 ve 3 kat LP ile sarılan S-LS-G-2-1 ve S-LS-G-3-1 numunelerinde, LP kompozit üzerinde önemli bir hasar gözlenmemiştir. Bu numunelerin referans numunelerine göre kesme kapasiteleri sırası ile %69-78, sınır öteleme oranları %112-123 (Çizelge 3.2) ve kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri altında kalan alanlar %63-74 (Çizelge 3.6) oranlarında artmıştır, Şekil 3.10. Şekil 3.11'de iki yüze cam LP yapıştırma, tek kat cam LP kompozit ile sürekli sarım ve üç kat cam LP kompozit ile sürekli sarım teknikleri karşılaştırılmıştır. S-LS-G-1-1 numunesi kesme dayanımı, süneklik ve yerdeğiştirme kabiliyeti açısından en iyi performansı göstermiştir. Tüm numuneler için kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkileri için zarf eğrileri Şekil 3.12'de verilmiştir. Şekil 3.12'de görüldüğü gibi tam sargılama yapılan numunelerde göçme daha sünek bir şekilde gerçekleşmiştir. Bu numunelerde göçmenin diyagonal basınç gerilmelerinin aşılması ile buna karşılık diğer numunelerde göçmenin diyagonal çekme gerilmelerinin aşılması ile gerçekleşmesi buna sebep olarak gösterilebilir. İlerleyen bölümlerde numunelerin göçme şekli ile ilgili detaylı incelemeler yapılmıştır.

Karbon veya cam LP kompozitler ile şerit sargılama yapılarak güçlendirilen numunelerde, karbon ile güçlendirilen numune kesme kapasitesi, enerji yutma kapasitesi bakımından daha iyi bir performans göstermiştir. Buna karşılık karbon veya cam LP kompozitler ile sürekli sargılama yapılarak güçlendirilen numunelerde, karbon ve cam ile güçlendirilen numuneler birbirine yakın bir performans göstermişlerdir. Bu durumun temel sebebi olarak sürekli sargılama yapılarak güçlendirilen numunelerin basınç ezilmesinden dolayı göçmeleri gösterilebilir.

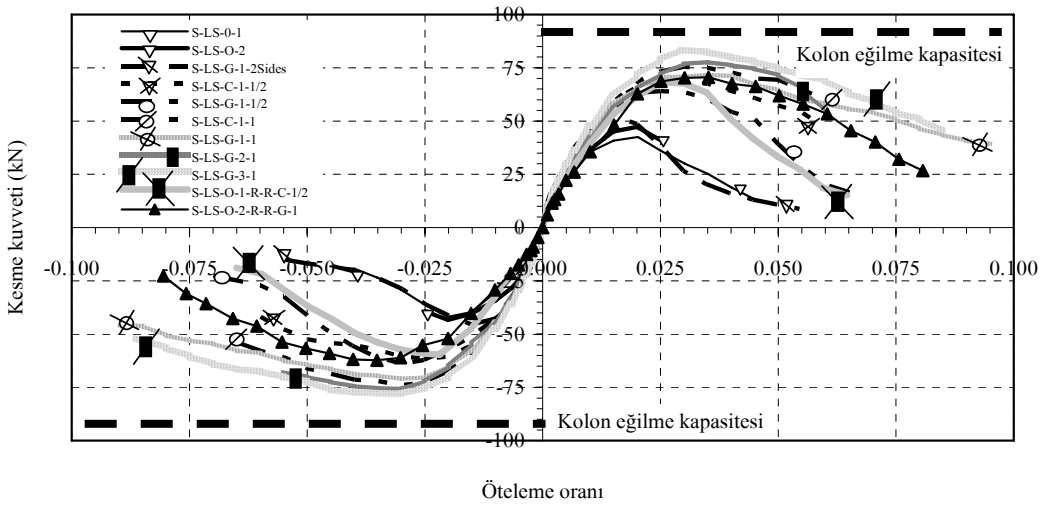


Şekil 3.10 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (S-LS-G-1-1, S-LS-G-2-1, S-LS-G-3-1 ve S-LS-O-1).



Şekil 3.11 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (S-LS-G-1-2Sides, S-LS-G-1-1/2, S-LS-G-1-1 ve S-LS-O-1).

Enerji yutma kapasiteleri açısından %3 öteleme oranında en iyi performansı S-LS-C-1-1-/2 numunesi göstermiş olup, S-LS-G-1-1/2, S-LS-G-1-1 ve S-LS-G-3-1 numuneleri birbirine yakın bir performans göstermişlerdir, Çizelge 3.6. Toplam yutulan enerjiye göre karşılaştırma yapıldığında ise, S-LS-G-3-1 numunesinin diğer numunelere göre daha fazla enerji sönümlediği görülmektedir, Çizelge 3.6.



Şekil 3.12 : Kesme kuvveti-öteleme oranı zarf ilişkileri (tüm numuneler).

3.2.4.3 Yönetmelikler ile karşılaştırma

Bu bölümde, LP kompozitlerin, betonarme elemanların kesme kapasitesine katkısı DBYBHY-07 (2007), ACI-440 (2001), EUROCODE-8 (2003), CSA S806-02 (2002) yönetmeliklerine ve FIB (2001), CONCRETE SOCIETY TR-55 yönetmelik ve teknik raporlarına ait modeller kullanılarak irdelenecektir. Yönetmelik kabullerinin karşılaştırılması Çizelge 3.7'de kısaca özetlenmiştir. İlgili yönetmeliklere göre; izin verilen güçlendirme tipi, ε_{fe} LP etkin birim uzama sınırları, asal basınç gerilmelerini sınırlamak üzere tanımlanan $V_{\text{maks,y}}$ değerleri, gerilme yığılmalarını engellemek amacıyla şart koşulan köşe yarıçap değerleri ve aderansı sağlamak için tanımlanan bindirme boyu değerleri Çizelge 3.7'de verilmiştir. $V_{\text{maks,y}}$'de ve bundan sonraki denklemlerde virgülden sonra kullanılan "y" indisi kullanılan denklemin yönetmeliklerce verildiğini ifade etmektedir. Bu çizelgede $V_{\text{s,y}}$, $V_{\text{LP,y}}$ ve $V_{\text{c,y}}$ sırası ile enine donatının, LP ve betonun kolonun kesme dayanımına katkısını ifade etmektedir. $f_c^{'}$ (MPa) 28 günlük ortalama beton basınç dayanımı olarak tanımlanmış ve bu çalışmada bütün hesaplarda $f_c^{'}$ için deney günü dayanımlar alınmıştır.

Çizelge 3.7 : Yönetmeliklerin karşılaştırılması.

Yönetmelik*	Güçlendirme tipi	ε_{fe} sınırı	$V_{maks,y}$	Köşe yarıçapı	Bindirme boyu
DBY.	Sürekli	0.004	$0.22 f_c' bd$ **	30 mm	200 mm
ACI-440	Sürekli, U tipi, İki yüze yapıştırma	0.004	$V_{s,y} + V_{LP,y} + (V_{c,y}) < 0.66\sqrt{f_c'} bd + (0.166\sqrt{f_c'} bd)$	-	-
FIB	Sürekli, U tipi, İki yüze yapıştırma	0.006	-	-	-
EUROCODE-8	Sürekli, U tipi, İki yüze yapıştırma	0.006	-	-	-
CSA S806-02	Sürekli	0.004	-	20 mm	-
CO.S.	Sürekli, U tipi, İki yüze yapıştırma	0.004	$0.8\sqrt{f_c'} bd$	-	-

* DBY. : DBYBHY-07 (2007), ACI-440 : ACI-440 (2001), FIB : FIB (2001), EUROCODE-8 : EUROCODE-8 (2003), CSA S806-02 : CSA S806-02 (2002). CO.S.: CONCRETE SOCIETY TR-55.
** Bu değer TS-500 (2000)'den alınmıştır.

DBYBHY-07

Bu yönetmelik LP sargılama ile yapılan güçlendirmelerde tam sargı (tüm kesit çevresinin sarılması) yöntemine izin vermektedir. LP'nin kolonun kesme dayanımına katkısı ($V_{LP,y}$) Denklem 3.4 ile hesaplanabilir. Denklem 3.4'de n_f tek yüzdeki LP sargı tabaka sayısını, t_f bir tabaka LP için etkili kalınlığı, E_f LP elastisite modülünü, ε_{fe} LP etkin birim uzama sınırını, d ise eleman faydalı yüksekliğini (yönetmelik hesaplarında bu çalışmadaki kolonların faydalı yüksekliği 200-20-8-10=162 mm alınmıştır), w_f LP şeridinin genişliğini, s_f LP şeritlerin, eksenden eksene olmak üzere aralıklarını göstermektedir. Sargılamanın sürekli yapılması durumunda, $w_f = s_f$ alınacaktır. Etkin birim uzama değeri Denklem 3.5'e göre hesaplanacaktır. ε_{fu} LP kopma birim uzamasıdır ve üretici firma tarafından verilen değerler kullanılmalıdır.

$$V_{LP,y} = \frac{2\, n_f\, t_f\, w_f\, E_f\, \varepsilon_{fe}\, d}{s_f} \qquad \textbf{(3.4)}$$

$$\varepsilon_{fe} \le 0.004$$
$$\varepsilon_{fe} \le 0.50\varepsilon_{fu} \qquad \textbf{(3.5)}$$

Kesme dayanımına betonun ($V_{c,y}$) ve enine donatının katkıları ($V_{s,y}$) TS-500 (2000) tarafından önerilen denklemler ile, mevcut malzeme dayanımları kullanılarak hesaplanacaktır. Hesaplanan $V_{c,y}$, $V_{s,y}$ ve $V_{LP,y}$ değerlerinin toplamı en büyük bir değeri ($V_{maks,y}$) geçemez. Bu $V_{maks,y}$ değeri farklı yönetmelikler için Çizelge 3.7'de verilmiştir.

ACI-440

$V_{LP,y}$, varsayılan çatlak boyunca LP tabakasında çekme gerilmesi sonucu oluşan kuvvetin hesaplanması ile bulunur. $V_{LP,y}$ Denklem 3.6 ile hesaplanmaktadır. Denklem 3.6'da Ψ_f azaltma katsayını, ve α güçlendirilen elemanın eksenine göre LP kompozitin uygulama açısını göstermektedir. Ψ_f azaltma katsayısı tam sargılama durumunda 0.95, U tipi sargılama ya da iki yüze yapıştırma durumunda ise 0.85 alınacaktır. Sargılamanın sürekli yapılması durumunda, w_f=s_f alınacaktır. LP tabakasında oluşan çekme gerilmesi f_{fe} ise E_f LP elastisite modülü ile ε_{fe} LP etkin birim uzama sınırının çarpımına eşittir. $\varepsilon_{fe} = 0.004 \le 0.75\varepsilon_{fu}$ şeklinde alınmıştır. E_f LP elastisite modülünün birimi MPa'dır. w_f, s_f, t_f ve d mm cinsinden alınmalıdır. $V_{c,y}$ ve V_s değerleri ACI-318 tarafından önerilen denklemler ile bulunmuştur.

$$V_{LP,y} = \Psi_f \frac{2n_f t_f w_f f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s_f} \quad \textbf{(3.6)}$$

ε_{fe} LP etkin birim uzama sınırı, U tipi sargılamada veya iki yüzden LP tabakayı yapıştırma durumunda LP tabakanın beton yüzeyden sıyrılması ile göçme meydana geldiğinden dolayı bir κ_v aderans azaltma faktörü (Denklem 3.8) kullanılarak belirlenir, Denklem 3.7.

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \le 0.004 \quad \textbf{(3.7)}$$

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900\varepsilon_{fu}} \le 0.75 \quad \textbf{(3.8)}$$

L_e etkin aderans boyu olup, aderans gerilmelerinin büyük bir bölümünün iletildiği uzunluktur. Denklem 3.9 ile L_e mm cinsinden bulunur. Aynı zamanda, κ_v aderans azaltma faktörü, sırasıyla beton dayanımını ve sargılama şeklini hesaba katan iki modifikasyon faktörüne (k_1, k_2) bağlıdır. Denklem 3.10 ve 3.11'de bu düzeltme faktörleri tanımlanmıştır.

$$L_e = \frac{23300}{\left(n_f t_f E_f\right)^{0.58}} \tag{3.9}$$

$$k_1 = \left(\frac{f_c'}{27}\right)^{2/3} \tag{3.10}$$

$$k_2 = \begin{cases} \dfrac{d - L_e}{d} & \text{U tipi sargılama} \\ \dfrac{d - 2L_e}{d} & \text{İki yüze yapıştırma} \end{cases} \tag{3.11}$$

$V_{c,y}$ ve $V_{s,y}$ değerleri ACI-318 (2002) tarafından önerilen denklemler ile, mevcut malzeme dayanımları kullanılarak hesaplanacaktır. $V_{c,y}$ ve $V_{s,y}$ değerleri sırası ile Denklem 3.12 ve Denklem 3.13 ile hesaplanabilir.

$$V_{c,y} = 0.17 \times (1 - \frac{N}{14bh})\sqrt{f_c'}\, bd \tag{3.12}$$

$$V_{s,y} = \frac{A_{sh} f_{yw} d}{s} \tag{3.13}$$

Denklem 3.12'de N kolon eksenel yüküdür ve basınç durumu için işareti (-) alınmalıdır. Denklem 3.12'de N/bh MPa biriminde olmalıdır.

FIB-EUROCODE-8

FIB ve EUROCODE-8 modellerine ait denklemler aynı başlık altında irdelenecektir. Her iki yönetmeliğe göre, V_f Denklem 3.14'deki gibi hesaplanmaktadır.

$$V_{LP,y} = 0.9(k\varepsilon_{fe} / \gamma_f) E_f \rho_f bd(\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha \tag{3.14}$$

ρ_f, LP kompozit oranı olup, sürekli sargılama yapılan elemanlarda $2t_f \sin\alpha / b$ şeklinde hesaplanırken, şeritler halinde sargılama yapılması durumunda $(2t_f / b)(w_f / s_f)$ şeklinde hesaplanır. b minimum kesit genişliğini, θ diyagonal çatlak açısını (45^0), α güçlendirilen eleman eksenine göre LP kompozit uygulama açısını, k azaltma faktörünü (0.8), γ_f ise bölgesel güvenlik faktörünü göstermektedir. γ_f karbon LP için 1.35 ve cam LP için 1.50 olarak göz önüne alınmalıdır.

Her iki yönetmelik için, ε_{fe} LP etkin birim uzama sınırı 0.006'dır. k ve γ_f azaltma faktörleri EUROCODE-8 modelinde yer almamaktadır. Bu durum FIB modelinde, karbon LP kompozit ile sargılamada %60, cam LP kompozit ile sargılamada ise %53 oranında ε_{fe} değerini azaltmaktadır.

ε_{fe} LP etkin birim uzama sınırına ait denklemler, Denklem 3.15 ve 3.16 aşağıda verilmiştir. Aşağıdaki denklemlerde $f_c^{'}$ MPa ve E_f GPa birimiyle kullanılmalıdır.

Tamamen sargılama

$$\varepsilon_{fe} = 0.17\left(\frac{f_c^{'2/3}}{E_f \rho_f}\right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \qquad \textbf{(3.15)}$$

U tipi veya iki yüzeye yapıştırma

$$\varepsilon_{fe} = \min\left[0.65\left(\frac{f_c^{'2/3}}{E_f \rho_f}\right)^{0.56} \times 10^{-3}, 0.17\left(\frac{f_c^{'2/3}}{E_f \rho_f}\right)^{0.30} \varepsilon_{fu}\right] \qquad \textbf{(3.16)}$$

$V_{c,y}$ ve $V_{s,y}$ değerleri sırasıyla Denklem 3.17 ve Denklem 3.18 kullanılarak hesaplanacaktır. ρ_l, çekme bölgesindeki boyuna donatı oranı olup, A_s / bd ve 0.02 değerlerinden minimum olanı kullanılacaktır. k ise eleman boyut etkisini hesaba katan bir katsayı olup, (1.6-d) ve 1 değerlerinden maksimum olanına eşittir. γ_c beton

malzeme katsayısı olup 1.5'tir. γ_s çelik malzeme katsayıdır, 1.15. Bu çalışmada bu malzeme katsayıları hesaplarda göz önüne alınmamıştır.

$$V_{c,y} = \left[\left(\frac{0.25(0.21 f_c'^{2/3})}{\gamma_c} \right) k(1.2 + 40\rho_l) + \left(\frac{0.15N}{bh} \right) \right] bd \quad \textbf{(3.17)}$$

$$V_{s,y} = 0.9 \frac{A_{sh} f_{yw} d}{\gamma_s s} \quad \textbf{(3.18)}$$

CSA S806-02

LP tabaka, uygulanacağı eleman eksenine göre $\alpha \geq 75^0$'lik bir açı ile uygulanmalıdır. $V_{\mathrm{LP,y}}$ Denklem 3.19 ile hesaplanmaktadır. ϕ_F dayanım faktörüdür ve 0.75 alınabilir.

$$V_{LP,y} = 2\phi_f f_{fe} t_f d \quad \textbf{(3.19)}$$

LP tabakasında oluşan çekme gerilmesi f_{fe} ise Denklem 3.20 yardımıyla hesaplanır. f_{fu}, LP kompozite ait kopma gerilmesidir ve Denklem 3.20 ile hesaplanabilir.

$$f_{fe} = 0.004 E_f \leq \phi_f f_{fu} \quad \textbf{(3.20)}$$

$V_{\mathrm{c,y}}$ ve $V_{\mathrm{s,y}}$ değerleri sırasıyla Denklem 3.21 ve Denklem 3.22 kullanılarak hesaplanacaktır. ϕ_c ve ϕ_s azaltma faktörleri olup sırasıyla 0.60 ve 0.85 alınacaktır (bu tez çalışmasındaki hesaplar tasarıma yönelik olmadığından bu katsayılar hesaplarda göz önüne alınmamıştır). λ ise beton yoğunluğu için düzeltme faktörü olup, normal yoğunluğa sahip betonlarda 1.00, yarı düşük yoğunluğa sahip betonlarda 0.85 ve düşük yoğunluğa sahip betonlarda 0.75 alınacaktır. Burada hesap yapılırken ϕ_c, ϕ_s ve Denklem 3.21'deki 0.8 katsayısı göz önüne alınmamıştır.

$$V_{c,y} = 0.2\lambda\phi_c \sqrt{f_c'} (0.8bh) \quad \textbf{(3.21)}$$

$$V_{s,y} = \frac{\phi_s A_{sh} f_{yw} d}{s} \quad \textbf{(3.22)}$$

Concrete Society TR-55

$V_{LP,y}$ Denklem 3.23 ile hesaplanmaktadır. γ_{mE} ve γ_{mF} güvenlik faktörleri olup, $\gamma_{mF} = \gamma_{mf} \times \gamma_{mm}$ şeklinde iki değişkene bağlıdır. γ_{mm} değeri uygulama yöntemine bağlı olan ek bir güvenlik faktörüdür. Yönetmelikte karbon ve cam LP için sırası ile γ_{mE} 1.1 ve 1.8, γ_{mf} 1.4 ve 3.5, γ_{mm} 1.4 ve 1.4 alınacağı belirtilmektedir. ε_{fe}, Denklem 3.24-26 ile hesaplanan değerlerden en küçük olanıdır. w_{fe} değeri Denklem 3.27 ile hesaplanacaktır. Sürekli sargılama durumunda $w_{fe} = s_f$ şeklinde alınacaktır. L_e etkin aderans boyu için Denklem 3.28 kullanılmalıdır. ρ_f şeritler halinde güçlendirme durumunda $(2t_f / b)(b_f / s_f)$ şeklinde, sürekli sargılama durumunda ise $2t_f / b$ şeklinde hesaplanacaktır. E_f kN/mm^2, f_c ise MPa cinsinden alınacaktır.

$$V_{LP,y} = \frac{1}{\gamma_{mF}} \frac{2t_f w_{fe} (E_f / \gamma_{mE}) \varepsilon_{fe} \sin\alpha (1+\cos\alpha) d}{s_f} \quad \textbf{(3.23)}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \quad \textbf{(3.24)}$$

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fu}[0.5622(\frac{\rho_f E_f}{\gamma_{mE}})^2 - 1.2188(\frac{\rho_f E_f}{\gamma_{mE}}) + 0.778] \quad \textbf{(3.25)}$$
$$\frac{\rho_f E_f}{\gamma_{mE}} \le 1.1 MPa$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.0042[(0.835 f_c^{'})^{2/3} w_{fe}] / (\frac{t_f E_f}{\gamma_{mE}})^{0.58} d \quad \textbf{(3.26)}$$

$$w_{fe} = \begin{cases} d - L_e & \text{U Tipi Sargılama} \\ d - 2L_e & \text{İki Yüze Yapıştırma} \end{cases} \quad \textbf{(3.27)}$$

$$L_e = 461.3 / (\frac{t_f E_f}{\gamma_{mE}})^{0.58} \quad \textbf{(3.28)}$$

$V_{c,y}$ ve V_s değerleri sırasıyla Denklem 3.29 ve Denklem 3.30 kullanılarak hesaplanacaktır. γ_c, beton malzeme katsayısı olup 1.25'tir. Asal basınç gerilmelerini sınırlamak üzere tanımlanan $V_{maks,y}$ değeri Denklem 3.31 ile hesaplanacaktır. $v_{maks,y}$ için ise $0.8\sqrt{f_c}$ ve 5 MPa değerlerinden minimum olanı kullanılacaktır.

$$V_{c,y} = \left[\frac{0.79}{\gamma_c} (100 A_s / bd)^{1/3} (400/d)^{1/4} \right] bd \quad \textbf{(3.29)}$$

$$V_{s,y} = 0.87 \frac{A_{sh} f_{yw} d}{s} \quad \textbf{(3.30)}$$

$$V_{maks,y} = \nu_{maks,y} bd \quad \textbf{(3.31)}$$

$V_{c,y}$ ve $V_{s,y}$ için ilgili yönetmelikler kullanılarak hesaplanan değerler Çizelge 3.8'de verilmiştir. Çizelge 3.9'da ise bütün numuneler için farklı yönetmelik kuralları kullanılarak hesaplanan $V_{LP,y}$ değerleri verilmiştir. S-LS-G-1-2Sides numunesi için FIB ve EUROCODE-8 ile elde edilen $V_{LP,y}$ değerlerinin yüksek olduğu görülmektedir. Etkin aderans boyu hesaplanarak ε_{fe} LP etkin birim uzama sınırının azaltıldığı ACI-440 ve Concrete Society TR-55 yönetmeliklerinde ise yakın sonuçlar elde edildiği gözlenmektedir. k ve γ_f azaltma faktörleri EUROCODE-8 yönetmeliğinde yer almamaktadır. Bundan dolayı FIB yönetmeliği ile LP'nin kolon kesme dayanımına katkısı hesaplanırken göz önüne alınan ε_{fe} değeri EUROCODE-8 yönetmeliğinde göz önüne alınan ε_{fe} değerine göre güçlendirmenin karbon LP kompozit olması durumunda %60, cam LP kompozit olması durumunda ise %53 oranında azalmaktadır. Aynı şekilde güvenlik katsayıları sebebiyle, Concrete Society TR-55 yönetmeliğinde karbon LP kompozit ile sargılamada $V_{LP,y}$ değeri %46 oranında azalmaktadır. Temelde bütün yönetmelikler aynı prensibe dayanmaktadır. ε_{fe} LP etkin birim uzama sınırı ile E_f LP elastisite modülü çarpılarak bir çekme gerilmesi hesaplanmaktadır. Bu gerilmeyi karşılayan alan ile çekme gerilmesi değeri çarpılarak LP kompozitin kesme kuvveti dayanımına katkısı bulunmaktadır. Son olarak, Çizelge 3.10'da farklı yönetmeliklerce verilen kurallar dikkate alınarak belirlenen kesme kapasiteleri ve deneysel kesme kapasiteleri verilmiştir. Asal basınç gerilmelerini sınırlamak üzere tanımlanan $V_{maks,y}$ değerleri TS-500 ve ACI-440 ve CO.S.'e göre hesaplanırken, f_c' beton basınç dayanımı yerine f_{cc}' sarılmış beton

basınç dayanımları kullanılmıştır. LP ile sargılanmış betonun basınç dayanımı güçlendirilmiş her bir numune için İlki ve diğ. (2003) tarafından önerilen bağıntılar

Çizelge 3.8 : $V_{c,y}$ ve $V_{s,y}$ yönetmelik değerleri.

Yönetmelikler	$V_{c,y}$ (kN)	$V_{s,y}$ (kN)
DBYBHY-06	21.0	28.4
ACI-440	15.8	28.4
FIB-2001	25.9	25.5
EUROCODE-8	25.9	25.5
CSA S806-02	19.9	28.4
CONCRETE SOCIETY TR-55	24.8	24.7

Çizelge 3.9 : $V_{LP,y}$ yönetmelik değerleri.

Numune	$V_{LP,y}$ (kN)					
	DBY.	ACI-440	FIB	EUR.	CSA.	CO.S.
S-LS-O-1	-	-	-	-	-	-
S-LS-O-2	-	-	-	-	-	-
S-LS-G-1-2Sides	-	2.10	9.3	17.3	-	1.98
S-LS-C-1-1/2	24.5	23.3	19.7	33.2	-	11.5
S-LS-G-1-1/2	9.7	9.3	7.7	13.1	-	9.7
S-LS-C-1-1	49.1	46.7	32.8	55.4	36.9	22.8
S-LS-G-1-1	19.3	18.4	13.4	21.0	14.5	19.4
S-LS-G-2-1	38.7	36.1	27.9	42.0	29.0	38.7
S-LS-G-3-1	58.1	55.2	41.9	62.9	43.5	58.1
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	24.6	23.3	19.7	33.2	36.9	11.4
S-LS-O-2-R-R-G-1	19.4	18.4	13.4	21.0	14.5	19.4

ile hesaplanmıştır. Referans numunelerde sargılama çok az olduğundan sargılama etkisi ihmal edilmiştir. ACI-440 yönetmeliğinde basınç gerilmesi ezilme sınırı LP ve etriyelerin taşıyabileceği miktarın toplamı için verilen (Çizelge 3.7) değere beton katkısı da eklenerek taşınabilecek en büyük kesme kuvveti değeri (diyagonal basınç gerilmelerinin beton basınç ezilmesi sınırında olması) $V_{maks,y}$ belirlenmiştir. Diğer yönetmelikler için $V_{maks,y}$ değerleri Çizelge 3.7'de verilen denklemler kullanılarak bulunmuştur. Çizelge 3.10'da verilen $V_{n,y}$ yönetmelik kuralları uygulanarak hesaplanan $V_{c,y}$, $V_{s,y}$, ve $V_{LP,y}$ değerleri toplanarak bulunmuştur. Daha önce de değinildiği gibi bütün numuneler kesme dayanımlarının yetersizliğinden dolayı eğilme kapasitelerine ulaşamadan dayanımlarını kaybetmişlerdir. Orijinal numuneler (S-LS-O-1 ve S-LS-O-2), iki yan yüze yapıştırma ile güçlendirilmiş numune (S-LS-

G-1-2Sides) ve şerit şeklinde sarılarak güçlendirilmiş numuneler (S-LS-C-1-1/2, S-LS-G-1-1/2 ve S-LS-O-1-R-R-C-1/2) diyagonal çekme gerilmeleri aşıldığından dolayı kesme dayanımlarına ulaştıkları düşünülmektedir. Çizelge 3.10 incelendiğinde bu numunelerin deneysel kesme kapasiteleri ($V_{den.}$) farklı yönetmelikler ile hesaplanan kesme kapasitelerine $V_{n,y}$'e diğer numunelere göre daha yakın oldukları görülmektedir. Başka bir deyimle bu numunelerin deneysel kesme kapasiteleri basınç ezilmesi için tanımlanan $V_{maks,y}$ değerinin altında kalmaktadır. Yönetmeliklerde verilen denklemlerin güvenli tarafta kalacak şekilde sonuç vermesi gerektiği düşünüldüğünde basınç ezilmesi sınırının yönetmeliklerce verilenlerden daha yüksek olması gerekmektedir. Bu durum da numunelerin basınç ezilmesi sınırında olmadıklarını göstermektedir. Bu numunelerin dışında kalan ve tüm yüzey sargılanan numunelerin (S-LS-C-1-1, S-LS-G-1-1, S-LS-G-2-1, S-LS-G-3-1 ve S-LS-O-2-R-R-G-1) deneysel kesme kapasitelerinin $V_{maks,y}$ değerlerine daha yakın oldukları görülmektedir. Bu durum numunelerin iki farklı göçme şekline sahip olduklarını göstermektedir. Bu göçme şekillerine ileriki bölümlerde de değinilecektir. Göçme şekillerini daha net bir şekilde görebilmek için $V_{n,y}/V_{den.}$ ve $V_{maks,y}/V_{den.}$ oranları Çizelge 3.11'de birlikte verilmiştir. $V_{maks,y}/V_{den.}$ oranları incelendiğinde bir, iki ve üç kat cam LP ve bir kat karbon LP ile sarılan numunelerde TS-500 ve CO.S. yönetmeliklerince hesaplanan $V_{maks,y}$ değerleri genelde deneysel kesme kapasitelerinin altında kalmaktadır ve ACI-440 yönetmeliğince hesaplanan değerlerin sınırında kalmaktadır. Bu durum bu beş numunenin diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı göçtüğü düşüncesini güçlendirmektedir. $V_{n,y}/V_{den.}$ oranları incelendiğinde DBY., FIB, EUR. yönetmeliklerinin numunelerin kesme kapasitelerini tahmin etmede güvensiz tarafta kaldıkları görülmektedir. Diğer yönetmelikler ise bazı numuneler için güvenli bazıları için güvensiz tarafta kalmaktadırlar. Yönetmeliklerin deneysel kesme kapasitelerini tahmin etmedeki başarılarını daha net bir şekilde görebilmek için diyagonal çekme gerilmeleri sonucu kesme dayanımlarına ulaştıkları düşünülen numuneler için $V_{n,y}/V_{den.}$ oranları ve

diyagonal basınç ezilmesi sonucu kesme dayanımlarına ulaştıkları düşünülen numuneler için $V_{maks,y}/V_{den.}$ oranları iki ayrı çizelgede (Çizelge 3.12 ve 13)

Çizelge 3.10 : Yönetmeliklerce hesaplanan ve deneysel kesme kapasiteleri

Numune	f_c' (MPa)	f_{cc}' (MPa)	$V_{n,y}$ (kN)*						$V_{maks,y}$ (kN)			$V_{den.}$ (kN)
			DBY.	ACI-440	FIB	EUR.	CSA.	CO.S.	TS-500	ACI-440	CO.S.	
S-LS-O-1	11	11.0	49.4	44.2	51.4	51.4	48.3	49.5	58.8	69.0	64.5	44.2
S-LS-O-2	11	11.0	49.4	44.2	51.4	51.4	48.3	49.5	58.8	69.0	64.5	50.5
S-LS-G-1-2Sides	11	11.0	49.4	46.3	60.7	68.7	48.3	51.5	58.8	69.0	64.5	55.0
S-LS-C-1-1/2	11	11.7	73.9	67.5	71.1	84.6	48.3	61.0	62.5	70.7	66.5	68.5
S-LS-G-1-1/2	11	11.2	59.1	53.5	59.1	64.5	48.3	59.2	59.9	69.5	65.1	64.0
S-LS-C-1-1	11	12.5	98.5	90.9	84.2	106.8	85.2	72.3	66.8	72.5	68.7	80.0
S-LS-G-1-1	11	11.5	68.7	62.6	64.8	72.4	62.8	68.9	61.5	70.2	65.9	71.5
S-LS-G-2-1	11	12.2	88.1	80.3	79.3	93.4	77.3	88.2	65.2	71.8	67.9	80.0
S-LS-G-3-1	11	12.9	107.5	99.4	93.3	114.3	91.8	107.6	69.0	73.4	69.8	84.5
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	11	11.7	74.0	67.5	71.1	84.6	85.2	60.9	62.5	70.7	66.5	66.0
S-LS-O-2-R-R-G-1	11	11.5	68.8	62.6	64.8	72.4	62.8	68.9	61.5	77.9	65.9	70.5

* $V_{n,y}$ yönetmelik kuralları uygulanarak hesaplanan $V_{c,y}$, $V_{s,y}$, ve $V_{LP,y}$ değerleri toplanarak bulunmuştur ($V_{n,y}= V_{c,y}+V_{s,y}+V_{LP,y}$).

Çizelge 3.11 : Yönetmeliklerce hesaplanan ve deneysel kesme kapasitesi oranları

Numune	f_{cc}' (MPa)	$V_{n,y}/V_{den.}$						$V_{maks,y}/V_{den.}$		
		DBY.	ACI-440	FIB	EUR.	CSA.	CO.S.	TS-500	ACI-440	CO.S.
S-LS-O-1	11.0	1.12	1.00	1.16	1.16	1.09	1.12	1.33	1.56	1.46
S-LS-O-2	11.0	0.98	0.88	1.02	1.02	0.96	0.98	1.16	1.37	1.28
S-LS-G-1-2Sides	11.0	0.90	0.84	1.10	1.25	0.88	0.94	1.07	1.25	1.17
S-LS-C-1-1/2	11.4	1.08	0.99	1.04	1.24	0.71	0.89	0.91	1.03	0.97
S-LS-G-1-1/2	11.4	0.92	0.84	0.92	1.01	0.75	0.93	0.94	1.09	1.02
S-LS-C-1-1	15.9	1.23	1.14	1.05	1.34	1.07	0.90	0.84	0.91	0.86
S-LS-G-1-1	11.8	0.96	0.88	0.91	1.01	0.88	0.96	0.86	0.98	0.92
S-LS-G-2-1	12.9	1.10	1.00	0.99	1.17	0.97	1.10	0.82	0.90	0.85
S-LS-G-3-1	14.1	1.27	1.18	1.10	1.35	1.09	1.27	0.82	0.87	0.83
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	11.4	1.12	1.02	1.08	1.28	1.29	0.92	0.95	1.07	1.01
S-LS-O-2-R-R-G-1	11.8	0.98	0.89	0.92	1.03	0.89	0.98	0.87	1.00	0.94

verilmiştir. Bu çizelgelerde ayrıca söz konusu oranların ortalamaları her yönetmelik için hesaplanarak verilmiştir. Çizelge 3.12'de görüldüğü gibi ortalamalara bakıldığında numunelerin deneysel kesme kuvveti kapasitelerini tahmin etmede DBY., FIB ve EUR. yönetmelikleri güvensiz tarafta kalmaktadır. ACI, CSA. ve CO.S. yönetmelikleri güvenli tarafta kalmaktadır. ACI-440 yönetmeliğinin deneysel kesme kapasitesini tahmin etmede diğer yönetmeliklere göre daha güvenli tarafta olduğu görülmektedir.

Çizelge 3.12 : Yönetmeliklerce hesaplanan ve deneysel kesme kapasiteleri oranları- göçme şekli: diyagonal çekme gerilmeleri.

Numune	$V_{n,y}/V_{den.}$					
	DBY.	ACI.	FIB	EUR.	CSA.	CO.S.
S-LS-O-1	1.12	1.00	1.16	1.16	1.09	1.12
S-LS-O-2	0.98	0.88	1.02	1.02	0.96	0.98
S-LS-G-1-2Sides	0.90	0.84	1.10	1.25	0.88	0.94
S-LS-C-1-1/2	1.08	0.99	1.04	1.24	0.71	0.89
S-LS-G-1-1/2	0.92	0.84	0.92	1.01	0.75	0.93
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	1.12	1.02	1.08	1.28	1.29	0.92
Ortalama	1.02	0.93	1.05	1.16	0.95	0.96

Çizelge 3.13 : Yönetmeliklerce hesaplanan ve deneysel kesme kapasiteleri oranları göçme şekli: diyagonal basınç gerilmeleri.

Numune	$V_{maks,y}/V_{den.}$		
	TS-500	ACI-440	CO.S.
S-LS-C-1-1	0.84	0.91	0.86
S-LS-G-1-1	0.86	0.98	0.92
S-LS-G-2-1	0.82	0.90	0.85
S-LS-G-3-1	0.82	0.87	0.83
S-LS-O-2-R-R-G-1	0.87	1.00	0.94
Ortalama	0.84	0.93	0.88

Çizelge 3.13 incelendiğinde basınç ezilmesini önlemek amacı ile basınç gerilmelerinin üst sınırına karşılık gelen kesme kapasitelerini tahmin etmede

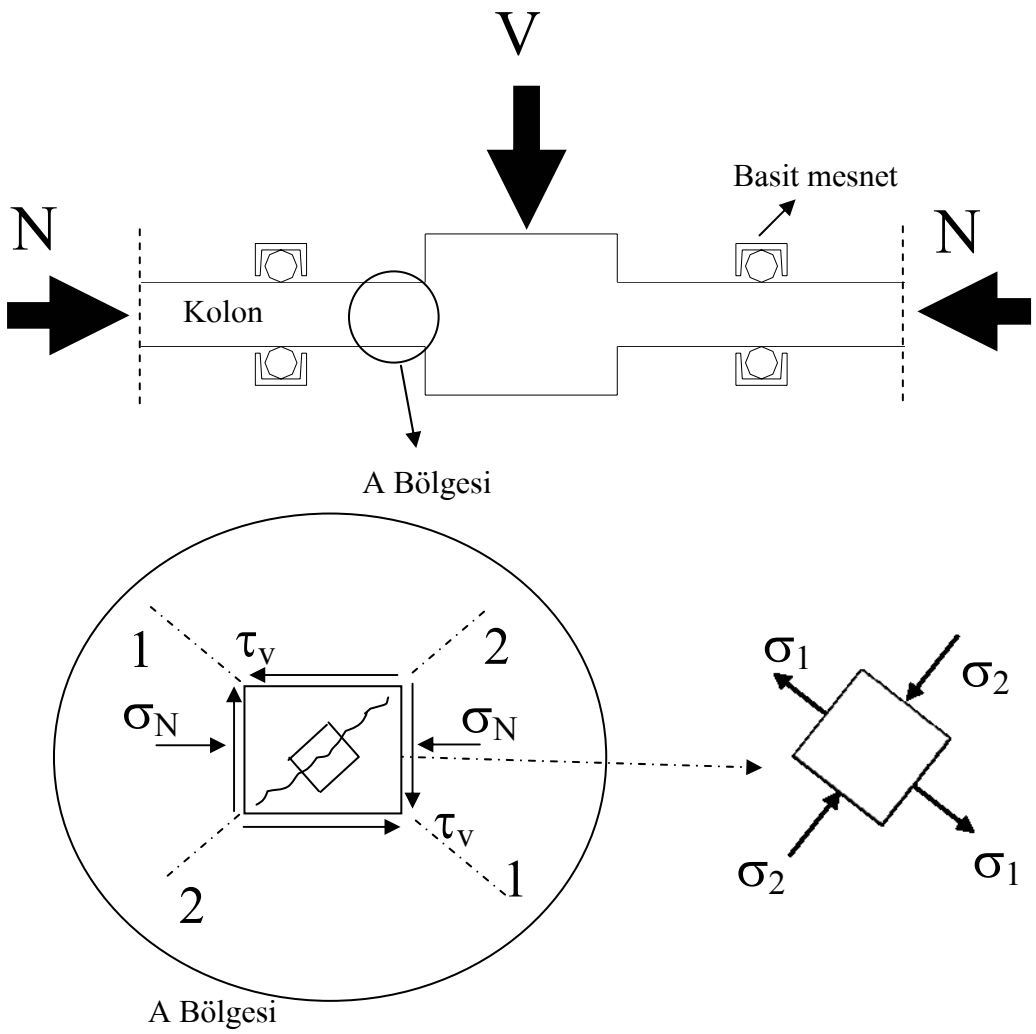
yönetmeliklerin genellikle güvenli tarafta kaldıkları görülmektedir. Buna karşılık deneysel değerlere yakın sonuçlar elde edilmiştir. Bu da verilen denklemlerin güvensiz tarafta kalma riskini artırmaktadır. Bu durum yönetmeliklerde verilen denklemlerin düşük dayanımlı betona sahip mevcut betonarme elemanlar için daha düşük değerler verecek şekilde tekrar gözden geçirilmesinin gerekliliğini göstermektedir.

3.3 Kesme Kuvveti-Yerdeğiştirme İlişkisinin Modellenmesi

3.3.1 Kesme kuvveti kapasitesi

Numunelerin kesme kuvveti kapasitelerini hesaplamak için temel mekanik ilkelerine dayanan basit bir yöntem kullanılmıştır.

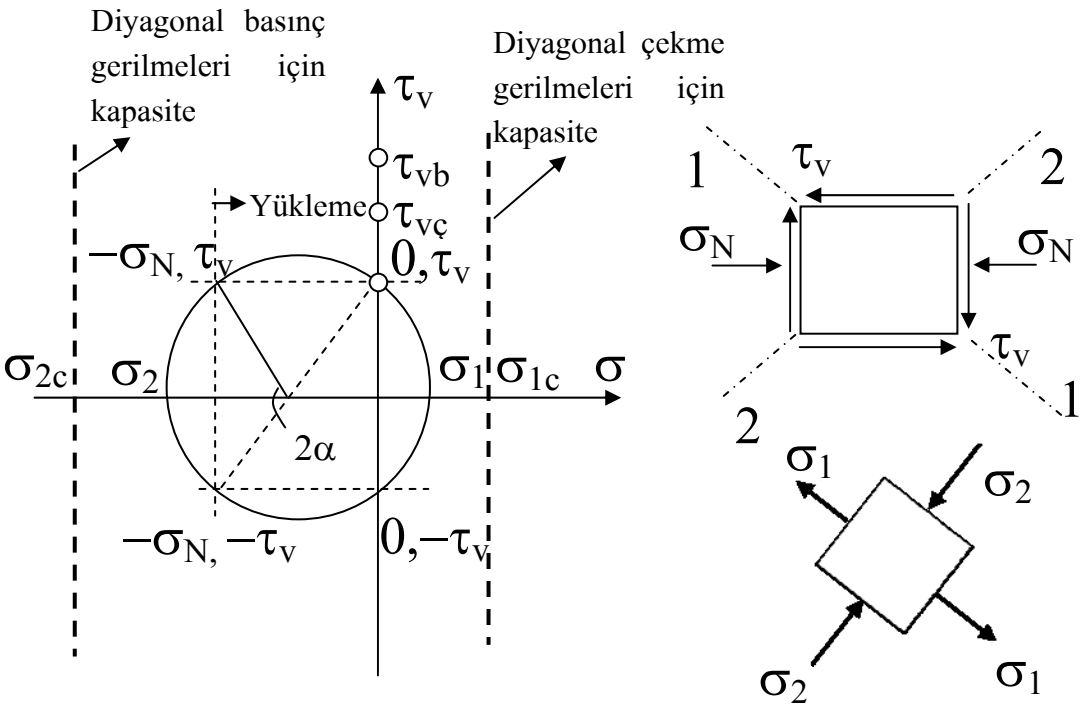
Numunelerin deneysel kesme kapasitelerini tahmin etmek için literatürde (Konwinski (1996), Moehle et al. (1999), Lynn (2001) ve Sezen (2000)) sıkça yapıldığı gibi mekaniğin temel prensiplerinden faydalanılmıştır. Bir elemanın kesme kapasitesini kaybetmesi Şekil 3.13'de görüldüğü gibi elemana etki eden kesme kuvveti (V) ve eksenel yükten (N) kaynaklanan iki eksenli kayma ($\tau_v = V / bd$, V: kolona etki eden kesme kuvveti, b: kolon en kesit genişliği ve d: en dış basınç lifinin çekme donatısının merkezine olan mesafeyi ifade eden faydalı yüksekliktir) ve basınç gerilmeleri ($\sigma_N = N / bh$, N: kolon eksenel yükü ve h: en kesit yüksekliğidir) altında eğik çatlak oluşumu ve akabinde betonun ezilmesi ile meydana gelir. Kesme kapasitesi elemanda kesit boyunca eğik çatlak oluşturacak yüke eşit kabul edilebilir. Eğik çatlak oluşumunun asal çekme gerilmesinin (σ_1) beton çekme dayanımına (f_t) ulaşması ile olduğu varsayılmıştır. Şekil 3.13'de 1 ve 2 ile numaralandırılan kesikli çizgiler asal gerilme yönlerini ve σ_2 asal basınç gerilmesini göstermektedir. Şekil 3.14'de Şekil 3.13'de gösterilen yükleme durumu için Mohr dairesi (Mohr, 1900) çizilmiştir. Bu şekilde yükleme ve kapasite için kabul edilen sınırlar kesikli çizgiler ile belirtilmiştir. Sonuç olarak eğik çatlak yükü veya kesme göçmesine neden olan



Şekil 3.13 : Eğik çatlağın oluşmasını sağlayan kuvvetler ve asal gerilmeler.

kesme kuvveti betonun çekme dayanımı ile ilgilidir. Genellikle beton çekme dayanımı yarma çekme deneyleri ile bulunur ve ilk olarak $\sqrt{f_c'}$ ile orantılı olduğu 1960'larda belirtilmiştir (ACI-ASCE Commitee 326, 1962). Bugüne kadar beton çekme dayanımı $f_t = C\sqrt{f_c'}$ ile ifade edilmektedir. Dayanım hesapları için ACI-318 (2002) C katsayısı için 0.5 değerini önermektedir. Bu tez çalışmasında denenen standart disk yarma deneylerinin sonuçları Ek C Şekil C.2.21'de verilmiştir. Bu standart disk numuneleri Bölüm 4 ve Bölüm 5'de denenen numunelerin betonunun yarma çekme dayanımlarını belirlemek üzere yapılmıştır. TS-500 (2000) beton çekme dayanımı için direkt çekme dayanımı olan $f_t = 0.35\sqrt{f_c'}$'i önermektedir. Ayrıca TS-500 (2000)'de direkt çekme dayanımının yarma çekme ve eğilme çekme

dayanımı deneylerinden elde edilen değerlerin sırası ile 1.5 ve 2 ile bölünmesinden yaklaşık olarak elde edilebileceği belirtilmektedir. TS-500 (2000)'de direkt, yarma ve eğilme çekme dayanımı için verilen bu ifade göz önünde bulundurularak Şekil C.2.21'de deney sonuçlarına ilave olarak $f_t = 0.35\sqrt{f_c'}$, $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$ ve $f_t = 0.7\sqrt{f_c'}$'e karşılık gelen doğrular da verilmiştir. Ayrıca Şekil C.2.21'de görüldüğü gibi beton basınç dayanımı düştükçe yarma çekme dayanımı değerleri $f_t = 0.35\sqrt{f_c'}$ doğrusunun altına düşmektedir. Beton basınç dayanımı artıkça deneysel veriler $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$ doğrusuna yaklaşmaktadır. Bu bölümdeki numunelerin deney günü beton basınç dayanımlarının 11 MPa olduğu ve Şekil C.2.21 göz önünde bulundurulduğunda beton çekme dayanımı için $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$ makul gözükmektedir.



Şekil 3.14 : Mohr dairesi (Mohr, 1900).

Birbirine dik iki yüzeyde kayma (τ) ve eksenel (σ_x ve σ_y) gerilmelere maruz herhangi bir elemandaki asal gerilmeler Denklem 3.32 ile hesaplanabilir ;

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad \textbf{(3.32)}$$

ve asal çekme gerilmesine karşı gelen kayma gerilmesi Denklem 3.33 ile bulunabilir.

$$\tau_{xy} = \sqrt{\left(\sigma_1 - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \quad \textbf{(3.33)}$$

Bu denklemlerde σ_x, x-y eksen takımında x yönündeki gerilmeyi, σ_y, y yönündeki gerilmeyi temsil etmektedir. Bu çalışmadaki yükleme durumu düşünüldüğünde $\sigma_x = \sigma_N$, $\sigma_y = 0$, $\tau = \tau_V$ 'dir. Bu değerler kullanıldığında Denklem 3.34 elde edilir.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_N}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_N}{2}\right)^2 + \tau_v^2} \quad \textbf{(3.34)}$$

Denklem 3.34 Şekil 3.14'de gösterildiği gibi 1 ve 2 yönlerindeki asal çekme (σ_1) ve asal basınç (σ_2) gerilmelerini vermektedir. Bu denklemde τ_V kolona etki eden kesme kuvvetinin kolonda oluşturduğu kayma gerilmesidir. σ_N daha önce de belirtildiği gibi kolondaki eksenel gerilmedir ve basınç yüklemesi için işareti "-" alınmalıdır. Denklem 3.34 σ_1 için yazıldığında ve yazılan bu denklemden τ_V çekilirse Denklem 3.35 elde edilir.

$$\tau_V = \sigma_{1c}\sqrt{1 - \frac{\sigma_N}{\sigma_{1c}}} \quad \textbf{(3.35)}$$

Denklem 3.35'de asal çekme gerilmesi olan σ_1 yerine betonun çekme dayanımını ifade etmek üzere σ_{1c} kullanılmıştır. Bu denklem asal çekme gerilmesine karşılık gelen kayma gerilmesini vermektedir. Şekil 3.14'deki gibi kapasite sınırı için asal çekme gerilmesi beton çekme dayanımına eşit alınırsa ($\sigma_{1c} = f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$) ve $\sigma_N = N / A_g$ olduğu göz önüne alınırsa birleşim bölgesinin kesme kapasitesi Denklem 3.36 ile elde edilebilir.

$$\tau_{vç} = 0.5\sqrt{f_c^{'}}\sqrt{1-\frac{N}{0.5\sqrt{f_c^{'}}A_g}} \quad \textbf{(3.36)}$$

Bu denklemde betonun çekme dayanımı göçme sınırı alınarak bulunan kayma gerilmesini ifade etmek için τ_V yerine $\tau_{Vç}$ yazılmıştır. Sonuç olarak Denklem 3.36 göçme limiti olarak beton çekme dayanımı alındığında ve bu değer $\sigma_{1c} = f_t = 0.5\sqrt{f_c^{'}}$ alınırsa numunenin taşıyabileceği kayma gerilmesi Denklem 3.36 ile hesaplanabilir. N kolon eksenel yüküdür ve işareti basınç durumu için "-", çekme durumu için "+" alınacaktır. A_g kolon enkesit alanıdır.

Yukarıda çıkarılan Denklem 3.36 daha önce bazı araştırmacılar tarafından da kullanılmıştır (Konwinski (1996), Moehle et al. (1999), Lynn (1999) ve Sezen (2002)).

Denklem 3.36 ile elde edilen değerler ASCE-ACI Committee 426 (1973) tarafından önerildiği gibi a/d oranı ile azaltılarak Denklem 3.37 elde edilmiştir.

$$\tau_{vç} = \frac{0.5\sqrt{f_c^{'}}}{a/d}\sqrt{1-\frac{N}{0.5\sqrt{f_c^{'}}A_g}} \quad \textbf{(3.37)}$$

Bu denklemde a kesme açıklığı veya kolon boyudur. Buradaki amaç eğilmenin kesme dayanımı üzerindeki etkilerini dikkate almaktır. ASCE-ACI Committee 426 (1973) tarafından belirtildiğine göre bu yaklaşım, a/d'nin 2 ile 4 arasındaki değerleri için geçerlidir (bu çalışmada a/d=2.8'dir). Sonuç olarak normal kuvvet, eğilme ve kayma gerilmelerine maruz bir betonarme elemanda betonun taşıyabileceği en büyük kayma gerilmesi Denklem 3.37 ile hesaplanabilir ($f_c^{'}$ ve N/A_g MPa biriminde olmalıdır). Kolonun kesme kuvveti kapasitesine betonun katkısı Denklem 3.38 ile hesaplanmıştır.

$$V_c = \tau_{vç} \times b \times d \quad \textbf{(3.38)}$$

Kesme kuvveti kapasitesine etriyenin katkısı Denklem 3.39 ile hesaplanmıştır.

$$V_s = A_{sh} \times f_{yh} \times (d/s) \quad \textbf{(3.39)}$$

Güçlendirilmiş numunelerde LP'nin kesme dayanımına katkısını hesaplamak için Denklem 3.35 LP sargının etkisini göz önüne almak üzere uyarlanarak bulunan Denklem 3.40 kullanılmıştır.

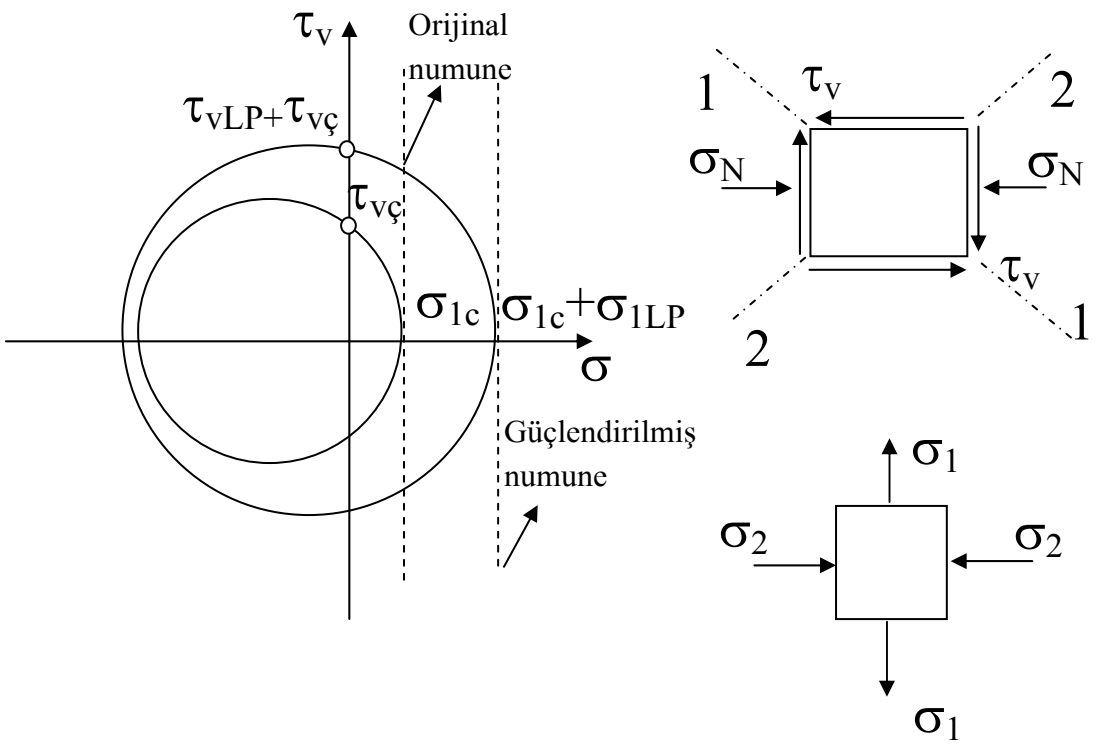
$$\tau_{vLP} = \sigma_{1LP} \sqrt{1 - \frac{N}{\sigma_{1LP} A_g}} \quad \textbf{(3.40)}$$

Bu denklemin Denklem 3.35'den farkı betonun kesme dayanımına katkısını hesaplarken, eğilme etkileri için göz önüne alınan a/d oranının kullanılmamış olmasıdır. Bu denklemde betonun çekme dayanımı ($0.5\sqrt{f_c'}$) yerine lifli polimerin koptuğunu kabul ettiğimiz şekildeğiştirme değeri olan ε_{LPe}=0.004 şekildeğiştirme durumuna denk gelen lifli polimerdeki toplam çekme kuvvetinin oluşturduğu düşünülen çekme dayanımı alınmıştır. Bu çekme dayanımı (σ_{1LP}) basit bir şekilde Denklem 3.41 ve 42 ile hesaplanmıştır.

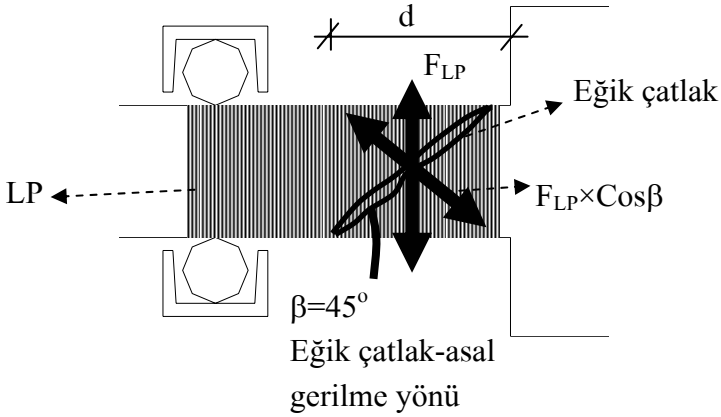
$$\sigma_{1LP} = \frac{F_{LP} \times \cos\beta}{(b \times d / \cos\beta)} = \frac{F_{LP} \times \cos^2\beta}{b \times d} \quad \textbf{(3.41)}$$

$$F_{LP} = 2t_{LP} \times n_{LP} \times d \times \varepsilon_{LPe} \times E_{LP} \times \frac{w_f}{s_f} \quad \textbf{(3.42)}$$

Denklem 3.41 LP'de oluşan toplam çekme kuvveti olan F_{LP}'nin (Denklem 3.42) kolon kesitine bölünerek elde edilen gerilmelerin diyagonal yöndeki izdüşümü alınarak elde edilmiştir. Denklem 3.40 bulunurken σ_{1LP} göçme sınırı olarak alınmıştır. Bu durumda Şekil 3.15'de gösterildiği gibi diyagonal çekme gerilmelerinin $\sigma_{1c} + \sigma_{1LP}$ değerine eşit olması beton ve LP'nin toplam göçme sınırı olarak alınmıştır. Denklem 3.42'de t_{LP} LP kompozitin kalınlığını, n_{LP} LP kompozitin kat sayısını, E_{LP} LP'nin elastisite modülünü, w_f LP sargılamanın şerit genişliğini ve s_f LP şeritlerin eksenden eksene olamak üzere aralıklarını ifade etmektedir. Tam sargılamada w_f/s_f=1 ve bu çalışmadaki şerit sargılamada w_f/s_f=0.5 olmaktadır. β asal doğrultuyu göstermekte ve burada 45^o olarak kabul edilmiştir (Şekil 3.16).



Şekil 3.15 : Güçlendirme durumu için Mohr dairesi (Mohr, 1900).



Şekil 3.16 : LP kompozitte oluşan kuvvetler.

Sonuç olarak kolon kesme dayanımına LP'nin katkısı Denklem 3.43 ile ve betonun (V_c), etriyenin (V_s) ve LP'nin (V_{LP}) katkıları toplanarak kolon teorik kesme kapasitesi V_n Denklem 3.44 ile tahmin edilmiştir.

$$V_{LP} = \tau_{vLP} \times b \times d \quad \textbf{(3.43)}$$

$$V_n = V_c + V_s + V_{LP} \quad \textbf{(3.44)}$$

Yukarıda açıklanan yöntem ile bulunan kolon kesme kapasitesi göçme için sınır olarak diyagonal çekme gerilmelerinin beton çekme dayanımına ulaşması olarak alındığından göçme şekli diyagonal çekme gerilmelerinden dolayı olan numuneler için geçerlidir. Göçme şekli diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı olan numunelerin kesme kuvveti kapasitelerinin diyagonal basınç gerilmeleri için bir sınır tanımlanarak benzer bir şekilde tahmin edilebileceği düşünülmüştür. Göçme sınırının diyagonal basınç gerilmelerinin beton basınç dayanımına ulaşması olarak alınmasının uygun olacağı düşünülmüştür. Denklem 3.34'ün 2 yönündeki asal gerilme bileşeni (Şekil 3.15) bu yöndeki asal basınç gerilmelerini verir ve Denklem 3.45'deki gibi ile yazılabilir.

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_N}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_N}{2}\right)^2 + \tau_v^2} \qquad \textbf{(3.45)}$$

Bu denklemden τ_v çekilirse Denklem 3.46 elde edilir.

$$\tau_{vb} = \sqrt{\left(\sigma_{2c} - \frac{\sigma_N}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_N}{2}\right)^2} \qquad \textbf{(3.46)}$$

Denklem 3.46 ile bulunan kayma gerilmelerinin diyagonal basınç gerilmelerinin beton basınç dayanımına ulaşması durumunda kolon tarafından taşınabilecek en büyük kayma gerilmeleri olduğunu ifade etmek için τ_v yerine τ_{vb} ve betonun basınç dayanımını ifade etmek için σ_2 yerine σ_{2c} yazılmıştır.

İki eksenli çekme ve basınç gerilmeleri altında beton basınç dayanımının azaldığı (betonda yumuşama) bir çok araştırmacı tarafından belirtilmiş ve bu azalmayı ifade etmek için çeşitli modeller önermişlerdir (Beckingsale, 1980, Vecchio ve Collins, 1986, Balakrishnan ve Murray, 1988, Pessiki ve diğ., 1990 ve Vecchio, 2000). Modellerde asal basınç gerilmeleri yönündeki beton basınç dayanımının azalması bir β_d katsayısı ile ifade edilmektedir. Asal basınç gerilmeleri yönündeki basınç dayanımı (f'_{ccd}) Denklem 3.47'deki gibi verilmektedir.

$$f'_{ccd} = \beta_d \times f'_{cc} \qquad \textbf{(3.47)}$$

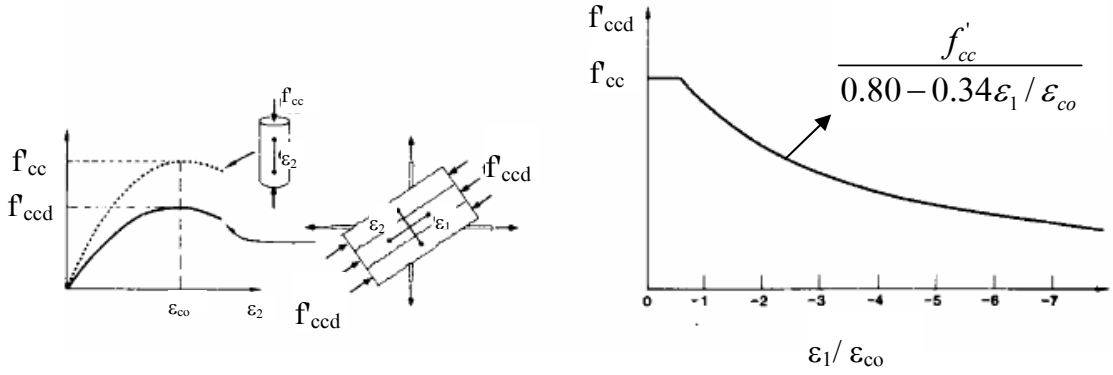
Bu denklemde f'_{cc} sarılmış betonun tek eksenli basınç gerilmeleri altındaki dayanımıdır. Burada LP'nin sargılama etkisinden dolayı betonun basınç dayanımındaki artışı göz önüne almak için f'_c yerine f'_{cc} kullanılmıştır.

Beckingsale (1980) ve Pessiki ve diğ. (1990) bu β_d katsayısını 0.5 olarak vermektedir. Balakrishnan ve Murray (1988) beton basınç dayanımının azalmasını asal çekme gerilmelerine bağlı olarak ifade etmişlerdir. β_d basınç dayanımı azaltma katsayısını Denklem 3.48 ve 49'daki gibi vermişlerdir.

$$\beta_d = 1 \qquad (\sigma_{1c} \le 0.80 f_t) \qquad \textbf{(3.48)}$$

$$\beta_d = \left[0.5 + \frac{(f_t - \sigma_{1c})}{0.20 f_t} \right] \qquad (0.80 f_t \le \sigma_{1c} \le f_t) \qquad \textbf{(3.49)}$$

Diğer bir model de çatlamış betonun asal basınç gerilmesinin asal basınç şekildeğiştirmesi yanında asal çekme şekildeğiştirmesinin bir fonksiyonu olduğunu kabul etmektedir. Basınç yumuşamasını asal çekme şekildeğiştirmelerine (ε_1) bağlı olarak ifade eden Vecchio ve Collins (1986) ve Vecchio (2000) β_d katsayısını Denklem 3.50'deki gibi vermişlerdir (Şekil 3.17).



(a) (b)

Şekil 3.17 : a) Çatlamış betonda basınç gerilmesi-şekildeğiştirme ilişkisi, b) β_d basınç dayanımı azaltma katsayısı (Vecchio ve Collins, 1986).

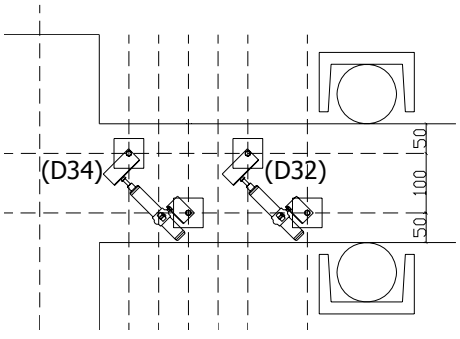
$$\beta_d = \frac{1}{0.80 - 0.34\varepsilon_1 / \varepsilon_{co}} \qquad \textbf{(3.50)}$$

Bu denklemde ε_{co} gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinde gerilmenin en büyük olduğu andaki şekildeğiştirmedir ve bu çalışmada 0.002 olarak kabul edilmiştir.

Bu çalışmada numune yüzeylerinde 45^0 diyagonal yönlerdeki uzama şekildeğiştirmeleri ölçülmüştür. Bu ölçüm verileri ve Vecchio ve Collins (1986) ve Vecchio (2000) tarafından beton yumuşaması için tanımlanan model (Şekil 3.17 ve Denklem 3.50) kullanılarak basınç ve çekme gerilmeleri altındaki betonun asal basınç yönündeki dayanımı hesaplanmaya çalışılmıştır. Çizelge 3.14'de diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı dayanımlarını kaybettikleri düşünülen numunelerde diyagonal yönlerdeki şekildeğiştirme değerleri ve karşı gelen $\varepsilon_1/\varepsilon_{co}$ ve β_d katsayıları verilmiştir. Diyagonal yönlerdeki uzama şekildeğiştirmeleri Şekil 3.18'de verilen ve "D34" olarak gösterilen yerdeğiştirmeölçerler ile ölçülmüştür. Ölçüm boyları yaklaşık 140 mm'dir.

Çizelge 3.14 : Diyagonal yöndeki uzama şekildeğiştirmeleri, karşı gelen β_d katsayıları ve hesaplanan kolon kesme kapasiteleri.

					β_d=0.42		β_d=0.37	
Numune	ε_1	$\varepsilon_1/\varepsilon_{co}$	β_d	$V_{den.}$	V_b (kN)	$V_b/V_{den.}$	V_b (kN)	$V_b/V_{den.}$
S-LS-C-1-1	0.011	5.5	0.37	80.0	98.8	1.24	83.0	1.04
S-LS-G-1-1	0.013	6.5	0.33	71.5	88.2	1.23	73.6	1.03
S-LS-G-2-1	0.0076	3.8	0.47	80.0	95.7	1.20	80.2	1.00
S-LS-G-3-1	0.0052	2.6	0.59	84.5	103	1.22	86.8	1.03
S-LS-O-2-R-R-G-1	0.029	14.5	0.17	70.5	88.2	1.25	73.6	1.04
Ortalama	0.0092	4.6	0.42			1.23		1.03



Şekil 3.18 : Diyagonal şekildeğiştirme ölçümleri.

Çizelge 3.14'de görüldüğü gibi şekildeğiştirme değerleri 0.0052-0.029 aralığında değişmektedir. S-LS-O-2-R-R-G-1 numunesinde ölçülen değer diğer numunelerde ölçülenlere göre çok daha büyük olduğundan ortalama hesaplanırken bu değer göz önüne alınmamıştır. Ortalama satırında görüldüğü gibi S-LS-O-2-R-R-G-1 numunesi dışındaki numunelerden ölçülen uzama şekildeğiştirmelerinin ortalaması 0.0092 ve karşı gelen $\varepsilon_1/\varepsilon_{co}$ oranı 4.6 ve bu orana kaşı gelen β_d katsayısı 0.42 olarak Denklem 3.49 kullanılarak elde edilmiştir. Sonuç olarak Vecchio ve Collins (1986) ve Vecchio (2000) ve Çizelge 3.14'deki diyagonal çekme şekildeğiştirmeleri durumunda beton basınç dayanımı 0.42 katsayısı ile çarpılarak azaltılmadır. Bu durumda asal basınç ve çekme gerilmelerine maruz betonun basınç dayanımı $f'_{ccd} = 0.42 f'_{cc}$ olmaktadır.

Denklem 3.45'de $\sigma_{2c} = -f'_{ccd}$ (buradaki (-) işareti f'_{ccd}'nin basınç olmasından ileri gelmektedir) yerine konulursa Denklem 3.51 elde edilir. Bu şekilde kolonun diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı göçmesi durumu için kolon tarafından taşınabilecek en büyük kayma gerilmesi Denklem 3.51 ve kesme kuvveti Denklem 3.52 ile hesaplanmıştır. Denklem 3.51'de f'_{ccd} işareti (+) alınmalıdır.

$$\tau_{vb} = \sqrt{\left(-f'_{ccd} - \frac{N}{2A_g}\right)^2 - \left(\frac{N}{2A_g}\right)^2} \qquad \textbf{(3.51)}$$

$$V_b = \tau_{vb} b d \qquad \textbf{(3.52)}$$

Çizelge 3.14'de β_d=0.42 olması durumunda Denklem 3.52 kullanılarak elde edilen kesme kuvvetleri ve bu kesme kuvvetlerinin deneysel olarak elde edilen kesme kuvvetlerine oranları da verilmiştir. Çizelgeden görüldüğü gibi deney sonuçlarına göre daha yüksek değerler elde edilmiştir. Bu durumun bu çalışmada denenen numunelerinin düşük dayanımlı ($f'_c = 11$ MPa) betona sahip olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Daha öncede değinildiği gibi beton dayanımı düştükçe çekme dayanımı çekme dayanımı için önerilen denklemler ile hesaplanan değerlerin çok altına düşmektedir. Düşük dayanımlı betonda çekme dayanımının

düşmesi betonun iki eksenli çekme ve basınç gerilmeleri altında basınç dayanımı azalma miktarını da etkileyeceği düşünülmektedir. Nitekim bu çalışmada beton basınç dayanımının azaltılması için Vecchio ve Collins (1986) ve Vecchio (2000) tarafından önerilen β_d katsayısı kullanılarak elde edilmiştir ve bu katsayının elde edilmesinde üzerinde çalışılan numunelerde beton basınç dayanımları 19 MPa'nın üzerindedir. Bu sebeplerden dolayı bu çalışmadaki numuneler için β_d katsayısının daha düşük olacağı düşünülmüş ve deneysel verilere en iyi uyan β_d=0.37 olarak kullanılmıştır. Çizelge 3.14'de β_d=0.37 olması durumunda karşı gelen kesme kuvvetleri ve bu kesme kuvvetlerinin deneysel verilere oranları verilmiştir. Görüldüğü üzere sonuçlar bütün deneysel verilere çok yakındır.

Yukarıda açıklanan Mohr dairesi (Mohr, 1900) kullanılarak hesaplanan kesme kuvveti kapasiteleri bütün numuneler için deneysel kesme kuvveti kapasiteleri ile karşılaştırılarak Çizelge 3.15 ve 16'da verilmiştir. Çizelge 3.15'de göçme şekli diyagonal çekme gerilmelerinden olan numuneler ve Çizelge 3.16'de göçme şekli diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı olan numuneler verilmiştir. Çizelge 3.15 ve 16'da görüldüğü gibi önerilen yöntem deneysel kesme kuvveti kapasitelerini tahmin etmede genel olarak başarılı olmuştur. Bunun yanında genel olarak hesaplanan değerlerin deneysel değerlerden daha büyük olduğu görülmektedir.

Çizelge 3.15 : Teorik ve deneysel kesme kapasitelerinin karşılaştırılması, göçme şekli: diyagonal çekme gerilmeleri.

Numune	f_c' (MPa)	f_{cc}' (MPa)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_{LP} (kN)	V_n (kN)	$V_{den.}$ (kN)	$V_n/V_{den.}$
S-LS-O-1	11.0	11.0	21.7	28.2	-	49.9	44.2	1.13
S-LS-O-2	11.0	11.0	21.7	28.2	-	49.9	50.5	0.99
S-LS-G-1-2Sides	11.0	11.0	21.7	28.2	-	49.9	55.0	0.91
S-LS-C-1-1/2	11.0	11.7	22.1	28.2	28.1	77.9	68.5	1.14
S-LS-G-1-1/2	11.0	11.2	21.8	28.2	16.5	66.4	64.0	1.04
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	11.0	11.7	22.1	28.2	28.1	77.9	66.0	1.18
Ortalama								1.07

Çizelge 3.16 : Teorik ve deneysel kesme kapasitelerinin karşılaştırılması, göçme şekli: diyagonal basınç gerilmeleri.

Numune	f_c' (MPa)	f_{cc}' (MPa)	V_b (kN)	$V_{den.}$ (kN)	$V_b/V_{den.}$
S-LS-C-1-1	11.0	12.5	83.0	80.0	1.03
S-LS-G-1-1	11.0	11.5	73.6	71.5	1.03
S-LS-G-2-1	11.0	12.2	80.2	80.0	1.00
S-LS-G-3-1	11.0	12.9	86.8	84.5	1.03
S-LS-O-2-R-R-G-1	11.0	11.5	73.6	70.5	1.04
Ortalama					1.03

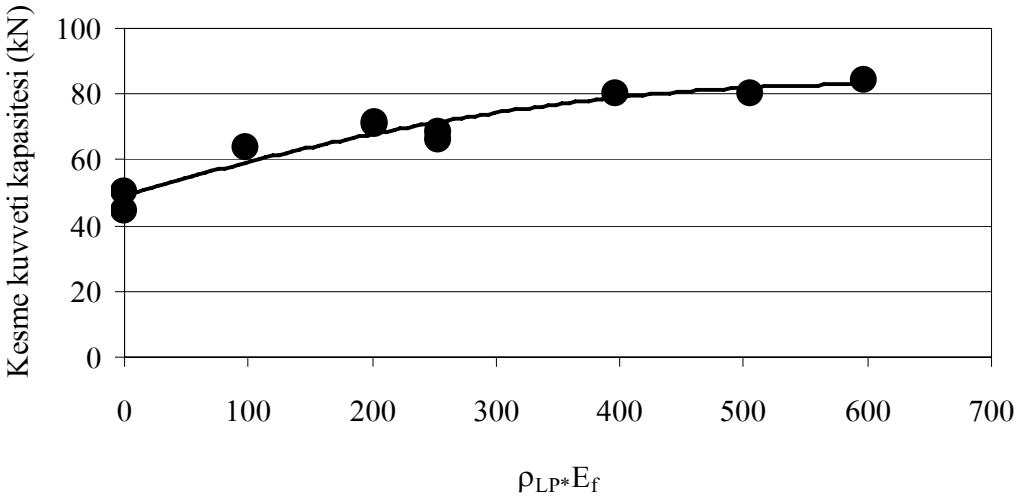
Not: Çizelge 3.15 ve 16'da V_c Denklem 3.38, V_s Denklem 3.39, V_{LP} Denklem 3.43, V_n Denklem 3.44 ve V_b Denklem 3.52 ile hesaplanmıştır.

Epoxy ile onarılıp Karbon LP ile güçlendirilen S-LS-O-1-R-R-C-1/2 numunesinde deneysel kesme kapasitesi diğer numunelere göre daha güvensiz tarafta kalacak şekilde tahmin edilmiştir. Bu durumun sebeplerinden biri bu numunenin güçlendirilmeden ağır hasara uğratılması ve daha sonra onarılıp güçlendirilerek denenmesidir. S-LS-C-1-1/2 ve S-LS-O-1-R-R-C-1/2 numuneleri ön hasar dışında birbirine özdeş numunelerdir. Bu iki numunenin deneysel kesme kuvveti kapasiteleri karşılaştırıldığında ön hasarlı olan S-LS-O-1-R-R-C-1/2 numunesinin kesme kapasitesinin daha düşük olduğu görülmektedir.

Deneysel kesme kapasitelerinin daha büyük tahmin edilmesinin sebeplerinden birisinin numunelerin yatay yük kapasitelerine büyük öteleme oranlarında (>%2.5) varmaları olarak düşünülmektedir. Bu öteleme oranlarında beton bütünlüğünü kaybetmeye başlamaktadır. Bunun da betonun basınç dayanımını önemli derecede düşürdüğü düşünülmektedir. LP tarafından sağlanan pasif sargılamanın betonun bütünlüğünü ilerleyen öteleme oranlarına bağlı olarak kaybetmesini engelleyemediği düşünülmektedir. LP sargılamanın etkisini gösterebilmesi için betonun yanal olarak genişlemesi gerekmektedir. Betondaki bu genişleme aynı zamanda çatlakların açılması demektir. Çatlak genişliklerinin artmasının betonun hem basınç hem de kesme dayanımını düşürdüğü düşünülmektedir. Ayrıca eğik çatlakların betonun

dolayısı ile numunenin rijitliğini önemli derecede azalttığı düşünülmektedir. Kapasite açısından olumsuz olan bu durumun sınır öteleme oranı açısından olumlu sonuçlar doğurduğu görülmektedir.

Şekil 3.19'da sargılama dayanımı ile numunenin yatay yük kapasitesi arasındaki ilişki verilmiştir. Burada sargılama dayanımı basit bir şekilde kullanılan lifli polimerin enkesit alanının numunenin enkesit alanına bölümünün lifli polimerin elastisite modülü ile çarpılması sonucu elde edilmiştir. Şekilde görüldüğü gibi numunenin yatay yük kapasitesi sargılamanın dayanımı ile doğrusal olarak değişmemektedir. Şekilden görüldüğü gibi sargılama dayanımının artması belli bir değerden sonra numunenin kesme kuvveti kapasitesini çok az etkilemektedir. LP sargılamanın numunelerin dayanımlarını asal çekme gerilmelerinin betonun çekme dayanımını aşmasından dolayı kaybetmesini engellediği ve dolayısı ile kesme kapasitelerini artırdığı Şekil 3.19'dan da görülmektedir. Buna karşılık LP sargılama numunelerin kesme dayanımını belli bir miktar artırmış ve ondan sonra sargılamanın artması ile Şekil 3.19'dan da görüldüğü gibi kesme dayanımı çok az artmıştır.



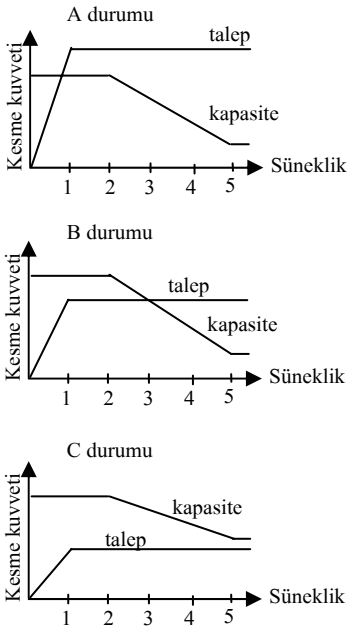
Şekil 3.19 : Sargılama dayanımı ile yatay yük kapasitesi arasındaki ilişki.

Bu durumun bu numunelerin dayanımlarına ulaşmasının diyagonal basınç gerilmelerinin betonun basınç dayanımına ulaşmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. LP sargılama çekme gerilmelerini almada etkili olmakla beraber

basınç gerilmeleri taşıyamamaktadır. Ancak LP, sargılama etkisi ile betonun basınç dayanımını artırarak numunelerin basınç gerilmesi sınırını biraz artırmış ve bu şekilde kesme dayanımları çok az artmıştır.

3.3.2 Kesme kapasitesinin yerdeğiştirmeye bağlı olarak azalmasının modellenmesi

Artan yerdeğiştirmeye bağlı olarak betonda meydana gelen çatlaklar ve betonun bütünlüğünü kaybetmeye başlaması numunenin kesme kapasitesini düşürmektedir. Bugüne kadar yapılan çalışmalarda elemanın kesme kapasitesi-yerdeğiştirme ilişkisi süneklik oranına bağlı olarak ilk başlarda sabit daha sonra azalan ve en sonda sabit devam eden üç doğru ile temsil edilmektedir. Şekil 3.20'de ATC (1983) tarafından değişik durumlara karşı gelen talep ve kapasite kesme kuvvetlerinin süneklik oranı ile değişimleri verilmiştir.



Şekil 3.20 : Farklı göçme durumları için ATC tarafından verilen kesme talebi-kesme kapasitesi ilişkileri.

Bu çalışmadaki numuneler eğilme kapasitelerine ulaşmadan kesme kapasitelerine ulaşarak dayanımlarını kaybettiklerinden dolayı A durumu kapsamına girmektedirler. Bir çok araştırmacı (Aschheim ve Moehle, 1992, Priestley ve diğ, 1994, Lynn, 2001,

Sezen, 2002, Sezen ve Moehle, 2004, Galal, 2007) betonun kesme kapasitesinin azalmasını süneklik oranına bağlı olarak ifade etmişlerdir. Konwinski ve diğ. (1995) kesme kapasitesinin yerdeğiştirme süneklik talebinden bağımsız olduğunu görmüşlerdir. Lynn (2001) betonun kesme kapasitesine katkısının azalmasını süneklik oranının artması ile önce sabit sonra azalan ve sonra tekrar sabit kalan üç doğrudan oluşan bir k katsayısı ile gözönüne almıştır. Etriyenin katkısı ise doğrudan yarıya düşürülmüştür. Sezen ve Moehle (2004) kesme kapasitesinin azalmasının hem beton hem etriye için olduğunu düşünmüşlerdir. Dolayısı ile önerdikleri k katsayısını hem betona hem de etriyeye uygulamışlardır. Bu çalışmada da kesme kapasitesinin azalması hem beton hem etriye için gözönüne alınmıştır. Bu çalışmada denenen kolonların hepsi kesme kapasitelerine eğilme kapasitelerinden önce vardıklarından dolayı bu kolonlar için bir süneklik oranından bahsetmek mümkün değildir. Ayrıca daha önce yapılan deneysel çalışmalardan görülmüştür ki donatının akması ile numunenin eğilme kapasitesine ulaşması her zaman için aynı anda oluşmamaktadır (Matamoros, 1999). Dolayısı ile süneklik oranının doğru olarak tanımlanması zorlaşmaktadır. Bu sebeplerden dolayı süneklik yerine öteleme oranına bağlı olarak kesme kapasitesinin azaltılmasının daha uygun olacağı düşünülmektedir. Bu çalışmada kesme kapasitesinin azalması öteleme oranına bağlı olarak göz önüne alınmıştır. Bu azalma Sezen ve Moehle (2004)'nin de yaptığı şekilde hem beton hem etriye için gözönüne alınmıştır.

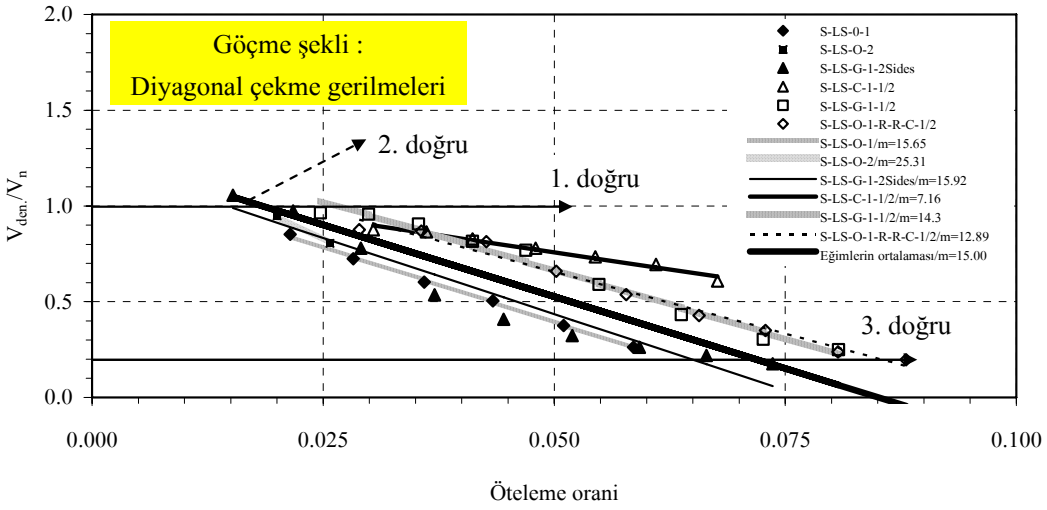
Bu çalışmada denenen kolonların kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri incelendiğinde kolonların kesme kapasitelerine ulaştıktan sonra kolonun kesme kapasitesi kolonun maruz kaldığı öteleme oranına bağlı olarak azalmaktadır. Kapasite zarfı ATC (1983)'de olduğu gibi doğrulardan oluşturulmuştur. 1. Doğru : Numunenin kesme kapasitesinden numunenin ideal kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisine (talep eğrisi) kadar sabit giden bir doğru. Numunelerin kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri moment-eğrilik analizine kesme ve sıyrılmadan kaynaklanan

yerdeğiştirmeler dahil edilerek hesaplanmıştır. Kesme kapasitesinin yeterli olduğu varsayılmıştır. Bu varsayım numuneler kesme kapasitelerine ulaşana kadar geçerlidir. Detaylı bilgiler Bölüm 3.3.3'de verilmiştir. 2. Doğru: Kesme kapasitesi (numunelerin kesme kapasiteleri göçme şekillerine göre; diyagonal çekme gerilmelerinden dolayı kesme kapasitelerine ulaşan numuneler Denklem 3.44 ve diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı kesme kapasitelerine ulaşan numuneler Denklem 3.52 ile hesaplanmıştır) ile kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin kesiştiği noktanın ilerisinden belirlenen bir öteleme oranından itibaren sabit azalan bir doğru. 3. Doğru : bu seviyeden sonra numunenin dayanımını tamamı ile kaybettiği varsayılmıştır.

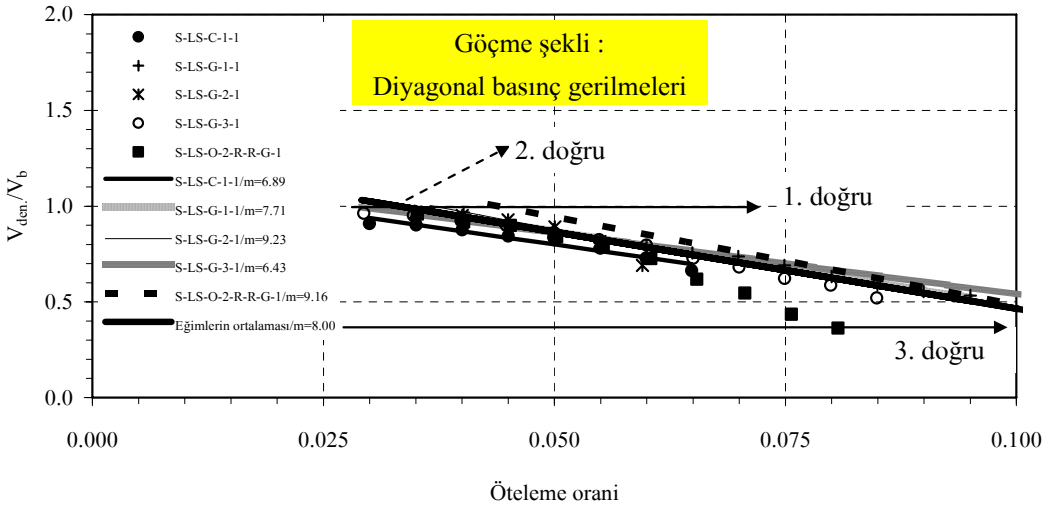
Numunelerin deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri incelendiğinde göçme şeklinin davranış üzerinde etkili olduğu görülmüştür. Diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı kesme kapasitelerine ulaşan numunelerin diğer numunelere göre daha sünek oldukları görülmüştür. Buna göre kesme kapasitesinin öteleme oranına bağlı olarak azaltılması için iki farklı göçme şekli için iki farklı model geliştirilmiştir. Göçme şekli diyagonal çekme ve basınç gerilmelerinden olan numuneler için iki farklı model ayrı ayrı sırası ile Şekil 3.23 ve 24'de verilmiştir. Her iki göçme şeklinde kesme kapasiteleri sırası ile V_n Denklem 3.44 ve V_b Denklem 3.52 kullanılarak hesaplanmıştır. Şekil 3.21 ve 22'de deneysel ve teorik kesme kapasitesi oranları her numunenin kesme kuvveti-yerdeğiştirme eğrisinin düşen kolları için verilmiştir. Şekil 3.21 ve 22'de görüldüğü gibi her numunenin düşen kolundaki kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisini oluşturan verilere en iyi uyan birer doğru en küçük kareler yöntemi kullanılarak belirlenmiş ve her doğrunun eğimi hesaplanmıştır. Bütün doğruların eğimlerinin ortalaması bulunarak bütün numuneleri temsil etmek amacı ile ortalama bir doğru eğimi bulunmuştur.

Şekil 3.21 ve 22'de görüldüğü gibi kesme kuvveti kapasitesinin düşmeye başlaması farklı öteleme oranlarında gerçekleşmektedir. Yük-yerdeğiştirme ilişkileri

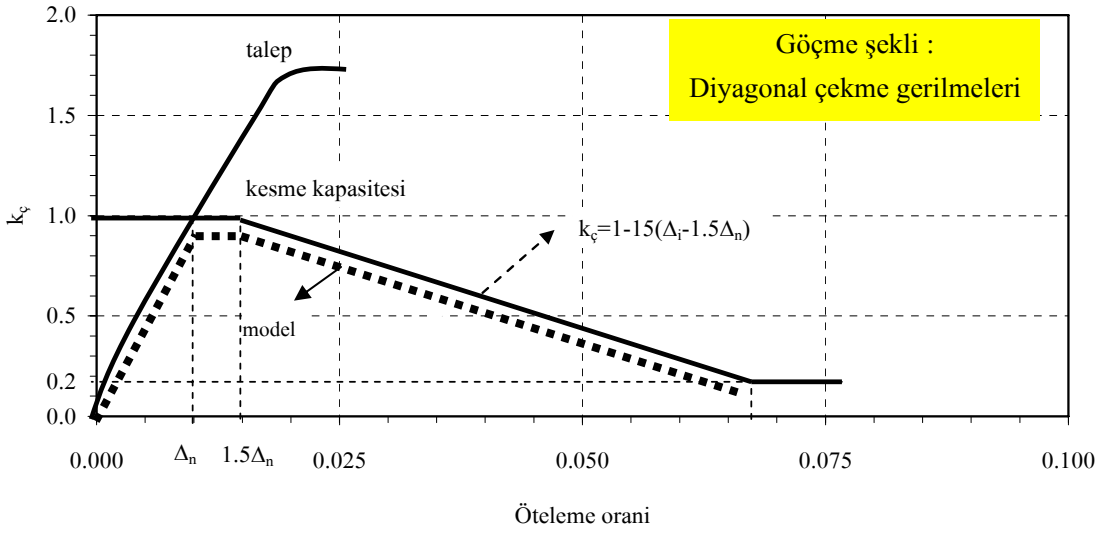
incelendiğinde kesme kuvveti kapasitesinin düşmeye başladığı öteleme oranlarının numunelerin kesme kuvveti kapasiteleri ile ilgili olduğu görülmüştür.



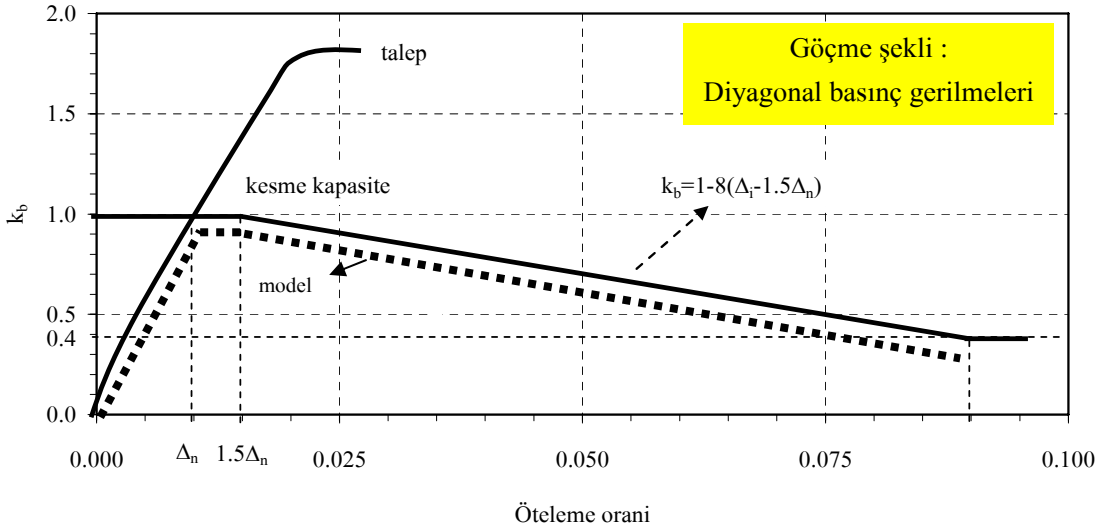
Şekil 3.21 : Deneysel kesme kuvveti kapasitesinin hesaplanan kesme kuvveti kapasitesine oranının öteleme oranı ile değişimi – göçme şekli : diyagonal çekme gerilmeleri.



Şekil 3.22 : Deneysel kesme kuvveti kapasitesinin hesaplanan kesme kuvveti kapasitesine oranının öteleme oranı ile değişimi – göçme şekli : diyagonal basınç gerilmeleri.



Şekil 3.23 : Önerilen k katsayısının öteleme oranı ile değişimi – göçme şekli : diyagonal çekme gerilmeleri.



Şekil 3.24 : Önerilen k katsayısının öteleme oranı ile değişimi – göçme şekli : diyagonal basınç gerilmeleri.

Şekil 3.23 ve 24'de görüldüğü gibi numunelerin kesme kapasitelerini gösteren yatay doğrunun "talep" olarak gösterilen eğri ile kesiştiği nokta "Δ_n" olarak adlandırılmış ve numunelerin kesme kuvveti kapasitelerinin azalmaya başladığı nokta "$1.5\Delta_n$" olarak kabul edilmiştir. Burada "Δ_i" herhangi bir yükleme anındaki öteleme oranını göstermektedir. "talep" olarak adlandırılan eğri numunelerin eğilme etkileri altında moment-eğrilik analizinden elde edilen yerdeğiştirmelere eğilme yanında kesme ve sıyrılma etkilerinden meydana gelen yerdeğiştirmeler de dahil edilerek elde edilen

kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisini göstermektedir. Kesme kapasitesinin azalması teorik olarak hesaplanan toplam kesme kapasitelerinin göçme şekli diyagonal çekme gerilmelerinden dolayı olan numuneler için "$k_ç$" ve göçme şekli diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı olan numuneler için "k_b" katsayısı ile çarpılarak hesaplanmıştır. "$k_ç$" ve "k_b" katsayıları Şekil 2.23 ve 24'de düşen kol için hesaplanan ortalama eğimler kullanılarak belirlenmiştir. Sonuç olarak bu çalışmada kesme kritik kolonlar için önerilen kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi modeli Şekil 3.23 ve 24'de gösterildiği gibi sürekli talep eğrisi ve kesme kapasitesi doğrularının kesişiminden oluşan kalın kesikli çizgi ile verildiği gibi olmaktadır. Kesme kuvvetinin öteleme oranına bağlı olarak tahmini için göçme durumu diyagonal çekme gerilmelerinden dolayı olan numuneler için Denklem 3.53 ve düşen kolun eğimini ifade eden "$k_ç$" Denklem 3.54 ile ve göçme şekli diyagonal basınç gerilmelerinden olan numuneler için Denklem 3.55 ve düşen kolun eğimini ifade eden "k_b" Denklem 3.56 kullanılarak hesaplanmıştır. $k_ç$ katsayısı aşağıdaki mantıksal kural ile bulunabilir;

$$V_{n,k} = k_ç \times V_n \quad \textbf{(3.53)}$$

Eğer $\Delta_i < 1.5\Delta_n$

$k_ç = 1$

Eğer $\Delta_i > 1.5\Delta_n + 0.053$ ise

$k_ç = 0.2$ (Bu seviyede numunelerin dayanımlarını kaybettiği varsayılmıştır)

Eğer $\Delta_i \geq 1.5\Delta_n$ ve $\Delta_i \leq 1.5\Delta_n + 0.053$ ise

$$k_ç = \left[1 - 15\left(\Delta_i - 1.5\Delta_n\right)\right] \quad \textbf{(3.54)}$$

$$V_{b,k} = k_b \times V_b \quad \textbf{(3.55)}$$

k_b katsayısı aşağıdaki mantıksal kural ile bulunabilir;

Eğer $\Delta_i < 1.5\Delta_n$

$k_b = 1$

Eğer $\Delta_i > 1.5\Delta_n + 0.075$ ise

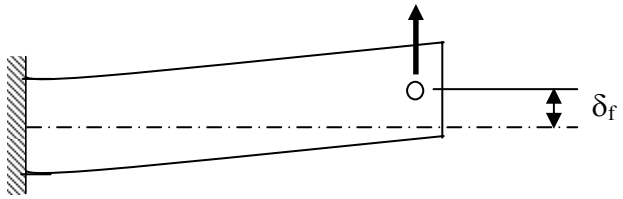
$k_ç = 0.4$ (Bu seviyede numunelerin dayanımlarını kaybettiği varsayılmıştır)

Eğer $\Delta_i \geq 1.5\Delta_n$ ve $\Delta_i \leq 1.5\Delta_n + 0.075$ ise

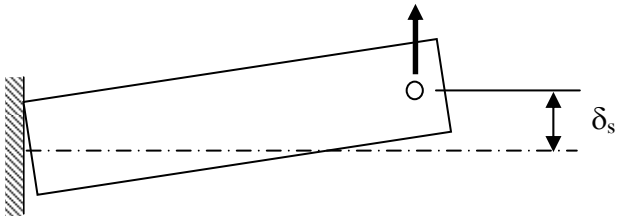
$$k_b = \left[1 - 8\left(\Delta_i - 1.5\Delta_n\right)\right] \quad \textbf{(3.56)}$$

3.3.3 Yerdeğiştirmelerin tahmin edilmesi

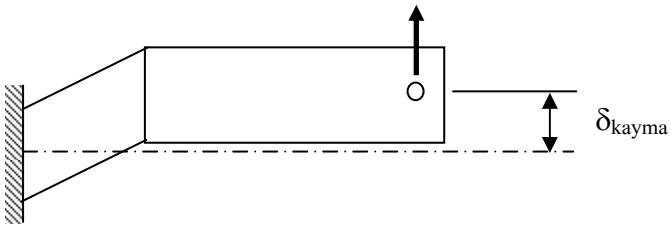
Kolonda meydana gelen yerdeğiştirmelerin sadece eğilme, sadece kesme ve sadece sıyrılmadan kaynaklanan yerdeğiştirmelerin toplamı olduğu düşünülerek her bileşenin katkısı ayrı ayrı hesaplanmıştır. Bu yerdeğiştirmeler şematik olarak Şekil 3.25'de verilmiştir.



(a) Sadece eğilme



(b) Sadece sıyrılma

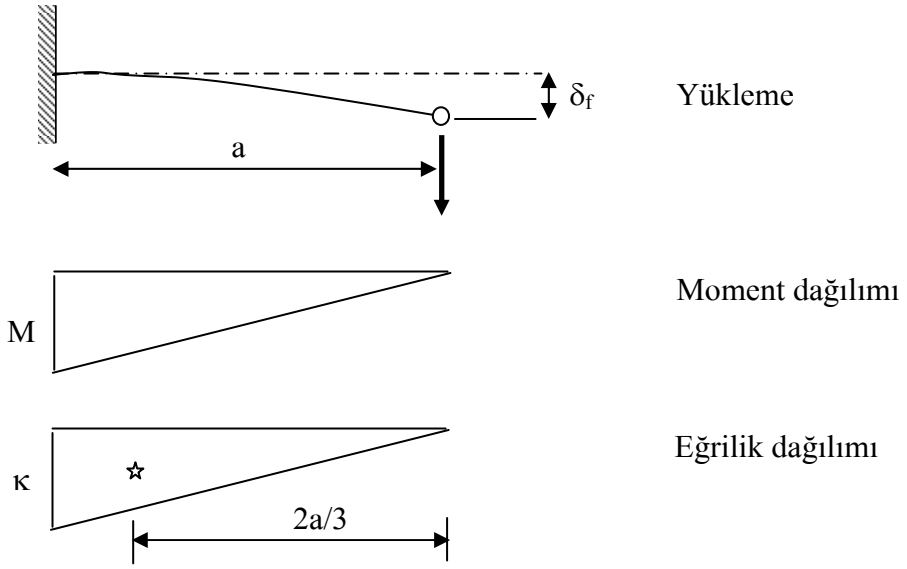


(c) Sadece kayma

Şekil 3.25 : a) Sadece eğilme, b) sadece sıyrılma ve c) sadece kayma yerdeğiştirmeleri.

3.3.3.1 Eğilme

Şekil 3.26'da eğilme yerdeğiştirmelerini hesaplamak için tekil yük etkisindeki konsol kolon için kabul edilen moment (M) dağılımı ve karşı gelen eğrilik (κ) dağılımı verilmiştir.



Şekil 3.26: Kolona etki eden moment ve hesaplanan eğriliklere karşılık gelen yerdeğiştirmelerin hesaplanması.

Bu çalışmada denenen numuneler eğilme kapasitelerine ulaşmadıklarından dolayı kirişin eğilme etkileri bakımından elastik bölgede kaldığı kabul edilmiş ve moment ve eğrilik dağılımı yükleme noktasından mesnede kadar doğrusal artan bir doğru olarak kabul edilmiştir. Kolonlar eğilme açısından elastik bölgede kaldıklarından dolayı eğilme yerdeğiştirmelerini hesaplamak amacı ile bir plastik mafsal bölgesinin tanımlanmasına gerek kalmamıştır. Eğilme yerdeğiştirmeleri moment alan yöntemi kullanılarak hesaplanmıştır. Moment alan yöntemine göre yükleme ve mesnet noktaları arasındaki eğrilik diyagramı altında kalan A_κ alanının yükleme noktasındaki momenti yükleme noktasının mesnet noktasından geçen tanjanta olan dik mesafeye eşittir. A_κ alanının yükleme noktasına göre momenti alınarak eğilme etkilerinden kaynaklanan yerdeğiştirmeleri hesaplamak için Denklem 3.57 bulunmuştur. Eğrilikler moment-eğrilik analizinden elde edilmiştir.

$$\delta_f = \kappa \times \frac{a^2}{3} \qquad \textbf{(3.57)}$$

3.3.3.2 Sıyrılma

Kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından kaynaklanan yerdeğiştirmeyi tahmin etmek için Denklem 3.58 kullanılabilir. Buradaki çalışmada bu denklem biraz değiştirilerek kullanılmıştır. Bunun sebepleri ileride açıklanmıştır. Bu denklem Bölüm 5'de verilen Denklem 5.3.3 ile benzerdir. İki denklem arasındaki farklılık Bölüm 5'deki numunelerde kullanılan boyuna donatıların düz yüzeyli olması ve buna karşın bu bölümdeki numunelerde kullanılan boyuna donatıların nervürlü olmasından ileri gelmektedir. Bu farklılık iki donatı türünün farklı aderans gerilmelerine sahip olmasından ileri gelmektedir. Aderans (τ_b) genellikle $\sqrt{f_c^{'}}$ cinsinden ifade edilmektedir. Bazı araştırmacılar nervürlü donatının en büyük aderans gerilmesi için şu değerleri önermektedir; Orangun at al. (1977) $0.5\sqrt{f_c^{'}}$, Lehman and Moehle (2000) boyuna donatının akmasından sonra $0.5\sqrt{f_c^{'}}$, Sezen ve Moehle (2004) elastik bölgede $\sqrt{f_c^{'}}$ olarak önermişlerdir. Bu çalışmada en büyük aderans gerilmesi için $\tau_b = 0.5\sqrt{f_c^{'}}$ değeri kullanılmıştır. Denklemin oluşumu ve kökeni aşağıda açıklanmıştır.

$$\delta_s = \theta_s \times a = \frac{\varepsilon_s \sigma_s \phi}{8 \times 0.5\sqrt{f_c^{'}}(d-c)} a \qquad \textbf{(3.58)}$$

δ_s : Kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından dolayı kiriş tepe ucunda oluşan yerdeğiştirme

θ_s : Sıyrılmadan kaynaklanan dönme

a : Kolon boyu (kesme açıklığı)

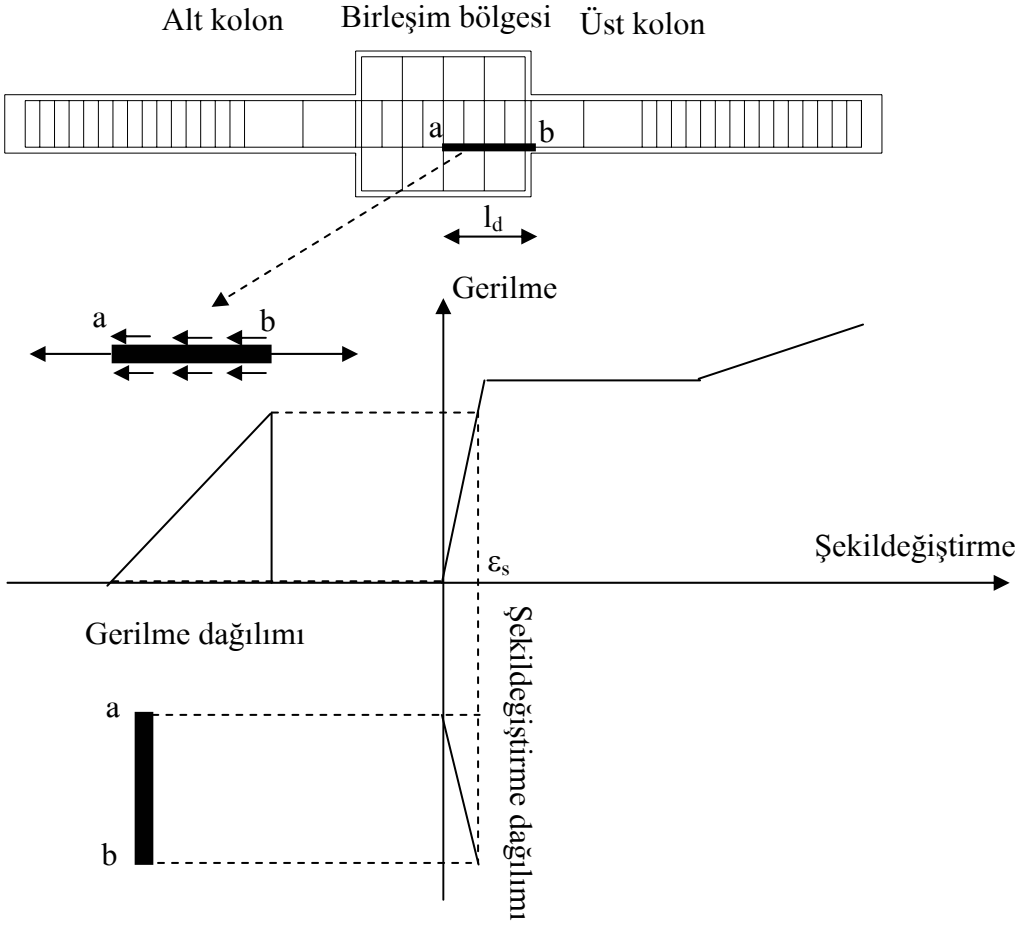
ε_s, σ_s : Donatıdaki şekildeğiştirme ve gerilme

c : Tarafsız eksen derinliği

d : Kiriş faydalı yüksekliği

ϕ : Boyuna donatı çapı

Sıyrılmadan kaynaklanan yerdeğiştirmeler hesaplanırken yapılan kabuller Şekil 3.27'de gösterilmiştir.



Şekil 3.27 : Birleşim bölgesine gömülü boyuna donatıdaki gerilme ve şekildeğiştirme dağılımı kabulleri.

Yapılan kabullerden birisi kolonun birleşim bölgesi ile birleştiği yüzde boyuna donatıdaki gerilmelerin birleşim bölgesinde azalarak bir l_d mesafesinde sıfır olmasıdır. İkinci kabul ise donatıdaki gerilmelerin bu bölgede doğrusal olarak dağıldığıdır. Bu kabuller yapıldıktan sonra boyuna donatıdaki sıyrılma l_d mesafesi üzerindeki şekildeğiştirmelerden meydana gelen uzamalar toplanarak Denklem 3.59 ile kolay bir şekilde hesaplanabilir. l_d mesafesi Şekil 3.28.a'da görüldüğü gibi betona

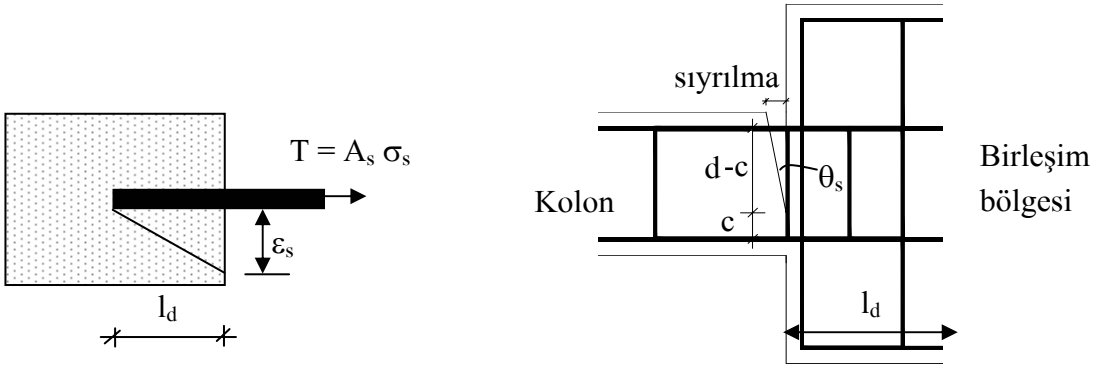
gömülmüş donatının yatay dengesinden elde edilen Denklem 3.60 ile hesaplanmıştır. Sıyrılmadan kaynaklanan kolon kesitinin dönmesini hesaplamak için Şekil 3.28.b'de görüldüğü gibi sıyrılmadan kaynaklanan yerdeğiştirmenin eğilme etkilerinden oluştuğu varsayılan tarafsız eksen etrafında kolon kesitinde bir dönmeye sebep olduğu kabul edilmiştir. Sıyrılmadan kaynaklanan dönmeyi hesaplamak için aynı kabul Sezen (2004) tarafından da yapılmıştır. Bu durumda sıyrılmadan kaynaklanan kolon kesitinin dönmesi Denklem 3.61 ile bulunabilir. Kolon kesitindeki dönmeden kolonun yük etkitilen ucunda oluşan yerdeğiştirme Denklem 3.62 ile hesaplanabilir. Denklem 3.59-62 düzenlendiğinde Denklem 3.58 elde edilmiştir.

$$Sıyrılma = \frac{\varepsilon_s l_d}{2} \tag{3.59}$$

$$T = \sigma_s A_s = \pi \phi \tau_b l_d \quad l_d = \frac{\sigma_s \phi}{4\tau_b} \tag{3.60}$$

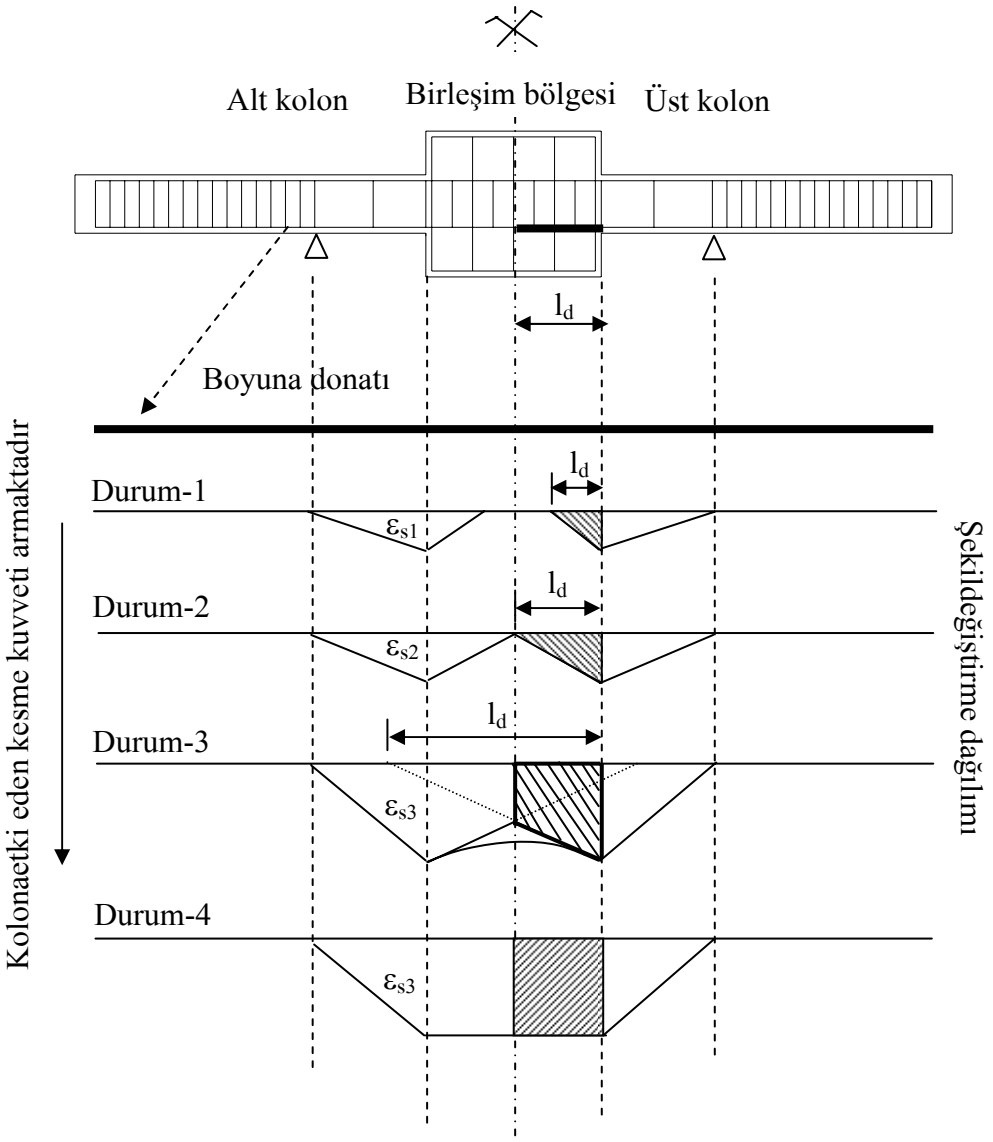
$$\theta_s = \frac{sıyrılma}{d-c} \tag{3.61}$$

$$\delta_s = \theta_s \times a \tag{3.62}$$



Şekil 3.28 : Boyuna donatıdaki sıyrılmadan dolayı kolon kesindeki dönme.

Şekil 3.29'da boyuna donatının artan yüklemeye bağlı olarak şekildeğiştirme artışı ve bu şekildeğiştirmenin birleşim bölgesindeki durumu verilmiştir. Şekil 3.29'da üç farklı yükleme durumu ve buna karşı gelen şekildeğiştirmeler verilmiştir. Yükleme Şekil 3.6'da gösterildiği gibi birleşim bölgesine yapılmış ve yüklemenin monotonik



Şekil 3.29 : Boyuna donatının birleşim bölgesindeki şekildeğiştirme dağılımı.

artması ile Durum 1, Durum 2 ve Durum 3 oluşmaktadır. Kolon ucuna yapılacak bir tekil yükleme sonucu kolonun birleşim bölgesi ile birleştiği yüzde boyuna donatıdaki gerilme ve şekildeğiştirmelerin en büyük değerine ulaşması beklenir. Buradaki şekildeğiştirmelerin birleşim bölgesinde azalarak l_d mesafesinde sıfıra düşmesi uygun bir kabul olarak gözükmektedir. Her iki kolon aynı anda aynı tip zorlamaya maruz kaldığından her iki kolonda boyuna donatılarda aynı gerilmeler oluşacaktır. Bu yüzden numuneyi boyuna donatılardaki gerilmeler veya şekildeğiştirmeler açısından da simetrik olarak göz önüne alabiliriz. Her bir yükleme adımında kolonda oluşan her gerilme veya şekildeğiştirme değerine karşılık gelen l_d mesafesi donatı

çubuğunun yatay dengesinden Denklem 3.60 ile kolay bir şekilde hesaplanabilir. Numune donatılardaki gerilmeler açısından da simetrik olduğundan her bir kolon için en büyük l_d değeri birleşim bölgesi derinliğinin yarısına eşit olacaktır. Donatıdaki gerilmeler ve dolayısı ile şekildeğiştirmeler büyüdükçe gerekli olan l_d mesafesi de artarak birleşim bölgesi derinliğinin yarısına eşit bir mesafeye ulaşacaktır. Bu noktadan sonra donatıda oluşacak gerilme artışında donatıdaki gerilmeleri betona aktarmak için gerekli olan l_d boyu sağlanamadığından bu noktadan sonra donatı ile beton arasındaki aderansın yok olacağı düşünülmüştür. Bu durumda her iki kolonda boyuna donatıdaki gerilmelerin birbirini dengeleyeceği düşünülmektedir. Bu yüzden donatıda birleşim bölgesinde sabit bir şekildeğiştirme dağılımı beklenebilir. Bu durumda boyuna donatıdaki sıyrılmadan kaynaklanan kolonun yük etkitilen ucundaki yerdeğiştirme şöyle hesaplanmıştır. Her yükleme adımı için moment-eğrilik analizi kullanılarak boyuna donatıdaki gerilme ve şekildeğiştirmeler bulunmuştur. Boyuna donatıdaki her bir gerilmeye karşılık gelen l_d mesafesi Denklem 3.60 ile hesaplanmıştır. Bu mesafeye göre aşağıdaki iki yol izlenmiştir.

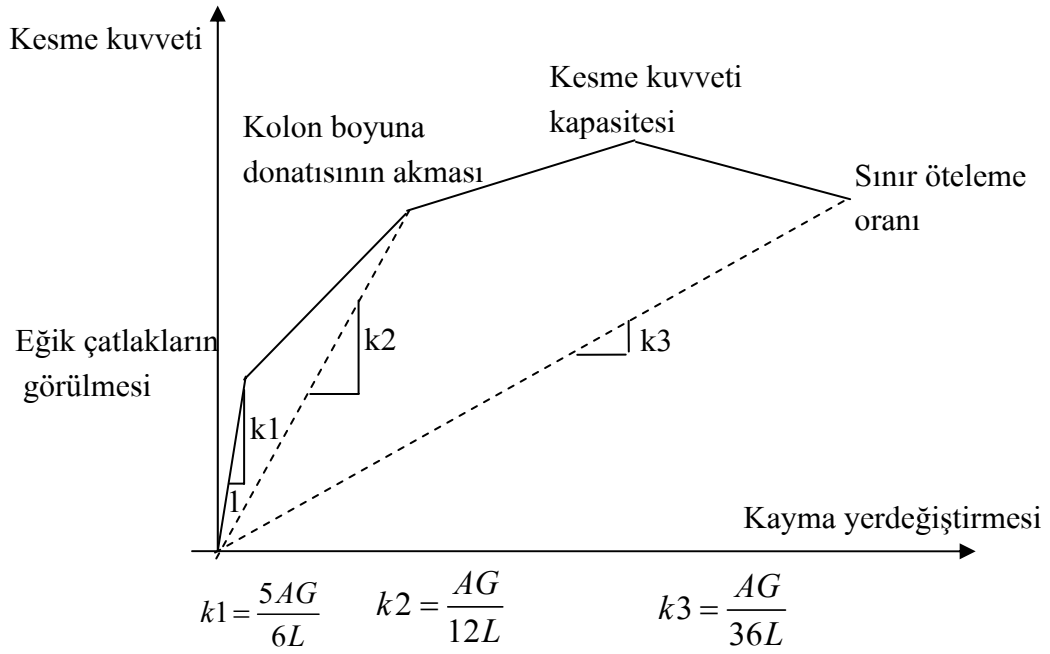
Birinci yol : Bu mesafe birleşim bölgesi derinliğinin yarısı olan 300 mm'den küçük ise boyuna donatının birleşim bölgesindeki şekildeğiştirme dağılımı Şekil 3.29'da Durum 1 ve 2'deki gibi l_d mesafesi boyunca doğrusal azalan ve l_d mesafesi olarak Denklem 3.60 ile bulunan değer kullanılmıştır. Bu durumda sıyrılmadan kaynaklanan yerdeğiştirmeler Denklem 3.58 ile bulunabilir.

İkinci yol : Bu mesafe birleşim bölgesi derinliğinin yarısı olan 300 mm'den büyük ise boyuna donatının birleşim bölgesindeki şekildeğiştirme dağılımı Şekil 3.29'da Durum 4'deki gibi kabul edilmiş ve l_d mesafesi 300 mm olarak alınmıştır. Bu durum göz önünde bulundurularak Denklem 3.58-62 düzenlendiğinde Denklem 3.63 bulunmuştur.

$$\delta_s = \theta_s \times a = \frac{sıyrılma}{(d-c)} a = \frac{\varepsilon_s l_d}{(d-c)} a = \frac{300\varepsilon_s}{(d-c)} a \qquad \textbf{(3.63)}$$

3.3.3.3 Kayma

Kolona etki eden kesme kuvvetinden oluşan kayma yerdeğiştirmelerini hesaplamak için Matamoros (1991) tarafından deneysel veriler ve elastik kiriş teorisinden faydalanılarak önerilmiş olan ve Şekil 3.30'da verilen basitleştirilmiş kesme kuvveti-kayma yerdeğiştirmesi ilişkisi kullanılmıştır.



Şekil 3.30 : Kayma ile ilgili yerdeğiştirme bileşenini hesaplamak için Matamoros (1999) tarafından verilen kesme kuvveti-kesme yerdeğiştirmesi arasındaki basitleştirilmiş ilişki.

Bu şekildeki denklemlerde A=bd ve $G=E_c/2.5$ olarak kabul edilmiştir. Bu denklemlerde L kolon boyunu göstermektedir ve kolon boyu kesme açıklığına (a) eşittir (L=a). Şekil 3.30'da görüldüğü gibi farklı durumlar için k1 (çatlamamış kesit için), k2 (eğik çatlak oluşumundan sonra boyuna donatının aktığı an için) ve k3 (sınır öteleme oranında) eğimleri verilmiştir. k1 eğimi elastik kiriş teorisine dayanmaktadır ve bir çok araştırmacı (Matamoros, 19991, Pujol, 2000, Sezen, 2000) tarafından çatlamamış kesit için kullanılmıştır. Elastik kiriş teorisine göre bir ucundan ankastre mesnetlenmiş ve diğer ucundan noktasal tekil yük etkitilmiş dikdörtgen kesitli bir elastik kirişin kayma rijitliği (G) Şekil 3.31.a'dan Denklem 3.63 ile ve buradan da

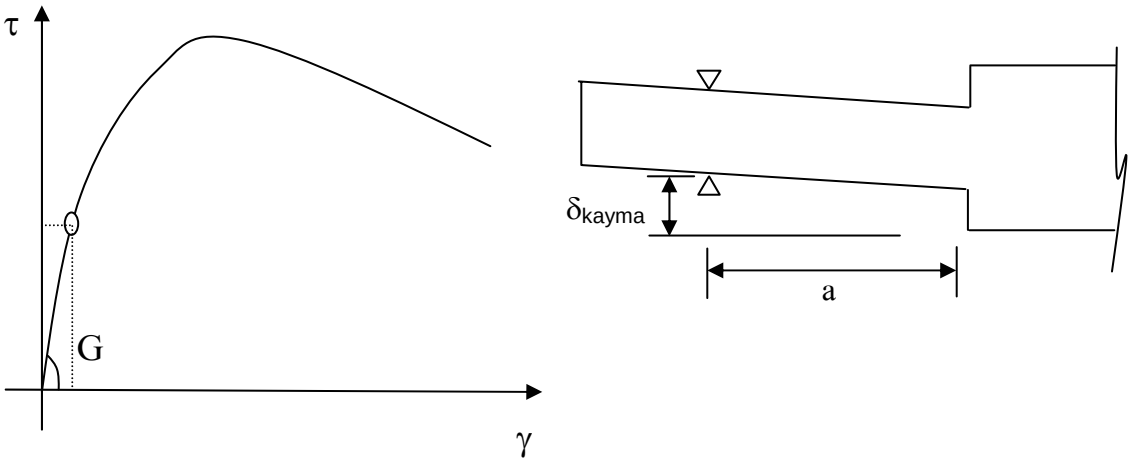
kayma yerdeğiştirmesi (δ_{kayma}) Şekil 3.31.b'den Denklem 3.64 ve 3.65 ile bulunabilir.

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{\tau}{\delta_{kayma}/a} = \frac{V/A}{\delta_{kayma}/a} = \frac{Va}{\delta_{kayma}A},\ \tau = \frac{V}{A},\ \tau = \frac{\delta_{kayma}}{a} \quad \textbf{(3.63)}$$

$$\delta_{kayma} = \frac{Va}{GA} \quad \textbf{(3.64)}$$

$A = bd$ alınırsa, $G = \frac{E_c}{2(1+\mu)}$ (burada μ poisson oranı ve 0.25 kabul edilmiştir**)** ve Denklem 3.64 5/6 katsayısı ile çarpılırsa (Şekil 3.31'de kabul edildiği gibi) aşağıdaki Denklem 3.65 elde edilir,

$$\delta_{kayma} = \frac{3Va}{E_c bd} \quad \textbf{(3.65)}$$



Şekil 3.31 : a) kayma gerilmesi-kayma şekildeğiştirmesi b) kayma yerdeğiştirmesi.

Matamoros (1999) toplam sekiz adet kolon üzerinde yaptığı deneysel çalışmada kolondaki kayma deformasyonlarını ölçmüş ve ölçtüğü kayma şekildeğiştirmelerinin Denklem 3.65 ile elastik durum için hesaplanandan çok daha fazla olduğunu görmüştür. Ayrıca kayma şekildeğiştirmelerinin kolon boyunca düzgün yayılmadığını, en çok kayma şekildeğiştirmelerinin plastik mafsal bölgesinde olduğunu ve bu bölgeden uzaklaştıkça kayma şekildeğiştirmelerinin azaldığını gözlemiştir. Ölçülen toplam kayma şekildeğiştirmelerini verecek şekilde bütün kolon

boyunca sabit olan eşdeğer bir kayma şekildeğiştirmesi tanımlamıştır. Bu kayma şekildeğiştirmelerine dayanarak farklı durumlar için Şekil 3.30'da verilen basitleştirilmiş kesme kuvveti-kesme yerdeğiştirmesi ilişkisi tanımlanmıştır. Bu çalışmada çatlamış kesitin kesme yerdeğiştirmelerini tahmin etmek için Şekil 3.30'daki k2 kullanılarak Denklem 3.66 elde edilmiştir.

$$k2 = \frac{AG}{12L} = \frac{V}{\delta_{kayma}} \rightarrow \delta_{kayma} = \frac{12Va}{AG} = \frac{30Va}{E_c bd} \qquad \textbf{(3.66)}$$

Bütün bileşenlerin katkısı toplanarak toplam yerdeğiştirme (δ_t) Denklem 3.67 ile hesaplanmıştır.

$$\delta_t = \delta_f + \delta_s + \delta_{kayma} \qquad \textbf{(3.67)}$$

3.3.4 Deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin karşılaştırılması

3.3.4.1. Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen model ile karşılaştırma

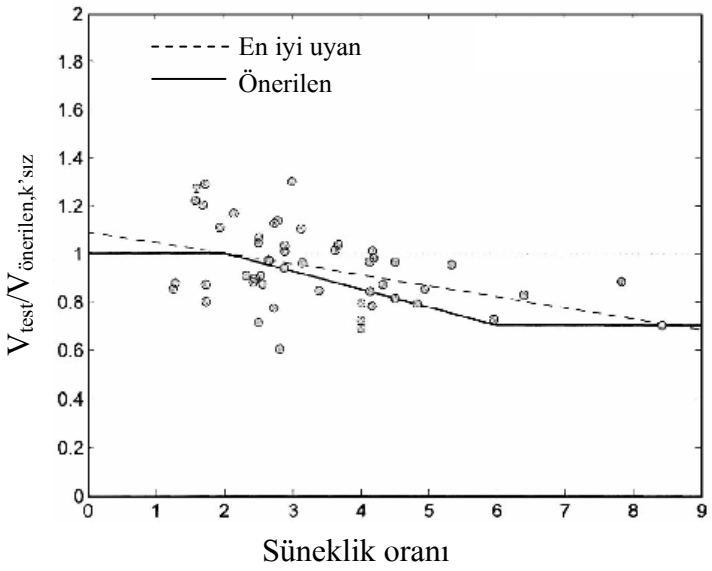
Bu bölümde kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi için önerilen model deneysel veriler ile karşılaştırılacaktır. Buna geçmeden önce de literatürde en son yapılan çalışmalardan birisi olan Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi bu çalışmada denenen numunelerin kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri ile karşılaştırılacaktır.

Sezen ve Moehle (2004) kesme kuvveti kapasitesinin azalmasının hem beton hem etriye için olduğunu düşünmüşlerdir. Dolayısı ile önerdikleri k katsayısını hem betona hem de etriyeye uygulamışlardır. Bu çalışmada denenen kolonların hepsi kesme kapasitelerine eğilme kapasitelerinden önce vardıklarından dolayı bu kolonlar için bir süneklik oranından bahsetmek mümkün değildir. Bu çalışmada elde edilen deney sonuçlarının Sezen ve Moehle (2004) tarafından kesme kuvvetinin azalması için önerilen model ile karşılaştırılmasına imkan sağlamak için iki farklı yol izlenmiştir. 1. yol : Bu çalışmada denenen kolonlar için moment-eğrilik analizinden faydalanılarak ve kesme kuvveti kapasitesinin yeterli olduğu varsayılarak moment-

eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Bu moment-eğrilik ilişkilerine göre yapay süneklikler tanımlanmıştır. 2. yol : Numunelerin boyuna donatılarının aktığı andaki öteleme oranı %1 kabul edilerek yapay bir süneklik tanımlanmıştır. %1 öteleme oranı Brachmann ve diğ. (2004) tarafından yapılan çalışmaya dayandırılmıştır. Bu çalışmada 184 adet kolonun boyuna donatılarının aktığı andaki öteleme oranları incelenmiştir ve %1 öteleme oranının ortalama bir değer olarak kabul edilebileceği görülmüştür.

Kesme kuvveti kapasiteleri bu çalışmada önerilen Denklem 3.44 ile hesaplanmıştır. Diyagonal çekme gerilmelerinden dolayı göçen numuneler için Denklem 3.44 ve diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı göçen numuneler için Denklem 3.52 kullanılmıştır. Kesme kuvveti kapasiteleri için bu çalışmada önerilen modellerin kullanılmasının iki sebebi vardır; 1- Sezen ve Moehle (2004) tarafından betonun kesme kuvvetine katkısını hesaplamak için verilen denklem sadece betonun diyagonal çekme gerilmelerinin beton çekme dayanımını aşması durumu için verilmiştir. Bu yüzden bu çalışmada denenen kolonlardan diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı göçenlerin kesme kapasitesini hesaplamak için uygun olmayacağı düşünülmüştür. 2- bu çalışmadaki numunelerin büyük bölümü LP ile sargılanmıştır. Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen modelde sadece etriye ve betonun kesme dayanımına katsını hesaplamak için denklemeler verilmiştir. LP'nin kesme kuvvetine katkısını hesaplamak için bir denklem yoktur. Bu durumda burada sadece "k" katsayının buradaki numunelerde kesme kuvveti kapasitesinin azalmasını temsil edebilmedeki performansına bakılacaktır. Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen k katsayısı Şekil 3.32'de verilmiştir. Bu katsayı V_n ve V_b ile hesaplanan toplam kesme kuvvetine uygulanmıştır. Bu şekilde toplam kesme kuvveti süneklik oranına bağlı olarak Şekil 3.32'de tanımlanan "k" katsayısı ile azaltılmıştır.

Şekil 3.33 ve 34'de Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen model bu çalışmadaki deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Şekil 3.33'de göçme şekil asal



Şekil 3.32 : Kesme kuvveti kapasitesinin süneklik oranına bağlı olarak azalması (Sezen ve Moehle, 2004).

çekme gerilmeleri olan numuneler ve Şekil 3.34'de göçme şekli asal basınç gerilmelerinden dolayı olan numuneler verilmiştir. Bu iki şekilde göze çarpan en önemli hususlardan biri Sezen ve Moehle (2004) tarafından artık gerilmeleri ifade etmek amacı ile tanımlanan değerin ($0.7V_n$ veya $0.7V_b$) bu çalışmada elde edilen deneysel veriler ile uyuşmadığıdır. Sezen ve Moehle (2004) kolonların kapasitelerinin %70'inden sonra artık gerilmeleri ifade etmek üzere kesme kapasitesinin sabit yatay bir doğruyu izlediği varsayılmıştır. Buna karşılık buradaki deney sonuçlarına göre kesme kapasitesi sürekli azalmaktadır. İkinci husus kesme kapasitesinin düşmeye başladığı süneklik oranıdır. Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen modelde kesme kapasitesi iki süneklik oranından itibaren düşmeye başlamaktadır. Bu çalışmadaki kolonlar için yapılan moment eğrilik sonucunda donatıların aktığı noktaya denk gelen akma öteleme oranı %0.5 olarak bulunmuştur. Moment eğrilik analizi yapılırken kolonların kapasitelerinin yeterli olduğu ve kolonların eğilme kapasitelerine ulaştıkları varsayılmıştır. Bu değere dayanarak bir süneklik oranı tanımlanmıştır. Dolayısı ile buradaki kolonlar için kesme kapasitesinin düşmeye başlayacağı an iki süneklik oranına karşı gelen %1

öteleme oranıdır (Şekil 3.33.a ve Şekil 3.34.a). Buna karşılık numunelerin kesme kapasitelerin düşmeye başladığı öteleme oranı %2'nin üzerindedir. Şekil 3.33.b ve Şekil 3.34.b incelendiğinde 2. yol ile Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen modelin kesme kuvveti kapasitesinin düşmeye başladığı öteleme oranını tahmin etmede 1. yol'a göre daha iyi sonuç verdiği görülmektedir.

Düşen kolon eğimine bakıldığında 1.yol ile uygulanan modelin göçme şekli asal çekme gerilmeleri olan numuneler için, 2. Yol ile uygulanan modelin göçme şekli asal basınç gerilmeleri olan numuneler için iyi sonuçlar verdiği görülmektedir.

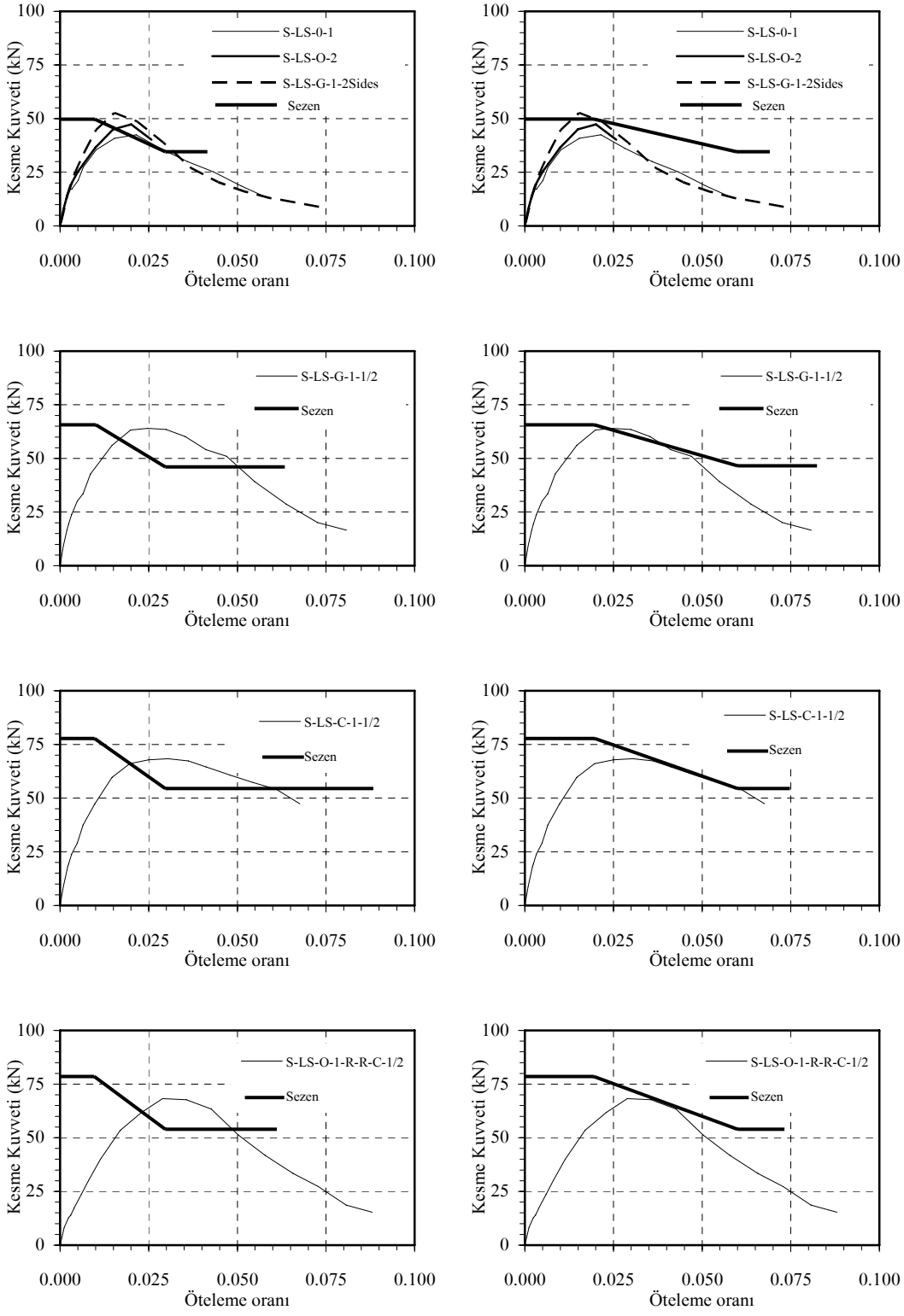
Genel olarak bakıldığında artık gerilmeler dışında 1. Yol ile uygulanan modelin referans numuneler için iyi sonuç verdiği ve 2. Yol ile uygulanan modelin göçme şekli asal basınç gerilmeleri olan numuneler için iyi sonuç verdiği görülmektedir.

Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen modelin burada deney sonuçları ile uyuşmamasının sebeplerinden bir kaçı şunlar olabilir;

a- Bu çalışmada numunelerin göçme şekli eğilme kapasitelerine varmadan kesme kapasitelerini yitirmeleridir. Bu göçme asal çekme gerilmelerinin beton çekme dayanımını aşması ve asal basınç gerilmelerinin betonun diyagonal yöndeki basınç dayanımını aşması şeklinde gerekleşmiştir. Buna karşılık Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen model bu tür göçme şekline sahip kolonları kapsamamaktadır.

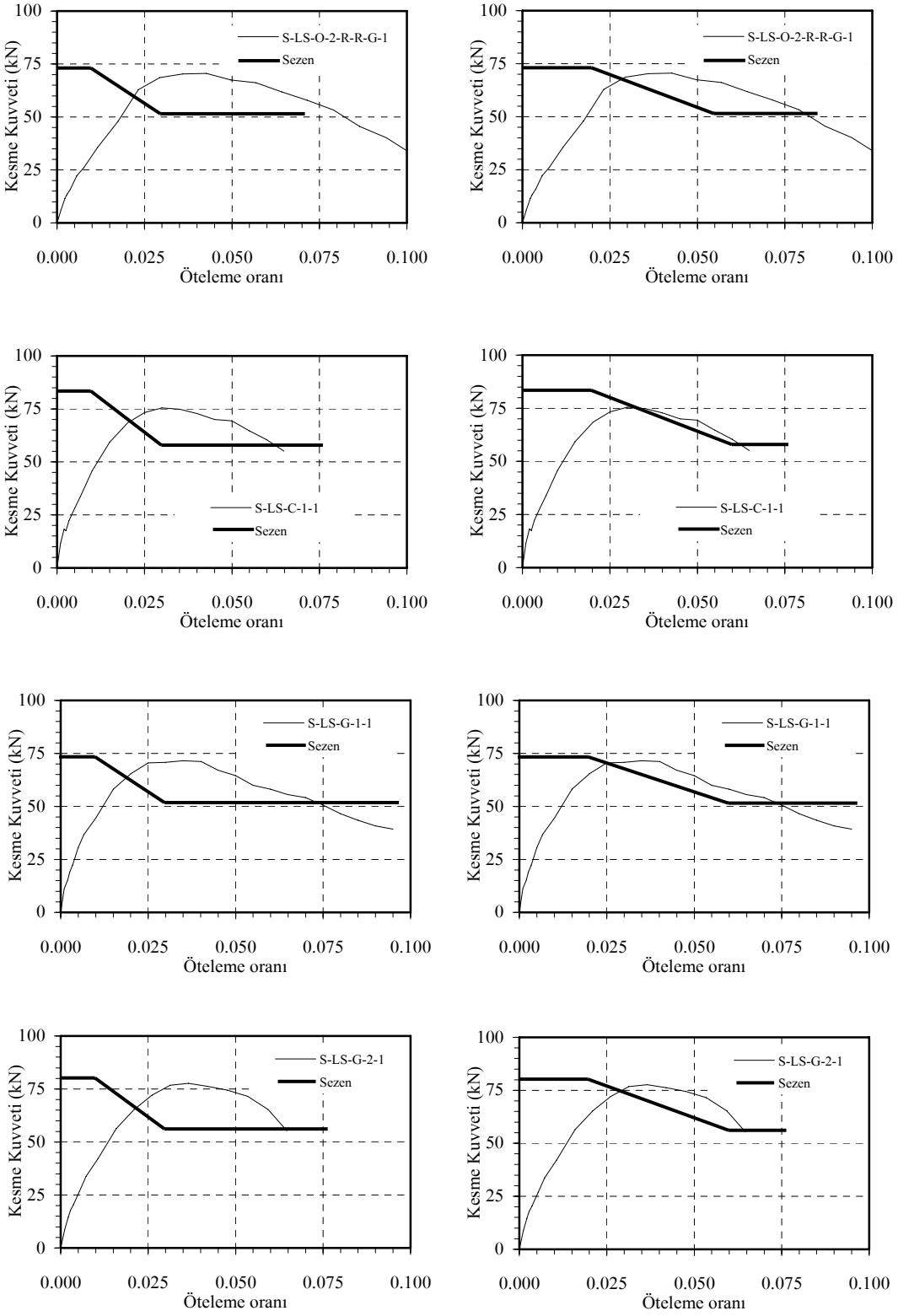
b- Bu çalışmadaki enine donatı miktarının çok az olması ve beton dayanımının çok düşük olması davranışı Sezen ve Moehle (2004) tarafından denenen numunelerden farklı kılmaktadır.

c- Bu çalışmadaki 11 deneyden dokuzu LP ile güçlendirilmiş numuneleri içermektedir. Halbuki Sezen ve Moehle (2004) tarafından denenen numunelerde güçlendirme yoktur.



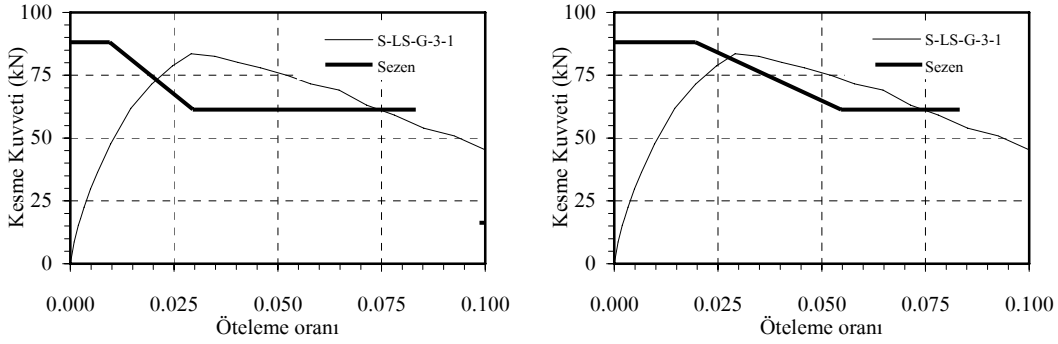
(a) (b)

Şekil 3.33 : Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen model ile karşılaştırılması (Göçme şekli : asal çekme gerilmeleri); a) 1. yol ve b) 2. yol.



(a) (b)

Şekil 3.34 : Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen model ile karşılaştırılması (Göçme şekli : asal basınç gerilmeleri); a) 1. yol ve b) 2. yol.

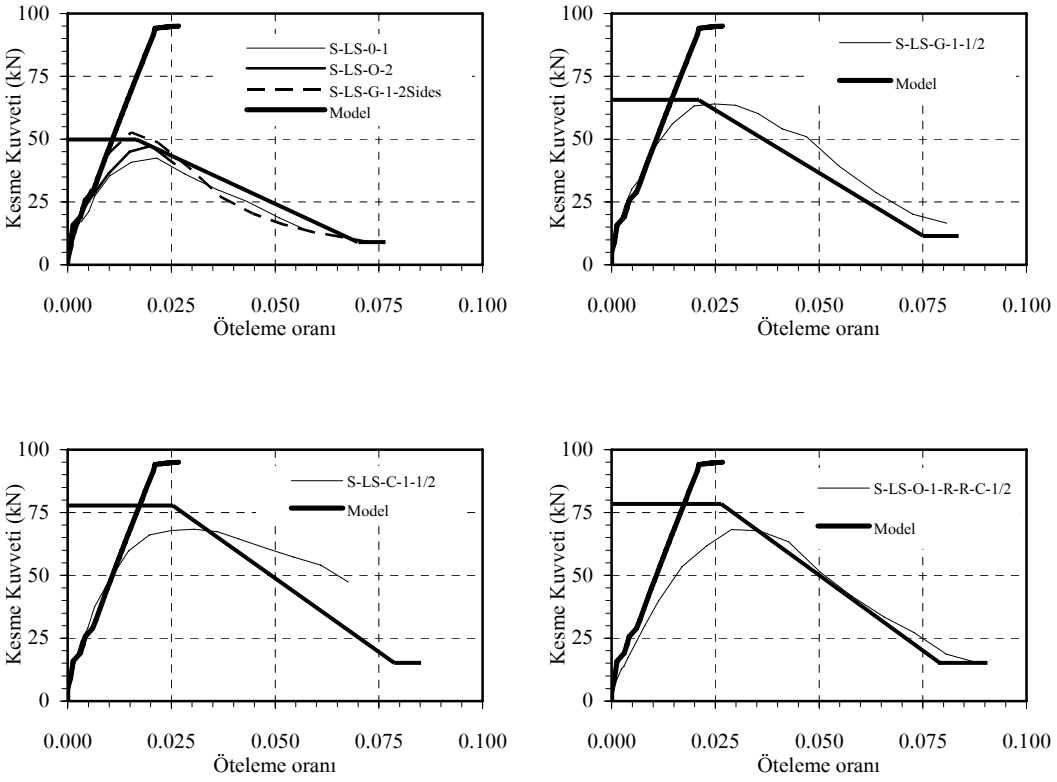


Şekil 3.34 : Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin Sezen ve Moehle (2004) tarafından önerilen model ile karşılaştırılması (Göçme şekli: asal basınç gerilmeleri) (devam).

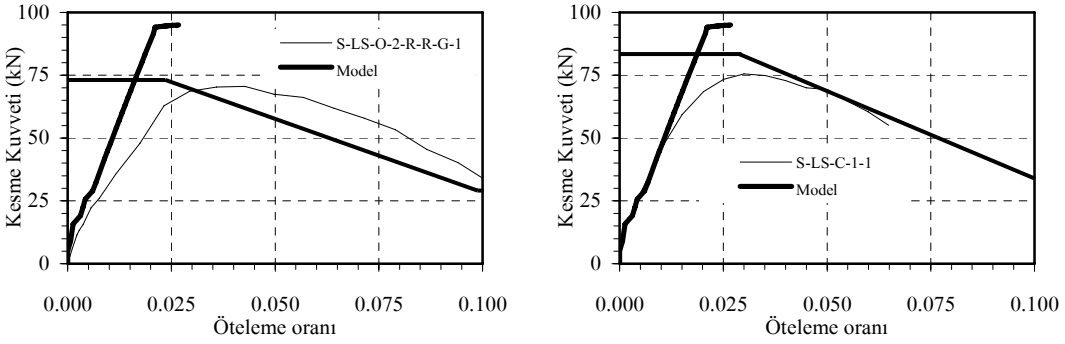
3.3.4.2. Önerilen model ile karşılaştırma

Şekil 3.35 ve 36'da bu çalışmada önerilen model (model Şekil 3.23 ve 24'de kesikli çizgiler ile gösterilmiştir) deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Şekil 3.35'de göçme şekli asal çekme gerilmelerinden dolayı olan numuneler ve Şekil 3.36'da göçme şekli asal basınç gerilmelerinden dolayı olan numuneler verilmiştir. Şekil 3.35 ve 36 genel olarak incelendiğinde hem kesme kapasitesinin düşmeye başladığı öteleme oranını tahmin etmede hem de düşen kolon eğimini temsil etmede iyi sonuçlar elde edildiği görülmektedir. Ayrıca önerilen modelin kesme kapasitesinin düşmeye başladığı öteleme oranını tahmin etmede güvenli tarafta kaldığı görülmektedir. Bu da kesme kuvveti-öteleme oranı eğrisinin düşen kısmının güvenli tarafta kalmasını sağlamıştır. Özellikle orijinal ve onarılıp güçlendirilen numunelerde eğrinin çıkış kolonun son kısımları model ile çok iyi uyuşmamaktadır. Kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkisinin çıkış kolu incelendiğinde özellikle orijinal iki numune için rijitlik eğik çatlaklar oluştuktan sonra ani bir şekilde düşmektedir. Bu durumun oluşan eğik çatlakların betonun bütünlüğüne zarar vermesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Orijinal numuneler ile benzer davranış gösteren S-LS-G-1-2Sides numunesinin kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkisinin çıkış kolonda LP polimerin etkinliğini koruması ve bu şekilde eğik çatlak kalınlıklarını sınırlaması ani rijitlik düşmesini engellediği düşünülmektedir. Onarılıp güçlendirilen numunelerde deneysel kesme kuvveti-

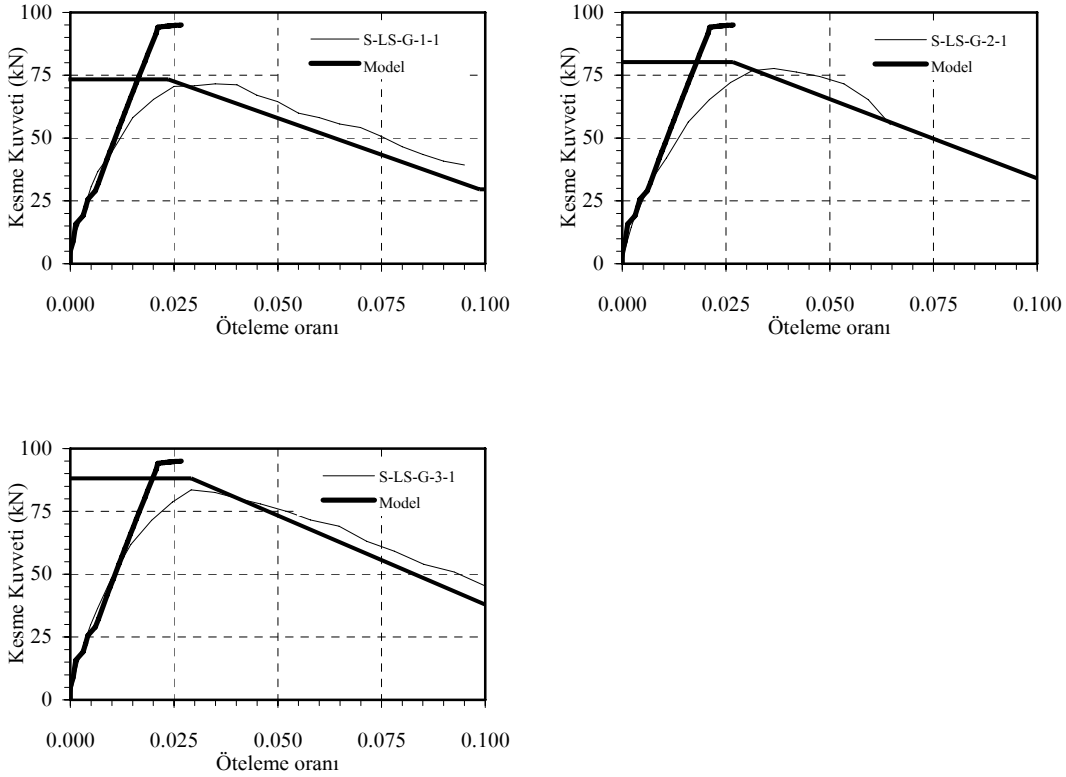
öteleme oranı ilişkilerinin çıkış kollarının eğiminin teorik kesme kuvveti-öteleme oranının çıkış kollarının eğiminden daha düşük olması (rijitliğin daha az olması) bu numunelerin güçlendirilmeden önce denenmesi ve bu şekilde hasara uğratılmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 3.35 : Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin önerilen model ile karşılaştırılması (Göçme şekli : asal çekme gerilmeleri).



Şekil 3.36 : Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin önerilen model ile karşılaştırılması (Göçme şekli : asal basınç gerilmeleri).



Şekil 3.36 : Deneysel kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin önerilen model ile karşılaştırılması (Göçme şekli : Diyagonal basınç gerilmeleri) (devam).

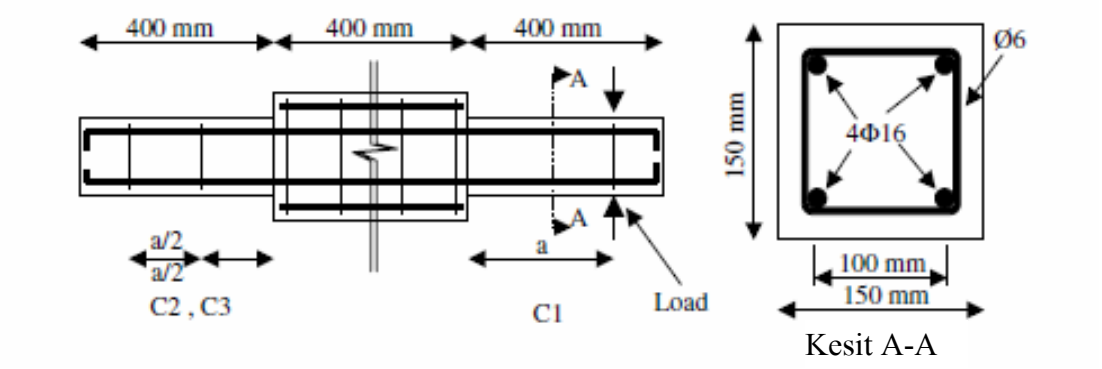
3.3.4.3. Önerilen modelin literatürdeki deneysel çalışmalar ile karşılaştırılması

Burada önerilen model literatürde mevcut çalışmalar ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için özellikle a/d oranı 2 ile 4 arasında olan ve eğilme kapasitesinden önce kesme kapasitesine ulaşan numuneler seçilmiştir. Literatürde bu özelliklere sahip numune sayısı oldukça azdır. Önerilen modelin farklı durumlar için de performansını görmek amacı ile diğer bazı durumlara ait numuneler ile de karşılaştırma yapılmıştır.

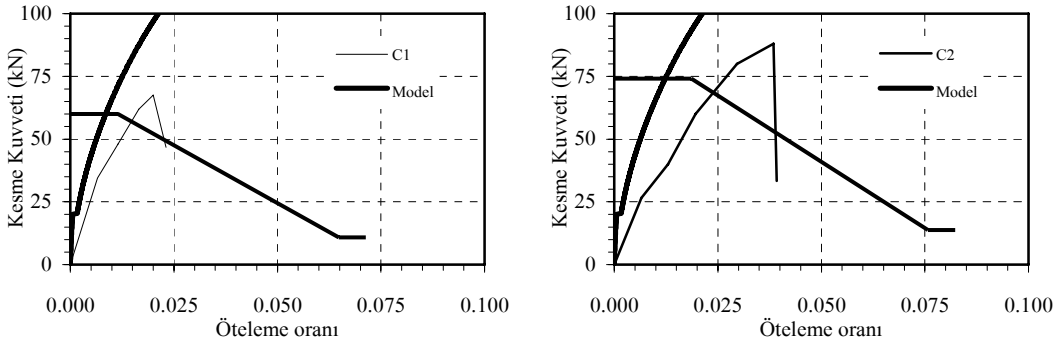
Kazemi ve Morshed (2005)

Güçlendirilmiş kısa kolonların davranışını incelemek üzere altı adet 150×150 mm×mm en kesite sahip kısa kolonlar üzerinde deneyler yapmışlardır (a/d=2.1). Bu deneylerden iki adedi (C1 ve C2) güçlendirilmeden denenen referans numuneleridir. Her iki referans numunesi arasındaki tek fark birinde etriye olmaması ve diğerinde 1

adet 6 mm çapında etriye olmasıdır (Şekil 3.37). Yazarlar yönetmeliklerce verilen denklemlerin numunelerin kesme kapasitelerini çok düşük tahmin ettiklerini belirtmişler ve bunun sebebini de boyut etkisine bağlamışlardır. Yazarlar boyut etkisini göz önüne alan denklemler kullanarak numunelerin kapasitelerini hesaplamışlardır. Bu çalışmada önerilen denklemler (Denklem 3.44) kullanılarak numunelerin kapasiteleri hesaplanmış ve deneysel kesme kapasiteleri ile karşılaştırıldığında düşük değerler elde edilmiştir. Bundan dolayı numunelerin kesme kuvveti kapasiteleri yazarlar tarafından hesaplandığı şekilde alınmıştır. Numuneler için detaylı moment-eğrilik analizi yapılmış ve kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkisinin çıkış kolu elde edilmiştir. Şekil 3.38'de model ile deneysel kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkileri karşılaştırılmıştır. Görüldüğü gibi kesme kuvveti güvenli tarafta kalacak şekilde tahmin edilmiştir.



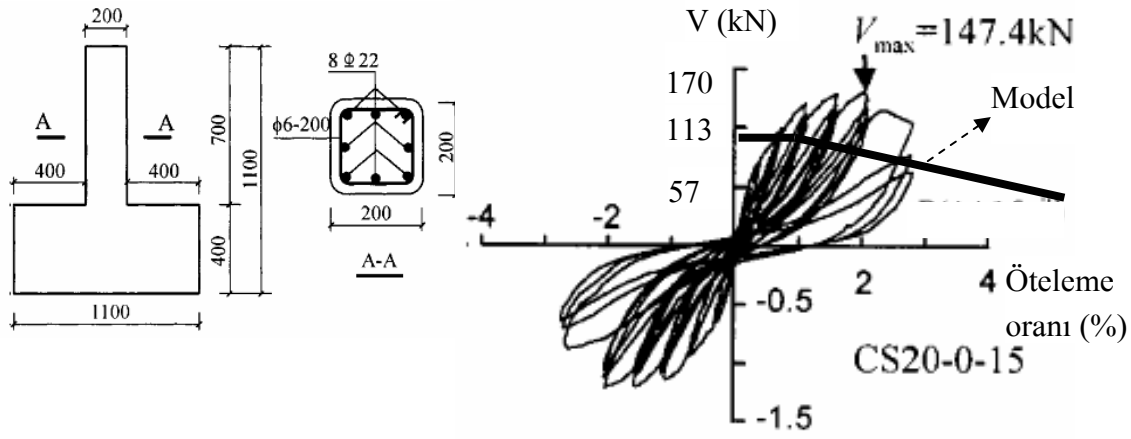
Şekil 3.37 : Deney numunesi (Kazemi ve Morshed, 2005).



Şekil 3.38 : Model ile deneysel verilerin karşılaştırılması (Kazemi ve Morshed, 2005).

Ye ve diğ. (2002)

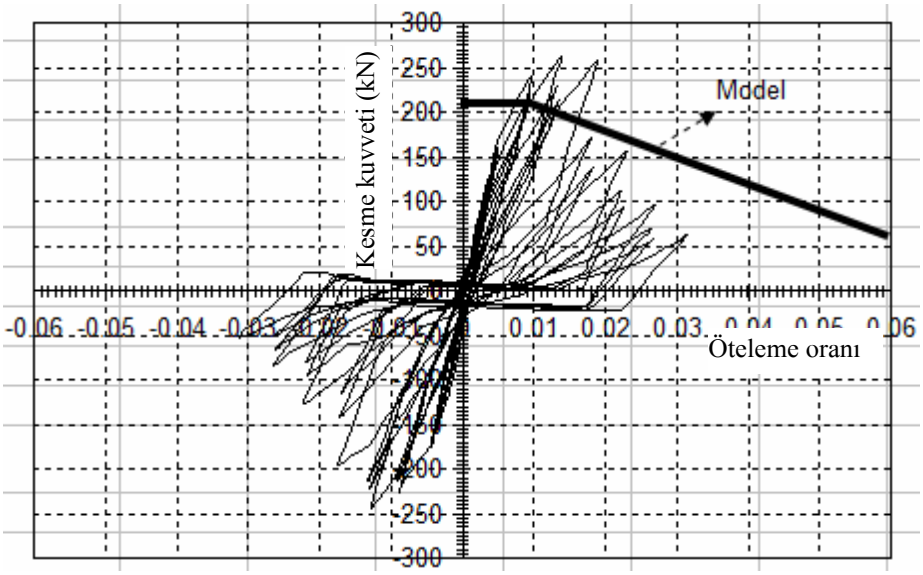
Güçlendirilmiş kısa kolonların davranışını incelemek üzere yedi adet 200×200 mm×mm en kesite sahip kısa kolonlar üzerinde deneyler yapmışlardır (a/d=2.2). Bu deneylerden CS-20-0-15 numunesi güçlendirilmeden denenen referans numunesidir (Şekil 3.39.a). Bu çalışmada önerilen denklemler (Denklem 3.44) kullanılarak numunelerin kesme kapasiteleri hesaplanmış ve deneysel kesme kapasiteleri ile karşılaştırıldığında güvenli tarafta kalındığı görülmüştür (Şekil 3.39.b). Numuneler için moment-eğrilik analizi yapılmamış deneysel kesme kuvveti-öteleme oranının çıkış kolu göz önüne alınarak gerekli olan Δ_n bulunmuştur. Şekil 3.39.b'da model ile deneysel kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkileri karşılaştırılmıştır. Görüldüğü gibi kesme kuvveti-öteleme oranı ilişkisi güvenli tarafta kalacak şekilde tahmin edilmiştir.



Şekil 3.39 : a) Deney numunesi, b) model ile deneysel verilerin karşılaştırılması, Ye ve diğ. (2002).

Umehara ve Jirsa (1989)

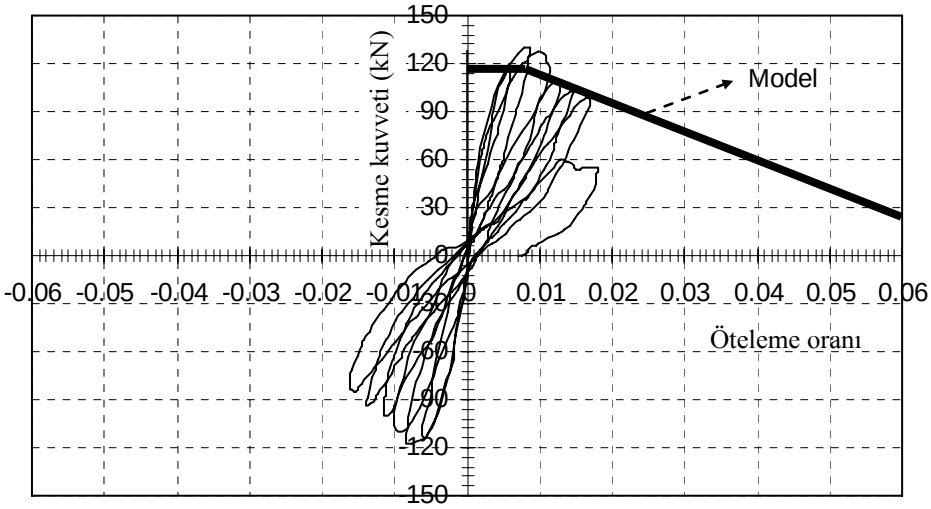
Umehara ve Jirsa (1989) tarafından denenen CUW numunesinin en kesit boyutları 410×230 mm×mm'dir ve a/d oranı 2.5'dir. Şekil 3.40'da görüldüğü gibi kesme kuvveti yeterli bir yaklaşıklıkta tahmin edilmiş ve modelin düşen kolonun eğimi de %2 öteleme oranına kadar deneysel verilere uymaktadır.



Şekil 3.40 : Model ile deneysel verilerin karşılaştırılması (Umehara ve Jirsa, 1982).

Arakawa ve diğ. (1989)

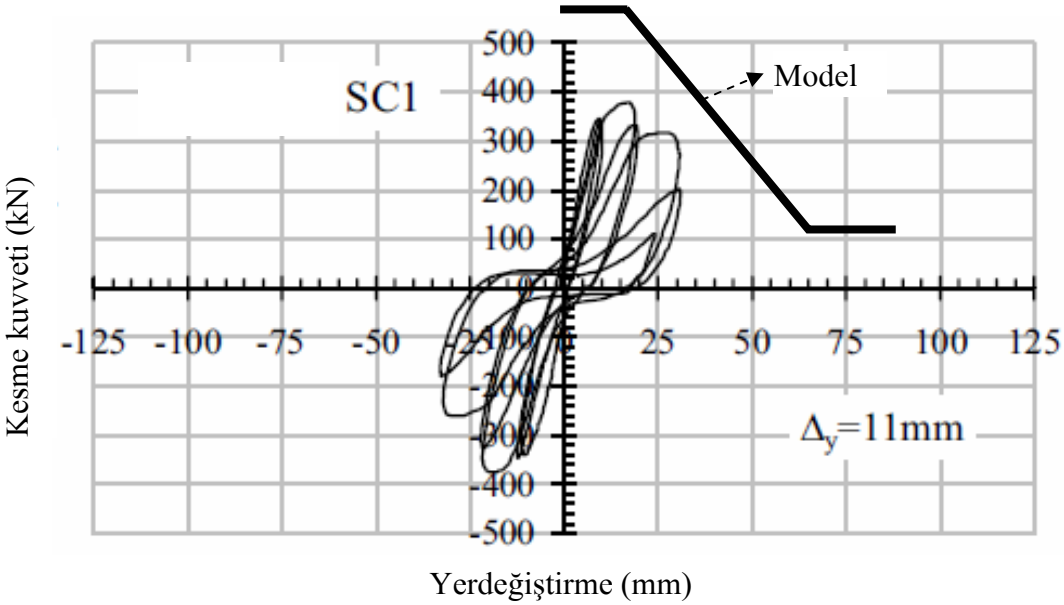
Arakawa ve diğ. (1989) tarafından denenen OA2 numunesinin en kesit boyutları 180×180 mm×mm ve a/d=1.4'tür. Bu çalışmada önerilen model a/d oranı 2 ile 4 arasında olan kolonlar için geçerli fakat diğer durumlar için de bazen iyi sonuçlar verebilmektedir. Şekil 3.41'de görüldüğü gibi kesme kuvveti yeterli bir yaklaşıklıkta tahmin edilmiş ve modelin düşen kolonun eğimi de belli bir öteleme oranına kadar deneysel verilere uymaktadır.



Şekil 3.41 : Model ile deneysel verilerin karşılaştırılması, Arakawa ve diğ. (1989).

Ghobarah ve Galal (2004)

Ghobarah ve Galal (2004) tarafından denenen SC1 numunesinin en kesit boyutları 305×305 mm×mm ve a/d=1.5'dir. Bu numune eğilme kapasitesine ulaştıktan sonra akma yerdeğiştirmesinin iki katından sonraki yerdeğiştirmelerde kesme kapasitesine ulaşmıştır ve kesme kapasitesi düşmeye başlamıştır. Şekil 3.42'de görüldüğü gibi modelin düşen kolonun eğimi deneysel verilere uymaktadır. Buna karşılık düşen kolun başlangıcı güvensiz tarafta kalacak şekilde tahmin edilmiştir.



Şekil 3.42 : Model ile deneysel verilerin karşılaştırılması (Ghobarah ve Galal, 2004).

3.4 Sonuçlar

İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarında, betonarme kısa kolonların yaklaşık sabit eksenel yük ve yön değiştiren tekrarlı yatay yükler altında davranışları incelenmiştir. Numuneler kesme açısından yetersiz olacak şekilde tasarlanmıştır. Deney numuneleri, ülkemizdeki mevcut yapıların özelliklerini yansıtmak üzere beton dayanımı düşük ve enine donatısı yetersiz olarak üretilmiştir. Numuneler özdeş iki kısa kolonu ve kolon-kiriş birleşim bölgesini yansıtacak şekilde üretilmiştir. Deneysel çalışma referans numuneler ile birlikte güçlendirilmiş ve onarılıp güçlendirilmiş numuneleri kapsamaktadır. Referans numuneler denendikten

sonra onarılıp, güçlendirilerek tekrar denenmiştir. Bu şekilde toplam 11 adet deney yapılmıştır. Deneysel ve kuramsal çalışmalardan edilen temel sonuçlar aşağıda maddeler halinde verilmiştir. Deneysel çalışmanın kapsamı:

Kolon kesiti, b/h : 150/200 mm

a/d : 450/162 = 2.8

Eksenel yük, $v = \frac{N}{f_c^{'} \times b \times h}$: 0.19-0.20

Boyuna donatı oranı (4Φ20), $\rho_l = \frac{A_s + A_s^{'}}{b \times h}$: 0.042

f_y/ε_y : 491 MPa/0.002

Hacimsel enine donatı oranı (ϕ8/200), $\rho_h = \frac{\frac{\pi \phi_e^2}{4} 2(b_c + h_c)}{b \times h \times s}$: 0.0043

Enine donatı oranı, $\rho_h = \frac{2\frac{\pi \phi_e^2}{4}}{b \times s}$: 0.0034

f_{yh}/ε_{yh} : 348 MPa/0.002

Referans numunelerinde ve S-LS-G-1-2Sides numunesinde yetersiz enine donatı sebebiyle asal çekme gerilmeleri karşılanamayarak gevrek kesme göçmesi gözlenmiştir.

Şerit sargılama ile sarılan numunelerde asal çekme gerilmelerinin bir kısmı LP ile karşılanmış ve bunun sonucu olarak numunelerin kesme kapasiteleri ve sınır öteleme oranları artmıştır. Fakat numunelerin teorik eğilme kapasitelerine ulaşılmamıştır. Onarılıp güçlendirilen ön hasarlı numune ile doğrudan güçlendirilen numunenin kesme kapasiteleri karşılaştırıldığında ön hasarın kesme kapasitesini çok etkilemediği görülmüştür.

Tam sargılama ile güçlendirilen numunelerde, LP kompozitler ile sargılamak suretiyle asal çekme gerilmeleri karşılanmış ve numunelerin kesme kuvveti kapasiteleri ve sınır öteleme oranları artmıştır. Fakat asal basınç gerilmelerinin betonun asal basınç gerilmeleri doğrultusundaki basınç dayanımını aşması sebebiyle beton ezilmiş hiçbir numunede kolonun teorik eğilme kapasitesine ulaşılamamıştır.

Bu numunelerde LP miktarı artırılarak sargılanmış betonun basınç dayanımı artırılmak sureti ile numunelerin kesme dayanımları artırılmıştır.

Bu çalışmadaki en önemli sonuçlardan biri numunelerin kesme kapasitelerine %2-%4 gibi büyük öteleme oranlarında varmalarıdır. Bu duruma kolonlarda erken aşamalarda gözlenen eğik çatlakların betonun bütünlüğünü bozarak kolonun rijitliğini azaltmasının sebep olduğu düşünülmektedir.

Onarılıp güçlendirilen numuneler (S-LS-O-1-R-R-C-1/2 ve S-LS-O-2-R-R-G-1), kesme kapasitesi ve yerdeğiştirtirme yapabilme yeteneği açısından, hasarsız olup aynı detaylar ile doğrudan güçlendirilen numunelere (S-LS-C-1-1/2 ve S-LS-G-1-1) kıyasla biraz daha düşük bir performans sergilemişlerdir. Kesme kapasiteleri birbirine çok yakın olmasına karşılık kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkilerinin çıkış kollarının eğimleri düşünüldüğünde onarılıp güçlendirilen numunelerin rijitlikleri biraz daha düşüktür. Ayrıca sınır öteleme oranları da biraz daha düşüktür. Bunun sebeplerinden bazıları bu numunelerin ön hasarlı olması ve epoksi enjeksiyon malzemesinin elastisite modülünün düşük olması olarak gösterilebilir.

Kolonun karşılıklı iki yüzüne LP kompozit yapıştırılarak güçlendirilen S-LS-G-1-2Sides numunesinde kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin çıkan kolunun eğimi incelendiğinde referans numunelere kıyasla daha rijit, inen kolonun eğimi incelendiğinde referans numunelere göre daha gevrek bir davranış gösterdiği görülmektedir. Ayrıca kesme kapasitesinde referans numunelere göre önemli bir artış olmamıştır. LP malzemesinin eğik çatlak kalınlıklarını sınırlaması rijitliği artırmış fakat bindirme boyunun yetersizliğinden dolayı LP malzemesinin önemli bir kuvvet

taşıyamadan numuneden bir beton tabakasını koparark ayrılması hem kesme kapasitesini önemli bir miktarda artırmamış hem de referans numunelere göre biraz daha gevrek bir davranış göstermiştir. Bundan dolayı LP kompozit ile güçlendirmede kesinlikle LP kompozitin yeterli ankrajı sağlanmalıdır. Bu durum, özellikle düşük dayanımlı betona sahip kolonlarda, LP kompozitlerin elemanın dört tarafını saracak şekilde uygulanmasının gerekliliğini göstermektedir.

Güçlendirilmiş numunelerde kolon kesme kuvveti kapasitesinde LP yüzeyinden ölçülen en büyük şekildeğiştirme değerleri şerit şeklinde sargılanan numunelerde ortalama 0.0069 ve tam sargılama ile sargılanan numunelerde bu değerler düşmüş, bir kat sargılanan numunede 0.0053, iki kat sargılanan numunede 0.0035 ve üç kat sargılanan numunede 0.0037 olarak ölçülmüştür. Bu numunelerde şekildeğiştirme değerlerinin düşük olmasının sebebi bu numunelerde asal basınç gerilmelerinin beton asal basınç gerilmeleri yönündeki basınç dayanımına ulaşarak kesme kapasitelerine ulaşmasıdır. Bu durumda LP göçmeye kadar zorlanmadığından dolayı şekildeğiştirme değerleri daha düşük seviyelerde kalmıştır.

Şerit sargılama yapılarak güçlendirilen numunelerde, karbon LP ile güçlendirilen numunenin kesme kapasitesi, enerji yutma kapasitesi bakımından cam LP'ye göre daha iyi bir performans göstermiştir. Buna karşılık sürekli sargılama yapılarak güçlendirilen numunelerde, karbon ve cam LP ile güçlendirilen numuneler birbirlerine yakın bir performans göstermişlerdir. Bu durumun temel sebebi olarak sürekli sargılama yapılarak güçlendirilen numunelerin basınç ezilmesinden dolayı göçmeleri gösterilebilir.

Betonun çekme dayanımı ile basınç dayanımı arasında ikinci mertebe doğrusal olmayan bir ilişki olduğundan dolayı beton dayanımı düştükçe betonun basınç dayanımı ile çekme dayanımı birbirine yaklaşmaktadır. Ayrıca iki eksenli asal basınç gerilmeleri yanında asal çekme gerilmelerine maruz bir betonun asal basınç dayanımının tek eksenli gerilme durumdaki basınç dayanımından çok daha düşük

olduğu bilinmektedir. Bu sebeplerden dolayı, göçme şekli asal çekme gerilmeleri olan numunenin kesme kapasitesi göçme şekli asal basınç gerilmeleri olan numunenin kesme kapasitesine çok yakın olabilmektedir. Bu durumda sadece asal çekme gerilmelerinin taşınmasına katkı sağlayacak bir güçlendirme ile elemanın eğilme kapasitesine ulaşmasını sağlamak mümkün olmayabilmektedir. Bu tür durumlarda betonun asal basınç gerilmeleri yönündeki dayanımını artırmaya veya asal basınç gerilmelerinin taşınmasına katkı sağlamaya yönelik güçlendirme alternatiflerinin de düşünülmesinin gerekliliği ortaya çıkmaktadır.

Göçme şekli asal basınç gerilmelerinden dolayı olan numunelerde numunenin eğilme kapasitesine ulaşmasını sağlamak için iki farklı yol izlenebilir. Bunlardan birincisi beton basınç dayanımını yeterli miktarda LP sargılama ile artırmak. İkinci yol ise basınç gerilmelerini azaltmaya yönelik asal basınç gerilmelerinin etki ettiği alanı büyütmek olarak düşünülebilir. Bu amaçla şu yöntemler kullanılabilir; 1- kolonun betonarme manto ile güçlendirilmesi, 2- kolonun çelik levhalar ile sargılanması, 3- kolonun ön üretimli yüksek performanslı (HPFRCC) paneller ile sargılanması (HPFRCC paneller Bölüm 4 ve Bölüm 5'de güçlendirme malzemesi olarak kullanılmıştır ve bu paneller hakkında detaylı bilgiler Bölüm 4'de bulunabilir) olarak düşünülebilir.

Deneysel kesme kapasiteleri, çeşitli yönetmeliklerce verilen kurallar kullanılarak hesaplanan kesme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Göçme şekli diyagonal çekme gerilmelerinden dolayı olan numunelerin kesme kapasitelerini tahmin etmede DBY., FIB, EUR. yönetmelikleri güvensiz, ACI, CO.S., CSA. yönetmelikleri ise güvenli tarafta kalmaktadır.

Basınç ezilmesini önlemek amacı ile basınç gerilmelerinin üst sınırına karşılık gelen kesme kapasiteleri için yönetmeliklerce verilen formüller genellikle güvenli tarafta kalmakla beraber deneysel değerlere yakın sonuçlar vermişlerdir. Bu da verilen denklemlerin güvensiz tarafta kalma riskini artırmaktadır. Bu durum yönetmeliklerde

verilen denklemlerin daha düşük değerler verecek şekilde düzenlenmesinin gerekliliğini göstermektedir.

Numunelerin kesme kapasitelerini hesaplamak için bir yöntem önerilmiştir. Yöntem temel olarak numunelerin kesme kapasitelerini iki göçme durumu için hesaplamaktadır. Göçme şekli asal çekme gerilmeleri olması durumu için numunenin kesme kuvveti kapasitesi beton, etriye ve LP'nin kesme dayanımına katkıları ayrı ayrı hesaplanarak toplanmıştır. Betonun katkısını hesaplamak için literatürde sıkça kullanıldığı gibi Mohr gerilme dairesinden faydalanılmıştır. LP'nin katkısını hesaplamak için beton katkısı için kullanılan yöntem adapte edilmiştir. Göçme şekli diyagonal basınç gerilmeleri olması durumu için yine Mohr gerilme dairesi kullanılmıştır. Elemana etki eden kesme kuvveti ve göçme şekilleri için hesaplanan kapasiteleri karşılaştırılarak göçme şekli belirlenmektedir. Teorik modelin deneysel veriler ile karşılaştırıldığında başarılı sonuçlar verdiği görülmüştür.

Ayrıca kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisini tahmin etmek için de bir model önerilmiştir. Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin çıkış kolunu tahmin etmek için eğilme, kayma ve sıyrılmadan kaynaklanan farklı yerdeğiştirme bileşenleri toplanmıştır. Eğilme etkilerinden oluşan yerdeğiştirmeler moment-eğrilik analizinden elde edilmiştir. Kayma ve sıyrılmadan kaynaklanan yerdeğiştirmeler literatürdeki mevcut denklemlerin yardımı ile bulunmuştur. Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin düşmeye başladığı öteleme oranı ve düşen kolunun eğimi deney sonuçlarından faydalanılarak belirlenmiştir. Model bu çalışmadaki ve literatürdeki mevcut deneyler ile karşılaştırılmıştır. Deneysel sonuçlar ile karşılaştırıldığında modelin genel olarak güvenli tarafta kaldığı görülmüştür.

Etriye aralığının çok fazla (kolon kesitinin faydalı yüksekliğinden büyük, s>d) olmasından dolayı etriye etkili olarak çalışamamıştır. Bu durum etriyelerden ölçülen şekildeğiştirme değerlerinin küçük olması ile gözlenmiştir. Kesme kritik numunelerinde genellikle 45 derece olarak oluşan çatlaklar düşünüldüğünde

etriyenin etkili olabilmesi için etriye aralığının en azından kolon faydalı kesit yüksekliğinden küçük olması gerekmektedir.

4. DÜŞÜK DAYANIMLI BETON PANELLERİN İLERİ TEKNOLOJİ MALZEMELER İLE GÜÇLENDİRİLMESİ

4.1 Kapsam ve Amacı

Bu deneysel çalışmanın amacı kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme yüklerine karşı güçlendirilmesinde uygulanabilecek güçlendirme yöntem ve detaylarını geliştirmektir. Bu amaçla düşünülen yöntem ve detaylar birbirleri ile karşılaştırılıp kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme yüklerine karşı güçlendirilmesi için en uygun yöntem ve detaylar belirlenmeye çalışılmıştır. Deneysel çalışmada; düşük dayanımlı beton elemanlar, yüksek performanslı lif donatılı öndöküm çimento esaslı kompozit (HPFRCC) paneller ve cam veya karbon LP kompozitler ile güçlendirilmiş ve diyagonal çekme etkisi altındaki davranışları incelenmiştir. HPFRCC paneller ile güçlendirilen numunelerde, HPFRCC panel kalınlığı ve güçlendirme panellerinin mevcut betona ankrajı çalışmada incelenen başlıca değişkenlerdir. LP kompozitler ile güçlendirilen numunelerde ise, kullanılan kompozit türü, kompozit kalınlığı (kat sayısı), uygulama detayları (kompozitin numunenin tek veya her iki yüzüne uygulanması) ve şekilleri (kompozitin tüm yüzeye veya yüzeyin bir bölümüne uygulanması) ile kompozitlerin mevcut betona ankrajı çalışmada incelenen başlıca değişkenlerdir. Yapılan deneyler sonucunda, güçlendirilen düşük dayanımlı beton elemanların; dayanım ve şekildeğiştirme yeteneklerinde belirgin artış gözlenmiş ve ankraj uygulaması, bu artışı olumlu yönde etkilemiştir. Bu çalışmada ayrıca her iki güçlendirme yöntemi karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucunda öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen numunelerde, LP kompozitler ile güçlendirilen numunelere göre daha iyi sonuçlar elde edilmiştir. Numunelerin davranışları temel mekanik bilgileri ve sonlu eleman çözümlemesi kullanılarak kuramsal olarak incelenmiştir.

Çalışmanın bazı özet detayları farklı kaynaklarda bulunabilir (İlki ve diğ., 2007, Bedirhanoğlu ve diğ., 2008).

4.2 Deneysel Çalışma ve Sonuçlar

4.2.1 Giriş

Bu çalışma kapsamında; öndöküm HPFRCC paneller yapıştırılarak güçlendirilen (10 numune), LP kompozitler yapıştırılarak güçlendirilen (14 numune) ve herhangi bir güçlendirme uygulaması yapılmayan (üç numune) 400×400×100 mm boyutlarında toplam 27 adet beton elemanın, monoton artan diyagonal çekme etkileri altındaki davranışları incelenmiştir. Elemanlar, İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarında üretilip güçlendirilmiş, deneyler ise Yapı Malzemesi Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Yapılan güçlendirme uygulamalarında; beton elemanların, kesme dayanımının ve şekildeğiştirme yeteneğinin artırılması hedeflenmiştir.

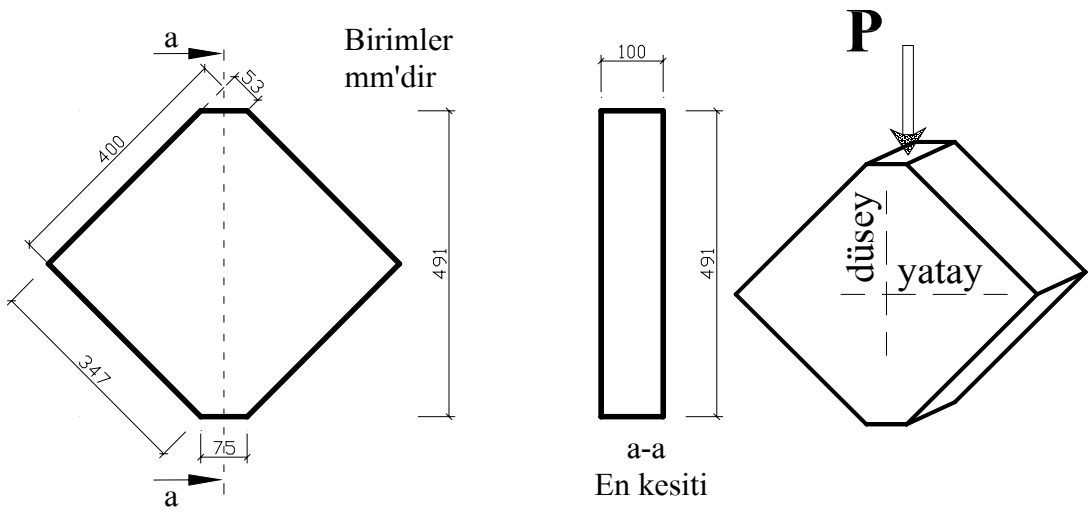
4.2.2 Numune üretimi ve malzeme deneyleri

4.2.2.1 Numune üretimi

Numuneler

Ülkemizdeki yapıların genel durumu göz önüne alınarak; düşük beton dayanımını temsil etmek üzere; deney günü dayanımı 10 MPa olarak hedeflenen beton kullanılarak, toplam 27 adet eleman üretilmiştir. Elemanların boyutları (genişlik×derinlik×kalınlık); 400×400×100 mm olarak tasarlanmıştır (Şekil 4.1). Boyutların belirlenmesi sırasında İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda bulunan yükleme aygıtlarının yük kapasiteleri, geometrik kısıtları ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinin boyutları göz önünde bulundurulmuştur. Kare numuneleri köşegenleri hizasında yükleyebilmek için köşegen doğrultuları düşey konuma gelecek şekilde 45^0 çevrilerek yüklenmiştir. Numuneler Şekil 4.1'deki

konumlarında yükleme yönü düşey ve yükleme yönüne dik olan yön yatay olarak isimlendirilmiştir. Numunelerin köşegenleri hizasında yüklenebilmelerini sağlamak için bir başlık oluşturulması gerekmektedir. Yükleme başlığı olarak üç farklı alternatif düşünülmüştür. Bunlardan en pratik ve basit kayma durumunu iyi temsil edebilecek olanı belirlemek için doğrusal sonlu eleman analizi ve farklı başlık şekillerine sahip beş numuneden oluşan pilot deneyler yapılmıştır. Sonuç olarak deneylerin pratikliği ve amaçlanan basit kayma davranışının temsili göz önünde bulundurulduğunda Şekil 4.1'de verilen numunedeki başlık şekli belirlenmiştir. Doğrusal sonlu eleman analizi ve pilot deneyler ile ilgili detaylar Ek B.5.1'de verilmiştir.



Şekil 4.1 : Deney numunesi.

Beton elemanların isimlendirilmesi, her bir elemanın sahip olduğu özelliklerin yansıtılmasına göre yapılmıştır. Bu amaçla; öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanlarda, HPFRCC panel kalınlığı ve panellerin mevcut betona ankrajı elemanların isimlerinde kullanılmıştır. Örneğin; DS-HPFRCC-3-A-1side elemanında; **DS**, diyagonal çekme deneyini (diagonal shear), **3**, cm biriminde öndöküm HPFRCC panel kalınlığını; **A**, mevcut beton elemana ankraj yapıldığını; **1side**, güçlendirme uygulamasının bir yüzeye yapıldığını göstermektedir. LP kompozitler ile güçlendirilen elamanlarda ise, lif tipi, kat sayısı, güçlendirme

uygulamasının detayları (kompozitin tek veya her iki yüze uygulanması) ve şekilleri (kompozitin tüm yüzeye veya yüzeyin bir bölümüne uygulanması) ile kompozitlerin mevcut betona ankrajı elemanların isimlerinde kullanılmıştır. Örneğin; DS-G-3S-A-3 elemanında; **DS**, diyagonal çekme deneyini (diagonal shear), **G**, güçlendirmede cam lifli polimer kompozit kullanıldığını, **3S**, uygulamanın 3 şerit halinde yapıldığını, **A**, mevcut beton elemana ankraj yapıldığını ve **3**, bir yüzeye uygulanan lifli polimer kat sayısını göstermektedir. Güçlendirme tekniğine göre sınıflandırılmış genel eleman özellikleri, Çizelge 4.1 ve 4.2'de sunulmuştur. Bu Çizelgelerde; f'_{c28}, h, l, b, t_{HPFRCC} ve t_{FRP} sırasıyla; 28 günlük standart silindir beton basınç dayanımını, numune genişliğini, numune yüksekliğini, numune derinliğini, HPFRCC panel kalınlığını ve lifli polimer kalınlığını göstermektedir. Elamanların üretilmesi ile ilgili diğer detaylar Ek B'de verilmiştir.

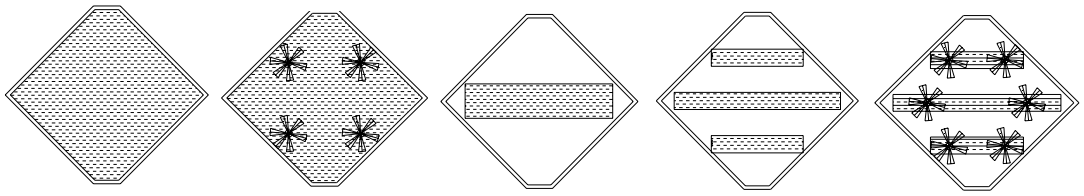
Çizelge 4.1 : Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların genel özellikleri.

Eleman ismi	f'_{c28} 28 gün (MPa)	Kesit boyutları h × l × b (mm)	Panel kalınlığı t_{HPFRCC} (mm)	Ankraj uygulaması	Uygulama detayı
DS-HPFRCC-2	~5	400x400x100	20	Yok	Her iki yüze
DS-HPFRCC-3	~5	400x400x100	30	Yok	Her iki yüze
DS-HPFRCC-3-1 side	~5	400x400x100	30	Yok	Tek yüze
DS-HPFRCC-4	~5	400x400x100	40	Yok	Her iki yüze
DS-HPFRCC-5	~5	400x400x100	50	Yok	Her iki yüze
DS-HPFRCC-2-A	~5	400x400x100	20	Var	Her iki yüze
DS-HPFRCC-3-A	~5	400x400x100	30	Var	Her iki yüze
DS-HPFRCC-3-A-1 side	~5	400x400x100	30	Var	Tek yüze
DS-HPFRCC-4-A	~5	400x400x100	40	Var	Her iki yüze
DS-HPFRCC-5-A	~5	400x400x100	50	Var	Her iki yüze

Çizelge 4.2 : Lifli polimer kompozitler ile güçlendirilen elemanların genel özellikleri

Eleman ismi	f'_{c28} 28 gün (MPa)	Kat sayısı	Tek yüzdeki kompozit kalınlığı $t_{LP,toplam}$ (mm)	ρ_{LP}	$\rho_{LP}*E_f$	Ankraj uygulaması	Uygulama detayı	Uygulama şekli
DS-G-1	~5	1	0.23	0.0046	299	Yok	Her iki yüze	Tüm[1] yüzeye
DS-G-2	~5	2	0.46	0.0092	598	Yok	Her iki yüze	Tüm[1] yüzeye
DS-G-3	~5	3	0.69	0.0138	897	Yok	Her iki yüze	Tüm[1] yüzeye
DS-C-1	~5	1	0.165	0.0033	759	Yok	Her iki yüze	Tüm[1] yüzeye
DS-C-2	~5	2	0.33	0.0066	1518	Yok	Her iki yüze	Tüm[1] yüzeye
DS-G-A-2	~5	2	0.43	0.0092	598	Var	Her iki yüze	Tüm[2] yüzeye
DS-G-1-1 Side	~5	1	0.23	0.0023	150	Yok	Tek yüze	Tüm[1] yüzeye
DS-G-S-1	~5	1	0.23	0.00098	64	Yok	Her iki yüze	Şerit[3]
DS-G-S-3	~5	3	0.69	0.0029	189	Yok	Her iki yüze	Şerit[3]
DS-C-S-1	~5	1	0.165	0.0007	161	Yok	Her iki yüze	Şerit[3]
DS-C-S-2	~5	2	0.33	0.0014	322	Yok	Her iki yüze	Şerit[3]
DS-G-3S-1	~5	1	0.23	0.00139	90	Yok	Her iki yüze	3 Şerit[4]
DS-G-3S-3	~5	3	0.69	0.0042	273	Yok	Her iki yüze	3 Şerit[4]
DS-G-3S-A-3	~5	3	0.69	0.0042	273	Var	Her iki yüzeye	3 Şerit[5]

1 2 3 4 5



HPFRCC paneller ile güçlendirme

Bu bölümde HPFRCC paneller ile güçlendirme uygulaması anlatılacaktır. Bu bölüm şu alt başlıklardan oluşmaktadır. 1- HPFRCC paneller için uygun karışımın geliştirilmesi, 2- HPFRCC panellerin üretilmesi, 3- Ankraj uygulaması.

HPFRCC karışımının geliştirilmesi

Son yıllarda beton teknolojisindeki ilerlemeler doğrultusunda, yüksek dayanıma sahip özel betonların üretilmesine olanak sağlanmıştır. Ancak, yüksek dayanımlı betonlar tipik olarak gevrek davranış göstermesinden dolayı bu davranışı iyileştirmek üzere çeşitli lif donatılı betonlar geliştirilmiştir (FRCC, FRC, FRM, DFRCC, HPFRCC, SIMCON, SIFCON, RPC ve ECC) (Taşdemir ve diğ., 2004). Çelik lif katkılı kompozitlerin üretimi ve kullanım alanları üzerine yürütülen pek çok çalışma sonucunda; çelik lif kullanımının, eleman davranışını özellikle süneklik ve enerji yutma kapasitesi bakımından iyileştirdiği bir çok araştırmacı tarafından gözlenmiştir (Falkner ve diğ., 1995, Vandewalle 1996, Taşdemir ve diğ., 2002, Bayramov ve diğ., 2004, Özyurt ve diğ., 2005).

HPFRCC panelleri üretmeden önce paneller için uygun bir karışım elde etmek amacı ile kapsamlı bir deneysel çalışma gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın amacı HPFRCC panellerde kullanılacak betonun mekanik özelliklerini özellikle çekme dayanımını geliştirmektir. Laboratuvarda daha önceki deneylerde kullanılmış olan HPFRCC (Yılmaz, 2004) karışımın özelliklerini geliştirmek amacı ile farklı yeni karışımlar için deneyler yapılmıştır. Deneysel çalışmada sıcak kür, liflerin karışıma katılmadan önce ayrıştırılması, liflerin korozyona uğratılması ve çelik lif miktarı değişken parametreler olarak kullanılmıştır. Bu amaçla üretilen standart silindir ve standart disk numuneleri eksenel basınç ve yarma çekme deneylerine tabi tutulmuştur. Bu deneyler sonucunda sıcak kürün, liflerin önceden ayrıştırılmasının ve çelik lif oranının çekme dayanımı, süneklik ve tokluk gibi mekanik özelikler üzerinde etkili olduğu görülmüştür. Çelik lif oranının artmasının basınç dayanımı ve elastisite modülü üzerinde etkili olmadığı görülmüştür. Çelik lifli betonda lif oranının değişiminin betonun mekanik özelliklerine etkisini incelemek amacıyla yapılan deneylerden bir diğeri de RILEM Kırılma Enerjisi Deneyleri'dir. Deneyler için; hacimce %0, %2, %4 ve %6 çelik lif oranlarına sahip, 500×100×100 mm

boyutlarında prizma numuneleri hazırlanmış ve bu numuneler eğilme deneyine tabi tutulmuştur. Deneyler sonucunda çelik lif oranının artması ile numunelerin net eğilme dayanımları ve kırılma enerjilerinin sürekli arttığı gözlenmiştir.

Standart silindir, standart disk ve RILEM kırılma enerjisi deneyleri aşağıda iki bölüm halinde verilmiştir.

Standart silindir ve standart disk deneyleri

HPFRCC panellerde kullanılacak betonun mekanik özelliklerini geliştirmek amacı ile sıcak kür, liflerin önceden ayrıştırılması ve liflerin önceden korozyona uğratılması gibi değişik parametrelerin etkisi incelenmiştir. Bu amaçla değişik özeliklere sahip 11 (M1-M11) adet döküm yapılmıştır. Her dökümde 3 adet 150 mm çapında 300 mm yüksekliğinde standart silindir ve 6 adet 150 mm çapında 60 mm kalınlığında standart disk olmak üzere toplam 33 adet standart silindir ve 66 adet standart disk numunesi üretilmiştir.

Genel olarak numuneler, standart olarak 7 gün ılık kür havuzunda (~20 ºC) bekletilmiştir. Ilık kürden sonra numunelere farklı kürler uygulanmıştır. M1 ve M2 karışımlarında üçer adet standart disk numunesi 7 gün ılık kürden sonra denenmiş, geri kalan standart disk ve standart silindir numuneleri ise deney öncesi 7 günlük ılık (~20ºC) kürden sonra 3 gün sıcak suda (~90ºC) daha sonra 5 gün ılık suda bekletilmiştir. M3 ve M4 karışımlarında bütün numuneler ılık kürden sonra 3 gün sıcak (~90ºC) suda bekletilmiş ve daha sonra tekrar ılık suya (~20ºC) alınarak 5 gün bekletilmiştir. M5-M11 karışımlarında her karışımdan üçer adet standart disk numunesi sıcak kürden sonra 5 gün ılık suda bekletildikten sonra denenmiştir. Diğer standart disk numuneleri ve silindir numuneleri sıcak kürden sonra 18 gün daha ılık suda bekletildikten sonra denenmiştir. Bütün karışımlara ait malzemeler ve karışım miktarları Çizelge 4.3'de verilmiştir. Ayrıca, Çizelge 4.3'de karışımlara uygulanan kür özet bir şekilde verilmiştir. M1 karışımında çelik lifler ayrıştırılmadan harcın içine katılmıştır. M1 karışımı dışındaki bütün karışımlarda çelik lifler önceden suyun

içinde ayrıştırılarak kurutulmuş ve daha sonra harcın içine atılmıştır. M3 ve M4 karışımlarında lifler önceden suda ayrıştırılmış ve nemli ortamda sırasıyla 3 ve 6 gün korozyona maruz bırakılmıştır. Bunun nedeni liflerde oluşan hafif korozyonun lifin betona aderansını artırıp artırmayacağının incelenmesidir. M5-M11 karışımları çelik lif miktarının etkisini incelemek üzere dökülmüştür.

Çizelge 4.3 : Karışımlara ait malzeme miktarları ve birim hacim ağırlıkları.

Karışımlar	M1, M2	M3, M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11
Çelik lif oranı	%4	%4	% 0	%1	%2	%3	%4	%5	% 6
Çimento (kg/m^3)	924.9	924.9	967.9	957.0	946.3	939.2	924.9	917.7	907.0
Silis kumu (kg/m^3)	557.0	557.0	578.6	575.0	568.6	562.8	557.0	550.0	545.0
Kum (kg/m^3)	278.5	278.5	289.3	287.5	284.3	281.4	278.5	275.0	272.5
Silis dumanı (kg/m^3)	185.7	185.7	192.8	192.8	189.3	189.3	185.7	182.1	181.8
Su (kg/m^3)	203.5	203.5	210.7	210.7	208.5	207.1	203.5	203.5	200.0
Süper akış. k. (kg/m^3)	33.60	33.60	35.00	34.60	33.90	33.90	33.60	33.20	32.90
Çelik lif (kg/m^3)	314.2	314.2	0.000	78.50	157.0	235.5	314.0	392.5	471.0
Birim hacim ağırlıklar (kg/m^3)	2492	2492	2246	2318	2372	2440	2492	2503	2634
Ilık kür (20^{0}C) – (gün)	12	12	25	25	25	25	25	25	25
Sıcak kür (90^{0}C) – (gün)	3	3	3	3	3	3	3	3	3

Basınç deneylerinde yükleme için 5000 kN kapasiteli Amsler yükleme aygıtı, standart disk yarma deneyleri için 1000 kN kapasiteli Amsler yükleme aygıtı kullanılmıştır. Yük değerleri Amsler cihazının göstergesinden okunmuştur. Basınç deneyleri sırasında elastisite modülünün belirlenebilmesi amacıyla TML CM–15 ölçüm çerçevesi (kompresometre) kullanılmıştır. Standart silindirin ölçüm boyundaki (yükseklik boyunca ortadaki 150 mm) yerdeğiştirmeleri ölçmek üzere, ölçüm çerçevesine bağlı konumdaki iki adet yerdeğiştirmeölçer (TML CDP–5), tüm boydaki (300 mm) yerdeğiştirmeleri ölçmek üzere de iki adet yerdeğiştirmeölçer (TML CDP–25) kullanılmıştır, Şekil 4.2.





Şekil 4.2 : Standart disk yarma çekme ve basınç deneyleri.

Deney sonuçları ve değerlendirme

Numunelerin çekme dayanımları Denklem 4.1 yardımı ile belirlenmiştir. Bu denklemde; f_{cts} numunenin yarma çekme dayanımını, P deneyde ölçülen yarma yükünü, d disk çapını (standart yarma diskleri için 150 mm), l ise disk boyunu (standart yarma diskleri için ~60 mm) simgelemektedir.

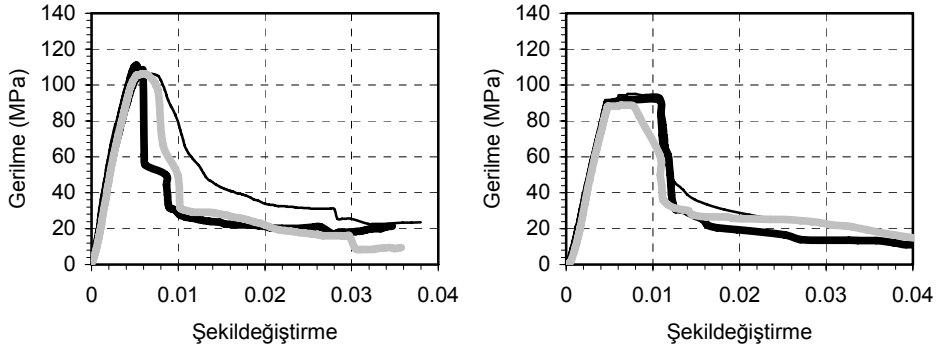
$$f_{cts} = \frac{2P}{\pi dl} \tag{4.1}$$

Basınç deneyleri sırasında elastisite modüllerinin bulunması için numune kapasitesinin üçte biri düzeyinde yükleme ve boşaltma uygulanmıştır. Elastisite modülü bu yükleme boşaltma çevrimleri sırasında elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin doğrusal kısmının eğimi olarak elde edilmiştir. Elastisite modülünün elde edilmesinde kompresometreden ölçülen değerler kullanılmıştır. Kompresometre numunenin orta üçte birlik bölümü olan 150 mm ölçüm boyundan ölçüm almaktadır. Bu bölümde verilen gerilme şekildeğiştirme diyagramlarının elde edilmesinde numune dışına konulan iki adet yerdeğiştirmeölçer kullanılarak 300 mm ölçüm boyundan alınan ölçümler kullanılmıştır.

Sıcak kür ve liflerin harç içine katılmadan önce suda ayrıştırılması

Sıcak kürün çelik lifli betonun çekme dayanımı üzerindeki etkisi M1 karışımı ile incelenmiştir. Deneyler sonucunda çelik lifli betonun sıcak kürden önceki 7 günlük çekme dayanımı ortalaması 10.5 MPa, sıcak kürden sonraki 15 günlük çekme dayanımı ortalaması ise 14.1 MPa olarak ölçülmüştür. Çelik lifli betonun çekme dayanımındaki bu artışın sadece 8 günlük zaman farkından kaynaklanmadığı düşünülmüş, sıcak kürün betonun çekme dayanımına önemli ölçüde katkı sağladığı sonucuna varılmıştır. Yapılan deneyler sonrasında çelik liflerin iyi ayrışmayıp beton içerisinde tam olarak dağılmadığı görülmüştür. Bunun üzerine çelik liflerin karışıma katılmadan önce ayrıştırılmasının çelik lifli betonun mekanik özelikleri üzerindeki etkisi M2 karışımı ile incelenmiştir. Bunun için çelik lifler önceden sıcak su yardımıyla birbirinden ayrıştırılmış ve karışıma bu şekilde ilave edilmiştir. M2

karışımının, M1 karışımdan tek farkı çelik liflerin önceden ayrıştırılmasıdır. M2 karışımının sıcak kürden önceki 7 günlük çekme dayanımı ortalaması 11.1 MPa, sıcak kürden sonraki 15 günlük çekme dayanımı ortalaması ise 15.9 MPa olarak ölçülmüştür. Her iki karışıma ait standart silindir deneylerinden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 4.3'de verilmiştir. Çekme dayanımı sonuçları incelendiğinde M2 karışımının M1 karışımına göre az miktarda daha yüksek çekme dayanımına sahip olduğu görülmüştür. Şekil 4.3'de görüldüğü gibi M2 deneme karışımı ile daha sünek davranış elde edilmiş, buna karşılık basınç dayanımları M1 karışımı ile üretilen numunelerin bir miktar altında çıkmıştır. Çelik liflerin ayrıştırıldıktan sonra beton içerisinde daha iyi bir dağılım göstermesi çekme dayanımı ve süneklik açısından sağlanan gelişmenin gerekçesi olarak düşünülebilir.

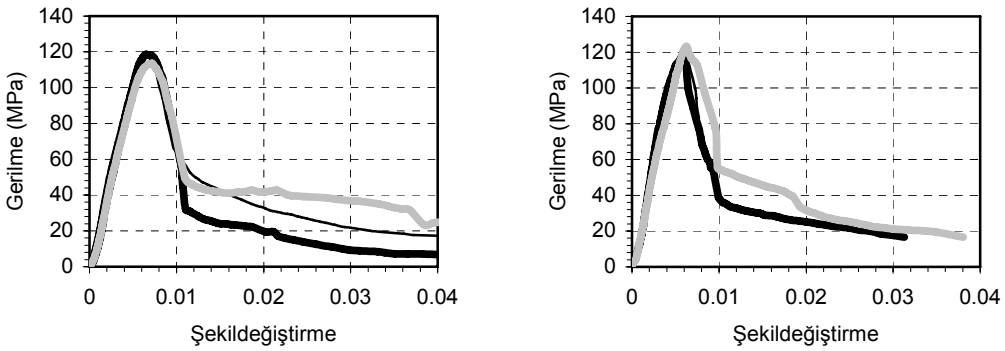


(a) (b)

Şekil 4.3 : a) M1 b) M2 karışımı için gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.

Liflerin korozyona uğratılması

M3 ve M4 karışımlarında lifler 3 ve 6 gün nemli olarak laboratuvar ortamında saklanmış ve liflerin az düzeyde korozyona uğraması sağlanmıştır. Her iki karışımda kullanılan malzemeler ve miktarları, ilk iki karışım ile aynıdır. M3 ve M4 karışımlarından elde edilen gerilme şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 4.4'de, yarma çekme deney sonuçları ise Çizelge 4.4'de verilmiştir. Şekil 4.4 ve Çizelge 4.4'de görüldüğü gibi lif korozyonun artması ile beton basınç dayanımında ve süneklikde önemli bir değişim oluşmamıştır.



(a) (b)

Şekil 4.4 : a) M3 ve b) M4 karışımları için gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.

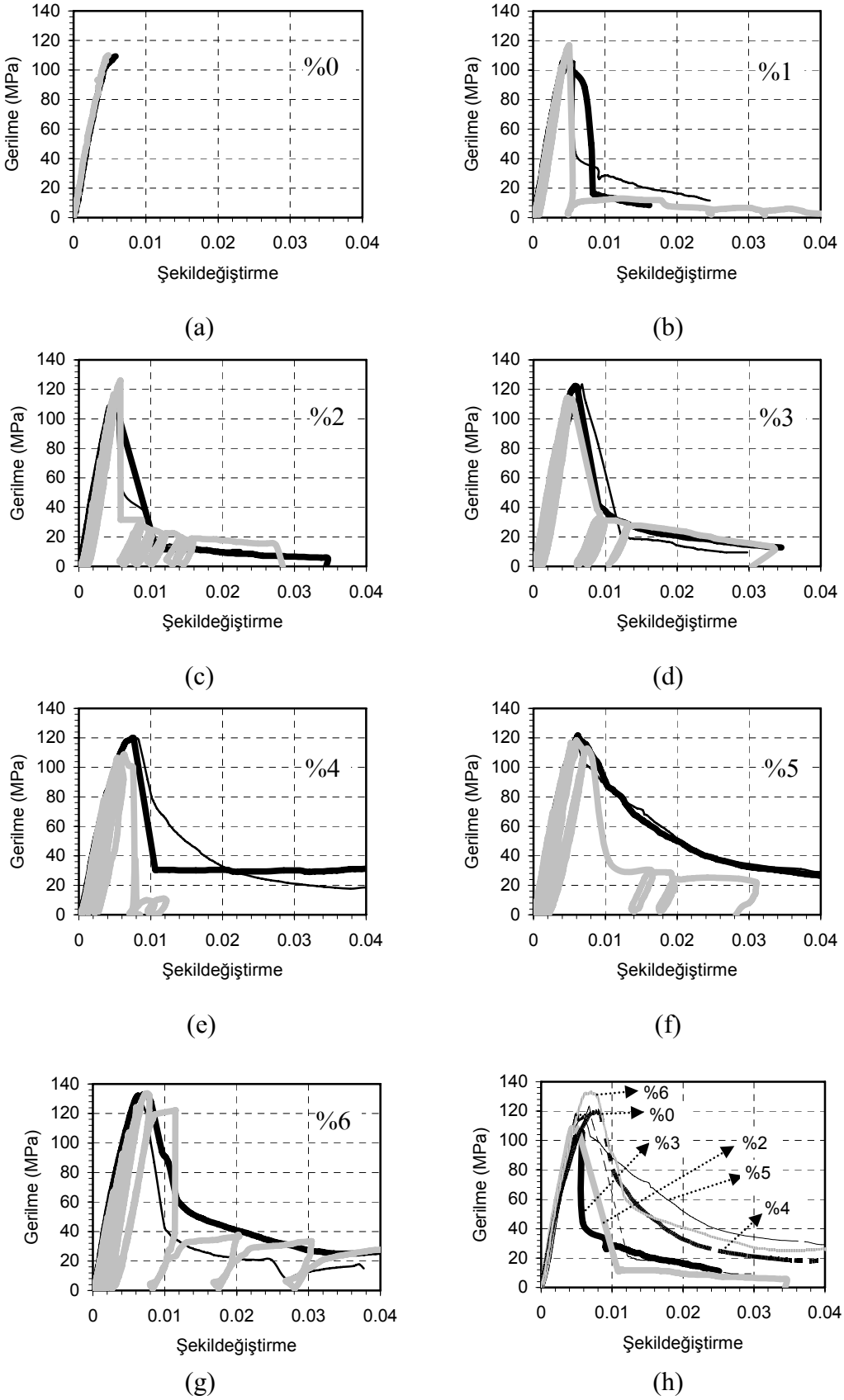
Çizelge 4.4 : M3 ve M4 karışımlarına ait yarma çekme deneylerinin sonuçları.

Yarma numuneleri	Çekme dayanımı (MPa)	Yarma numuneleri	Çekme dayanımı (MPa)
M3–1	15.4	M4–1	13.9
M3–2	16.3	M4–2	16.2
M3–3	14.9	M4–3	15.1
M3–4	15.1	M4–4	15.0
M3–5	15.8	M4–5	14.1
M3–6	14.8	M4–6	13.9
Ortalama	15.4		14.9

Çelik lif içeriğinin mekanik özelliklere etkisi

Çelik lif oranının değişiminin betonun mekanik özeliklerine etkisini incelemek amacıyla; çelik lif oranları %0, %1, %2, %3, %4, %5, %6 olan dökümler (M5, M6, M7, M8, M9, M10 ve M11) yapılmıştır. Her bir döküme ait numuneler kullanılarak 12. günde 3 adet yarma çekme deneyi yapılmıştır. Geriye kalan numuneler ise 28. günde yarma çekme ve standart silindir deneylerinde kullanılmıştır. Bu deneyler sonucunda numunelerin çekme dayanımı, basınç dayanımı ve gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri belirlenmiştir. Basınç deneyi için hazırlanmış olan standart silindir numunelerden ikisi monoton artan yükler altında, diğeri ise tekrarlı yükler altında denenmiştir. %0-%6 deneme karışımlarına ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 4.5.a-g'de verilmiştir. Her karışımı temsil eden birer numune için gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri toplu olarak Şekil 4.5.h'de verilmiştir. Ayrıca bu

karışımlar ile üretilen numunelerin 28. gün standart silindir basınç dayanımları, elastisite modülleri ile 12. ve 28. gün çekme dayanımları Çizelge 4.5'de verilmiştir. Bu çizelgede görüldüğü gibi, aynı karışıma ait numuneler için elde edilen basınç dayanımları ve elastisite modülleri arasında çok az fark bulunmaktadır. Çizelge 4.5 incelendiğinde çelik lif oranının artması ile çekme dayanımının arttığı görülmektedir. Farklı lif oranlarına sahip karışımlar için yapılan standart silindir basınç deneylerinden elde edilen karakteristik şekildeğiştirme değerleri, Çizelge 4.6'da sunulmuştur. Bu Çizelgede $\varepsilon_{c,(f'co)}$, ilgili standart silindir numunesinin gerilme-şekildeğiştirme eğrisinde en büyük gerilme seviyesine karşı gelen şekildeğiştirme değerini, $\varepsilon_{c(0.85f'co)}$ ise ilgili standart silindir numunesinin gerilme-şekildeğiştirme eğrisinde düşen kol üzerinde en büyük gerilmenin 0.85'i seviyesine karşılık gelen şekildeğiştirme değerini, μ sünekliği ($\varepsilon_{c(0.85f'co)}/\varepsilon_{c(f'co)}$) ve μ_{ort} elde edilen süneklik değerlerinin ortalamasını simgelemektedir. Bu şekildeğiştirme değerleri basınç deneyinde 300 mm ölçüm boyundan alınan yerdeğiştirme değerleri kullanılarak çizilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkilerinden elde edilmiştir. Çelik lif içermeyen karışımlara ait standart silindir numuneler, en büyük yük seviyesine ulaşıldığında ani olarak dayanımlarını kaybettikleri için $\varepsilon_{c(0.85f'co)}$ değerleri tespit edilememiş ve bu numunelere ait süneklik değerleri hesaplanamamıştır. Çizelge 4.6 incelendiğinde çelik lif oranının artmasıyla sünekliğin genel olarak arttığı görülmektedir. Ancak, %6 lif oranına sahip numunelerde çekme dayanımı artarken süneklikte bir düşüş gözlenmiştir. Bu karışımda lif oranının çok yüksek olması döküm sırasında yerleşimde sorunlar yaşanmasına neden olmuştur. Yapılan standart çökme konisi deneyinde de harcın hiç dağılmadığı ve yığın halinde durduğu gözlenmiştir. Bu durumda bu karışıma ait standart silindirlerin diğer numunelere göre daha fazla boşluklu olma olasılığı çok yüksektir. Bu boşlukların yerel bazı bölgelerde çekme dayanımını zayıflattığı ve sünekliği düşürdüğü düşünülmektedir. Bu karışımda



Şekil 4.5 : Değişik oranlarda çelik lif içeren karışımlar için gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri, a) %0 b) %1, c) %2, d) %3, e) %4, f) %5, g) %6, h) karşılaştırma

Çizelge 4.5 : Basınç deneylerinin sonuçları.

Hacimce çelik lif oranı	Standart silindir	Beton yaşı (Gün)	Basınç dayanımı f'_c (MPa)	Ort. basınç dayanımı $f'_{c,ort}$	12. ve 28. gün çekme dayanımları	Elastisite modülü E_c (GPa)	Ort. elastisite modülü $E_{c,ort}$
%0	28-1	28	118.2	115.2	6.7-7.2	40.6	40.6
	28-2	28	116.3			40.7	
	28-3	28	111.0			40.5	
%1	28-1	28	106.0	110.8	8.5-8.3	38.6	38.4
	28-2	28	109.4			38.8	
	28-3	28	116.9			37.7	
%2	28-1	28	119.5	118.1	11.1-13.6	41.0	40.4
	28-2	28	108.8			39.8	
	28-3	28	126.0			*	
%3	28-1	28	123.2	119.4	14.2-14.1	41.4	41.2
	28-2	28	120.7			41.3	
	28-3	28	114.4			40.8	
%4	28-1	28	119.9	116.2	14.2-13.8	40.5	39.4
	28-2	28	119.9			39.7	
	28-3	28	108.8			38.1	
%5	28-1	28	116.0	118.6	17.2-15.6	38.8	39.1
	28-2	28	121.6			39.0	
	28-3	28	118.2			39.4	
%6	28-1	28	130.7	132.4	18.6-17.7	41.7	42.3
	28-2	28	132.9			41.8	
	28-3	28	133.5			43.3	

* Bu veri sağlıklı alınamadı

Çizelge 4.6 : Şekildeğiştirme değerleri.

Hacimce çelik lif oranı	Standart	$\varepsilon_{c(f'co)}$	$\varepsilon_{c(0.85f'co)}$	μ	μ_{ort}
%1	28-1	0.0054	0.0058	1.04	1.13
	28-2	0.0049	0.0065	1.34	
	28-3	0.0050	0.0051	1.02	
%2	28-1	0.0052	0.0055	1.05	1.09
	28-2	0.0050	0.0061	1.22	
	28-3	0.0058	0.0058	1.00	
%3	28-1	0.0068	0.0077	1.14	1.14
	28-2	0.0059	0.0067	1.14	
	28-3	0.0054	0.0062	1.14	
%4	28-1	0.0081	0.0091	1.13	1.15
	28-2	0.0075	0.0083	1.12	
	28-3	0.0063	0.0076	1.19	
%5	28-1	0.0058	0.0083	1.43	1.42
	28-2	0.0062	0.0091	1.46	
	28-3	0.0060	0.0082	1.38	
%6	28-1	0.0094	0.0117	1.24	1.34
	28-2	0.0071	0.0087	1.24	
	28-3	0.0074	0.0115	1.54	

sünekliğin düşmesine rağmen, çekme dayanımının yüksek çıkmasının gerekçesi çekme deneylerinde kullanılan numunelerin yüksekliklerinin (60 mm) standart silindir numunelerinin yüksekliğinden (300 mm) daha küçük olması olarak gösterilebilir. Bilindiği üzere büyük bir bölgede yerel zayıflıkların bulunma olasılığı daha yüksektir.

RILEM kırılma enerjisi deneyleri

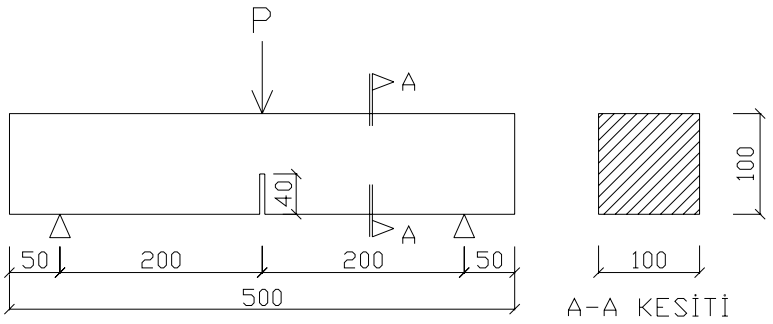
Çelik lifli betonda lif oranının değişiminin betonun mekanik özelliklerine etkisini incelemek amacıyla yapılan deneylerden bir diğeri de RILEM Kırılma Enerjisi Deneyleri'dir. Deneyler için; hacimce %0, %2, %4 ve %6 çelik lif oranlarına sahip, 500×100×100 mm boyutlarında prizma numuneleri hazırlanmıştır. Her bir çelik lif oranı için hazırlanan üçer numune, İ.T.Ü Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda bulunan yerdeğiştirme kontrollü ve 1000 kN kapasiteli INSTRON 5500R yükleme aygıtı kullanılarak denenmiştir (Şekil 4.6). 3 noktalı yükleme deneyine tabi tutulan numunelerin, yük-yerdeğiştirme eğrileri elde edilerek, kırılma enerjileri, eğilme dayanımları ve karakteristik boyları hesaplanmıştır.



Şekil 4.6 : RILEM kırılma enerjisi deney düzeneğinin genel görünümü.

Üretim tarihinden itibaren 50-52 gün sonra deneye tabi tutulan numunelerin etkin kesit alanı 100×60 mm×mm (genişlik, derinlik) olacak ve her numunenin orta bölgesine denk gelecek şekilde, 40 mm derinliğinde ve 5 mm genişliğinde çentik açılmıştır (Şekil 4.7). Çentik açma işlemi sırasında ıslanan numunelerin kuruması

için bir gün beklenmiş, sonrasında gerekli ölçüler (ağırlıkları, numune boyu, kalınlığı, yüksekliği ve çentik derinliği) alınmıştır.

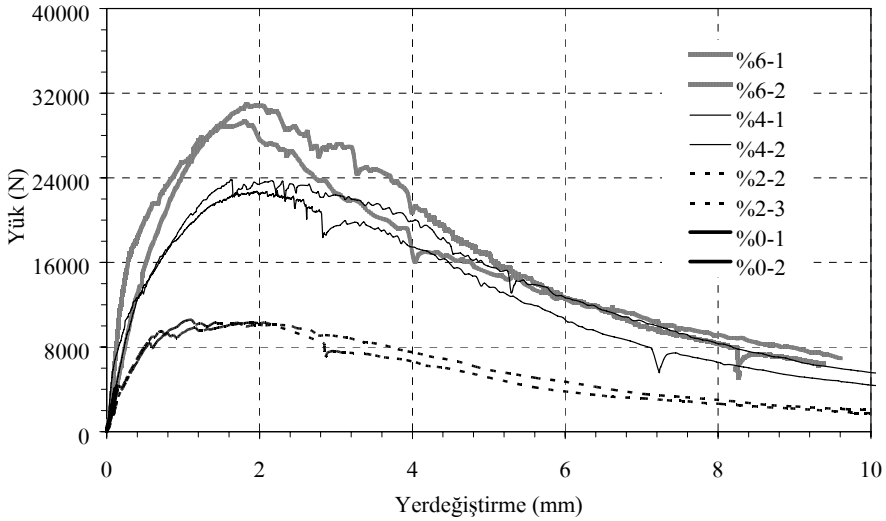


Şekil 4.7 : RILEM kırılma enerjisi deneyleri yükleme düzeni ve boyutlar (mm).

Deneylerde, TML TDS-303 Veri Toplayıcı (Data Logger) ve INSTRON 5500R olmak üzere iki farklı veri toplama sistemi aynı anda kullanılmıştır. Her iki veri toplama sistemine ait yerdeğiştirmeölçerler, numunenin her iki yanına çentik hizasında yerleştirilmiş ve numunenin yaptığı yerdeğiştirmeler bu şekilde belirlenmiştir. Deneylerden alınan veriler bilgisayar ortamında değerlendirildikten sonra, TML TDS-303 Veri Toplayıcı'dan elde edilen veriler esas alınmış, gerekli hesaplamalar bu verilere göre yapılmıştır.

Hacimce %2, %4 ve %6 çelik lif oranına sahip numunelerde yükleme hızı, deneyin ilk aşamalarında, numunelerin orta noktasının dakikada 0.05 mm yerdeğiştirme yapabileceği şekilde ayarlanmış, yük-yerdeğiştirme eğrisi düşüşe geçtikten sonra ise bu değer dakikada 0.1 mm yapılarak deney sonuna kadar bu hızda devam edilmiştir. Numunelerin her birinde, 10 mm yerdeğiştirme değerine kadar gidilmiş ve deneyler bu yerdeğiştirme düzeyinde bitirilmiştir. Çelik lif içermeyen numunelerde ise yükleme hızı deneyin tamamında 0.0175 mm/dakika şeklinde ayarlanmıştır. Ani olarak kırılarak gevrek bir davranış gösteren bu numunelerde herhangi bir yerdeğiştirme değeri hedef alınmamış, numuneler kırıldığı anda (ortalama 0.13 mm yerdeğiştirme ve karşı gelen %0.033 (=0.13 mm/400 mm) öteleme oranı mertebelerinde) deneylere son verilmiştir. Deneylerden elde edilen yük-yerdeğiştirme eğrileri, hacimce %0, %2, %4 ve %6 çelik lif oranına sahip numuneler

için Şekil 4.8'de verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi çelik lif katılması numunelerin hem yük taşıma kapasitelerini hem de tokluklarını çok büyük oranda artırmıştır. Bu artışın lif miktarının artması ile azalan bir seyir gösterdiği Şekil 4.8'de açık bir şekilde görülmektedir.



Şekil 4.8 : Değişik oranlarda çelik lif içeren karışımların yük-yerdeğiştirme ilişkileri.

Deneylerden elde edilen yük-yerdeğiştirme eğrileri kullanılarak, her numune için, kırılma enerjisi, net eğilme dayanımı ve karakteristik boy değerleri sırasıyla; Denklem 4.2, 4.3 ve 4.4 yardımıyla hesaplanmıştır.

$$G_f=(W_o + mg\delta_o) /A_{lig} \quad \textbf{(4.2)}$$

$$F_{net}=(PL / 4) / (B (D-a_o)^2 / 6) \quad \textbf{(4.3)}$$

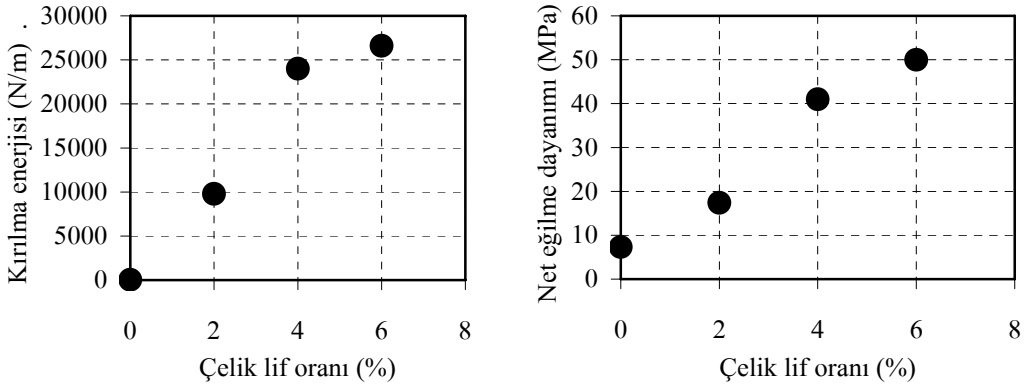
$$l_{hc}=EG_f / f_{cts}^2 \quad \textbf{(4.4)}$$

Bu denklemlerde; W_o yük-yerdeğiştirme eğrisi altında kalan alanı, m numune ağırlığını, g yerçekimi ivmesini, δ_o elemanın çentik hizasında yaptığı en büyük yerdeğiştirmeyi, A_{lig} etkin kesit alanını, P uygulanan en büyük yükü, L mesnetler arası uzaklığı, B numune kesitinin genişliğini, D numune kesitinin yüksekliğini, a_o çentik derinliğini, E 28 günlük elastisite modülünü, f_{cts} ise yarma çekme dayanımını simgelemektedir. Deneylerden elde edilen sonuçlar Çizelge 4.7'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.7 : RILEM kırılma enerjisi deneylerinin sonuçları.

Hacimce çelik lif oranı	%0	%2	%4	%6
Kırılma enerjisi (N/m)	47 41	9300 10193	24930 22663	26300 26850
Net eğilme dayanımı (MPa)	7.2 7.3	17.2 17.6	40.9 40.6	48.8 51.6
Karakteristik boy (boyutsuz)	36 32	2002 2194	5146 4678	3569 3643

Kırılma enerjisi ve net eğilme dayanımı için Çizelge 4.7'de verilen değerler Şekil 4.9'da grafik olarak sunulmuştur. Çizelge 4.7 ve Şekil 4.9'dan açık olarak görüldüğü gibi lif miktarının artması ile söz konusu değerlerde sürekli bir artış olmaktadır. Şekil 4.9'da görüldüğü gibi artış miktarı %4 lif miktarından sonra azalmaktadır.



Şekil 4.9 : Lif oranının artması ile kırılma enerjisi ve net eğilme dayanımının değişimi.

Bu deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlardan öne çıkanlar aşağıda özetlenmiştir.

1- Sıcak kürün çekme dayanımını önemli derecede arttırdığı görülmüştür.

2- Çelik lif oranının özellikle süneklik, tokluk ve çekme dayanımını arttırdığı gözlenmiştir. Karışımdaki çelik lif oranının %6'ya kadar arttırılması %1 çelik lifli karışıma göre süneklikte ortalama %19, çekme dayanımında ise ortalama %113 artış sağlamıştır.

3-Basınç dayanımının ve elastisite modulünün çelik lif içeriğinden etkilenmediği görülmüştür.

4- Çelik liflerin hafif şekilde korozyona uğramasının mekanik özelikleri pratik düzeyde etkilemediği görülmüştür.

5- Tekrarlı yüklemenin davranış üzerinde önemli bir etkisinin olmadığı görülmüştür.

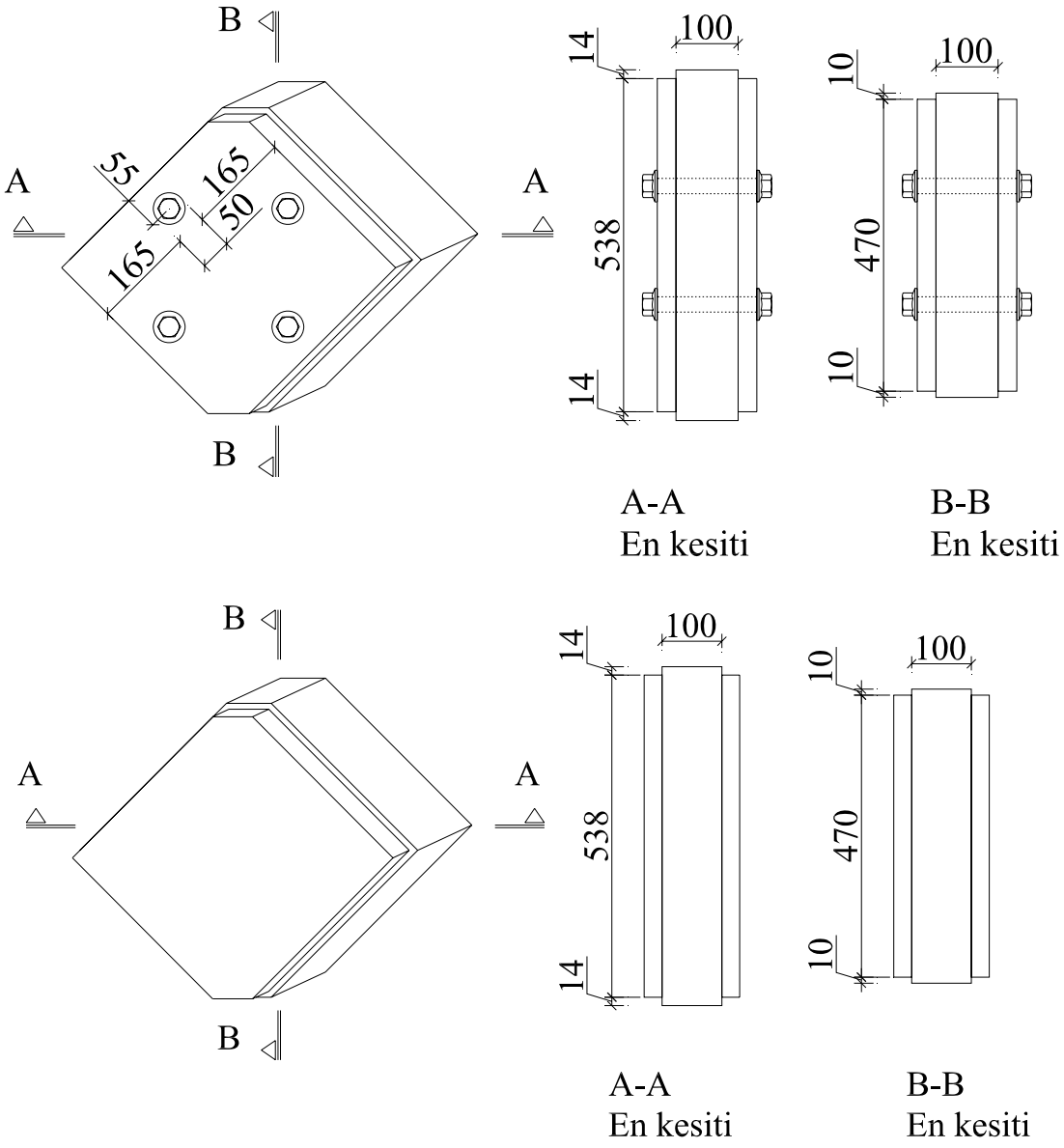
6- Yapılan RILEM kırılma enerjisi deneylerinde çelik lif oranının %6'ya çıkması ile lifsiz numuneye göre tokluğunun çok büyük oranlarda ve net eğilme dayanımının yaklaşık yedi kat arttığı görülmüştür.

7- Çekme dayanımı ve karışımın işlenebilirliği göz önüne alınarak HPFRCC plakların üretimi için %4 çelik lif oranına sahip M9 karışımının uygun olduğu sonucuna varılmıştır.

HPFRCC panellerinin üretimi ve güçlendirme uygulaması

Bu çalışma kapsamında, 10 adet numune, hacimce %4 çelik lif oranına sahip öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilmiştir. Bunun için, 4 farklı kalınlığa sahip (2, 3, 4 ve 5 cm) öndöküm HPFRCC güçlendirme panelleri üretilmiştir. Panellerin boyutları (380×380 mm), panellerin doğrudan eksenel yük almaması için; güçlendirilecek beton elemanların boyutlarından (400×400 mm×mm) daha düşük seçilmiştir. Böylece, öndöküm HPFRCC paneller ile uygulanan güçlendirmede, kesitin çekme dayanımının ve şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinin artırılması hedeflenmiştir.

Güçlendirilen elemanların yarısında ankraj uygulaması bulunmaktadır. Böylece ankrajın, elemanların çekme dayanımına ve şekildeğiştirme yapabilme yeteneğine etkisi incelenmiştir. Ankraj uygulaması bulunan numunelerde dörder adet 16 mm çapında mekanik ankraj kullanılmıştır. Her iki uygulama tipinde de öndöküm HPFRCC panellerin beton elemanların yüzeyine yapıştırılması için epoksi yapıştırıcı kullanılmıştır. Ankrajlı ve ankrajsız numunelerde panel birleşim detayı Şekil 4.10'da görülmektedir.



Şekil 4.10 : Ankrajlı ve ankrajsız numunelerde panel birleşim detayları (boyutlar : mm).

HPFRCC panellerin üretimi Ek B B.2.2.1'de ve güçlendirme uygulaması Ek B B.2.2.2'de detaylı olarak verilmiştir.

LP kompozitler ile güçlendirme

17 numune LP kompozitler ile güçlendirilmiştir. Güçlendirmede karbon ve cam LP farklı detay ve miktarlarda kullanılmıştır. Ankraj etkisini incelemek için bazı numunelerde ankraj uygulaması yapılmıştır. LP ile numunelerin güçlendirilmesi ile ilgili detaylar Ek B B.2.3'de verilmiştir.

4.2.2.2 Malzeme özellikleri ve deneyleri

Elemanların üretiminde, ülkemizdeki mevcut yapıların önemli bir bölümündeki durum göz önüne alınarak, deney günlerinde yaklaşık 10 MPa olması hedeflenen beton kullanılmıştır. Numunelerin beton karakteristikleri ile ilgili yapılan deneyler Ek B B.2.3.1'de verilmiştir. Güçlendirme elemanı olarak kullanılan HPFRCC panellerin üretiminde Bölüm 4.2.2.1'de geliştirilen M9 karışımı kullanılmıştır. Bu karışımın 28. günlük çekme dayanımı ortalama 16 MPa, basınç dayanımı 126 MPa ve elastisite modülü 42500 MPa olarak ölçülmüştür. HPFRCC paneller ile güçlendirmede paneller beton yüzeye BASF tarafından üretilen concressive 1406 epoksi esaslı bağlayıcı kullanılarak yapıştırılmıştır. HPFRCC panellerin üretimi ve güçlendirilmesi aşamasında kullanılan malzemelerin özellikleri ve ilgili malzeme deneyleri Ek B B.3.2 ve 3'de verilmiştir. LP polimer ile güçlendirmede C1-30 türü karbon ve G-60-AR türü cam LP, BASF Primer ve saturant kullanılmıştır. Bu malzemelerin üretici firma tarafından verilen özellikleri Ek A A.2.2.3'de Çizelge A.11'de verilmiştir.

4.2.3 Deney düzeneği

Hazırlanan beton elemanların tümü, İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda bulunan 5000 kN kapasiteli Amsler yükleme aygıtı kullanılarak denenmiştir. Deneylerde kullanılan veri toplama sistemi; yerdeğiştirmeölçer, şekildeğiştirmeölçer, çoğaltma kutusu (TML ASW–50C Switch Box) ve veri toplayıcıdan (TML TDS-303 Data Logger) oluşmaktadır. Deney düzeneği içerisinde, elektronik olarak kaydedilemeyen tek ölçüm olan yük değerlerinin hassas bir şekilde belirlenebilmesi için; yükleme aralıklarının, analitik olarak belirlenen eleman dayanımlarına olabildiğince uygun seçilmesine özen gösterilmiştir. Deney düzeneği ile ilgili detaylar Ek B.4'de verilmiştir.

4.2.4 Deney sonuçları

4.2.4.1 Giriş

Deneysel çalışma kapsamında; yetersiz dayanıma sahip beton elemanlar, öndöküm HPFRCC paneller veya LP kompozitler yapıştırılarak güçlendirilmiş ve monoton artan diyagonal çekme etkileri altında denenmiştir. Aynı boyutlarda üretilen toplam 27 adet beton numuneden; 10 numune öndöküm HPFRCC paneller, 14 numune LP kompozitler ile güçlendirilmiş, 3 numune ise güçlendirilmemiştir.

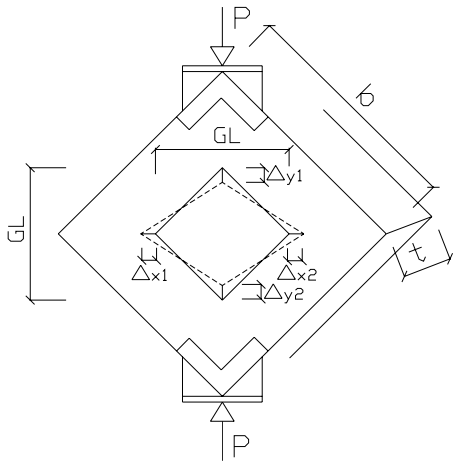
Bu bölümde; toplam 27 adet (ilave olarak 5 adet pilot deney numunesi) elemanın diyagonal çekme etkileri altında denenmeleri sonucunda elde edilen sonuçlar; pilot deneylerin sonuçları, referans elemanların deney sonuçları, öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları ve deney sonuçlarının karşılaştırılması, LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları ve deney sonuçlarının karşılaştırılması olmak üzere altı başlık altında sunulmuştur.

Bütün elemanlar için; tüm boydan (490 mm) alınan ortalama yerdeğiştirme değerleri ile elemanların her iki yüzünde yatay yönde orta bölgeye yerleştirilen şekildeğiştirmeölçerlerden elde edilen ortalama şekildeğiştirme değerleri kullanılarak çizilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ve düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri birer grafikte verilmiştir. Düşey şekildeğiştirme değerleri Ek B Şekil B.25'de görüldüğü gibi alt ve üst yükleme levhalarının köşelerine konulan dörder adet CDP-25 tipi yerdeğiştirmeölçerlerden elde edilen yerdeğiştirmeler kullanılmıştır. Yatay şekildeğiştirmeler için Ek B Şekil B.26'da görüldüğü gibi numunenin orta bölgesine yatay olarak yapıştırılan 60 mm uzunluğundaki PL-60-11L tipi şekildeğiştirmeölçerler kullanılmıştır.

Tüm elemanlar için, düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlar ile süneklik değerleri karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Buradaki süneklik değerleri ($\varepsilon_{c(0.85Pmax)}/\varepsilon_{c(Pmax)}$) şeklinde hesaplanmıştır.

LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrilerinin altında kalan alanların hesaplanmasında, ilgili elemanın düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisindeki düşen kol üzerinde dayanımın 0.5'i seviyesine karşılık gelen düşey şekildeğiştirme değeri sınır olarak alınmış ve alanlar bu değere kadar hesaplanmıştır. Bu sınır değer, öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen numuneler için 0.75 seçilmiştir. Numuneler içerisinde karşılaştırma yapmak için ise, sınır değere gelene kadar çeşitli düşey şekildeğiştirme değerlerinde de *(*ε_c=0.001, 0.0025 ve 0.005) alanlar hesaplanmıştır.

Deneyler sonucunda; tüm numunelere ait en büyük yük, kesme dayanımı, süneklik, enerji yutma değerleri hesaplanmış, güçlendirilmiş numunelerden elde edilen değerler, referans numunelerden elde edilen değerler ile karşılaştırılarak çizelge halinde verilmiştir. Numunelere ait kayma dayanımları ve kayma şekildeğiştirmeleri; deneylerden elde edilen en büyük yük değerleri ve yerdeğiştirmeler kullanılarak ASTM E519 (2002) tarafından verilen Denklem 4.5 ve 4.6 yardımıyla bulunmuştur. ASTM E519 (2002) standardında önerilen yükleme düzeneği ve kullanılan simgelerin açıklamaları Şekil 4.11'de görülmektedir. Şekil 4.11'de "GL" ölçüm mesafesini, "b" numune kenar boyunu, "t" numune derinliğini ve "P" düşey yükü göstermektedir.



Şekil 4.11 : ASTM E519 (2002) standardında önerilen deney düzeneği.

$$\tau = 0.707P/(bt) \quad \textbf{(4.5)}$$

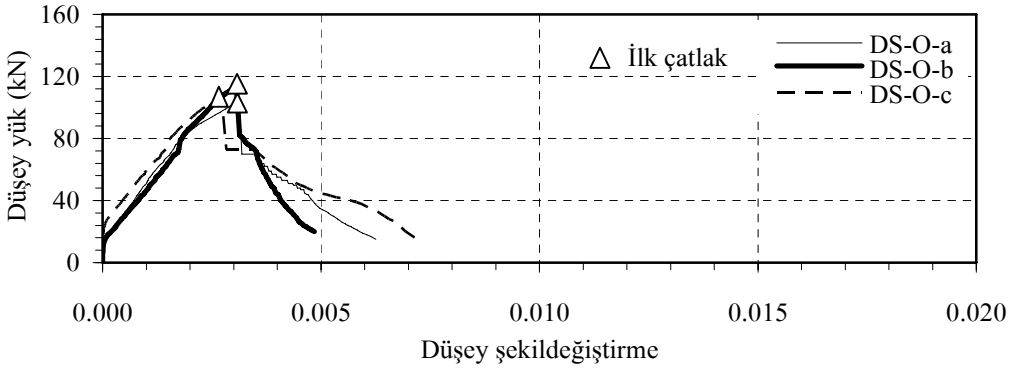
$$\gamma = (\Delta y_1 + \Delta y_2 + \Delta x_1 + \Delta x_2)/GL \quad \textbf{(4.6)}$$

4.2.4.2 Pilot elemanların deney sonuçları

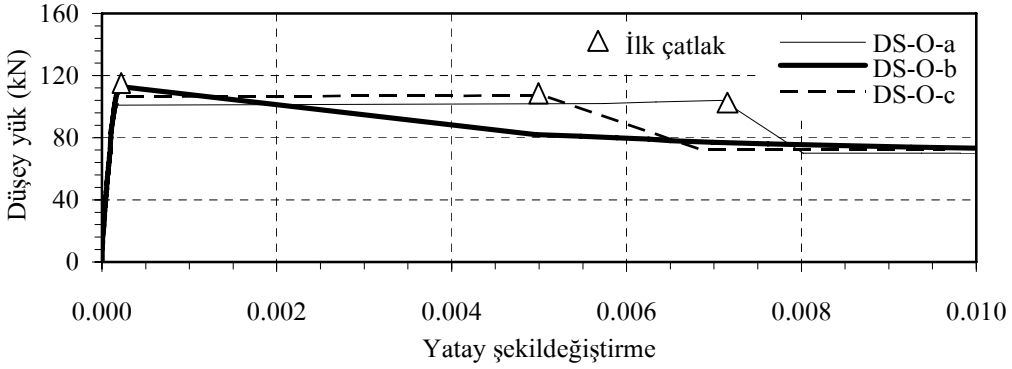
Pilot elemanların deneyleri ile ilgili detaylar ve deney sonuçları Ek B.5.1'de verilmiştir. Denenen üç farklı başlık türünden kesik başlıklı numunenin uygun olduğuna karar verilmiştir.

4.2.4.3 Referans elemanların deney sonuçları

Referans numunelerine (DS-O-a, DS-O-b ve DS-O-c) ait düşey yük-düşey şekildeğiştirme ve düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri sırasıyla; Şekil 4.12 ve 4.13'de, deney sonu görünümleri Şekil 4.14'de verilmiştir.



Şekil 4.12 : Referans elemanlarına ait düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri.



Şekil 4.13 : Referans elemanlarına ait düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri.



Şekil 4.14 : Referans elemanların deney sonrasındaki görünümleri.

Numuneler yatay yük kapasitelerine ulaştıklarında tam ortada numune yüksekliği boyunca oluşan bir çatlak ile iki parçaya ayrılmaya başlamış ve yatay yükte ani bir düşüş ile göçme meydana gelmiştir. Deneylerin temel sonuçları Çizelge 4.8'de özetlenmiştir. Bu Çizelgede; j, deney günündeki beton yaşını; f'_{cj}, deney gününe ait standart silindir beton basınç dayanımını; P_{max}, deneyde ulaşılan en büyük yükü; τ_{max}, en büyük yüke karşı gelen kesme dayanımını, $\varepsilon_{c(Pmax)}$, ilgili elemanın düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisinde en büyük yük seviyesine karşılık gelen düşey şekildeğiştirme değerini; $\varepsilon_{c(0.85Pmax)}$, ilgili elemanın düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisindeki düşen kol üzerinde en büyük yükün 0.85'i seviyesine karşılık gelen düşey şekildeğiştirme değerini; μ, sünekliği ($\varepsilon_{c(0.85Pmax)}/\varepsilon_{c(Pmax)}$) simgelemektedir.

Çizelge 4.8 : Referans elemanların deney sonuçları.

Eleman ismi	j (Gün)	f'_{cj} (MPa)	P_{max} (kN)	τ_{max} (MPa)	$\varepsilon_{c(Pmax)}$	$\varepsilon_{c(0.85Pmax)}$	μ
DS-O-a	140	~8	104.0	1.73	0.0031	0.0032	1.01
DS-O-b	141	~8	112.5	1.86	0.0030	0.0031	1.01
DS-O-c	149	~8	107.0	1.83	0.0027	0.0028	1.02
Ortalama	144	~8	107.8	1.81	0.0029	0.0030	1.01

4.2.4.4 HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları

Genel değerlendirme

Bu bölümde öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların, monoton artan diyagonal çekme etkileri altında denenmesiyle elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri ve düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri verilmiştir.

Tüm elemanlarda düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri için, güçlendirilmiş elemanların tüm boyundan (490 mm) elde edilen ortalama yerdeğiştirme değerlerinden, düşey yük-yatay şekildeğiştirme eğrileri için ise güçlendirilmiş elemanların her iki yüzeyinde bulunan 60 mm uzunluğundaki PL-60-11L tipi şekildeğiştirmeölçerlerden elde edilen ortalama şekildeğiştirme değerleri göz önüne alınmıştır.

Ankrajsız numunelere ait düşey yük-düşey şekildeğiştirme ve düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri sırasıyla Ek B Şekil B.36 ve Şekil B.37'de verilmiştir. Ankarajsız bütün numunelerde aynı göçme şekli gözlenmiştir. Deney sırasında, numuneye yapıştırılan öndöküm HPFRCC panellerinde herhangi bir çatlak veya hasar oluşmamıştır. En büyük düşey yükte, numunenin her iki yüzeyindeki panellerin numuneden ayrılmaya başladığı gözlenmiş, deneyin ilerleyen aşamalarında ise paneller, beton tabakasının ince bir bölümünü alarak numuneden tamamen ayrılmıştır. Ankrajsız numunelerde göçme mekanizmasını HPFRCC plakların beton panelden ayrılması kontrol ettiğinden dolayı HPFRCC plak kalınlıkları düşey yük kapasiteleri üzerinde etkili olmamış ve sadece HPFRCC panel kalınlıkları farklı olan DS-HPFRCC-5 ve DS-HPFRCC-3-1Side numuneleri dışındaki numunelerin düşey yük kapasiteleri eşit çıkmıştır. En kalın HPFRCC plak ile güçlendirilen DS-HPFRCC-5 numunesinde düşey yük kapasitesi diğer numunelere göre daha düşük çıkmıştır. Bunun sebebinin 50 mm kalınlığındaki plağın diğer plaklara göre çok daha ağır olması ve bu ağırlığının HPFRCC plağın beton plaktan daha düşük bir düşey yükte ayrılmasına etki ettiğinden dolayı olduğu düşünülmektedir. DS-HPFRCC-3-1Side numunesinde ise güçlendirme plağının tek yüze yapıştırılmasından dolayı güçlendirme düşey yük kapasitesi üzerinde çok etkili olamamıştır. Numunenin başlık kısımlarında herhangi bir ezilme oluşmamış, üst ve alt başlık arasında diyagonal çekme çatlağı meydana gelmiştir. Plak beton yüzeyinden ayrıldıktan sonra betonun

tam ortasından diyagonal doğrultu boyunca çatladığı ve iki parçaya ayrıldığı gözlenmiştir, Şekil 4.15.



Şekil 4.15 : Numunelerin deney sırasındaki görünümleri.

Ankrajlı numunelere ait düşey yük-düşey şekildeğiştirme ve düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri sırasıyla Ek B Şekil B.38 ve 39'da verilmiştir. Ankarajlı bütün numunelerde genellikle benzer bir göçme modu gözlenmiştir. Numunelerin deney sırasındaki görünümleri Ek B Şekil B.40'da verilmiştir. Deney sırasında, numuneye yapıştırılan öndöküm HPFRCC panelleri ile beton arasında herhangi bir ayrılma oluşmamıştır. En büyük düşey yükte, numunenin ön ve arka yüzeylerine yapıştırılan panellerde de diyagonal çekme çatlağı oluştuğu, daha sonra güçlendirme panellerinin üst ve altında yer alan 10 mm'lik beton bölgelerinin ezilmeye başladığı gözlenmiştir. Deneyin ilerleyen aşamalarında başlık kısımlarındaki beton tamamen ezilerek göçme modu bu şekilde gerçekleşmiştir. Tek yüzeyine HPFRCC panel yapıştırılan DS-HPFRCC-3-A-1side numunesinde güçlendirme panelinde herhangi bir hasar oluşmamıştır. Beton panelde güçlendirme paneli yapıştırılmayan yüzeyde boydan boya çatlak oluşarak göçme meydan gelmiş ve düşey yük kapasitesinde referans numunelere göre pratik olarak önemli bir artış gözlenmemiştir.

Deney sonuçlarının karşılaştırılması

Çalışma kapsamında denenen elemanlara ait değişkenlerin, deney sonuçlarına olan etkisini incelemek için bu bölümde karşılaştırma grafikleri verilmiştir. Güçlendirilen elemanlara ait düşey yük-düşey şekildeğiştirme ve düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri, çalışma kapsamında incelenen değişkenlere göre, karşılaştırmalı olarak

verilmiştir. Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri altında kalan alanlar da yine karşılaştırmalı olarak verilmiş, elde edilen alan değerleri en büyük alan değerine bölünerek boyutsuzlaştırılmıştır. Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanlarda incelenen değişkenler; 1-Öndöküm HPFRCC panel kalınlığı (2, 3, 4 ve 5 cm), 2-uygulama detayı (tek yüzeye / iki yüzeye), 3-ankraj uygulaması (var/yok). Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları özet olarak Çizelge 4.9'da, şekildeğiştirme değerleri ise Çizelge 4.10'da verilmiştir. Bu Çizelgelerde; k, öndöküm HPFRCC panelin deney günündeki yaşını; $f_{HPFRCC,k}$, deney gününe ait standart silindir HPFRCC basınç dayanımını; $f_{t,HPFRCC,k}$, deney gününe ait

Çizelge 4.9 : Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları özeti.

Eleman ismi	j (Gün)	f'_{cj} (MPa)	k (Gün)	$f_{HPFRCC,k}$ (MPa)	$f_{t,HPFRCC,k}$ (MPa)	P_{max} (kN)	τ_{max} (MPa)	K.D.A.* %
DS-O-a	140	~8	-	-	-	104.0	1.73	-
DS-O-b	141	~8	-	-	-	112.5	1.86	-
DS-O-c	149	~8	-	-	-	107.0	1.83	-
DS-HPFRCC-2	285	~8	158	137.6	17.5	155.0	2.60	44
DS-HPFRCC-3	266	~8	134	134.4	17.1	155.0	2.73	51
DS-HPFRCC-3-1side	273	~8	140	135.2	17.2	103.0	1.80	1
DS-HPFRCC-4	271	~8	144	135.8	17.3	155.0	2.69	49
DS-HPFRCC-5	280	~8	143	135.6	17.3	134.0	2.32	28
DS-HPFRCC-2-A	285	~8	158	137.6	17.5	166.0	2.93	62
DS-HPFRCC-3-A	267	~8	134	134.4	17.1	227.5	4.02	122
DS-HPFRCC-3-A-1side	273	~8	140	135.2	17.2	118.0	1.97	9
DS-HPFRCC-4-A	271	~8	144	135.8	17.3	259.0	4.53	150
DS-HPFRCC-5-A	280	~8	143	135.6	17.3	320.0	5.52	205

*K.D.A. : Kayma Dayanımı Artışı (%)

HPFRCC yarma çekme dayanımını; $\varepsilon_{c(0.75Pmax)}$, ilgili elemanın düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisindeki düşen kol üzerinde en büyük yükün 0.75'i seviyesine karşılık gelen düşey şekildeğiştirme değerini simgelemektedir. Referans numuneler ile karşılaştırmalar yapılırken referans numunelerinden elde edilen ortalama değerler kullanılmıştır.

Çizelge 4.10 : Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların şekildeğiştirme değerleri.

Eleman İsmi	$\varepsilon_{c(Pmax)}$	$\varepsilon_{c(0.85Pmax)}$	$\varepsilon_{c(0.75Pmax)}$	μ	S.A.* %
DS-O-a	0.0031	0.0032	0.0033	1.01	-
DS-O-b	0.0030	0.0031	0.0032	1.01	-
DS-O-c	0.0027	0.0028	0.0029	1.02	-
DS-HPFRCC-2	0.0058	0.0062	0.0063	1.07	6
DS-HPFRCC-3	0.0042	0.0043	0.0044	1.01	0
DS-HPFRCC-3-1 side	0.0026	0.0041	0.0042	1.58	56
DS-HPFRCC-4	0.0041	0.0043	0.0044	1.03	2
DS-HPFRCC-5	0.0036	0.0039	0.0045	1.08	7
DS-HPFRCC-2-A	0.0113	0.0254	0.0293	2.25	123
DS-HPFRCC-3-A	0.0137	0.0281	0.0359	2.05	76
DS-HPFRCC-3-A-1 side	0.0029	0.0084	0.0110	2.89	186
DS-HPFRCC-4-A	0.0181	0.0230	0.0235	1.27	14
DS-HPFRCC-5-A**	0.0263	-	-	-	-

*S.A. : Süneklik Artışı (%)

** : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi en büyük seviyeye ulaştığında yükleme plakları HPFRCC plaklara oturduğundan dolayı deneye son verildiğinden $\varepsilon_{c(0.85Pmax)}$, $\varepsilon_{c(0.75Pmax)}$, μ ve S.A değerleri hesaplanamamıştır.

Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisinin altında kalan alanlar, Çizelge 4.11'de sunulmuştur. Bu çizelgede; $\varepsilon_{c(0.75Pmax)}$, ilgili elemanın düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisindeki düşen kol üzerinde en büyük yükün 0.75'i seviyesine karşı gelen düşey şekildeğiştirme seviyesine kadar hesaplanmış alan değerini simgelemektedir.

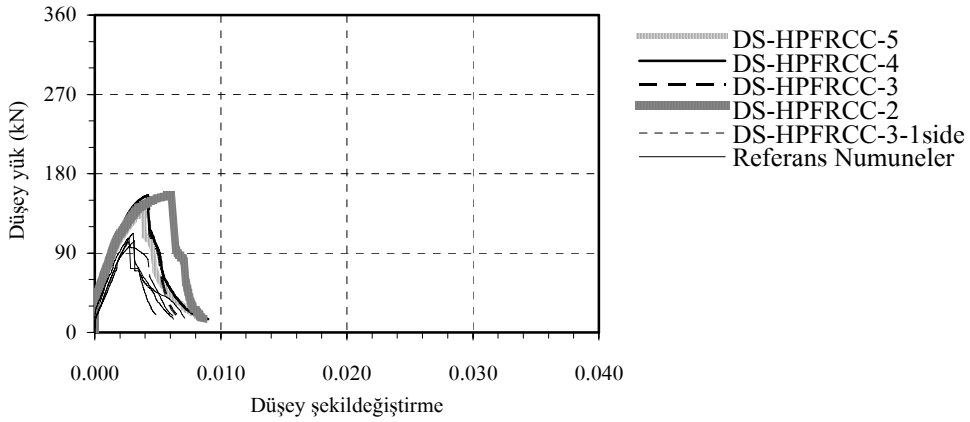
Her iki yüzeyine öndöküm HPFRCC panel yapıştırılarak güçlendirilen ve ankraj uygulanmayan elemanların, referans elemanlara göre en büyük yük kapasitelerinde %28-51 (Çizelge 4.9), şekildeğiştirme yapabilme yeteneklerinde %2-7 (Çizelge 4.10) ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlarda %110-266 (Çizelge 4.11) oranlarında artış sağlanmıştır. Bu alan artışları $\varepsilon_{c(0.75Pmax)}$, ilgili elemanın düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisindeki düşen kol üzerinde en büyük

yükün 0.75'i seviyesine karşı gelen düşey şekildeğiştirme seviyesine kadar hesaplanmış alanlara göre hesaplanmıştır. Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamasında ise bu artışlar sırasıyla; %1, %56 ve %48'dir, Şekil 4.16-18.

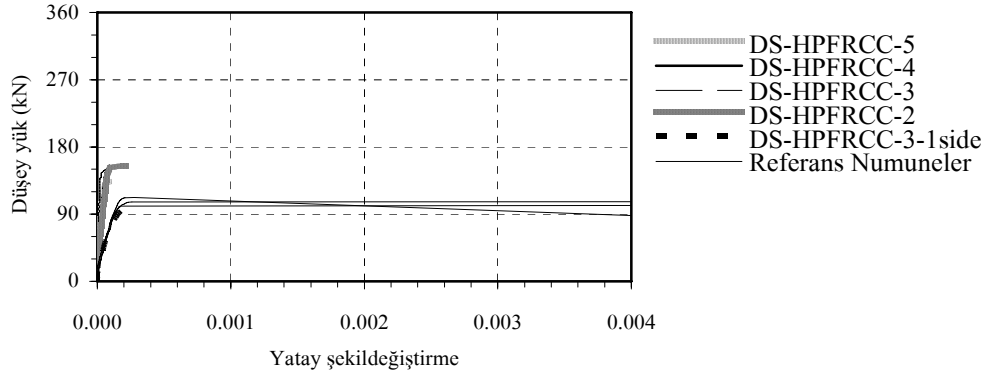
Çizelge 4.11 : Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlar (kNmm).

Eleman ismi	ε_c=0.001	ε_c=0.0025	ε_c=0.005	ε_c=0.010	ε_c=0.020	ε_c=0.030	$\varepsilon_{c(0.75Pmax)}$
DS-O-a	0.03	0.15	0.32	-	-	-	0.21
DS-O-b	0.03	0.15	0.29	-	-	-	0.21
DS-O-c	0.04	0.18	0.34	-	-	-	0.20
DS-HPFRCC-2	0.06	0.23	0.50	-	-	-	0.77
DS-HPFRCC-3	0.05	0.22	0.47	-	-	-	0.47
DS-HPFRCC-3-1side	0.03	0.16	0.31	-	-	-	0.31
DS-HPFRCC-4	0.04	0.21	0.47	-	-	-	0.47
DS-HPFRCC-5	0.06	0.22	0.44	-	-	-	0.44
DS-HPFRCC-2-A	0.03	0.14	0.47	1.29	2.96	4.20	4.20
DS-HPFRCC-3-A	0.04	0.20	0.61	1.66	3.95	5.96	6.95
DS-HPFRCC-3-A-1side	0.04	0.18	0.46	1.05	-	-	1.05
DS-HPFRCC-4-A	0.04	0.18	0.58	1.68	4.21	-	4.99
DS-HPFRCC-5-A	0.06	0.23	0.68	1.92	4.88	7.53	*

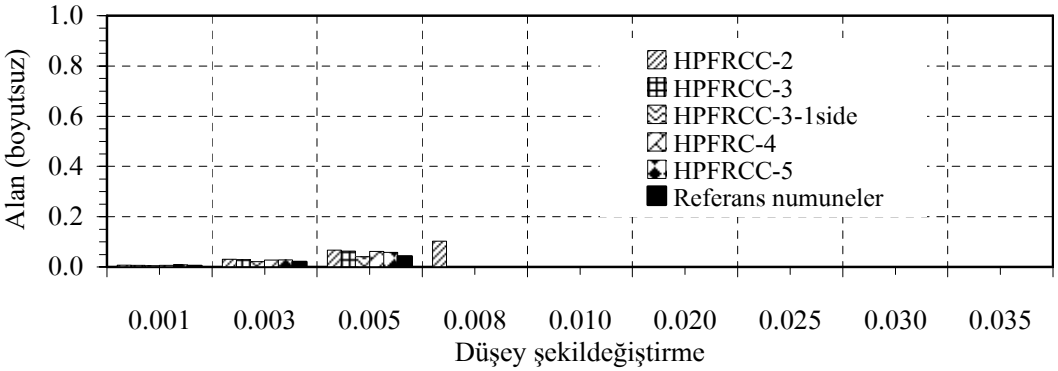
* : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi en büyük seviyeye ulaştığında deneye son verildiğinden $\varepsilon_{c(0.75fPmax)}$ değeri hesaplanamamıştır.



Şekil 4.16 : Ankraj uygulanmayan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme.



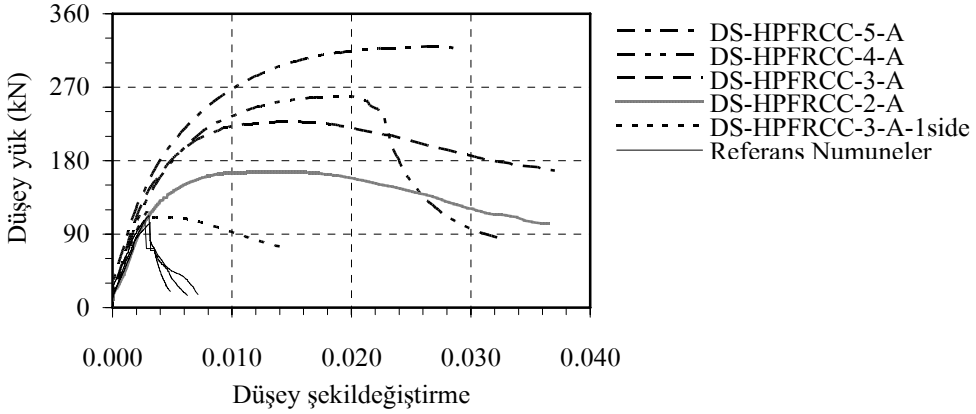
Şekil 4.17 : Ankraj uygulanmayan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının davranışa etkisi, düşey yük-yatay sekildeğiştirme.



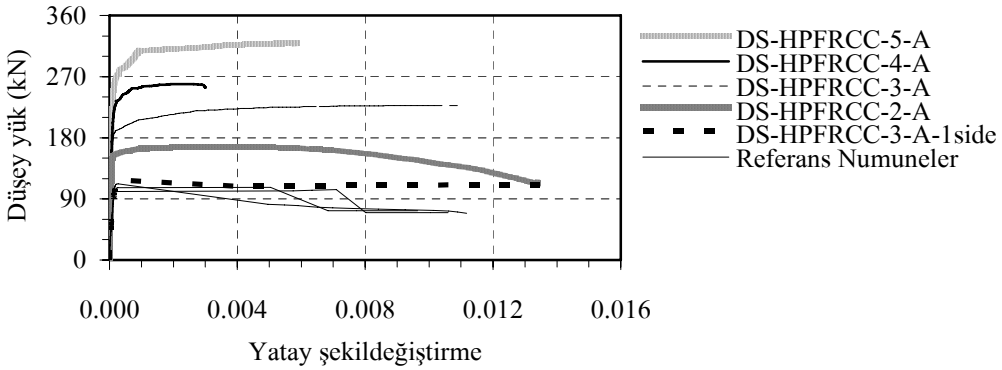
Şekil 4.18 : Ankraj uygulanmayan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi.

Her iki yüzeyine öndöküm HPFRCC paneller yapıştırılarak güçlendirilen ve ankraj uygulanan elemanların, referans elemanlara göre en büyük yük kapasitelerinde %62-205 (Çizelge 4.9), şekildeğiştirme yapabilme yeteneklerinde %14-123 (Çizelge 4.10) ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlarda %1900-3200 (Çizelge 4.11) oranlarında artış sağlanmıştır. Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamasında ise bu artışlar sırasıyla; %9, %186 ve %400'dür. Güçlendirme panel kalınlıkları arttıkça, en büyük yük kapasitelerinin ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanların arttığı görülmüştür, Şekil 4.19-21. Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamasında numune diğer numunelere göre daha az şekildeğiştirme yapmasına rağmen daha sünek bir davranış sergilemiştir. Bu numune

düşey yük kapasitesine diğer güçlendirilmiş numunelere göre daha düşük düşey yükte ve düşey şekildeğiştirme değerlerinde varmıştır. Bu numunede göçmenin beton panelde oluşan çatlak tarafından kontrol edilmesinin bu duruma sebep olduğu düşünülmektedir. Diğer numunelerde ise HPFRCC panelde ki hasar ve beton panel başlıklarının ezilmesi göçme şeklini kontrol etmektedir.

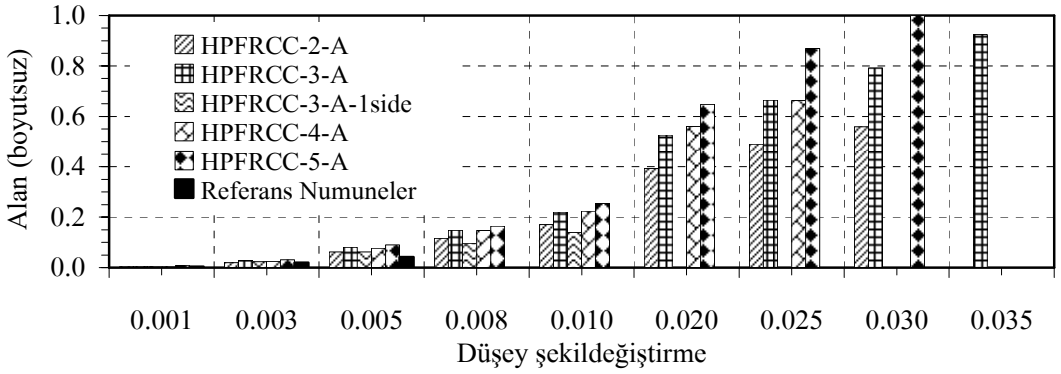


Şekil 4.19 : Ankraj uygulanan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme.



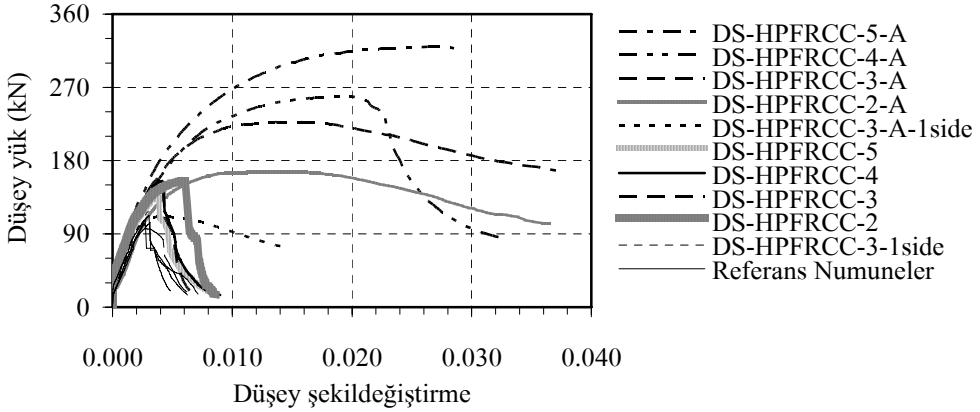
Şekil 4.20 : Ankraj uygulanan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının davranışa etkisi, düşey yük-yatay sekildeğiştirme.

Öndöküm HPFRCC panellerle güçlendirilen elemanlarda, panellerin mevcut betona ankrajı, davranışı olumlu yönde etkilemiş, ankraj uygulanmayan elemanların tümünde paneller beton tabakasının ince bir bölümünü alarak beton panelden ayrılmış, ankraj uygulanan elemanlarda ise paneller ile beton arasında herhangi bir ayrılma olmamıştır. Ankraj uygulaması, elemanların en büyük yük kapasitelerinde,



Şekil 4.21 : Ankraj uygulanan elemanlarda öndöküm HPFRCC panel kalınlıklarının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi.

şekildeğiştirme yapabilme yeteneklerinde ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlarda, ankraj uygulanmayan elemanlara göre çok daha fazla artış sağlanmıştır, Şekil 4.22 ve Ek B Şekil B.41.



Şekil 4.22 : Ankraj uygulamasının ve HPFRCC kalınlıklarının davranışa etkisi.

Panel kalınlıklarının artması (hem ankrajlı hem anrajsız numunelerde) numunelerin hem düşey yük kapasitelerini hem de sünekliklerini artırmıştır. Tek yüze HPFRCC panel yapıştırma ile yapılan güçlendirme pratik olarak çok etkili olmamış buna karşılık ankraj yapıldığında süneklikte önemli artış olduğu görülmüştür. DS-HPFRCC-4-A numunesinde düşey yük HPFRCC plakta oluşan hasardan sonra düşmeye başlamıştır. Diğer numunelerde genellikle yük düşmeye başlamadan yükleme plakları HPFRCC plaklara oturduğundan dolayı deneylere son verilmiştir. DS-HPFRCC-4-A numunesinde HPFRCC plakta ilk çatlak bir yüzde ve boydan boya

oluşmuştur. Bu çatlağın büyük olmasının sebebi çatlağın HPFRCC plakta ankraj için açılan deliklerden geçmesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu çatlak büyük olunca ilerleyen yüklemelerde hasar hızlı bir şekilde bu çatlak bölgesinde yoğunlaşmış ve yük düşmeye başlamıştır. Diğer ankrajlı numunelerde çatlaklar genellikle HPFRCC plak ortasında ve yayılı bir şekilde oluşmuştur.

4.2.4.5 LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları

Genel değerlendirme

Bu bölümde LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların, monoton artan diyagonal çekme etkileri altında denenmesiyle elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri ve düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri verilmiştir. Tüm numunelere ait düşey yük-düşey şekildeğiştirme, düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri ve deney sırasında hasarı gösteren resimler Ek B'de sırasıyla; Şekil B.42-44'de verilmiştir.

Tek yüze LP yapıştırılarak güçlendirilen tek numune olan DS-G-1-1side numunesinde deney sırasında ilk çatlak en büyük yük seviyesine ulaşılmadan LP ile güçlendirilmemiş yüzeyde meydana gelmiştir. Deney sonunda LP ile güçlendirilen yüzeyde LP tabakası ile numune arasında herhangi bir ayrılma olmamış, bu yüzeyde hasar oluşmamıştır. Hasar, güçlendirilmeyen yüzeyde düşey yönde meydana gelen çatlakta yoğunlaşmıştır (Şekil B.44.a).

Çizelge 4.2'de görüldüğü gibi DS-G-S-1, DS-G-S-3, DS-C-S-1 ve DS-C-S-2 numunelerinde güçlendirme işlemi 10 cm genişliğinde cam ve karbon lifli polimer şeritlerin numunenin orta bölgesine değişik kalınlıklarda (1, 2 ve 3 kat LP ile) yapıştırılmasıyla gerçekleştirilmiştir. Bu numunelerde ilk çatlak en büyük yük seviyesine ulaşılmadan, düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisinin çıkan kolunda ön ve arka yüzeyde, LP ile güçlendirilen orta bölgenin hemen üstünde düşey yönde meydana gelmiştir. Yükün düşmeye başladığı seviyelerde çatlaklar LP tabakalarına ulaşmış ve tabakalar her iki yüzeyde de beton tabakasının ince bir bölümünü alarak

numuneden ayrılmaya başlamıştır. Bu ayrılmanın giderek artması ile numuneler dayanımını hızlı bir şekilde kaybetmiştir (Şekil B.44.b, c, d ve e).

DS-G-3S-1 ve DS-G-3S-3 numunelerinin güçlendirme işlemi gerekli uzunluklarda 5 cm genişliğinde cam polimerin numunenin üst, orta ve alt bölgelerine sırası ile 1 ve 3 kat yapıştırılmasıyla gerçekleştirilmiştir (Çizelge 4.2). Deney sırasında ilk çatlak, düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisinin çıkan kolunda en büyük düşey yüke yakın bir seviyede meydana gelmiştir. Eğrinin düşen kolunda, en büyük düşey yüke yakın bir seviyede ön yüzde, üst ve alt şeritlerdeki LP tabakaları beton tabakasının ince bir bölümünü alarak numuneden ayrılmaya başlamıştır. Bu ayrılmanın giderek artması ile numuneler dayanımını hızlı bir şekilde kaybetmiştir. Numunenin arka yüzeyinde bulunan LP tabakalarında herhangi bir ayrılma olmamıştır (Şekil B.44.f ve g).

DS-G-3S-A-3 numunesinin DS-G-3S-3 numunesinden tek farkı ankraj uygulamasının yapılmış olmasıdır (Şekil B.11.b). Deney sırasında ilk çatlak, düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisinin çıkan kolunda, en büyük yatay yüke yakın bir seviyede meydana gelmiştir. En büyük yük seviyesine ulaşıldığında LP tabakaları beton tabakasının ince bir bölümünü alarak numuneden ayrılmaya başlamıştır. Fakat bu ayrılma, ankrajların etkisiyle, diğer numunelere kıyasla çok az miktarda gerçekleşmiştir. Deneyin ilerleyen aşamalarında numunenin başlık kısımlarındaki beton ezilmiş ve göçme bu şekilde geçekleşmiştir (Şekil B.44.g ve h). DS-G-3S-3 numunesine göre süneklikte önemli artış gözlenmiştir.

DS-G-1, DS-G-2, DS-G-3, DS-C-1 ve DS-C-2 numuneleri tüm yüzeylerine farklı katlarda cam ve karbon LP yapıştırılarak güçlendirilmiştir. Deney sırasında, düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisinin düşen kolunda en büyük yatay yüke yakın bir seviyede, LP tabakaları her iki yüzeyde de beton tabakasının ince bir bölümünü alarak numuneden ayrılmaya başlamıştır. Bu ayrılmanın giderek artması ile numuneler dayanımını hızlı bir şekilde kaybetmiştir.

DS-G-A-2 numunesinin DS-G-2 numunesinden tek farkı bu numunede ilave olarak ankraj uygulamasının yapılmış olmasıdır (Şekil B.11.a). Deney sırasında, en büyük yük seviyesinde betonun alt ve üst başlıklarında ezilme meydana gelmiştir (Şekil B.44.k). Deneyin ilerleyen aşamalarında başlık bölgesindeki betonun ezilmesi sonucu LP tabakası bükülmüş ve bazı bölgelerde beton tabakasının ince bir bölümünü alarak numuneden ayrılmaya başlamıştır. Ankrajsız numunelerde LP tabakasının beton plakadan ayrılmaya başlaması numunelerin düşey yük kapasitelerinde gerçekleşmesine karşılık ankrajlı numunelerde ayrılma çok daha ileri şekildeğiştirme seviyelerinde ve lokal bazı bölgelerde gerçekleşmiştir. Bu durum ankrajlı numunelerde sünekliğin önemli miktarlarda artmasını sağlamıştır. Göçme LP'nin beton plağı tam olarak sargılamaması ve başlık bölgelerinde basınç gerilmelerinin yüksek olmasından dolayı bu bölgede beton ezilmesi şeklinde gerçekleşmektedir.

Deney sonuçlarının karşılaştırılması

Çalışma kapsamında denenen elemanlara ait değişkenlerin, deney sonuçlarına olan etkisini incelemek için bu bölümde düşey yük-düşey şekildeğiştirme grafikleri ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri altında kalan alanlar çalışma kapsamında incelenen değişkenlere göre, karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Elde edilen alan değerleri en büyük alan değerine bölünerek boyutsuzlaştırılmıştır. LP kompozitler ile güçlendirilen elemanlarda incelenen değişkenler; 1-LP Kompozit Türü [Karbon / Cam], 2-LP Kompozit Kat Sayısı [1 / 2 / 3], 3-Uygulama Detayı [Tek Yüzeye / İki Yüzeye], 4-Uygulama Şekli [Tüm Yüzeye / Şerit / 3 Şerit] ve 5-Ankraj Uygulanması [Var / Yok].

LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları özeti, Çizelge 4.12'de ve şekildeğiştirme değerleri Çizelge 4.13'de sunulmuştur. Düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisinin altında kalan alanlar, Çizelge 4.14'de sunulmuştur.

Çizelge 4.12 : LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların deney sonuçları özeti.

Eleman ismi	j (Gün)	f'_{cj} (MPa)	$f'_{cj(0.85)}$ (MPa)	P_{max} (kN)	τ_{max} (MPa)	K.D.A. %
DS-O-a	140	~8	6.8	104.0	1.73	-
DS-O-b	141	~8	6.8	112.5	1.86	-
DS-O-c	149	~8	6.8	107.0	1.83	-
DS-G-1	142	~8	6.8	129.5	2.20	23
DS-G-2	147	~8	6.8	141.0	2.37	31
DS-G-3	143	~8	6.8	144.0	2.46	36
DS-C-1	146	~8	6.8	135.5	2.34	29
DS-C-2	146	~8	6.8	138.0	2.35	30
DS-G-A-2	143	~8	6.8	134.5	2.25	24
DS-G-1-1 side	148	~8	6.8	118.5	2.04	13
DS-G-S-1	141	~8	6.8	109.0	1.88	4
DS-G-S-3	147	~8	6.8	123.0	2.12	17
DS-C-S-1	140	~8	6.8	112.0	1.94	7
DS-C-S-2	142	~8	6.8	111.0	1.95	8
DS-G-3S-1	141	~8	6.8	109.5	1.90	5
DS-G-3S-3	142	~8	6.8	128.5	2.22	23
DS-G-3S-A-3	142	~8	6.8	132.5	2.28	26

K.D.A. : Kesme dayanımı artışı (%)

Çizelge 4.13 : LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların şekildeğiştirme değerleri

Eleman İsmi	$\varepsilon_{c(Pmax)}$	$\varepsilon_{c(0.85Pmax)}$	μ	S.A. %
DS-O-a	0.0031	0.0032	1.01	-
DS-O-b	0.0030	0.0031	1.01	-
DS-O-c	0.0027	0.0028	1.02	-
DS-G-1	0.0057	0.0076	1.33	32
DS-G-2	0.0058	0.0071	1.21	20
DS-G-3	0.0084	0.0096	1.14	13
DS-C-1	0.0061	0.0073	1.44	43
DS-C-2	0.0075	0.0085	1.13	12
DS-G-A-2	0.0062	0.0095	1.53	51
DS-G-1-1 side	0.0041	0.0043	1.05	4
DS-G-S-1	0.0029	0.0056	1.94	92
DS-G-S-3	0.0060	0.0064	1.05	4
DS-C-S-1	0.0053	0.0054	1.03	2
DS-C-S-2	0.0050	0.0055	1.10	9
DS-G-3S-1	0.0030	0.0062	2.05	103
DS-G-3S-3	0.0053	0.0060	1.14	13
DS-G-3S-A-3	0.0101	0.0222	2.20	118

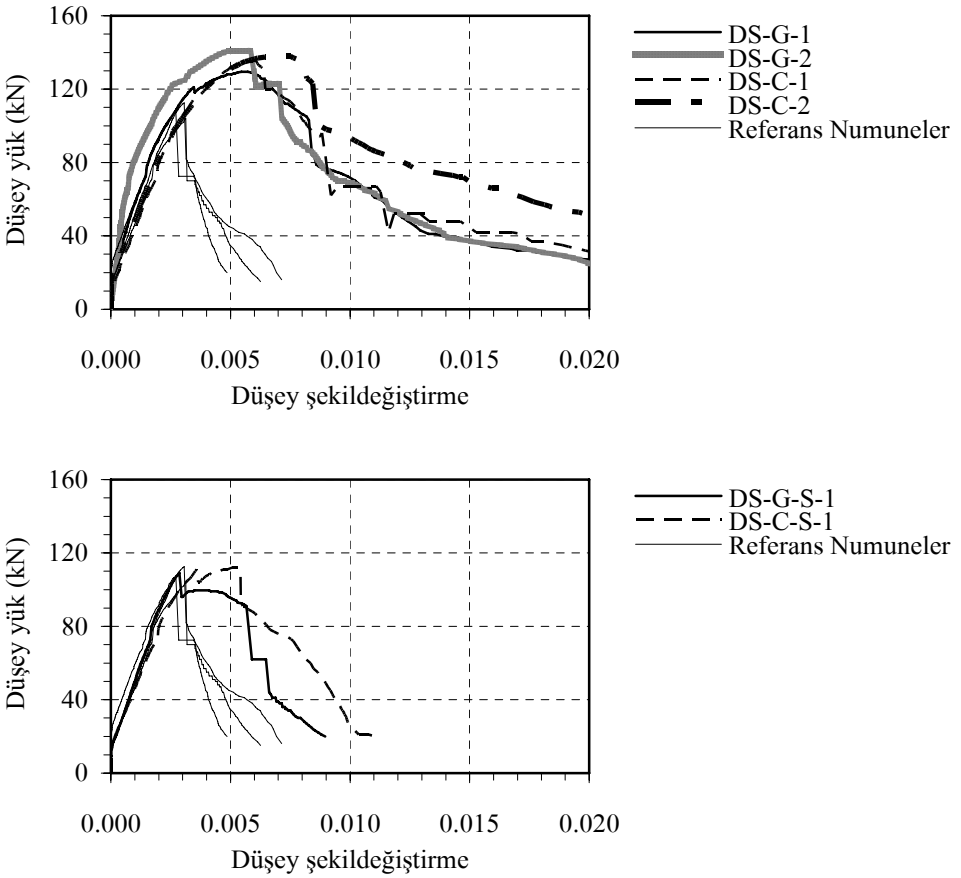
S.A. : Süneklik Artışı (%)

Çizelge 4.14 : LP kompozitler ile güçlendirilen elemanların düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlar (kNmm).

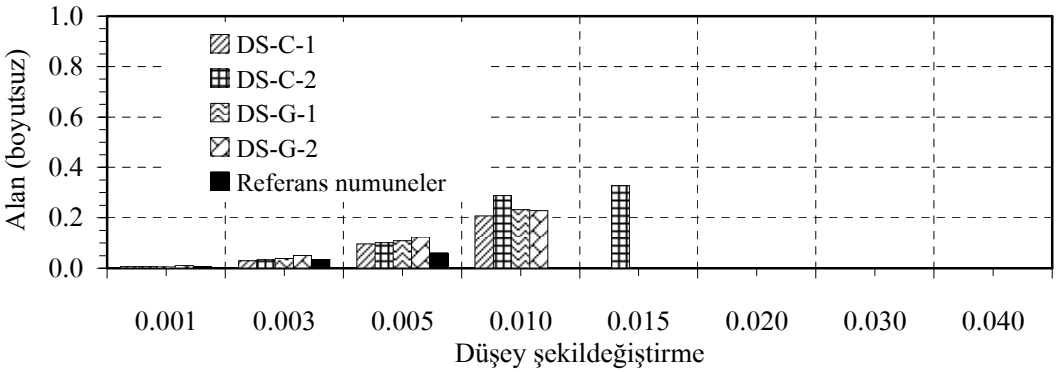
Eleman İsmi	ε_c=0.001	ε_c=0.0025	ε_c=0.005	ε_c=0.010	$\varepsilon_{c(0.5Pmax)}$
DS-O-a	0.03	0.15	0.32	-	0.27
DS-O-b	0.03	0.15	0.29	-	0.25
DS-O-c	0.04	0.18	0.34	-	0.30
DS-G-1	0.04	0.017	0.48	1.03	1.03
DS-G-2	0.05	0.022	0.57	1.06	1.01
DS-G-3	0.03	0.015	0.49	1.15	1.58
DS-C-1	0.03	0.13	0.43	0.98	0.92
DS-C-2	0.03	0.15	0.45	1.07	1.46
DS-G-A-2	0.06	0.23	0.58	1.20	1.78
DS-G-1-1 side	0.02	0.12	0.38	0.66	0.54
DS-G-S-1	0.03	0.15	0.40	0.59	0.51
DS-G-S-3	0.04	0.15	0.47	0.90	0.84
DS-C-S-1	0.03	0.14	0.41	0.75	0.68
DS-C-S-2	0.03	0.14	0.41	0.68	0.56
DS-G-3S-1	0.03	0.15	0.42	0.64	0.56
DS-G-3S-3	0.04	0.17	0.49	0.89	0.84
DS-G-3S-A-3	0.04	0.16	0.49	1.16	4.42

Kullanılan kompozit türünün, elemanların davranışına etkisini incelemek amacıyla, farklı numunelere aynı güçlendirme detayları uygulanmıştır. Şekil 4.23 ve 24 incelendiğinde cam veya karbon lifli kompozitler ile güçlendirilen elemanların davranışlarının birbirine yakın olduğu görülmektedir. Bunun nedeni göçmenin LP malzemesinin dayanımı ile ilgili olarak değil, LP malzemesinin beton yüzeyinden de ince bir beton tabakasını alarak numunenin yüzeyinden ayrılması ile gerçekleşmiş olmasıdır. Karbon ve cam LP elastisite modülleri arasındaki fark davranışta kayda değer bir farka neden olmamıştır.

Her iki yüzeye ve numunenin tüm yüzeyine yapılan güçlendirme uygulamalarında, kompozit türünden bağımsız olarak beton elemanların kesme dayanımında ve şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinde etkin bir artış sağlanmıştır. Kompozitin bir kat yerine iki kat veya üç kat uygulanması, kesme dayanımında etkin bir değişime sebep olmamıştır, Şekil 4.25-29.

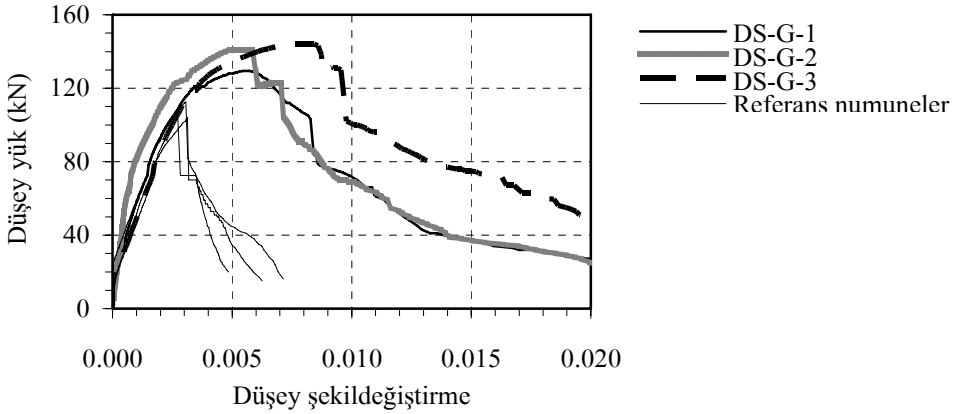


Şekil 4.23 : Kullanılan kompozit türünün davranışa etkisi.

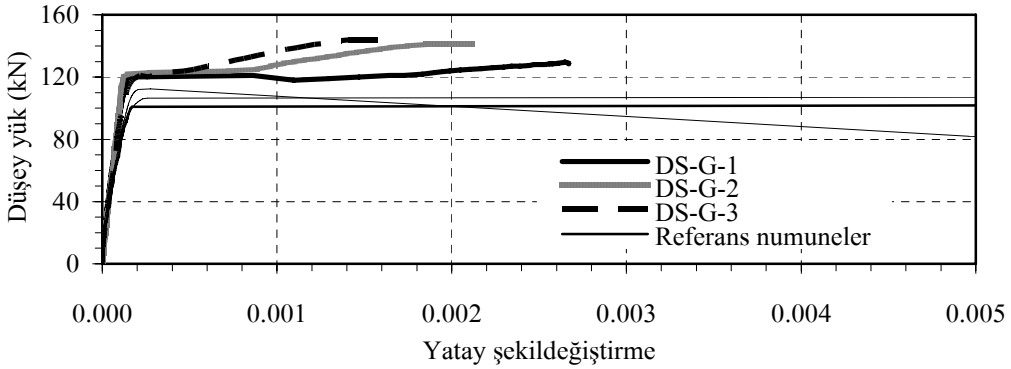


Şekil 4.24 : LP kompozit türünün düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi.

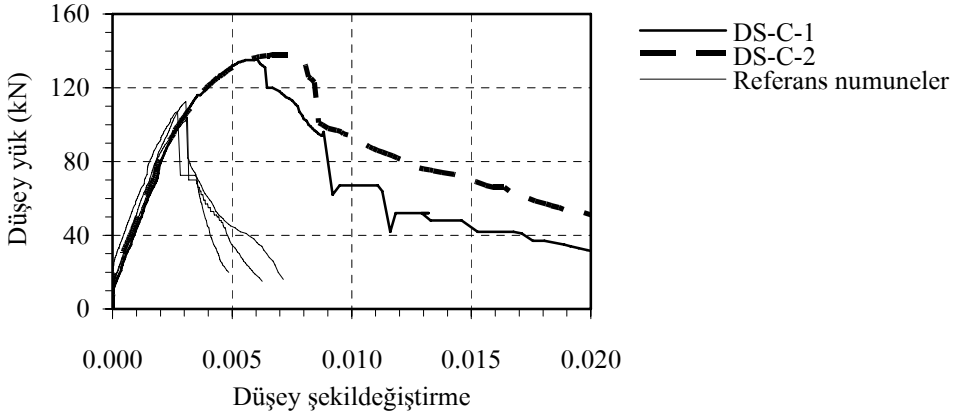
Ankraj uygulaması yapılmayan numunelerin hepsinde göçme LP tabakasının numune yüzeyinden ince bir beton tabakası alarak ayrılması şeklinde olmuştur. Numune yüzey alanı küçük olduğundan bu numunelerde sadece yüzeye yapıştırma ile yeterli bir ankrajlanma sağlanamamıştır. LP tabakasının beton panelin yüzeyinden



Şekil 4.25 : LP kompozit kat sayısının davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme.



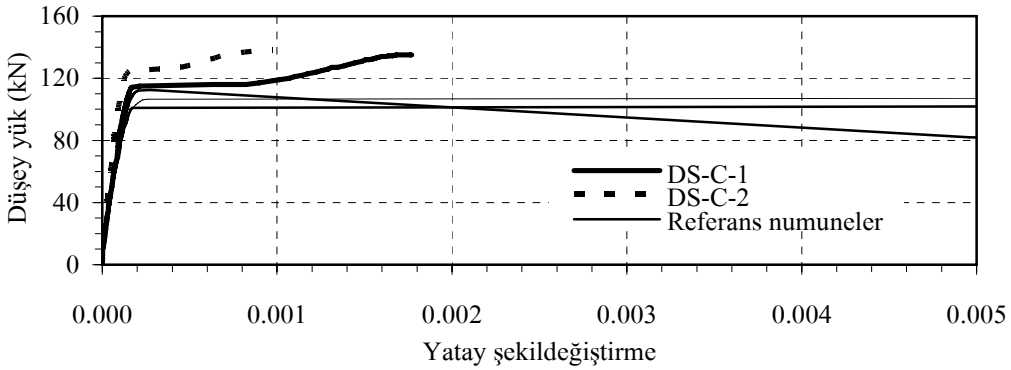
Şekil 4.26 : LP kompozit kat sayısının davranışa etkisi, düşey yük-yatay şekildeğiştirme.



Şekil 4.27 : LP kompozit kat sayısının davranışa etkisi, düşey yük-düşey şekildeğiştirme.

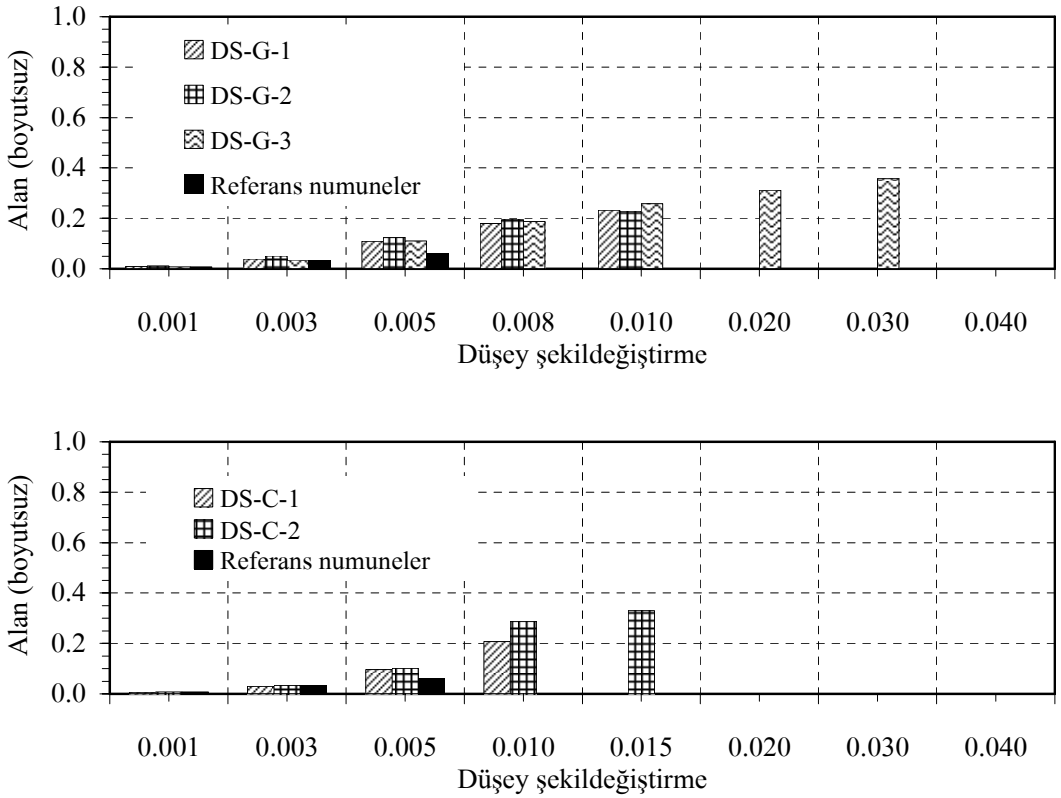
ayrılması için gerekli kuvvet LP tabakasının beton panel yüzeyine temas ettiği alan ile doğru orantılıdır. Bu alanın artması halinde LP tabakasının beton panelin yüzeyinden ayrılması için gerekli olan kuvvet artar ve dolayısı ile numuneye etki etmesi gereken düşey yük te artacaktır. Şekil 4.25'deki numunelerde LP tabakasının

beton panelin yüzeyine temas ettiği alan eşit olduğundan dolayı düşey yük kapasiteleri birbirine yakın olmuştur. Buradaki numunelerin ankjrajlanma alanları eşit olduğundan taşıdıkları düşey yükte birbirine yakın olmuştur. Orijinal numunelerde en büyük düşey yükte numune boydan boya çatlayarak düşey kapasitesine ulaşmıştır ve düşey yük ani olarak düşmeye başlamıştır. Güçlendirilmiş numunelerde çatlağın oluştuğu yük LP'nin etkisi ile orijinal numunelere göre daha büyük olmuştur. Şekil 4.25 incelendiğinde orijinal numuneler 120 kN'dan biraz daha düşük bir yükte çatlayarak düşey yük kapasitelerine ulaşmış ve düşey yük ani olarak düşmeye başlamıştır. Güçlendirilmiş numunelere bakıldığında 120 kN cıvarında bir düşey yükte çok büyük bir düşme görülmektedir. Bu noktada beton panelin çatladığı ve bütün yatay yükün ani olarak LP tabakasına aktarıldığı düşünülmektedir. Şekil 4.26 incelendiğinde tam bu noktada yatay şekildeğiştirme değerlerinde ani bir sıçrama olduğu görülmektedir. Bu ani sıçramanın beton panel çatladıktan sonra bütün yükün ani olarak sadece LP tabakasına aktarılmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu sıçramanın miktarı LP tabakasının kalınlığı artıkça azalmaktadır. Bunun sebebi de tam beton panel çatladığında LP tabakasına aktarılan kuvvetlerin her üç numunede birbirine eşit olması ve buna karşılık LP tabaka kalınlıklarının farklı olmasından kaynaklanmaktadır. Eşit kuvvet farklı tabaka kalınlıklarında farklı gerilmeler ve şekildeğiştirmeler oluşturur.



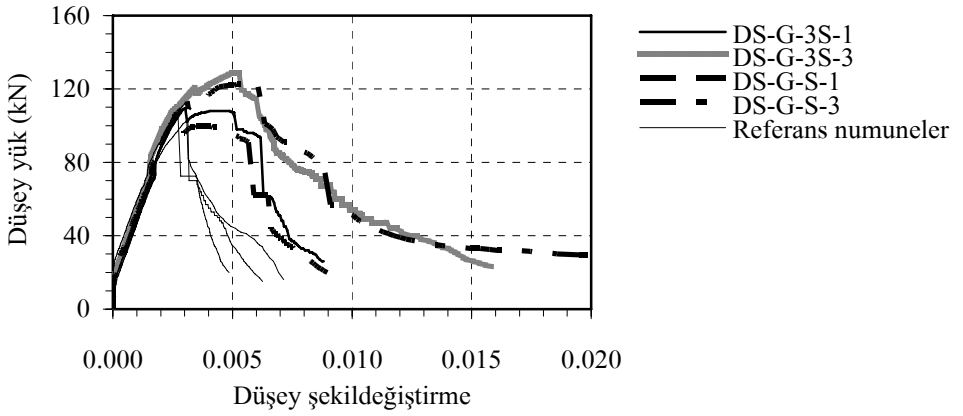
Şekil 4.28 : LP kompozit kat sayısının davranışa etkisi, düşey yük-yatay şekildeğiştirme.

Şekil 4.29 incelendiğinde LP tabakasının kalınlığının artması hem cam hem karbon LP ile güçlendirilen numunelerde düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanı çok etkilememiştir.

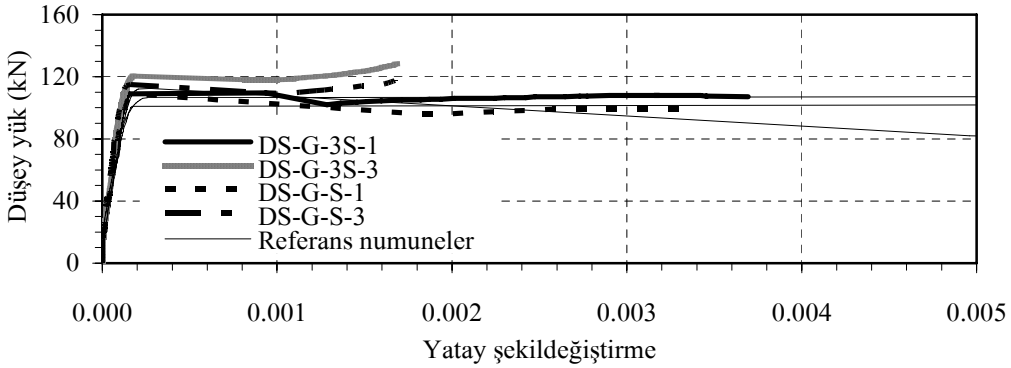


Şekil 4.29 : LP kompozit kat sayısının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi.

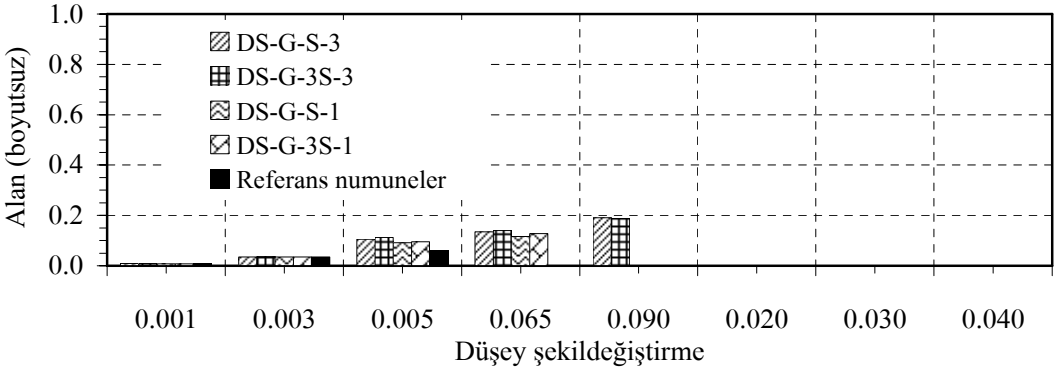
Aynı miktarda kompozit malzeme, şerit veya 3 şerit halinde elemanlara uygulanarak, uygulama şeklinin elemanların davranışına etkisi incelenmiştir. Bunun sonucunda, aynı miktarda kompozit malzemenin farklı biçimlerde uygulanmasıyla elde edilen sonuçların birbirine oldukça yakın olduğu görülmüştür. Her iki uygulamada da kompozitlerin birer kat yerine üçer kat uygulanması, elemanların kesme dayanımı ve şekildeğiştirme yapabilme yeteneğini daha da iyileştirilmiştir, Şekil 4.30-32. Şekil 4.32 incelendiğinde LP tabakasının kalınlığı ve güçlendirme detayı düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanı çok etkilememiştir.



Şekil 4.30 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme.



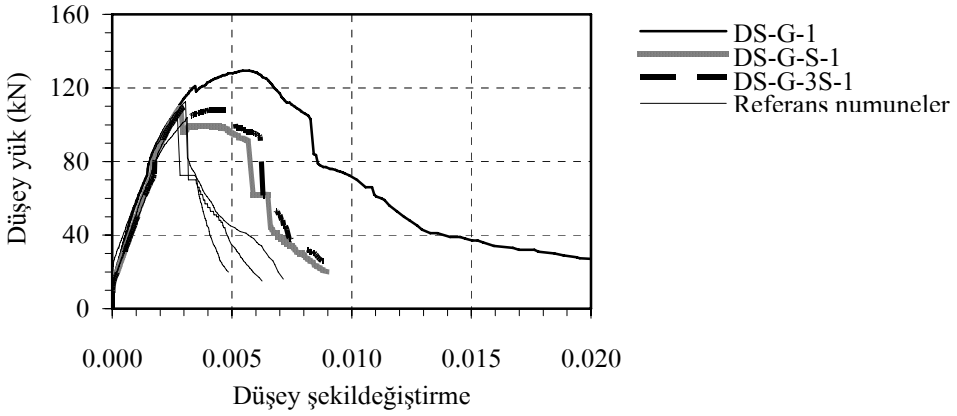
Şekil 4.31 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme.



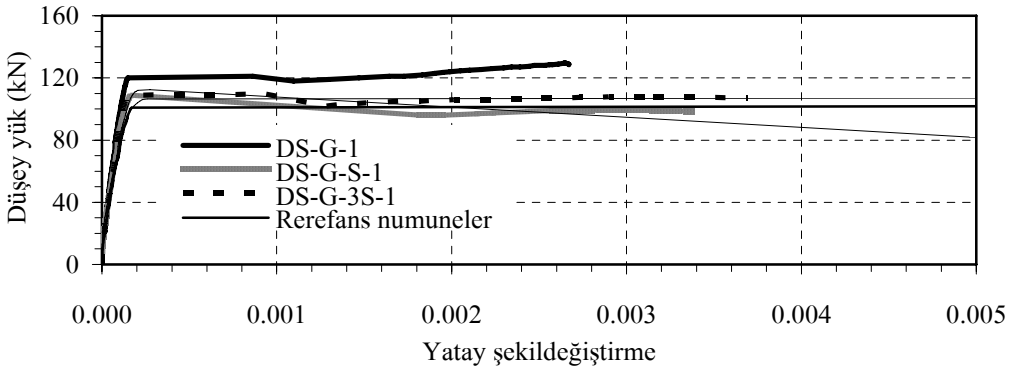
Şekil 4.32 : Uygulama şeklinin düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi.

Tek veya üç şerit şeklinde yapılan güçlendirme uygulamaları, yük kapasitesi ve şekildeğiştirme yapabilme yeteneği bakımından tüm yüzeye yapılan güçlendirme uygulaması kadar etkin olamamıştır, Şekil 4.33-36. DS-G-S-1 ve DS-G-3S-1 numunelerinde kullanılan LP miktarları birbirine eşit ve DS-G-1'de kullanılan LP

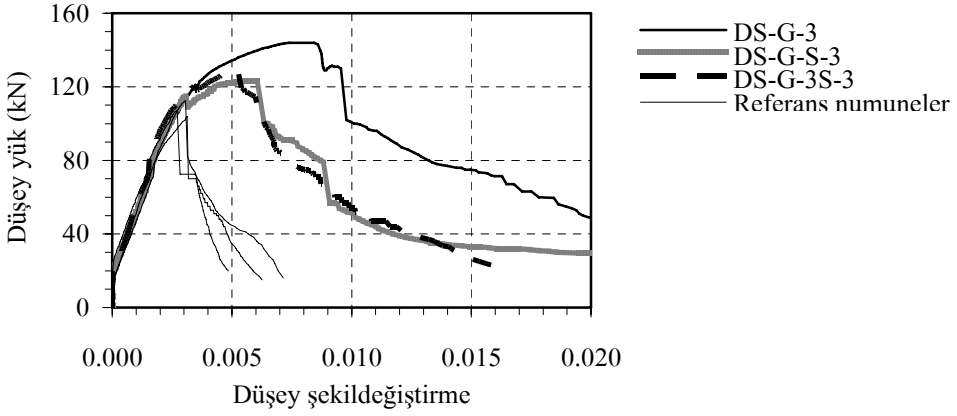
miktarından daha azdır. DS-G-1 düşey yük kapasitesinin daha büyük olmasının temel sebebi LP tabakasının beton numune yüzeyine temas ettiği alanın daha büyük olmasıdır. Şekil 4.35'deki numunelerin Şekil 4.33'deki numunelerden farkı LP tabakalarının kalınlıklarının farklı olmasıdır. Görüldüğü gibi LP kalınlığının artması durumu çok etkilememiştir.



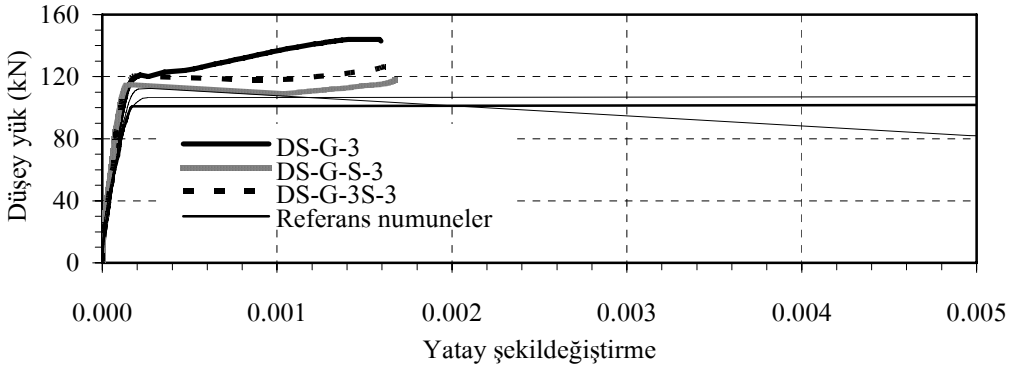
Şekil 4.33 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme.



Şekil 4.34 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-yatay sekildeğiştirme.

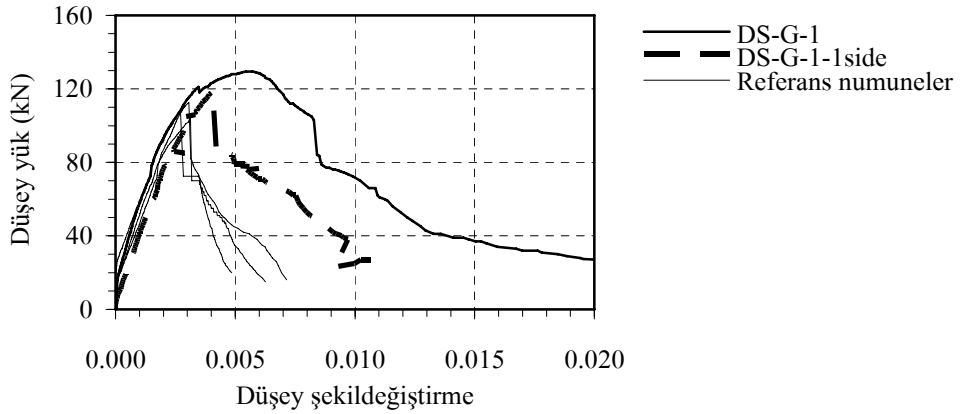


Şekil 4.35 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme.

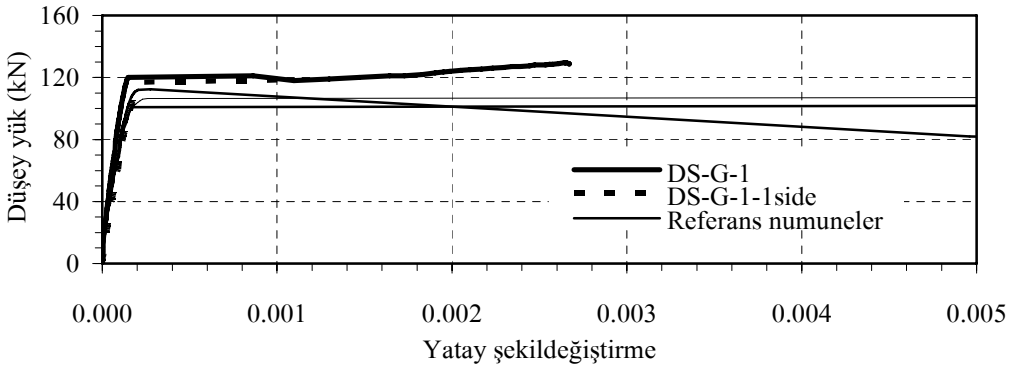


Şekil 4.36 : Uygulama şeklinin davranışa etkisi, düşey yük-yatay sekildeğiştirme.

Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulaması, her iki yüzeye yapılan güçlendirme uygulaması kadar etkin olamamıştır. Bu uygulama sonucunda kesme dayanımında önemli bir artış sağlanamamış, şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinde ve enerji yutma kapasitelerinde ancak sınırlı bir iyileşme sağlanmıştır, Şekil 4.37-39.

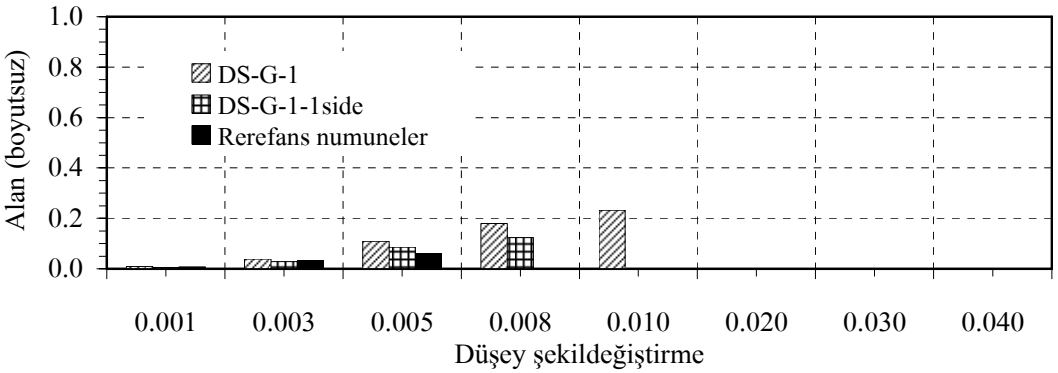


Şekil 4.37 : Uygulama detayının davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme.



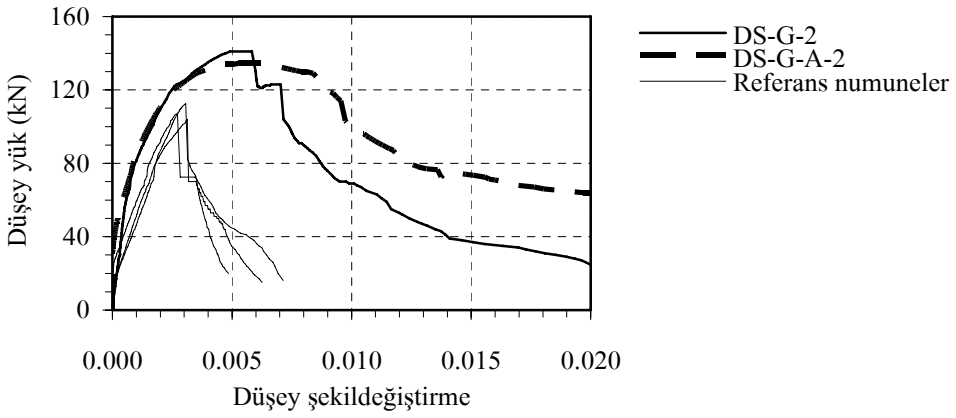
Şekil 4.38 : Uygulama detayının davranışa etkisi, düşey yük-yatay sekildeğiştirme.

Her iki yüze yapılan güçlendirme uygulamasında beton numune çatladıktan sonra düşey yük artmaya devam etmiş buna karşılık tek yüze güçlendirmede beton numune çatladıktan sonra düşey yük düşmeye başlamıştır.

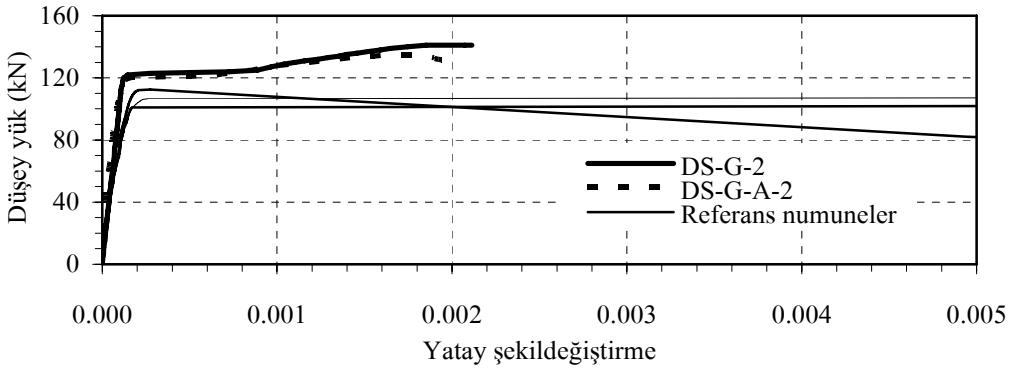


Şekil 4.39 : Uygulama detayının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi.

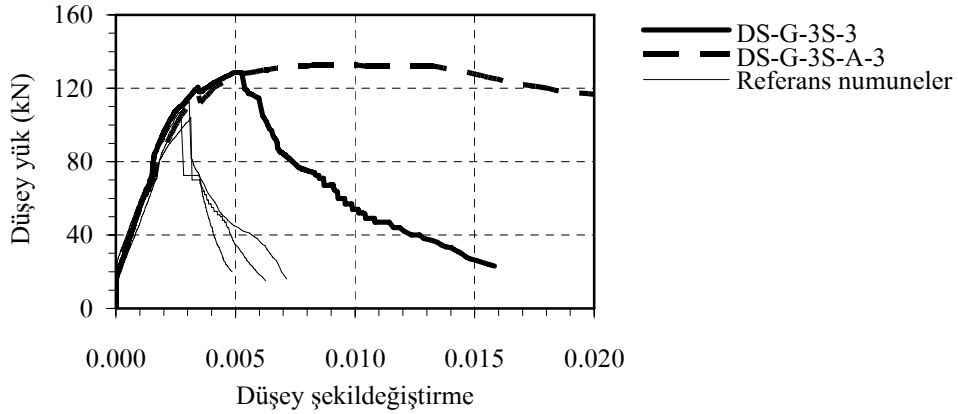
DS-G-A-2 ve DS-G-3S-A-3 numunelerinde kullanılan ankrajlar, elemanların davranışını olumlu yönde etkilemiştir. Bu elemanlarda, özellikle şekildeğiştirme yapabilme yeteneği açısından ankraj uygulanmayan elemanlara göre daha iyi bir davranış elde edilmiştir. Kullanılan ankrajlar, LP kompozitlerin numune yüzeyinden kolayca sıyrılmasını engellemiş, her iki numunede de göçme modu betonun ezilmesi şeklinde gerçekleşmiştir, Şekil 4.40-45.



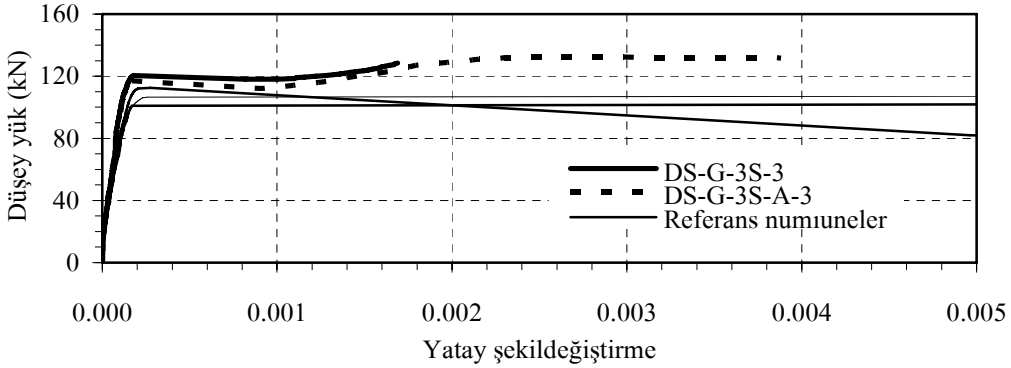
Şekil 4.40 : Ankraj uygulamasının davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme.



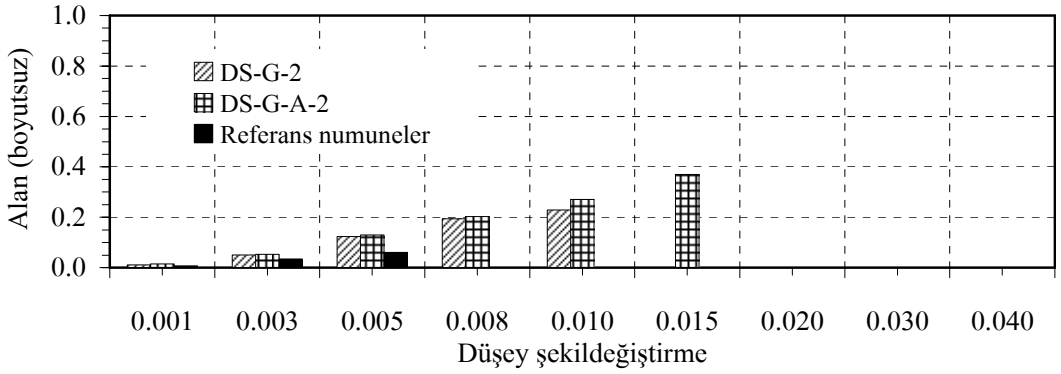
Şekil 4.41 : Ankraj uygulamasının davranışa etkisi, düşey yük-yatay sekildeğiştirme, tüm yüzey.



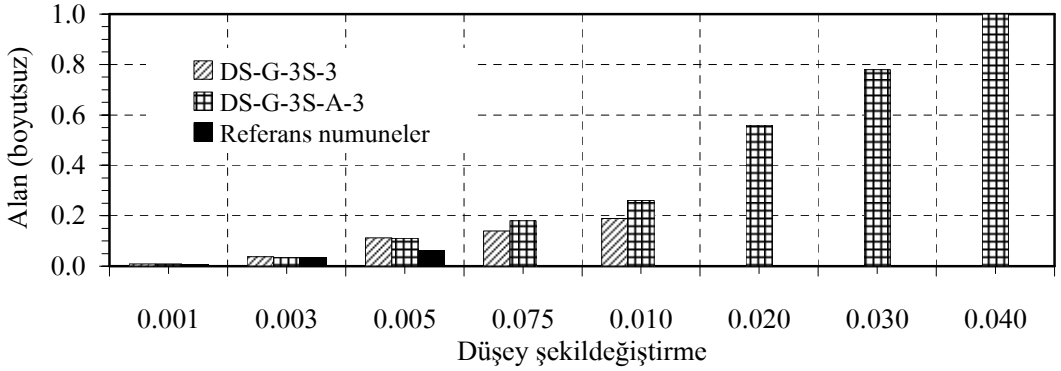
Şekil 4.42 : Ankraj uygulamasının davranışa etkisi, düşey yük-düşey sekildeğiştirme.



Şekil 4.43 : Ankraj uygulamasının davranışa etkisi, düşey yük-yatay sekildeğiştirme, şerit.



Şekil 4.44 : Ankraj uygulamasının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi, tüm yüzey.



Şekil 4.45 : Ankraj uygulamasının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi, şerit.

LP tabakası yanal çekme gerilmelerini alsada başlık bölgesinde oluşan büyük basınç gerilmelerini karşılamada etkin sargılama yapamadığından dolayı çok başarılı olmamıştır. LP tabakasının iki yüze yapıştırma ile yapılan güçlendirmede LP tabakası eğilme rijitliği oranında beton panele ancak sınırlı bir sargılama etkisi yapabilmektedir. Bu yüzden ankrajlı numunelerin düşey yük taşıma kapasiteleri ankrajlı numunelere göre artmamıştır. Şekil 4.40 ve Şekil 4.42 incelendiğinde ankrajsız numunelerde tüm yüzeye güçlendirme uygulamasının 3 şerit tipi güçlendirmeye göre süneklik açısından ve enerji yutma kapasitesi (Şekil 4.44-45) bakımından daha başarılı olduğu görülmektedir. Buna karşılık ankraj uygulaması yapıldığında 3 şerit tipi güçlendirme de süneklik açısından ve enerji yutma kapasitesi (Şekil 4.44-45) bakımından çok daha başarılı olduğu görülmektedir. Ankrajsız

numunelerde tüm yüze yapıştırma ile yapılan güçlendirme uygulamasının daha başarılı olmasının sebebi beton numune yüzeyine temas eden alanın 3 şerit tipi güçlendirmeye göre daha fazla olmasıdır. Daha önce de belirtildiği gibi ankrajsız numunelerin hepsinde göçme LP tabakasının beton yüzeyinden küçük bir tabaka alarak ayrılması ile gerçekleşmiştir. Ankrajlı numunelerde 3 şerit tipi güçlendirmenin daha başarılı olmasının sebeplerinden birisi bu numunelerde kullanılan ankraj sayısının daha fazla olması ve ikincisi ankrajlardan ikisinin yatay gerilmelerin en çok etki ettiği numunenin tam orta bölgesinde olması olarak gösterilebilir (Şekil B.11).

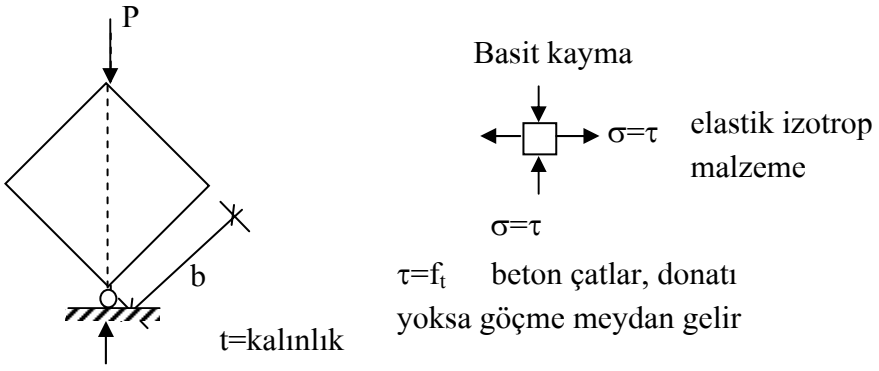
4.3. Numunelerin Davranışlarının Analitik Olarak Değerlendirilmesi

Bu bölümde numunelerin davranışları kuramsal olarak incelenip deneysel sonuçlar ile karşılaştırılacaktır. Orijinal, LP ve HPFRCC ile güçlendirilen numuneler aşağıda üç ayrı bölüm halinde verilmiştir.

4.3.1. Orijinal numuneler

Köşegeni hizasında noktasal yüklemeye maruz kalan kare bir elastik izotrop levha elemanda düşey P yükünden dolayı oluşan kayma gerilmelerinin hesaplanması için ASTM E519 (2002) standardı Denklem 4.7'yi vermiştir (Şekil 4.46).

$$\tau = \frac{P\sqrt{2}}{2bt} \text{ (MPa)} \qquad \textbf{(4.7)}$$



Şekil 4.46 : Düşey yük altındaki beton panel.

Basit kayma halinde elastik izotrop malzeme için kayma gerilmeleri asal gerilmelere eşittir. Denklem 4.7'den P çekilirse ve τ yerine beton çekme dayanımı (f_t) yazılırsa Denklem 4.8 elde edilir.

$$P = \frac{2 f_t b t}{\sqrt{2}} \text{ (N)} \qquad \textbf{(4.8)}$$

Denklem 4.8 kullanılarak referans numunelerinin göçme yükleri tahmin edilmiştir. Göçme yükleri tahmin edilirken beton çekme dayanımı için bu tür yükleme durumunda yarma çekme dayanımının alınmasının uygun olacağı düşünülmektedir. Yarma çekme dayanımı için daha önce Bölüm 3'de kullanıldığı gibi $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$ alınmıştır. Elde edilen sonuçlar Çizelge 4.15'de özetlenmiştir. Numune kalınlıkları her ne kadar 100 mm olacak şekilde planlandıysa da üretimden sonra kalınlıkların biraz farklı olduğu görülmüştür ve her deneyden önce bu kalınlıklar ölçülmüştür. Çizelge 4.15'de numune kalınları da verilmiştir. Görüldüğü gibi Denklem 4.8 ile deney sonuçlarına çok yakın sonuçlar elde edilmiştir. Ayrıca referans numunelerinin statik monotonik artan düşey yükler altındaki davranışları Bölüm 4.3.4'de sonlu eleman analizi ile modellenmeye çalışılmıştır.

Çizelge 4.15 : Referans elemanların deney sonuçları.

Eleman İsmi	j (Gün)	f'_{cj} (MPa)	$f_t = 0.50\sqrt{f_c'}$ (MPa)	Beton panel kalınlığı, t (mm)	$P_{den.}$ (kN)	Denklem 4.8 (kN)	Denklem 4.8/$P_{den.}$
DS-O-a	140	~8	1.4	106	104.0	104.5	1.00
DS-O-b	141	~8	1.4	107	112.5	105.5	0.94
DS-O-c	149	~8	1.4	103	107.0	101.5	0.96
Ortalama	144	~8	1.4	105	107.8	98.8	0.97

$P_{den.}$: Numunelerin deneysel düşey yük kapasiteleri

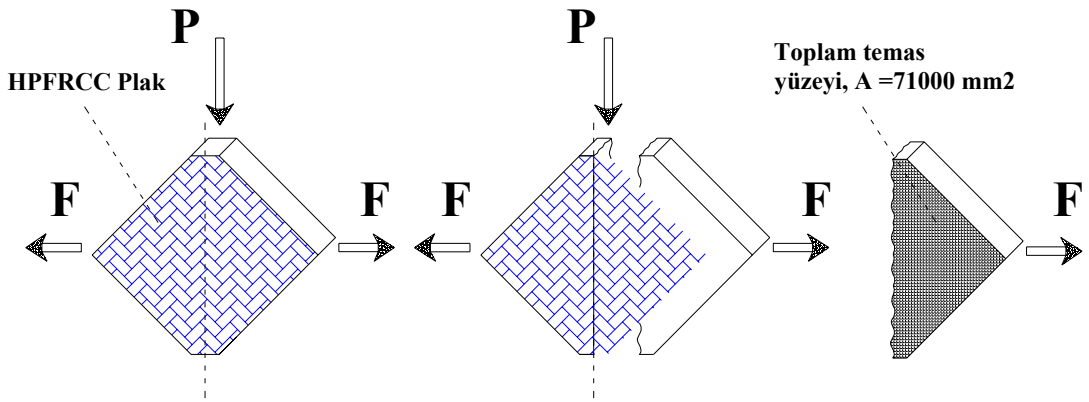
4.3.2. HPFRCC ile güçlendirilen numuneler

4.3.2.1. Ankrajsız numuneler

Deneyler sonucunda ankraj uygulanmayan numunelerin hepsinde HPFRCC plağın betondan ince bir tabaka alarak ayrılması ile göçme meydana gelmiştir. Beton

panelin boydan boya çatlayıp ikiye bölünmesi ile HPFRCC plağın beton panelden ayrılması aynı anda gerçekleşmiştir. Bu da HPFRCC panellerin beton panel yüzeyine yapışma alanının ankrajlanmayı sağlayacak kadar olmadığını göstermektedir. Ankrajlanmayı sağlamak amacı ile diğer numunelerde mekanik ankrajlar kullanılmıştır. Ankrajsız numunelerin göçme yükünü tahmin etmek için HPFRCC plakaların beton panelden ayrılması için gerekli yatay yük ve buradan da düşey yük hesaplanabilir. HPFRCC plağın beton panele ankrajını sağlayan yüzey alanı Şekil 4.47'de gösterildiği gibi numune yüzeyinin yarısı kadar olduğu kabul edilebilir (bir yüzdeki alan A=71000 mm^2 ve iki yüzdeki toplam alan A_T=142000 mm^2). Bu yüzey alanı beton çekme dayanımı ile çarpıldığında HPFRCC plağın beton panelden ayrılması için gerekli olan yatay kuvvet (F) Denklem 4.9 ile hesaplanabilir.

$$F = A_T \times f_{dt} = A \times 0.35\sqrt{f_c'} \qquad \textbf{(4.9)}$$



Şekil 4.47 : Düşey yük altında HPFRCC plağın beton panelden ayrılması.

Bu denklemde f_{dt} betonun direkt çekme dayanımını ifade etmektedir. Sıyrılma için betonun direkt çekme dayanımının kullanılmasının uygun olduğu düşünülmüş ve $f_{dt} = 0.35\sqrt{f_c'}$ olarak alınmıştır. Bu F kuvvetinin beton panelde oluşturacağı yatay gerilme Denklem 4.10 ile hesaplanabilir.

$$\tau = \frac{F}{h_p t} \qquad \textbf{(4.10)}$$

Burada h_p beton panelin düşey yüksekliğidir. Basit kayma halinde asal gerilmeler kayma gerilmelerine eşittir. Yatay gerilme hesaplandıktan sonra düşey yük Denklem 4.8-10 kullanılarak elde edilen Denklem 4.11 ile hesaplanmıştır.

$$P = \frac{2\tau bt}{\sqrt{2}} = \frac{2(F/h_p t)bt}{\sqrt{2}} = \frac{0.7 A_T b\sqrt{f_c'}}{\sqrt{2}h_p} \qquad \textbf{(4.11)}$$

Çizelge 4.16'da görüldüğü gibi deney verileri ile uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. DS-HPFRCC-5 numunesi diğer numunelere göre deneysel düşey yük kapasitesi daha düşük olmuştur. Bunun sebebinin deneysel bir hatadan kaynaklanabileceği düşünülmektedir. Güçlendirme plaklarının numune ile karşılaştırıldıklarında çok kalın ve ağır olmaları ve beton dayanımının çok düşük olmasının da etkili olmuş olabileceği düşünülmektedir. Çizelge 4.16'da görüldüğü gibi düşey yük kapasiteleri deneylerden biraz daha büyük tahmin edilmiştir. Bunun sebebinin numunenin orta bölgesinin kenar bölgelere göre daha çok çekme gerilmelerine maruz kalması ve buna karşılık hesaplarda gerilmelerin eşit dağıldığının kabul edilmesi olarak gösterilebilir. HPFRCC ile güçlendirilmiş ankrajsız elemanların statik monotonik artan düşey yükler altındaki davranışları Bölüm 4.3.4'de sonlu elemanlar analizi ile modellenmeye çalışılmıştır.

Çizelge 4.16 : HPFRCC ile güçlendirilmiş elemanların deney sonuçları (Ankrajsızlar).

Güçlendirme tipi	A (mm^2)	A_T (mm^2)	$f_{ct} = 0.35\sqrt{f_c'}$ (MPa)	F (kN)	b (mm)	τ (MPa)	Denklem 4.11	P_{max} (kN)	Denklem 4.11/P_{max}
DS-HPFRCC-2	71000	142000	1.0	141	102.0	2.81	162	155.0	1.05
DS-HPFRCC-3	71000	142000	1.0	141	102.0	2.81	162	155.0	1.05
DS-HPFRCC-4	71000	142000	1.0	141	100.5	2.86	163	155.0	1.05
DS-HPFRCC-5	71000	142000	1.0	141	102.0	2.81	162	134.0	1.21
Ortalama									1.09

τ : F kuvvetinin beton panelde oluşturacağı düşünülen gerilme, $F/(h_p \times t)$. Burada t : beton panelin kalınlığı, h: beton panelin düşey yüksekliğidir.
A_T: İki yüzdeki toplam temas yüzeyi (mm^2)
A : Temas yüzeyi (mm^2)

4.3.2.2. Ankrajlı numuneler

Ankrajlı numunelerde mekanik ankrajların etkisi ile HPFRCC plak beton panelden ayrılmamıştır. Göçme HPFRCC plağın çatlaması ile birlikte düşey yükün etki ettiği başlığın ezilmesi şeklinde gerçekleşmiştir. Denklem 4.11'de f_t yerine betonun ve HPFRCC plağın toplam çekme dayanımına ulaşması için gerekli olan toplam yatay kuvvet (F_T) Denklem 4.11'de F yerine yazılarak plağın çatlaması için gerekli olan düşey yük hesaplanabilir. HPFRCC plağın çekme dayanımını belirlemek için yarma çekme deneyleri yapılmıştı. Buradaki yükleme şeklinde HPFRCC plaklar direkt çekmeye maruz kalmaktadırlar. O yüzden direkt çekme dayanımlarının kullanılmasının uygun olacağı düşünülmüştür. Direkt çekme dayanımları yarma çekme dayanımları 0.35/0.50=0.70 katsayısı ile çarpılarak elde edilmiştir (TS 500 : betonun direkt çekme ve yarmada çekme dayanımı basınç dayanımının kare kökünün sırası ile 0.35 ve 0.5 katı olarak kabul etmektedir). Sonuçlar Çizelge 4.17'de özet bir şekilde verilmiştir.

Çizelge 4.17 : HPFRCC ile güçlendirilmiş elemanların deney sonuçları (Ankrajlılar).

Numuneler	Beton yarma çekme dayanımı, f_{dt} (MPa)	HPFRCC direkt çekme dayanımı, $f_{dt,HPFRCC}$ (MPa)	Betonun çatlaması için gerekli kuvvet, $F_b = f_{dt} \times t \times h_p$	Her iki yüzdeki HPFRCC plağın çatlaması için gerekli toplam kuvvet, $F_{HPFRCC} = 2 \times f_{dt,HPFRCC} \times t_{plak} \times h_{plak}$	Toplam, $F_T = F_b + F_{HPFRCC}$ (N)	$\tau_T = F_T/h_p t$ (MPa)	Denklem 4.11 (kN)	$P_{den.}$ (kN)
DS-HPFRCC-2-A	1.0	12.0	49100	226000	275100	5.6	317	166.0
DS-HPFRCC-3-A	1.0	12.0	49100	339000	388100	7.9	447	227.5
DS-HPFRCC-4-A	1.0	12.0	49100	452000	501100	10.2	577	259.0
DS-HPFRCC-5-A	1.0	12.0	49100	565000	614100	12.5	707	320.0

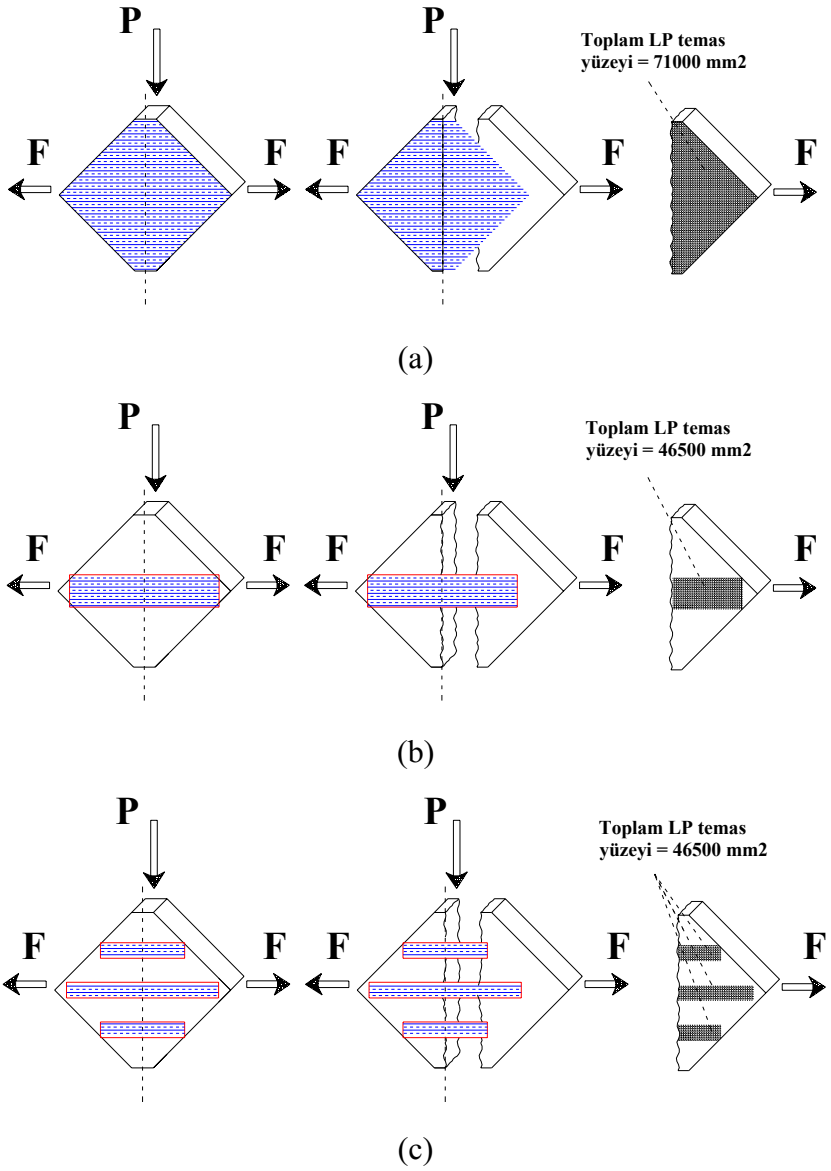
Bu çizelgede betonun ve HPFRCC plağın direkt çekme dayanımları, betonun ve HPFRCC plağın çatlaması için gerekli yatay kuvvetler de verilmiştir. Görüldüğü gibi tahmin edilen düşey yük değerleri deneyler ile uyuşmamaktadır. Bu da başlığın ezilmesinin düşey yük kapasitesi üzerinde önemli bir rol oynadığını göstermektedir. Düşey yük taşıma kapasitesinin doğru bir şekilde tahmin edilebilmesi için başlığın

davranışının incelenmesi gerekmektedir. Artan gerilmeler altında başlık bölgesindeki beton yanal genişlemeye çalışmakta ve güçlendirme plakalarına düzlem dışı eğilme etkileri aktarmaktadır. Dolayısı ile güçlendirme plakasının başlık bölgesindeki betonu sargılaması HPFRCC plakanın eğilme rijitliği ile ilgilidir. HPFRCC plakanın kalınlığı artıkça eğilme rijitliği artmakta ve daha etkili olarak çalışabilmektedir. Çizelge 4.17'de verilen deneysel sonuçlardan da görüldüğü gibi HPFRCC plakanın kalınlığı artıkça güçlendirilmiş numunenin düşey yük taşıma kapasitesi de artmaktadır.

4.3.3. LP ile güçlendirilen numuneler

Deneyler sonucunda ankraj uygulanmayan numunelerin hepsinde LP tabakasının betondan ince bir tabaka alarak ayrılması ile göçmenin meydana geldiği görülmüştür. Beton panelin boydan boya çatlayıp ikiye bölünmesi ile LP tabakasının beton panelden ayrılması aynı anda gerçekleşmiştir. Ankrajsız numunelerin göçme yükünü tahmin etmek için Bölüm 4.3.2'de HPFRCC ile güçlendirilen numunelerin göçme yükünü tahmin etmek için uygulanan yöntem kullanılmıştır. LP tabakasının beton panelden ayrılması için gerekli yatay yük ve buradan da düşey yük hesaplanmıştır. LP plakanın beton panele ankrajını sağlayan yüzey alanları farklı güçlendirme şekilleri için Şekil 4.48 ve Çizelge 4.18'de verilmiştir. Bu çizelgede Şekil 4.48'de gösterilen üç farklı güçlendirme şekli için LP'nin beton panel yüzeyine yapışma alanı ve bu alanın oluşturduğu yatay kuvvet ve kayma gerilmeleri de verilmiştir. Bu yüzey alanları beton çekme dayanımı ile çarpıldığında LP plakanın beton panelden ayrılması için gerekli olan yatay kuvvet (F) Denklem 4.9 ile hesaplanabilir. Bu F kuvvetinin beton panelde oluşturacağı yatay gerilme Denklem 4.10 ve düşey yük Denklem 4.11 ile hesaplanmıştır. Sonuçlar farklı güçlendirme şekilleri için Çizelge 4.19'da verilmiştir. Bu çizelgede betonun direkt çekme dayanımı, LP tabakalarının beton yüzeyinden ayrılması için gerekli toplam yatay F kuvveti ve bu kuvvetin beton panelde oluşturduğu τ gerilmeleri de verilmiştir. Anrajsız 11 numune için tahmin

edilen düşey yük kapasiteleri deney verileri ile karşılaştırılmıştır. Bazı numuneler dışında sonuçların deney verileri ile uyuştukları görülmektedir.



Şekil 4.48 : Düşey yük altında LP plakanın beton panelden ayrılması, güçlendirme şekli a) tüm yüzey b) şerit c) 3 şerit.

Çizelge 4.18 : LP ile güçlendirilmiş elemanların deney sonuçları (Ankrajsızlar).

Güçlendirme tipi	A (mm^2)	A_T (mm^2)	$f_{ct} = 0.35\sqrt{f_c'}$ (MPa)	F (kN)	τ (MPa)	Denklem 4.11
Tüm yüzey	71000	142000	1.0	141	2.89	163
Şerit	46500	93000	1.0	93	1.89	107
3 Şerit	46500	93000	1.0	93	1.89	107

Çizelge 4.19 : LP ile güçlendirilmiş elemanların deney sonuçları (Ankrajsızlar).

Güçlendirme tipi	A (mm^2)	A_T (mm^2)	$f_{ct} = 0.35\sqrt{f_c'}$ (MPa)	b (mm)	F (kN)	τ (MPa)	Denklem 4.11	P_{max} (kN)	Denklem 4.11/P_{max}
DS-G-1	71000	142000	1.0	103.3	141	2.78	162	129.5	1.26
DS-G-2	71000	142000	1.0	105.0	141	2.73	162	141.0	1.16
DS-G-3	71000	142000	1.0	103.5	141	2.77	162	144.0	1.13
DS-C-1	71000	142000	1.0	102.5	141	2.80	162	135.5	1.20
DS-C-2	71000	142000	1.0	104.0	141	2.76	162	138.0	1.18
DS-G-S-1	46500	93000	1.0	102.8	93	1.84	107	109.0	0.98
DS-G-S-3	46500	93000	1.0	102.5	93	1.85	108	123.0	0.87
DS-C-S-1	46500	93000	1.0	102.0	93	1.86	107	112.0	0.96
DS-C-S-2	46500	93000	1.0	100.8	93	1.88	107	111.0	0.96
DS-G-3S-1	46500	93000	1.0	102.0	93	1.86	107	109.5	0.98
DS-G-3S-3	46500	93000	1.0	102.3	93	1.85	107	128.5	0.83
Ortalama									1.04

4.3.4. Orijinal ve HPFRC ile güçlendirilen numunelerin doğrusal olmayan sonlu eleman analizi

Bu bölümde deneyleri yapılan panellerin davranışı sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmeye çalışılmıştır. Analizlerde Purdue Üniversitesinde lisanlı olarak bulunan ABAQUS (ABAQUS, 2007) programı kullanılmıştır. Analizler Purdue Üniversitesinin sunucusunda yapılmıştır. Şu numuneler modellenmiştir; 1- Güçlendirilmemiş beton panel, 2- HPFRCC paneller ile güçlendirilmiş beton paneller (2, 3, 4, 5 cm her iki yüz, 2, 3, 4, 5 cm her iki yüz ve ankraj uygulaması, 3 cm tek yüz ankrajlı ve ankrajsız). Bu numuneler ile ilgili modelleme aşaması, analizler ve deney sonuçları ile karşılaştırmalar aşağıda iki bölüm halinde verilmiştir.

4.3.4.1 Orijinal numuneler

Bu bölümde güçlendirilmemiş beton panelin davranışı sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Deneyleri yapılan güçlendirilmemiş orijinal numuneler DS-O-a, DS-O-b ve DS-O-c'dir. Analizler sonucunda elde edilen çatlak dağılımı ve yük-yerdeğiştirme ilişkileri deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Modelleme

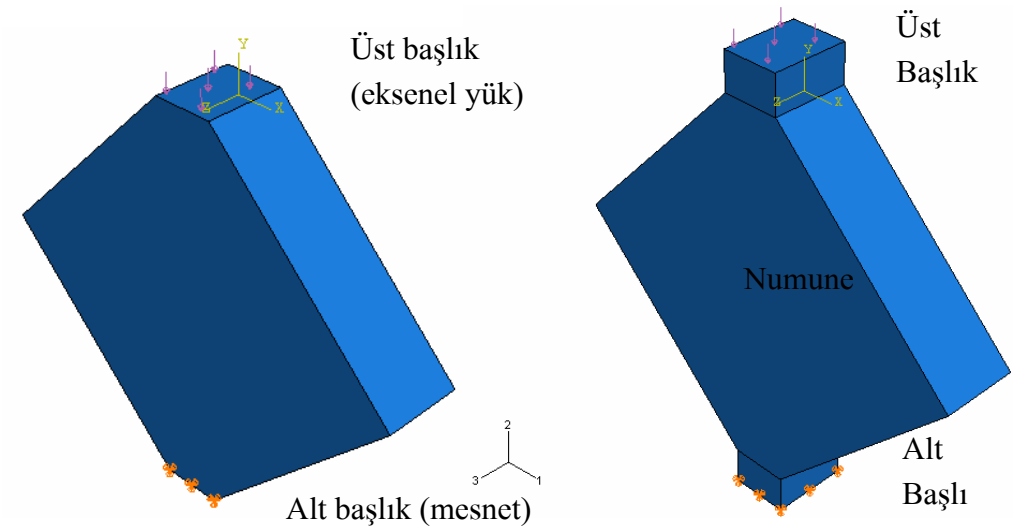
Referans numunenin sonlu eleman analizinde daha iyi sonuçlar elde etmek ve değişik parametrelerin etkilerini incelemek için farklı durumlar denenmiştir. Bu durumlar Model-1, Model-2, Model-3, Model-4 ve Model-5 diye adlandırılmıştır. İncelenen parametreler şunlardır;

1- Yükleme-1 ve Yükleme-2 olarak tanımlanmış olan iki farklı yükleme ve mesnetlenme koşulu, 2- Ağ-1 ve Ağ-2 olarak tanımlanmış olan iki farklı sonlu eleman ağı, 3- C3D8R ve C3D20R olmak üzere iki farklı sonlu eleman tipi.

Çizelge 4.20'de farklı modellerde kullanılan parametreler verilmiştir. Yükleme-1 ve Yükleme-2'ye ait modeller Şekil 4.49'da verilmiştir.

Çizelge 4.20 : Modellere ait parametreler.

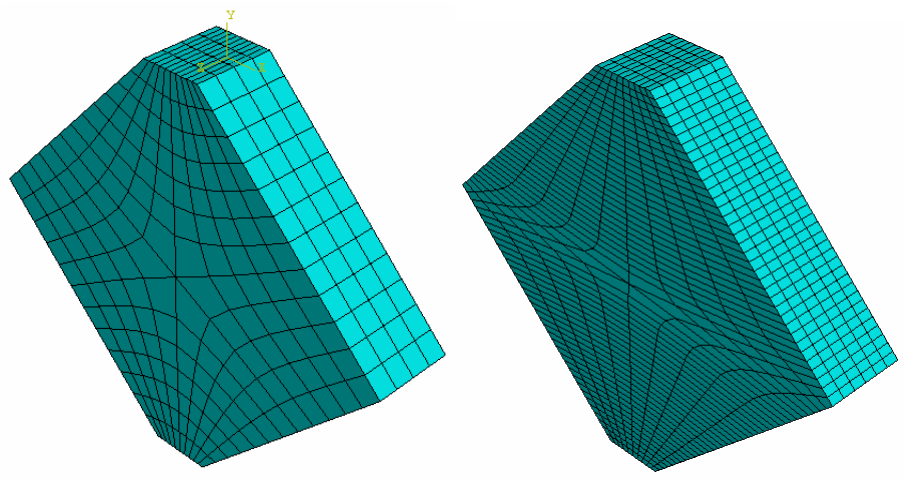
Modeller	Yükleme ve mesnetlenme	Sonlu eleman ağı	Sonlu eleman tipi
Model–1	Yükleme–1	Ağ–1	C3D8R
Model–2	Yükleme–2	Ağ–1	C3D8R
Model–3	Yükleme–2	Ağ–1	C3D20R
Model–4	Yükleme–2	Ağ–2	C3D8R
Model–5	Yükleme–2	Ağ–2	C3D20R



a) Yükleme-1 b) Yükleme-2

Şekil 4.49 : Yükleme sistemlerine ait modeller.

Şekilden görüldüğü gibi Yükleme-1 modelinde numunenin alt başlığı ankastre mesnet olarak tanımlanmış ve eksenel yük numunenin üst başlığına etki ettirilmiştir. Yükleme-2 modelinde deneydeki durumu daha iyi temsil edebilmek amacı ile numunenin alt ve üst kısımlarına birer çelik başlık eklenmiştir. Bu çelik başlıklar yükleme aygıtının yükleme ve mesnetlenme plakalarını temsil etmektedir. Yükleme ve mesnetlenme bu çelik başlıklar aracılığı ile yapılmıştır. Çelik başlıklar ile beton numune arasında temas yüzeyi tanımlanmıştır (Tie Constraint). Temas yüzeyi tanımlamasına göre parçaların birleştiği yüzeylerde entegrasyon noktalarında birbirine göre göreli bir hareket oluşmamaktadır. Modellerde kullanılan iki farklı ağ sistemi Şekil 4.50'de verilmiştir.

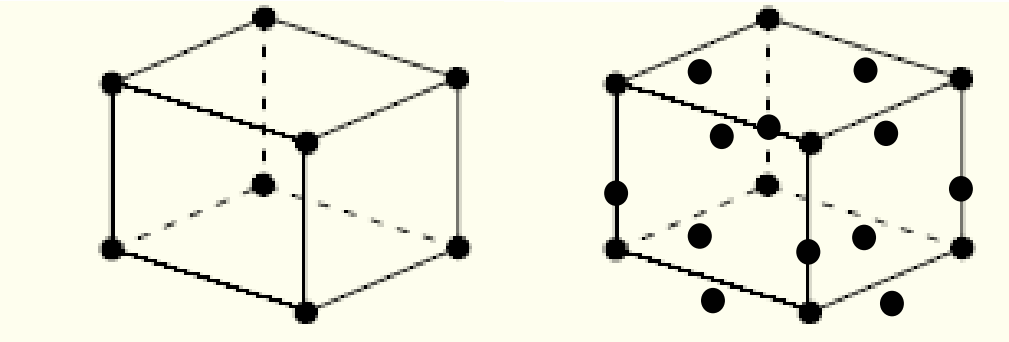


a) Ağ-1 b) Ağ-2

Şekil 4.50 : Ağ sistemi.

Bu iki ağ sistemi arasındaki fark Ağ-2'de daha yoğun bir ağ sisteminin kullanılmış olmasıdır. Sonlu eleman olarak iki farklı tip kullanılmıştır. C3D8R (8-node linear brick) 8 düğümlü ve C3D20R (20-node quadratic brick) 20 düğümlü eleman tipleri Şekil 4.51'de verilmiştir. Bu elemanlarda serbestlik dereceleri, dönmeler ve yerdeğiştirmeler elemanda noktaların olduğu bölgelerde hesaplanmaktadır. Diğer bölgelerdeki değerler doğrusal enterpolasyon ile elde edilmektedir. Enterpolasyonun derecesi nokta sayısına bağlıdır. C3D8R elemanında noktalar sadece köşelerde

bulunmaktadır. C3D20R elemanında köşelere ilave olarak ortalarda da noktalar bulunmaktadır.



a) C3D8R b) C3D20R

Şekil 4.51 : Sonlu eleman tipleri.

ABAQUS tarafından sağlanan iki farklı beton modeli vardır; 1- Concrete smeared cracking model (beton dağılı çatlak modeli) ve 2. Concrete damaged plasticity model (hasarlı beton plastisite modeli). Her iki model ile analizler yapılıp karşılaştırılmıştır (Şekil 4.53). Şekil 4.53'de görüldüğü gibi beton dağılı çatlak modeli ile yapılan analizde belli bir yük değerinden sonra mantıksız değerler vermeye başlamıştır. Bu da iterasyonun yakınsamadığını göstermektedir. Hasarlı beton plastisite modeli ile daha iyi sonuçlar elde edildiğinden diğer analizlerin hepsi bu beton modeli kullanılarak yapılmıştır. Beton dağılı çatlak modelinin iyi sonuç vermemesinin en önemli sebebinin bu modelde beton çekme bölgesinin basınç dayanımına bağlı olarak otomatik bir şekilde tanımlanması olduğu düşünülmektedir. Tanıma göre beton çekme dayanımı beton basınç dayanımına bağlı olarak hesaplanıyor ve çekme bölgesinin gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi çekme dayanımına kadar doğrusal artan bir şekilde modelleniyor. Çekme dayanımından sonra dayanımın aniden düştüğü kabul ediliyor. Beton panel içinde donatı olmadığından beton çekme dayanımının aniden düşmesi çözümün yakınmasına sebep olduğu düşünülmektedir. Bu yüzden Hasarlı beton plastisite modelinde çekme bölgesi tanımlanırken çekme dayanımından

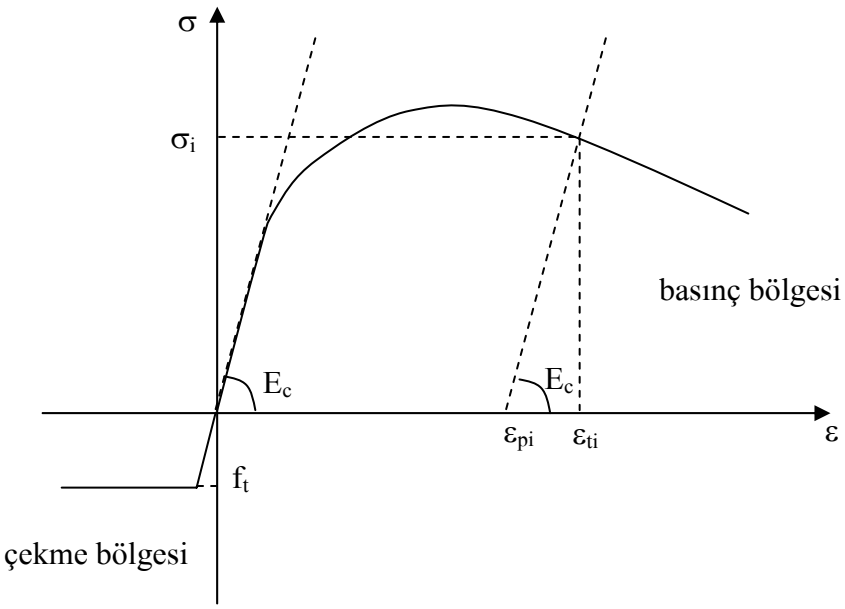
sonra dayanımın sabit kaldığı varsayılmıştır. Bu modelde çekme ve basınç bölgeleri ayrı ayrı istenilen şekilde modellenebiliyor.

Hasarlı beton plastisite modeli beton için sürekli ve plastisite tabanlı bir hasar modelidir. Çekme çatlaması ve basınç ezilmesi diye iki tane temel göçme mekanizmasını göz önüne alıyor. Model betondaki şekildeğiştirmelerin beton çekme ve basınç dayanımına karşılık gelen şekildeğiştirme değerlerini aşması durumlarını plastik şekildeğiştirme olarak kabul ediyor. Göçme gerilmesi betonda mikro çatlakların başlangıcına karşılık geliyor. Göçme gerilmesi aşılınca mikro çatlakların oluşumu gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin yumuşaması ile kendini göstermektedir. Beton dağılı çatlak modelinde çatlak oluşumu modelin en önemli yanını oluşturuyor ve çatlak oluşumu ve çatlak sonrası davranışın temsil edilmesi modelin en önemli kısımlarıdır. Gerilmeler çatlak tespit yüzeyi diye adlandırılan bir göçme yüzeyine ulaştıklarında çatlak oluştuğu varsayılmaktadır. Bu modelde bünye denklemleri her bir entegrasyon noktası için ayrı yazılmaktadır ve çatlak oluşumu bu hesaplamalara ilgili entegrasyon noktasının gerilmesi ve malzeme rijitliğini etkileyerek girmektedir. Betonda az donatı olması yada hiç donatı olmaması durumunda sık olarak yakınsama problemlerinin oluşabileceği belirtilmektedir. Her iki beton modeli ile ilgili detaylar ABAQUS (ABAQUS, 2007) kılavuzlarında bulunabilir.

Beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin basınç bölümünü temsil etmek üzere standart silindir deneylerinden elde edilen değerler kullanılmıştır. Genel olarak ortalamayı iyi temsil ettiği düşünülen 90. güne ait 90-2 standart silindir numunesinin deneyinden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi kullanılmıştır. İlgili gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Ek B Şekil B.14'de verilmiştir. Betonun çekme bölümünü temsil etmek üzere Şekil 4.52'de görüldüğü gibi beton çekme dayanımına kadar doğrusal artan ve sonra sabit kalan iki doğru kullanılmıştır. Beton modelini tanımlamada kullanılmak üzere plastik şekildeğiştirmeler Şekil 4.52'de gösterildiği gibi Denklem 4.12 kullanılarak bulunmuştur. Bu denklemde σ_i ve ε_{ti} i. yükleme

adımında betonda oluşan gerilme ve karşı gelen şekildeğiştirmedir (elastik ve plastik şekildeğiştirmelerin toplamı). ε_{pi} i. yükleme adımında betonda oluşan plastik şekildeğiştirmedir.

$$\varepsilon_{pi}=\varepsilon_{ti}-(\sigma_i/E_c) \quad \textbf{(4.12)}$$

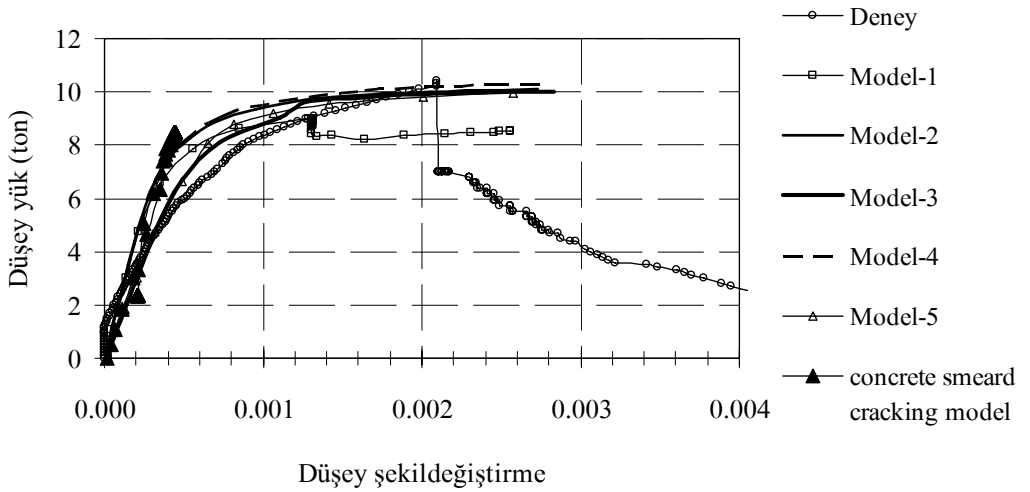


Şekil 4.52 : Plastik şekildeğiştirmelerin hesaplanması.

Betonun beton basınç dayanımı ve elastisite modülü için standart silindir deneylerinden elde edilen ortalama değerler olan sırası ile 8 MPa ve 14000 MPa değerleri kullanılmıştır. Betonun çekme dayanımı TS-500 (TS-500, 2000**)** tarafından eğilmede çekme dayanımı için verilen formül kullanılarak elde edilmiştir. Çelik başlıklar için doğrusal malzeme tanımı yapılmış ve çelik elastisite modülü 210000 MPa olarak alınmıştır.

Teorik sonuçların deney verileri ile karşılaştırılması

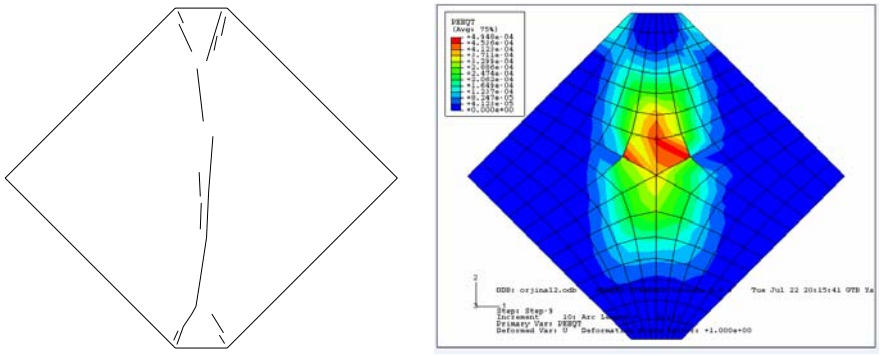
Şekil 4.53'de modellerin analizlerinden elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri deneyden elde edilenler ile karşılaştırılmıştır. Deneyden elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişki DS–O–a numunesinin orta 390 mm'lik ölçüm mesafesinden ölçülen düşey şekildeğiştirmeler ve düşey yük değerlerinden elde edilmiştir.



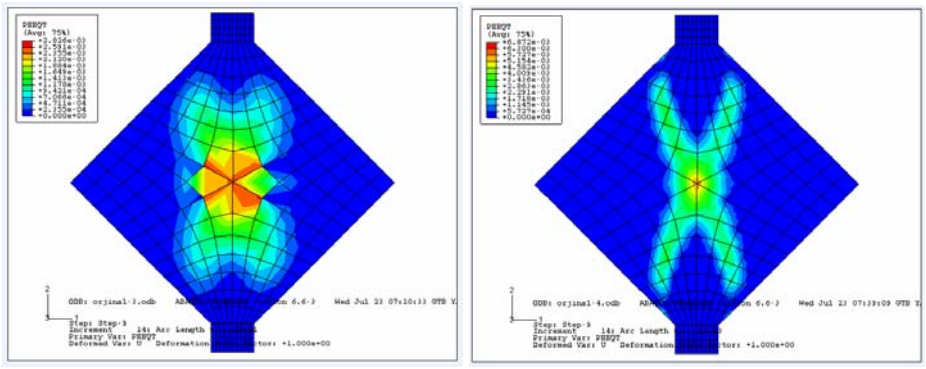
Şekil 4.53 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel sonuçlar ile karşılaştırması.

Şekil 4.53'de görüldüğü gibi genel olarak bütün modellerin (Beton dağılı çatlak modeli dışında) deney verileri ile uyumlu oldukları görülmektedir. Bu modellerin en kötü olanı başlıksız olarak tanımlanan Model-1'dir. Bu sonuç yükleme ve mesnetlenme koşulların iyi temsil edilmesinin gerekliliğini göstermektedir. Burada çelik başlıklar ile yükleme sistemi daha iyi temsil edilmiştir. Beklendiği gibi C3D20R elemanı C3D8R elemanına göre daha iyi sonuç vermektedir. Bunun sebebi C3D20R elemanında daha fazla nokta olmasıdır. Buna karşılık çözüm süresi C3D20R elemanında çok artmaktadır. Bu durumda sonuçların yaklaşıklığı göz önüne alınırsa, bütün pratik uygulamalar için C3D8R elemanının yeterli olduğu söylenebilir. Şekil 4.54'de en büyük düşey yüke karşılık gelen plastik şekildeğiştirmeler verilmiştir. Plastik şekildeğiştirmelerin olması bu bölgelerde çekme gerilmelerinin beton çekme dayanımını aştığını ve dolayısı ile çatlakların oluştuğunu göstermektedir. Bu şekillerde ayrıca deneyden elde edilen çatlak dağılımı da verilmiştir (Şekil 4.54.a). Deneysel gözlemlerden çatlakların düşey doğrultuda ve kesit ortasında ve numune alt ve üst başlıklarında kenarlara doğru da çatlakların oluştuğu gözlenmiştir. Yapılan analizlerde bütün modellerde çatlakların kesit ortasında oluştuğu gözlenmiştir. Model-1'de çatlak dağılımının simetrik olmaması alt

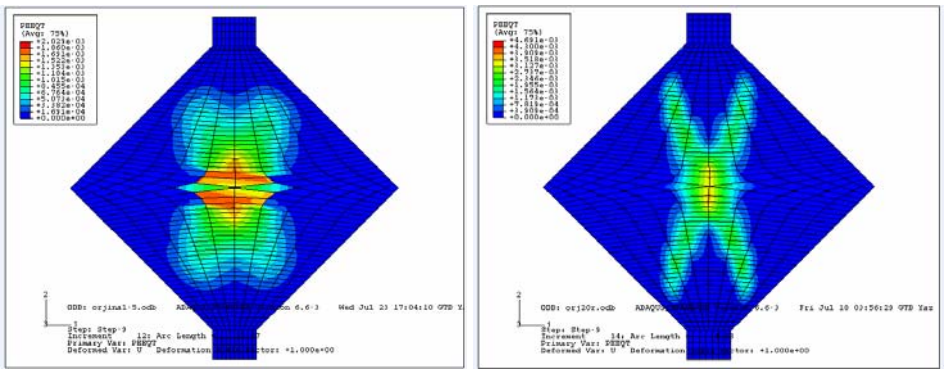
ve üst başlıkların mesnetlenme koşullarının farklı olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.



a) Deney b) Model–1



c) Model–2 d) Model–3

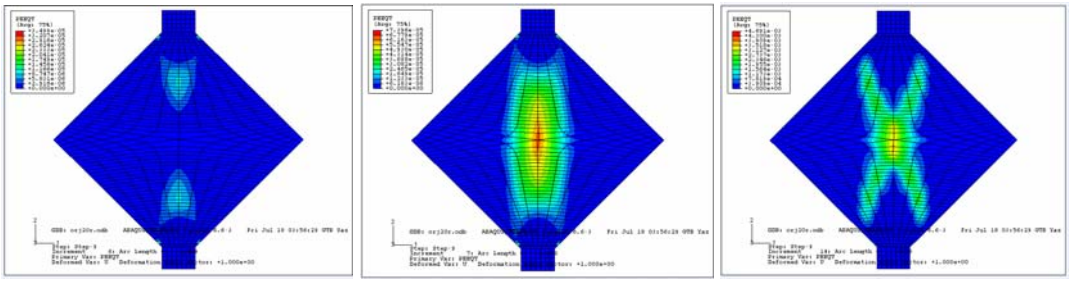


e) Model–4 f) Model–5

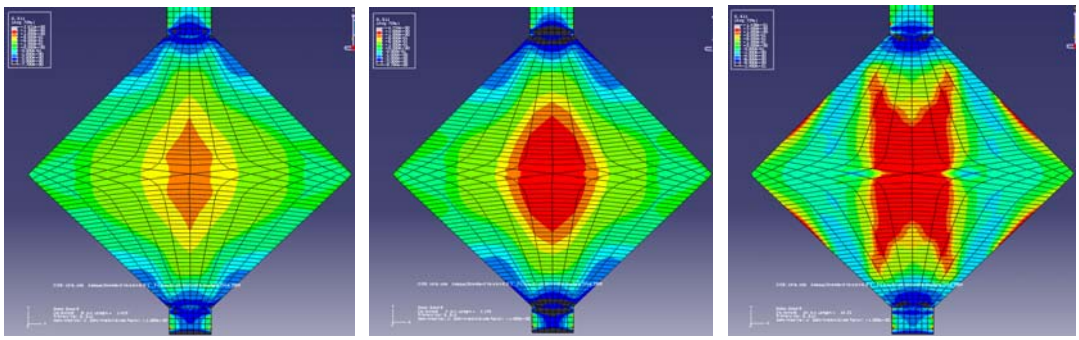
Şekil 4.54 : Teorik çatlak dağılımlarının deneysel gözlemler ile karşılaştırılması.

Şekil 4.55'de Model-5'e ait çatlak dağılımının başlangıcı ve yükleme adımları ile ilerlemesi sırası ile 6., 7. ve 14. yükleme adımları (şekilde soldan sağa doğru) ile verilmiştir. Bu yükleme adımlarındaki düşey yüklerin analizinde ulaşılan en büyük

düşey yüke oranları sırası ile 0.48, 0.67 ve 1.00'dır. Bu yükleme seviyelerinde oluşan en büyük plastik şekildeğiştirmeler sırası ile 0.00001, 0.00007 ve 0.0037 olarak gözlenmiştir. Bu yükleme seviyelerinde yatay yöndeki en büyük çekme gerilmeleri sırası ile 0.9, 1.3 ve 1.8 MPa olduğu görülmüştür. Şekilden görüldüğü gibi çatlaklar kesit başlıklarına yakın orta bölgelerinde oluşmakta ve ilerleyen yükleme adımlarında kesitin düşey yönünde boydan boya uzanmaktadır. Plastik şekildeğiştirme düzeylerine bakıldığında başlangıçta onbinde sekiz cıvarında olan plastik şekildeğiştirmeler ilerleyen yükleme adımlarında binde beş seviyelerine ulaşmaktadır.



Çatlak dağılımı



Yatay çekme gerilmeleri

Şekil 4.55 : Model-5'in çatlak ve yatay çekme gerilmelerinin dağılımının başlangıcı ve yükleme adımları ile ilerlemesi (6., 7. ve 14. yükleme adımlarında).

4.3.4.2 HPFRCC Paneller ile güçlendirilen numuneler

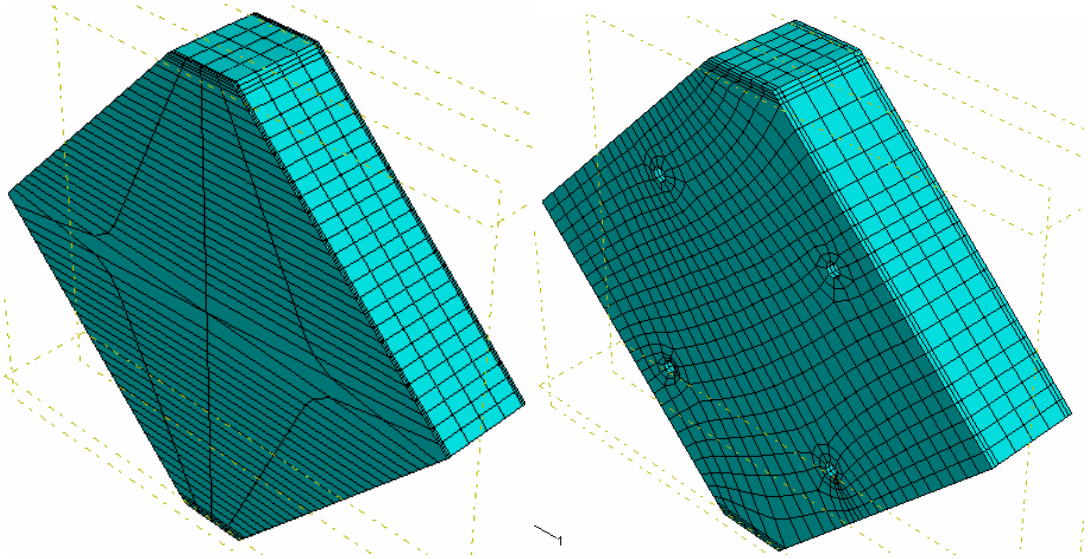
Bu bölümde HPFRCC paneller ile güçlendirilmiş toplam 10 farklı numunenin sonlu eleman analizi yapılmıştır. Analizler sonunda elde edilen düşey yük kapasiteleri, düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri ve hasar durumları deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

Modelleme

Beton için orijinal numunelerde kullanılan beton modeli kullanılmıştır. HPFRCC paneller için de ABAQUS tarafından sağlanan "hasarlı beton plastisite modeli" kullanılmıştır. HPFRCC panelin gerilme-şekildeğiştirme ilişkisini temsil etmek üzere standart silindir deneylerinden elde edilen değerler kullanılmıştır. Genel olarak ortalamayı iyi temsil ettiği düşünülen 180. güne ait %4 HPFRCC–1 standart numunesinin deneyinden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi kullanılmıştır. Çekme bölgesi için Şekil 4.52'de beton için verildiği şekilde çekme dayanımına kadar doğrusal daha sonra yatay devam eden iki doğru şeklinde modellenmiştir. İlgili gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Ek B Şekil B.23'de verilmiştir. Panellerin basınç dayanımı için 180. günde yapılan standart silindir deneylerinin ortalaması olarak 141 MPa ve elastisite modülü olarak 48960 MPa alınmıştır. HPFRCC paneller beton panel düşey yüklenmesi durumunda direkt çekme gerilmelerine maruz kalmaktadır. O yüzden direkt çekme dayanımları kullanılmalıdır. Direkt çekme dayanımlarını yarma çekme dayanımları 0.35/0.50=0.70 katsayısı ile çarpılarak elde edilmiştir. Panellerin yarma çekme dayanımları için 180. günde yapılan standart disk yarma deneylerinin ortalaması olan 17.9 MPa değeri kullanılmıştır. Panelin direkt çekme dayanımını bulmak için yarma çekme dayanımı 0.35/0.5=0.7 ile çarpılarak 12.5 MPa değeri bulunmuştur ve panellerin çekme dayanımı olarak bu değer alınmıştır. Ankrajlı numunelerde ankraj çubukları, somunlar, numune yükleme ve mesnet başlıkları çelik malzemesi olarak tanımlanmış ve malzeme gerilme-şekildeğiştirme davranışı doğrusal elastik olarak modellenmiştir. Çelik malzemesinin elastisite modülü 210000 MPa alınmıştır.

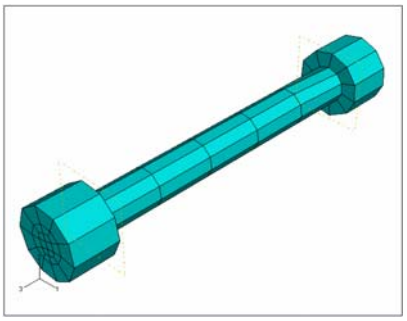
Sonlu eleman olarak C3D8R (8-node lineer brick) 8 düğümlü eleman kullanılmıştır. Güçlendirilmiş 10 numuneden beşinde HPFRCC plaklar beton panelin her iki yüzeyine sadece epoksi ile yapıştırılmıştır. Numunelerin diğer yarısında plakların beton panel yüzeylerine tutturulması için epoksi yanında ankraj uygulaması da

yapılmıştır. Ankraj uygulaması yapılmayan numunelerde beton panelin ağ sistemi Şekil 4.56.a'da, ankraj uygulaması yapılan numunelerde beton panelin ağ sistemi Şekil 4.56.b'de verilmiştir.



a) Ankrajsız numuneler b) Ankrajlı numuneler

Şekil 4.56 : Güçlendirilmiş numunelerde beton panellerin ağ sistemi.

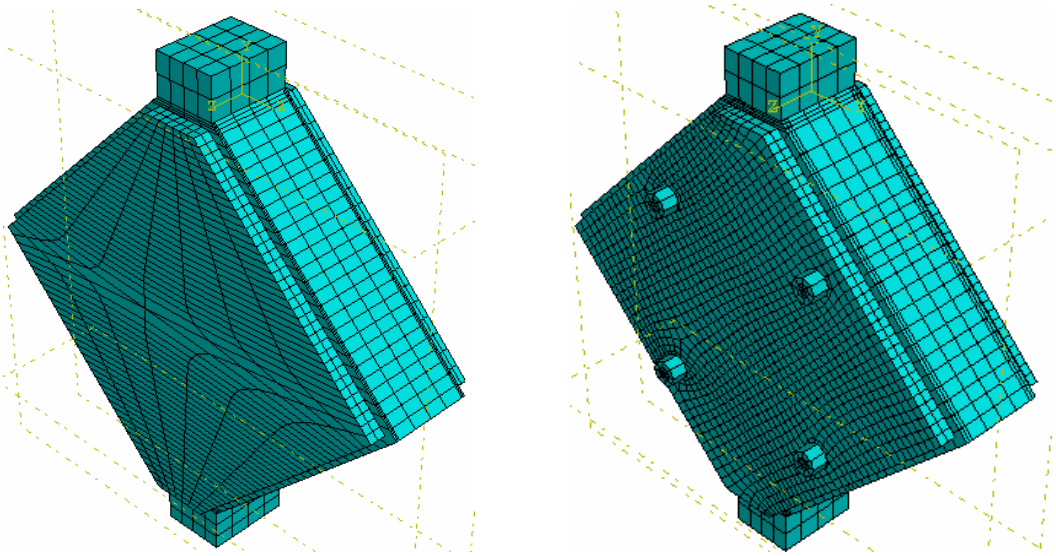


Şekil 4.57 : Ankrajlı numunelerde ankraj ve somun için kullanılan ağ sistemi.

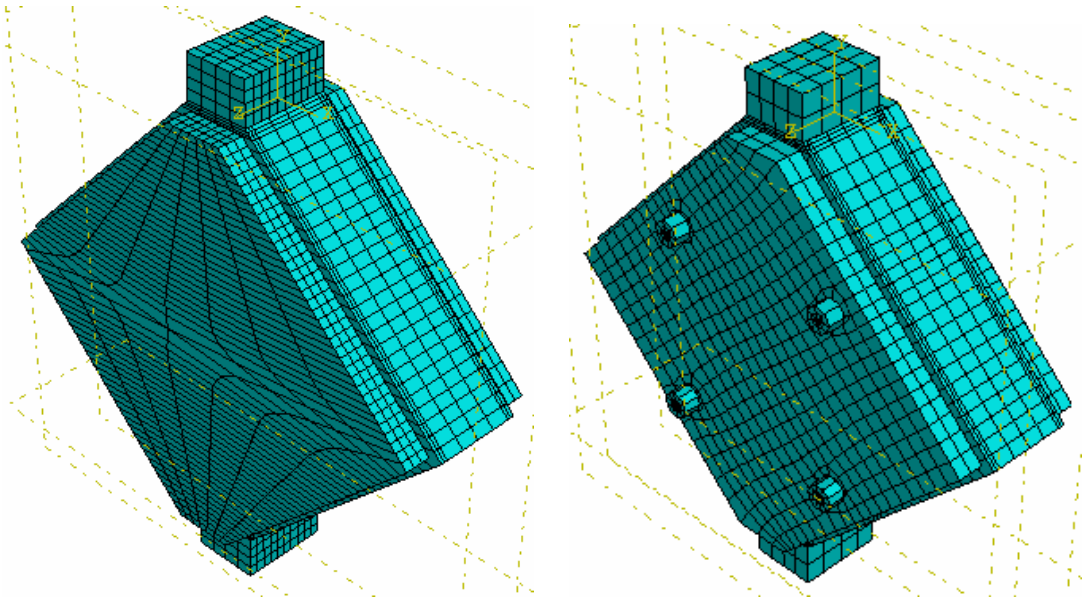
Şekilde görüldüğü gibi beton panelin alt ve üst başlıklarında ve HPFRCC paneller ile birleştiği bölgelere yakın yerlerde ağ sistemi sıklaştırılmıştır. Ankrajlı numunelerde ankraj çubuğu ve somunun ağ sistemi Şekil 4.57'de verilmiştir. Her bir numunenin ağ sistemi Şekil 4.58-62'de verilmiştir.

Bütün parçalar arasında temas yüzeyi tanımlanmıştır (Tie Constraint). Bu tanımlama çelik başlıklar ile beton numune arasında, HPFRCC plak ile beton panel arasında, ankraj çubukları ile beton panel ve HPFRCC plakalar ve somunlar ile HPFRCC plakalar arasında yapılmıştır. Daha önce de belirtildiği gibi temas yüzeyi

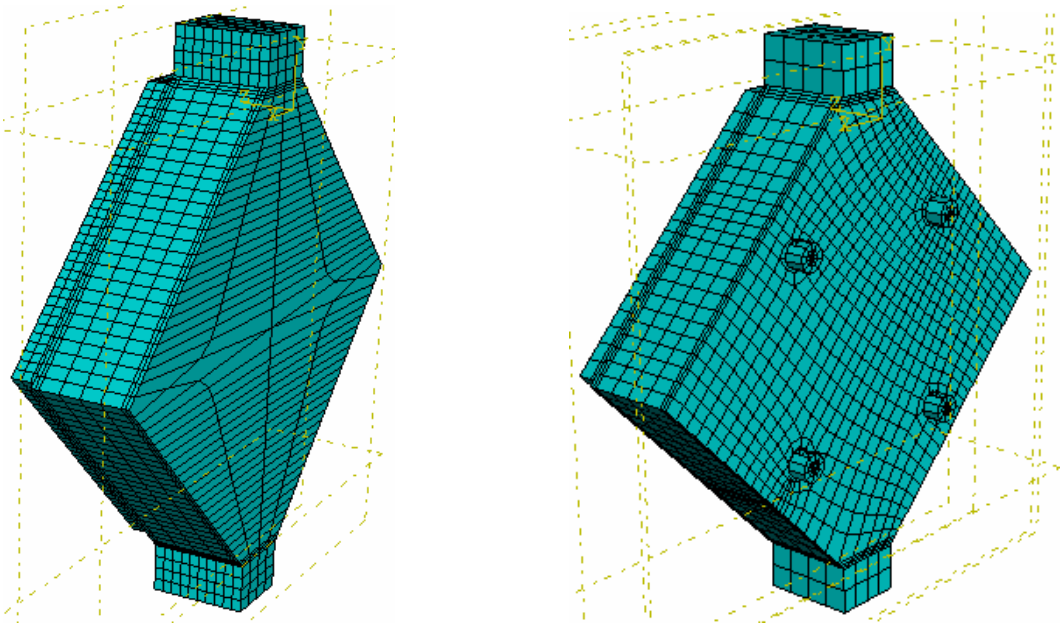
tanımlamasına göre parçaların birleştiği yüzeylerde entegrasyon noktalarında birbirine göre göreli bir hareket oluşmamaktadır.



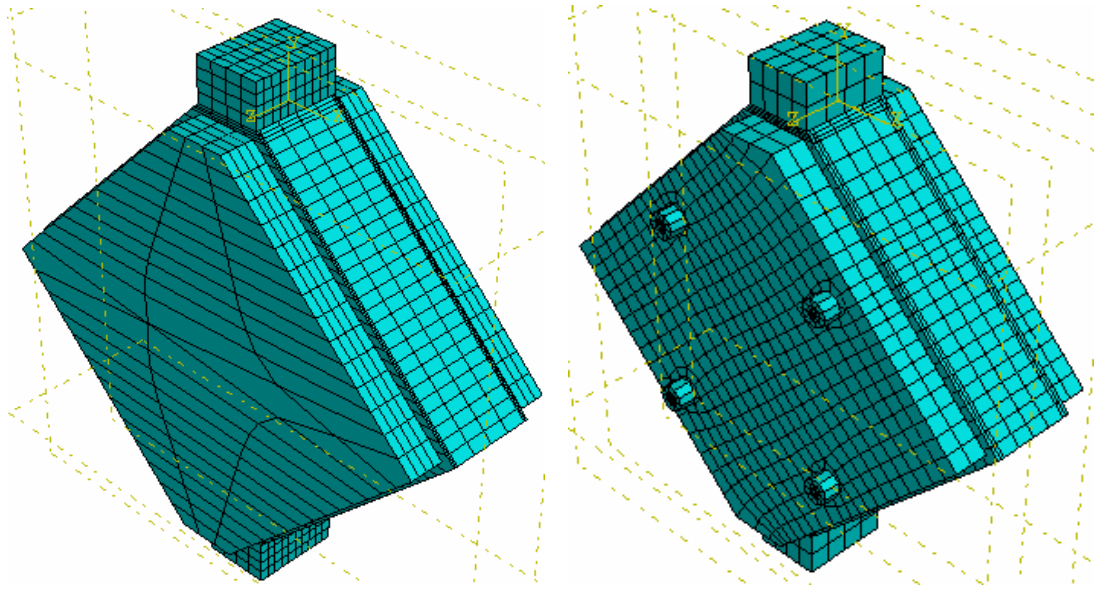
Şekil 4.58 : DS–HPFRCC–2 ve DS–HPFRCC–2–A numunelerinin ağ sistemi.



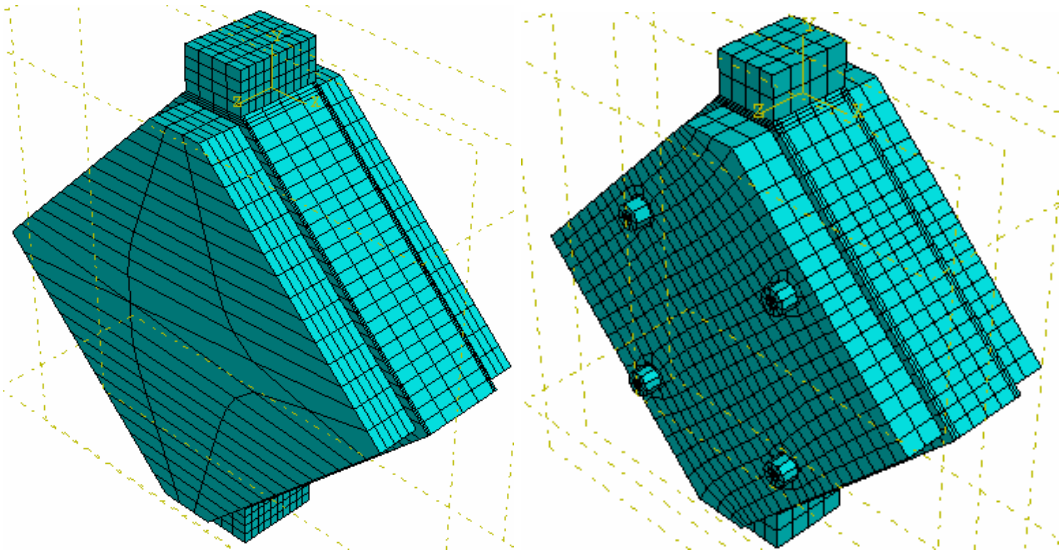
Şekil 4.59 : DS–HPFRCC–3 ve DS-HPFRCC–3–A numunelerinin ağ sistemi.



Şekil 4.60 : DS–HPFRCC–3–1side ve DS-HPFRCC–3–A–1side numunelerinin ağ sistemi.



Şekil 4.61 : DS–HPFRCC–4 ve DS–HPFRCC–4–A numunelerinin ağ sistemi.



Şekil 4.62 : DS–HPFRCC–5 ve DS–HPFRCC–5–A numunelerinin ağ sistemi.

Teorik sonuçların deney verileri ile karşılaştırılması

Çizelge 4.21'de analizlerinden elde edilen düşey yük kapasiteleri deneysel kapasiteler ile karşılaştırılmıştır.

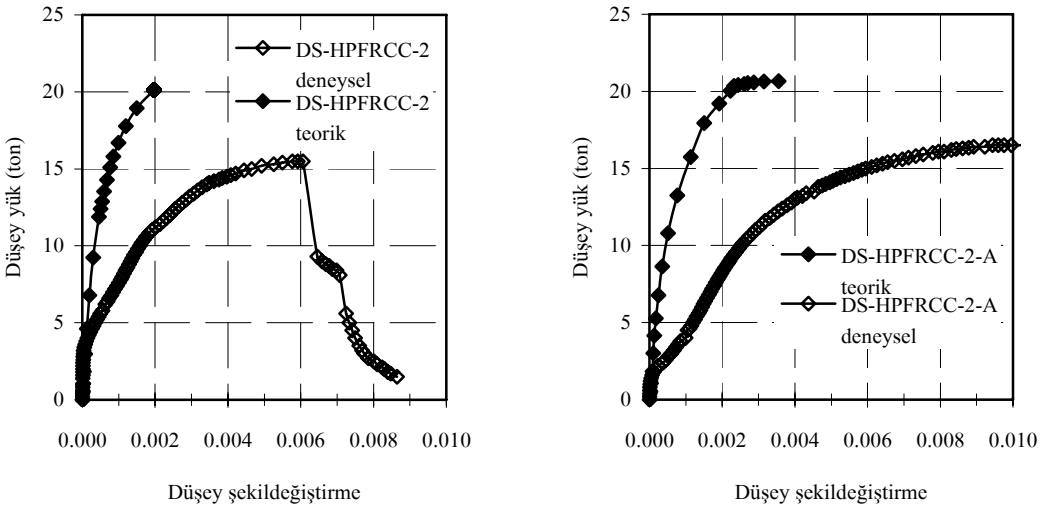
Çizelge 4.21 : HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların sonlu eleman çözümlemesi ile bulunan yük kapasitelerinin deney sonuçları ile karşılaştırılması.

	P_{max} (kN)		
Eleman İsmi	Deneysel	Teorik	Teorik/Deneysel
DS–O–a	104.0	99.40	0.92
DS–O–b	112.5		
DS–O–c	107.0		
DS–HPFRCC–2	155.0	201	1.30
DS–HPFRCC–3	155.0	230	1.48
DS–HPFRCC–3–1side	103.0	135	1.31
DS–HPFRCC–4	155.0	245	1.58
DS–HPFRCC–5	134.0	269	2.00*
DS–HPFRCC–2–A	166.0	206	1.24
DS–HPFRCC–3–A	227.5	245	1.08
DS–HPFRCC–3–A–1side	118.0	122	1.03
DS–HPFRCC–4–A	259.0	275.0	1.06
DS–HPFRCC–5–A	320.0	370.0	1.15
		Ortalama	1.20

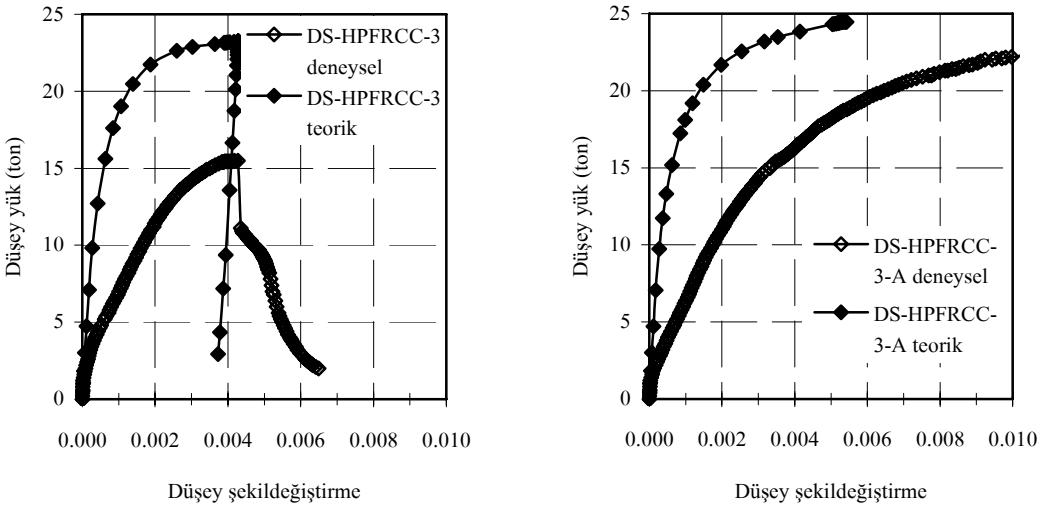
* Bu değer ortalamaya katılmamıştır.

Genel olarak numunelerin düşey yük kapasitelerinin yeterli bir yakınlıkta tahmin edildiği düşünülmektedir. Ortalama olarak analizlerden daha büyük değerler elde edilmiştir (ortalama olarak %25).

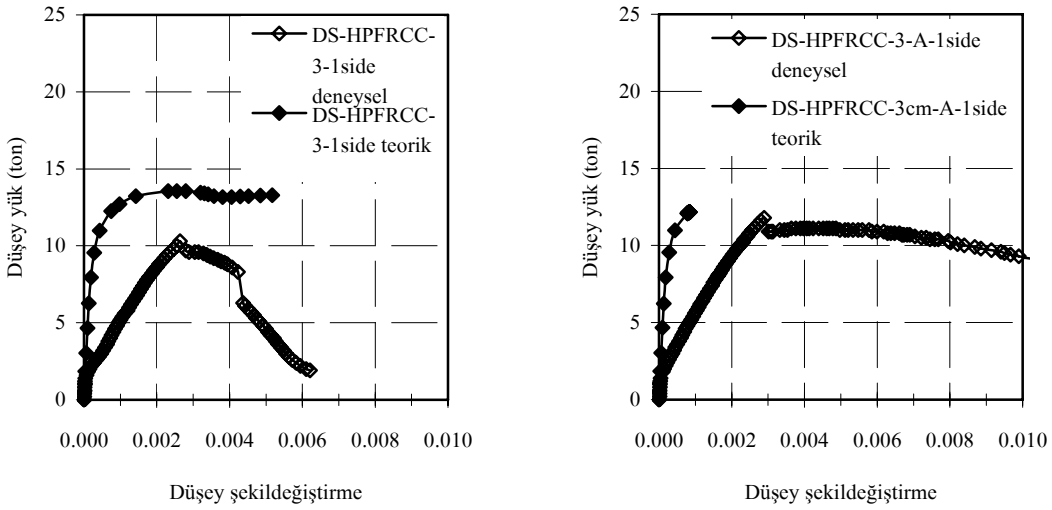
Şekil 4.63-67'de numunelerin sonlu elman analizinden elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. DS-HPFRCC-2-A numunesinin düşey şekildeğiştirmeleri panel üzerinden alınan ölçümlerden elde edilmiştir (ölçüm mesafesi~380 mm). Diğer numunelerdeki ölçümler numune toplam boyundan elde edilen ölçümlerdir (ölçüm mesafesi~490 mm). Şekil 4.63-67'de görüldüğü gibi göçme yükü iyi tahmin edilmesine rağmen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri için aynı başarı sağlanamamıştır. Numunelerden düşey yük kapasitesi en hatalı tahmin edilen DS-HPFRCC-5 numunesidir. Bunun en önemli sebeplerinden birisinin bu numunenin diğer ankrajsız numunelere göre deneysel düşey yük kapasitesinin daha düşük olmasıdır. Bunun sebebinin daha önce de belirtildiği gibi deneysel bir hatadan kaynaklanabileceği düşünülmektedir. Şekil 4.68'de DS-HPFRCC-2 ve DS-HPFRCC-5 numunelerinin düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrilerinin başlangıç kısımları verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi başlangıçtaki (düşük yükleme seviyelerinde) teorik ve deneysel sonuçlar birbiri ile uyumludur. Fakat ilerleyen aşamalarda numunedeki rijitlik değişimi teorik olarak elde edilememiştir. Bunun nedeninin beton ile güçlendirme plakaları arasındaki etkileşimin sonlu elemanlar modelinde yeteri doğrulukla tanımlanmamış olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Ayrıca numune ile güçlendirme plakaları arasındaki geçiş yüzeylerinde ağ sisteminin iyi modellenmemesinin de etkili olmuş olabileceği düşünülmektedir. Bu yüzden sonlu eleman modelinin güçlendirilmiş numuneler için geliştirilmesi gerekmektedir.



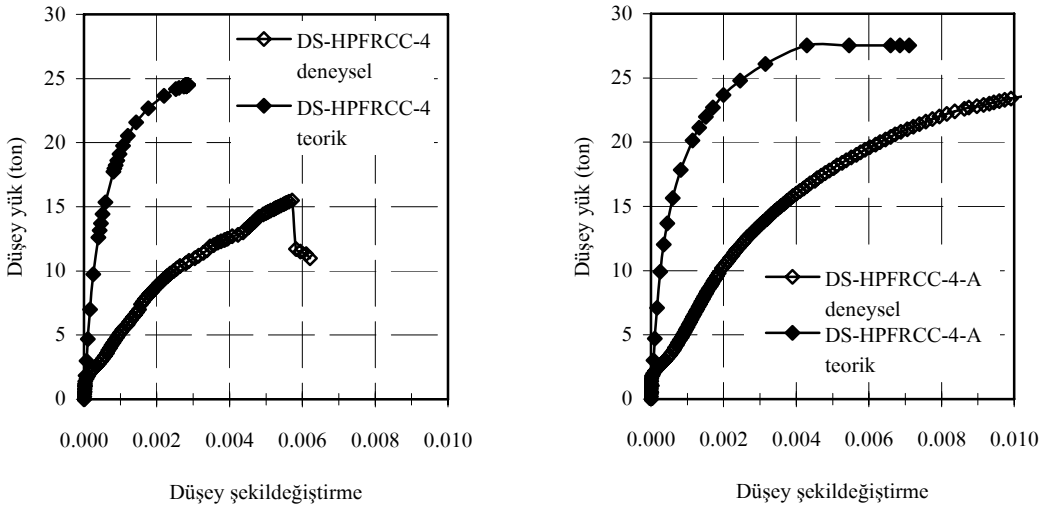
Şekil 4.63 : DS-HPFRCC-2 ve DS-HPFRCC-2-A numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması.



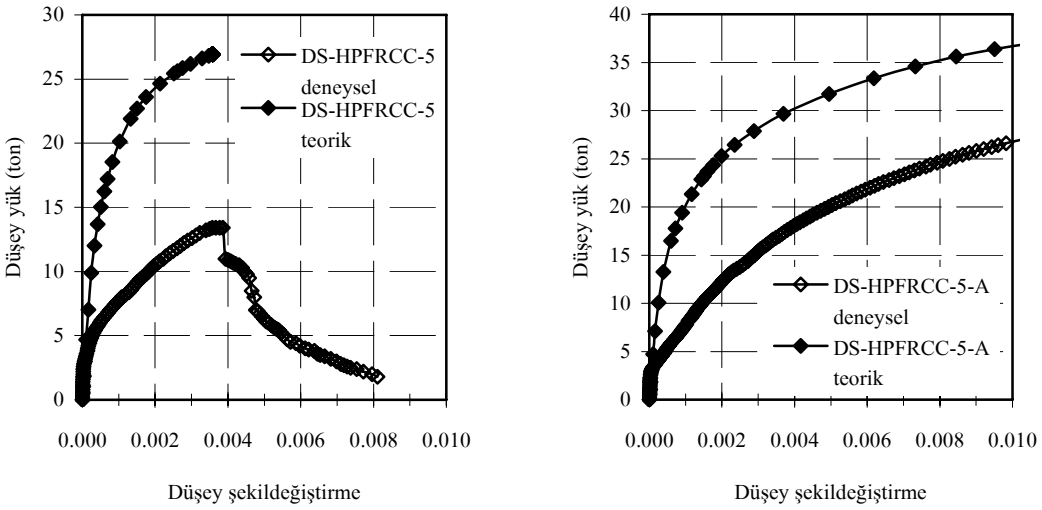
Şekil 4.64 : DS-HPFRCC-3 ve DS-HPFRCC-3-A numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması.



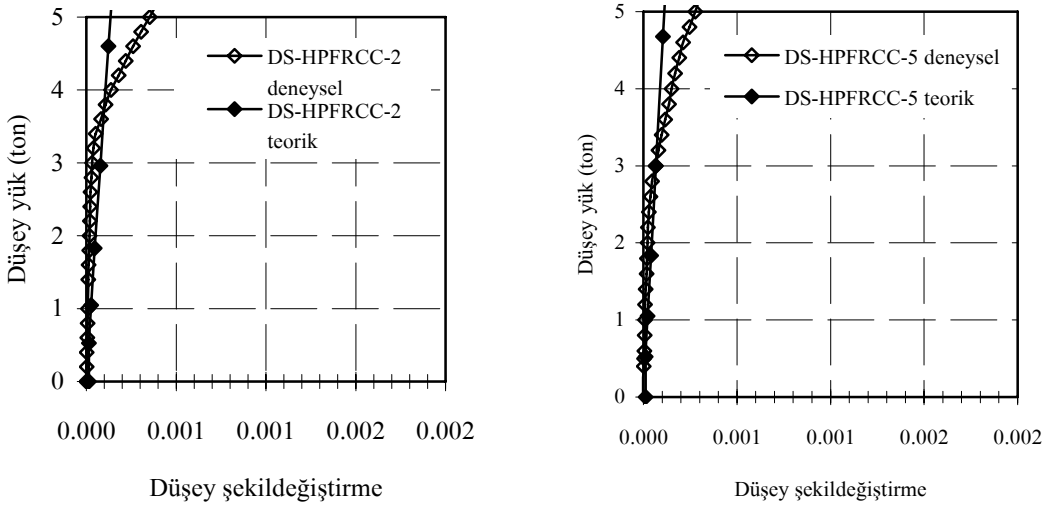
Şekil 4.65 : DS-HPFRCC-3-1side ve DS-HPFRCC-3-A-1side numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması.



Şekil 4.66 : DS-HPFRCC-4 ve DS-HPFRCC-4-A numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması.



Şekil 4.67 : DS-HPFRCC-5 ve DS-HPFRCC-5-A numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması.



Şekil 4.68 : DS-HPFRCC-2 ve DS-HPFRCC-5 numunelerinin sonlu eleman çözümlemesi ile elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması.

4.4 Sonuçlar

Bu deneysel çalışma kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesinde uygulanabilecek yöntem ve detayların birbirleri ile karşılaştırmalı olarak etkinliklerini incelemek amacı ile gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla deneysel çalışmada;

yetersiz beton basınç dayanıma sahip 400×400×100 mm boyutlarında 27 beton eleman; iki farklı güçlendirme tekniği ve değişik detaylar uygulanarak güçlendirilmiş ve monoton artan diyagonal çekme etkileri altında denenmiştir. Güçlendirme yöntemlerinin ilkinde, hacimce %4 çelik lif oranına sahip öndöküm HPFRCC paneller üretilmiş ve numune yüzeylerine yapıştırılmıştır. HPFRCC paneller ile güçlendirilen numunelerde, HPFRCC panel kalınlığı, uygulama detayları (HPFRCC panelin tek veya her iki yüzeye uygulanması) ve HPFRCC panellerin mevcut betona ankrajı çalışmada incelenen başlıca değişkenlerdir. Güçlendirme yöntemlerinin ikincisinde, karbon ve cam LP kompozitler, belirlenen detaylara göre numunelere yapıştırılmıştır. LP kompozitler ile güçlendirilen numunelerde ise, kullanılan kompozit türü, kat sayısı, uygulama detayları (kompozitin tek veya her iki yüzeye uygulanması) ve şekilleri (kompozitin tüm yüzeye veya şerit şeklinde yüzeyin bir bölümüne uygulanması) ile kompozitlerin mevcut betona ankrajı çalışmada incelenen başlıca değişkenlerdir.

Yapılan deneyler sonucunda hem LP ile güçlendirme hem de öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirme numunelerin performanslarını genel olarak iyileştirmiştir. Kayma dayanımı ve deformasyon yapabilme yeteneklerinde sağlanan iyileşme dikkate alındığında, her iki yöntemin de, ankraj uygulaması yapılması durumunda, kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme yüklerine karşı performansını artırmada kullanılabileceği sonucuna ulaşılmıştır. Her iki yöntem karşılaştırıldığında hem süneklik hem dayanım açısından HPFRCC paneller ile güçlendirilen numunelerin daha iyi performans gösterdikleri görülmüştür. Detaylar incelendiğinde ankraj uygulaması her iki yöntemde de performansı önemli derecede artırmış ve HPFRCC plakalar ile güçlendirilen numunelerde ankraj uygulaması LP ile güçlendirilen numunelere göre çok daha etkili olmuştur.

Deneysel sonuçlar ve sonlu eleman analizinden elde edilen teorik sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonlu eleman analizinin numunelerin yük kapasitelerini tahmin

etmede başarılı olduğu görülmüştür (yük kapasitesi açısından teorik olarak elde edilenler deneysel olarak elde edilenlerden ortalama olarak %20 daha fazla olmuştur). Eksenel yük-eksenel şekildeğiştirme ilişkilerinin tahmininde orijinal numunede çok başarılı bir sonuç elde edilirken aynı başarı güçlendirilmiş numuneler için elde edilememiştir.

Referans numuneler, HPFRCC ve LP ile güçlendirilmiş numunelerin göçme yükleri basit mekanik bilgiler kullanılarak tahmin edilmeye çalışılmıştır. Referans numunelerinde göçmenin beton panelde çatlak oluşturacak yüke eşit olacağı öngörülmüştür. Ankrajsız numunelerde deneyde gözlendiği gibi göçme HPFRCC plakanın veya LP'nin beton panelden ayrılmasını sağlayacak yüke eşit kabul edilmiştir. Ankrajlı numunelerde göçmenin beton panele ilave olarak HPFRCC plakanın çatlamasını sağlayacak yüke eşit kabul edilmiştir. Referans ve ankrajsız numunelerin (hem HPFRCC hem de LP ile güçlendirilen numuneler) göçme yükü deneye çok yakın tahmin edilmiştir (referans numunede %3, HPFRCC güçlendirilmiş ankrajsız numunelerde %9 ve LP ile güçlendirilmiş ankrajsız numunelerde %4 hata ile). Ankrajlı numunelerde göçme şekli hesap için öngörülen göçme şeklinden farklı olduğundan tahminler deney sonuçlarından uzak olmuştur. Bu numunelerde gözlenen göçme şekli başlık bölgesindeki betonun düzlem içi ve düzlem dışı genişleyerek ezilmesi ile gerçekleşmiştir.

Ön plana çıkan diğer sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

Referans elemanlardan elde edilen sonuçlar birbirine oldukça yakındır. Bu durum, kullanılan deney ve yükleme düzenekleri ile sağlıklı veri toplandığını ve elemanların üretiminde gerekli özenin gösterildiğini işaret etmektedir.

Uygulanan güçlendirme yöntemleri, beton elemanların davranışını önemli ölçüde iyileştirmiştir. Bu iyileşmenin; kayma dayanımında, şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinde, göçme biçiminde ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alanda artış ile gerçekleştiği gözlenmiştir.

Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanlara ait sonuçlar şöyledir:

Her iki yüzeyine öndöküm HPFRCC panel yapıştırılarak güçlendirilen ve ankraj uygulanmayan elemanların, referans elemanlara göre düşey yük kapasitelerinde %28-51, şekildeğiştirme yapabilme yeteneklerinde (süneklikte) %2-7 ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlarda %110-266 oranlarında artış sağlanmıştır. Bu alan artışları $\varepsilon_{c(0.75Pmax)}$, ilgili elemanın düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisindeki düşen kol üzerinde en büyük yükün 0.75'i seviyesine karşı gelen düşey şekildeğiştirme seviyesine kadar hesaplanmış alanlara göre hesaplanmıştır. Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamasında ise bu artışlar sırasıyla; %1, %56 ve %48'dir. Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamasında deformasyon kapasitesi güçlendirilmiş diğer numunelere göre daha az olmasına karşılık daha sünek olduğu görülmüştür.

Her iki yüzeyine öndöküm HPFRCC panel yapıştırılarak güçlendirilen ve ankraj uygulanan elemanların, referans elemanlara göre düşey yük kapasitelerinde %62-205, şekildeğiştirme yapabilme yeteneklerinde %14-123 ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlarda %1900-3200 oranlarında artışlar sağlanmıştır. Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamasında ise bu artışlar sırasıyla; %9, %186 ve %400'dür. Güçlendirme panel kalınlıkları arttıkça, en büyük yük kapasitelerinin ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanların sürekli arttığı görülmüştür. Ankrajsız numunelerde bu tür bir eğilim gözlenmemiştir. Bu durum ankrajlı ve ankrajsız numunelerdeki göçme şekillerinin farklı olmasından kaynaklanmıştır. Ankrajlı numunelerde göçme şekli başlık bölgesindeki plakanın düzlem dışı eğilmesi ile bu bölgedeki betonun ezilmesi şeklinde gerçekleştiğinden plakanın kalınlığının artması numunenin daha iyi performans göstermesi üzerinde etkili olmuştur. Buna karşılık ankrajsız numunelerde göçme plakanın beton numune yüzeyinden ince bir beton tabakasını alarak ayrılması

şeklinde gerçekleştiğinden plaka kalınlığının artması numunelerin performansı üzerinde çok etkili olmamıştır.

Öndöküm HPFRCC panellerle güçlendirilen elemanlarda, panellerin mevcut betona ankrajı, davranışı olumlu yönden etkilemiş, ankraj uygulanmayan elemanların tümünde paneller beton tabakasının ince bir bölümünü alarak betondan ayrılmış, ankraj uygulanan elemanlarda ise paneller ile beton arasında herhangi bir ayrılma olmamıştır. Ankraj uygulaması, elemanların yük kapasitelerinde, şekildeğiştirme yapabilme yeteneklerinde ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlarda, ankraj uygulanmayan elemanlara göre çok daha fazla artış sağlanmıştır.

Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamaları (DS-HPFRCC-3-A-1side ve DS-HPFRCC-3-1side), düşey yük kapasitesi, şekildeğiştirme yapabilme yetenekleri ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlar bakımından her iki yüzeye yapılan güçlendirme uygulamaları (DS-HPFRCC-3-A ve DS-HPFRCC-3) kadar etkin olamamıştır.

Öndöküm HPFRCC panellerin kolay uygulanabilir olması, meydana gelebilecek hata olasılığını çok düşük tutmaktadır. Bu yöntemle kolon veya kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi kolaylıkla yapılabilir.

LP kompozitler ile güçlendirilen elemanlara ait sonuçlar şöyledir:

LP kompozitler ile güçlendirilen elemanlarda, düşey yük kapasitesinde %1-%34 oranlarında artışlar elde edilmiştir.

Beton kalitesinin düşük olması nedeniyle; göçme modu, elemanların çoğunda LP kompozitin beton tabakasının ince bir bölümünü alarak elemandan ayrılması şeklinde gerçekleşmiştir.

Her iki yüzeye ve numunenin tüm yüzeyine yapılan güçlendirme uygulamalarında, kompozit türünden bağımsız olarak kayma dayanımında ve şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinde etkin bir artış sağlanmıştır. Kompozitin bir kat yerine iki kat

veya üç kat uygulanması, düşey yük kapasitelerinde etkin bir artışa sebep olmamıştır. Bunun en önemli sebebi LP kompozitin beton dayanımının düşük olması ve yer azlığından dolayı betona yapışmasının iyi bir şekilde sağlanamamış olmasıdır.

Aynı miktarda kompozit malzeme, ortada tek şerit veya yayılı üç şerit halinde elemanlara uygulanarak, uygulama şeklinin elemanların davranışına etkisi incelenmiştir. Bunun sonucunda, aynı miktarda kompozit malzemenin farklı biçimlerde uygulanmasıyla elde edilen sonuçların birbirine oldukça yakın olduğu görülmüştür. Bu durumda seçimin uygulama kolaylığı dikkate alınarak yapılmasının uygun olacağı sonucuna varılmıştır. Orta bölgeye diyagonal doğrultuda tek şerit olarak LP kompozitin uygulanmasının daha kolay olacağı düşünülmektedir. Ortada tek şerit veya yayılı üç şerit uygulamalarında, kompozitlerin birer kat yerine üçer kat uygulanması, elemanların kayma dayanımı ve şekildeğiştirme yapabilme yeteneğini daha da iyileştirilmiştir.

Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulaması, her iki yüzeye yapılan güçlendirme uygulaması kadar etkin olamamıştır. Bu uygulama sonucunda kayma dayanımında önemli bir artış sağlanamamış, fakat şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinde iyileşme sağlanmıştır. Ankraj olması durumda özellikle şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinde önemli miktarda iyileşme sağlanmıştır. Bu tür güçlendirme uygulamalarında, davranışın daha da iyileştirilmesi için LP kompozitlerin mevcut betona ankrajı sağlanmalıdır.

DS-G-A-2 ve DS-G-M-A-3 numunelerinde kullanılan ankrajlar, elemanların davranışını olumlu yönde etkilemiştir. Bu elemanlarda, özellikle süneklik ve enerji yutma özellikleri açısından ankraj uygulanmayan elemanlara göre daha iyi sonuçlar elde edilmiştir. Kullanılan ankrajlar nedeniyle LP kompozitler numune yüzeyinden kolayca sıyrılamamış, her iki numunede de göçme modu ileri şekildeğiştirme seviyelerinde düşey basınç gerilmeleri altında betonun ezilmesi şeklinde gerçekleşmiştir.

5. BETONARME KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM BÖLGELERİNİN YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI STATİK YATAY YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI VE BU DAVRANIŞININ İYİLEŞTİRİLMESİ

5.1 Giriş

Kolon-kiriş birleşim bölgeleri 1950'li yıllardan beri yapılarda kritik bölge olarak bilinir. Birleşim bölgeleri binaya etkiyen yatay yükler ve bu yükler sonucunda kolon ve kiriş gibi taşıyıcı elemanlarda oluşan kuvvetlerin aktarıldığı bir merkez konumundadırlar. Kuvvetlerin birleşim bölgelerinden elamanlar arası aktarımında oluşacak aksaklık bütün yapı davranışını etkileyecektir. Örneğin birleşim bölgesinin kesme kapasitesinin elemanlar arası kuvvetleri aktarmada yetersiz olması birleşim bölgesine birleşen elemanların kapasiteleri ne kadar yeterli olursa olsun o bölgede birleşim bölgesinin kapasitesinden daha fazla bir kuvvet aktarılamayacaktır. Ya da aynı şekilde birleşim bölgelerinin dönme kapasitelerinin yetersiz olması birleşime bileşen elemanların dönme kapasiteleri fazla olsa bile binanın maksimum yatay ötelemesini sınırlayacaktır. Sonuç olarak kolon-kiriş birleşim bölgesi binanın hem dayanımı hem de yerdeğiştirme kapasitesi üzerinde sınırlayıcı kilit bir rol oynamaktadır. Yapılacak hesapların geçerliliği için birleşim bölgelerinin dayanım ve yerdeğiştirme kapasitelerinin kontrol edilmesi gerekmektedir.

Daha önce yapılan çalışmalar Bölüm 2'de özetlenmiştir. Literatürde mevcut deneysel çalışmalardan edilen tecrübeye göre, birleşim bölgesinin kesme kapasitesinin yetersizliği ve kiriş boyuna donatılarının ankraj boyu eksikliği birleşim bölgelerinin yön değiştiren tekrarlı yükler altında göçmesine sebep olan iki önemli etkendir. Her iki durumda da mevcut literatürdeki bilgilere göre gevrek göçme meydana

gelmektedir. Bu da yapıların yatay yüklere karşı tasarımında istenmeyen bir göçme şeklidir. Daha önce kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışı ve güçlendirilmesi ile ilgili yapılan çalışmalarda malzeme karakteristikleri düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatı durumunu kapsayan çok az çalışma vardır. Bu çalışma kapsamında düşük dayanımlı beton ve düz yüzeyli donatıya sahip ülkemizdeki yapılardaki durumu temsil eden kolon-kiriş birleşim bölgelerinin yatay yükler altındaki davranışını incelemek ve yatay yüklere karşı dayanımını artırmak amacı ile 16 adet büyük ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesi deneyi yapılmıştır. Deneysel çalışma sonucunda bu tip elemanların davranışları araştırılmış ve uygulanabilir güçlendirme yöntemleri geliştirilmiştir. Bu bölüm iki ana alt bölüm şeklinde sunulmuştur. Birinci bölüm: mevcut kolon-kiriş birleşim bölgelerinin yön değiştiren tekrarlı statik yatay yükler altında davranışının incelenmesi, ikinci bölüm: mevcut kolon-kiriş birleşim bölgelerinin yön değiştiren tekrarlı yatay yükler altında davranışının iyileştirilmesi. Çalışmanın birinci bölümünde, gerçekleştirilen deneysel çalışma ile ilgili özet bilgi sunulacak ve elde edilen sonuçlar değerlendirilip mevcut kolon-kiriş birleşim bölgelerinin incelenen durum için davranışı ve zayıflıkları irdelenecektir. İkinci bölümde birinci bölümün sonucunda birleşim bölgelerinin belirlenen zayıflıklarını gidermeye yönelik yapılan güçlendirme çalışmaları ve bu çalışmalar sonucunda elde edilen sonuçlar verilecektir. Deneysel çalışma İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laburatuvarında gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışmaların değerlendirilmesinin ve teorik çalışmaların bir kısmı Purdue Üniversitesi, A.B.D.'de yapılmıştır.

5.2 Orijinal Numuneler

5.2.1 Kapsam ve amaç

Bölüm 2'de özetlenen çalışmalar içinde mevcut eski tip kolon-kiriş birleşim bölgelerinin davranışlarını inceleyen çok az sayıda çalışma mevcuttur. Düz yüzeyli

donatı ve 10 MPa gibi düşük dayanımlı beton düşünüldüğünde bu konuda yapılmış bir çalışma bulunmamaktadır. Birleşim bölgesi ulaşılması zor bir bölge olduğundan, daha önce yapılan çalışmalarda genel olarak birleşim bölgelerinin özel halleri incelenmiş ve bazı detaylar ihmal edilmiştir. Örneğin, kiriş kenarlarında olması gereken döşeme ve düzlem dışından birleşim bölgesine birleşen enine kirişler çalışmaların çoğunluğunda göz önüne alınmamıştır. Buna karşılık ACI-ASCE Committee 352 (2002)'ye göre döşemeler birleşim bölgelerinin performansını önemli derecede etkilemektedir. Ayrıca özetlenen çalışmalarda ulaşılan sonuçlardan da döşeme ve enine kirişin birleşim bölgesinin davranışını etkilediği görülmüştür.

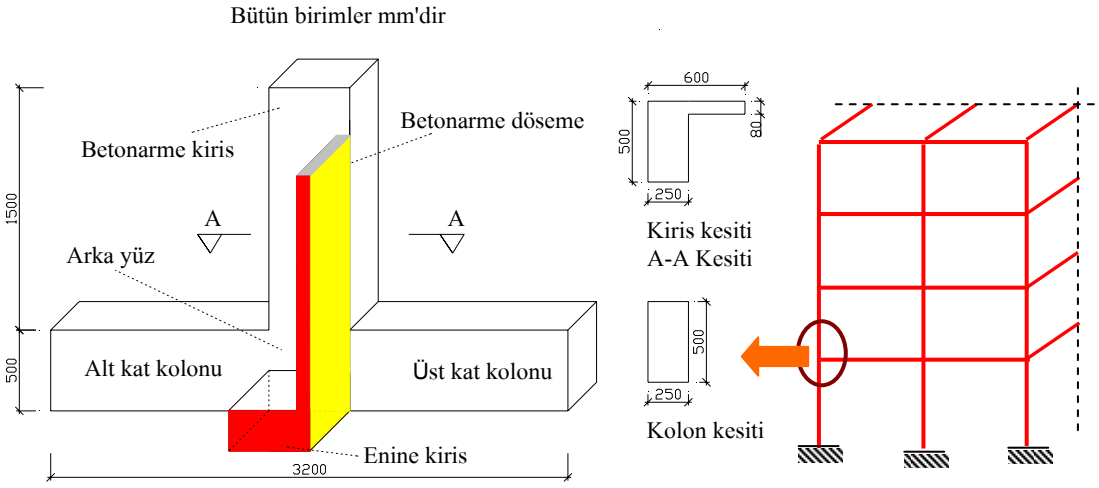
Deneysel çalışmada göz önüne alınan durumlara sahip (düşük dayanımlı beton, birleşim bölgesinde etriye olmaması ve kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesine 90^0 ile bükülmesi) kolon-kiriş birleşim bölgeleri üzerinde daha önce deneysel çalışma yapılmadığından ülkemizde sık olarak görülen bu tip kolon-kiriş birleşim bölgelerinin tekrarlı yatay yükler altındaki davranışını bilmek mevcut yapıların değerlendirilmesi açısından büyük önem kazanmaktadır. Bu bölüm kapsamında mevcut kolon-kiriş birleşim bölgelerinin yön değiştiren statik tekrarlı yatay yükler altındaki davranışını incelemek amacı ile iki seri büyük ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesi numuneleri denenmiştir. Çalışmada kolon eksenel yükü, yükleme planı, birleşimdeki etriye miktarı, enine kiriş ve döşeme olup olmaması ve kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesindeki kancalarının birbirine kaynaklanması değişken parametreler olarak alınmıştır. Çalışmanın bazı detayları özet bir şekilde Bedirhanoğlu ve diğ. (2009) tarafından yapılan çalışmada bulunabilir.

5.2.2 Deneysel çalışma ve sonuçlar

5.2.2.1 Numuneler

Bu bölüm iki seri (Seri 1 ve Seri 2) deneysel çalışmayı kapsamaktadır. Deneysel çalışmalar, Seri 1 kapsamında iki adet ve Seri 2 kapsamında da yedi adet olmak

üzere toplam dokuz adet büyük ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesi deneylerini kapsamaktadır. Seri 2 numunelerinde alt ve üst kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesinde 90 derece bükülerek oluşturulan gönyelerinin karşılıklı olarak birbirine kaynaklanması, Seri 2 numunelerini Seri 1 numunelerinden ayırmaktadır. Kolon-kiriş birleşim bölgesi çok katlı mevcut bir binanın orta katlarındaki bir köşe kolon-kiriş birleşim bölgesini temsil etmek üzere Şekil 5.2.1'deki gibi detaylandırılmıştır.



Şekil 5.2.1 : Numunelerin genel görünümü.

Şekil 5.2.1'de görüldüğü gibi numuneler iki kolon ve iki kirişten oluşmaktadır. Kirişler birbirine diktir. Kolonlardan birisi alt kat kolonun yarısını diğeri ise üst kat kolonunun yarısını temsil etmektedir. Numuneler kolonların boşta kalan uçlarından mesnetlenmiş, yön değiştiren tekrarlı yatay yükler kolonlar ile aynı düzlemde olan kirişe etkitilmiştir. Çevrimsel yatay yük, kolonlar ve yükleme kirişi tarafından oluşturulan düzleme paralel olarak etki ettirilmiştir. Yüklenen kiriş sadece "kiriş", diğer kiriş ise "enine kiriş" olarak adlandırılmıştır. Kirişler "L" kesit şekline sahiptir. Kirişlerin "L" kesit şeklini sağlayan döşeme parçası "döşeme" olarak adlandırılmıştır. Kolon ve kirişlerin oluşturduğu kesişim bölgesi birleşim bölgesi olarak adlandırılmıştır. Birleşim bölgesine enine kirişin birleştiği yüz "arka yüz" diğer yüz ise "ön yüz" olarak adlandırılmıştır. Numuneler deney kolaylığı açısından kolonlar yatay ve yük etki edilen kiriş düşey olacak şekilde denenmiştir. Bir numune dışında bütün numunelerde enine kiriş ve döşeme mevcuttur. Bütün numunelerin

boyutları aynıdır. Kiriş ve kolonlarının en kesit boyutları 250×500 mm, toplam iki yarım kat yüksekliğindeki kolonun uzunluğu 3.2 m ve kirişin uzunluğu 1.5 metredir. Enine yönde birleşim bölgesine bileşen kiriş (250×500 mm) ve 80 mm kalınlığında olan döşeme 350 mm uzunluğundadır. Kolon-kiriş birleşim bölgesi numunelerinde incelenen bölge sadece birleşim bölgesidir. Bu yüzden numune tasarımı diğer elemanlar güçlü, birleşim bölgesi zayıf olacak şekilde yapılmıştır. Temel amaç birleşim bölgelerinin yük kapasitesini artırarak kirişin eğilme kapasitesine ulaşmasını sağlamaktır. Dolayısıyla güçlendirilmemiş numunelerde kiriş daha eğilme kapasitesine ulaşmadan, birleşim bölgesinin kapasitesinin aşılması beklenmektedir. Güçlendirme ile kiriş eğilme kapasitesine ulaşılması durumunda kirişin kayma kapasitesinin aşılmaması sık etriyeler ile sağlanmıştır (Şekil 5.2.2). Kolon ve kirişlerin donatı tasarımı DBYBHY-07 (2007) (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik) ve TS-500 (2000) (Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım İlkeleri)'e göre yapılmıştır. Numunelere ait genel özellikler Çizelge 5.2.1'de verilmiştir.

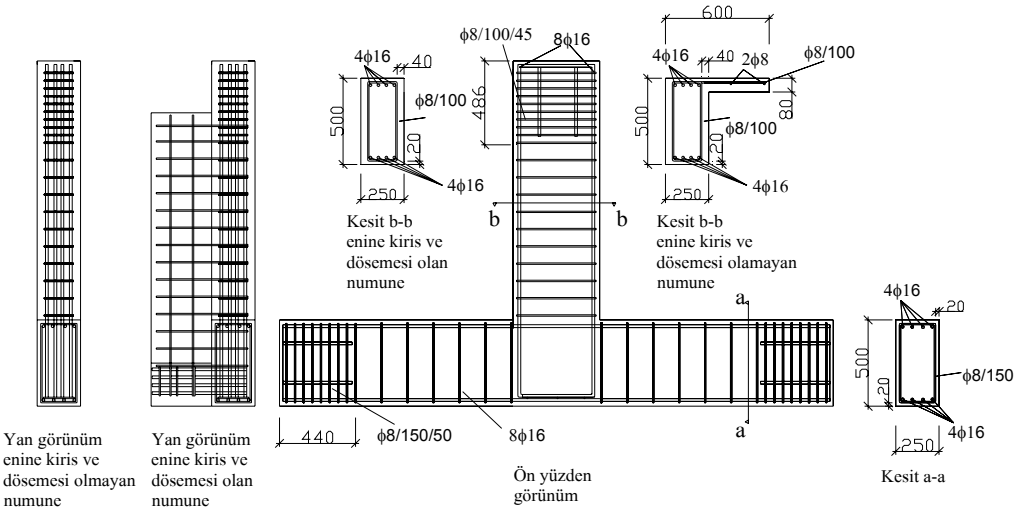
Çizelge 5.2.1 : Numune özellikleri.

Seri	No	Numune	Numune yaşı (gün)	Birleşim bölgesindeki enine donatı miktarı	Enine kiriş ve döşeme	Kolon eksenel yük oranı (%)**	Yükleme planı*
Seri 1	1	JO1	164	Yok	Var	12.5	1
	2	JO2	171	1ϕ8	Var	0	1
	3	JO3	179	4ϕ8	Var	0	1
	4	JO4	143	Yok	Var	50	2
	5	JO5	156	Yok	Yok	12.5	1
	6	JO6	176	Yok	Var	0	1
	7	JO7	197	Yok	Var	50	1
Seri 2	8	JW1	208	Yok	Var	12.5	1
	9	JW2	230	Yok	Var	12.5	1

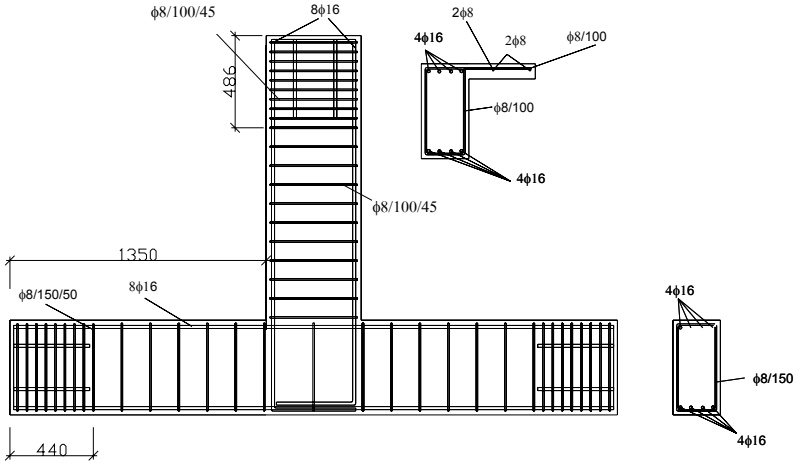
* Yükleme planı 2 Şekil 5.2.6.a ve yükleme planı 1 Şekil 5.2.6.b'de verilmiştir.

** Eksenel yük bölüm 5.2.2.3'de açıklanmıştır.

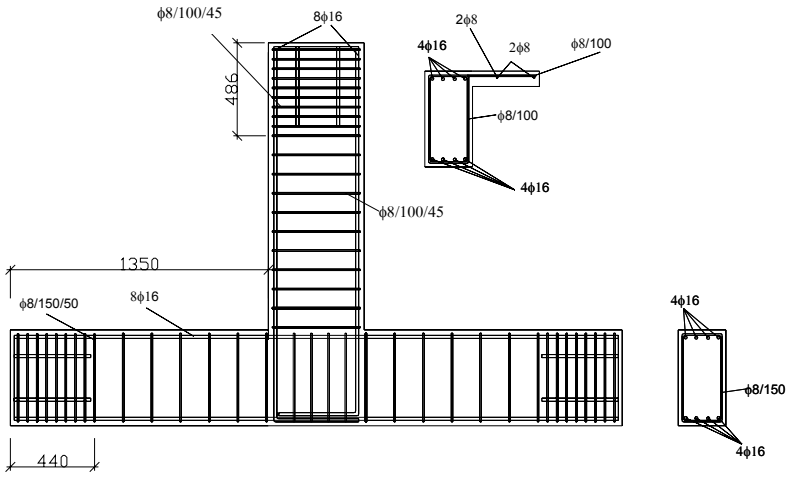
Şekil 5.2.2'de görüldüğü gibi boyuna donatı olarak kiriş ve kolonlarda 8'er adet 16 mm ve döşemelerde 2 adet 8 mm düz yüzeyli donatı kullanılmıştır. Enine donatı



(a)



(b)



(c)

Şekil 5.2.2 : Kolon-kiriş birleşim bölgesi numuneleri donatı detayları a) JO2 ve JO3 numuneleri dışındaki bütün numuneler b) JO2 numunesi c) JO3 numunesi.

olarak 8 mm düz yüzeyli donatı, kirişte 100 mm, kolonlarda 150 mm aralıklarla kullanılmıştır. İki numune dışında geri kalan bütün numunelerde birleşim bölgesine etriye konulmamıştır. Etriyenin etkisini görmek için bir numunede birleşim bölgesine bir adet bir numunede de birleşim bölgesine DBYBHY-07 (2007) koşullarını sağlayan dört adet etriye konulmuştur. Şekil 5.2.2'de numunelerde uygulanan donatı detayları verilmiştir.

5.2.2.2 Numunelerin üretimi ve malzeme deneyleri

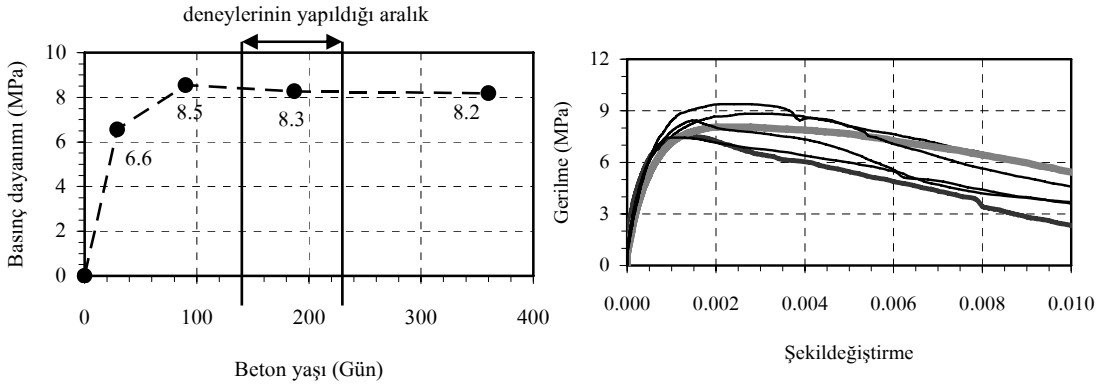
Numunelerin üretimi

Numunelerin üretimi ile ilgili betonun hazırlanması dışında bütün işlemler İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laburatuvarında gerçekleştirilmiştir. Numunelerin kalıp yapımı, donatıların bağlanması ve şekildeğiştirmeölçerlerin yapıştırılması Ek C.2.1'de verilmiştir. Ülkemizdeki mevcut eski yapıları temsil etmek amacı ile numunelerin ortalama beton basınç dayanımının yaklaşık 10 MPa olması öngörülmüştür. Bu kadar düşük dayanıma sahip hazır beton üretilmediğinden dolayı, yaklaşık 10 MPa dayanıma sahip ve kolay yerleştirilmesini sağlayacak akışkanlığa uygun bir beton karışımı elde etmek amacı ile betonun temin edileceği İston A.Ş. firmasından ön deneme beton karışımları yapılması istenmiştir. Bu amaçla İston A.Ş. firması tarafından beş adet 0.028 m^3'lük deneme beton karışımı yapılmış ve her karışım için 150×150×150 mm ebatlarında üçer adet küp numune üretilmiştir. Bu karışımlara ait 7. ve 28. gün basınç deneyleri yapılmış ve deneyler sonucunda Karışım 1 için 28 günlük standart silindir basınç dayanımı ortalama 10.6 MPa olarak elde edilmiştir. Dolayısı ile numunelerin betonu için istenilen yaklaşık 10 MPa basınç dayanımını sağlayacağı düşünülen Karışım 1'in kullanılmasına karar verilmiştir. Karışım 1'e ait karışım oranları Ek C Çizelge C.2.2'de, kullanılan agregaların elek analizi sonuçları Ek C Şekil C.2.8'de verilmiştir. Deneme karışımları ile ilgili detaylar Ek C.2.1.4'de verilmiştir. İston A.Ş. tarafından üretilen hazır beton bütün birleşim bölgesi numuneleri için aynı şartlarda, 17.12.2006

tarihinde, kalıplara dökülmüştür. Üretimden sonra numunelerden iki tanesinin (JW1 ve JW2) kiriş boyuna donatıları sıyrılmayı sınırlamak amacı ile kaynak yapılmış ve o bölgedeki beton, dayanımı daha yüksek olan çimento esaslı tamir harcı ile değiştirilmiştir. Bu uygulama ile ilgili detaylar ve ilgili resimler Ek C.2.1.5'de verilmiştir.

Malzeme özellikleri ve deneyleri

Bu bölümde numunelerin üretiminde kullanılan malzemelerin (beton ve düz yüzeyli inşaat demiri) mekanik özelliklerini belirlemek üzere yapılan deneyler ve sonuçları verilmiştir. Beton için 28., 90., 180. ve 360. günlerde standart silindir basınç ve standart disk yarma deneyleri yapılmıştır. Deneyler ile ilgili detaylar ve gerilme-şekildeğiştirme eğrileri Ek C.2.2'de verilmiştir. Beton ile ilgili yapılan malzeme deneyleri sonucunda bütün deneylerin yapıldığı tarihlere en yakın olan 180. gün standart silindir basınç ve disk yarma dayanımları sırası ile ortalama 8.3 MPa ve 1.3 MPa ve elastisite modülü 13200 MPa olarak ölçülmüştür. Şekil 5.2.3.a'da beton yaşı ile beton basınç dayanımı arasındaki değişim, Şekil 5.2.3.b'de ise 180. günde test edilen numunelere ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri verilmiştir.



a) b)

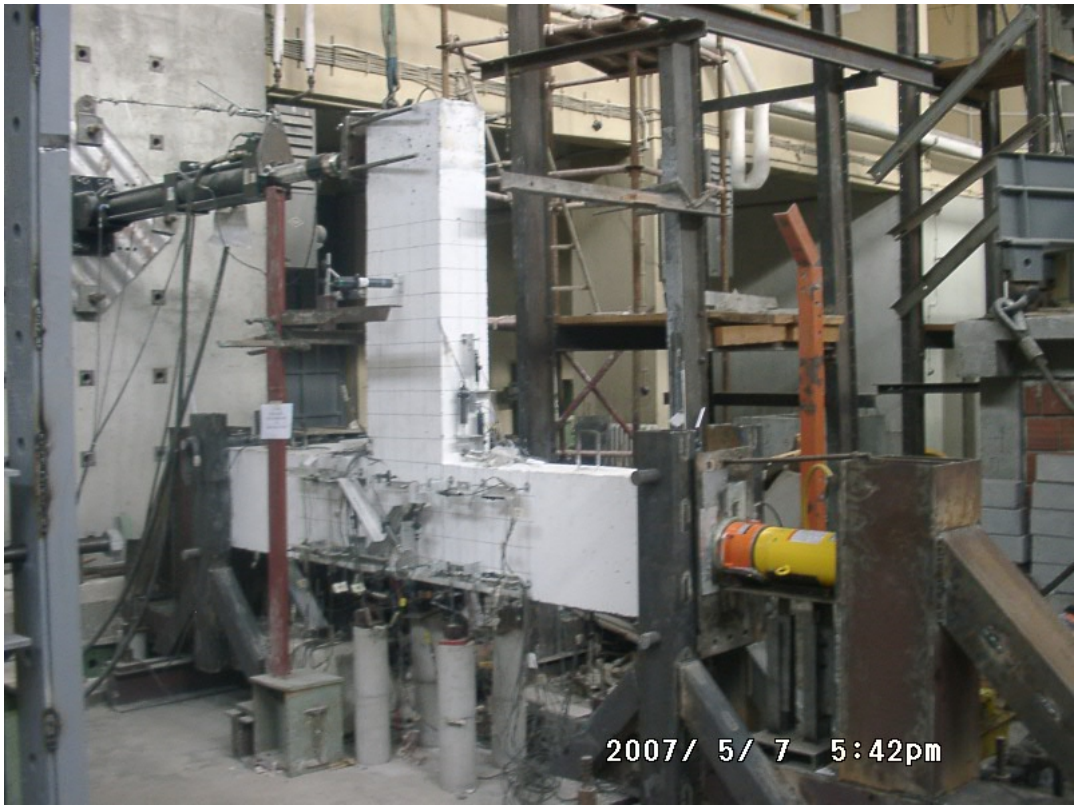
Şekil 5.2.3 : a) Beton yaşı-basınç dayanımı ilişkisi, b) gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (180. gün için).

Tüm numunelerde boyuna donatı olarak 16 mm çapında ve enine donatı olarak ise 8 mm çapında düz yüzeyli inşaat demiri kullanılmıştır. Her demir çapı için 8'er adet

numune alınıp çekme deneyleri yapılmıştır. Deneyler ile ilgili detaylar Ek C.2.2'de verilmiştir. Çekme deneyleri sonucunda 16 mm ve 8 mm çapındaki demirler için ortalama akma dayanımları 330 MPa, ve 312 MPa olarak ölçülmüştür. Seri 2 numunelerinde kullanılan ve BASF tarafından üretilen Emaco S88 çimento esaslı tamir harcının özellikleri Ek C.2.2.3'de verilmiştir.

5.2.2.3 Deney düzeneği ve yükleme sistemi

Detayları Ek C.2.3.1'de verilen deney düzeneği rijit bir yükleme duvarı önünde ve laboratuvar döşemesine yüksek mukavemetli bulonlarla sabitlenmiş, çelik profiller ve levhalardan oluşturulmuştur. Numune ve yükleme sisteminin genel görünümü Şekil 5.2.4'de gösterilmiştir. Deney düzeneği detay çizimi ise Şekil C.2.29'da verilmiştir.



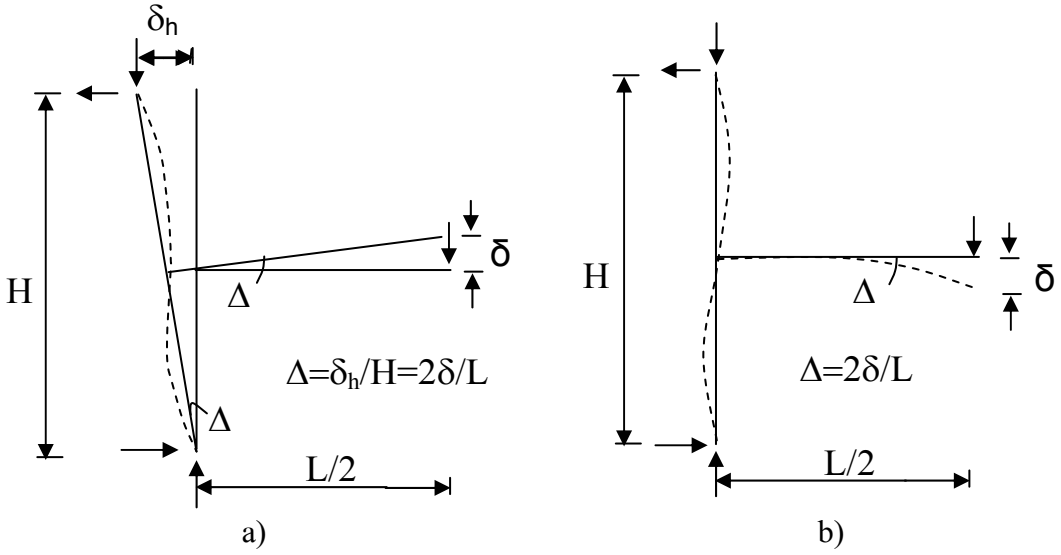
Şekil 5.2.4 : Numune ve yükleme sisteminin genel görünümü.

Numuneler iki kenarından deney düzeneğine basit mesnetli olarak bağlanarak, yaklaşık sabit eksenel yük ve yön değiştiren tekrarlı statik yatay yükler etkisinde

denenmişlerdir. Numuneler deney düzeneğine kiriş düşey konumda olacak şekilde yerleştirildiği için, yükler yatay doğrultuda uygulanmıştır. Deprem esnasında yapı elemanları dinamik yön değiştiren tekrarlı eğilme ve kesme etkilerinin yanı sıra değişken eksenel kuvvetlerin etkisindedir. Ancak bu durumun laboratuvar ortamında modellenmesi oldukça zor olduğundan yükler statik olarak etkitilmiş ve eksenel yük deney boyunca sabit tutulmaya çalışılmıştır (+/- %10 değişim). Statik yüklemeli deneylerin en büyük avantajı yüklemenin adım adım ve geniş bir zaman aralığında gerçekleşmesi nedeniyle eleman davranışının ve hasar durumunun çok daha sağlıklı ve detaylı bir şekilde gözlenebilmesidir. Yükleme çevrimleri numuneye adım adım uygulanan yerdeğiştirmeler ile gerçekleştirilmiştir. Her bir yerdeğiştirme adımı 9 saniyelik sürede verilmiştir. Bu sürenin ilk 2 saniyesinde hedeflenen yerdeğiştirme artışı gerçekleşmektedir. Sonraki 1 saniyede yükleme sistemi veri toplama sistemine sinyal göndermekte ve son 6 saniyede ise ölçüm cihazlarından alınan veriler toplanmaktadır. Veri toplama sistemi 1 kanaldan 0.06 saniyede veri alabilmektedir. Her bir yükleme adımında verilen yerdeğiştirme artışı genel olarak o çevrimdeki hedef yerdeğiştirmenin 1/10~1/20'si kadar olacak şekilde belirlenmiştir. Ancak büyük hedef yerdeğiştirmelere ulaşıldığında yükleme hızı hiç bir zaman 3 mm/adım seviyesinin üzerine çıkarılmamıştır. Numuneler üç farklı kolon eksenel yük düzeyine sahiptir. Bazı numunelere eksenel yük uygulanmamıştır. Diğer numunelere eksenel yük oranı 0.125 ve 0.50 olacak şekilde eksenel yük uygulanmıştır. Eksenel yük uygulanmayan numunelere sadece numunenin yatay hareketini önleyebilmek için % 1-3 arasında değişen küçük bir eksenel yük uygulanmıştır. Eksenel yük oranı Denklem 5.2.1'e göre hesaplanmıştır. Bu bağıntıda n eksenel yük oranı, N eksenel yük, f'_c beton eleman basınç dayanımı, b kolon enkesit genişliği ve h yüksekliğidir.

$$n = \frac{N}{f_c' bh} \qquad \textbf{(5.2.1)}$$

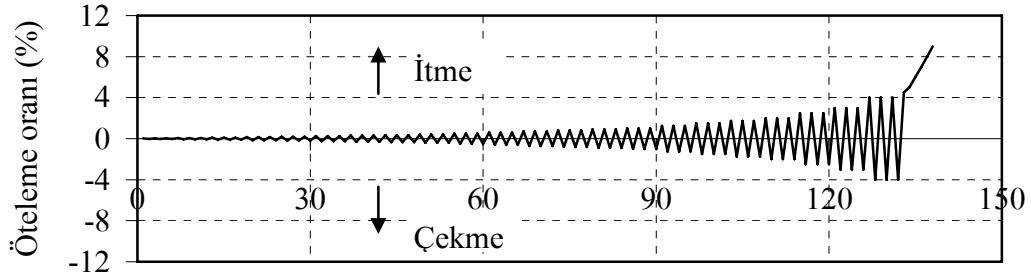
Tüm deneyler yerdeğiştirme kontrollü statik yükleme şeklinde gerçekleştirilmiştir. Numuneye deprem yükünü yansıtmak üzere itme ve çekme yönünde tekrarlı yön değiştiren yatay yerdeğiştirmeler uygulanmıştır. Numunenin kiriş tepe noktasının yaptığı yatay yerdeğiştirme (kontrol yerdeğiştirmesi, δ), kiriş L boyuna bölündüğü takdirde elde edilen oran öteleme oranı (δ/L) olarak tanımlanır. Bu öteleme oranının Şekil 5.2.5'de gösterildiği gerçek bir yapıdaki kat öteleme oranına karşılık geldiği düşünülmektedir.



Şekil 5.2.5 : Öteleme oranının tanımı; a) gerçek yapıdaki birleşim bölgesi b) laburatuvardaki birleşim bölgesi.

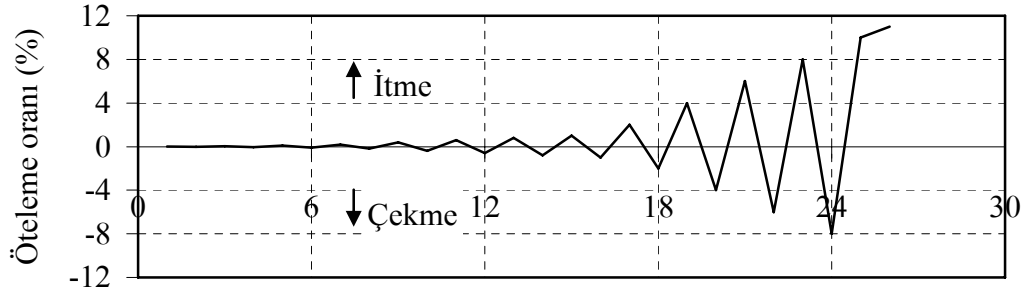
İşte bu öteleme oranının belli değerleri seçilerek yükleme adımları belirlenmiştir. Yükleme planının içerdiği 24 adet hedef yerdeğiştirme değerlerine karşı gelen öteleme oranları JO4 numunesi için; ±0.00025 (±0.34 mm), ±0.00050 (±0.68 mm), ±0.0010 (±1.36 mm), ±0.0015 (±2.04 mm), ±0.0020 (±2.72 mm), ±0.0025 (±3.4 mm), ±0.0030 (±4.08 mm), ±0.0035 (±4.76 mm), ±0.0040 (±5.44 mm), ±0.0050 (±6.8 mm), ±0.0060 (±8.16 mm), ±0.0070 (±9.52 mm), ±0.0080 (±10.80 mm), ±0.0090 (±12.24 mm), ±0.0100 (±13.60 mm), ±0.0125 (±17.0 mm), ±0.015 (±20.40 mm), ±0.0175 (±23.80 mm) ±0.020, (±27.2 mm), ±0.025 (±34.0 mm), ±0.030 (±40.8 mm), ±0.040 (±54.4 mm) diğer numuneler için uygulanan 12 adet hedef yerdeğiştirme değerlerine karşı gelen öteleme oranları; ±0.00025 (±0.34 mm),

±0.00050 (±0.68 mm), ±0.0010 (±1.36 mm), ±0.0020 (±2.72 mm), ±0.0040 (±5.44 mm), ±0.0080 (±10.80 mm), ±0.0100 (±13.60 mm), ±0.0200 (±27.2 mm), ±0.0400 (±54.4 mm), ±0.0600 (±81.6 mm) ve ±0.0800 (±108.8 mm) şeklinde uygulanmıştır. Her bir çevrim JO4 numunesi için üçer kez, diğer numuneler için birer kez tekrarlanmıştır. Örneğin, ±0.00025 (±0.34 mm) çevrimini tamamlamak için, 1 defa +0.34 mm itme yerdeğiştirmesi değerine, 1 defa da -0.34 mm çekme yerdeğiştirmesi değerine gidilmiştir. Tekrarlı çevrimsel yüklemelerden sonra JO4 numunesinde %9 (+122.4 mm) öteleme oranına kadar monotonik olarak gidilmiştir. Diğer numuneler için en büyük %8 tekrarlı yüklemeden sonra numunenin hasar durumuna göre en büyük %11 öteleme oranına bir veya iki monotonik adımda gidilmiştir. Sekil 5.2.6'da yükleme planı gösterilmiştir. Şekil 5.2.6'da her pik bir adım olarak gösterilmiştir. Bu durumda bir çevrim iki adımda gerçekleşmiş olacaktır.



Adım sayısı

a)



Adım sayısı

b)

Şekil 5.2.6 : Yükleme planı a) 2 (JO4 numunesi) b) 1 (diğer numuneler).

5.2.2.4 Ölçüm sistemi

Ölçüm sistemi TML yerdeğiştirmeölçerler, TML YFLA–5, KYOWA KFG–5 ve PL–60 tipi şekildeğiştirmeölçerler ve 1000 kN kapasiteli TML yükölçer ile MTS verenin dahili yükölçeri ve yerdeğiştirmeölçerinden oluşmaktadır. Ortalama 100 adet ölçüm kanalı kullanılmıştır. Bu çalışmada bütün ölçüm kanalları isimlendirilmiştir. Deney sonuçları verilirken bu isimlendirmeye atıf yapılacaktır. Ölçüm sistemi ile ilgili detaylar Ek C.2.3.2'de verilmiştir.

5.2.2.5 Deney sonuçları

Giriş

Bu bölümde deneysel çalışma sırasında yapılan ölçümler (yük, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeler) verilecektir. Deney düzeneği ve ölçüm sistemi Ek C.2.3'de verilmiştir. Deney sonuçları verilirken Ek C.2.3.2'de verilen ölçüm sisteminde ölçüm kanalları için verilen isimlendirme kullanılacaktır. Ölçüm sistemi, yükölçer, yerdeğiştirmeölçer ve şekildeğiştirmeölçerlerden oluşmaktadır. Bu bölüm kapsamında mevcut (orijinal) kolon-kiriş birleşim bölgelerinin yön değiştiren tekrarlı yatay yükler altında davranışının incelenmesi amacı ile denenen dokuz adet büyük ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesi numunesinden elde edilen deneysel sonuçlar verilmiştir. Kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasının etkisini incelemek için bu dokuz numuneden ikisinde kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesine 90^0 derece olarak bükülen kancaları birbirine kaynaklanmıştır.

Yatay yük-öteleme oranı, yerdeğiştirme ilişkileri

Bütün numunelere ait yatay yük-öteleme oranı ve yerdeğiştirme ilişkileri Ek C Şekil C.2.35'de verilmiştir. Numunenin toptan (global) yatay hareketi ve dönmesinden kaynaklanan yatay yerdeğiştirmeler sırası ile 62 ve 55 ile 56 nolu yerdeğiştirmeölçerler kullanılarak hesaplanmıştır. Kiriş tepe uç yerdeğiştirmesi numunenin bu toptan hareketi göz önüne alınarak düzeltilmiştir. Yatay yük kiriş tepe ucuna etki edilen yüktür. Pozitif yatay yük ve yerdeğiştirme döşeme boyuna

donatısını çekmeye çalıştıran yüklemeyi göstermektedir (yükleme düzeneği detayları için Şekil C.2.29'a bakınız). Ayrıca pozitif yatay yük itme ve negatif yatay yük çekme olarak da isimlendirilmiştir (Ek C Şekil C.2.29). JO7'de kolon boyuna donatılarının burkulmasından dolayı %6 öteleme oranına kadar çevrimsel yükleme yapılmış ve %7 öteleme oranına kadar numune monotonik olarak itilmiştir. Bu çalışmada sınır öteleme, numunelerin dayanımlarının en az %85'ini koruyabildikleri en büyük öteleme olup sınır öteleme oranı, sınır ötelemenin kiriş boyuna bölünmesi ile elde edilmiştir. Şekil C.2.35 incelendiğinde bütün numunelerde sınır öteleme oranının en az %4 olduğu ve yatay yük-yerdeğiştirme ilişkilerinde belirgin çevrim sıkışması olduğu görülmektedir. Numunelerin yatay yük taşıma kapasiteleri pozitif yönde 52-87 kN ve negatif yönde 46-73 kN arasında değişmektedir. Pozitif yönde yatay yük kapasitesinin fazla olması, bu yönde döşeme donatılarının da çekmeye çalışmasından kaynaklanmaktadır. Döşemesi olmayan JO5 numunesinde yatay yük kapasitesi beklendiği gibi her iki yöndeki yükleme için yaklaşık eşit olmuştur.

Moment-dönme ilişkileri

Moment-dönme ilişkileri her numunede kirişlerde üç bölge, kolonlarda iki bölge için ölçülmüştür. Kirişlerde Bölge 1, Bölge 2 ve Bölge 3 için sırası ile 21-22, 23-24 ve 25-26 nolu yerdeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Bu bölgeler Şekil C.2.30'da verilmiştir. Her bölgeye etki eden moment basit olarak kiriş tepe ucuna etki eden kuvvetin, moment-dönme ilişkisi hesaplanacak bölgenin merkezinin yatay kuvvetin etki ettiği yere olan mesafesi ile çarpılması sonucu elde edilmiştir. Dönme değerleri her bölgede kirişin üst ve alt bölgesinden ölçülen yerdeğiştirme değerleri toplanarak üst ve alt ölçüm yerleri arasındaki mesafeye bölünmesi ile elde edilmiştir. Kolon moment-dönme ilişkileri için alt kat kolonunda Bölge 1 için 27-30, Bölge 2 için 31-34, üst kat kolonu Bölge 1 için 39-42, Bölge 2 için 43-46 nolu kanallar kullanılmıştır. Birleşim bölgesinden ölçülen dönme için 51-54 nolu kanallar kullanılmıştır. Bütün grafikler karşılaştırma kolaylığı açısından aynı ölçekte verilmiştir. Ek. C'de Şekil

C.2.36, C.2.37 ve C.2.38'de sırası ile kiriş için üç bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri, birleşim bölgesi için yatay yük-dönme ilişkileri, ve kolonlar için iki bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri verilmiştir. Bu şekillerde numune ve ölçümlerin alındığı bölge isimleri de verilmiştir. Burada B1 Bölge 1, B2 Bölge 2 ve B3 Bölge 3'ü simgelemektedir.

Şekil C.2.36'da görüldüğü gibi kirişlerde dönmenin çok büyük bölümü Bölge 1'de meydana gelmektedir. Bölge 1'den alınan ölçümler Şekil C.2.30'da görüldüğü gibi kirişin birleşim bölgesi ile birleştiği bölgede kolon yüzeyinden itibaren 50 mm'lik bölgeden alınmıştır. Yerdeğiştirmeölçerin ucu kolon yüzeyine temas ettirilmiştir. Dolayısı ile Bölge 1'e dahil olan yerdeğiştirmelere kiriş kesitinin dönmesi dışında birleşim bölgesine gömülen kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından kaynaklanan yerdeğiştirmeler de dahil olmuştur. Bu bölgedeki dönmenin kirişin diğer bölgelerine göre çok büyük olması birleşim bölgesinden gelen yerdeğiştirme etkilerinden kaynaklanmaktadır. Bölüm 5.2.3'de Bölge 1'deki yerdeğiştirme bileşenleri ayrıştırılarak verilmiştir. Birleşim bölgesinin dönmesini (Şekil C.2.37) elde etmek için kullanılan yerdeğiştirmeölçerlerin ucu Şekil C.2.30'da görüldüğü gibi kolon ile birleşim bölgesinin kesiştiği bölgeye temas etmektedir. Buradan ölçülen ölçüm değerlerine numunenin bütün olarak dönmesi ve kolon dönmelerinden gelen etkiler de dahil olmaktadır. Bundan dolayı ölçülen dönmelerden numunenin bütün olarak dönmesi ve kolonların dönmesi çıkarılmıştır. Kolonun birleşim bölgesine yakın olan bölgelerinde kolon ile kolon-kiriş birleşim bölgesi yerdeğiştirmeleri iç içe girdiğinden dolayı bu bölgede kolon ve kolon-kiriş birleşim bölgesindeki yerdeğiştirmeleri bir birinden ayırmak çok güçtür. Çatlak dağılımına bağlı olarak kolondaki yerdeğiştirmelerin bir kısmı birleşim bölgesine kayabilmektedir. Ayrıca kolon ve birleşim bölgesinin birleştiği ara yüzde çatlak beklendiğinden bu bölgede ölçüm alacak yerdeğiştirmeölçerin ucunun değeceği referans noktası 20-30 mm birleşim bölgesinin içine monte edilmiştir. Dolayısı ile kolonlarda bu bölgelerden

alınan ölçümlere kolon yerdeğiştirmeleri yanında birleşim bölgesindeki yerdeğiştirmelerin bir kısmının da dahil olmuş olabileceği düşünülmektedir. Buna karşılık çalışmanın bu bölümünde olduğu gibi kolon ve kiriş elemanların elastik bölgede kalması durumu için burada yapılmış olan kabullerin makul olduğu düşünülebilir. Bu çalışmada kolonlarda Bölge 1'de ölçülen değerlere birleşim bölgesindeki yerdeğiştirmelerin bir kısmının da dahil olduğu kabul edilmiştir.

Donatı şekildeğiştirme ölçümleri

Donatı şekildeğiştirmeleri beton dökümünden önce donatı yüzeylerine yapıştırılan şekildeğiştirmeölçerler ile yapılmıştır. Kiriş ve kolon boyuna donatılarına sırası ile dörder ve sekizer adet şekildeğiştirmeölçer yerleştirilmiştir. Kiriş ve kolon etriyelerine dörder adet şekildeğiştirmeölçer yerleştirilmiştir. Bazı numunelerde döşeme boyuna donatılarına ve enine kiriş etriyelerine de şekildeğiştirmeölçer yerleştirilmiştir. Boyuna ve enine donatılardaki şekildeğiştirmeölçerler elemanın birleşime birleştiği yüzeye yakın noktalara yerleştirilmiştir. Etriyelerdeki şekildeğiştirmeölçerler etriyelerin yükleme yönüne paralel iki etriye kolunun orta bölgelerine yerleştirilmiştir. Ek C bölüm C.2.3.2'de donatı şekildeğiştirmeölçerlerin yerleri ve isimlendirmeleri detaylı bir şekilde verilmiştir. Az sayıda şekildeğiştirmeölçerler deney sırasında çalışmamıştır.

Kiriş boyuna donatı şekildeğiştirmeleri Ek. C'de Şekil C.2.39'da verilmiştir. Kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesine gömülen kısmında ölçülen şekildeğiştirme değerleri Şekil C.2.40'da verilmiştir. Döşeme boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri Şekil C.2.41'de verilmiştir. Kolon boyuna donatı şekildeğiştirmeleri Şekil C.2.42'de verilmiştir. Kiriş ve kolon etriyelerinden ölçülen şekildeğiştirme değerleri Şekil C.2.43'de verilmiştir. Birleşim bölgesindeki etriyelerden ölçülen şekildeğiştirme değerleri Şekil C.2.44'de verilmiştir. Bu şekillerde şekildeğiştirme değerleri kiriş öteleme oranına karşı çizilmiştir.

Grafiklerde numune isimleri verilmiştir. Ayrıca her grafikte ölçüm alınan yerin ismi yazılmıştır. İsimlere göre ölçüm yerleri Ek.C. 2.3.2'de verilmiştir.

Göçme

Ek C Şekil C.2.45-53'de bütün numuneler için %4 öteleme oranında çizilen çatlak şemaları verilmiştir. Aynı şekillerde deney sonunda numunelerin birleşim bölgelerindeki hasarı gösteren fotoğraflar da verilmiştir. Çatlak şemaları üzerindeki her bir çatlağa isim verilmiştir. Şekillerde %4 öteleme oranındaki çatlak genişlikleri da verilmiştir. Çatlak genişlikleri her bir çatlak için çatlağın en büyük olduğu yerden çatlağın iki kenarı arasındaki dik mesafe ölçülerek elde edilmiştir.

5.2.3 Deney sonuçlarının değerlendirilmesi ve kuramsal çalışma

Bu bölüm şu ana başlıkları içermektedir; 1-genel değerlendirme ve deney değişkenlerinin davranışa etkisi, 2-yatay yük kapasitesinin tahmini, 3-yerdeğiştirme bileşenleri, 4- basit çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkileri, 5-deprem yükleri altında zaman tanım alanında analiz.

5.2.3.1 Genel değerlendirme ve deney değişkenlerinin davranışa etkisi

Bu bölümde deney sonuçları karşılaştırılacak ve deney değişkenlerinin davranış üzerindeki etkisi incelenecektir. Seri 1 numunelerinde yükleme planı, kolon eksenel yük miktarı, enine kiriş ve döşemenin olup olmaması ve birleşimdeki etriye miktarının davranış üzerindeki etkileri incelenmiştir. Ek C Şekil C.2.54-62'de çevrimsel yüklemeden elde edilen yatay yük, kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirmeler, birleşim bölgesindeki diyagonal şekildeğiştirmeler, tarafsız eksen derinliği ve değişik bölgelerden ölçülen dönmelerin öteleme oranı ile değişimleri karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Yatay yük-öteleme oranı grafiklerinin sağ tarafındaki gösterge yatay yüklere denk gelen birleşim bölgesindeki kayma (τ_v) ve asal çekme gerilmelerini (σ_1 asal çekme gerilmeleri Denklem 5.2.19 kullanılarak elde edilmiştir) göstermektedir. Kayma gerilmeleri (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. Kayma gerilmelerinin nasıl hesaplandığı Bölüm 5.2.3.2'de detaylı olarak anlatılmıştır. Bu çalışmada birleşim bölgesindeki kesme kuvveti birleşim bölgesinde yatay kesme kuvvetini (kiriş eksenine paralel) ifade etmektedir. Asal çekme gerilmeleri (σ_1) ise birleşim bölgesinde iki eksenli gerilme durumu (kayma (τ_v) ve basınç (σ_N) gerilmeleri) düşünülerek temel mekanik ilkeleri ile Denklem 5.2.19 ile hesaplanmıştır. Daha detaylı bilgi Bölüm 5.2.3.2'de verilmiştir. Çizelge 5.2.2'de yatay yük kapasiteleri ve bu yüklere karşı gelen asal gerilmeler verilmiştir. Çizelge 5.2.3'de numunelerde önemli bölgelerde ölçülen en büyük şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeler verilmiştir. Çizelge 5.2.4'de deneyler sırasında gözlenen önemli durumlar özetlenmiştir. Çizelge 5.2.5'de deneyler sırasında birleşim bölgesinden ölçülen dönmeler ve diyagonal şekildeğiştirmeler verilmiştir. Çizelge 5.2.2'de görüldüğü gibi numunelerin yatay yük kapasiteleri JO5 dışında pozitif yönde her zaman daha büyüktür. Bu durum JO5 dışında bütün numunelerde döşemenin olması ve döşemede bulunan donatıların çekme kuvvetlerine katkıda bulunmasından kaynaklanmaktadır. JO5 numunesi dışında Seri 1 numunelerinin yatay yük kapasiteleri kendi aralarında itme yönünde en çok %19 çekme yönünde en çok %33

Çizelge 5.2.2 : Yatay yük kapasiteleri ve karşı gelen temel gerilmeler.

	Numunelerin yatay yük kapasitelerinde							
	Döşeme çekmeye çalışıyor				Döşeme basınca çalışıyor			
	F (kN)	τ_v (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	F (kN)	τ_v (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)
JO1	65.8	1.53	1.14	-2.05	53.3	1.20	0.83	-1.74
JO2	63.4	1.46	1.46	-1.46	55.0	1.27	1.27	-1.27
JO3	77.5	1.80	1.80	-1.80	61.0	1.41	1.41	-1.41
JO4	66.3	1.52	0.55	-4.20	61.0	1.41	0.48	-4.13
JO5	51.5	1.18	0.81	-1.72	51.4	1.18	0.81	-1.72
JO6	56.2	1.30	1.30	-1.30	46.0	1.10	1.10	-1.10
JO7	66.6	1.52	0.55	-4.20	55.1	1.27	0.40	-4.05
JW1	81.5	1.88	1.48	-2.39	70.8	1.63	1.24	-2.15
JW2	87.0	2.00	1.60	-2.51	73.0	1.70	1.30	-2.22
Ort.	Seri 1 = 64 Seri 2 = 84	Seri 1 = 1.5 Seri 2 = 1.9	Seri 1 = 1.1 Seri 2 = 1.5	Seri 1 = 2.4 Seri 2 = 2.5	Seri 1 = 55 Seri 2 = 72	Seri 1 = 1.3 Seri 2 = 1.7	Seri 1 = 0.9 Seri 2 = 1.3	Seri 1 = 2.2 Seri 2 = 2.2

Çizelge 5.2.3 : Donatılarda ölçülen en büyük şekildeğiştirmeler ve birleşim bölgesinde ölçülen en büyük şekildeğiştirmeler.

Numune	En büyük şekildeğiştirmeler						Birleşim bölgesindeki diyagonal şekildeğiştirmeler*	
	Kiriş boyuna donatısında	Döşeme boyuna donatısında	Kolon boyuna donatısında	Kiriş etriyelerinde	Kolon etriyelerinde	Birleşim etriyelerinde	Ön yüz	Arka yüz
JO1	0.00117	0.0019	0.00074	0.00039	0.00021	-	0.052	0.040
JO2	0.00158	0.0016	0.00096	0.00037	0.00015	0.00100	0.054	0.033
JO3	0.00152	0.0014	0.00100	0.00059	0.00016	0.00093	0.050	0.038
JO4	0.00131	-	0.00015	0.00090	0.00045	-	0.027	0.027
JO5	0.00114	-	0.00076	0.00023	0.00029	-	0.057	0.053
JO6	0.00121	-	0.00150	0.00017	0.00020	-	0.053	0.027
JO7	0.00131	-	0.00051	0.00026	0.00043	-	0.052	0.038
JW1	0.00170	-	0.00090	0.00060	0.00024	-	0.053	0.043
JW2	0.00180	-	0.00100	0.00070	0.00023	-	0.052	0.043
Ort.	0.00140	0.0016	0.00080	0.00042	0.00033	0.00097	0.050	0.038

*Birleşim bölgesine yerleştirilen LVDT'ler ile ölçülen diyagonal yöndeki uzamalardır. LVDT'ler ön yüz birleşim bölgesine kolon eksenine göre 45^0 ve arka yüzde 27^0 açı ile yerleştirilmiştir. Ön ve arka yüzdeki ölçüm mesafeleri yaklaşık 480 mm ve 320 mm'dir.

Çizelge 5.2.4 : Gözlenen önemli durumlar.

	Öteleme oranı			Kiriş ucuna etki eden yük		Numunelerin yatay yük kapasitelerinde				
	İlk eğilme çatlağı	Birleşimde ilk eğik çatlak	En büyük yatay yükte	İlk eğilme çatlağı oluştuğunda	Birleşimde ilk eğik çatlak	Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirmeler	Birleşim bölgesi ön yüzdeki diyagonal kayma şekildeğiştirmeleri		Birleşim bölgesi arka yüzdeki diyagonal kayma şekildeğiştirmeleri	
							LVDT*	SG*	LVDT*	SG*
JO1	1/1000	4/1000	0.020	21	46	0.0011	0.0040	0.0280	0.0022	0.00200
JO2	1/1000	6/1000	0.035	17	39	0.0014	0.0042	0.0056	0.0020	-0.00003
JO3	1/1000	6/1000	0.059	17	38	0.0015	0.0140	0.0024	0.0077	0.00270
JO4	1/2000	7/1000	0.0125	17	58	0.0010	0.0008	0.0026	-0.000006	0.00220
JO5	1/1000	4/1000	0.020	22	41	0.0011	0.0028	0.00036	0.0036	0.00014
JO6	1/2000	6/1000	0.036	11	33	0.0011	0.0059	0.036	0.0029	0.00480
JO7	1/1000	4/1000	0.02	22	47	0.0011	0.0009	0.010	0.0018	-0.00003
JW1	1/2000	8/1000	0.02	13	60	0.0016	0.0047	0.0024	0.0012	-0.00009
JW2	1/1000	10/1000	0.02	19	68	0.0017	0.0038	0.0001	0.0023	0.00170

* LVDT : Yerdeğiştirmeölçer, SG : Şekildeğiştirmeölçer

farklılık göstermiştir. Kolonda eksenel yükün olması ve birleşimde etriye miktarının artması ile numunelerin yatay yük kapasiteleri artmıştır. Kolon eksenel yükü numunelerin yatay yük kapasiteleri üzerinde birleşimdeki etriye miktarı kadar etkili olmamıştır. Çizelge 5.2.3 ve Çizelge 5.2.4'de görüldüğü gibi hiçbir numunede kiriş ve kolonların boyuna donatıları akma şekildeğiştirmesini geçmemiştir. Bu durum

kiriş ve kolonların eğilme momenti kapasitesine ulaşmadıklarını ve göçmenin birleşim bölgesinin kapasitesine ulaşmasından kaynaklandığını göstermektedir. Buna karşılık kiriş birleşim ara kesitinde Şekil C.2.45-53'de görüldüğü gibi genişlikleri 20 mm'ye varan çatlaklar oluşmuştur. Bu çatlak genişliklerinde donatının akmamış olması ancak donatı ile beton arasındaki rölatif bir hareket ile açıklanabilir. Seri 2 numunelerinin yatay yük kapasiteleri Seri 1 numunelerinin yatay yük kapasitelerinden önemli bir miktarda daha büyük olduğu açık bir şekilde gözlenmiştir. Seri 1 ve Seri 2 numunelerinde ilk eğik çatlağın oluştuğu andaki kiriş yatay yükü numune yatay yük kapasitesinin sırası ile ortalama %67 ve %76'sı olduğu görülmektedir. Buna karşılık Meinheit ve Jirsa (1981) ilk eğik çatlağın numune kapasitesinin yarısına denk gelen yükte oluştuğunu gözlemişlerdir. Ayrıca Seri 2 numunelerinde birleşim bölgesinde eğik çatlağın ilk oluştuğu andaki yatay kiriş yükü Seri 1 numunelerinden daha büyüktür. Yukarıdaki iki durum Seri 1 numunelerinde yatay yük kapasitesinin kiriş boyuna donatılarının sıyrılması (ankraj göçmesi) tarafından sınırlandığını göstermektedir. Seri 2'deki numunelerinin kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması ile sıyrılma sınırlandırılarak, donatıların kapasitelerinin daha büyük bölümü kullanılabilmiş ve daha büyük yatay yük kapasitelerine ulaşılmıştır. Ancak bu durumda bile kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirmeler donatının akma gerilmesine karşılık gelen akma şekildeğiştirmesini (=0.0017) geçmemiştir. Çizelge 5.2.3'de görüldüğü bütün numunelerde en büyük donatı şekildeğiştirmeleri döşeme donatıları dışında genel olarak akma şekildeğiştirmesinden daha küçüktür. Kiriş ve kolon etriyelerindeki şekildeğiştirmelerin çok küçük olması, bu elemanlarda kesme etkilerinin büyük olmadığını göstermektedir. Kolon boyuna donatıları akma şekildeğiştirmesini geçmemiş, kiriş boyuna donatılarının şekildeğiştirmelerinden daha küçük değerler ölçülmüştür. Bu da beklendiği gibi kolonların kirişlerden daha az zorlandığını açık olarak göstermektedir.

Birleşim bölgesindeki en büyük diyagonal şekildeğiştirmeler (Çizelge 5.2.3) ve numunelerin yatay yük kapasitelerindeki diyagonal şekildeğiştirmeler (Çizelge 5.2.4) incelendiğinde numunelerin yatay yük kapasitelerine karşılık gelen diyagonal şekildeğiştirmelerin deney boyunca ölçülen en büyük diyagonal şekildeğiştirmelerden çok daha küçük olduğu görülmektedir. Bu durum genel olarak diyagonal şekildeğiştirmelerin numuneler yatay yük kapasitelerine ulaştıktan sonra arttığını göstermektedir.

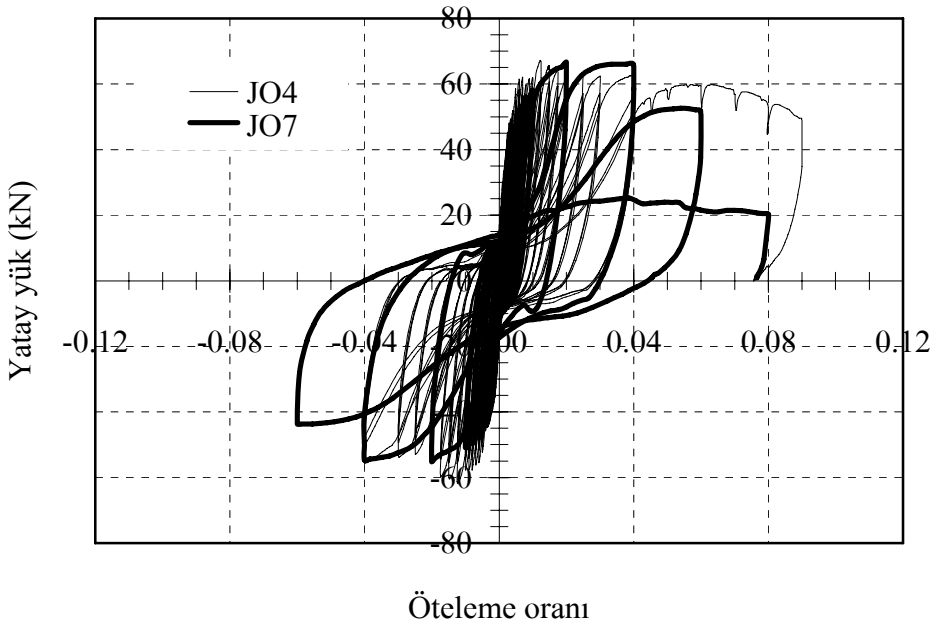
Çizelge 5.2.5 : Birleşim bölgesindeki dönmeler ve diyagonal şekildeğiştirmeler.

Numune	Birleşim bölgesindeki dönme				Birleşim bölgesinde oluşan ilk eğik çatlaktaki diyagonal şekildeğiştirmeler	
	%2 öteleme oranında	%4 öteleme oranında	En büyük yatay yükte	Birleşimde ilk eğik çatlak oluştuğunda	Yerdeğiştirmeölçer	Şekildeğiştirmeölçer
JO1	0.0032	0.0052	0.0032	0.0045	0.00018	0.00240
JO2	0.0034	0.0077	0.0077	0.0011	-0.00002	0.00005
JO3	0.0024	0.0060	0.0140	0.0006	0.00011	0.00007
JO4	0.0030	0.0060	0.0009	0.0004	0.00004	0.00015
JO5	0.0022	0.0024	0.0020	0.0007	0.00020	0.00020
JO6	0.0043	0.0090	0.0090	0.0015	0.00018	-0.00006
JO7	0.0005	0.0040	0.0005	0.0002	0.00010	0.00020
JW1	0.0036	0.0100	0.0036	0.0018	0.00080	0.00230
JW2	0.0028	0.0070	0.0028	0.0018	0.00060	0.00004

Yükleme planı

Yükleme planının davranış üzerindeki etkilerini incelemek için JO4 ve JO7 numuneleri kullanılmıştır. Bu iki numune yükleme planı dışında her bakımdan birbirine eşdeğerdir. Her iki numunenin yükleme planları bölüm 5.2.2.3'de verilmiştir. JO4 numunesine %4 öteleme oranına kadar çevrimsel, yaklaşık %9 öteleme oranına kadar da monotonik yükleme yapılmıştır. Çevrimsel yükleme bölümünde toplam 24 adet hedef öteleme oranı uygulanmış ve her bir hedef öteleme oranında üç itme-çekme çevrimi uygulanmıştır. JO7 numunesine %6 öteleme oranına kadar çevrimsel yükleme yapılmıştır. Çevrimsel yükleme toplam 11 adet hedef öteleme oranını içermekte ve her bir hedef öteleme oranında bir adet itme-çekme çevrimi uygulanmıştır. Her iki numunede de birleşim bölgesinde etriye

yoktur ve kolon eksenel yük miktarı 0.5f´cbh'dır. Bu iki numunenin yatay yük-öteleme oranı ilişkileri karşılaştırmalı olarak Şekil 5.2.7'de verilmiştir.

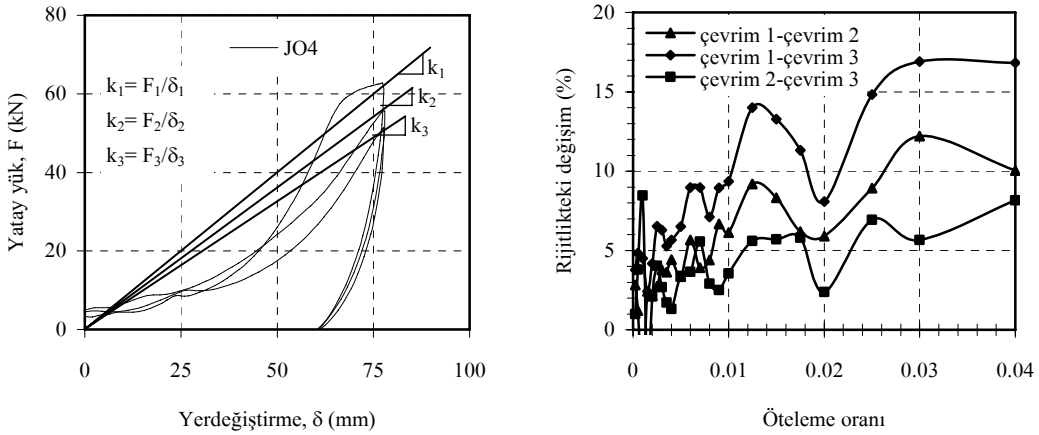


Şekil 5.2.7 : JO4 ve JO7 numuneleri için yatay yük-öteleme oranı.

Şekilden görüldüğü gibi her iki numune de yatay yük kapasitelerini %4 öteleme oranına kadar korumuştur. Her iki numunede de öteleme oranlarına denk gelen yatay yük değerleri birbirlerine yakındır. JO7 numunesine %4 öteleme oranından sonra sadece bir adet %6 hedef öteleme oranı çevrimi uygulanabilmiştir. %8 öteleme oranı gerçekleştirilirken kolon boyuna donatıları burkulmuş ve numune yük kapasitesini kaybettiğinden dolayı deney sonlandırılmıştır. Çizelge 5.2.4'de numunelerin yatay yük kapasitelerinde kiriş boyuna donatılarındaki şekildeğiştirmelerin JO4 ve JO7 numunelerinde birbirine eşit oldukları görülmektedir. Ön yüz birleşim bölgesindeki yerdeğiştirmeler ile ölçülen diyagonal şekildeğiştirmelerin de her iki numunede birbirine yakın oldukları görülmektedir (Çizelge 5.2.4). Şekildeğiştirmelerden ölçülen diyagonal şekildeğiştirmelere bakıldığında JO7 numunesindeki diyagonal şekildeğiştirmenin daha büyük olduğu görülmektedir. Birleşim bölgesine yerleştirilen altı adet yerdeğiştirmeölçerden elde edilen veriler ile kosinüs yasası kullanılarak birleşim bölgesinin dönmesi bulunmuştur ve Şekil C.2.67'de verilmiştir.

Bu dönmelerin hesaplanması ile ilgili detaylar Bölüm 5.2.3.3'de verilmiştir. Dönme değerlerinin birbirine yakın oldukları Şekil C.2.67'de görülmektedir. Dönme değerlerinin en büyük yatay yükte ve %4 öteleme oranında JO7 numunesinde, %2 öteleme oranında JO4 numunesinde daha büyük olduğu görülmüştür. Ayrıca çatlak şemaları incelendiğinde her iki numunede de %4 hedef öteleme oranında çatlak genişlikleri ve şekilleri birbirine benzemektedir (Ek C Şekil C.2.48 ve C.2.51). Görüldüğü gibi JO4 numunesine her bir hedef öteleme oranında JO7 numunesinden 2 adet daha fazla çevrim uygulanması ve hedef öteleme oranlarının daha fazla olması numunenin yatay yük kapasitesini ve davranışını %4 öteleme oranına kadar fazla etkilememektedir (Şekil 5.2.7). JO4 numunesine %4 ve JO7 numunesine %6 öteleme oranına kadar çevrilmesel yükleme yapılmıştır. Şekil 5.2.7'de görüldüğü gibi JO7 numunesine %6 öteleme oranında uygulanan çevrim numunenin davranışını önemli derecede etkilemiş numuneye uygulanan yatay yük, %8 öteleme oranında yatay yük kapasitesinin %31'ine düşmüştür. Öte yandan %4 öteleme oranından sonra sonra monotonik olarak itilen JO4 numunesi %8 öteleme oranında numuneye uygulanan yatay yük, yatay yük kapasitesinin %81'ine düşmüştür ve yatay yük kapasitesinin yaklaşık %70'ini deney sonu olan %9 öteleme oranına kadar korumuştur.

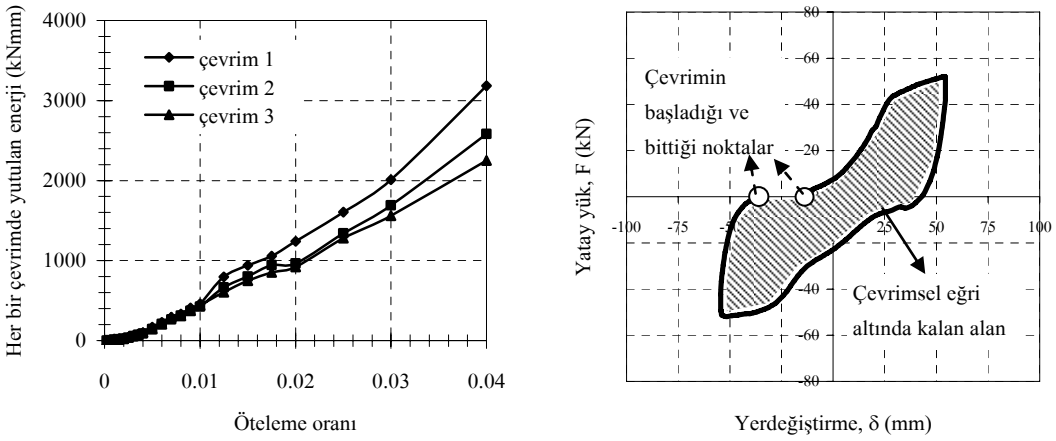
JO4 numunesinde her bir hedef öteleme oranında her çevrim için numunenin rijitliği Şekil 5.2.8.a'da gösterildiği her bir çevrimdeki en büyük yüke karşı gelen yerdeğiştirmeye bölünerek hesaplanmıştır. Çevrim rijitlikleri arasında meydana gelen değişim çevrim 1-çevrim 2, çevrim 1-çevrim 3 ve çevrim 2-çevrim 3 için sırası ile $(k_2-k_1)/k_1$, $(k_3-k_1)/k_3$ ve $(k_3-k_2)/k_3$ şeklinde hesaplanmıştır. Şekil 5.2.8.b'de çevrimler arsındaki rijitlik değişimi öteleme oranına karşılık verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi genel olarak bütün hedef öteleme oranlarında çevrim 2-çevrim 3 arasındaki rijitlik değişimi çevrim 1-çevrim 2 arasındaki rijitlik değişiminden daha küçüktür. Rijitlik genel olarak artan öteleme oranına bağlı olarak daha fazla azalmıştır. JO4 numunesi için her bir hedef öteleme oranında uygulanan her bir çevrimde yutulan



a) b)

Şekil 5.2.8 : a) Rijitliğin hesaplanması b) JO4 numunesi için çevrimler arası rijitlikteki değişim.

enerji öteleme oranına karşı çizilerek Şekil 5.2.9.a'da verilmiştir. Her bir öteleme oranında her bir çevrimde yutulan enerji çevrim eğrisinin altında kalan alan toplanarak hesaplanmıştır (Şekil 5.2.9.b).



a) b)

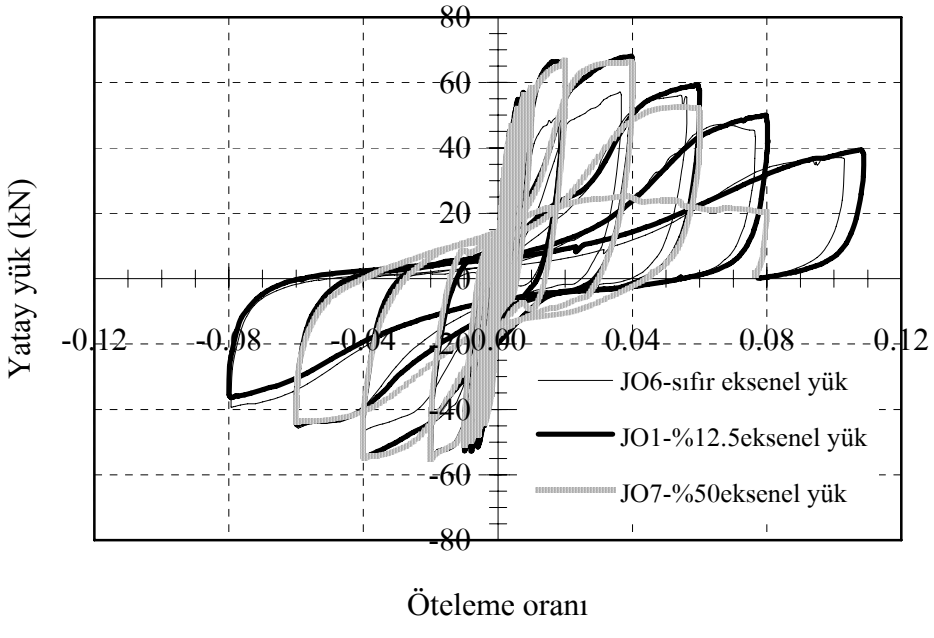
Şekil 5.2.9 : a) JO4 numunesi için her bir çevrimde yutulan enerji b) bir çevrim eğrisi altında kalan alan.

Şekilden görüldüğü gibi %1 öteleme oranına kadar her bir hedef öteleme oranı yerdeğiştirmesinde uygulanan her üç çevrimin enerji yutma kapasitesi yaklaşık aynıdır. Buna karşılık %1 öteleme oranından sonra her bir hedef öteleme oranındaki 1. çevrimde yutulan enerji en büyük olmak üzere çevrim sayısı arttıkça çevrimde

yutulan enerji azalmıştır. Çevrimler arasındaki rijitlik değişiminde görülen duruma benzer olarak çevrim 2-çevrim 3 arasında enerji yutma kapasitesindeki azalma çevrim 1-çevrim 2 arasındaki azalmadan daha az olmuştur.

Eksenel yükün etkisi

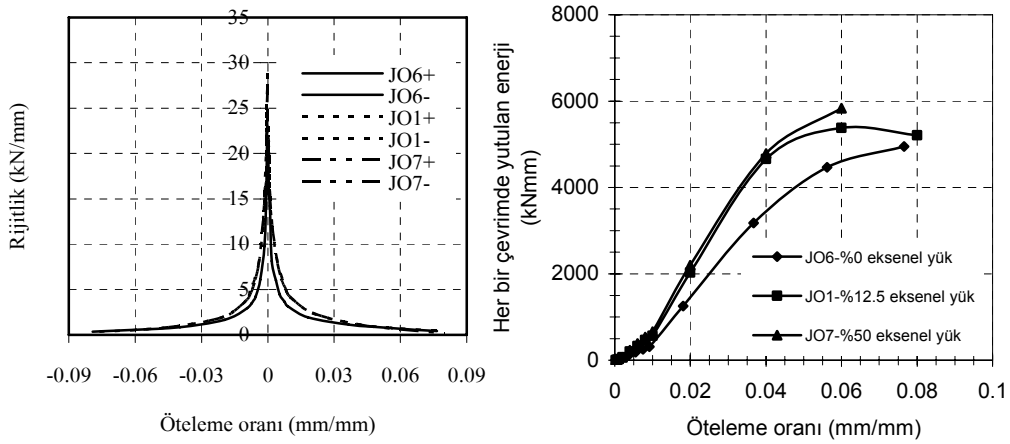
Eksenel yükün etkisini incelemek için JO6, JO1 ve JO7 numuneleri kullanılmıştır. Bu numuneler arasındaki tek fark kolon eksenel yüküdür. JO6 numunesinin kolonuna eksenel yük etki ettirilmezken, JO1 numunesine $0.125f'_cbh$ ve JO7 numunesine $0.50f'_cbh$ kadar bir eksenel yük etkitilmiştir. Şekil 5.2.10'da görüldüğü gibi kolon eksenel yükünün sıfırdan $0.125f'_cbh$'ye arttırılması JO1 numunesinin yatay yük kapasitesini JO6'ya göre %17 artırmıştır. Buna karşılık eksenel yükün $0.125f'_cbh$'den $0.50f'_cbh$'ye çıkarılması JO7 numunesinin yatay yük kapasitesini JO1 numunesine göre artırmamıştır.



Şekil 5.2.10 : JO6, JO1 ve JO7 numuneleri için yatay yük-öteleme oranı.

Şekil 5.2.11.a'da görüldüğü gibi her üç numunenin rijitlik değişimleri benzerdir. Şekil 5.2.11.b'de görüldüğü gibi yatay yük kapasitesinin artışına benzer bir gözlem enerji yutma kapasitesinde de görülmüştür. Bu gözlem bir miktar eksenel yükün

numunelerin yatay yük kapasitelerini artırdığını göstermektedir. Bu artışın kiriş boyuna donatısının aderansının kolon eksenel yükü ile iyileşmesi veya birleşim bölgesindeki hasar ile ilgili olabileceği düşünülmektedir. Bu iki durum aşağıda ayrı ayrı incelenmiştir.



(a) (b)

Şekil 5.2.11 : JO6, JO1 ve JO7 numuneleri için her bir çevrimde yutulan enerji ve rijitlik değişimi.

Abrams (1913) ve Sozen (1974) tarafından belirtildiği üzere sıyrılma başladıktan sonra aderans gerilmeleri beton ile donatı arasındaki sürtünme ile oluşmaktadır ve bu sürtünme donatı yüzeyi ve donatı eksenine dik etki eden gerilmelere bağlıdır. Stocker ve Sozen (1969) öngerme kablosu olarak kullanılan düz yüzeyli kablolarda beton basınç dayanımı ve aktif enine basınç gibi değişkenlerin aderans üzerindeki etkilerini incelemek için 486 adet çekip çıkarma deneyi yapmışlardır. Kullanılan kablo çapı 11.1 mm (7/16 in.), beton basınç dayanımları 42 ile 60 MPa ve aktif enine gerilmeler 0 – 17 MPa arasında değişmektedir. Deneyler sonucunda aktif enine gerilmelerin artması ile düz yüzeyli kablo ile beton arasındaki aderansın da yaklaşık doğrusal olarak artığını gözlemişlerdir. 7 MPa enine basınç gerilmesine kadar her iki beton dayanımı için (42 ve 60 MPa) aderans gerilmesi ile enine basınç gerilmesi arasındaki ilişki doğrusal 7 MPa'dan sonra 60 MPa beton basınç dayanımına sahip beton için bu ilişki doğrusal iken 42 MPa beton basınç dayanımına sahip betonda bu ilişki doğrusal

değildir. Akrif enine gerilmelerinin artması ile aderanstaki artış azalan bir eğilim göstermektedir. Bu deneysel çalışmada eksenel yükün $0.125f'_cbh$'a çıkarılması numunenin yatay yük kapasitesini artırmış eksenel yükün $0.125f'_cbh$'tan $0.50f'_cbh$'a çıkarılması numunenin yatay yük taşıma kapasitesini arttırmamıştır. Bu çalışmadaki beton dayanımının Stocker ve Sozen (1969) tarafından yapılan çalışmadaki beton dayanımlarından çok daha küçük olması eksenel yükün dolayısı ile kiriş boyuna donatısı üzerindeki aktif gerilmelerin artması ile donatı aderansının azalan bir artış göstermesi beklenebilir.

Çizelge 5.2.5 incelendiğinde %2 ve %4 öteleme oranlarında, yatay yük kapasitelerinde ve birleşimde ilk eğik çatlağın oluştuğu anda birleşim bölgesindeki dönmelerin kolon eksenel yükü artıkça azaldığı görülmektedir. Dönmelerin kiriş öteleme oranına katkılarının kolon eksenel yükü artıkça azaldığı Şekil C.2.72, 75 ve 77'de de görülmektedir. Bu şekillerde "B" birleşim bölgesindeki dönmenin (birleşim bölgesindeki kayma şekildeğiştirmelerinden dolayı oluşan dönme) kiriş öteleme oranına katkısını göstermektedir. Bu şekiller ile ilgili gerekli açıklamalar Bölüm 5.2.3.3'ün son paragrafında verilmiştir. Bu durum kolon eksenel yükünün birleşim bölgesinin dönmesini sınırladığını göstermektedir. Birleşim bölgesindeki dönmenin azalması birleşim bölgesindeki hasarı sınırlaması ve birleşim bölgesinin kesme kapasitesini arttırması beklenir. Halbuki numune yatay yük kapasitesinin birleşim bölgesindeki dönmelerin sınırlandırılması ile orantılı olarak artmadığı görülmektedir.

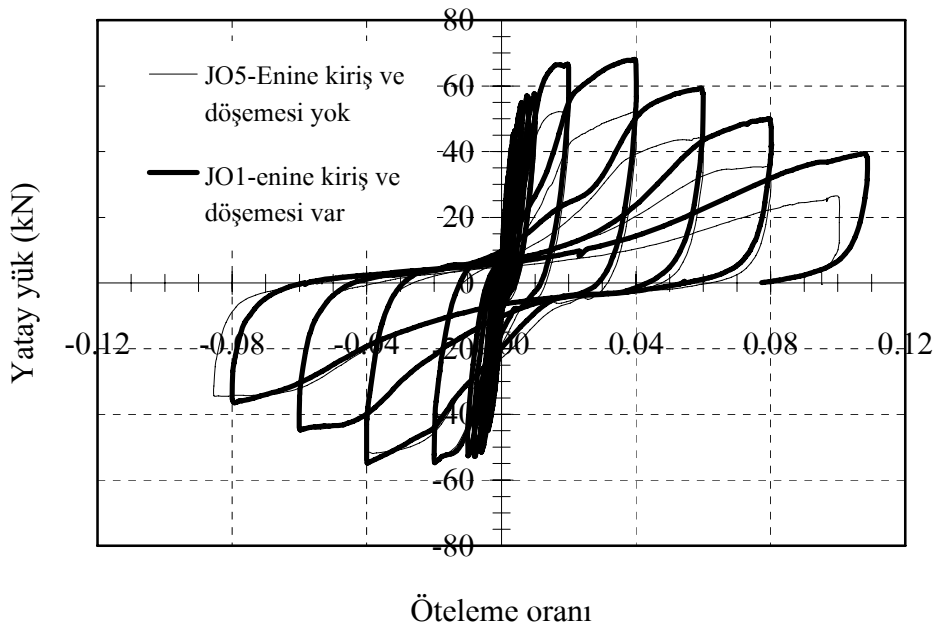
Yukarıda kiriş boyuna donatısının sıyrılması ve birleşim bölgesinin dönmesi ile ilgili yapılan değerlendirmeler göz önünde bulundurulduğunda numunelerin yatay yük taşıma kapasitelerinin kiriş boyuna donatılarının aderans gerilmeleri ile ilgili olduğu düşünülmektedir. Bir miktar eksenel yükün donatı ile beton arasındaki sürtünme gerilmelerini artırarak aderansı bir miktar iyileştirdiğini göstermektedir.

JO7 numunesinin kolon boyuna donatıları %6 hedef öteleme oranına ait çevrim bitirildikten sonra, %8 hedef öteleme oranına ait çevrim gerçekleştirilirken, yaklaşık %4 öteleme oranında birleşim bölgesinde burkulmuştur. Birleşimdeki kabuk betonun dökülmüş olması, birleşimde etriye olmaması ve yüksek miktardaki eksenel yük burkulmanın başlıca sebepleri olarak gösterilebilir.

JO4 numunesine %4 öteleme oranına kadar yön değiştiren çevrimsel yükleme yapılmıştır. Buna karşılık JO7 numunesine %6 öteleme oranına kadar yön değiştiren çevrimsel yükleme yapılmıştır. JO7 numunesine JO4 numunesinden fazla olarak uygulanan %6 hedef ötelemesine karşılık gelen çevrimin numunenin davranışını olumsuz yönde etkilediği ve kolon boyuna donatısının burkulmasına sebep olan etkenlerden biri olduğu düşünülmektedir.

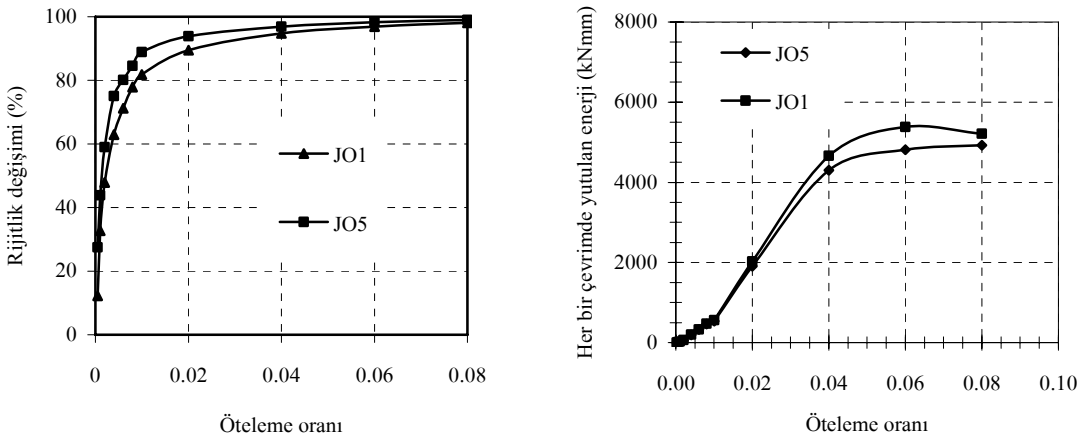
Enine kiriş ve döşemenin etkisi

Enine kiriş ve döşemenin etkisini incelemek için JO1 ve JO5 numuneleri kullanılmıştır. Bu iki numune arasındaki tek fark JO1 numunesinde enine kiriş ve döşeme elemanlarının olması, JO5 numunesinde bu elemanların olmamasıdır. Şekil 5.2.12'de görüldüğü gibi iki numunenin yatay yük kapasiteleri negatif yükleme yönünde yaklaşık (%4 fark var) aynıdır. Fakat pozitif yükleme yönünde JO1 numunesinin yatay yük kapasitesi %28 daha fazladır. Bu durum JO5 numunesinde olmayan JO1 numunesindeki döşeme boyuna donatılarının çekme kuvvetlerine katkıda bulunmasından kaynaklanmaktadır. Buna karşılık Çizelge 5.2.4'de görüldüğü gibi enine kiriş olan birleşim yüzünde ölçülen diyagonal şekildeğiştirmeler genel olarak daha küçük olmuştur ve Ek C'de Şekil C.2.45 ve 2.49'da verilen çatlak krokilerine bakıldığında enine kiriş olan birleşim yüzündeki en büyük çatlak genişlikleri çok daha küçüktür. Buna karşılık bir çok araştırmacı (ACI-ASCE Committee 352, 2002, Ehsani and Wight, 1987) döşemelerin birleşim bölgelerinin performansını önemli derecede etkilediğini belirtmektedir. Bu çalışmada



Şekil 5.2.12 : JO1 ve JO5 numuneleri için yatay yük-öteleme oranı.

enine kiriş ve döşemenin numunenin yatay yük kapasitesi üzerinde etkili olmaması bu elemanların birleşim bölgesinin kesme dayanımını artırmada etkili olamamasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Enine kiriş ve döşemenin birleşimin kesme dayanımını artıramaması bu numunelerde göçme üzerinde kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasının çok etkin olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Düz donatı ve düşük dayanımlı betonun zayıf aderans özelliklerinden dolayı pasif sargılama etkisi gösteren enine kiriş ve döşeme, kiriş boyuna donatılarının aderansını artırmada etkili olamamıştır. Şekil 5.2.13'de JO1 ve JO5 numuneleri için rijitlik değişimi ve her bir çevrimde yutulan enerji miktarları öteleme oranına karşılık verilmiştir. Şekil 5.2.13.a'da görüldüğü gibi JO1 numunesinin rijitlik azalması JO5'den daha küçüktür ve bu durum döşemenin rijitlik üzerindeki etkisi ile açıklanabilir. Ancak aradaki fark çok sınırlıdır. Şekil 5.2.13.b'de görüldüğü gibi JO1 numunesinin enerji yutma kapasitesi biraz daha fazladır, bu durum da JO1 numunesinde olan döşeme boyuna donatılarının çekme kuvvetlerine katkısı ile yatay yük kapasitesinin artması ile açıklanabilir.

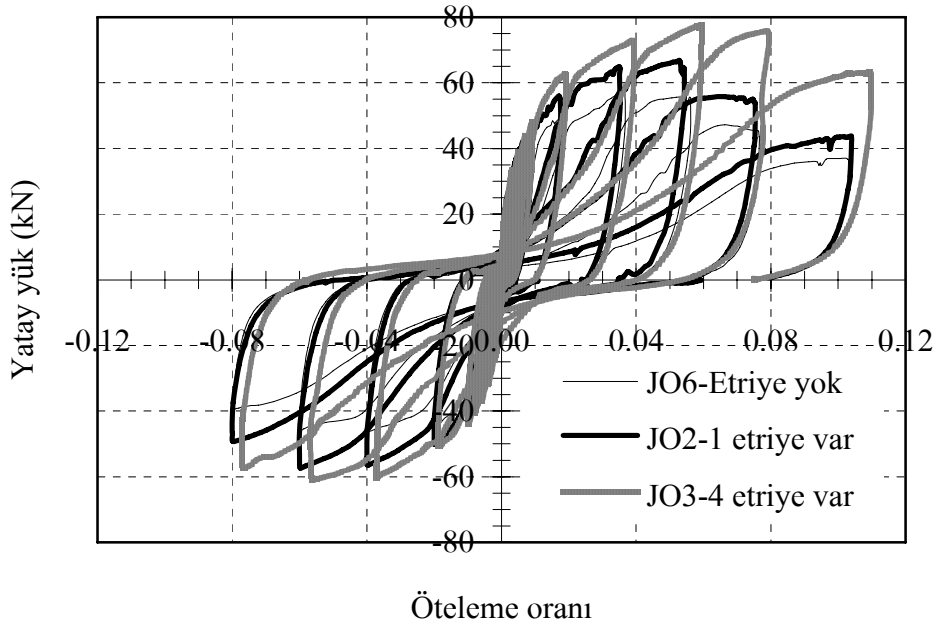


a) b)

Şekil 5.2.13 : JO1 ve JO5 numuneleri için a) rijitlik değişimi b) her bir çevrimde yutulan enerji miktarı.

Birleşim bölgesindeki etriye miktarının etkisi

Birleşim bölgesindeki etriye miktarının etkisi JO6, JO2 ve JO3 numuneleri ile incelemiştir. Bu numuneler arasındaki tek fark birleşim bölgesindeki etriye miktarlarıdır. JO6 numunesinde birleşim bölgesinde hiç etriye yokken, JO2 numunesinde tam ortada bir adet JO3 numunesinde 90 mm ara ile toplam dört adet etriye vardır. JO3 numunesindeki etriye miktarı Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmeliğin (DBYBHY, 2007) ilgili koşullarını sağlamaktadır. Şekil 5.2.14'de görüldüğü gibi JO2 ile JO3 numunelerinin yatay yük kapasiteleri JO6 numunesine göre %14 ve %38 artmıştır. DBYBHY (2007) yönetmeliğinin öngördüğü miktarda etriye yerleştirilen numune olan JO3 numunesinin yatay yük kapasitesi JW1 ve JW2 numunelerinin yatay yük kapasitelerinden daha küçük olduğu görülmektedir. JW1 ve JW2 numunelerinin birleşim bölgelerinde etriye yoktur. Bu numunelerde kiriş boyuna donatıları kaynaklanarak sıyrılma sınırlandırılmış ve bu şekilde numunelerin referans numuneye göre yatay yük kapasiteleri önemli miktarlarda artmıştır. Yatay yükteki artışa rağmen kiriş boyuna donatılarının akmasına karşılık gelen yatay yük seviyesine ulaşılamamıştır. Bu durumda JW1 ve



Şekil 5.2.14 : JO6, JO2 ve JO3 numuneleri için yatay yük-öteleme oranı.

JW2 numunelerinin yatay yük kapasitelerine birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaştığından dolayı ulaştıkları belirtilmişti. Bu durumda JO2 ve JO3 numunelerinin birleşim bölgesinde etriye olmaması durumdaki kesme kapasitesine ulaşmadıkları görülmektedir. Bu da bu numunelerin yatay yük kapasitelerine kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasından dolayı ulaştıklarını göstermektedir. JO2 ve JO3 numunelerinin referans numunesine göre yatay yük kapasitelerindeki artışın etriyelerin birleşim bölgesine gömülen ve 90^0 gönye yapılan kiriş boyuna donatılarının daha etkin bir şekilde çalışmalarını sağlamalarından kaynaklandığı düşünülmektedir. Marques ve Jirsa (1975), Soroushian et al. (1988) ve Murty ve diğ. (2003) tarafından da gözlendiği gibi enine sargılama 90^0 bükülen gönyenin (kancanın) daha etkili bir şekilde çalışmasını sağlayarak donatıların daha çok yük almalarını sağlamaktadır. Marques ve Jirsa (1975), Soroushian et al. (1988) ve Murty ve diğ. (2003) kiriş boyuna donatısı olarak nervürlü donatı kullanmışlardır.

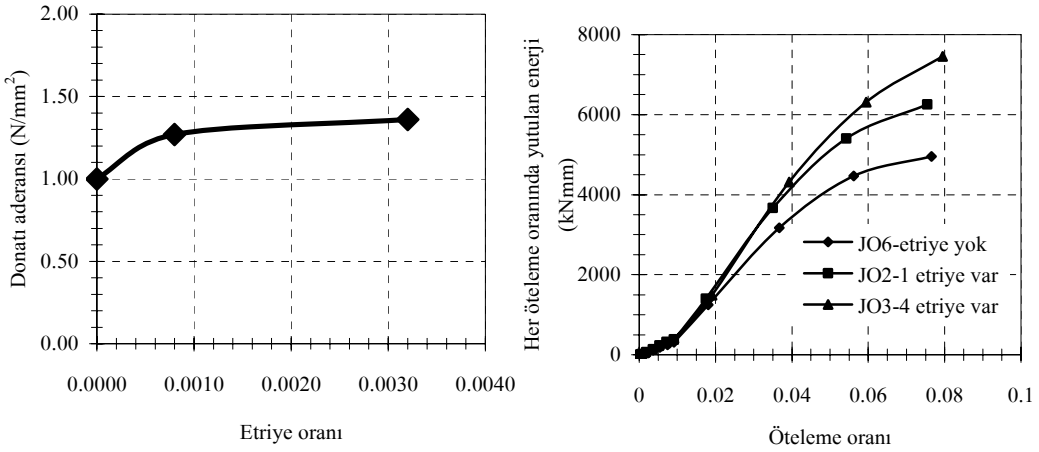
Çizelge 5.2.4'de görüldüğü gibi her üç numunede de birleşim bölgesinde ilk eğik çatlak %0.6 öteleme oranında oluşmuştur. Buna karşılık ilk eğik çatlakta birleşim bölgesindeki dönmeler birleşim bölgesindeki etriye miktarı artıkça azalmaktadır.

En büyük yatay yüke JO6 ve JO2 numunelerinde sırası ile 0.036 ve 0.035 öteleme oranlarında varılmıştır. JO3 numunesinde ise farklı olarak 0.059 öteleme oranında varılmıştır. Benzer bir durum en büyük yatay yükte birleşim bölgesindeki dönmeler için görülmüştür. En büyük yatay yükte birleşim bölgesindeki dönme değerleri JO6 ve JO2 numunelerinde birbirine yakın JO3 numunesinde ise JO6 ve JO2 numunelerine göre çok daha büyük olarak gözlenmiştir. Bunun da JO3 numunesinin en büyük yatay yüke JO6 ve JO2 numunelerinden çok daha büyük öteleme oranında varmasından kaynaklanmaktadır.

Birleşim bölgesindeki etriyelerin birleşim bölgesinin dönmesi üzerindeki etkilerini görmek için birleşim bölgesinde eğik çatlak oluşumundan sonraki adımlar olan %2 ve %4 öteleme oranlarındaki dönmelere bakıldığında etriye miktarı arttıkça birleşim bölgesindeki dönmelerin azaldığı görülmektedir. Çatlak şemaları incelendiğinde benzer oldukları görülmekle beraber çatlak genişliklerinde etriye ile birlikte azalma görülmüştür. Birleşim bölgesindeki dönmelerin azalması bu bölgedeki hasarı azaltacaktır (çatlak genişliklerindeki azalmada görüldüğü gibi) ve birleşimdeki hasarın azalmasının birleşim bölgesine 90^0 bükülerek gönye yapılan kiriş boyuna donatıların daha etkin olarak çalışmaları açısından olumlu sonuçları doğurduğu düşünülmektedir.

Şekil 5.2.15.a'da birleşim bölgesindeki kiriş boyuna donatılarındaki aderans gerilmelerinin etriye oranı ile değişimi verilmiştir. Burada etriye oranı birleşimdeki etriye miktarını belirten bir gösterge olarak kullanılmıştır. Bu oran birleşimdeki etriyelerin kolon eksenine paralel toplam enkesit alanlarının birleşim bölgesinin kolon eksenine paralel kesitinin alanına bölünmesi ile hesaplanmıştır. Aderans gerilmelerinin hesaplanması Bölüm 5.2.3.2'de detaylı bir şekilde verilmiştir. Şekil 5.2.15.a'da görüldüğü gibi etriye miktarının bir miktar artması aderansı önemli miktarda artırmasına rağmen etriye miktarının dört katına çıkartılması aderanstaki artış miktarını çok az etkilemiştir. Aderansın artması kiriş boyuna donatılarında

ölçülen şekildeğiştirmeleri de artırmış, fakat donatılar akma şekildeğiştirmesine ulaşmamıştır. Benzer durum enerji yutma kapasitesinde de gözlenmiştir, Şekil 5.2.15.b. Enerji yutma kapasiteleri %1 öteleme oranına kadar üç numunede de yaklaşık aynıdır. %1 öteleme oranından sonra JO6 numunesinin enerji yutma kapasitesi JO2 ve JO3'e göre daha az olmakla beraber JO2 ile JO3 numunelerinin enerji yutma kapasiteleri %3.5 öteleme oranına kadar aynı kalmıştır.



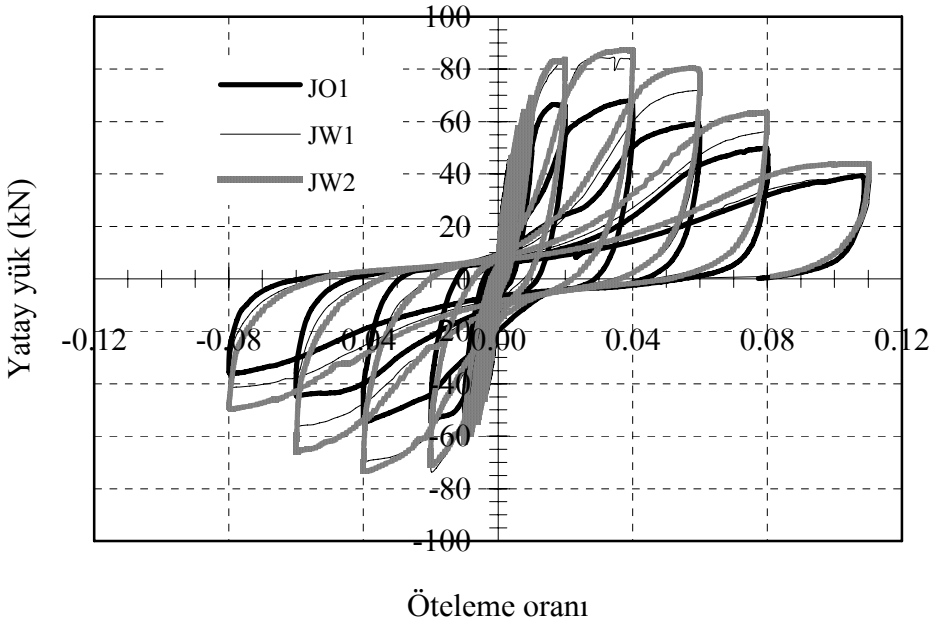
a) b)

Şekil 5.2.15 : a) Fiktif aderansın etriye oranı ile değişimi b) her bir çevrimde yutulan enerji.

Kiriş boyuna donatısının kaynaklanması

JW1 ve JW2 numunelerinin JO1 numunesinden tek farkı kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesinde 90^0 gönye yapılarak bükülen kısımlarının karşılıklı birbirlerine kaynaklanması (Şekil C.2.14) ve kaynak için donatıların açığa çıkarılması amacı ile dökülen betonun dayanımı yüksek bir onarım harcı ile değiştirilmesidir. Kaynak uygulaması ile ilgili ayrıntılı bilgiler Ek C Bölüm C.2.1.5'de bulunabilir. JW1 numunesinde kiriş boyuna donatılarının kaynaklanmasına olanak sağlaması için beton dış yüzeyinden birleşim bölgesi içine doğru 80 mm'lik bölgenin betonu dökülmüştür (Şekil C.2.12). JW2 numunesinde kiriş boyuna donatılarının 90 derece kıvrılan köşe bölgesini de (Şekil C.2.14) değiştirilecek beton içine almak için 130 mm'lik bir bölgenin betonu dökülmüştür (Şekil C.2.12). Buradaki amaç kiriş boyuna donatılarının büküm bölgesinde beton üzerinde oluşturdukları yüksek gerilmeden

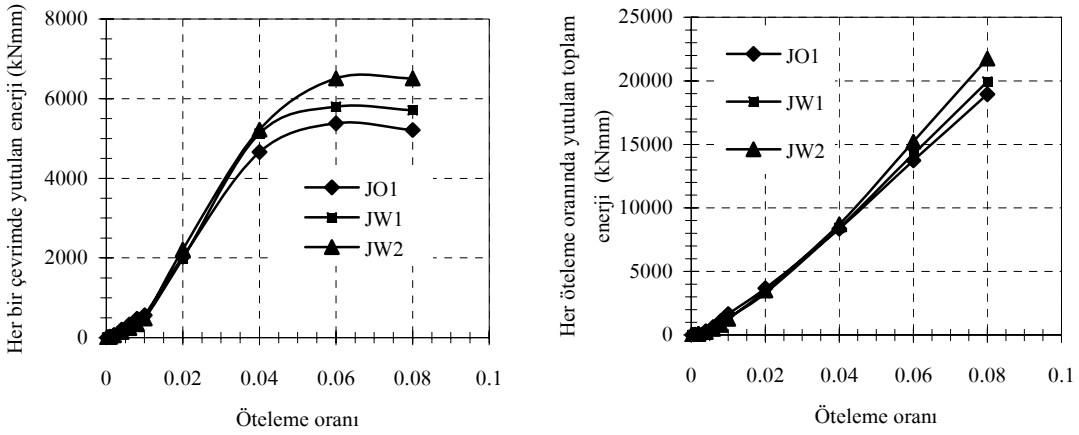
dolayı bu bölgedeki betonun olası ezilmesinin etkisini azaltmaktır. Bu üç numune Şekil 5.2.16'da karşılaştırılmıştır.



Şekil 5.2.16 : JO1, JW1 ve JW2 numunelerinin yatay yük-öteleme oranı.

Şekilden görüldüğü gibi JW1 ve JW2 numunelerinin yatay yük kapasiteleri referans numuneye göre önemli miktarda artış göstermiştir. Bu artış kaynak ile kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasının sınırlandırılması ile gerçekleşmektedir. Yatay yükte önemli artış sağlanmasına karşılık kirişin eğilme kapasitesine ulaşılamamıştır. Bunun sebebi de birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşmasından kaynaklanmaktadır. Şekil 5.2.16'da görüldüğü gibi kaynaklı numunelerin göçmesi daha gevrektir (yatay yük-öteleme oranı ilişkisinin düşen kolunun eğimi daha diktir). Şekil C.2.72, 79 ve 80 incelendiğinde kaynaklı numunelerde (JW1 ve JW2) birleşim bölgesindeki dönmelerin kaynaksız referans numuneye (JO1) göre daha çok olduğu görülmektedir. Bu iki durum bu numunelerin göçmesinde birleşim bölgesinin kesme dayanımına ulaşmasının önemli rol oynadığını göstermektedir. Çizelge 5.2.5'de görüldüğü gibi ilk eğik çatlakta kaynaklı numunelerin birleşim bölgesindeki dönmeleri birbirine eşit ve JO1 numunesinin birleşim bölgesindeki dönmeden daha büyüktür. Çizelge 5.2.4'de görüldüğü gibi birleşimde ilk eğik çatlağın oluştuğu

öteleme oranları JW1 ve JW2 numuneleri için daha büyüktür. %2 öteleme oranında her üç numunenin birleşim bölgesi dönmeleri birbirine yakın iken %4 öteleme oranında kaynaklı numunelerin birleşim bölgelerindeki dönmelerin daha fazla olduğu görülmektedir (Çizelge 5.2.5). Bu da kaynaklı numunelerde büyük öteleme oranlarında birleşim bölgesindeki kaymanın daha etkin olduğunu göstermektedir. Şekil 5.2.16'dan görüldüğü gibi JW1 ve JW2 numunelerinin pozitif ve negatif yükleme yönlerinde %4 öteleme oranına kadar davranışları birbirine yakındır. %4 öteleme oranından sonra her üç numunede de yatay yük düşmeye başlamaktadır. Yatay yükteki düşüş en çok JW1 numunesinde gerçekleşmektedir. JW2 numunesinde kiriş boyuna donatılarının büküm noktalarındaki betonunda daha iyi bir beton ile değiştirilmesi büyük öteleme oranlarında JW1 numunesine göre davranışını biraz iyileştirmiştir. Şekil 5.2.17'de görüldüğü gibi kaynaklı numunelerde her bir çevrimde



Şekil 5.2.17 : JO1, JW1 ve JW2 numunelerinin enerji yutma kapasiteleri.

yutulan enerji ve belli bir öteleme oranına kadar yutulan toplam enerji %4 öteleme oranından sonra kaynaklı numunelerde daha çoktur.

5.2.3.2 Yatay yük kapasitesi

Kolon-kiriş birleşim bölgesi numunelerinin yatay yüklerin etki ettiği kirişin eğilme momenti kapasitesine ulaşmasını sağlayacak yatay yük pozitif yöndeki yükleme için yaklaşık 92 kN negatif yöndeki yükleme için yaklaşık 81 kN olarak hesaplanmıştır.

Kirişin pozitif ve negatif yöndeki eğilme momenti kapasiteleri sırası ile yaklaşık 125 kNm ve 110 kNm olarak hesaplanmıştır. Kirişin eğilme kapasitesinin pozitif yönde daha yüksek olmasının sebebi bu yöndeki yüklemede döşeme boyuna donatılarının çekmeye çalışmasıdır. Kolonun eğilme momenti kapasitesi eksenel yük olmaması durumunda 110 kNm'dir. Kolonun eğilme momenti kapasitesine ulaşması için kirişe etkitilecek yatay yük 195 kN'dur. Kiriş ve kolonun eğilme momenti kapasiteleri moment-eğrilik analizi ile hesaplanmıştır. Moment-eğrilik analizi ile ilgili detaylar Bedirhanoğlu ve İlki (2004) tarafından yapılan çalışmada bulunabilir. Kirişin ve kolonun kesme kuvveti kapasitelerine ulaşması için numuneye etkitilmesi gereken yatay yükler sırası ile 220 kN ve 440 kN olarak hesaplanmıştır. Kiriş ve kolonun kesme kuvveti kapasiteleri TS500 (2000) ile hesaplanmıştır. Deneylerde erişilen en büyük yatay yük hiçbir numunede 90 kN'a ulaşmamıştır. Yukarıda sayılan bu gerçekler kolon-kiriş birleşim bölgesi numunelerinin yatay yük kapasitelerinin birleşim bölgesinin dayanımı tarafından kontrol edildiğini ortaya koymaktadır.

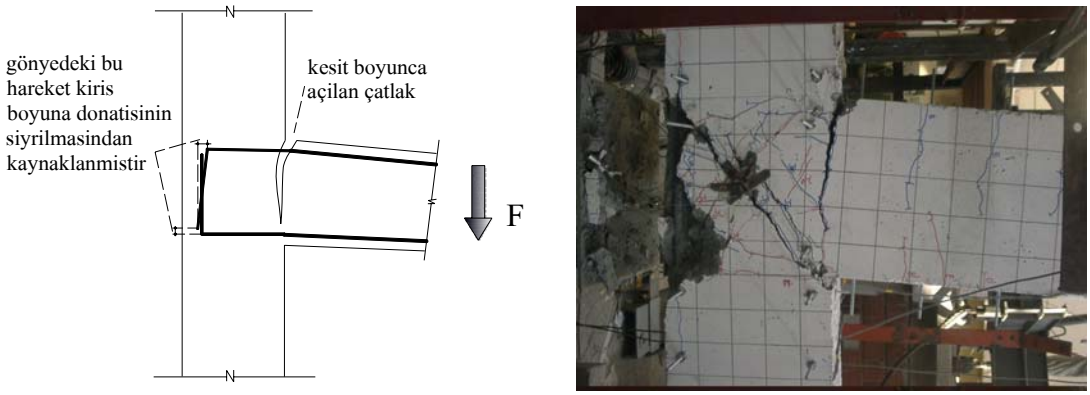
Çizelge 5.2.4'de görüldüğü gibi numunelerin yatay yük kapasitelerinde hiçbir numunenin kiriş boyuna donatılarında akma şekildeğiştirmesi değeri aşılmamıştır. Seri 2'deki numunelerin yatay yük kapasiteleri ortalama olarak %28 referans numunesi olan JO1 numunesinin yatay yük kapasitesinden yüksek olduğu görülmüştür. JO1 ile Seri 2 numuneleri arasındaki tek fark sıyrılmayı önlemek için Seri 2 numunelerinin kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması ve kaynak yapılabilmesi için bu bölgedeki betonun dökülerek kaynak yapıldıktan sonra bu bölgenin yüksek dayanımlı tamir harcı ile kapatılmasıdır. Bu iki gerçek Seri 1 numunelerinin yatay yük kapasitelerinin esas olarak kiriş boyuna donatılarının sıyrılması (başka bir deyişle ankraj mekanizmasının göçmesi) tarafından sınırlandığını açık bir şekilde ortaya koymaktadır. Birleşim bölgesine etki eden kayma gerilemelerinin de kiriş boyuna donatılarını etkileyerek yatay yük kapasitesi üzerinde etkili olabileceği düşünülmektedir.

Kiriş boyuna donatılarının sıyrılması kaynak yapılarak sınırlanmış olan Seri 2 numunelerinde de kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşmamaları Seri 2 numunelerinin yatay yük kapasitelerinin birleşim bölgelerinin kesme dayanımı tarafından kontrol edildiğini göstermektedir.

Yukarıda açık bir şekilde gözlendiği gibi birleşim bölgesinin dayanımını kaybetmesine sebep olan etkenler 1) kiriş boyuna donatısının sıyrılması (Seri 1 numuneleri) 2) kolon-kiriş birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşmasıdır (Seri 2 numuneleri). Bu iki konu aşağıda detaylı bir şekilde incelenmiştir.

Kiriş boyuna donatısının sıyrılması (ankraj mekanizması)

Kiriş boyuna donatısının ankrajının (kenetlenmesinin) yetersiz olmasından dolayı Seri 1 numunelerinde kiriş boyuna donatısı sıyrılmıştır (Şekil 5.2.18).

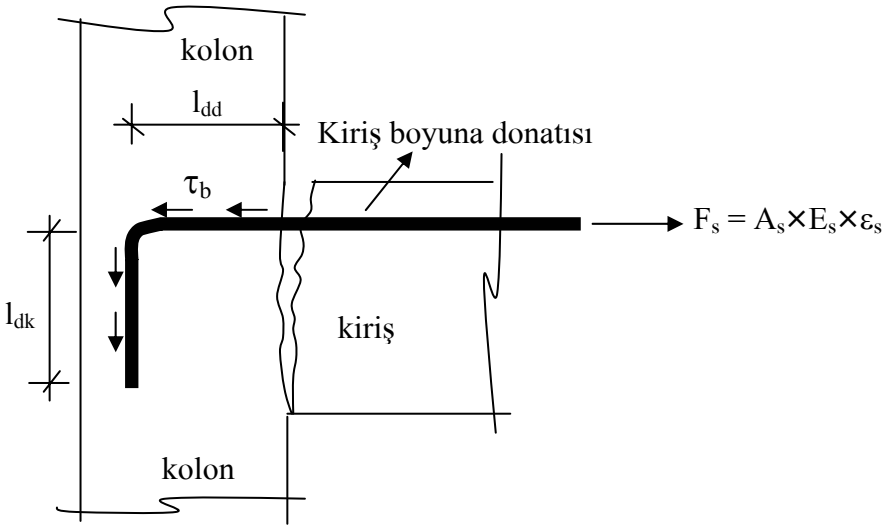


a) b)

Şekil 5.2.18 : Kiriş boyuna donatısının sıyrılması.

Burada sıyrılmadan kasıt 90 derece bükülerek birleşim bölgesine ankre edilen kiriş boyuna donatısının ankraj göçmesinin gerçekleşmesidir. Kiriş boyuna donatısının ankraj boyu (l_d) kirişin birleşim bölgesi ile birleştiği yüzünden itibaren birleşim bölgesi içinde kalan düz (l_{dd}) ve 90 derece gönye yapılan bölümün (l_{dk}) toplamı olarak kabul edilmiştir (Şekil 5.2.19). Aderans gerilmelerinin l_d ankraj boyu üzerinde

düzgün yayılı dağıldığı kabul edilmiştir. Şekil 5.2.18'de görüldüğü F kuvvetine maruz kirişin boyuna donatısının maruz kaldığı kuvvetler Şekil 5.2.19'da verilmiştir.



Şekil 5.2.19 : Kiriş boyuna donatısına etki eden kuvvetler.

Burada F_s kuvveti kirişe etki eden en büyük yatay yükün kiriş boyuna donatısında oluşturduğu düşünülen en büyük kuvvettir. Bu kuvvette kiriş boyuna donatısının sıyrıldığı düşünülmektedir. A_s donatının en kesit alanı, E_s çelik elastisite modülü ve ε_s kiriş boyuna donatısının sıyrıldığı kabul edilen anda donatıdaki şekildeğiştirmedir. F_s değeri iki şekilde hesaplanabilir; 1- numune yatay yük kapasitesine ulaştığı andaki yüke karşı gelen kirişteki en büyük moment ile hesaplanabilir. Moment-eğrilik analizi ile bu momente karşı gelen kiriş boyuna donatısındaki şekildeğiştirme, gerilme ve kuvvet bulunabilir, 2- kiriş boyuna donatısına yerleştirilen şekildeğiştirmeölçerlerden elde edilen şekildeğiştirme değerleri kullanarak hesaplanabilir. Her iki yöntem kullanılarak kiriş boyuna donatısındaki şekildeğiştirmeler bulunarak karşılaştırılmış ve sonuçların yakın çıktığı görülmüştür (değerler arasındaki en büyük fark %25 mertebesindedir), Çizelge 5.2.6. Kiriş boyuna donatısının yatay denge denklemi Denklem 5.2.2 şeklinde yazılabilir. Denklem 5.2.2 düzenlendiğinde donatı ile beton arasındaki aderans (τ_b) Denklem 5.2.3 ile hesaplanabilir.

$$\pi \times \phi \times l_d \times \tau_b = \varepsilon_s \times E_s \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} = F_s \qquad \textbf{(5.2.2)}$$

$$\tau_b = \frac{F_s}{\pi \phi l_d} \qquad \textbf{(5.2.3)}$$

Çizelge 5.2.6 : Kiriş boyuna donatılarının şekildeğiştirmesi ve fiktif aderans değerleri.

Numune	Kiriş ucuna etki eden en büyük yatay yük (döşeme çekmeye çalışıyor)-kN	En büyük yatay yükte kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri	En büyük yatay yükte kiriş boyuna donatıları için hesaplanan şekildeğiştirme değerleri	Ortalama aderans gerilmesi τ_b MPa	$\frac{\tau_b}{\sqrt{f_c'}}$
JO1	65.8	0.0011	0.0011	1	0.35
JO2	63.4	0.0014	0.0011	1.27	0.44
JO3	77.5	0.0015	0.0013	1.36	0.47
JO4	66.3	0.0010	0.0011	0.91	0.32
JO5	51.5	0.0011	0.0010	1.00	0.35
JO6	56.2	0.0011	0.0009	1.00	0.35
JO7	66.6	0.0011	0.0011	1.00	0.35

Bu denklemlerde ϕ boyuna donatı çapını, l_d boyuna donatının ankraj boyunu göstermektedir. Bu çalışmadaki numunelerde ankraj boyu $l_d=l_{dd}+l_{dk}$ = 880 mm'dir ve bu boy 55ϕ'ye denk gelmektedir. Aderans gerilmeleri bu boy üzerinde düzgün olarak dağıldığı kabul edilmiştir. Benzer kabuller Abrams (1913) tarafından da yapılmıştır. Denklem 5.2.3 ve numunelerin en büyük yatay yük kapasitelerine denk gelen kiriş boyuna donatılarındaki şekildeğiştirme değerleri kullanılarak her numunedeki kiriş boyuna donatılarının aderans gerilmeleri hesaplanmış ve Çizelge 5.2.6'da verilmiştir. Elde edilen değerlerin ortalaması alındığında (Seri 1 numunelerinin) ve beton basınç dayanımı (f_c') cinsinden ifade edildiğinde aşağıdaki Denklem 5.2.4 bulunmuştur.

$$\tau_b = 0.4\sqrt{f_c'} \qquad \textbf{(5.2.4)}$$

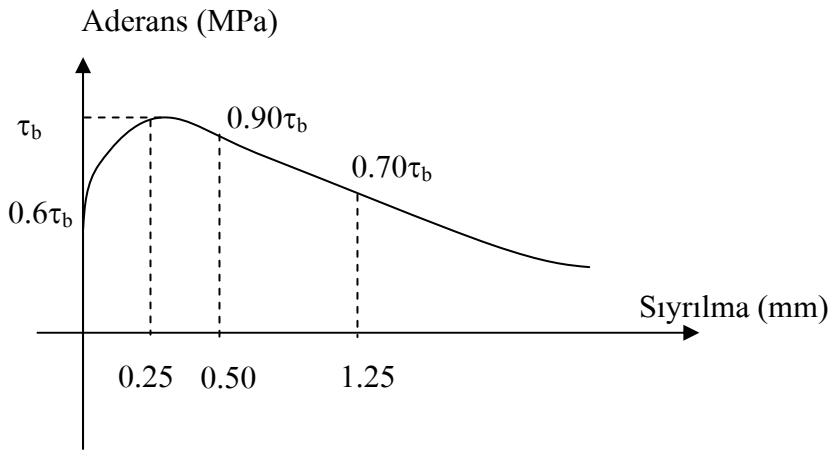
Çizelge 5.2.7'de görüldüğü gibi numunelerin rijitlikleri, k_1 (bu rijitlik numunelerin deney sonucu elde edilen yatay yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin eğimi olarak göz önüne alınmıştır) yatay yük kapasitelerinin ortalama olarak %72'sinde ani bir şekilde %88 azalarak k2'ye düşmektedir. Bu durumun Abrams (1913) tarafından düz yüzeyli

donatının aderans-sıyrılma davranışına benzediği düşünülmektedir. Abrams (1913) betona gömülmüş bir donatı çubuğunun betondan sıyrılmaya başlaması mevcut donatı çubuğunda gözlenen en büyük aderans gerilmesinin ortalama olarak %60'ında başladığını belirtmiştir (Şekil 5.2.20). Ayrıca en büyük aderans gerilmesine erişildikten sonra aderans gerilmesinin sıyrılmaya bağlı olarak azalması çok yavaş bir şekilde gerçekleşmektedir. Çizelge 5.2.6'da verildiği gibi rijitliklerin k1'den k2'ye düşmesi sıyrılmanın başladığının bir göstergesi olduğu düşünülmektedir. Kiriş boyuna donatılarında sıyrılmanın başlaması ile numunenin rijitlikliğinin azalmasına sebep olduğu düşünülmektedir. Abrams (1913)'ın düz yüzeyli donatılar üzerine yaptığı çekip çıkarma deneylerinden elde edilen ve bu çalışma için önemli olduğu düşünülen bazı sonuçlara aşağıda detaylı bir şekilde değinilmiştir.

Çizelge 5.2.7 : Rijitliğin değişimi.

Numune	Kiriş ucuna etkitilen en büyük yatay yük-F1 (kN)	Eğim değişiminin olduğu yatay yük-F2 (kN)	F2/F1	k_1 (N/mm)	k_2 (N/mm)	k_2/k_1
JO1	65.8	56	0.85	5100	830	0.16
JO2	63.4	43	0.68	3900	570	0.15
JO3	77.5	44	0.57	4600	622	0.14
JO4	66.3	-	-	7300	-	0.00
JO5	51.5	-	-	6000	-	0.00
JO6	56.2	37	0.66	3100	500	0.16
JO7	66.6	55	0.83	6800	690	0.10
ortalama	63.9	47	0.72	5257	642	0.12

- Bu numunelerde rijitlikte ani bir azalma olmamaktadır.



Şekil: 5.2.20 : Abrams (1913) tarafından gözlenen sıyrılma davranışı.

Düz yüzeyli donatı üzerine yapılan ilk çalışmalardan biri Abrams (1913) tarafından 1913 yılında yapılan çalışmadır. Bu çalışma nervürlü donatılar yanında düz yüzeyli donatıları ve kancalı kenetlenme durumlarını da kapsamaktadır. Abrams (1913) düz yüzeyli donatının sıyrılma davranışı ile ilgili yaptığı gözlem sonuçlarını Şekil 5.2.20 ile özetlemiştir.

Beton dayanımı 12.5 MPa (küp dayanımı) donatı çapı ϕ=16 mm ve gömme boyu 12.8ϕ olan donatılar üzerinde yaptığı sıyrılma deneylerinde; en büyük aderans gerilmesi = 2.8 MPa ve sıyrılma aderans gerilmesi 1.8 MPa'ya ulaşınca başlamaktadır. En büyük aderans gerilmesinde sıyrılma 0.25 mm ölçülmüştür ve bindirme boyunun etkisi ile ilgili yapılan çalışmada bu değerin bindirme boyu ile çok az değiştiği görülmüştür. Kancalı durumlarda aderans 4-7 MPa arasında değişmektedir (kancalı durumlar için 90 ve 135 derece kancalar göz önüne alınmıştır). Yüzeyi parlatılmış (çalışmanın yapıldığı dönemdeki fabrika koşullarından dolayı düz yüzeyli donatılarda yeterince pürüzsüz bir yüzey elde edilemediğinden dolayı donatıların yüzeyleri biraz pürüzlü oluyordu) donatılarda en büyük aderans gerilmesi 1.1 MPa olarak ölçülmüştür. Donatı sıyrılmaya başladıktan sonra bütün aderansın sürtünme ile sağlandığı belirtilmiştir. Donatı çapının küçük olmasının aderansı olumlu yönde etkilediği gözlenmiştir. Abrams (1913) en büyük aderans gerilmesinin donatı ankraj boyu ile çok değiştiğini görmüştür. Ankraj boyu 24ϕ'yi geçtiğinde en büyük aderans gerilmesinin bindirme boyu kısa olan donatılarda sıyrılmanın başladığı aderans gerilmesinin (Şekil 5.2.20'de $0.6\tau_b$) altına düştüğünü görmüştür. Yukarıdaki durum için düşünülürse $0.6\tau_b = 1.7MPa = 0.48\sqrt{f_c'}$ ve kancalı durumda Abrams (1913) tarafından gözlendiği gibi aderansın en az 1.5 kat arttığını düşündüğümüzde bu değer $0.7\sqrt{f_c'}$ olur. Bu deneysel çalışmada aderansı incelenen kiriş boyuna donatıları 90^0 kanca ile birleşim bölgesine bükülmüştür. Abrams (1913) tarafından yapılan çalışmada kullanılan düz yüzeyli donatıların yüzeylerinin o dönemki fabrika şartları düşünülünce daha pürüzlü olacağı ve bu tez

çalışmasındaki kiriş boyuna donatılarının ankraj boylarının 55ϕ olduğu düşünüldüğünde Abrams (1913) tarafından elde edilen sonucun Denklem 5.2.4 ile çok uyumsuz olmadığı görülmektedir.

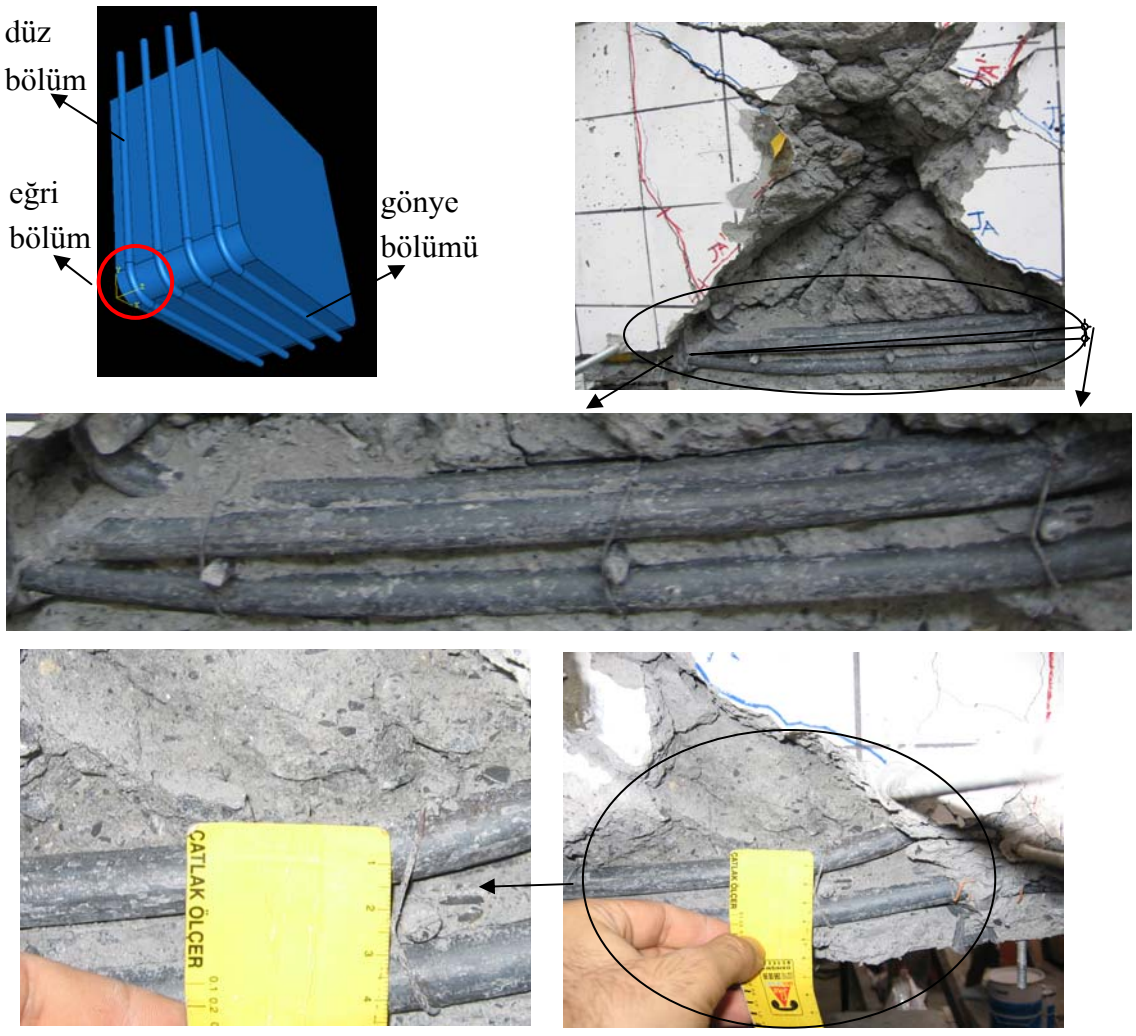
Stocker ve Sozen (1970) yaptıkları çalışmada öngerilmeli elemanlarda aderansı incelemişler ve f'_c=56 MPa olan betonda 11 mm çapına sahip düz yüzeyli donatıların deneylerinde en büyük aderans gerilmesini yaklaşık 3 MPa ($0.44\sqrt{f_c'}$) olarak ölçmüşlerdir (ankraj boyu 2ϕ ile 7ϕ arasında değişmektedir). Bu çalışmadakilerden farklı olarak donatılar betona düz olarak gömülmüş herhangi bir kancalı kenetlenme yoktur. Ayrıca beton dayanımı da çok farklıdır. Buna karşılık görüldüğü gibi Denklem 5.2.4 ile yakın sonuçlar elde edilmiştir. Bu durum Stocker ve Sozen (1970) tarafından yapılan çekip çıkarma deneylerinde ankraj boylarının kısa olması ve donatıların kancasız kenetlenmesi ve buna karşılık bu tez çalışmasında ise donatıların ankraj boylarının uzun olması ve kancalı kenetlenme olmasıdır. Ankaraj boyunun artması aderans gerilmesini azaltacağı ve kancanın olması aderans gerilmesini artıracağı göz önünde bulundurulmalıdır. Orangun ve diğ. (1977) tarafından nervürlü donatıların çekip çıkarma deneyleri üzerine yaptıkları çalışmada aderans gerilmesinin ankraj boyu ile değişimini incelemişlerdir. Deney sonuçları aderans gerilmesinin ankraj boyu artıkça azaldığı ve ortalama 40ϕ'den sonra yaklaşık sabit kaldığını göstermiştir. Aderans gerilmesindeki azalma miktarının %40-50 civarında olduğu görülmüştür.

Literatürde düz donatı üzerine yapılan iki önemli çalışma ile karşılaştırıldığında düz donatının en büyük aderans gerilmesi için verilen Denklem 5.2.4'ün makul olduğu görülmektedir. Aderans gerilmelerinin ankraj boyu üzerinde üniform dağıldığı kabul edilmiş ve kanca dayanımının da Denklem 5.2.4 ile verilen aderans gerilmesine dahil olduğu göz önünde bulundurulmalıdır. Ayrıca bu şekilde belirlenen aderans gerilmesinin 90^0 kanca ile birleşim bölgesine bükülerek kenetlenmiş donatılar için fiktif bir değer olduğu da göz önünde bulundurulmalıdır.

Kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesinde kenetlenmesinde esas direncin donatı ile beton arasındaki aderanstan ziyade 90 derece oluşturulan gönyenin bu bölgedeki betona dayanması ile oluştuğu düşünülmektedir. Bu mekanizma aşağıdaki bölümde detaylı bir şekilde incelenmiştir.

Ankraj göçme mekanizması

Kiriş boyuna donatıları Şekil 5.2.21'de görüldüğü gibi birleşim bölgesinde kolonun diğer yüzünde 90 derece bükülerek kenetlenmiştir. Kiriş boyuna donatısının Şekil 5.2.21'de gösterildiği gibi birleşim bölgesinde kalan kısmı 90 derece ankraj olarak isimlendirilmiştir.



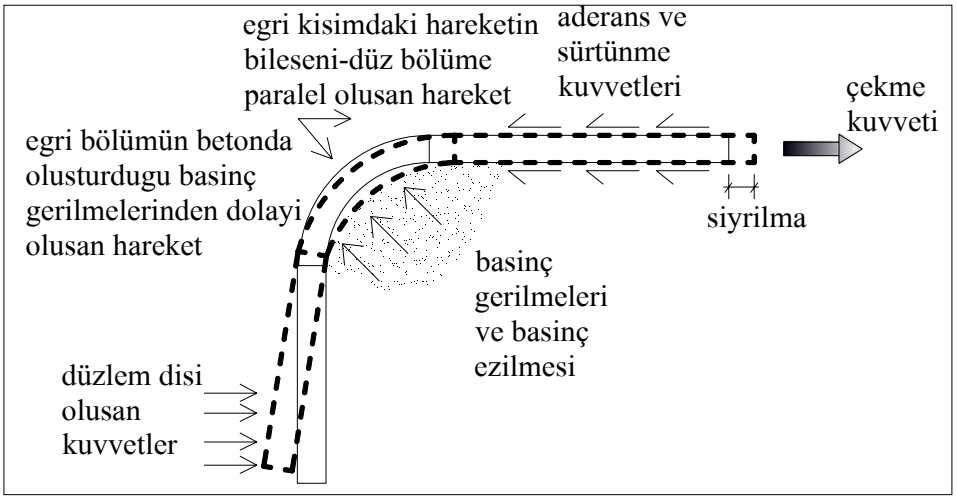
Şekil 5.2.21 : Kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesinde 90 derece gönye yapılarak kenetlenmesi (JO1 numunesi).

90 derece ankrajın düz, eğri ve gönye olarak isimlendirilen bölümleri de gösterilmiştir. Referans numunelerin deneylerinde kirişin eğilme kapasitesine ulaşmadığı dolayısı ile kiriş boyuna donatılarının da akma gerilmesine ulaşmadıkları görülmüştür. Kiriş boyuna donatıları üzerine yerleştirilen şekildeğiştirmeölçerlerden ölçülen şekildeğiştirmelerin akma şekildeğiştirmesinin çok altında olması da kiriş boyuna donatılarının akmadığını teyit etmiştir. Deneyler sonrasında donatının 90 derece büküldüğü bölgede yapılan incelemede Şekil 5.2.21'de görüldüğü gibi donatının bu bölgede betona basarak betonu ezdiği ve yukarı doğru hareket etmiş olduğu görülmüştür (JO1 numunesi). Şekil 5.2.21'deki fotoğraflar deney sonunda numune üzerindeki yük boşaltıldıktan sonraki durumu göstermektedir. Donatının bir miktar yukarı doğru hareket ettiği açık bir şekilde görülmektedir. Bu mekanizma aşağıda iki ayrı yöntem ile detaylı bir şekilde incelenmiştir. Bu iki yöntem; a- temel mekanik, b- doğrusal olmayan sonlu eleman çözümlemesidir.

a-Temel mekanik

Deneyler sırasında yapılan gözlemler, sonlu eleman analizleri ve konu ile ilgili daha önce yapılan araştırmalar (Minor ve Jirsa, 1975, Fujii ve diğ., 1991, Joh ve diğ., 1995) sonucu Şekil 5.2.22'deki gibi bir mekanizma ile donatının beton içinden sıyrıldığı düşünülmüştür. Çekme kuvvetine maruz 90 derece ankrajdaki kuvvetler ilk başlarda düz bölüm ile beton arasındaki aderans aracılığı ile betona aktarılmaktadır. Aderans gerilmelerinin beton çekme dayanımına ve beton çekme dayanımının da $0.35\sqrt{f_c'}$ olduğu kabul edilirse düz kısımdaki aderans gerilmeleri tarafından betona aktarılacak toplam çekme kuvveti $0.35\sqrt{f_c'}\left(\pi\phi l_{dd}\right)=0.35\sqrt{8.3}\times\pi\times16\times384=19.5$ kN (l_{dd} : düz kısmın uzunluğu, ϕ: donatı çapı) olarak bulunur ve bu kuvvetin donatıda oluşturacağı gerilme 97 MPa olacaktır (kiriş boyuna donatısının akma gerilmesi 330 MPa ve numunelerin yatay yük kapasitelerine ulaştıklarında kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri 0.0011 (Çizelge 5.2.6) ve bu şekildeğiştirmeye karşılık gelen gerilme 220 MPa cıvarındadır). Bu aderans kuvveti

aşıldıktan sonra kuvvetler eğri kısmın direnci ve düz kısım ile beton arasındaki sürtünme kuvvetlerinin toplamı şeklinde taşınacaktır.

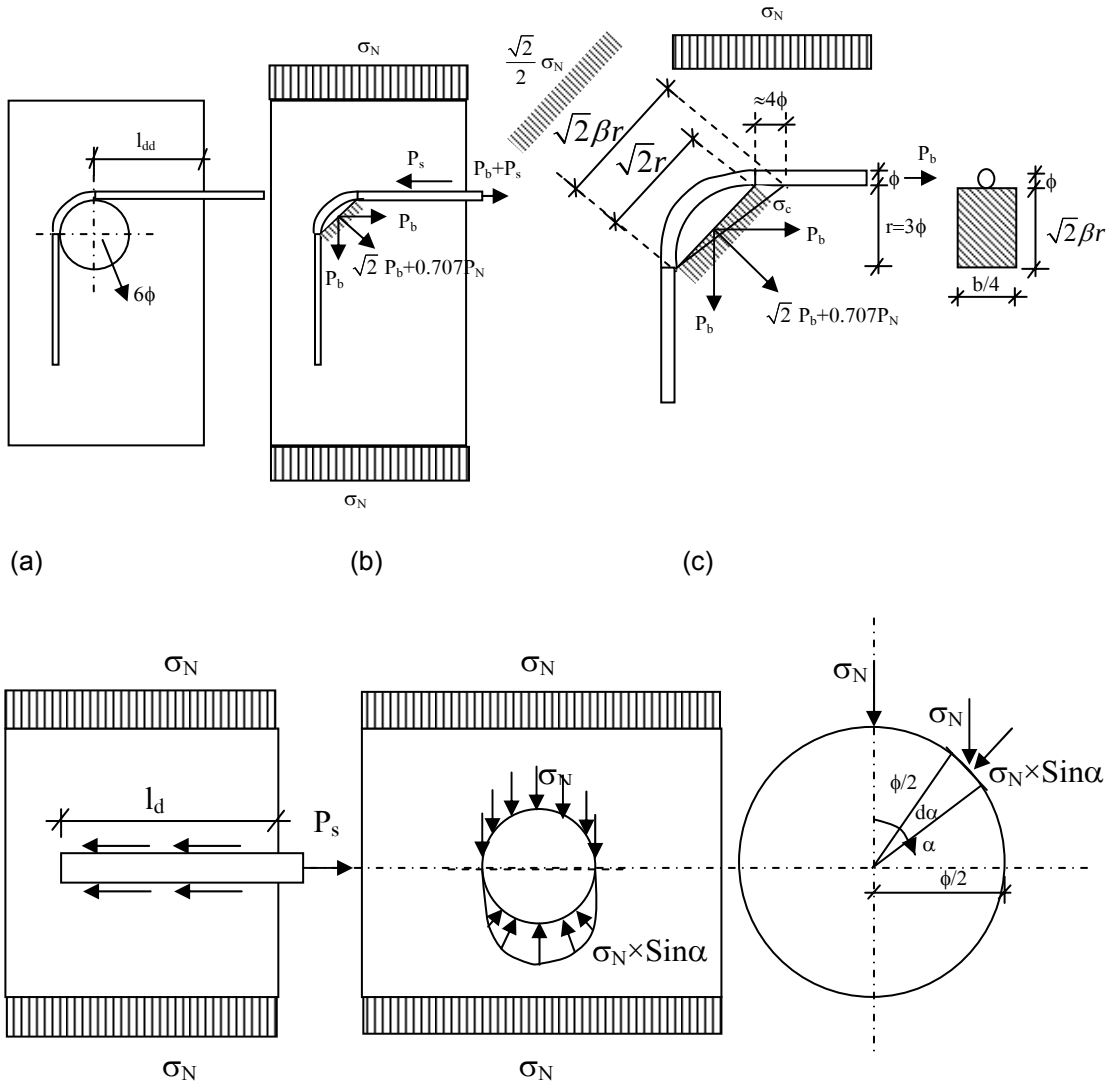


Şekil 5.2.22 : 90 derece ankrajın göçme mekanizması.

Donatıdaki çekme kuvveti artıkça eğri bölümün betona uygulayacağı basınç kuvveti de artacaktır. Eğri kısmın betona uyguladığı basınç gerilmelerinden dolayı bu doğrultuda betonda kısalma ve eğri kısmın bu doğrultuya doğru hareketi söz konusu olacaktır. Eğri kısmın 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 eğri kısmı bu bölgedeki betonu ezerek düzelmeye çalışacaktır. Bu sırada gönye bölümünde düzlem dışı kuvvetler oluşacaktır. Bu kuvvetler kabuk betonunun atmasına sebep olmaktadır.

Şekil 5.2.23'de gösterildiği gibi betona 90 derece gönye yapılarak ankre edilen bir donatı çubuğunun dayanımına ulaşması sırasında oluşan mekanizma ve kuvvetler gösterilmiştir.

Şekil 5.2.23.a'da l_{dd} ile gösterilen düz kısım aderansını kaybettikten sonra donatıdaki kuvvetler Şekil 5.2.23.b'de serbest cisim diyagramları gösterilen iki farklı mekanizmanın toplamı şeklinde birleşim bölgesindeki betona aktarılmaktadır;



Şekil 5.2.23 : 90 derece ankrajın göçme mekanizması ve oluşan kuvvetler.

1- Düz kısımdaki sürtünme kuvvetleri: Şekil 5.2.23.d'de 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 kuvvetini 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 5.2.23.e'de σ_N gerilmelerine maruz bir beton bloğa gömülü donatı yüzeyine dik olarak etki eden gerilmelerin donatı yüzeyinde dağılımı görülmektedir. Silindirik yüzeye çizilecek 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 5.2.5 ile hesaplanmıştır.

$$P_{sx} = (\sigma_N \sin\alpha) \times (\Delta x) \times l_d \times \mu \qquad \textbf{(5.2.5)}$$

$\Delta x = \frac{\phi}{2} \times d\alpha$ olduğu göz önünde bulundurulduğunda ve bu eşitlik Denklem 5.2.5'de yerine yazıldığında Denklem 5.2.6'daki entegrasyon elde edilmiştir.

$$\frac{P_s}{4} = \sigma_N \times \mu \times l_d \times \frac{\phi}{2} \int_{\pi/2}^{0} \sin\alpha d\alpha \qquad \textbf{(5.2.6)}$$

Denklem 5.2.6 $\pi/2$'den 0'a entegre edilirse donatının dörtte bir yüzeyindeki toplam sürtünme kuvveti bulunabilir (Denklem 5.2.7). Bu çalışmada beton ile donatı arasındaki sürtünme katsayısı 0.4 olarak kabul edilmiştir.

$$\frac{P_s}{4} = -\sigma_N \times \mu \times l_d \times \frac{\phi}{2} \cos\alpha \Big|_{\pi/2}^{0} = \sigma_N \times \mu \times l_d \times \frac{\phi}{2} \qquad \textbf{(5.2.7)}$$

2- Donatı büküm bölgesindeki betonun ezilmesi : Bu duruma ait serbest çizim diyagramı Şekil 5.2.23.c'de verilmiştir. Bu mekanizma ile donatının betona aktarabileceği P_b kuvveti bu bölgede betondaki gerilmelerin $\sigma_c = f_c^{'}$ olması durumuna denk gelen kuvvettir. Donatıdaki kuvvetin bu bölgedeki bileşeni $\sqrt{2}\,P_b$, eksenel kuvvetin bu bölgedeki bileşeni $\frac{\sqrt{2}}{2} P_N$ (P_N : kolon eksenel gerilmesinin (σ_N) eğri bölüm üzerinde oluşturduğu kuvvet) ve bu bölgedeki betonun taşıyabileceği

kuvvet beton basınç dayanımının donatının bu bölgedeki oturma alanı ile çarpılması ile elde edilebilir. Birleşim bölgesinde dört adet donatı çubuğunun olduğu düşünüldüğünde her donatının kullanabileceği oturma genişliği b/4 olarak düşünülebilir. Oturma uzunluğunun en az $\sqrt{2}r$ olacağı ve kancanın düz bölümünün bir kısmının da betona oturacağı düşünülmüştür (doğrusal olmayan sonlu eleman çözümlemelerinden görülmüştür, bu konu bir sonraki bölümde verilmiştir). Burada r ankrajın büküm yarıçapıdır ve deney numunelerinde TS500 (2000) yönetmelik kurallarına uyularak 3ϕ olarak alınmıştır. Kiriş boyuna donatılarında çekme oluştuğunda kolonda oluşacak momentten dolayı kolun kesitinde çekme ve basınç bölgeleri oluşacaktır. Basınç bölgesinin eğri bölüme denk gelmesi ile bu bölüme yakın düz kısmın bir bölümü de betona basarak betonu ezmeye çalışacaktır. Şekil 5.2.23.c'de serbest cisim diyagramı verilen bu kuvvetlerin yatay dengesi Denklem 5.2.8 ile yazılabilir.

$$\sqrt{2}P_b + \frac{\sqrt{2}}{2}P_N = f_c^{'} \times \left(\frac{b}{4} \times \sqrt{2}\beta r \right) \qquad \textbf{(5.2.8)}$$

P_N bu bölgeye etki eden eksenel gerilmelerden oluşan kuvvettir. Denklem 5.2.8 düzenlenirse Denklem 5.2.9 ve Denklem 5.2.10 elde edilmiştir.

$$P_b + \frac{1}{2}\sigma_N \left(\frac{b}{4}\beta\sqrt{2}r \right) = f_c^{'} \times \left(\frac{b}{4} \times \beta r \right) \qquad \textbf{(5.2.9)}$$

$$P_b = \left(\frac{b}{4}\beta r \right) \times \left(f_c^{'} - \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_N \right) \qquad \textbf{(5.2.10)}$$

Denklem 5.2.11 sürtünme kuvveti (Denklem 5.2.7) ile betonun ezilmesine karşılılık gelen donatıdaki kuvvetin (Denklem 5.2.10) toplamını göstermektedir.

$$F_{donatı,t} = P_b + P_s = \left(\frac{b}{4}\beta r \right) \times \left(f_c^{'} - \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_N \right) + 2l_d \phi \sigma_N \mu \qquad \textbf{(5.2.11)}$$

Denklem 5.2.11 düzenlenerek β katsayısı Denklem 5.2.12 ile hesaplanabilir.

$$\beta = \frac{\left(F_{donatı,t} - 2l_d \phi \sigma_N \mu\right)}{\frac{b}{4} r \left(f_c^{'} - \frac{\sqrt{2}}{2}\sigma_N\right)} \qquad \textbf{(5.2.12)}$$

Çizelge 5.2.8'de numunelerin deneysel yatay yük kapasitelerine ($F_{kiriş}$), karşı gelen kirişin birleşim bölgesine birleşen ucundaki moment ($M_{kiriş}$), moment kolu 0.9d kabul edilerek çekme donatılarına gelen toplam kuvvet (F_s) verilmiştir.

Çizelge 5.2.8 : β katsayısının belirlenmesi ve deneysel sonuçlar ile karşılaştırma.

Numune	$F_{kiriş}$ (kN)	$M_{kiriş}$= $F_{kiriş}$×1.36 (kNm)	F_s= $M_{kiriş}$/(0.9d) (kN)	$F_{döşeme}$ (kN)	$F_{skiriş}$= F_s- $F_{döşeme}$ (kN)	$F_{donatı,d}$= $F_{skiriş}$/4 (kN)	σ_N (MPa)	β	β=1.65			$F_{donatı,d}$ / $F_{donatı,t}$
									P_s	P_b	$F_{donatı,t}$= P_b+P_s	
JO1	65.8	89.5	214	31.7	183	46	0.91	1.79	4.5	37.9	42	0.93
JO4	66.3	90.2	216	31.7	184	46	3.65	1.64	17.9	28.3	46	1.00
JO5	51.5	70.0	168	-	168	42	0.91	1.63	4.5	37.9	42	1.01
JO6	56.2	76.4	183	31.7	151	38	0.00	1.52	0.0	41.1	41	1.09
JO7	66.6	90.6	217	31.7	185	46	3.65	1.65	17.9	28.3	46	1.00

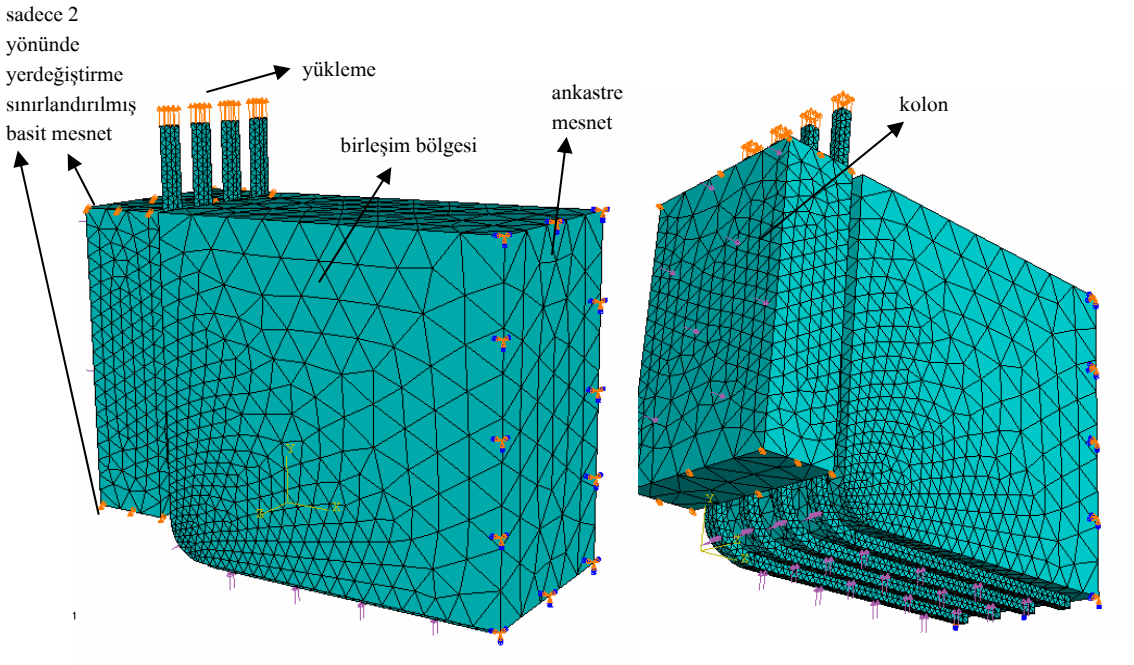
- döşeme donatısı yok

Döşeme donatılarının aktığı kabul edilerek döşeme donatılarındaki toplam kuvvet ($F_{döşeme}$) ve donatılara gelen toplam kuvvetten döşeme donatılarına gelen kuvvet çıkarılarak kiriş boyuna donatılarındaki toplam kuvvet ($F_{skiriş}$) ve bu kuvvet dörde bölünerek her bir donatıya gelen kuvvet ($F_{donatı,d}$) elde edilmiş ve Çizelge 5.2.8'de verilmiştir. Kolondaki eksenel gerilmeler de (σ_N) verilmiştir. Deney sonuçları kullanılarak her numune için β katsayısı belirlenmiştir. Bunun için Denklem 5.2.12'de $F_{donatı,t}$ yerine deneysel $F_{donatı,d}$ değerleri konulmuştur. Bu β katsayıları kullanarak ortalama bir β katsayı 1.65 olarak belirlenmiştir. Bu β katsayısı 90 derece bükülen donatının eğri bölümüne ilave olarak düz bölümün (90 derece büküm yerine yakın) bir kısmının da (≈4ϕ) betona bastığını göstermektedir. Bu katsayı kullanılarak kiriş boyuna donatılarının aktarabileceği en büyük kuvvetler ($F_{donatı,t}$) Denklem 5.2.11 ile hesaplanmış ve deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Çizelge 5.2.8'de görüldüğü gibi bütün numuneler için hata %10'nun altındadır. Denklem 5.2.7'den görüldüğü gibi eksenel yük artıkça donatıya sürtünme aracılığı ile aktarılan kuvvet artmakta buna karşılık Denklem 5.2.10'da görüldüğü gibi eksenel yük artıkça eğri

bölgedeki betonun ezilmesi ile donatıya aktarılan kuvvet azalmaktadır. Görüldüğü gibi eksenel yükün artması ile Denklem 5.11'deki bileşenlerden biri artarken diğeri azalmaktadır. Bunun sonucu olarak donatıya aktarılan kuvvetin eksenel yük ile artmaması veya çok az artması söz konusu olabilir.

b-Doğrusal olmayan sonlu eleman çözümlemesi

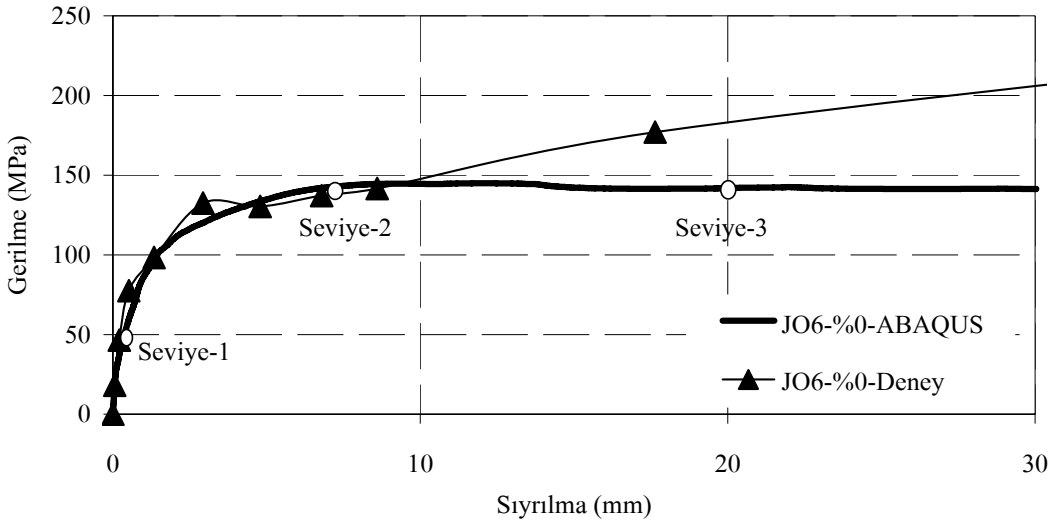
Birleşim bölgesine 90 derece gönye yapılarak kenetlenen kiriş boyuna donatısının davranışını incelemek amacı ile doğrusal olamayan sonlu eleman analizi yapılmıştır. Sonlu eleman çözümlemeleri için Purdue Üniversitesinde lisanlı olarak bulunan ABAQUS (ABAQUS, 2007) programı kullanılmıştır. Bu amaçla, sadece bu bölge üzerinde yoğunlaşarak bu bölgedeki donatı ve beton elemanları ve yükleme şekli kolon-kiriş birleşim bölgesi numunelerindeki durumu yansıtacak şekilde düzenlenmiştir. Şekil 5.2.24'de göz önüne alınan sitemin geometrisi, mesnet ve yükleme şekilleri verilmiştir. Birleşim bölgesi ve kolonu temsil etmek üzere iki beton



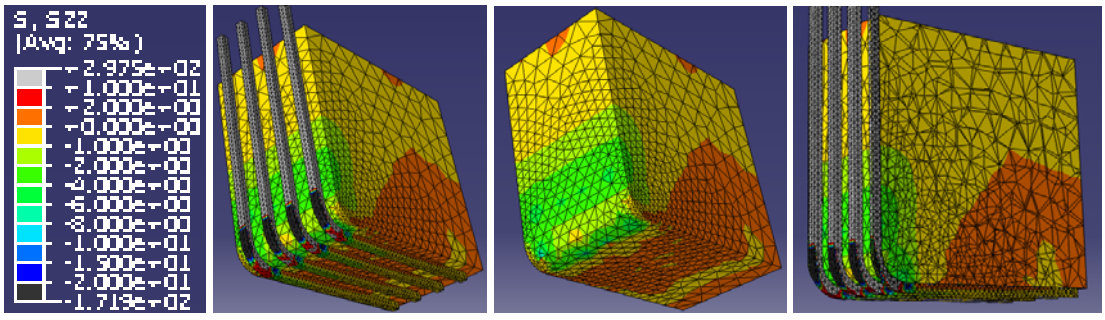
Şekil 5.2.24 : Sonlu eleman modeli, yükleme ve 90 derece ankrajın eğri ve düz bölümleri.

kütlesi tanımlanmıştır. Donatılar dikdörtgen kesitli olarak tanımlanmıştır. Bunun sebebi daire kesitli donatı ile beton arasında bir sürtünme kuvveti

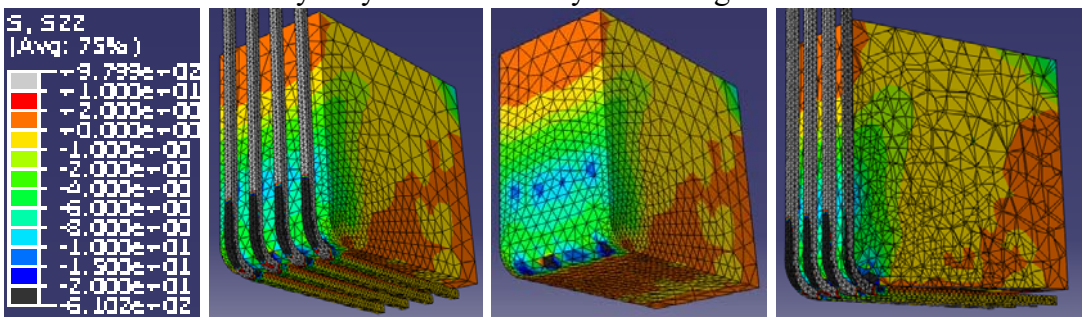
oluşturulamadığından dolayı sonlu elaman çözümü ıraksamaktadır. Kare kesitin bir kenar boyutu donatının çapına eşit olarak alınmıştır. Daire kesitin tüm çevresine ve kare kesitli donatının iki kenarına etki eden toplam sürtünme kuvvetlerinin birbirine eşit olduğu bir önceki bölümde yapılan entegrasyon ile gösterilmişti. Sürtünme katsayısı 0.4 kabul edilmiştir. Beton basınç ve çekme dayanımları sırası ile 8.3 ve 1.4 MPa alınmıştır. Betonun basınç ve çekme bölgesindeki gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Bölüm 4.3.4 Şekil 4.52'deki gibi alınmıştır. Modellemede 4 düğümlü C3D4 üçgen sonlu eleman kullanılmıştır. Concrete damaged plasticity (hasarlı beton plastisite modeli) modeli kullanılmıştır. Kullanılan beton modeli ile ilgili detaylar Bölüm 4.3.4'de bulunabilir. Sonlu eleman çözümlemeleri kolon eksenel yük düzeyleri farklı olan üç numune (JO6, JO1, JO7) için yapılmıştır ve sonuçlar Şekil 5.2.25-30'da özetlenmeye çalışılmıştır. Bu şekillerde verilen grafiklerin düşey eksenleri kiriş boyuna donatısına etki eden yüke karşılık kiriş boyuna donatısının maruz kaldığı gerilmeyi, yatay eksenleri kiriş boyuna donatısına etki eden bu gerilmeye karşılık kiriş boyuna donatısının beton ile rölatif hareketi olan sıyrılmayı ifade etmektedir. Bu sıyrılma değerlerine ankrajın düz kısmındaki aderans gerilmesi aşıldıktan sonra bu kısımdaki donatıda yaklaşık düz yayılı olarak oluşması beklenen doğrusal şekildeğiştirmelerden kaynaklanan sıyrılma da (en çok 0.5 mm civarında) dahildir. Şekil 5.2.25, 27 ve 29'da görüldüğü gibi deneysel ve teorik gerilme-sıyrılma ilişkileri oldukça birbirine yakındır. Farklı üç yükleme seviyesinde birleşim bölgesini temsil eden beton blokta 2 yönündeki basınç gerilmelerinin dağılımı Şekil 5.2.26, 28 ve 30'da verilmiştir (2 yönü donatının düz bölümünün eksenine paralel olan yöndür). Bu seviyeler gerilme-sıyrılma ilişkilerine ait grafiklerde işaretlenmiştir. Daha iyi anlaşılması için bu şekillerde her yükleme seviyesi için beton bloktaki basınç gerilmelerinin dağılımının üç farklı görüntüsü verilmiştir. Şekillerden görüldüğü gibi basınç gerilmeleri özellikle ankrajın eğri ve eğri kısma yakın düz bölümünün bir kısmının oturduğu yerlerde yoğunlaşmıştır. Seviye-2'de bu bölgelerde ezilmenin başladığı görülmektedir. Bu yükleme seviyesi donatıda ulaşılan en büyük gerilmeye



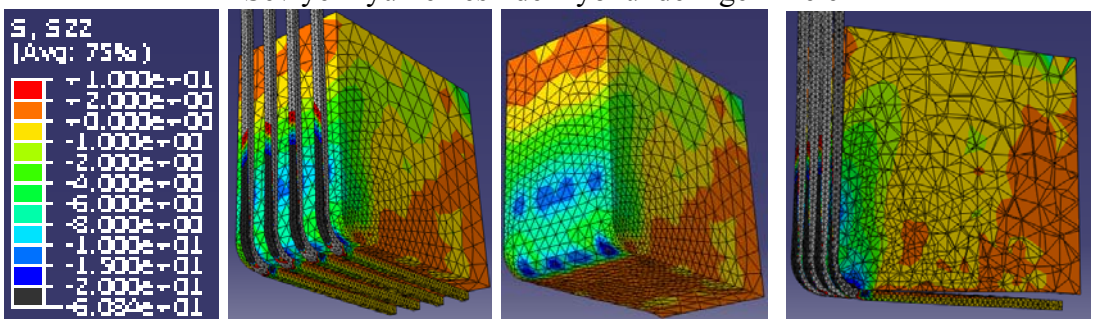
Şekil 5.2.25 : Deneysel ve teorik gerilme-sıyrılma ilişkileri-JO6.



Seviye-1 yüklemesinde 2 yönündeki gerilmeler

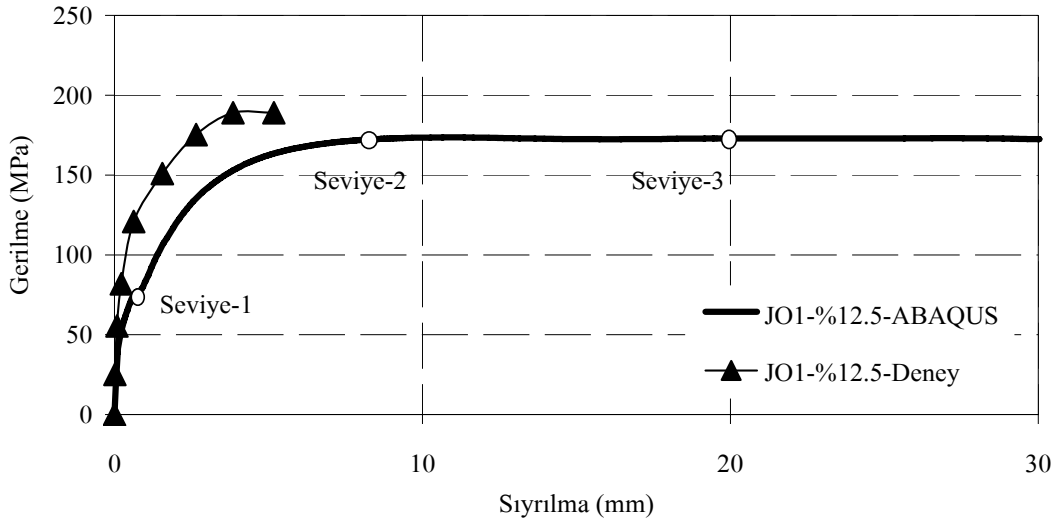


Seviye-2 yüklemesinde 2 yönündeki gerilmeler

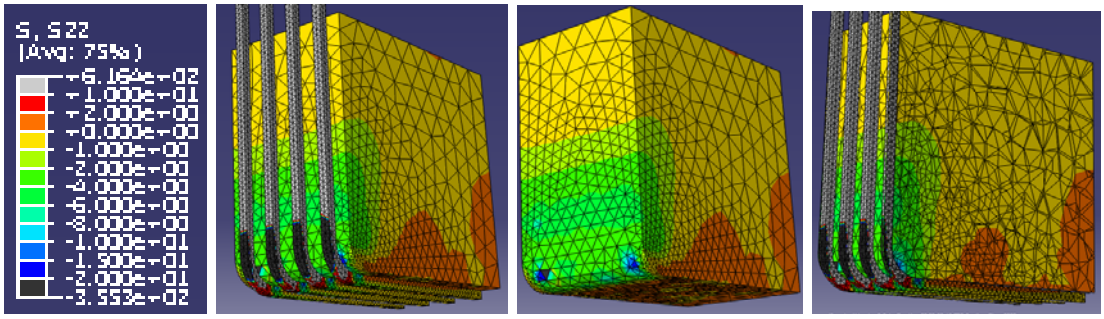


Seviye-3 yüklemesinde 2 yönündeki gerilmeler

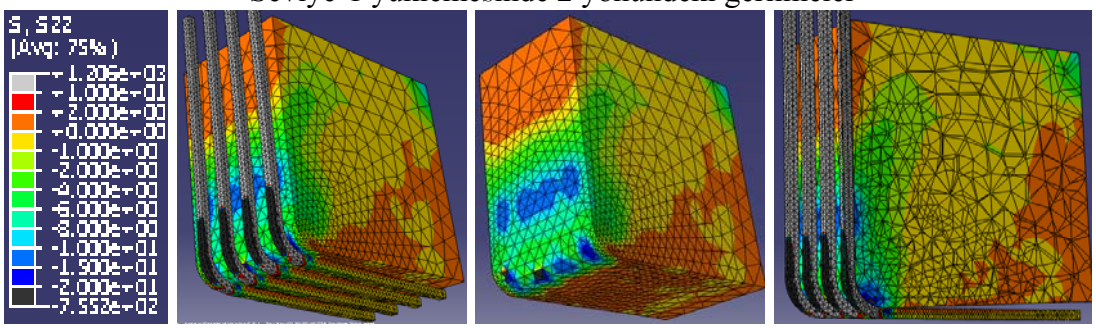
Şekil 5.2.26 : 90 derece ankrajın eğri ve düz bölümündeki betonun ezilmesi-JO6.



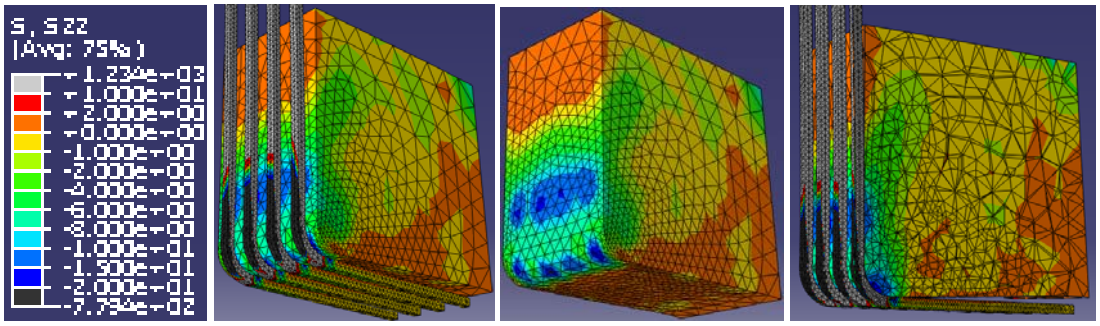
Şekil 5.2.27 : Deneysel ve teorik gerilme-sıyrılma ilişkileri-JO1.



Seviye-1 yüklemesinde 2 yönündeki gerilmeler

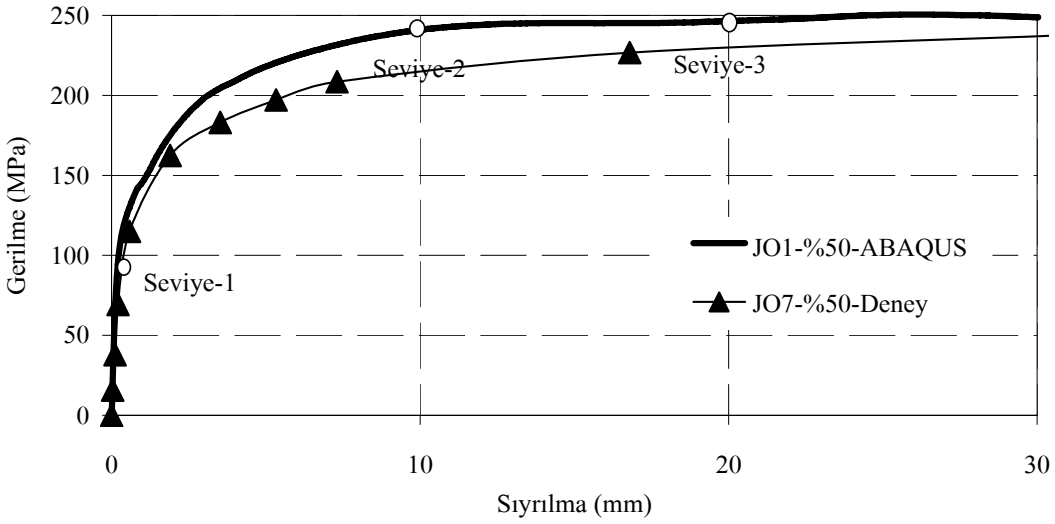


Seviye-2 yüklemesinde 2 yönündeki gerilmeler

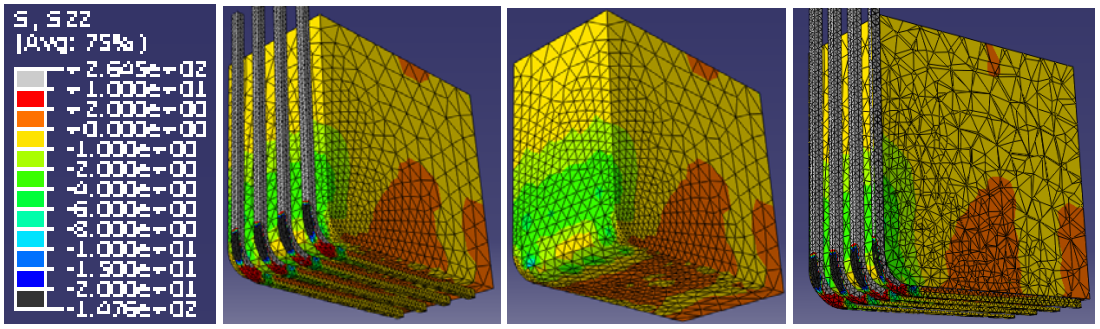


Seviye-3 yüklemesinde 2 yönündeki gerilmeler

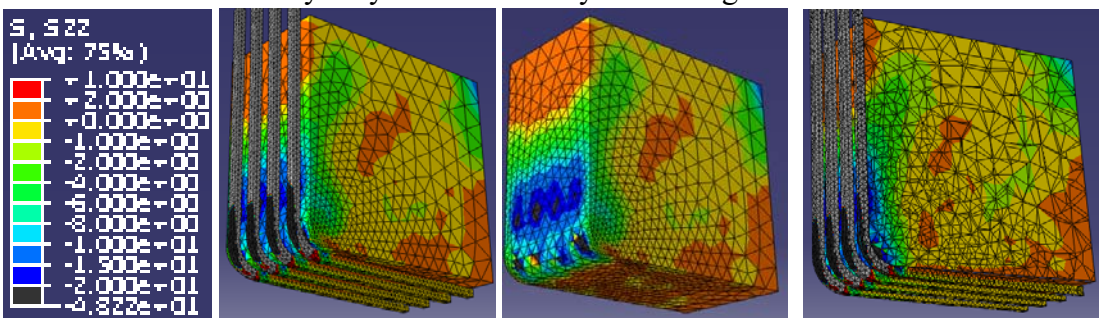
Şekil 5.2.28 : 90 derece ankrajın eğri ve düz bölümündeki betonun ezilmesi-JO1.



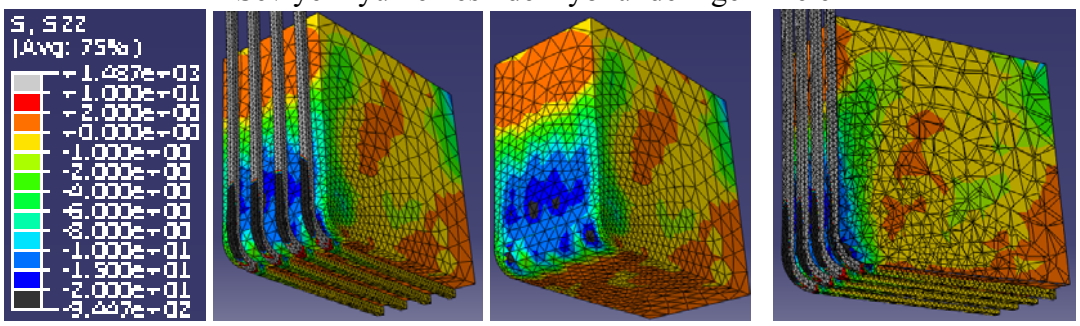
Şekil 5.2.29 : Deneysel ve teorik gerilme-sıyrılma ilişkileri-JO7.



Seviye-1 yüklemesinde 2 yönündeki gerilmeler



Seviye-2 yüklemesinde 2 yönündeki gerilmeler



Seviye-3 yüklemesinde 2 yönündeki gerilmeler

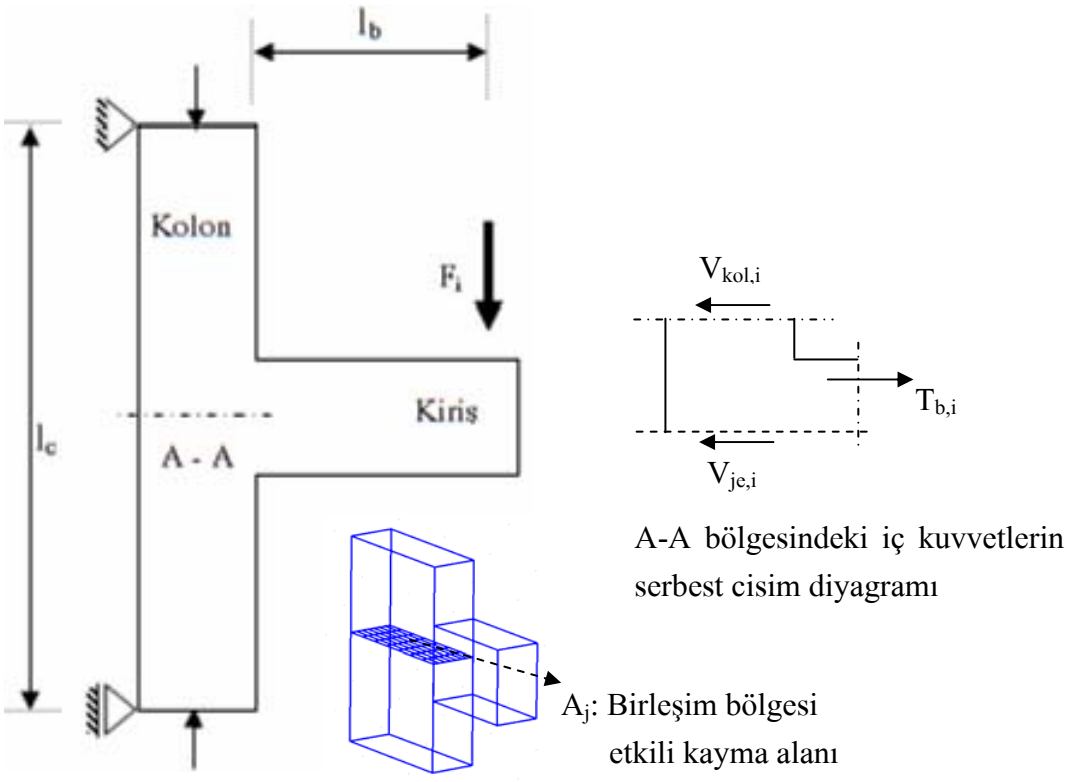
Şekil 5.2.30 : 90 derece ankrajın eğri ve düz bölümündeki betonun ezilmesi-JO7.

karşılık gelmektedir. Bu durum donatıdaki yükün (yada gerilmenin) bu bölgedeki betonların ezilmesi ile sınırlandığını göstermektedir. Deneyler ve sonlu eleman çözümlemeleri göstermiştir ki bu tür bir göçme mekanizması sünek bir göçmeye neden olmaktadır. Kiriş boyuna donatılarındaki gerilmenin betonun ezilmesi ile sınırlanması ankrajın büküm yarıçapının az olduğunu göstermektedir. Bu büküm yarıçapı büyütülürse donatının eğri bölümünün basacağı beton alanı büyür ve dolayısı ile donatının betona aktarabileceği kuvvette büyür. Bu durum TS500 (2000) tarafından 90 derece bükülerek kenetlenen donatılar için en küçük büküm yarıçapı olarak önerilen değerin düşük dayanımlı beton için büyütülmesinin gerekliliğini göstermektedir.

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin kesme kapasitesi

Birleşim bölgesine etki eden deneysel kayma gerilmelerinin bulunması

Kolon-kiriş birleşim bölgesi şematik olarak Şekilde 5.2.31'de verilmiştir.

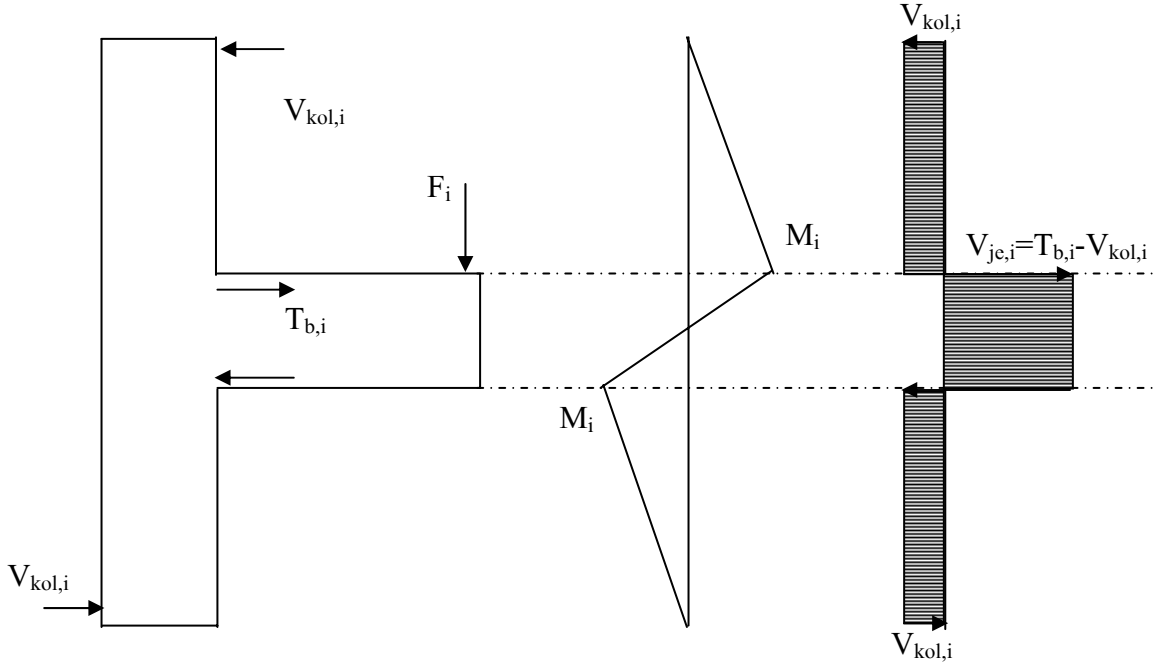


Şekil 5.2.31 : Birleşim bölgesine etki eden kesme kuvveti.

Bu şekilde ayrıca herhangi bir anda kirişe etki eden F_i yatay kuvveti altında birleşim bölgesine etki eden kesme kuvvetinin ($V_{je,i}$) etki ettiği bölge olan A-A bölgesi için serbest cisim diyagramı gösterilmiştir.

Şekil 5.2.31'de $V_{kol,i}$ ve $T_{b,i}$, F_i yatay yükü etkisinde sırası ile kolon kesitine etki eden kesme kuvveti ve kirişin boyuna donatılarında oluşan toplam çekme kuvvetidir. Şekilde 5.2.32'de F_i yatay yükü etkisinde birleşim bölgesinin sırası ile moment ve kesme diyagramları verilmiştir. Her yükleme adımında (F_i) kolon kesitine etki eden kesme kuvveti basit bir şekilde Denklem 5.2.13 ile hesaplanmıştır. Bu denklemde l_b F_i yükünün etki ettiği noktanın kirişin birleşim bölgesi ile birleştiği yüzeye olan mesafesi, l_c kolonun her iki ucundaki moment sıfır noktaları olan basit mesnetler arasındaki mesafedir.

$$V_{kol,i} = \frac{F_i \times l_b}{l_c} \qquad \textbf{(5.2.13)}$$



a) Birleşim bölgesine etki eden kuvvetler b) eğilme momenti c) kesme kuvveti

Şekil 5.2.32 : Birleşim bölgesine etki eden kuvvetler.

Şekil 5.2.32'de A-A bölgesinde gösterilen kuvvetlerin yatay düzlemde dengesi yazılırsa $V_{je,i}$ Denklem 5.2.14 ile karşı gelen kayma gerilmeleri de Denklem 5.2.15 ile hesaplanabilir.

$$V_{je,i} = T_{b,i} - V_{kol,i} \quad \textbf{(5.2.14)}$$

$$v_{je,i} = \frac{V_{je,i}}{b_j h_j} \quad \textbf{(5.2.15)}$$

Denklem 5.2.15'de b_j ve h_j birleşim bölgesinin etkili genişlik ve yüksekliğidir (bu çalışmada kiriş ile kolon genişliği eşit olduğundan etkili genişlik kiriş genişliğine ve etkili yükseklikte kolon yüksekliğine eşittir). Her bir F_i yükleme adımında kiriş boyuna donatılarındaki toplam çekme kuvveti Denklem 5.2.16 ile hesaplanmıştır.

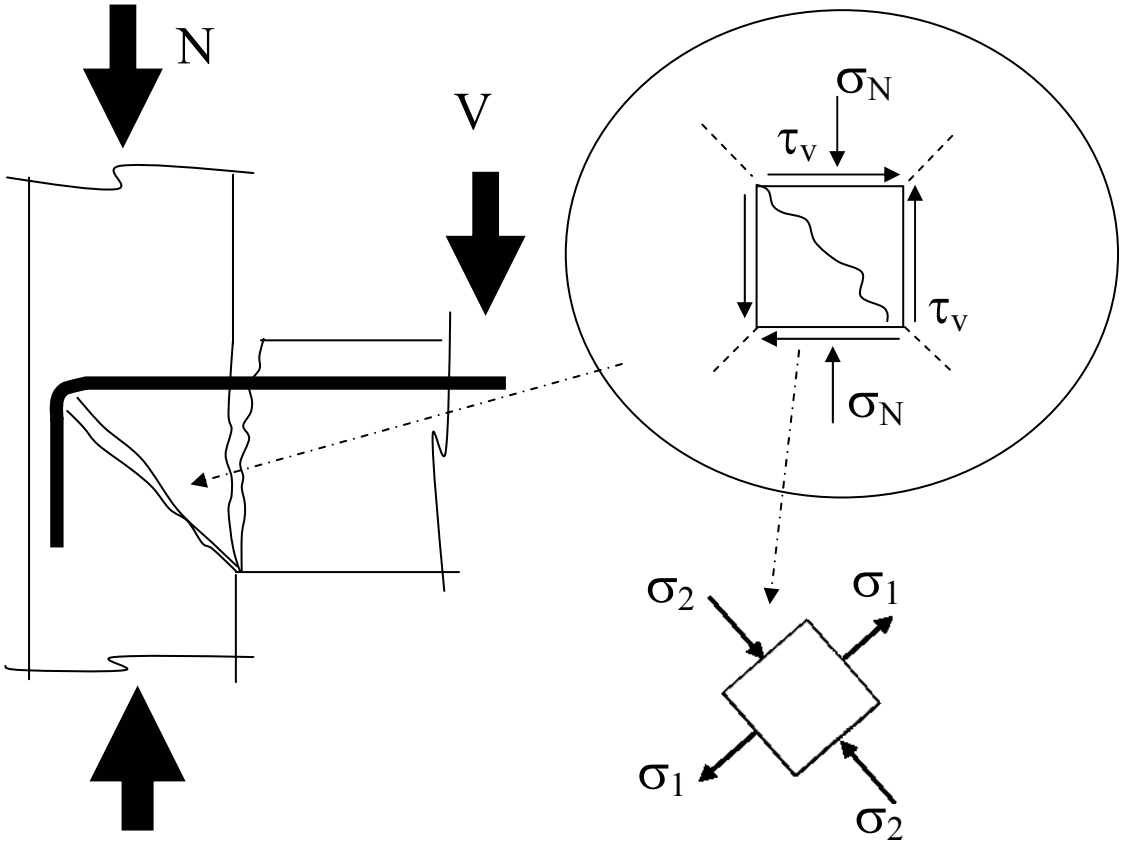
$$T_{b,i} = A_{sb} \times \sigma_{s,i} \times \varepsilon_{s,i} \quad \textbf{(5.2.16)}$$

Bu denklemde $\sigma_{s,i}$ ve $\varepsilon_{s,i}$ sırası ile her bir yükleme adımında kiriş boyuna donatılarındaki gerilme ve şekildeğiştirmelerdir. $\sigma_{s,i}$ ve $\varepsilon_{s,i}$ değerleri kiriş için yapılan moment-eğrilik analizinden elde edilmiştir. Her bir F_i yükleme adımında kirişin birleşim bölgesi ile kesiştiği yüzdeki kiriş kesitindeki (kirişin birleşim bölgesi ile mesafesi sıfır olan kesiti) moment hesaplanmış ve bu momente karşı gelen donatı gerilme ve şekildeğiştirmeleri belirlenmiştir. Moment eğirlik analizi ile ilgili detaylar Bedirhanoglu ve Ilki (2004) tarafından yapılan çalışmada bulunabilir.

Birleşim bölgesine etki eden kesme kuvvetinin karşılanmasında betonun katkısı

Seri 1 numunelerinde numunelerin yatay yük kapasiteleri kiriş boyuna donatılarının sıyrılması ile sınırlanmıştır. Sıyrılmayı engellemek için Seri 2 numunelerinde birleşim bölgesinde 90^0 bükülerek oluşturulan gönyeler birbirlerine kaynaklanmıştır. Seri 2 deneylerinde kolon ve kirişlerin kapasitelerine ulaşmadığı ve numunelerin yatay yük kapasitelerinin birleşim bölgesinin dayanımı tarafından sınırladığı

görülmüştür. Bu numunelerde birleşim bölgesinin dayanımını kesme kuvveti kapasitesine ulaştığından dolayı kaybettiği düşünülmektedir. Birleşim bölgesinde etriye bulunmadığından dolayı kesme gerilmeleri sadece beton tarafından karşılanmaktadır. Birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesini belirlemek için literatürde sıkça yararlanılan mekaniğin temel prensipleri kullanılmıştır. Bir elemanın kesme kuvveti kapasitesini kaybetmesi asal çekme gerilmelerinin aşılmasından dolayı oluşan göçmelerde Şekil 5.2.33'de görüldüğü gibi elemana etki eden yatay yük ve eksenel yükten kaynaklanan iki eksenli kayma 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

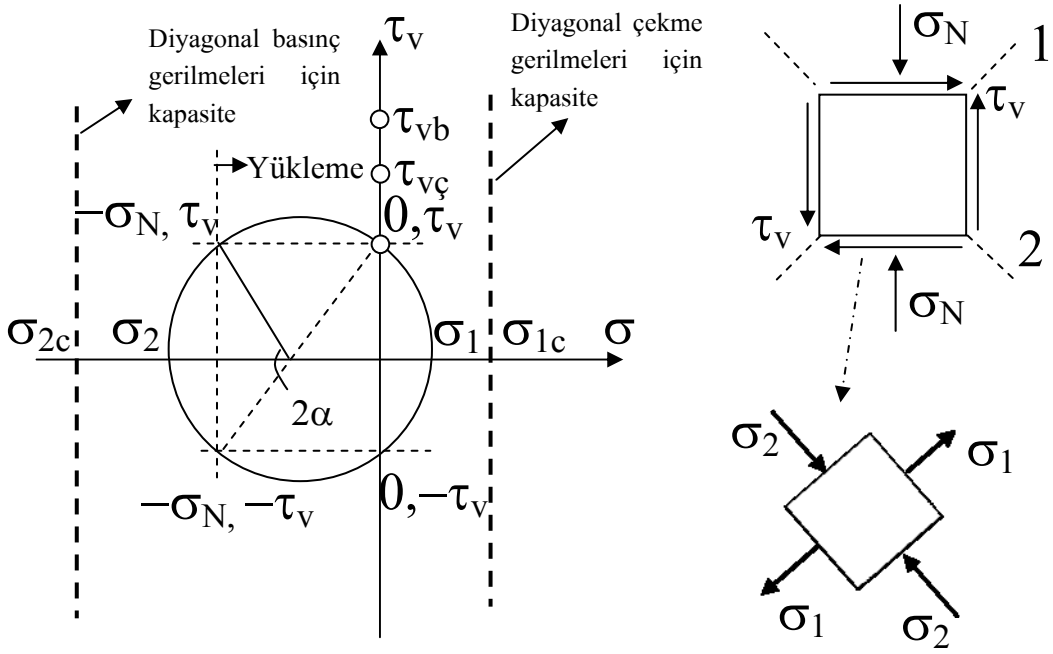


Şekil 5.2.33 : Eğik çatlağın oluşmasını sağlayan gerilmeler.

eğik çatlak oluşturacak yüke eşit olacağı bilinmektedir. Eğik çatlak oluşumu asal çekme gerilmesi bileşeninin beton çekme dayanımına ulaşması ile olduğu varsayılmıştır. Şekil 5.2.34'de Şekil 5.2.33'de gösterilen yükleme durumu için Mohr

dairesi çizilmiştir. Bu şekilde yükleme ve kapasite (diyagonal çekme ve basınç için) için kabul edilen sınırlar kesikli çizgiler ile belirtilmiştir. Sonuç olarak eğik çatlak yükü veya kesme göçmesine neden olan yükün betonun çekme dayanımı ile ilgili olduğu görülmektedir. Betonun çekme dayanımı $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}$ olarak alınmıştır. Konu ile ilgili detaylar Bölüm 3.3.1'de bulunabilir. Birbirine dik iki yüzeyde kayma (τ_{xy}) ve eksenel (σ_x ve σ_y) gerilmelere maruz herhangi bir elemandaki temel gerilmeler Denklem 5.2.17 ile hesaplanabilir.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \qquad \textbf{(5.2.17)}$$



Şekil 5.2.34 : Mohr dairesi (Mohr, 1900).

Asal çekme gerilmesine karşı gelen kayma gerilmesi (birleşimde oluşan kayma gerilmesi) Denklem 5.2.18 ile bulunabilir.

$$\tau_{xy} = \sqrt{\left(\sigma_1 - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} \qquad \textbf{(5.2.18)}$$

Bu çalışmadaki yükleme durumu düşünüldüğünde $\sigma_x = \sigma_N$, $\sigma_y = 0$, $\tau_{xy} = \tau_V$ 'dir. Bu değerler kullanıldığında Denklem 5.2.19 elde edilebilir.

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_N}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_N}{2}\right)^2 + \tau_v^2} \qquad \textbf{(5.2.19)}$$

Bu denklemde σ_N kolondaki eksenel gerilmelerdir ve basınç yüklemesi için "-" alınmalıdır. τ_V kirişe etki eden kesme kuvvetinin birleşim bölgesinde oluşturduğu kesme gerilmesidir.

Şekil 5.2.34'deki gibi kapasite sınırı için $\sigma_1 = 0.5\sqrt{f_c'}$ alınırsa birleşim bölgesinin kesme kuvveti taşıma kapasitesi Denklem 5.2.20 ile elde edilebilir. Bu denklemde N kolon eksenel yüküdür ve basınç durumu için "-", çekme durumu için "+" alınacaktır.

$$\tau_{vç} = 0.5\sqrt{f_c'}\sqrt{1 - \frac{N}{0.5\sqrt{f_c'}A_g}} \qquad \textbf{(5.2.20)}$$

Yukarıda verilen Denklem 5.2.20'in Seri 2 numuneleri için iyi sonuç verdiği görülmüştür, Çizelge 5.2.9. Göçme şeklinin diyagonal basınç gerilmelerinin (σ_{2c}) betonun diyagonal basınç dayanımını aşması ile gerçekleşmesi durumu için Bölüm 3.3.1'de verilen Denklem 3.46 kullanılmıştır (Şekil 5.2.34).

Seri 2 numunelerinde kolon-kiriş birleşim bölgesinin dayanımını kaybetmesi birleşim bölgesinin diyagonal çekme gerilmelerinin betonun diyagonal çekme dayanımını aşması ile kesme kapasitesine ulaşmasından dolayı olmakta ve kesme kuvvetlerini sadece beton karşılamaktadır. Birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesi için çeşitli yönetmelikler tarafından farklı denklemler önerilmiştir.

Çizelge 5.2.9 : Numunelerin kapasitelerine karşı gelen deneysel ve teorik kayma gerilmelerinin karşılaştırılması.

Numune	f′c (MPa)	En kesit boyutları: Kiriş kolon	Deneysel		Teorik (MPa)					
					En büyük kayma gerilmesi sınırı ($v_{maks.}$)			Beton tarafından taşınana kayma gerilmesi (v_c)		
			V (kN)	$v_{d,j}$ (MPa)	DBY.	ACI-352 (2002)	Fema	Denk. 5.2.20	Eurocode	ACI-352 (1976)
JW1	8.3	250×500 250×500	235	1.88	3.7	2.9	1.9	1.84	2.2	0.9
JW2	8.3	250×500 250×500	250	2.00	3.7	2.9	1.4	1.84	2.2	0.9
BS-L[1]	38.6	260×450 260×450	316	3.51	17.4	6.2	4.1	5.26	6.0	3.0
BS-LL[1]	52.6	260×450 260×450	399	4.43	23.7	7.3	4.8	6.46	7.4	3.8
BS-U[1]	38.8	260×450 260×450	341	3.79	17.5	6.2	4.1	5.28	6.0	3.0
BS-L-LS[1]	39.5	260×450 260×450	345	3.83	17.8	6.3	4.2	5.34	6.1	3.0
OTO[2]	67.3	320×450 420×420	997	5.65	30.3	8.2	5.4	4.63	8.7	2.7
P1[3]	27.3	200×400 200×250	346	6.91	12.3	5.2	3.5	3.27	4.8	1.8
Q1[3]	25.6	200×400 200×250	317	6.33	11.5	5.1	3.4	3.14	4.6	1.7
R1[3]	30.2	200×400 200×250	350	7.00	13.6	5.5	3.6	3.42	5.1	1.9
S1[3]	27.8	200×400 200×250	330	6.59	12.5	5.3	3.5	3.27	4.8	1.8

1 Kuang ve Wong (2006) 2 Hwang et al. (2005) ve 3 Murty et al. (2003) tarafından yapılan deneyler
DBY. : DBYBHY-07 (2007), ACI-352 : ACI-352 (2002), ACI-352 : ACI-352 (1976), Fema : FEMA-356 (2000), EUROCODE-8 : EUROCODE-8 (2003).

Birleşim bölgesinin kesme kuvveti kapasitesine betonun katkısını hesaplamak ACI (1971) ve Eurocode (2002) tarafından sırası ile Denklem 5.2.21 ve 22 önerilmiştir.

$$v_c = 0.29\sqrt{f_c^{'}}\sqrt{1-0.29\frac{N}{bh}} \qquad \textbf{(5.2.21)}$$

$$v_c = 0.525\, f_c^{'2/3} \qquad \textbf{(5.2.22)}$$

Betonun taşıyabildiği en büyük kayma gerilmesi için bir üst sınır olarak DBYBHY (2008) ve ACI (2002) sırası ile Denklem 5.2.23 ve 24'ü önermektedirler.

$$v_{maks.} = 0.45\, f_c^{'} \qquad \textbf{(5.2.23)}$$

$$v_{maks.} = 0.083\times\gamma\sqrt{f_c^{'}} \qquad \textbf{(5.2.24)}$$

Bu denklemlerde γ beton kesme dayanımı katsayısı olup ve bu deneysel çalışmadaki kolonlar için ACI (2002) tarafından bu katsayının 12 alınması önerilmektedir. FEMA 356 (2000) en büyük kayma gerilmesi için ACI (2002) ile aynı denklemi önermekte, fakat γ katsayısının 8 alınmasını belirtmektedir. Bu çalışmada önerilen Denklem 5.2.20 ve yönetmelikler tarafından verilen denklemler kullanılarak elde edilen teorik kayma gerilmeleri deneysel kayma gerilmeleri ile Çizelge 5.2.9'da karşılaştırılmıştır. Bu Çizelgede τ_v deneysel olarak elde edilen en büyük kayma gerilmesidir. Bölüm 5.2.3.2'de her yükleme adımına karşı gelen birleşim bölgesindeki kayma gerilmelerinin nasıl bulunduğu açıklanmıştı. Çizelge 5.2.9'da literatürde mevcut farklı araştırmacılar tarafından denen kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deneysel sonuçları yönetmelik ve Denklem 5.2.20 tahminleri verilmiştir. Literatürden seçilen kolon-kiriş birleşim bölgelerinin şu özellikleri içermesine dikkat edilmiştir: 1- Göçme birleşim bölgesi kesme dayanımına ulaştığından dolayı olmaktadır, 2- Birleşim bölgesinde etriye yoktur, 3- Numunelerde herhangi bir güçlendirme uygulaması yoktur, 4- Birleşim bölgesine bileşen kolon veya kiriş boyuna donatılarında sıyrılma problemi yoktur. Karşılaştırmaların daha rahat yapılabilmesi için Çizelge 5.2.10'da deneysel ve teorik değerlerin oranları verilmiştir.

Çizelge 5.2.9 ve 10'da görüldüğü gibi her iki numune de verilen üç farklı denkleme göre diyagonal basınç gerilmesi sınırı açısından en büyük kayma gerilmesi sınırının çok altındadırlar. Bu da göçmenin diyagonal basınç gerilmelerinin betonun diyagonal yöndeki basınç dayanımını aşmasından dolayı oluşmadığını göstermektedir. Bölüm 5.3'de değinilen güçlendirilmiş numunelerde Seri 2 numunelerine göre daha büyük yatay yükler elde edilmiştir. Bu iki bulgu Seri 2 numunelerinin diyagonal basınç ezilmesi sınırında olmadığını ve dolayısı ile diyagonal çekme gerilmesi sınırını geçmesi sonucu kesme kapasitesine ulaşması ile göçmenin olduğunu açık bir şekilde göstermektedir. Çizelge 5.2.9'da görüldüğü gibi beton çekme dayanımı sınır alınarak ve Mohr dairesinden faydalanarak elde edilen Denklem 5.2.20 iyi sonuç vermektedir.

Beton katkısının hesabı için ACI-352 (1976) tarafından verilen denklem deney sonucuna göre çok düşük kalmakla beraber Eurocode iyi sonuç vermiştir. Yönetmelikler tarafından verilen denklemlerin tasarım için oldukları ve buna göre güvenli tarafta kalmaları gerektikleri düşünüldüğünde Eurocode'un güvensiz tarafta kadığı ve ACI-352'ninde çok güvenli tarafta kaldığı söylenebilir. Denklem 5.2.20 tasarım durumu için düşünülmemesine rağmen güvenli tarafta kaldığı görülmektedir. Bu durum daha önce çeşitli araştırmacılar tarafından da gözlendiği gibi birleşim bölgelerinin birleşim bölgesinde eğik çatlak oluştuktan sonra yaklaşık %20-30 daha fazla yük taşıyabilmesine bağlanabilir. Bu yüzden tasarım için bu denklemin kullanılabileceği düşünülmektedir.

Çizelge 5.2.10 : Deneysel ve teorik kayma gerilmelerinin karşılaştırılması.

Numune	$(v_{deney})/(v_{yönetmelik})$					
	En büyük kayma gerilmesi sınırı ($v_{maks.}$)			Beton tarafından taşınan kayma gerilmesi (v_c)		
	DBYBHY	ACI (2002)	Fema	Denk.5.2.12	Eurocode	ACI (1976)
JW1	0.50	0.65	0.98	1.02	0.87	2.00
JW2	0.54	0.69	1.05	1.09	0.93	2.13
BS-L	0.20	0.56	0.85	0.67	0.59	1.19
BS-LL	0.19	0.61	0.92	0.69	0.60	1.16
BS-U	0.22	0.51	0.92	0.72	0.63	1.28
BS-L-LS	0.22	0.61	0.92	0.72	0.63	1.27
OTO[2]	0.19	0.69	1.04	1.22	0.65	2.06
P1[3]	0.56	1.32	1.99	2.11	1.45	3.81
Q1[3]	0.55	1.25	1.88	2.02	1.39	3.65
R1[3]	0.52	1.27	1.92	2.05	1.37	3.67
S1[3]	0.53	1.25	1.88	2.02	1.37	3.63
Ortalama	0.38	0.87	1.30	1.30	0.95	2.35

Hakuto ve diğ. (2000) birleşim bölgesinde enine donatıları olmayan eski tip kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme dayanımının $0.17f'_c$ olduğunu belirtmişlerdir. Bu çalışmada denen iki kolon için 0.23 ve $0.24f'_c$ değerleri elde edilmiştir.

5.2.3.3 Yerdeğiştirme bileşenleri

Davranışın daha iyi anlaşılması için bu bölümde kirişin tepe ucundaki toplam ötelemeyi oluşturan değişik bileşenler ve bu bileşenlerin toplam ötelemeye katkı miktarları belirlenmeye çalışılmıştır. Kiriş tepe ucu ötelemesini oluşturan toplam beş

adet yerdeğiştirme bileşeni dikkate alınmıştır. Bu bileşenlerin bir kısmı hesapla, bir kısmı deney sırasında farklı bölgelerden alınan ölçümler ile elde edilmiştir. Hesaplanan yerdeğiştirme bileşenlerinin kiriş tepe ucunda oluşturdukları toplam öteleme deneyde kiriş tepe ucunda ölçülen toplam öteleme ile karşılaştırılmış, sonuçların tutarlı olduğu görülmüştür.

Yerdeğiştirme bileşenlerinin bulunması

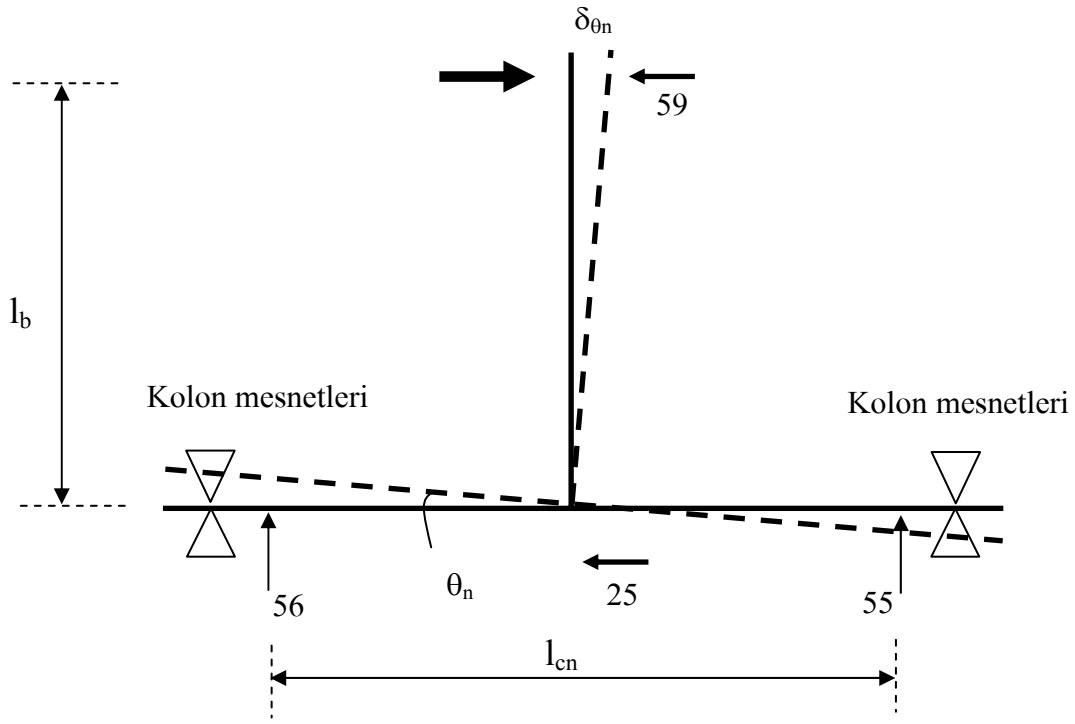
Kolon-kiriş birleşim bölgesi numunelerinin kiriş tepe ucu yerdeğiştirmelerini oluşturan bileşenlerin belirlenmesi için her bir deneyde toplam 100 civarında ayrı kanaldan alınan ölçümler değerlendirilmiştir. Kiriş tepe ucu yerdeğiştirmesini oluşturan toplam beş adet yerdeğiştirme bileşeni elastik ve elastik olmayan bileşenler olarak iki gruba ayrılmıştır. a) Elastik bileşenler 1-numunenin bütün olarak rijit cisim hareketi 2-kiriş kesitlerinin dönmesi, 3-kolon kesitlerinin dönmesi, b) Elastik olmayan bileşenler 1-kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından dolayı oluşan dönme 2-birleşim bölgesinin kayma deformasyonlarından dolayı oluşan dönme. Bu yerdeğiştirme bileşenleri aşağıda detaylı olarak incelenmiştir.

Numunenin bütün olarak rijit cisim hareketi

Kolon mesnet noktalarının olası küçük hareketinden dolayı oluşan numunenin toptan dönmesini dikkate almak için 55 ve 56 nolu yerdeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Denklem 5.2.25 ve 26 kullanılarak numunenin rijit olarak dönmesi (θ_n) ve bu dönmeden kaynaklanan kiriş tepe ucundaki yerdeğiştirme (δ_θ) hesaplanmıştır (Şekil 5.2.35). Bazı numunelerde deney sırasında eksenel yükün ayarlanmasından kaynaklanan numunenin bütün bir şekilde yatay olarak hareket ettiği gözlenmiştir. Bu küçük yatay hareketi ölçmek için 25 nolu yerdeğiştirmeölçer kullanılmıştır. Kiriş tepe ucundaki yerdeğiştirme değeri numunenin bütün olarak dönmesi ve yatay hareket etmesi göz önüne alınarak düzeltilmiştir.

$$\theta_n = \frac{55 + 56}{l_{cn}} \qquad \textbf{(5.2.25)}$$

$$\delta_{\theta n} = \theta_n \times l_b \qquad \textbf{(5.2.26)}$$



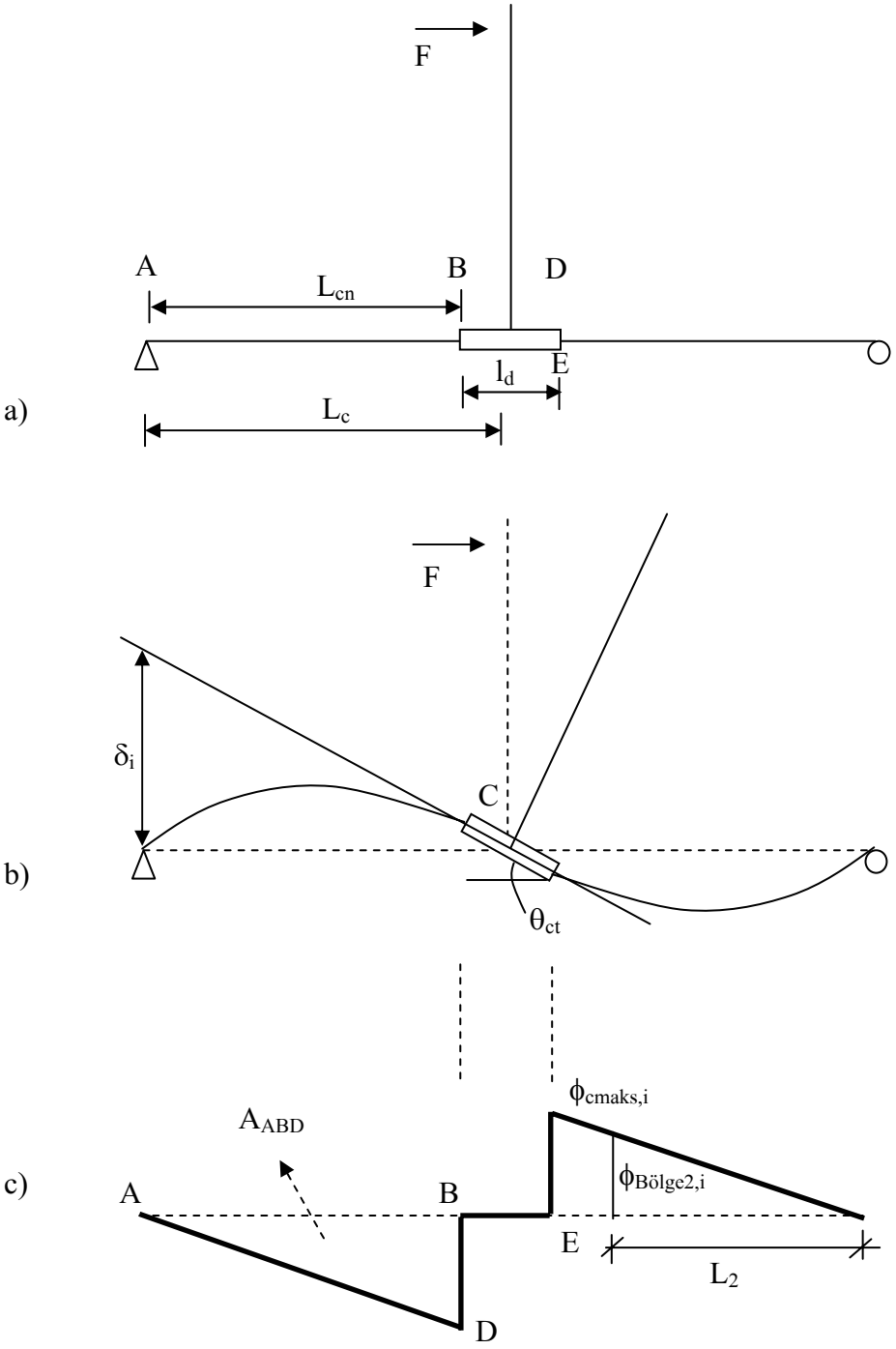
Şekil 5.2.35 : Numunenin bütün olarak dönmesi.

Kolonların dönmesi

Kolonların kesitlerinin dönmesini ölçmek için her kolonda birleşim bölgesine yakın iki bölgeden ölçüm alınmıştır (Bölge 1 ve Bölge 2). Bu bölgeler Şekil C.2.30'da verilmiştir. Bölge 1'den alınan ölçümlere birleşim bölgesinin bir kısmı da dahil olduğundan kolonların dönmesini hesaplamak için sadece Bölge 2'den alınan ölçümler kullanılmıştır. Kolonlar deney boyunca kapasitelerinin çok altında yüklendiklerinden dolayı kolon boyunca eğrilik dağılımın doğrusal olduğu kabul edilmiştir. Eğrilik dağılımın doğrusal olduğu kabulü ve Bölge 2'deki ölçümler kullanılarak kolonun birleşim bölgesi ile birleştiği kesitteki herhangi bir "i" yükleme adımındaki en büyük eğrilik ($\phi_{cmaks,i}$) Denklem 5.2.27 kullanılarak her iki kolon için de hesaplanmıştır.

$$\phi_{cmaks,i} = \frac{L_{cn}}{L_2}\phi_{CB\ddot{o}lge2,i} \qquad \textbf{(5.2.27)}$$

Şekil 5.2.36'da kolonunun yerdeğiştirmeden önce ve sonraki yerdeğiştirme durumu ve kabul edilen eğrilik dağılımı verilmiştir.



Şekil 5.2.36 : a) Kolon-kiriş birleşim bölgesi b) F yatay yükü altında kolon kiriş-birleşim bölgesi kolonlarının dönmesinden kaynaklanan durum c) kolonlarda kabul edilen eğrilik dağılımı.

Kolun boyunu temsil eden AB uzunluğunun eğrilik dağılımı Şekil 5.2.36.c'deki gibi doğrusal, birleşim bölgesi BD uzunluğu ise rijit kabul edilmiştir.

Denklem 5.2.27'de $\phi_{CBölge2,i}$ her yükleme adımında Bölge 2'de ölçülen eğriliği göstermektedir. Herhangi bir "i" yükleme adımında oluşan δ_i yerdeğiştirmesi moment alan yöntemi kullanılarak Denklem 5.2.28 ve karşı gelen öteleneme oranı (Δ_i) Denklem 5.2.29 ile hesaplanmıştır.

$$\delta_i = \frac{\phi_{cmaks,i} \times l_{cn}^{\ 2}}{3} \qquad \textbf{(5.2.28)}$$

$$\Delta_i = \frac{\delta_i}{l_c} \qquad \textbf{(5.2.29)}$$

Moment alan yöntemine göre A ve B noktaları arasındaki eğrilik diyagramı altında kalan A_{ABD} alanının B noktasındaki momenti B noktasının A noktasından geçen tanjanta olan dik mesafeye eşittir. Denklem 5.2.29 düzenlendiğinde bu çalışmadaki numuneler için Denklem 5.2.30 elde edilmiştir.

$$\Delta_i = 2 \times \theta_{CBölge2,i} \qquad \textbf{(5.2.30)}$$

Kiriş dönmesi

Kirişten kaynaklanan toplam dönmeyi hesaplamak için kirişin üç bölgesinden ölçümler alınmıştır. Bu bölgeler Şekil C.2.30'da verilmiştir. Alınan ölçümler kullanılarak kirişin Bölge 1, Bölge 2 ve Bölge 3'deki dönmeler ve eğrilikler hesaplanmıştır. Bölge 3'ün üzerinde kalan ve kiriş yükleme ucuna yakın olan bölgelerdeki dönmelerin çok küçük olacağı düşünülerek ölçümler alınmamıştır ve buradaki dönmelerin katkısı moment alan yöntemi kullanılarak hesaplanmıştır. Bu üç bölgeden alınan ölçümler kullanılarak elde edilen moment-dönme ilişkileri Şekil C.2.36'da verilmiştir. Şekillerden görüldüğü gibi kirişteki toplam dönmenin çok büyük bölümü Bölge 1'de meydana gelmektedir. Bunun temel sebebi kiriş boyuna donatının sıyrılması ve bu sıyrılmanın Bölge 1'den alınan ölçümlere dahil olmasıdır.

Deney boyunca kiriş eğilme kapasitesinin altında yüklere maruz kaldığından kirişteki eğrilikler moment-eğrilik ilişkisinde elastik bölgede kalmaktadır. Bu sebepten dolayı teorik olarak eğrilik dağılımının doğrusal olması beklenmektedir. Orijinal numuneler için Bölge 2 ve Bölge 3'den alınan ölçümler kullanılarak kiriş boyu üzerindeki eğrilik dağılımları çizilmiştir. Ek. C Şekil C.2.63'de her yükleme çevrimindeki eğrilik dağılımı kiriş boyuna karşılık çizilmiştir. Şekil C.2.63'de yatay eksen kiriş boyunun birleşim bölgesine olan mesafelerini göstermektedir. Sıfır mesafesi kirişin birleşim bölgesi ile birleştiği noktayı ve 1500 mm ise kiriş boyunu göstermektedir. Eğriliklerin sıfır olduğu nokta kiriş üzerinde yatay yükün etki ettiği noktadır. Yatay eksende sıfır mesafesine yakın olan nokta Bölge 2'deki ölçümlerden diğer nokta ise Bölge 3'deki ölçümlerden elde edilen ortalama eğriliklerdir. Şekillerden görüldüğü gibi JO1, JO5 ve JO6 numunelerinde eğrilik dağılımının yaklaşık doğrusala yakın olduğu görülmektedir. Grafiklere büyük ölçekte bakıldığında (Şekil C.2.64) doğrusal gözüken numunelerin ilk çevrimlerin de bile tam doğrusal olmadığı görülmektedir. Bunun sebebinin numunedeki çatlak dağılımı ile ilgili olduğu düşünülmektedir. Numunelerde genellikle çatlaklar ilk çevrimlerden itibaren oluşmaya başlamıştır. Elemandaki çatlak durumuna göre eğrilik dağılımı kesitten kesite değişmektedir. Bazı numunelerde beklenin aksine Bölge 2'de ölçülen eğrilikler Bölge 3'de ölçülen eğriliklerden daha küçük olmuştur. Bu normal olmayan durum üç bölgedeki çatlak dağılımları ile açıklanabilir. Örnek olarak bu durumun gözlendiği JO2, JO3 ve JO4 numunelerin çatlak dağılımları %4 öteleme oranı için incelenmiştir. Ek. C Şekil C.2.46'da JO2'nin çatlak dağılımı incelendiğinde çatlakların daha çok Bölge 1 ve Bölge 3'de toplandığı görülmektedir ve Bölge 3'deki çatlak genişlikleri Bölge 2'deki çatlak genişliklerinden daha büyüktür. Bölge 2'deki C ve D' çatlaklarının genişlikleri 0.1 mm'den küçük buna karşılık Bölge 3'deki D, E ve B' çatlaklarının genişlikleri sırası ile 0.1, 0.65 ve 0.15 mm'dir. Ek. C Şekil C.2.47'de JO3'ün çatlak dağılımı incelendiğinde Bölge 2'deki B ve E' çatlaklarının genişlikleri 0.2 ve 0.15 mm ve Bölge 3'deki C, F, B' ve C' çatlaklarının genişlikleri sırası ile 0.15, 0.45, 0.15 ve

0.15 mm'dir. Aynı şekilde Ek. C Şekil C.2.48'de JO4 numunesinin çatlak dağılımı incelendiğinde Bölge 2'ye giren A ve A' çatlaklarının genişlikleri sırası ile 0.20 ve 0.15 mm ve Bölge 3'e girenler 4 ve 1.2 mm'dir. Görüldüğü gibi her üç numunede de Bölge 2'deki çatlak genişlikleri Bölge 3'den daha küçük olarak ölçülmüştür. Bölge 2'de eğriliklerin özellikle ilerleyen çevrimler de Bölge 3'den küçük olması çatlakların daha çok Bölge 1'de oluşması ve yerdeğiştirmelerin burada toplamasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu durumda eğilmeden dolayı kaynaklanan Bölge 1(ϕ_{B1})'deki ve sıfır noktasındaki (ϕ_{kmaks}) eğrilikleri bulmak için şöyle bir yol izlenmiştir. Bölge 2 ve Bölge 3 orta kesitlerinin ortasında kalan kesitin eğriliği Bölge 2 (ϕ_{B2}) ve Bölge 3 (ϕ_{B3})'den elde edilen eğriliklerin ortalaması olarak hesaplanmış ve bu eğrilik $\phi_{kort.}$ diye adlandırılmıştır. $\phi_{kort.}$ kullanılarak basit geometri yardımı ile Bölge 1'deki eğrilik ve sıfır noktasındaki en büyük eğrilik (ϕ_{kmaks}) Denklem 5.2.31 ile hesaplanmıştır.

$$\phi_{kmaks} = \left(\frac{\phi_{B1} + \phi_{B2}}{2} \right) \times \frac{l_b}{l_b - \left(OB1 + \frac{OB2}{2} + \frac{OB2 + OB3}{4} \right)} \qquad \textbf{(5.2.31)}$$

Bu denklemde OB1, OB2, OB3 sırası ile Bölge 1, 2 ve 3'ün ortalama ölçüm uzunluklarını göstermektedir. Her bir bölge için kirişin karşılıklı iki kenarından ölçüm alındığından ortalama ölçüm uzunluğu bulunurken karşılıklı her iki kenarın ölçüm uzunluklarının ortalaması alınmıştır. Her çevrim için eğrilik dağılımı bu şekilde hesaplanmıştır. Ek. C Şekil C.2.64'te kesikli çizgi ile gösterildiği gibi eğrilik dağılımı yatay yük uygulama noktasında sıfır olmak üzere sıfır noktasında en büyük olmaktadır. Kiriş elastik bölgede kaldığından kesit eğrilikleri çok büyük değildir ve toplam dönmeye katkısı çok azdır. Bu yüzden kabul edilecek değişik eğrilik dağılımları sonucu çok etkilemeyecektir. Bunu göstermek için örnek olarak JW1 numunesi kullanılmıştır. Eğrilik değerleri Bölge 2 ile Bölge 3 arasında en çok fark eden numunelerden birisi JW1 numunesidir. Bu numune için kabul edilen iki farklı yol için eğrilik dağılımı hesaplanmıştır. 1. yol için eğrilik dağılımı yukarıda

açıklanan şekilde hesaplanmıştır. 2. yol olarak Bölge 2'de elde edilen eğrilik noktasından ve yükün uygulandığı noktadan geçen bir doğru eğrilik dağılımı olarak kabul edilmiştir (Şekil C.2.65). Hesaplar %4 öteleme oranına denk gelen Çevrim 10 için yapılmıştır. 1. Yol için $\phi_{kort.}$=0.0064 1/m, ϕ_{kmaks}=0.008 1/m, kiriş tepe ucundaki yerdeğiştirme 0.0049 m ve öteleme oranı %0.36 bulunmuştur ve bu öteleme oranı toplam öteleme oranının %9'unu oluşturmaktadır. 2. Yol ile ϕ_{kmaks}=0.013 1/m, kiriş tepe ucundaki yerdeğiştirme 0.0082 m ve öteleme oranı %0.6 bulunmuştur ve bu öteleme oranı toplam öteleme oranının %15'ini oluşturmaktadır. Görüldüğü gibi Bölge 2 ve Bölge 3 arasındaki farkın en büyük olduğu durumlardan biri için iki hesap yolu arasındaki fark kiriş toplam öteleme oranını %6 oranında etkilemektedir. Diğer numuneler ve diğer çevrimler için bu oran çok daha küçüktür. Betonarme elemanların kapasitelerinden düşük yüklere maruz kalması durumunda ortalama doğrusal bir eğrilik dağılımı kabulünün uygun olacağı düşünülmektedir. Benzer bir sonuç Sozen (1974) tarafından şu şekilde belirtilmiştir; çatlamış kesitte doğrusal şekildeğiştirme dağılımı kabul etmek doğru olmamakla beraber kesitin kapasitesine kadar yüklendiği aralıkta ve kesitte önemli bir aderans sorunu yoksa böyle bir kabul makuldür. Eğrilik değerlerinin hesabı için lif yöntemi kullanılarak moment eğrilik analizi yapılmıştır. Moment eğrilik analiz ile ilgili detaylar Bedirhanoglu and Ilki (2004) tarafından yapılan çalışmada bulunabilir. Numunelerin yatay yük kapasitelerine denk gelen eğrilik değerleri 1. Yol ve moment eğrilik analizi ile hesaplanarak Çizelge 5.2.11'de karşılaştırılmıştır. En büyük eğrilik değerlerinin birbirinden uzak olmadığı görülmektedir.

Bölge 1'de ölçülen toplam dönmenin kiriş eğilmesi ve sıyrılma etkilerinin toplamını oluşturduğu yukarıda belirtilmişti. Sıyrılmadan kaynaklanan dönme Bölge 1'de ölçülen toplam dönmeden kiriş eğilmesinden dolayı oluşan dönme çıkartılarak bulunmuştur. Kiriş eğilmesinden oluşan dönme yukarıda 1. Yol ile hesaplanmıştır.

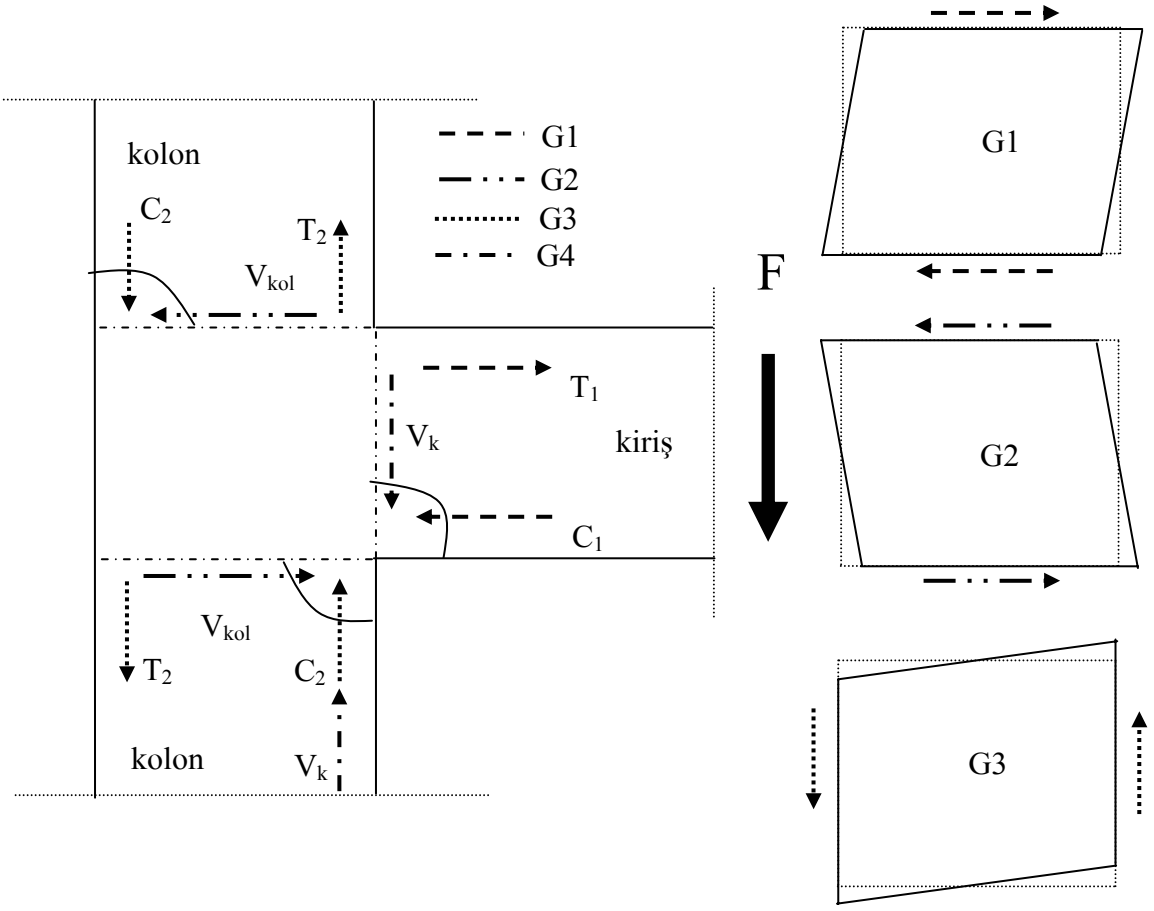
Çizelge 5.2.11 : Kirişteki en büyük eğrilik değerlerinin karşılaştırılması.

Numune	Yatay yük (kN)	En büyük moment		Kirişlerdeki en büyük eğrilik	
		Kiriş	Kolon	Ölçüm	Moment-eğrilik
JO1	65.8	90	30	0.0078	0.0043
JO2	63.4	86	29	0.0061	0.0041
JO3	77.5	105	35	0.013	0.0051
JO4	66.3	90	30	0.015	0.0043
JO5	51.5	70	23	0.0042	0.0033
JO6	56.2	76	26	0.0034	0.0036
JO7	66.6	91	30	0.0047	0.0043
JW1	81.5	111	37	0.008	0.0053
JW2	87	118	40	0.013	0.0057

Birleşim bölgesi kayma şekildeğiştirmeleri

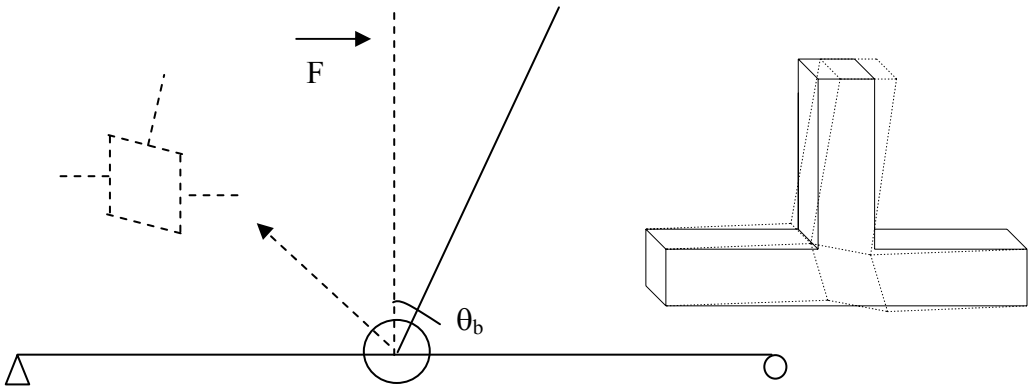
Yatay F yükü altında birleşim bölgesine etki eden iç kuvvetler Şekil 5.2.37.a'da ve oluşturabilecekleri yerdeğiştirmeler Şekil 5.2.37.b'de gösterilmiştir. Bu kuvvet gruplarından kiriş ile kolon arasında küçük bir kesite etki eten G4 (V_k) kuvvet grubu birleşim bölgesinde önemli bir kayma şekil değiştirmesi oluşturmamaktadır. G3 kuvvet grubu birleşim bölgesinde kolon eksenine paralel bir kaymaya sebep olacaktır. G1 ve G2 kuvvet grupları ise birleşim bölgesinde kiriş eksenine paralel bir kayma oluşturmaktadırlar ve birbirlerine zıt yönde hareket etmektedirler. Bu üç kuvvet grubunun oluşturacağı kayma kiriş tepe ucu öteleme oranına etki edecektir. İç kuvvetlerin dengesi ve geometrik koşullar göz önüne alındığında yaklaşık olarak G1≈7×G2 ve G1≈2.3×G3 olduğu görülmüştür. Dolayısı ile G1 kuvvet çiftinin oluşturacağı yerdeğiştirme şeklinin hakim olacağı görülmektedir. T_1, C_1 ve T_2, C_2 kuvvet çifti arasındaki mesafe h-2×d′ olarak kabul edilmiştir. Burada d′ betonun en dış basınç lifinden çekme donatısının merkezine olan mesafeyi ve h kesit yüksekliğini göstermektedir. Birleşim bölgesinde meydana gelen yerdeğiştirmelerin oluşturduğu birleşim bölgesinin dönmesi (Şekil 5.2.38) iki faklı ölçüm yöntemi ile ölçülmüştür. 1. Yöntem: Birleşim bölgesinin dönmesini ölçmek için Ek. C Şekil C.2.30'da görüldüğü gibi numunenin deney düzeneğindeki şekli ile alt bölgesine kiriş eksenine paralel olacak şekilde birleşim bölgesi ile kolunun oluşturduğu dört köşeye birer yerdeğiştirmeölçer yerleştirilmiştir. 2. Yöntem: Birleşim bölgesi

yüzeyine yatay, düşey ve diyagonal yönlerde olmak üzere altı adet yerdeğiştirmeölçer yerleştirilmiştir.



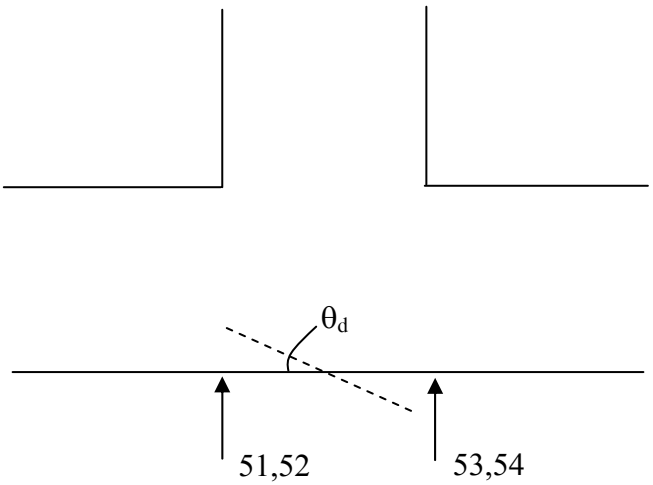
a) b)

Şekil 5.2.37 : a) Kuvvet grupları b) oluşturdukları yerdeğiştirmeler.



Şekil 5.2.38 : Birleşim bölgesinin dönmesi.

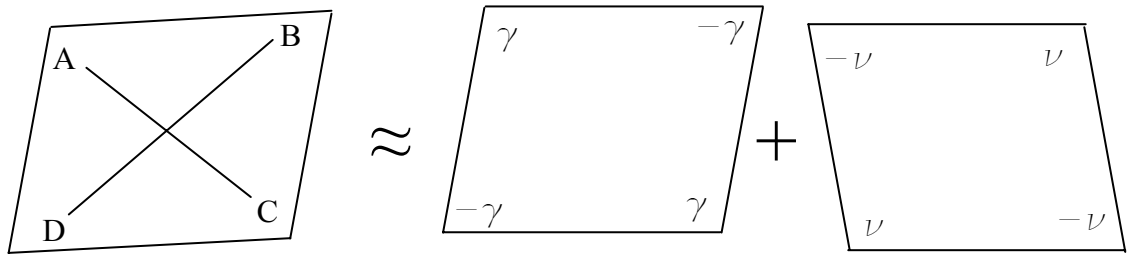
1. Yöntem: Bu yöntemde dönme basit bir şekilde sağdaki iki yerdeğiştirmeölçerin ortalamasının soldaki iki yerdeğiştirmeölçerinin ortalaması ile toplanarak toplamın aradaki mesafeye bölünmesi ile bulunmuştur (Şekil 5.2.39). Yalnız ölçülen bu dönme değerine kolonların toplam dönmesi ve numunenin rijit olarak dönmesi de dahildir. Birleşim bölgesinin dönmesini bulmak için numunenin dönmesi ve kolonların toplam dönmesi yukarıda Bölüm 5.2.3.3'de açıklandığı gibi hesaplanarak burada hesaplanan toplam dönmeden çıkarılmıştır.



Şekil 5.2.39 : 1. Yöntem.

2. Yöntem : Kosinüs Yasası: Şekil 5.2.40.a, b, c ve d'de birleşim bölgesinde kayma gerilmelerinden dolayı oluşan şekildeğiştirmeler gösterilmiştir. γ G1, ν G2 ve θ G3 kuvvet gruplarının oluşturduğu açı değişimleridir, Şekil 5.2.40. Birleşim bölgesinin dönmesi açı değişiminden Denklem 5.2.32 kullanılarak hesaplanmıştır. Birleşim bölgesini oluşturan karenin köşe açıları şekildeğiştirmeden önce 90^0'dir. Her yükleme adımındaki açı değişimleri Denklem 5.2.33-36 kullanılarak hesaplanmıştır. Her yükleme adımındaki açılar ise kosinüs yasasından elde edilen Denklem 5.2.37-40 kullanılarak hesaplanmıştır. Şekil 5.2.40.e'de gösterilen D11-16 11-16 nolu kanallardan her yükleme adımı için elde edilen ölçümlerin deney başlangıcındaki ölçüm mesafesi ile toplanması ile elde edilmiştir. Rakamlar kanal numaralarını göstermektedir. Numunelerden alınan ölçümler kanal numarasına göre

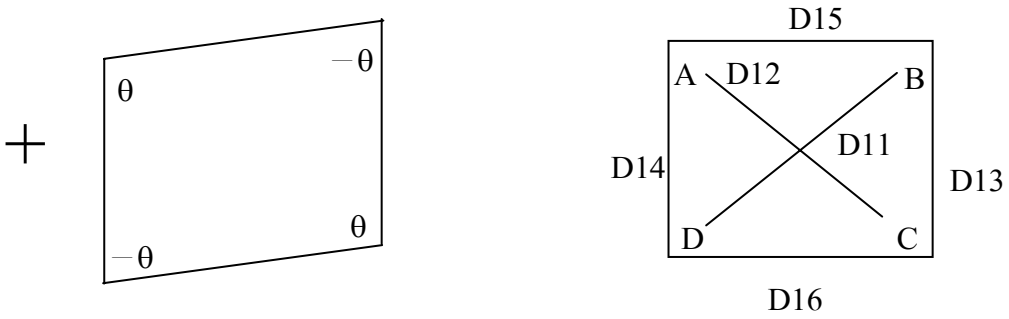
Şekil C.2.30'da verilmiştir. Kosinüs yasası kullanılarak birleşim bölgesindeki açı değişimlerinin hesaplanması Ek C Bölüm C.2.5.2'de detaylı bir şekilde verilmiştir.



a) Birleşim bölgesinin şekil değiştirmiş durumu

b) G1 kuvvet grubu

c) G2 kuvvet grubu



d) G3 kuvvet grubu

e) Birleşim bölgesinden alınan ölçümler

Şekil 5.2.40 : 2. Yöntem (Kosinüs Yasası).

$$\Delta A - \Delta B + \Delta C - \Delta D = 4\gamma - 4\upsilon + 4\theta \qquad \textbf{(5.2.32)}$$

$$\Delta A = A - \frac{\pi}{2} = \gamma - \upsilon + \theta \qquad \textbf{(5.2.33)}$$

$$\Delta B = B - \frac{\pi}{2} = -\gamma + \upsilon - \theta \qquad \textbf{(5.2.34)}$$

$$\Delta C = C - \frac{\pi}{2} = \gamma - \upsilon + \theta \qquad \textbf{(5.2.35)}$$

$$\Delta D = D - \frac{\pi}{2} = -\gamma + \upsilon - \theta \qquad \textbf{(5.2.36)}$$

$$A = a\cos\left[\frac{D14^2 + D15^2 - D11^2}{2D14D15}\right] \quad \textbf{(5.2.37)}$$

$$C = a\cos\left[\frac{D16^2 + D13^2 - D11^2}{2D16D13}\right] \quad \textbf{(5.2.38)}$$

$$B = a\cos\left[\frac{D13^2 + D15^2 - D12^2}{2D13D15}\right] \quad \textbf{(5.2.39)}$$

$$D = a\cos\left[\frac{D14^2 + D16^2 - D12^2}{2D14D16}\right] \quad \textbf{(5.2.40)}$$

İki yöntem ile elde edilen birleşim bölgesi dönme değerlerinin her hedef öteleme oranına karşı gelen değerler alınarak kiriş öteleme oranına karşılık itme ve çekme yükleme yönleri için çizilmiştir. Ek C Şekil C.2.67'de görüldüğü gibi her iki yöntem ile elde edilen birleşim bölgesi dönme değerleri genel olarak birbirleri ile uyumlu sonuçlar vermiştir. Bazı numuneler için ölçümler sağlıklı alınamadığı için 2. Yöntem ile birleşim bölgesinin dönmesi hesaplanmamıştır.

Hesaplanan yerdeğiştirme bileşenlerinin kiriş tepe ucu öteleme oranı ile karşılaştırılması

Farklı bileşenlerin kiriş öteleme oranına katkıları bir önceki bölümlerde açıklandığı gibi belirlenmiştir. Şekil C.2.68'de kiriş tepe ucu öteleme oranını oluşturan yerdeğiştirme bileşenlerinin kiriş tepe ucu öteleme oranına katkıları kiriş tepe ucu öteleme oranına karşılık çizilmiştir. "50 mm", "200 mm" ve "250 mm" kirişin Bölge 1, 2 ve 3'deki kesitlerde meydana gelen dönmelerin kiriş tepe ucunda oluşturdukları öteleme oranlarını göstermektedir. "kolon toplam" kolonların kesitlerinin toplam dönmesinden kiriş tepe ucunda oluşan öteleme oranını göstermektedir. "sıyrılma" kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından dolayı kiriş tepe ucunda oluşan öteleme oranını göstermektedir. "birleşim bölgesi" birleşim bölgesinin dönmesinden dolayı kiriş tepe ucunda oluşan öteleme oranını göstermektedir. "toplam dönme" ise kiriş ve kolonların eğilme etkilerinden oluşan toplam dönmesi, birleşim bölgesinin dönmesi

ve sıyrılmadan kaynaklanan dönmenin kiriş tepe ucunda oluşturdukları toplam öteleme oranını göstermektedir. Bu bileşenlerin nasıl bunduğu yukarıda Bölüm 5.2.3.3'de detaylı bir şekilde açıklanmıştır. Şekil C.2.68'de yatay eksen yerdeğiştirme bileşenlerinin kiriş tepe ucunda oluşturdukları öteleme oranlarını göstermektedir ve düşey eksen (öteleme oranı) deneyde kirişin maruz kaldığı öteleme oranlarını göstermektedir. Kesikli çizgi köşegen hizasını göstermektedir. Yerdeğiştirme bileşenlerinin kiriş tepe ucunda oluşturdukları toplam öteleme oranının deneyde numunelerin maruz kaldığı öteleme oranına eşit olmasının göstergesi toplam dönme eğrisinin köşegen hizasında çizilen kesikli çizginin üzerinde olmasıdır. Diğer bileşenlerin kesikli çizgiye yakın olması kiriş tepe ucu öteleme oranına katkılarının çok büyük olduğunu göstermektedir. Toplam öteleme oranının hesaplanması çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkileri için yapılmıştır, fakat karşılaştırmaların daha anlaşılır olabilmesi için Şekil C.2.68'de pozitif yükleme yönünün zarf eğrileri verilmiştir. Şekil C.2.68 incelediğinde iki önemli sonuç çıkarılabilir. 1-Bütün numunelerde farklı bileşenlerin katkıları toplanarak hesaplanan toplam öteleme oranı ile kirişin maruz kaldığı öteleme oranlarının birbirine çok yakın çıktığı görülmektedir. Bu sonuç açık olarak hesaplanan ve ölçülen yerdeğiştirme bileşenlerinin doğruluğunu göstermektedir. 2- Yerdeğiştirme bileşenlerinden sıyrılma ve birleşim bölgesi dönmesi kiriş tepe ucu öteleme oranının çok büyük bölümünü oluşturmaktadır. Şekil C.2.69'da iki adet çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisinin zarfları pozitif yükleme yönü için karşılaştırmalı olarak verilmiştir. "deney" olarak adlandırılan eğri deneylerden elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkisini ve "hesap" diye adlandırılan eğri yerdeğiştirme bileşenlerinin kiriş tepe ucunda oluşturdukları toplam öteleme oranlarının deneyde numunelere uygulanan yerdeğiştirmelerden elde edilen yük değerlerine karşılık çizilerek elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkisini göstermektedir. Sonuçların birbirine yakın olduğu görülmektedir. Bu da yerdeğiştirme bileşenlerinden hesaplanan kiriş tepe ucu öteleme oranının doğru sonuçlar verdiğini göstermektedir. Aynı şekilde çevrimsel

yük-yerdeğiştirme ilişkileri de Şekil C.2.70'de karşılaştırılmıştır. Bazı numunelerde bazı bölgelerden deneyin ileri yerdeğiştirme seviyelerinde ölçüm alınamadığı için bazı çevrimler için hesap olarak adlandırılan eğri eksik kalmıştır. Genel olarak iki çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisinin birbirine yakın oldukları görülmektedir.

Yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam öteleme oranına katkıları Şekli C.2.71'de öteleme oranlarına karşılık verilmiştir. Bu şekillerde yatay eksen deneyde uygulanan öteleme oranını düşey eksen de farklı yerdeğiştirme bileşenlerinin yerdeğiştirme bileşenlerinden hesaplanan toplam öteleme oranına bölünüp 100 ile çarpılarak elde edilen değerlerdir. Bu değer yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam öteleme oranına % olarak katkılarını göstermektedir. Bu şekillerde sıyrılmadan ve birleşim bölgesinin dönmesinden kaynaklanan kiriş tepe ucu öteleme oranları sırası ile "Sıyrılma" ve "Birleşim" olarak adlandırılmıştır. Kolonların ve kirişin dönmesinden kaynaklanan toplam kiriş tepe ucu öteleme oranı "Elastik" olarak adlandırılmıştır. Her bir öteleme oranı için şekilde verilen üç yerdeğiştirme bileşenin katkıları toplandığında yaklaşık %100 değeri elde edilecektir. Şekilden görüldüğü gibi elastik yerdeğiştirme bileşeni artan öteleme oranlarına karşılık toplam öteleme oranına katkısı her zaman azalan bir eğilim göstermektedir. Sıyrılma bileşenin katkısı JO5 numunesi dışında genel olarak %2 öteleme oranına kadar artan daha sonra sabit bir eğilim göstermektedir. Birleşim bölgesi bileşeninin katkısı ise %1 öteleme oranına kadar bazen artan, bazen azalan ve bazen de sabit bir eğilim göstermektedir. %4 öteleme oranından sonra genel olarak birleşim bölgesinin katkısı artan bir eğilim göstermektedir.

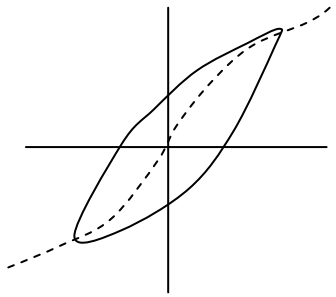
Yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam öteleme oranlarına katkılarını daha anlaşılır ve açık bir şekilde görmek için farklı bir grafik türü kullanılarak %0.1, %0.4, %1, %2, %4 ve %6 öteleme oranları için grafikler verilmiştir. Şekil C.2.72-80'de S "Sıyrılma", B "Birleşim" ve E "Elastik" bileşenini simgelemektedir. Genel olarak elastik bileşenin katkısı öteleme oranı artıkça azalmaktadır. Buna karşılık sıyrılma bileşeni ve birleşim bölgesinin dönmesi bileşenlerinin katkısı öteleme oranı artıkça

artmaktadır. JO5 numunesinde birleşim bölgesinin dönmesinin katkısı ilerleyen çevrimlerde azalmış bunun yerine sıyrılmanın katkısı çok artmıştır.

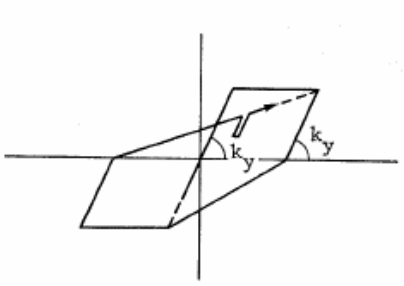
5.2.3.4 Yöndeğiştiren tekrarlı yük-yerdeğiştirme ilişkisinin modellenmesi

Bu bölümde tek serbestlik dereceli bir sistemin (TSDS) doğrusal olmayan dinamik analizinde kullanmak üzere basit yük-yerdeğiştirme ilişkileri geliştirilmiştir. Sozen (1974) elemanların elastik olmayan bölgede dinamik deprem yüklerine tepkisini incelemek için basit yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin kullanılabileceğini belirtmiştir. Saiidi ve Sozen (1979) daha gerçekçi ve dolayısıyla çok kompleks olan modeller ile yapının deprem yüklerine karşı tepkisinin iyi bir şekilde tahmin edilebileceğini belirtmişlerdir. Buna karşılık yapının deprem yükleri altında tepkisinin basit modeller ile makul aralıklar içinde tahmin edilebileceğini beş farklı basit model kullanarak yaptıkları analizler ile göstermişlerdir. Otani ve Sozen (1972) ve Saiidi ve Sozen (1979) tarafından doğrusal olmayan analiz üzerine literatürde daha önce yapılan çalışmalar detaylı bir şekilde özetlenmiştir. Şekil 5.2.41'de Shimazaki ve Sozen (1984) ve Sozen (1974) tarafından yapılan çalışmalarda değinilen basit modeller verilmiştir. Yük-yerdeğiştirme ilişkilerini kiriş boyundan bağımsız olarak verebilmek için yük moment olarak, yerdeğiştirme de dönme olarak düşünülmüştür. Bu çalışmadaki referansların bir kısmı Sozen (1974) tarafından yapılan çalışmadan alınmıştır. Model A (Lazan, 1968, Newmark ve Rosenblueth, 1971, Umemura, 1972) bir yükleme ve boşaltma iskelet eğrisi içermektedir. Model B (Clough ve Johnston, 1966) iki doğrudan oluşan bir iskelet eğri içermekte olup yükleme kolunun eğimi bir önceki adımda ulaşılan en büyük yerdeğiştirme değerine göre değişmektedir. Model C (Otani, 1981) Takeda ve diğ. (1970)'in kullandığı modelin basitleştirilmiş halidir. Rijitlik azalması gösteren Model C Model B'ye benzemektedir, tek fark boşaltma kolunun eğimi yükleme geçmişi ile değişmektedir. Model D (Iwan, 1966) Shimazaki ve Sozen (1984) tarafından sıyrılma etkilerini içeren bir yük-yerdeğiştirme ilişkisini temsil etmek üzere kullanılmıştır ve bu modelin ideal elasto-plastik modelin farklı bir

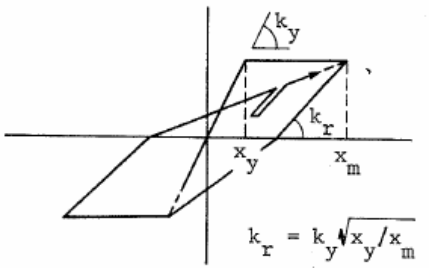
versiyonu olarak düşünülebileceğini ifade etmişlerdir. Model D'de tekrar yükleme bir önceki boşaltma kolunun yatay ekseni kestiği noktada gerçekleşmektedir. Model E ve F çokça bilinen ideal elasto-plastik ve elastik modelleri göstermektedir. Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışları için farklı araştırmacılar tarafından önerilen ve rijitlik azalması, çevrim sıkışması gibi durumları yansıtan bir çok model İlki (2000) tarafından özet bir şekilde verilmiştir.



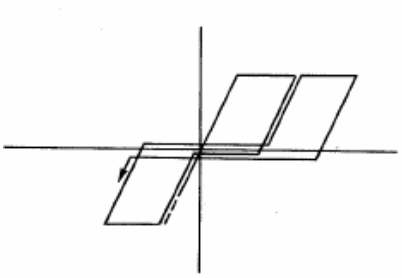
Model A



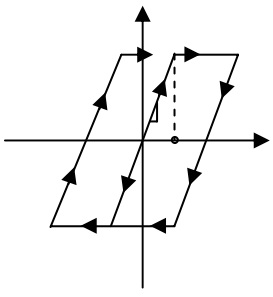
Model B



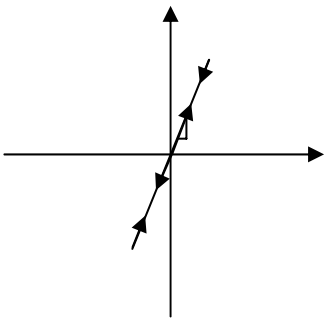
Model C



Model D



Model E



Model F

Şekil 5.2.41 : Yük-yerdeğiştirme ilişkileri.

Ayrıca İlki (2000) tarafından da bir model geliştirilmiştir. Bu model çevrim sıkışması, dayanım ve rijitlik azalmasını yansıtabilmektedir. Bu çalışmada önerilen iki basit model Sıyrılma Model 1 ve Sıyrılma Model 2 ile deneyde gözlenen davranış basit bir şekilde temsil edilmeye çalışılmıştır. Önerilen modeller temel olarak Model B, Model D ve Model E'nin birleşimi şeklindedir (Şekil 5.2.42). Sıyrılma Model 1'in Model D'den tek farkı tekrar yüklemenin orijinden itibaren başlamasıdır.

Sıyrılma Model 1'de yükleme ve boşaltma kolunun eğimleri birbirine ve başlangıçtaki yükleme kolunun eğimine eşittir. Bu model ideal elasto-plastik modelin bir versiyonu olarak düşünülebilir. İdeal-elasto-plastik modelden farkı çevrimsel ilişkinin her bir çevriminin altında kalan toplam alan sadece yük ve yerdeğiştirmenin birlikte pozitif ve negatif olduğu bölgeleri kapsamasıdır. Sıyrılma nedeni ile diğer iki bölgede eğri altında kalan alan yok kabul edilmiştir. Orijinal numunelerin yatay yük-yerdeğiştirme ilişkileri incelendiğinde çevrimsel eğrilerin taradığı alanın yatay yük ve yerdeğiştirmenin birlikte negatif ve pozitif olduğu bölgeleri kapsadığı görülmektedir ve boşaltma kollarının eğiminin genelde birbirine ve başlangıçtaki ortalama kabul edilebilecek bir yükleme kolunun eğimine (k) benzer olduğu görülmektedir. Fakat yerdeğiştirmeler arttıkça ilerleyen çevrimlerdeki yükleme kollarının başlangıç için kabul edilen ortalama yükleme kolunun eğiminden daha az olduğu ve yerdeğiştirme seviyesinin artışı ile bu azalmanın arttığı gözlenmiştir.

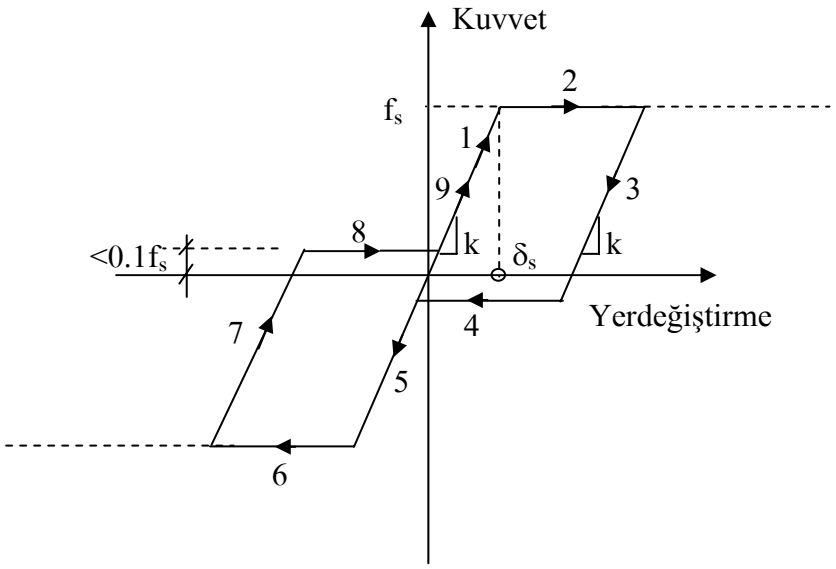
Bu durumu temsil etmek üzere Sıyrılma Model 2 geliştirilmiştir. Sıyrılma Model 2'nin Sıyrılma Model 1'den tek farkı yükleme kolunun eğiminin yerdeğiştirme seviyesine bağlı olarak azalmasıdır. İlk yükleme kolundan sonraki yükleme kollarının eğimi Denklem 5.2.41 ile hesaplanmıştır. Bu denklemdeki Γ yerdeğiştirme seviyesini temsil eden bir indekstir ve Denklem 5.2.42 ile hesaplanmaktadır. Bu denklemde δ_m bir önceki yükleme çevriminde aynı yönde gidilen en büyük yerdeğiştirmeyi ve δ_s numunenin yatay yük kapasitesine denk gelen yerdeğiştirmeyi göstermektedir.

$$k_e = \frac{k}{\Gamma} \tag{5.2.41}$$

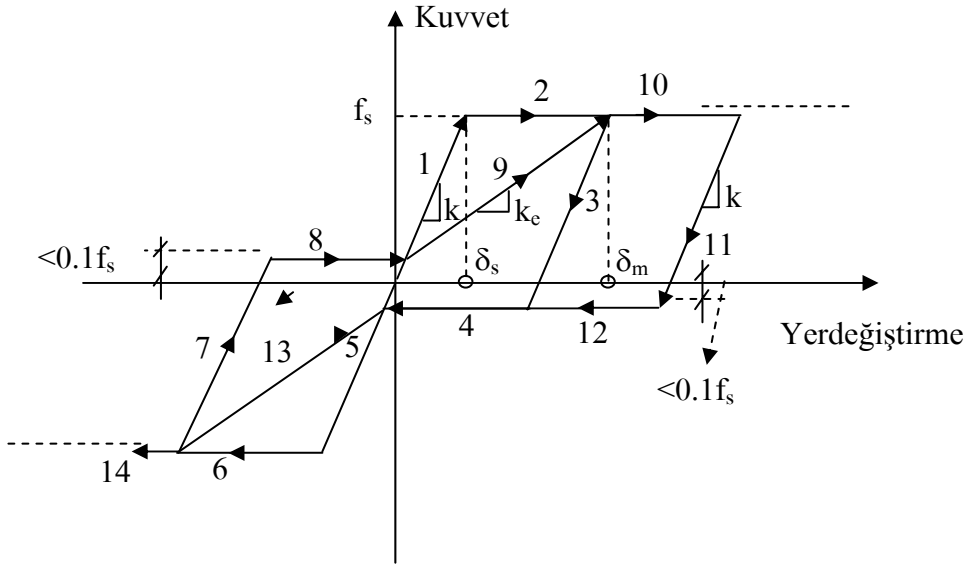
$$\Gamma = \frac{\delta_m}{\delta_s} \tag{5.2.42}$$

Her iki modelde de başlangıçtaki yükleme kolonun ve boşaltma kolunun eğimi birbirine eşit alınmıştır. Numunelerin başlangıçtaki yükleme kolunun eğimini belirlemek için çatlamış bölgede gerçekleşen %0.4, 0.6 ve 0.8 hedef yerdeğiştirmelerine sahip çevrimler kullanılmıştır. Her bir çevrimin pozitif ve negatif yönlerdeki eğimini hesaplamak için her çevrimde pozitif ve negatif yönde ulaşılan pik değerlerdeki yatay yükler karşı gelen yerdeğiştirmelere bölünmüştür. Her üç çevrimden elde edilen eğimlerin ortalaması alınarak pozitif ve negatif yönler için birer ortalama değer bulunmuştur (Çizelge 5.2.12 ve Çizelge 5.2.13). Daha sonra bu iki ortalama değerin ortalaması alınarak her numune için başlangıçtaki yükleme kolunun eğimini temsil edecek bir değer bulunmuştur. Yedi numunenin ortalaması alınarak genel bir değer elde edilmiştir. Boşaltma kolunun eğimini belirlemek için numunelerin yatay yük kapasitelerine yaklaşık olarak vardıkları çevrimlerden sonraki çevrimler olan %1, 2, 4, 6 hedef yerdeğiştirmelerine sahip çevrimler kullanılmıştır. Bu çevrimlerin boşaltma kollarının eğimini belirlemek için boşaltma kolonun yaklaşık doğrusal olan orta kısmından geçen bir doğrunun eğimi boşaltma kolonun eğimi olarak kabul edilmiştir. Bu işlem pozitif ve negatif yükleme yönleri için yapılmış ve dört çevrimin ortalaması alınarak pozitif ve negatif yönlerdeki yükleme için birer ortalama değer bulunmuştur. Daha sonra bu iki değerin ortalaması alınarak her numune için boşaltma kolonun eğimini temsil edecek ortalama bir değer bulunmuştur. Bütün numunelerin ortalaması alınarak boşaltma kolu için genel bir değer bulunmuştur. Çizelge 5.2.12'de yükleme Çizelge 5.2.13'de boşaltma kolunun

eğimlerinin belirlenmesi sırasında kullanılan değerler verilmiştir. Çizelgelerde "P" pozitif ve "N" negatif yükleme yönünü simgelemektedir ve birimler N/mm'dir.



Sıyrılma Model 1



Sıyrılma Model 2

Şekil 5.2.42 : İki basit model.

Çizelge 5.2.12'de görüldüğü gibi başlangıç yükleme kolunun ortalama eğimi 6500 ile 9600 N/mm arasında değişmektedir. Boşaltma kolonun ortalama eğimi ise Çizelge 5.2.13'de görüldüğü gibi 9000 ile 11300 N/mm arasında değişmektedir. Başlangıçtaki yükleme kolunun eğimi ve boşaltma kolonun eğimi bütün numunelerin

ortalaması alınarak 8000 kN/mm ve 9700 N/mm olarak bulunmuştur. Görüldüğü gibi bu iki değer birbirine yakındır. Modelin basit olması için boşaltma kollarının eğimi başlangıçtaki yükleme kolunun eğimine eşit kabul edilmiş ve tek bir değer olarak 8000 ve 9700 N/mm'nin ortalaması alınarak yaklaşık bir değer olarak k=9000 N/mm olarak kabul edilmiştir.

Seri 1 numunelerinin yatay yük kapasiteleri kiriş boyuna donatısının sıyrılması tarafından sınırlanmıştır. Her iki modelde de kiriş boyuna donatısının sıyrılmasına sebep olan yatay yük yatay yük kapasitesi olarak alınmıştır (f_s).

İki basit sıyrılma modelinin deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkileri ile karşılaştırılması Ek C Şekil C 2.81'de verilmiştir. Şekillerde numune isimleri ve model isimleri verilmiştir.

Çizelge 5.2.12 : Yükleme kolunun eğimi (N/mm).

Çevrimler (%)	%0.4		%0.6		%0.8		Ortalama		Genel ortalama
Numune	P	N	P	N	P	N	P	N	(P+N)/2
JO1	11300	10700	8760	8130	6700	6400	8900	8400	8700
JO2	9600	7400	7600	5800	5900	4950	7700	6000	6900
JO3	10500	8000	7500	6000	6300	5200	8100	6400	7300
JO4	13000	11500	10000	8800	7400	7100	10100	9100	9600
JO5	10300	10000	8200	7900	6300	6100	8300	8000	8200
JO6	8300	8400	6100	6000	5100	4800	6500	6400	6500
JO7	12000	11100	8650	7900	7000	6100	9200	8400	8800
Ortalama									8000

Çizelge 5.2.13 : Boşaltma kolunun eğimi (N/mm).

Çevrimler (%)	%1 (*1000)		%2 (*1000)		%4 (*1000)		%6 (*1000)		Ortalama (*1000)		Genel ortalama
Numune	P	N	P	N	P	N	P	N	P	N	(P+N)/2
JO1	10.30	9.03	12.0	12.6	10.6	7.80	8.05	6.90	10.2	9.10	9700
JO2	11.0	7.20	11.2	7.10	10.8	6.80	7.30	7.00	10.1	7.00	8600
JO3	11.8	9.40	12.5	12.4	8.10	7.90	10.0	8.30	10.6	9.50	10000
JO4	14.5	11.8	7.50	6.30	8.10	8.70	-	-	10.0	8.90	9500
JO5	9.80	11.0	9.00	14.0	8.30	7.60	6.10	5.95	8.30	9.60	9000
JO6	10.0	9.80	13.0	11.5	10.6	8.60	6.50	7.90	10.0	9.50	9800
JO7	15.6	13.3	15.0	13.4	10.3	9.50	6.30	6.10	12.0	10.6	11300
Ortalama											97000

5.2.3.5 Deprem yükleri altında davranış

Bu tez çalışmasında ülkemizdeki mevcut yapılardaki tipik kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem yükleri altında davranışı incelenmiştir. Yapılan çalışma sonucunda incelen durum için kolon-kiriş birleşim bölgelerinin (güçlendirilmeyen orijinal numuneler) kolon-kiriş birleşim bölgesine bileşen kiriş veya kolonların eğilme veya kesme kapasitelerine ulaşmadığı görülmüştür. Kapasitenin kiriş boyuna donatısının sıyrılması tarafından kontrol edildiği yapılan değerlendirmeler sonucu anlaşılmıştır. Kiriş boyuna donatıları sıyrıldıkları halde numuneler yatay yük kapasitelerini (%90'ından fazlasını) en az %4 öteleme oranına kadar koruyabilmişlerdir. Bu durumda iki seçenek önümüze çıkmaktadır ; 1- Eğer tasarımda hedef kolon-kiriş birleşim bölgelerine bileşen elemanlardaki boyuna donatıların akması ise sıyrılma göçme olarak düşünülebilir. 2-Eğer hedef belli bir yerdeğiştirme değerine kadar elemanların bütünlüğünü koruması ise sıyrılma boyuna donatının akmasına eşdeğer olarak düşünülebilir. Depremin yapıdan öncelikli talebinin dayanım değil, yerdeğiştirme olduğu bilinmektedir. Bu gerçek göz önünde bulundurulduğunda "donatının sıyrılması donatının akması ile eşdeğerdir" savı öne sürülebilir (bu tez çalışmasında denen kolonlarda gözlenen sıyrılma davranışı için). Ancak donatının sıyrılması ; 1-çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisinin enerji yutma ve 2. numunelerin yatay yük kapasitelerini düşürmüştür. Bu düşüşlerin depremin talep edeceği yerdeğiştirmeler üzerinde etkileri incelenmiştir. Eğer bu düşüşlerin yerdeğiştirme talepleri üzerindeki etkileri fazla değil ise sıyrılmanın donatının akmasına eşdeğer olduğu söylenebilir. Bu savı kanıtlamak için depremlerin farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip tek serbestlik dereceli sistemlerden talep edecekleri yerdeğiştirmeler incelenmiştir. Bu amaçla iki ayrı çalışma yapılmıştır. Birinci bölümde enerji yutma kapasitesinin azalmasının etkisini incelemek için depremlerin bu çalışmada denen elemanların özelliklerine sahip bir tek serbestlik dereceli sistemden talep edeceği yerdeğiştirmeler ile ideal elasto-plastik (iyi

detaylandırılmış bir elemanın ideal yük-yerdeğiştirme ilişkisi olarak göz önüne alınmıştır) yük-yerdeğiştirme ilişkisine sahip tek serbestlik dereceli sistemden talep edeceği yerdeğiştirmeler karşılaştırılmıştır. İkinci bölümde elemanın dayanımının azalması ile deprem yerdeğiştirme taleplerinin değişimi incelenmiştir.

Sıyrılma davranışı gösteren TSDS ile ideal elasto-plastik davranış gösteren TSDS'in deprem yerdeğiştirme taleplerinin karşılaştırılması

Bu çalışma kapsamında denenen numunelerin davranışını temsil etmek üzere önerilen iki farklı yük-yerdeğiştirme çevrimsel ilişkilerinin (enerji yutma kapasiteleri düşük olan Sıyrılma Model 1 ve Sıyrılma Model 2, Şekil 5.2.42) deprem yükleri altında yerdeğiştirme talepleri incelenecek ve bu yerdeğiştirme talepleri ideal elasto-plastik (enerji yutma kapasitesi yüksek) ile karşılaştırılacaktır. Karşılaştırma açısından lineer (doğrusal) modelin yerdeğiştirme talepleri de incelenmiştir. Referans olarak tek serbestlik dereceli sistemin (TSDS) doğrusal ve doğrusal olmayan davranışı kullanılmıştır.

Deprem kayıtları

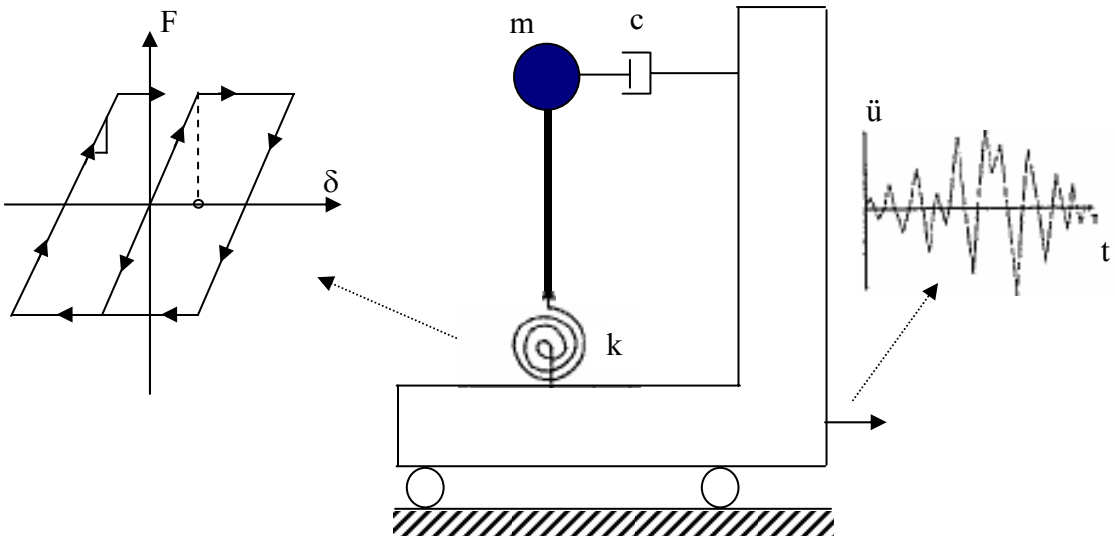
Türkiye ve Dünyanın değişik bölgelerinden 12 adet (Erzincan-Türkiye 1992, Düzce-Turkiye Kasım 1999 (EW), Kocaeli-Türkiye Ağustos 1999, Düzce-Turkiye Kasım 1999 (NS), Bingöl-Türkiye 2003, El Centro-Imperial Valley 1940, Victoria-Mexico 1980, Gukasian-Armenia 1988, Santa Monica-Northridge 1994, Sylmar-Northridge 1994, Kobe-Japonya 1995, Castaic 1971) deprem kaydı göz önüne alınmıştır. Çizelge 5.2.14'de verilen deprem kayıtları PEER veri tabanından alınmıştır. Deprem kayıtları seçilirken en büyük deprem ivmesi (PGA) ve hızı (PGV) parametre olarak göz önüne alınmıştır. Deprem kayıtları PGV>75 cm/s^2 ve PGV<75 cm/s^2 olacak şekilde iki grup olarak incelenmiştir. Bütün deprem kayıtları 0.5g'ye göre ölçeklendirilmiştir (Ek C Şekil C.2.82).

Çizelge 5.2.14 : Deprem kayıtları

No	Deprem	Yer	Yön	Zaman	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
1	Türkiye, Mart 1992	Erzincan	EW	1992	0.50	64.30	22.78
2	Türkiye, Kasım 1999	Düzce	DZC270	12.11.1999	0.52	83.50	42.09
3	Türkiye, Ağustos 1999	Kocaeli	CNA000	17.08.1999	0.18	18.40	18.25
4	Türkiye, Kasım 1999	Düzce	DZC180	12.11.1999	0.35	60.00	51.59
5	Türkiye, Mayıs 2003	Bingöl	EW	01.05.2003	0.56	29.11	15.22
6	Imperial Valley, 1940	El Centro	ELC180	19.05.1940	0.31	29.80	13.32
7	Mexico, 1980	Victoria	CPE045	06.09.1980	0.62	31.60	13.20
8	Armenia, 1988	12 Gukasian	GUK000	12.07.1988	0.20	28.60	9.80
9	Northridge, Ocak 1994	Santa Monica	STM090	17.01.1994	0.88	41.70	15.09
10	Northridge, Ocak 1994	Sylmar	SYL360	17.01.1994	0.84	129.60	32.68
11	Japonya, Ocak 1995	Kobe	KJM000	16.01.1995	0.82	81.30	17.68
12	Castaic, 1971	California	ORR021	02.09.1971	0.32	15.60	2.31

Yerdeğiştirme tepkisinin hesaplanması

Şekil 5.2.43'de kabul edilen tek serbestlik dereceli sistem, etki eden deprem kaydı ve TSDS'in yatay yükler altındaki davranışını temsil eden yayın temsili bir yük-yerdeğiştirme ilişkisi şematik olarak verilmiştir. Deprem kaydının her verisi için yapının yerdeğiştirme tepkisi hesaplanmıştır. Yerdeğiştirmeleri tahmin etmek için Newmark beta metodu (Newmark, 1959) kullanılmıştır. Beta faktörü 0.5 olarak kabul edilmiştir.



Şekil 5.2.43 : Tek serbestlik dereceli sistem.

Newmark yöntemi ile doğrusal olmayan dinamik analiz için hesap algoritması

Yöntem tek serbestlik dereceli bir sistemin dinamik tepkisini hesaplamak üzere zaman adımları için hesap yapmayı gerektirir. Farklı çevrimsel kurallar göz önüne alınarak TSDS'in davranışı değiştirilebilir. Kütlesi "m", başlangıç rijitliği "k" ve periyodu "T" (Denklem 5.2.43) olan bir tek serbestlik dereceli sistem tanımlanmıştır. Sönüm katsayısı "c" kritik sönümün %2'si kabul edilmiştir (D_f=0.002), Denklem 5.2.44. Bu denklemde D_f sönüm faktörüdür (D_f=kabul edilen sönüm katsayısı/kritik sönüm katsayısı). Newmark yönteminde verilen bir β değeri için F_1-F_6 katsayıları Denklem 5.2.45-52 ile hesaplanabilir. Bu katsayılara bağlı olarak Δx, Δa, Δv ve x_i, v_i, a_i değerleri Denklem 5.2.53-58 ile hesaplanabilir. x_i, v_i ve a_i değerleri i adımındaki deprem kaydına karşı gelen tepki yerdeğiştirmesi, hızı ve ivmesidir. k_i her bir x_i değerine karşılık çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisinden okunur.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{k}{m}} \qquad \textbf{(5.2.43)}$$

$$c = D_f \times 2 \times \sqrt{km} \qquad \textbf{(5.2.44)}$$

$$F_1 = \frac{1}{\beta} \times \left(\frac{M}{\Delta t} + \frac{c}{2} \right) \qquad \textbf{(5.2.45)}$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \times \left[c \times \left(2 - \frac{1}{2 \times \beta} \right) \times \Delta t - \frac{m}{\beta} \right] \qquad \textbf{(5.2.46)}$$

$$F_3 = \frac{1}{\beta} \times \left(\frac{m}{\Delta t^2} + \frac{c}{2 \times \Delta t} \right) \qquad \textbf{(5.2.47)}$$

$$F_4 = \frac{1}{\beta \times \Delta t^2} \qquad \textbf{(5.2.48)}$$

$$F_5 = \frac{1}{\beta \times \Delta t} \qquad \textbf{(5.2.49)}$$

$$F_6 = \frac{1}{2 \times \beta} \quad \textbf{(5.2.50)}$$

$$F_7 = \frac{1}{2 \times \beta \times \Delta t} \quad \textbf{(5.2.51)}$$

$$F_8 = \frac{1}{2}\left(2 - \frac{1}{2 \times \beta}\right) \times \Delta t \quad \textbf{(5.2.52)}$$

$$\Delta x = \frac{-m \times (u_i - u_{i-1}) + F_1 \times v_{i-1} - F_2 \times a_{i-1}}{F_3 + k_i} \quad \textbf{(5.2.53)}$$

$$\Delta a = F_4 \times \Delta_x - F_5 \times v_{i-1} - F_6 \times a_{i-1} \quad \textbf{(5.2.54)}$$

$$\Delta v = F_7 \times \Delta_x - F_6 \times v_{i-1} + F_8 \times a_{i-1} \quad \textbf{(5.2.55)}$$

$$x_i = x_{i-1} + \Delta x \quad \textbf{(5.2.56)}$$

$$v_i = v_{i-1} + \Delta v \quad \textbf{(5.2.57)}$$

$$a_i = a_{i-1} + \Delta a \quad \textbf{(5.2.58)}$$

Hesaplamaların yapılabilmesi için MATLAB (Matlab R2007a, 2007) programlama dili ile her bir yük-yerdeğiştirme ilişkisi modeli bir için bir program yazılmıştır. Toplam 2000 civarında ayrı durum için zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz yapılmıştır. Daha hassas bir çözüm elde edebilmek için deprem kayıtlarına doğrusal enterpolasyon ile noktalar eklenmiştir, böylece deprem kayıtlarındaki nokta sayı 5-10 kat arasında artırılmıştır.

Tek Serbestlik dereceli sistem (TSDS)

Göz önüne alınan TSDS'lerin ilk periyotları 0.1 ile 2 s arasında değişen değerler alınmış ve 0.1 saniye aralıklar ile TSDS'in yerdeğiştirme tepkisi her bir periyot için hesaplanmıştır. Her bir periyot için zamana bağlı olarak belirlenen yerdeğiştirme ve hız değerlerinin en büyükleri belirlenmiştir. Bu işlem 0.1 ile 2 saniye aralığında 0.1 sn artım ile her periyot için tekrarlanmıştır. Belirlenen en büyük değerler TSDS'in

periyoduna karşılık çizilerek yerdeğiştirme tepki spektrumları göz önüne alınan her yük-yerdeğiştirme ilişkisi modeli ve her bir deprem kaydı için çizilmiştir. Deprem yükleri altında yerdeğiştirmeler tahmin edilirken %2 sönüm oranı göz önüne alınmıştır. TSDS'lerin taban kesme kuvveti kapasiteleri sistemin toplam ağırlığının (C_y) %15 ve %30'u olarak kabul edilmiştir. Koru (2002) Bolu-Düzce-Kaynaşlı veri tabanında incelenen yapıların taban kesme kuvveti kapasitelerinin yapı ağırlığının %10 ile %40'ı arasında değiştiğini belirtmiştir. Ayrıca yıkılan binaların da taban kesme kuvveti kapasitelerinin aynı aralıklarda olduğunu belirtmiştir. Castaic depremi için beta faktörü 0.2 için de bir hesap yapılmıştır. C_y=0.15 ve 0.30 durumu için hesaplanan en büyük yerdeğiştirmeler başlangıç periyoduna göre 12 farklı deprem ve 4 farklı model için Şekil C.2.83'de verilmiştir. Şekil C.2.84'te PGV>75 cm/s^2 olan ve Şekil C.2.85'de PGV<75 cm/s^2 olan deprem kayıtlarının yerdeğiştirme talepleri karşılaştırılmıştır. Aynı şekillerde bu deprem kayıtlarının ortalaması ve Lepage (1997) tarafından spektral yerdeğiştirmenin makul bir üst sınırı olarak önerilen basit bağıntı da genel bir fikir vermesi açısından verilmiştir. Lepage (1997) tarafından önerilen basit bağıntı yapının sert zeminde olması, PGA=0.5g ve yapının sönümünün kritik sönümün %2'si kabul edildiği durumlar için geçerlidir. Bu bağıntıda spektral yerdeğiştirme basit olarak arttırılmış periyodun ($\sqrt{2}T$) 250 katı olarak kabul edilmektedir. Burada periyot saniye ve yerdeğiştirme mm cinsindendir. Şekil C.2.86 ve 87'de sırası ile PGV>75 cm/s ve PGV<75 cm/s olan deprem kayıtlarının ortalaması her model için verilmiştir. Aynı şekilde değerlerin ortalamadan standart sapması da verilmiştir. Şekil C.2.83 incelendiğinde genel olarak bütün modeller birbirine yakın sonuç vermekle beraber bazı kayıtlar için elasto-plastik model, bazı kayıtlar için sıyrılma modelleri yüksek değerler vermektedir. Her iki sıyrılma modeli birbirine paralel sonuçlar vermektedir.

Şekil C.2.84 (PGV>75 cm/s^2) incelendiğinde %15 taban kesme kuvveti durumu için küçük periyotlarda elastik model dışında bütün modeller 250T üst sınırının üstünde

kalmaktadır. Büyük periyotlarda bütün modeller bazen bu üst sınırı aşmakla beraber genel olarak bu üst sınırın altında kalmaktadırlar. %30 taban kesme kuvveti için Sıyrılma Model 2 ve elasto-plastik model küçük periyotlarda 250T üst sınırını aşmaktadır, büyük periyotlarda genel olarak bütün modeller bu üst sınırın altında kalmaktadırlar.

Şekil C.2.85 (PGV<75 cm/s^2) incelendiğinde %15 taban kesme kuvveti durumunda bütün modeller bazı deprem kayıtları için 250T üst sınırını geçmekle beraber genel olarak bu sınırın altında kalmaktadırlar. %30 taban kesme kuvveti durumda genel olarak bütün modeller bu üst sınırın altında kalmaktadır.

Şekil C.2.86'da (PGV>75 cm/s^2) %15 taban kesme kuvveti için incelendiğinde elastik model dışında bütün modeller küçük periyotlarda (0.8 saniyeye kadar) 250T üst sınırının üstünde kaldığı görülmektedir, diğer periyotlarda değerler bu üst sınıra daha yakındır. %30 taban kesme kuvveti elastik model dışında bütün modeller küçük periyotlarda bu üst sınırın üstünde kalmaktadır. Diğer periyotlarda genellikle bütün modeller bu üst sınırın altında kalmakta ve birbirlerine yakın sonuçlar vermektedirler.

Şekil C.2.87'de (PGV<75 cm/s^2) %15 ve %30 taban kesme kuvveti için genelde modeller bu üst sınırın altında kalmakta ve birbirlerine yakın sonuçlar vermektedirler.

Şekil C.2.88'de üç farklı deprem kaydı için taban kesme kuvvetinin Cy=0.075 olması durumu incelenmiştir. Görüldüğü gibi her üç deprem kaydı içinde taban kesme kuvvetinin 0.075 olması durumunda da sıyrılmalı modeller ile ideal elasto-plastik modelin deprem yerdeğiştirme talepleri birbirine çok yakındır. Şekil C.2.89'da sönüm oranının %5 olması durumunda da ideal elasto-plastik model ile sıyrılmalı modellerin yerdeğiştirme talepleri birbirine yakındır. İlk 0.5 saniyede Kobe depremi kaydı için ideal elasto-plastik model daha büyük yerdeğiştirmeler vermiştir. Sadece

sıyrılmalı modellere has yerdeğiştirme taleplerinin daha büyük olduğuna yönelik bir durum gözlenmemiştir.

Çok Serbestlik Dereceli Sistem (ÇSDS)

Bu çalışmada farklı deprem kayıtlarının farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip yapılardan talep edeceği en büyük öteleme oranlarındaki çevrim sayıları incelenmiştir. Bu çalışmadaki amaç elastik ötesi çevrim sayıları açısından sıyrılma modelleri ile ideal elasto-plastik modeli karşılaştırmaktır.

Brachmann ve diğ. (2004) literatürdeki mevcut kolon deneyleri üzerine yaptıkları çalışmadan betonarme elemanların ortalama %1 öteleme oranında kapasitelerine vardıklarını (boyuna donatıların akma gerilmesine ulaşması ile) görmüşlerdir. Elastik bölgedeki çevrim sayılarının elemanın doğrusal olmayan davranışını çok etkilemediği ve yapının göçmesine elastik ötesi büyük öteleme oranlarının sebep olduğu ve bu öteleme oranlarında gerçekleşen çevrim sayılarının yapının davranışını olumsuz yönde etkilediği Pujol (2002) tarafından yapılan çalışmalarda görülmüştür.

Bu çalışmayı gerçekleştirmek için TSDS sistemin davranışı kullanılarak normal bir binanın (düzensizlikleri olmayan) deprem durumundaki davranışı tahmin edilmeye çalışılmıştır. Bu amaçla aşağıdaki kabuller yapılmıştır:

1- Binanın başlangıç periyodu binanın kat sayısının 10'a bölünmesi ile bulunmuştur.

2- Tipik kat yüksekliği 3 m olarak kabul edilmiştir.

3- Bina tepe yerdeğiştirmesi binanın aynı başlangıç periyoduna sahip TSDS'in yerdeğiştirmesinin 5/4 katı olarak kabul edilmiştir.

4- En büyük rölatif kat öteleme oranı (EKÖO) bina tepe öteleme oranının 1.5 katı olarak kabul edilmiştir (Lepage, 1997).

Dört farklı referans TSDS göz önüne alınmıştır. Göz önüne alınan TSDS'lerin ilk periyotları 0.3 ve 0.5 s olarak seçilmiştir.

Şekil C.2.90'da El Centro 1940 depremi için T=0.3 s ve C_y=0.15 kabul edilerek TSDS'in dört model için spektral öteleme oranları verilmiştir. Şekil C.2.90'da Model 1, 2, 3 ve 4 sırası ile Sıyrılma Model 1, Sıyrılma Model 2, İdeal Elasto-Plastik Model ve Elastik Modeli temsil etmektedir. Bu şekillerden görüldüğü gibi %2 öteleme oranı sadece Sıyrılma model 2 durumunda iki çevrim için geçilmiştir diğer modellerde %2 öteleme oranını geçen çevrim olmadığı gibi %1 öteleme oranını geçen çevrim sayısı da azdır. Elastik model dışında diğer modeller için en büyük öteleme oranları için birbirine yakın değerler elde edilmiştir.

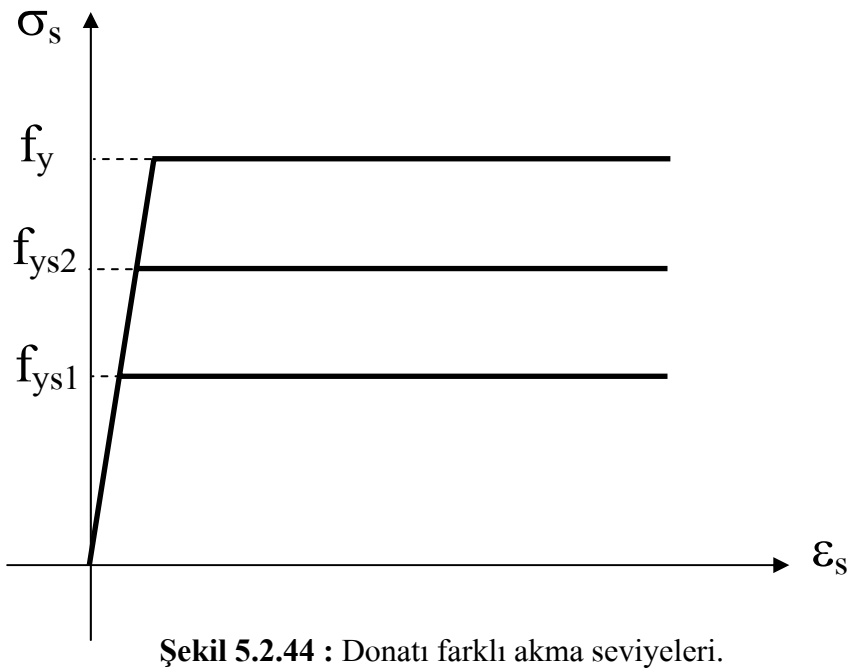
Şekil C.2.91'de yer hareketi hızı yüksek olan Düzce DZC270 1999 depremi için T=0.3 ve 0.5 s için ve C_y=0.15 ve 0.30 kabul edilerek TSDS'in dört model için spektral öteleme oranları verilmiştir. T=0.3 s ve C_y=0.15 için şekilden görüldüğü üzere %5'i geçen büyük öteleme oranları görülmüştür fakat buna karşılık bu çevrim sayıları çok azdır. Çevrimler T=0.5 s ve C_y=0.15 için %4, T=0.5 s ve C_y =0.30 için %2 öteleme oranını geçmemektedir. Sıyrılma Model 2 diğer modellere göre biraz daha büyük öteleme oranlarını görmektedir.

Dayanımın azalması ile deprem yerdeğiştirme taleplerinin değişimi

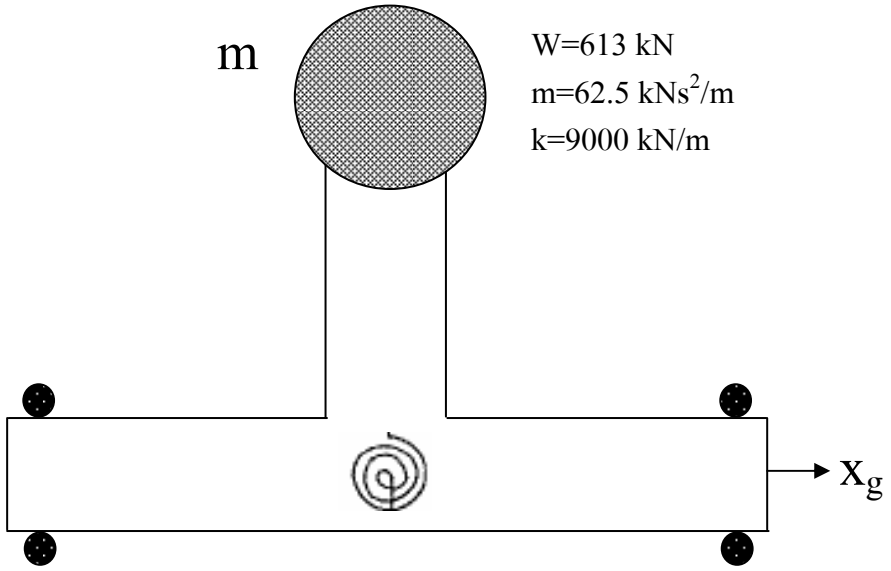
Bu bölümde elemanın dayanımının azalması ile deprem yerdeğiştirme taleplerinin değişimi incelenmiştir. Bu amaçla bu çalışmada denenen numunelerin temel özelliklerini temsilen bir TSDS göz önüne alınmıştır. Kiriş boyuna donatısının sıyrılması donatının akması gibi düşünülmüş ve Şekil 5.2.44'de görüldüğü gibi kiriş boyuna donatısının akması için üç seviye belirlenmiştir. Şekil 5.2.44'de f_y numunelerin kiriş boyuna donatılarının akma seviyesine denk gelmektedir. Genel olarak numunelerin sıyrıldıkları seviyede donatıdaki gerilmeleri temsil etmek üzere $f_{ys1}=f_y/2$ ve $f_{ys2}=3\times f_y/4$ olarak alınmıştır. Donatı için kabul edilen bu üç akma

seviyesi için numunelerin moment kapasiteleri moment-eğrilik analizi ile hesaplanmıştır. Kirişte bu momentleri oluşturmak için kiriş tepe ucuna etkiyecek yatay kuvvetler momentlerin kiriş boyuna bölünmesi ile basit bir şekilde hesaplanmıştır. Boyuna donatıların akma gerilmesi f_y=330 MPa ve dolayısı ile $f_{ys1}=f_y/2$=165 MPa ve $f_{ys2}=3\times f_y/4$=248 MPa olarak alınmıştır. Numunelerin bu akma gerilmelerine karşı gelen yatay yükleri sırası ile f_y için 92 kN, f_{ys1} için 46 kN ve f_{ys2} için 69 kN olarak hesaplanmıştır. Numunelerin yatay yük kapasiteleri bu aralıklarda değişmektedir.

Şekil 5.2.45'de görüldüğü gibi numunenin deney sırasında yatay yüklerin etkitildiği kiriş tepe ucuna bir kütle (m) yerleştirilmiştir. Kütlenin büyüklüğü kiriş boyuna donatısının akmasına ulaşması durumunda (eğilme kapasitesinde) taşıyacağı yatay yükün sistem ağırlığının (W) %15'i olacak şekilde 613 kN seçilmiştir. Sistemin rijitliği Bölüm 5.2.3.4'de hesaplandığı gibi bütün numuneleri temsil etmek üzere k=9000 kN/m alınmıştır.



Şekil 5.2.44 : Donatı farklı akma seviyeleri.

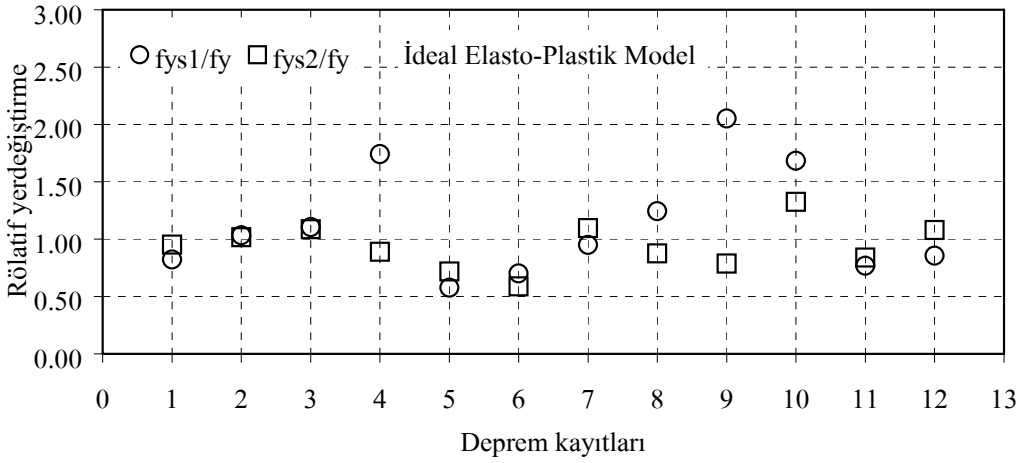


Şekil 5.2.45 : Temsili TSDS.

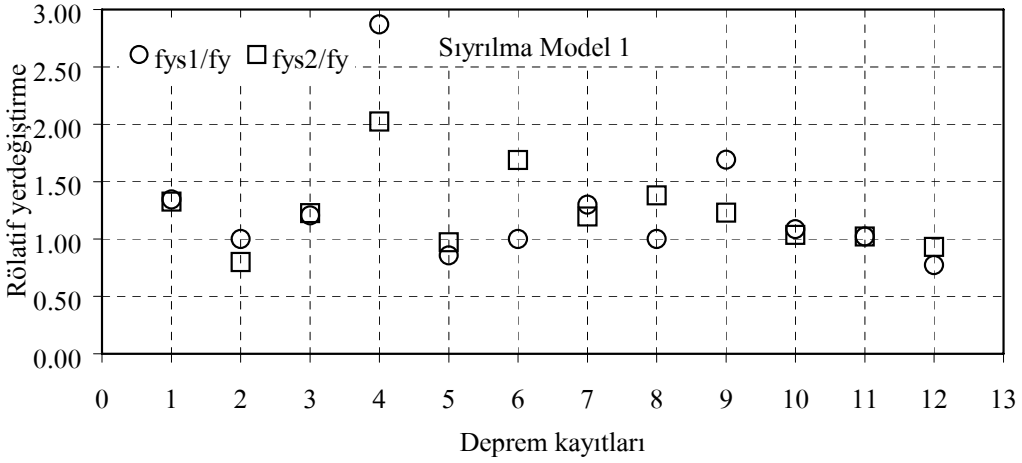
Yerdeğiştirmeleri tahmin etmek için Newmark beta metodu (Newmark, 1959) kullanılmıştır. Beta faktörü 0.5 olarak kabul edilmiştir. 12 farklı deprem kaydı kullanılmıştır (Çizelge 5.2.14).

Ele edilen sonuçlar Şekil 5.2.46'da İdeal Elasto-Plastik model için Şekil 5.2.47'de Sıyrılma Model 1 için ve Şekil 5.48'de Sıyrılma Model 2 için özetlenmiştir. Bu şekillerde taban kesme kuvveti kapasitesinin azalması sonucu yerdeğiştirmelerin rölatif olarak değişimleri verilmiştir. Daire (O) sembolü ile gösterilen değerler donatının akma gerilmesinin fsy1 olması durumunda elde edilen spektral yerdeğiştirmelerin donatının akma gerilmesinin fy olması durumda elde edilen spektral yerdeğiştirmelere oranını göstermektedir. Kare (□) sembolü ile gösterilen değerler donatının akma gerilmesinin fsy2 olması durumunda elde edilen spektral yerdeğiştirmelerin donatının akma gerilmesinin fy olması durumda elde edilen spektral yerdeğiştirmelere oranını göstermektedir. Bu şekillerde 1 değerinin altında kalan değerler yerdeğiştirmelerin azaldığını 1 değerinin üstünde kalan değerler yerdeğiştirmelerin arttığını göstermektedir. Birkaç deprem kaydı dışında genel olarak

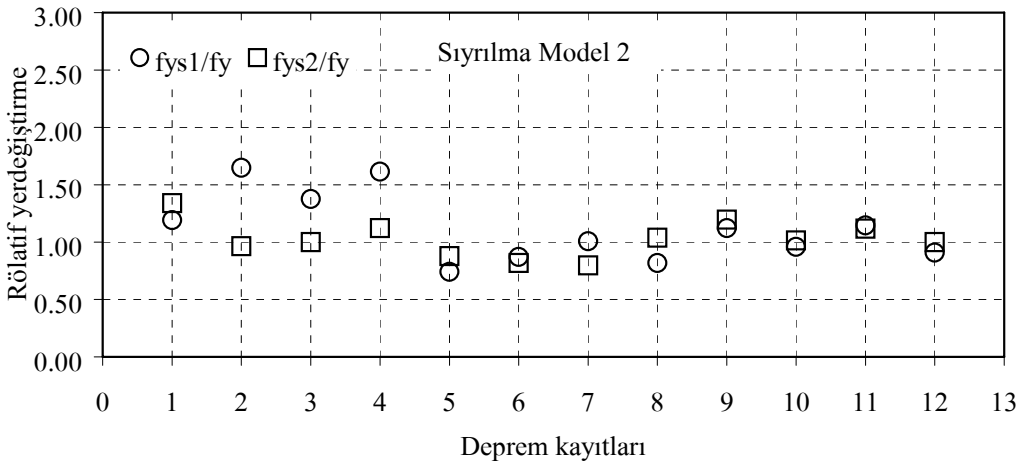
üç modelde de yerdeğiştirmelerin çok artmadığı görülmektedir. Yerdeğiştirmelerin en az değiştiği modelin Sıyrılma Model 1 olduğu görülmektedir.



Şekil 5.2.46 : Taban kesme kuvveti kapasitesinin değişimi ile oluşan göreli yerdeğiştirmeler (İdeal Elasto-Plastik Model).



Şekil 5.2.47 : Taban kesme kuvveti kapasitesinin değişimi ile oluşan göreli yerdeğiştirmeler (Sıyrılma Model 1).



Şekil 5.2.48 : Taban kesme kuvveti kapasitesinin değişimi ile oluşan göreli yerdeğiştirmeler (Sıyrılma Model 2).

Sonuç olarak incelenen deprem kayıtları için ideal elasto-plastik model ve sıyrılma modellerinin deprem yerdeğiştirme talepleri arasında önemli bir fark olmadığı görülmüştür. Başka bir ifade ile sıyrılmalı modellere has deprem yerdeğiştirme talebinin daha çok olması gibi bir eğilim gözlenmemiştir. Betonarme elemanın yük kapasitesinin azalmasının deprem yerdeğiştirme talebi üzerindeki etkileri incelenmiştir. Dayanım kaybının deprem yerdeğiştirme talebini bazı deprem kayıtları dışında genelde çok etkilemediği görülmüştür ve en az etkilenen modelin Sıyrılma Model 2 olduğu görülmüştür.

5.3 Güçlendirilmiş Numuneler

5.3.1 Çalışmanın kapsam ve amacı

Bu bölüm kapsamında güçlendirilmiş kolon-kiriş birleşim bölgelerinin göz önüne alınan aralıklar içinde yatay yükler altındaki davranışları incelenmiştir. Orijinal durumda denenen yedi adet, gönyeleri kaynaklanarak denenen iki adet numuneye ilave olarak, toplam yedi adet tam ölçekli güçlendirilmiş kolon-kiriş birleşim bölgesi denenmiştir. Çalışmada iki tip güçlendirme malzemesi kullanılmıştır (lifli polimer ve çelik lifli önüretimli beton plaka). Lifli polimer (LP) ile güçlendirme de deneysel parametreler lifli polimer kat sayısı, uygulama detayı ve kiriş boyuna donatısının birleşimde kenetlenen gönyelerinin kaynaklanmasıdır. Çelik lifli önüretimli plaklar (HPFRCC) ile güçlendirme de deneysel parametre kiriş boyuna donatısının birleşimde kenetlenen gönyelerinin kaynaklanmasıdır.

5.3.2 Konu ile ilgili yapılan çalışmaların değerlendirilmesi

Bölüm 2'de özetlenen çalışmalardan ulaşılan sonuçlardan görüldüğü üzere, betonarme mantolama ile güçlendirme üzerine yapılan deneysel çalışmalarda genel olarak iyi sonuçlar elde edilmiştir. Fakat bu konu üzerine bugüne kadar yapılan çalışma sayısı çok sınırlı kalmıştır. Bunun nedeni uygulamanın hayli zor olmasıdır. Bu güçlendirme uygulaması çok ve nitelikli işçilik gerektirdiği gibi elemanların boyutları arttığı için mimari detaylar olumsuz etkilenmektedir. Ayrıca uygulama sırasında bina sakinlerine verilen rahatsızlık da oldukça yüksektir. Bunlarla birlikte elemanların rijitlikleri arttığı için, binanın dinamik özellikleri ve bunun sonucunda deprem talebi de değişebilecektir. Bazı durumlarda yararlı olabilecek bu rijitlik artışı, bazı durumlarda istenmeyebilir.

Birleşim bölgelerinin çelik şerit ve saç levhalar ile sarılmasının da birleşim bölgesinin deprem performansını geliştirdiği çeşitli araştırmacılarca gösterilmiştir. Ancak birleşim bölgesi gibi ulaşılması zor bir bölgeyi çelik ile sargılamak çok zor ve çok hassas işçilik gerektirmektedir. Hatta enine kirişler ve döşemeler düşünüldüğünde, çelik ile sargılamanın pek mümkün olamayacağı görülmektedir. Ayrıca çelik malzemesini sıcaklık, korozyon gibi etkilere karşı korumak gerekmektedir. Bunun da ilave ekonomik külfet getireceği açıktır.

LP kullanılarak betonarme kolon-kiriş birleşim bölgelerinin depreme karşı güçlendirilmesi konusunda yapılan sınırlı sayıda çalışmada da genel olarak iyi sonuçlar elde edilmiştir. Bu çalışmalara Bölüm 2'de değinilmişti. Bu yöntemin uygulanması diğer yöntemlere göre daha kolay olup, daha az işçilik gerektirmektedir. LP kompozit malzemelerin tam etkili olarak çalışabilmeleri için elemanın sargılanması gerekmektedir. Birleşim bölgelerindeki enine kiriş ve döşeme bağlantılarından dolayı birleşim bölgeleri bütünü ile sargılanamamaktadır. LP kompozit malzemelerin dezavantajları fiyatlarının bir miktar yüksek oluşu, çekme gerilmeleri altında doğrusal elastik davranış göstermeleri, kopma uzamalarının sınırlı olması ve basınç gerilmeleri altında zayıf olmaları olarak sıralanabilir.

HPFRCC plaka ile kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi üzerine yapılan herhangi bir çalışma mevcut değildir. Ancak bu tür plakalar ile kolonların güçlendirilmesi ile ilgili birkaç çalışma mevcuttur. Bu çalışmalara Bölüm 2'de değinilmiştir. Uygulamanın kolay olması, ekonomik olması, dış etkilere karşı dayanıklı olması, HPFRCC plakların çekme gerilmeleri yanında basınç gerilmeleri de taşıyabilmesi bu tip güçlendirmenin önemli avantajları arasında gösterilebilir.

Birleşim bölgesi ulaşılması zor bir bölge olduğundan, daha önce yapılan çalışmalarda genel olarak birleşim bölgelerinin özel halleri incelenmiş ve bazı detaylar ihmal edilmiştir. Örneğin, kiriş kenarlarında olması gereken döşeme detayları ve düzlem

dışından birleşim bölgesine birleşen enine kirişler çalışmaların çoğunluğunda göz önüne alınmamıştır. Dolayısıyla bu çalışmalarda önerilen güçlendirme detaylarının mevcut yapılarda karşımıza çıkan kolon-kiriş birleşim bölgelerine uygulanabilmesi mümkün olmamaktadır. Ayrıca; ülkemizdeki yapı stokunda genel olarak beton kalitesinin çok düşük olması, boyuna donatı olarak düz yüzeyli donatı kullanılması ile enine donatı aralık ve detaylarının yeterli olmaması gibi ülkemize has eksiklikler nedeni ile literatürde yapılmış olan çalışmaların ülkemizdeki yapılar için geçerliliği şüphelidir. Buna göre Türkiye'deki yapılarda kolon-kiriş birleşim bölgesi zayıflıklarını gidermek için ülkemize has yapısal özellikler ve uygulanabilir güçlendirme yöntemleri dikkate alınarak farklı çalışmaların yapılması gerekmektedir. Bu yüzden birleşim bölgeleri için gerçek durum göz önüne alınarak yeni güçlendirme detayları geliştirilmelidir.

Bu çalışmada LP kompozitler ve HPFRCC plakalar kullanılarak sadece kolon-kiriş birleşim bölgesinin bir yüzü güçlendirilerek birleşim bölgesinin yatay yükler altındaki performansı geliştirilmeye çalışılmıştır. Deneysel çalışma için üretilen numuneler ülkemizdeki yapılarda sıklıkla karşılan tipik kolon-kiriş birleşim bölgelerini temsil edecek şekilde tasarlanmış ve birleşim bölgelerinde bulunan enine kiriş ve döşeme detayları da göz önüne alınmıştır. Bu şekilde gerçeğe yakın bir güçlendirme uygulaması ve deney sonuçları elde edilmeye çalışılmıştır. Bir kaç şekilde güçlendirme yapılarak uygulama açısından daha etkili, daha pratik ve daha ekonomik olabilecek bir güçlendirme detayı belirlenmeye çalışılmıştır.

5.3.3 Deneysel çalışma ve sonuçlar

5.3.3.1 Numuneler

Bu bölümdeki deneysel çalışma dokuz adet referans numunelerine ilave olarak yedi adet tam ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesini kapsamaktadır. Referans numunelere

Bölüm 5.2'de detaylı bir şekilde değinildiğinden bu bölümde genellikle karşılaştırma amaçlı değinilecektir. Numune detayları güçlendirme dışında Bölüm 5.2'deki güçlendirilmemiş orijinal numune detayları ile aynıdır. Bu çalışmadaki numunelere referans olarak alınacak orijinal numuneler JO1, JO5 ve JW2'dir. JO1 numunesi JCFRP ve JSFRC için, JO5 numunesi J2DWCFRP numunesi için ve JW2 numunesi de geri kalan numuneler için referans teşkil etmektedir. Numunelerinin hiç birinde birleşim bölgesinde etriye yoktur. Bütün numunelerde kolondaki eksenel yük düzeyi $0.125 f_c^{'} bh$ 'dır. Numunelere ait genel özellikler Çizelge 5.3.1'de verilmiştir.

Çizelge 5.3.1 : Numune özellikleri.

No	Numune	Numune yaşı (gün)	Birleşim bölgesindeki enine donatı miktarı	Enine kiriş ve döşeme	Kolon eksenel yük oranı (%)**	Yükleme planı*
1	JCFRP	247	Yok	Var	12.5	1
2	JWCFRP	243	Yok	Var	12.5	1
3	JWCFRP2	268	Yok	Var	12.5	1
4	JWCFRP3	262	Yok	Var	12.5	1
5	J2DWCFRP	274	Yok	Yok	12.5	1
6	JSFRC	280	Yok	Var	12.5	1
7	JWSFRC	283	Yok	Var	12.5	1

* Yükleme planı 1 Bölüm 5.2 Şekil 5.2.6.b.

** Eksenel yük bölüm 5.2.2.3'de açıklanmıştır.

5.3.3.2 Numunelerin üretimi ve malzeme deneyleri

Numunelerin üretimi

Numuneler Bölüm 5.2'deki orijinal numuneler ile beraber üretilmiştir. Dolayısı ile Bölüm 5.3.2'deki bütün açıklamalar bu numuneler için de geçerli. Burada sadece güçlendirme detayları anlatılacaktır. Numunelerde uygulanan güçlendirme detayları Çizelge 5.3.2'de özetlenmiş ve ayrıca Ek C.3.1.1'de detaylı bir şekilde anlatılmıştır. Numunelerden iki tanesi HPFRCC plakalar ile güçlendirilirken geri kalan beş numune LP ile güçlendirilmiştir. Enine kiriş ve döşeme içermeyen JW2DCFRP numunesi dışında bütün numunelerde güçlendirme malzemesi birleşim bölgesinin sadece dış yüzüne yapıştırılarak uygulanmıştır. JW2DCFRP numunesinde enine kiriş ve döşeme olmadığından dolayı güçlendirme uygulaması birleşim bölgesinin

Çizelge 5.3.2 : Numune güçlendirme detayları.

Numune	Güçlendirme şekli	Güçlendirme detayı	LP miktarı		Enine kiriş ve döşeme	Kaynak ve 13 cm tamir harcı uygulama tarihi	Güçlendirme uygulama tarihi	Deney tarihi
			Toplam miktar (m^2)*	ρ_{LP}**				
JCFRP	Lifli polimerler ile	Birleşim bölgesinin dış yüzeyi diyagonal yönde 3'er kat LP ile güçlendirilmiştir	3.6	0.0021	Var	-	10/08/2007	21/08/2007
JWCFRP		Diyagonal yönde tüm dış yüzeye 3 kat LP+kaynak+13 cm tamir harcı	3.6	0.0021	Var	25/07/2007	10/08/2007	17/08/2007
JWCFRP2		5 kat LP diyagonal yönde dış yüzeye 200 mm'lik şeritler ile yapıştırıldı +kaynak+13 cm tamir harcı	5.4	0.0010	Var	28/08/2007	30/08/2007	12/09/2007
JWCFRP3		2 kat LP diyagonal yönde dış yüzeye 200 mm'lik şeritler ile yapıştırıldı +kaynak+13 cm tamir harcı	2.2	0.0004	Var	28/08/2007	30/08/2007	06/09/2007
JW2DCFRP		Her yüze birer kat LP diyagonal yönde dış yüzeye 200 mm'lik şeritler ile yapıştırıldı +kaynak+13 cm tamir harcı	2.2	0.0004	Yok	28/08/2007	30/08/2007	18/09/2007
JSFRC	SFRC plaklar ile	40 mm kalınlığında HPFRCC plak birleşim bölgesi dış yüzeyine yapıştırıldı			Var	-	16.09.2007	24.09.2007
JWSFRC		40 mm kalınlığında HPFRCC plak birleşim bölgesinin dış yüzeyine yapıştırıldı+kaynak+ 13 cm tamir harcı			Var	25.07.2007	19.09.2007	27.09.2007

- : Bu numunelerde kaynak ve tamir harcı uygulaması yapılmamıştır.

* Numunenin güçlendirilmesinde kullanılan toplam LP miktarı (alan olarak).

** ρ_{LP}: Birleşim bölgesinde liflerin doğrultusu diyagonal doğrultuda olan toplam kesit alanının birleşim bölgesinin diyagonal doğrultudaki kesit alanına bölünmesi ile elde edilen bir orandır.

karşılıklı iki yüzeyine LP yapıştırılarak yapılmıştır. Güçlendirme uygulamasının birleşim bölgesi yüzeyinden ayrılmasını engellemek için bütün numunelerde ankraj uygulaması yapılmıştır. LP ile güçlendirmede 200 mm genişliğinde şeritler kullanılarak birleşim bölgesinin her bir köşesinde kolon etrafına sarılarak ankraj uygulaması yapılmıştır (Şekil C.3.1-5). Ankraj şeridinin bir kısmı birleşim

bölgesindeki lifli polimere yapıştırılmış diğer kısmı kolon etrafına sarılmıştır. Bu güçlendirmelere ek olarak sıyrılmayı sınırlamak için JCFRP ve JSFRC numuneleri dışındaki numunelerin kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesindeki gönyeleri de kaynaklanmıştır. Kaynak uygulaması için kaldırılan beton yüksek dayanımlı BASF tarafından üretilen Emaco S88 tamir harcı ile değiştirilmiştir. Kaynak uygulaması Ek C.2.1.5'de anlatılmıştır.

HPFRCC plakalar ile güçlendirmede plaklarda ve birleşim bölgesinde açılan deliklere çelik çubuklar epoksi yardımı ile monte edilmiştir. Monteyi sağlamak için epoksi yanında cıvata ve somunlar da kullanılmıştır. Güçlendirme uygulamasının detayları Ek. C.3.1'de verilmiştir.

Malzeme özellikleri

Çelik lifli plakanın mekanik özelliklerini belirlemek üzere yapılan malzeme deneyleri Bölüm 4'de verilmiştir. Güçlendirmede kullanılan malzemelerin özellikleri Ek. C.3.2'de verilmiştir.

5.3.3.3 Deney düzeneği ve ölçüm sistemi

Deney düzeneği ve yükleme sistemi Bölüm 5.2'de anlatılan orijinal numunelerinki ile aynıdır. Sadece bu numunelerde ilave olarak güçlendirme malzemesinin yüzeyine şekildeğiştirmeölçer ve yerdeğiştirmeölçerler yerleştirilmiştir. Bu şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeölçerlerin LP üzerindeki konumları Şekil C.3.9'da verilmiştir.

5.3.3.4 Deney sonuçları

Giriş

Bu bölüm kapsamında güçlendirilmiş kolon-kiriş birleşim bölgelerinin yön değiştiren tekrarlı statik yatay yükler altında davranışlarının incelenmesi amacı ile denenen yedi adet büyük ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesinden elde edilen deneysel sonuçlar verilmiştir. Deney düzeneği ve ölçüm sistemi Ek C.2.3'de verilmiştir. Deney

sonuçları verilirken Ek C.2.3.2 ve Ek C.3.3.2'de verilen ölçüm sistemindeki ölçüm kanalları için kullanılan isimlendirme kullanılmıştır. LP ile güçlendirilen birleşim bölgeleri için elde edilen deney sonuçlarının bir kısmı özet bir şekilde İlki ve diğ. (2008) tarafından yapılan çalışmada bulunabilir.

Yatay yük-öteleme oranı, yerdeğiştirme ilişkileri

Bütün numunelere ait yatay yük-öteleme oranı ve yerdeğiştirme ilişkileri Şekil C.3.10'da verilmiştir. Sınır öteleme oranı her bir numunenin dayanımının en az %85'ini taşıyabildiği en büyük öteleme oranı olarak tanımlanmıştır. Şekil C.3.10 incelendiğinde bütün numunelerde sınır öteleme oranı en az yaklaşık %6'dır. JWCFRP3 ve J2DWCFRP numunelerinde % 6, diğer güçlendirilen numunelerde %8 öteleme oranına kadar önemli bir dayanım kaybı olmamıştır. Bütün numuneler %8 öteleme oranına kadar çevrimsel yüklemeye maruz bırakılmıştır. Çevrimsel yüklemeden sonra en çok %11 öteleme oranına kadar monotonik yükleme yapılmıştır.

Moment-dönme ilişkileri

Ek C'de Şekil C.3.11 ve C.3.12'de kiriş için üç bölgeden ve kolonlar için iki bölgeden ölçülen dönmeler bu bölgelere etki eden momente karşılık çizilmiştir. Bu bölgelerin yerleri, moment-dönme ilişkilerinin nasıl elde edildiği gibi açıklamalar Bölüm 5.2.2.5'de verilmiştir.

Donatı şekildeğiştirme ölçümleri

Kiriş boyuna donatı şekildeğiştirmeleri Şekil C.3.13'de verilmiştir. Ek C Bölüm C.2.3.2'de donatı şekildeğiştirmeölçerlerin yerleri ve isimlendirmeleri detaylı bir şekilde verilmiştir. Kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesine gömülen kısmında ölçülen şekildeğiştirme değerleri Şekil C.3.14'de verilmiştir. Kolon boyuna donatı şekildeğiştirmeleri Şekil C.3.15'de verilmiştir. Kiriş ve kolon etriyelerinden ölçülen şekildeğiştirme değerleri Şekil C.3.16'da verilmiştir.

Göçme

Şekil C.3.17-23'de bütün numuneler için %0.4, %1, %4 ve %8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları ön ve arka yüz için şematik olarak verilmiştir. Bu şekillerde enine kiriş ve döşemenin olduğu yüz arka, diğer yüz ön olarak isimlendirilmiştir. Şekillerde en büyük çatlak genişlikleri de verilmiştir. Çatlak isimlerini belirten harflerden üssü ve kesikli çizgi olanlar negatif (döşeme basınç bölgesinde) yükleme yönünde oluşan çatlakları diğerleri ise pozitif (döşeme çekme bölgesinde) yükleme yönünde oluşan çatlakları göstermektedir. Çatlak şemalarının çizildiği öteleme oranları da (Δ) şekiller üzerinde yüzde cinsinden verilmiştir. "PJ" ile başlayan çatlaklar birleşim bölgesi yüzeyine yapıştırılan çelik lifli plaka üzerinde oluşan çatlakları göstermektedir. "J" ile başlayan çatlaklar birleşim bölgesi yüzeyinde oluşan çatlakları göstermektedir.

Deney sonunda numunelerin birleşim bölgelerindeki hasarı gösteren fotoğraflar Şekil C.3.24-30'da verilmiştir. JWCFRP numunesinde %10 öteleme oranında lifli polimer ankraj şeritlerinden birinde birleşim bölgesinde yırtılma olmuştur. JCFRP ve JWCFRP2'de lifli polimerde yırtılma olmamış ve birleşim bölgesinde önemli bir hasar gözlenmemiştir. JWCFRP3 numunesinde %6 öteleme oranında LP şeritte basınçtan dolayı burkulma görülmüş ve %8 öteleme oranında LP şerit yırtılmıştır. J2DWCFRP numunesinde %6 öteleme oranında LP şerit yırtılmıştır.

5.3.4 Deney sonuçlarının değerlendirilmesi ve kuramsal çalışma

Bu bölüm şu ana başlıkları içermektedir; 1- genel değerlendirme ve deney değişkenlerinin davranışa etkisi, 2- yatay yük kapasitesinin tahmin edilmesi, 3- yerdeğiştirme bileşenleri, 4- yerdeğiştirme bileşenlerinin hesaplanması.

5.3.4.1 Genel değerlendirme ve deney değişkenlerinin davranışa etkisi

Genel değerlendirme

Bütün numunelerde hasar kiriş eğilme çatlakları ile başlamıştır. İlk eğilme çatlakları kirişte %0.1-0.2 öteleme oranlarında oluşmuştur. JCFRP numunesi dışında bütün numunelerde eğik çatlak %2 öteleme oranında arka yüzde oluşmuştur (Çizelge 5.3.3). J2DWCFRP numunesinin ön ve arka yüzü LP ile kaplandığından birleşim bölgesindeki çatlaklar gözlenememiştir. Bölüm 5.2'de de belirtildiği gibi kiriş eğilme kapasitesine denk gelen kiriş yükü pozitif yükleme yönü için 92 kN negatif yükleme yönü için 81 kN'dur. Kiriş boyuna donatıları kaynaklanmayan JCFRP ve JSFCRC numuneleri dışında bütün numuneler kiriş eğilme kapasitesine ulaşmıştır. Çizelge 5.3.4'de görüldüğü gibi kiriş boyuna donatıları kaynaklanmış numunelerde ulaşılan en büyük yükler pozitif ve negatif yönde sırası ile ortalama 87 kN ve 84 kN olarak ölçülmüştür. Bu Çizelgelerde ortalama sütununda verilen iki sayıdan birincisi kiriş boyuna donatıları kaynaklanan beş numunenin, ikincisi kiriş boyuna donatıları kaynaklanmayan iki numunenin ortalamalarını göstermektedir. Çizelge 5.3.3'de görüldüğü gibi bu numunelerin kiriş boyuna donatılarındaki şekildeğiştirmeler donatının akma şekildeğiştirmesi olan 0.0017 değerini geçmiştir. Kiriş boyuna donatıları kaynaklanmayan numunelerde (JCFRP ve JSFRC) uygulanan güçlendirme detayı ile kiriş boyuna donatılarının sıyrılması engellenememiştir. Bu yüzden bu numunelerde kiriş eğilme kapasitesine ulaşılamamıştır. Buna karşılık davranışa donatı sıyrılmasının hakim olması nedeni ile birleşim bölgesinde ve diğer elemanlarda büyük hasarlar meydana gelmemiştir. Bu yüzden bu numunelerde dayanım kayıpları daha az olmuştur. Donatıları kaynaklanan numunelerde %15 dayanım kaybı genellikle %7-8.5 öteleme oranlarında gerçekleşirken, kaynaklanmamış numunelerde aynı dayanım kaybı %10 öteleme oranına kadar oluşmamıştır. Çizelge 5.3.4'de görüldüğü gibi numunelere uygulanan en büyük yatay yükten dolayı birleşim bölgesinde oluşan kayma (τ_v), asal çekme (σ_1) ve asal basınç (σ_2) gerilmeleri verilmiştir. Kayma gerilmelerinin nasıl hesaplandığı Bölüm

5.2.3.2'de detaylı olarak anlatılmıştı. Görüldüğü gibi birleşim bölgesindeki en büyük kayma gerilmesi 2 MPa, asal çekme gerilmesi 1.6 MPa ve asal basınç gerilmesi -2.5 MPa olarak bulunmuştur. Çizelge 5.3.4'deki asal gerilmelerin nasıl hesaplandığı Bölüm 5.2.3'de anlatılmıştı.

Çizelge 5.3.3 : Gözlenen önemli durumlar.

Numune	Öteleme oranı		Kiriş ucuna etki eden yük (kN)			En büyük yatay yükte kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri	Sınır öteleme oranları (%)
	İlk eğilme çatlağı	Birleşimde ilk eğik çatlak (arka yüzde)	İlk eğilme çatlağı	Birleşimde ilk eğik çatlak (arka yüzde)	En büyük		
JCFRP	1.0/1000	0.8/100	21	50	64.1	0.0011	10
JWCFRP	1.0/1000	2.0/100	21	91	91.4	0.0020	8.5
JWCFRP2	0.5/1000	2.0/100	13	78	80.8	0.0020	10
JWCFRP3	1.0/1000	2.0/100	20	88	89.7	0.0020	7
J2DWCFRP	1.0/1000	-	21	-	88.4	0.0020	5.7
JSFRC	2.0/1000	2.0/100	28	70	73.5	0.0015	10
JWSFRC	1.0/1000	2.0/100	19	84	85.3	0.0021	8.5

- Birleşim bölgesinin her iki yüzü LP ile kaplı olduğundan çatlak gözlenemedi

Çizelge 5.3.4 : Yatay yük kapasiteleri ve karşı gelen temel gerilmeler.

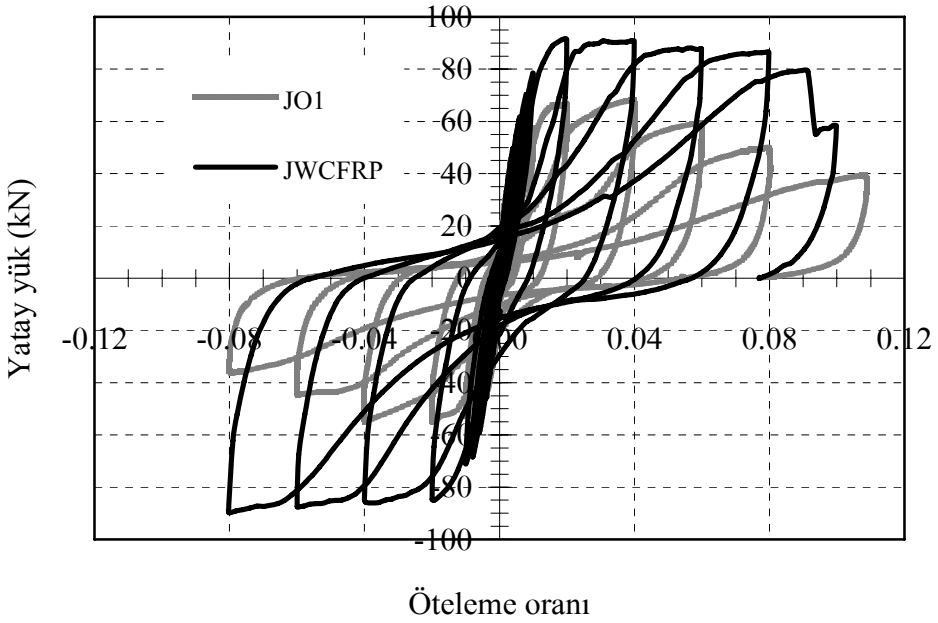
	Kiriş ucuna etki eden en büyük yatay yükte							
	Döşeme çekmeye çalışıyor-kN				Döşeme basınca çalışıyor-kN			
	F (kN)	$v_{d,j}$ (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	F (kN)	$v_{d,j}$ (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)
JCFRP	64.0	1.48	1.09	-2.01	63.3	1.46	1.07	-1.99
JWCFRP	91.4	2.00	1.60	-2.51	86.6	2.00	1.60	-2.51
JWCFRP2	80.8	1.86	1.46	-2.37	71.4	1.65	1.26	-2.17
JWCFRP3	89.7	2.00	1.60	-2.51	87.6	2.00	1.60	-2.51
J2DWCFRP	88.4	2.00	1.60	-2.51	89	2.00	1.60	-2.51
JSFRC	73.8	1.70	1.30	-2.22	55.2	1.27	0.89	-1.81
JWSFRC	85.3	1.97	1.57	-2.48	84	1.94	1.54	-2.45
Ortalama	87.12-69.0				83.7-59.3	1.37-1.92	0.98-1.52	

Bütün numunelerde sınır öteleme oranı en az %6'dır. Bazı numunelerde %10 öteleme oranlarına kadar dayanım kaybı olmamıştır. Kiriş boyuna donatısı kaynaklanmayan numunelerde (JCFRP ve JSFRC) %9 öteleme oranları aşılmasına rağmen birleşim bölgesinde fazla bir hasar gözlenmemiş ve diğer elemanlardaki hasarlar da çok düşük seviyede kalmıştır. Ek C Şekil C.3.31-37'de çevrimsel yüklemeden elde edilen yatay yük, kiriş boyuna donatısında ölçülen şekildeğiştirme

ve farklı bölgelerden ölçülen dönmelerin öteleme oranı ile değişimlerinin zarf eğrileri karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Şekillerden görüldüğü gibi genellikle numuneler yatay yük kapasitelerine ulaştıkları seviyede birleşim bölgesi arka yüzde (güçlendirme uygulamasının uygulanmadığı ve enine kiriş ve döşemenin olduğu yüz) eğik çatlak oluşmuştur. Sadece JCFRP numunesinde orijinal numunelerde gözlendiği gibi eğik çatlak yatay yük kapasitesine ulaşmadan önce oluşmuştur.

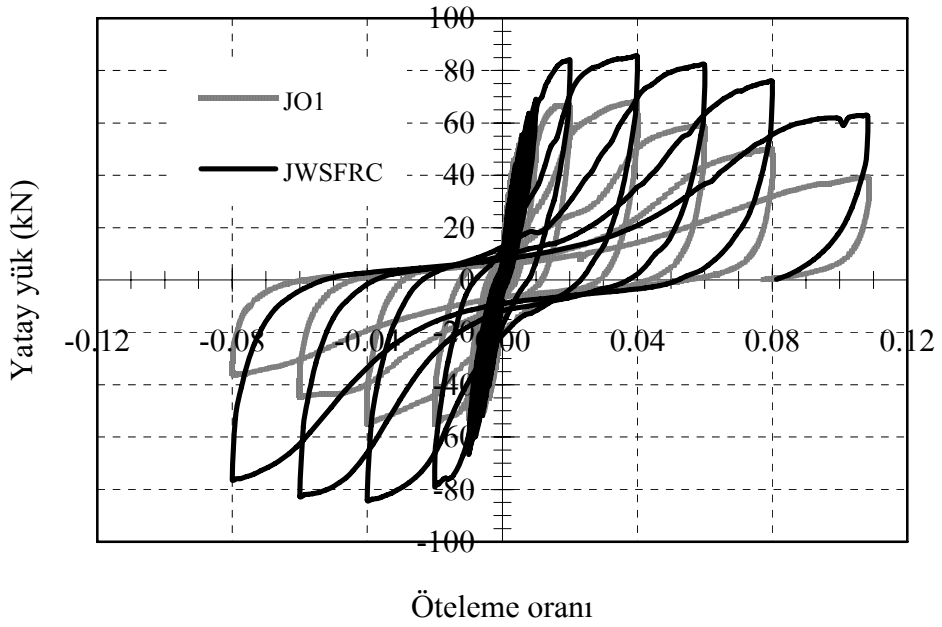
Orijinal numuneler ile karşılaştırma

Güçlendirilmiş numunelerin (LP ve HPFRCC plaka ile) davranışı üç referans numune (JO1, JO5 ve JW2) ile karşılaştırılmıştır. JO1 ile karşılaştırılırken kaynak ve birleşim bölgesi yüzeyinin güçlendirilmesinin etkisi, JW2 ile karşılaştırmada sadece birleşim bölgesi yüzeyinin güçlendirilmesinin etkisi, JO5 ile karşılaştırmada güçlendirilmiş durumda birleşim bölgesinde enine kiriş ve döşeme bulunmasının ve tek taraflı ve çift taraflı güçlendirmenin etkileri incelenmiştir. Şekil 5.3.1 ve 2'de JO1 (bu numunenin kiriş boyuna donatıları kaynaklanmamıştır) referans numunesinin kaynak uygulamasına ilave olarak LP ve HPFRCC plaka ile güçlendirilen numuneler ile karşılaştırılması verilmiştir.



Şekil 5.3.1 : JO1 ve JWCFRP numunelerinin karşılaştırılması.

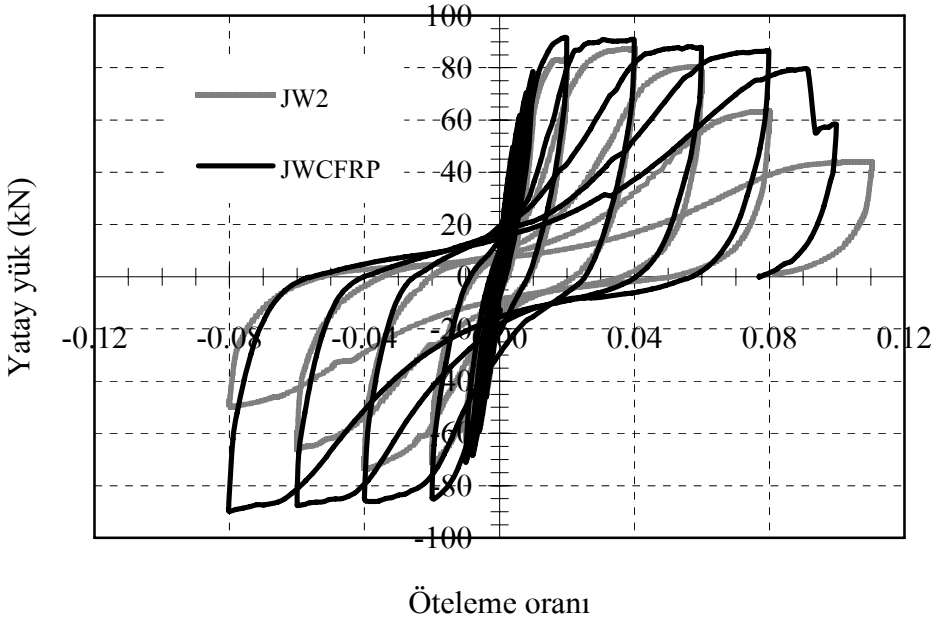
JWCFRP numunesi kiriş alt ve üst boyuna donatılarının birleşim bölgesinde 90^0 bükülerek oluşturulan gönyeleri karşılıklı birbirine kaynaklanarak ve birleşim bölgesi dış yüzü LP yapıştırılarak güçlendirilen numunelerden yatay yük kapasitesi en büyük olan numunedir. Görüldüğü gibi hem LP, hem de HPFRCC plaka ile güçlendirilen numuneler referans numuneye göre yatay yük kapasiteleri ve sınır öteleme oranları açısından çok daha iyi bir performans sergilemişlerdir. LP ile güçlendirilen numunenin davranışı hem dayanım hem de yerdeğiştirme yapabilme kapasitesi açısından biraz daha iyidir.



Şekil 5.3.2 : JO1 ve JWSFRC numunelerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.3.3 ve 4'de JW2 (bu numunenin kiriş boyuna donatıları kaynaklanmıştır) referans numunesinin kaynak uygulamasına ilave olarak LP ve HPFRCC plaka ile güçlendirilen numuneler ile karşılaştırılması verilmiştir. Görüldüğü üzere hem LP hem de HPFRCC plaka ile güçlendirilen numunelerin referans numuneye göre yatay yük kapasiteleri ve sınır öteleme oranları açısından davranışları iyileşmiştir. Özellikle %4 öteleme oranından sonra birleşim bölgesindeki betonun kesme dayanımını kaybetmeye başlaması (Şekil C.2.80'da görüldüğü gibi birleşim bölgesinin dönmesinin artması birleşim bölgesindeki hasarın arttığını teyit

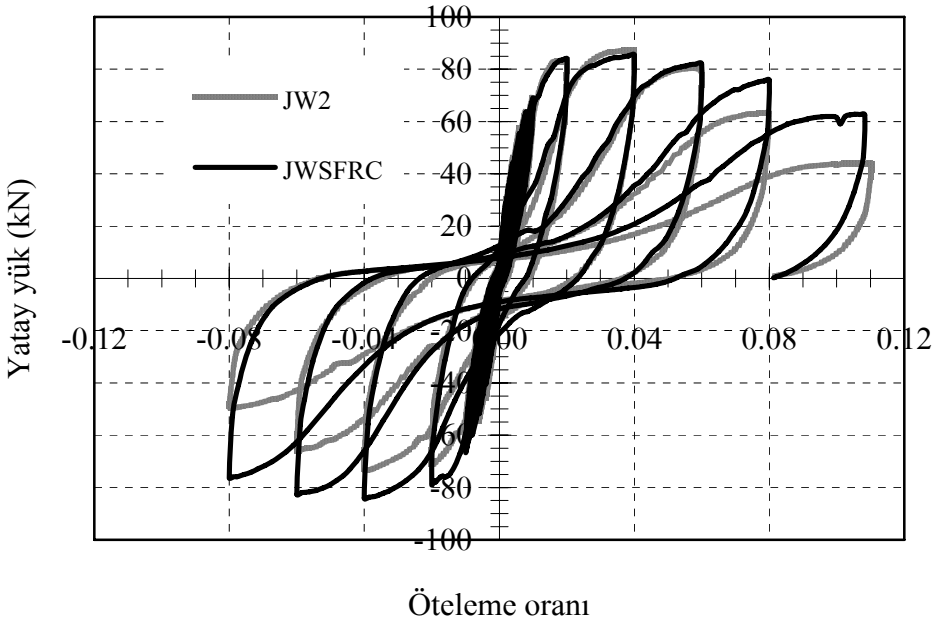
etmektedir) yüzünden yatay yük kapasitesinde meydana gelen düşüş güçlendirme ile engellenmiştir. Görüldüğü gibi yatay yük ve yerdeğiştirme yapabilme kapasiteleri açısından HPFRCC ile güçlendirilen numunenin performansı ile LP ile güçlendirilen numunelerin performansları birbirine yakındır (Şekil 5.3.1, 2 ve 5).



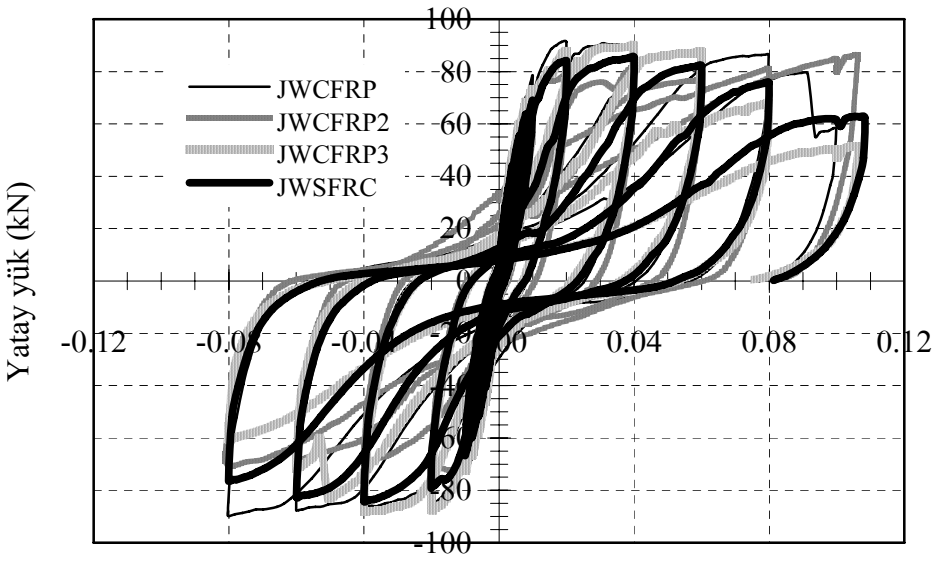
Şekil 5.3.3 : JW2 ve JWCFRP numunelerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.3.6'da enine kiriş ve döşemesi olmayan referans numunesi JO5 (bu numunenin kiriş boyuna donatıları kaynaklanmamıştır) ve birleşim bölgesi diyagonal doğrultusunda ön ve arka yüze birer kat lifli polimer yapıştırılarak güçlendirilen J2DWCFRP numunesi ile karşılaştırılmıştır. Görüldüğü gibi J2DWCFRP numunesinin yatay yük kapasitesi referans numuneye göre önemli miktarlarda (pozitif yükleme yönünde %68 ve negatif yükleme yönünde %73) artmıştır. Fakat sınır öteleme oranı çok etkilenmemiş, LP malzemesi yırtıldıktan sonra büyük bir dayanım kaybı olmuştur. Şekil 5.3.7'de görüldüğü gibi bu iki numunede %5 öteleme oranına kadar davranış enine kiriş ve döşemesi olan numune ile benzerdir. Fakat lifli polimer yırtıldıktan sonra dayanım kaybı enine kiriş ve döşemesi olan numunelere göre daha gevrek bir şekilde gerçekleşmiştir (J2DWCFRP ve JWCFRP3), Şekil 5.3.7. JWCFRP3 numunesinde lifli polimer yırtıldıktan sonra birleşim bölgesindeki

kayma gerilmelerinin bir kısmının enine kiriş tarafından taşındığı düşünülmektedir. Bu durumun LP yırtıldıktan sonra Şekil 5.3.7'de görüldüğü gibi dayanım azalmasının enine kirişi olmayan J2DWCFRP numunesine göre daha az olmasını sağladığı düşünülmektedir.

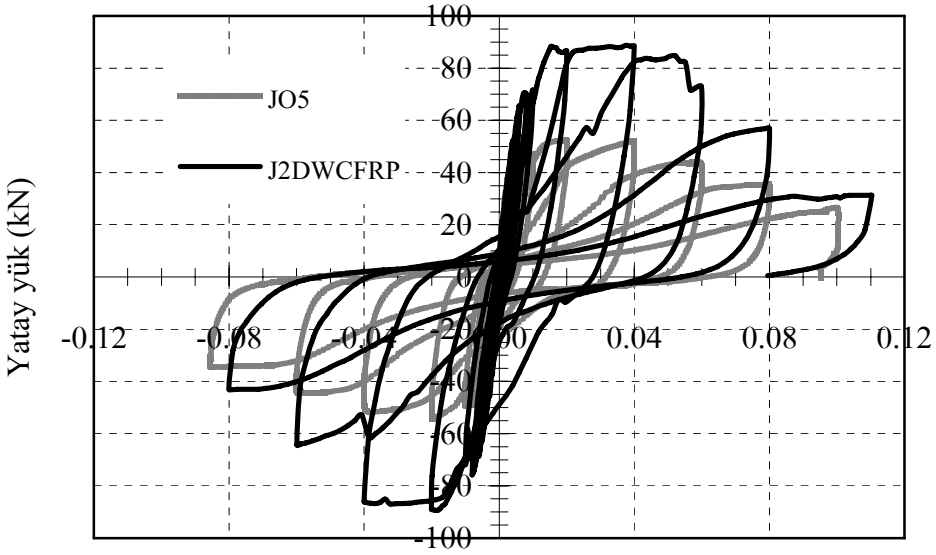


Şekil 5.3.4 : JW2 ve JWSFRC numunelerinin karşılaştırılması.

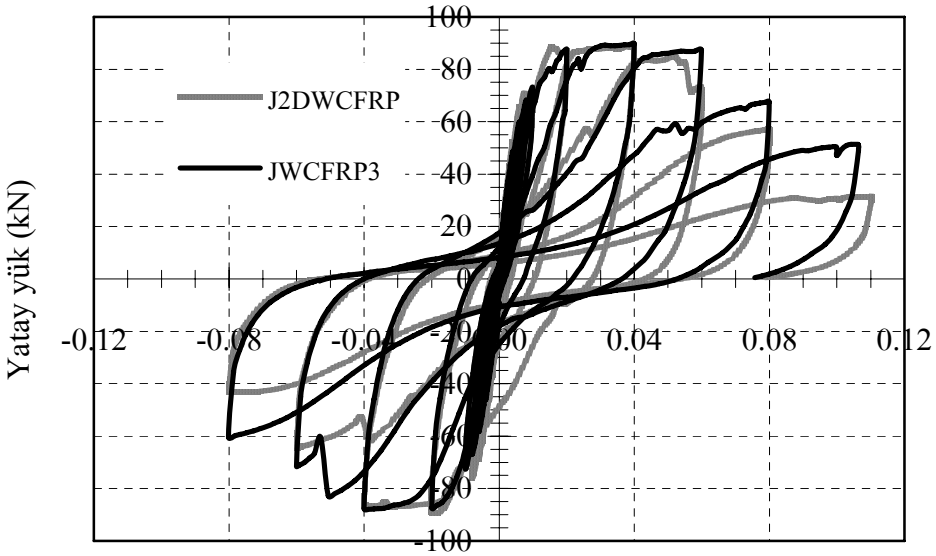


Şekil 5.3.5 : Kaynak uygulamasına ilave olarak HPFRCC ve LP ile güçlendirilen numunelerinin karşılaştırılması.

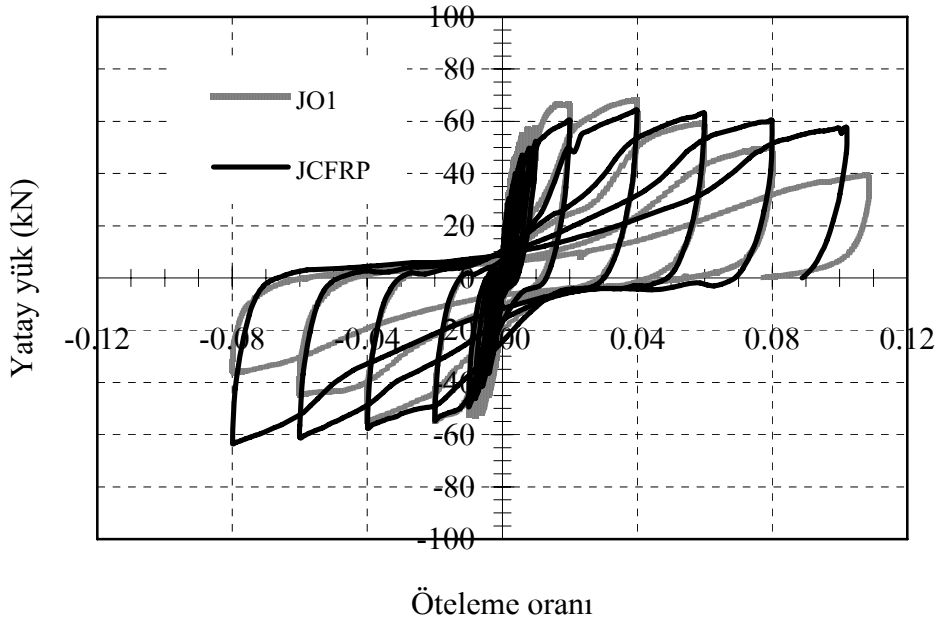
Şekil 5.3.8 ve 9'da JCFRP ve JSFRC numunelerinin yük-yerdeğiştirme ilişkileri JO1 referans numunesi ile karşılaştırılmıştır. JCFRP ve JSFRC numunelerinde kiriş boyuna donatıları kaynaklanmamıştır. Şekillerden görüldüğü gibi referans numunesinin yatay yük kapasitesi yapılan her iki güçlendirme uygulaması ile değişmemiştir. Buna karşılık referans numuneye göre daha büyük öteleme oranlarına



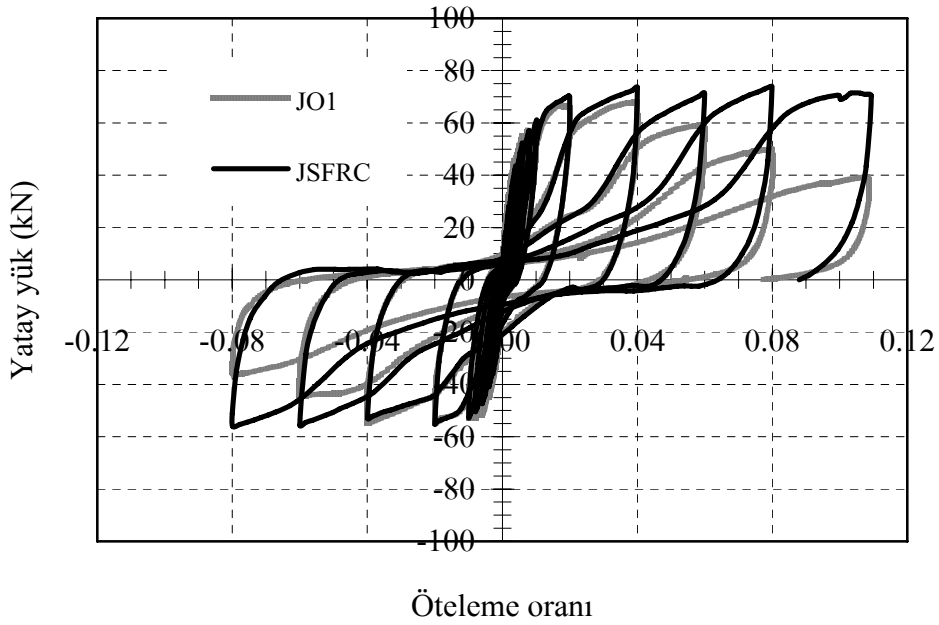
Şekil 5.3.6 : JO5 referans numunesi ile J2DWCFRP numunesinin karşılaştırılması.



Şekil 5.3.7 : JWCFRP3 numunesi ile J2DWCFRP numunesinin karşılaştırılması.



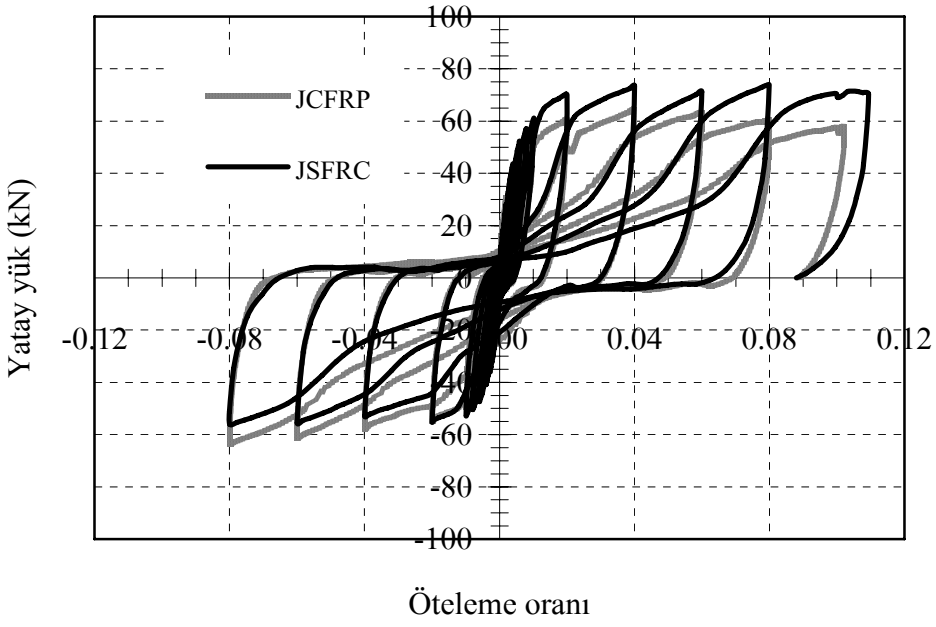
Şekil 5.3.8 : JO1 referans numunesi ile JCFRP numunesinin karşılaştırılması.



Şekil 5.3.9 : JO1 referans numunesi ile JSFRC numunesinin karşılaştırılması.

daha az hasarla gidilmiştir. Bu durum sadece LP veya HPFRCC ile güçlendirmenin kiriş boyuna donatısının sıyrılmasını engelleyemediğini göstermektedir. Buna karşılık %4'den sonraki yerdeğiştirme düzeylerinde birleşim bölgesinde oluşan kayma hasarlarından kaynaklanan dayanım azalması güçlendirme ile başarılı bir şekilde engellenmiştir.

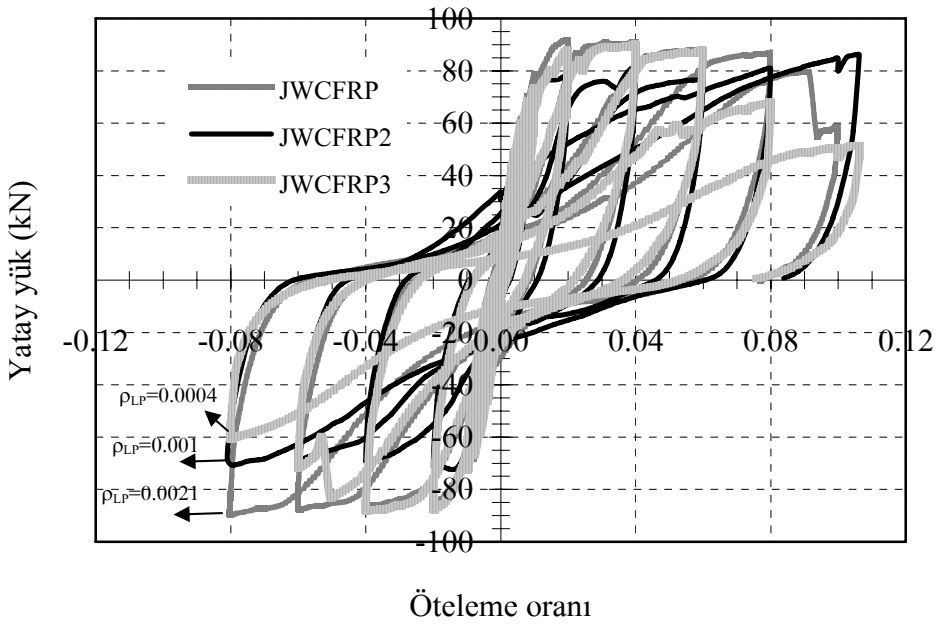
Şekil 5.3.10'da görüldüğü gibi yatay yerdeğiştirme kabiliyeti bakımından HPFRCC plaka ile güçlendirilen numune LP ile güçlendirilen numuneye göre daha iyi bir performans göstermiştir. Şekil 5.3.10'da görüldüğü gibi pozitif yükleme yönünde HPFRCC ile güçlendirilen numunenin, buna karşılık negatif yükleme yönünde LP ile güçlendirilen numunenin yatay yük kapasiteleri daha çok olmuştur. Bunun dışında iki numune birbirine çok yakın bir davranış sergilemişlerdir.



Şekil 5.3.10 : JCFRP ile JSFRC numunelerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.3.11'de kaynak uygulamasına ilave olarak lifli polimerler ile güçlendirilen ve güçlendirilmeden önce aynı özelliklere sahip üç numune karşılaştırılmıştır. Bu numuneler arasındaki tek fark kullanılan LP miktarı ve uygulanan güçlendirme detayıdır (Çizelge 5.3.2). JWCFRP numunesi birleşim bölgesinin tüm yüzeyi 3 kat LP ile (kolon eksenine göre 45^0 açı ile) ve diğer iki numune JWCFRP2 ve JWCFRP3 sadece diyagonal doğrultuda sırası ile 5 ve 2 kat LP ile güçlendirilmiştir. Birleşim bölgesinde kullanılan LP miktarları açısından bu üç numune sıralandığında büyükten küçüğe doğru JWCFRP, JWCFRP2 ve JWCFRP3 şeklinde bir sıralama gerçekleşir (Çizelge 5.3.2). Şekil 5.3.11'de görüldüğü gibi birleşimde kullanılan LP miktarı

artıkça çevrim sıkışmasının miktarı azalmakta, ileri öteleme oranlarında taşınan yatay yük miktarı ve dolayısı ile birleşim bölgesinin kesme kapasitesi artmaktadır.

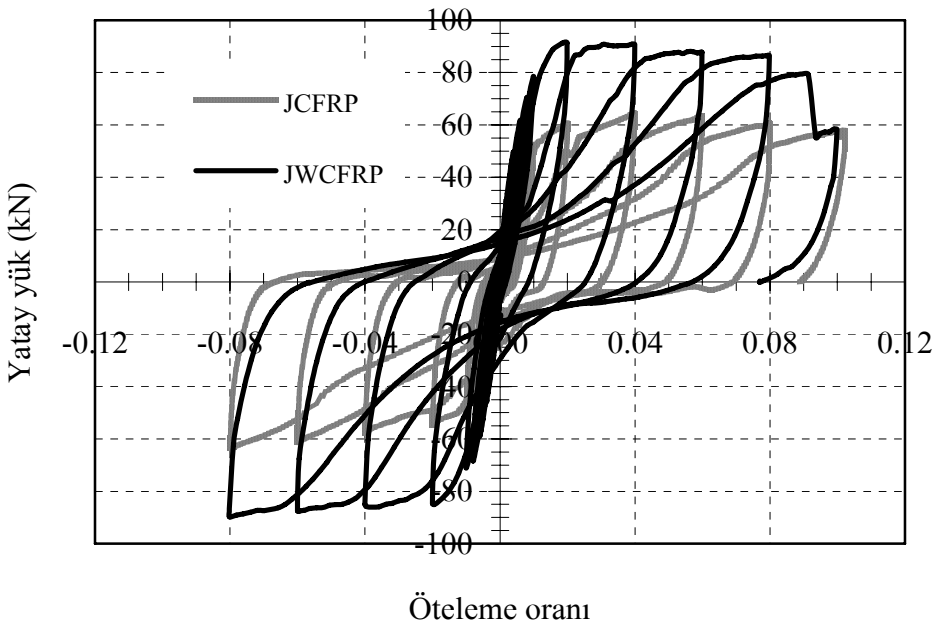


Şekil 5.3.11 : Lifli polimer ile güçlendirilen numunelerin karşılaştırılması.

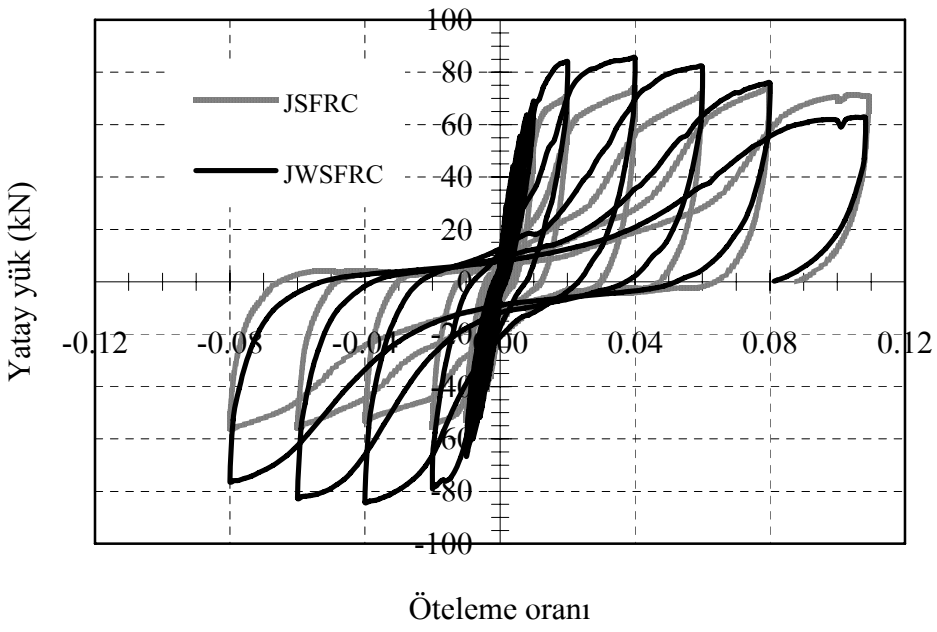
Bu durum LP'nin birleşim bölgesinde kesme hasarını sınırladığını göstermektedir. JWCFRP3 numunesi uygulaması en kolay ve en az LP malzemesi kullanılan numunedir. Yük-yerdeğiştirme ilişkileri incelenirken kirişin eğilme kapasitesine denk gelen kiriş tepe ucu yatay yükünün pozitif yükleme yönünde yaklaşık 92 kN ve negatif yükleme yönünde 82 kN olduğu göz önünde bulundurulmalıdır. Tüm numunelerin kiriş eğilme kapasitesine ulaştığı görülmektedir. Şekilden görüldüğü gibi %5 öteleme oranına kadar numunelerin performansı birbirine yakındır. Diyagonal yönde 5 kat LP kullanılan JWCFRP2 numunesi pozitif yükleme yönünde %5 öteleme oranından sonra en iyi performansı gösteren numunedir. Negatif yükleme yönünde %4 öteleme oranından sonra en iyi performansı JWCFRP numunesi göstermiştir.

Şekil 5.3.12 ve 13'de kaynak uygulaması olan ve olmayan LP veya HPFRCC ile güçlendirme karşılaştırılmıştır. Görüldüğü gibi kaynak uygulaması olan JWCFRP ve

JWSFRC numuneleri kaynak uygulaması olmayan JCFRP ve JSFRC numunelerine göre yatay yük kapasiteleri daha büyüktür. Bu durum kaynak uygulamasının birleşim bölgesine 90^0 gönye yapılarak kenetlenen kiriş boyuna donatısının sıyrılmasını engellediğini göstermektedir.



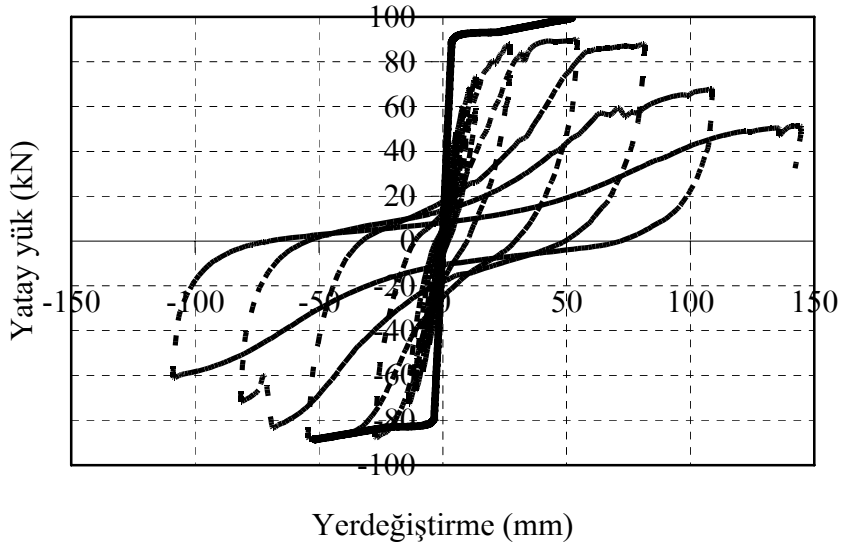
Şekil 5.3.12 : JCFRP ile JWCFRP numunelerinin karşılaştırılması.



Şekil 5.3.13 : JSFRC ile JWSFRC numunelerinin karşılaştırılması.

5.3.4.2 Yatay yük kapasitesi

Güçlendirilmiş numunelerin yatay yük kapasitelerinin kiriş eğilme kapasitesi tarafından sınırlanması öngörülmüştür. Kiriş eğilme kapasitesi moment-eğrilik analizi ile elde edilmiştir. Moment-eğrilik analizi için lif yaklaşımından yararlanılmıştır. Hesapların yapılması için Matlab (Matlab R2007a, 2007) yazılımı ile kodlanan bir program kullanılmıştır. Moment-eğrilik analizi ile ilgili detaylar Bedirhanoğlu ve İlki (2004) tarafından yapılan çalışmada bulunabilir. Kirişin yük-yerdeğiştirme ilişkisini hesaplamak için elde edilen moment-eğrilik analizi kullanılmıştır. Her bir adımdaki moment değerleri kiriş boyuna bölünerek kirişe etki eden yatay yükler hesaplanmıştır. Plastik mafsal bölgesi kesit yüksekliğinin yarısı kabul edilmiş ve moment alan yöntemi kullanılarak kiriş tepe ucundaki yerdeğiştirme hesaplanmıştır. Moment alan yöntemi Bölüm 3.3.3.1'de açıklanmıştı. Şekil 5.3.14'de moment-eğrilik analizi ile pozitif ve negatif yükleme yönlerinde elde edilen monotonik yük-yerdeğiştirme ilişkileri JWCFRP3 numunesinin çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisi ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 5.3.14 : Teorik yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması (JWCFRP3 numunesi).

Görüldüğü gibi yatay yük kapasiteleri çok yakındır. Yerdeğiştirme değerleri sadece kirişin eğilmesinden kaynaklanan yerdeğiştirmelerdir. Daha sonraki bölümlerde kirişin yerdeğiştirmesine kirişin kayma deformasyonları, kiriş boyuna donatısının sıyrılması, birleşim bölgesi ve kolonların dönmesi gibi diğer bileşenlerin katkıları göz önüne alınmıştır.

Bölüm 3.3.1 ve Bölüm 5.2.3.2'de verilen denklemler kullanılarak belirlenen deneysel ($v_{d,j}$) ve teorik kayma gerilmeleri ($v_{n,j}$ ve $v_{c,j}$) Çizelge 5.3.5'de karşılaştırılmıştır. Bu çizelgede verilen $v_{d,j}$ değerleri numunelerin yatay yük kapasitelerinde (F) birleşim bölgesine etki eden kayma gerilmeleridir. Bu çizelgede iki farklı teorik kesme kapasitesi verilmiştir. Bunlardan birincisi $v_{n,j}$: birleşim bölgesinde yönetmeliğin öngördüğü miktarlarda etriye bulunması durumunda birleşim bölgesi tarafından taşınabilecek en büyük kayma gerilmesidir. İkincisi $v_{c,j}$: birleşim bölgesindeki beton tarafından taşınan kesme kuvvetidir. Buradaki numunelerin hepsinde birleşim bölgesinde beton ve ilave olarak güçlendirme mevcuttur. Bu yüzden teorik hesaplamaların hiçbiri deney numunelerindeki durum için verilmemesine karşılık fikir vermesi açısından verilmiştir. Çizelge 5.3.5 deneysel kayma gerilmelerinin ($v_{d,j}$) teorik olarak hesaplan birleşim bölgesi tarafından taşınabilecek en büyük kayma gerilmelerinden ($v_{n,j}$) çok daha küçük olduklarını göstermektedir.

JW1 ve JW2 numuneleri tarafından taşınan ortalama kayma gerilmesi 1.9 MPa ve buradaki güçlendirilmiş numunelere referans teşkil eden JW2 numunesinde bu değer 1.97 MPa'dır. Bu numunelerde birleşim bölgesinde sadece beton olduğundan bu değer birleşim bölgesinde beton tarafından taşınabilecek kayma gerilmesidir (Denklem 5.2.20'de bu değere yakın sonuç vermektedir). Bu değer beton tarafından taşınabilecek en büyük değerdir. Kiriş öteleme oranı arttıkça birleşim bölgesindeki betonun kayma gerilmesi kapasitesi azalmaktadır. Bu durum birleşim bölgesinde sadece beton olan JW1 ve JW2 numunelerinde yük-yerdeğiştirme ilişkilerinden

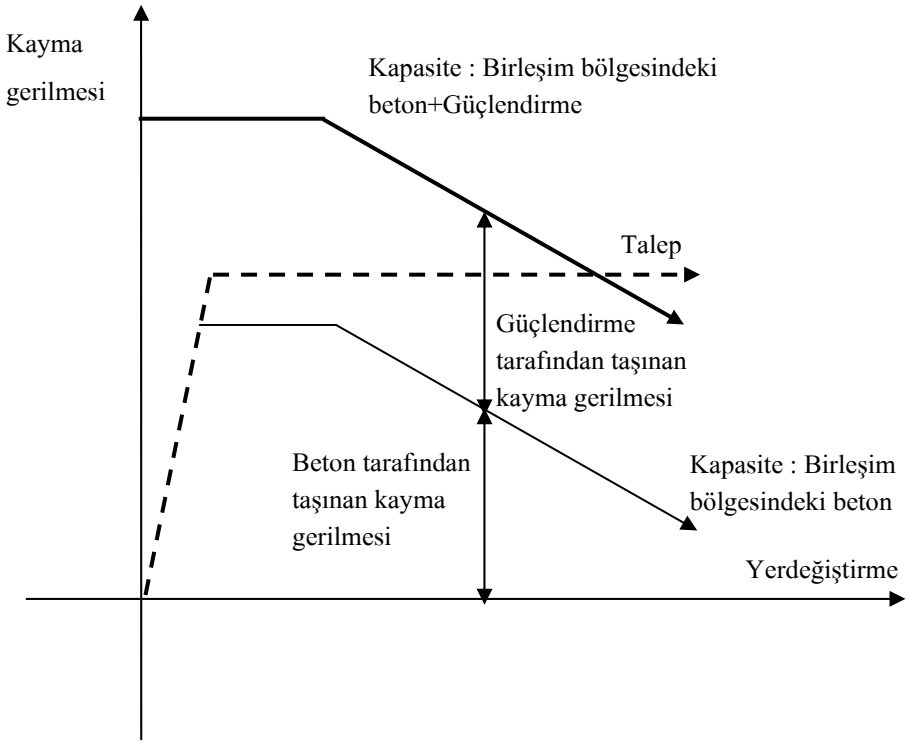
Çizelge 5.3.5 : Deneysel ve teorik kayma gerilmelerinin karşılaştırılması.

Numune	Deneysel		Teorik kesme kapasitesi (MPa)						
			($v_{n,j}$)				Beton katkısı ($v_{c,j}$)		
	F (kN)	$V_{d,j}$ (MPa)	Denklem 3.46	DBY.	ACI-352 (2002)	Fema	Denklem 5.2.20	Eurocode	ACI-352 (1971)
JCFRP	64.0	1.48	4.6	3.7	2.9	1.9	1.84	2.2	0.94
JWCFRP	91.4	2.00	4.6	3.7	2.9	1.9	1.84	2.2	0.94
JWCFRP2	80.8	1.86	4.6	3.7	2.9	1.9	1.84	2.2	0.94
JWCFRP3	89.7	2.00	4.6	3.7	2.9	1.9	1.84	2.2	0.94
J2DWCFRP	88.4	2.00	4.6	3.7	2.9	1.4	1.84	2.2	0.94
JSFRC	73.8	1.70	4.6	3.7	2.9	1.9	1.84	2.2	0.94
JWSFRC	85.3	1.97	4.6	3.7	2.9	1.9	1.84	2.2	0.94
Ortalama	87.1-69.0								

DBY. : DBYBHY-07 (2007), ACI-352 : ACI-352 (2002), ACI-352 : ACI-352 (1976), Fema : FEMA-356 (2000), EUROCODE-8 : EUROCODE-8 (2003).

gözlenebilir, Şekil C.2.35. Kirişin eğilme kapasitesine ulaşabilmesi için birleşim bölgesinin en az 2.1 MPa kayma gerilmesi taşıması gerekmektedir. Yeterli bir süneklik sağlanabilmesi için istenilen yerdeğiştirme seviyesine kadar birleşim bölgesi kayma kapasitesinin bu değerin altına düşmemesi gerekmektedir. Birleşim bölgesinde sadece beton olması durumda kirişin eğilme kapasitesine ulaşamayacağı ve birleşim bölgesinin kesme kapasitesine ulaşması ile göçme olacağı görülmektedir. Kirişin eğilme kapasitesine ulaşmasını sağlamak için birleşim bölgesine etki edecek ve betonun taşıyabileceğinden fazla olan kayma gerilmelerinin bir kısmı birleşim bölgesine yapıştırılacak LP veya HPFRCC tarafından taşınması gerekmektedir. Kiriş eğilme kapasitesine ulaşması için birleşim bölgesinin taşıması gerekli olan 2.1 MPa gerilme değerinden beton tarafından taşınabilen 1.97 MPa kayma gerilmesi değeri çıkarıldığında güçlendirme tarafından taşınması gerekli kayma gerilmesi 0.13 MPa'dır. Fakat beton katkısı kiriş öteleme oranına bağlı olarak azaldığından dolayı öteleme oranı artıkça güçlendirme tarafından taşınması gerekli kayma gerilmesi miktarı da artacaktır. Bu yüzden beton katkısını göz önüne alırken hedeflenen yerdeğiştirme kapasitesinde birleşim bölgesindeki beton tarafından taşınan kayma

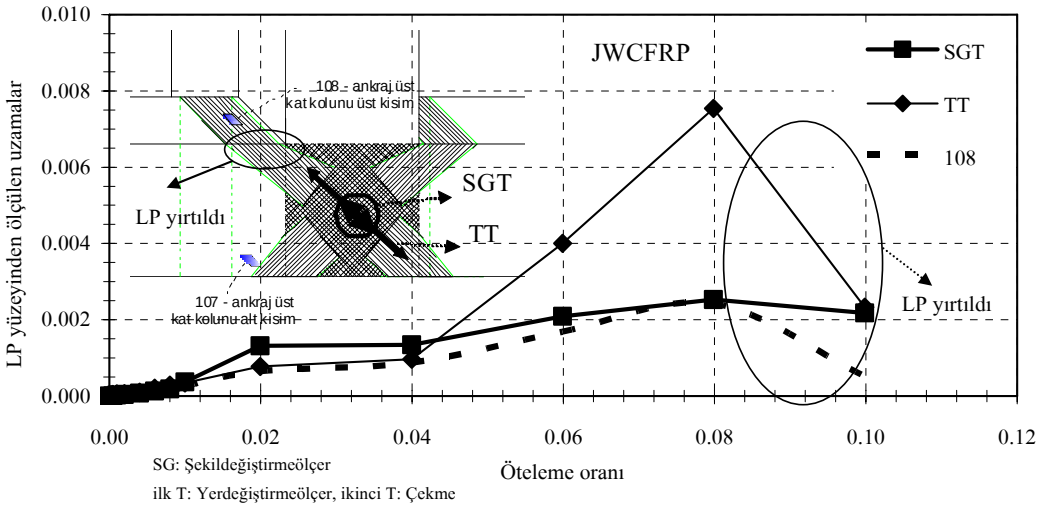
gerilmeleri göz önüne alınmalıdır. Bir başka seçenek birleşim bölgesine etki eden kayma gerilmelerinin hepsinin güçlendirme tarafından taşınmasının öngörülmesidir. Şekil 5.3.15'de birleşim bölgesine etki eden (talep) ve birleşim bölgesindeki beton, güçlendirme ve bu ikisinin toplamı tarafından taşınan kayma gerilmeleri şematik olarak gösterilmiştir. Şekil 5.3.15'de görüldüğü gibi beton tarafından taşınan kayma gerilmeleri yerdeğiştirmeye bağlı olarak azalmakta ve bununla birlikte güçlendirme



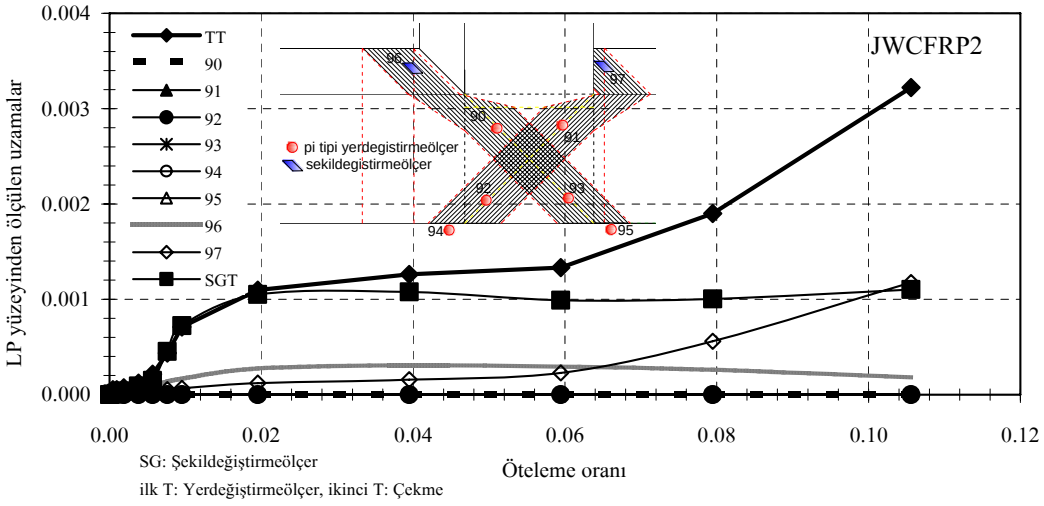
Şekil 5.3.15 : Birleşim bölgesine etki eden ve birleşim bölgesi tarafından taşınan kayma gerilmeleri.

tarafından taşınması gerekli olan kayma gerilmeleri de artmaktadır. Bu durum güçlendirmenin yerdeğiştirmeler artıkça daha çok zorlandığını göstermektedir. LP yüzeyinden ölçülen uzamalar da bu durumu teyit etmektedir, Şekil 5.3.16-18. Bu şekillerde TT ve SGT uzamalarının hangi bölgeden alındığı Şekil 5.3.16'da şematik olarak verilmiştir. Diğer ölçüm kanallarının yerleri ilgili şekil üzerinde verilen şematik çizimde gösterilmiştir. JWCFRP3 numunesinde ölçüm kanallarının yerlerini gösteren çizim Şekil C.3.9'da verilmiştir. Şekillerde LP'nin yırtılmaya başladığı

yerdeğiştirme seviyeleri daire içine alınarak gösterilmiştir. JWCFRP2 numunesinde LP yırtılmamıştır. JWCFRP numunesi birleşim bölgesinde kullanılan LP miktarı en çok olan numunedir. Fakat ankraj için kullanılan LP miktarı JWCFRP2 numunesinden daha azdır. Şekil 5.3.16'da görüldüğü gibi JWCFRP numunesinde %4 öteleme oranında birleşim bölgesindeki betonun kayma gerilmelerinin taşınmasına katkısının azalması ile LP yüzeyinden ölçülen uzama değerleri ani olarak artmakta ve LP yırtıldıktan sonra bu uzamalar ani olarak azalmaktadır. Benzer durum JWCFRP2 (Şekil 5.317) ve JWCFRP3 (Şekil 5.318) numunelerinde de görülmüştür.



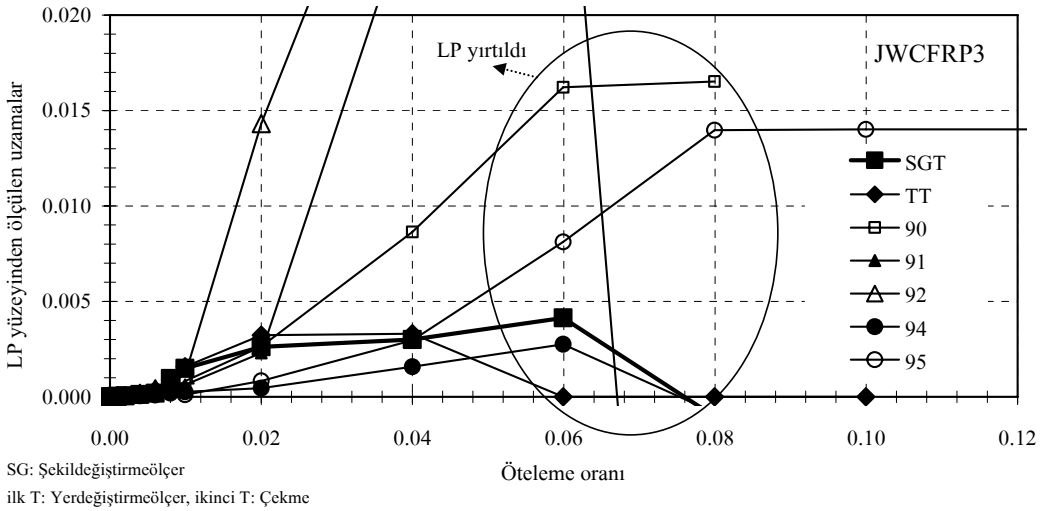
Şekil 5.3.16 : JWCFRP numunesinde LP yüzeyinden ölçülen uzamalar.



Şekil 5.3.17 : JWCFRP2 numunesinde LP yüzeyinden ölçülen uzamalar.

LP tarafından taşınabilecek toplam kuvvet elastik hesap ile Denklem 5.3.1'deki gibi hesaplanabilir.

$$V_{f,j} = \varepsilon_{fe} \times E_f \times A_f \qquad \textbf{(5.3.1)}$$



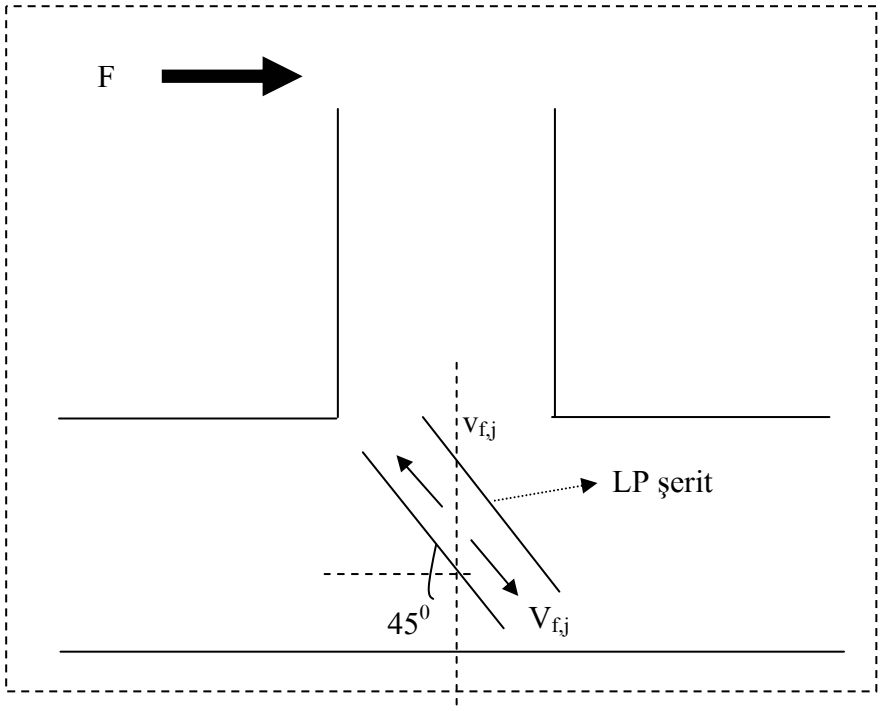
Şekil 5.3.18 : JWCFRP3 numunesinde LP yüzeyinden ölçülen uzamalar.

Bu değer Şekil 5.3.19'da görüldüğü gibi lifler doğrultusunda (birleşim bölgesinde diyagonal doğrultuda) taşınan kesme kuvvetidir. Güçlendirme yapılırken LP liflerin diyagonal doğrultuda yönlenmeleri sağlanmıştır. Bu kuvvetin kiriş eksenine paralel (yatay kayma gerilmelerinin etki ettiği yön) bileşeni alınıp birleşim bölgesi etkili kayma alanına (A_j) (Şekil 5.2.31) bölünmesi ile birleşim bölgesinde LP tarafından taşınabilecek kayma ($v_{f,j}$) gerilmesi Denklem 5.3.2 ile bulunmuştur.

$$v_{f,j} = \frac{V_{f,j} \times \sin 45}{A_j} \qquad \textbf{(5.3.2)}$$

Birleşim bölgesinde taşınabilecek toplam kesme kuvveti beton tarafından taşınan kesme kuvveti ile güçlendirme malzemesi (LP veya HPFRCC plak) tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin toplamı şeklinde olacaktır (Şekil 5.3.15). LP ile güçlendirmede birleşim bölgesinde üç farklı miktarda LP kullanılmıştır. Bu üç numune için kesme kapasiteleri Denklem 5.2.20 ve Denklem 5.3.2 kullanılarak

hesaplanmıştır. Bu denklemde A_f LP polimerin lifler doğrultusundaki toplam kesit alanı, E_f LP'nin elastisite modülü, ε_{fe} kesme kritik elemanlarda LP'nin etkin birim uzamasıdır. Bu çalışmada ε_{fe}=0.004 kabul edilmiştir. Aynı kabul Bölüm 3'de de yapılmıştı. Hesaplar için birleşim bölgesinde kullanılan LP kesit alanı göz önüne alınmıştır.



Şekil 5.3.19 : LP tarafından taşınan kayma gerilmeleri.

Birleşim bölgesinde kullanılan LP oranı (ρ_{LP}) Çizelge 5.3.2'de verilmişti. Buradaki ρ_{LP} birleşim bölgesi diyagonal doğrultudaki kesit alanı ile çarpıldığında A_f bulunur. JWCFRP3 numunesinde diyagonal doğrultuda 2 kat 200 mm genişliğinde LP kullanılmıştır. JWCFRP numunesinde diyagonal doğrultuda 3 kat tüm yüzeye LP uygulanmış, fakat ankraj için 200 mm genişlik kullanılmış ve dolayısı ile LP'de yırtılma Şekil 5.3.16'da gösterildiği gibi birleşim bölgesinin köşelerinde ankraj için kullanılan şeritlerde olmuştur. Bu yüzden hesaplarda ankraj bölgesinde kullanılan 3 kat 200 mm genişliğindeki LP kesit alanı kullanılmıştır. JWCFRP2 numunesinde diyagonal doğrultuda 5 kat LP kullanılmıştır. Bu durumda JWCFRP2, JWCFRP ve JWCFRP3 numunelerinde LP tarafından taşınan kayma gerilmeleri sırası ile 1.8, 1.1

ve 0.74 MPa'dır. Bu değerlere beton katkısı da eklendiğinde JWCFRP, JWCFRP2 ve JWCFRP3 numunelerinde birleşim bölgesinin kayma gerilmeleri kapasiteleri sırası ile 3.7, 3.1 ve 2.7 MPa olmaktadır. Kiriş eğilme kapasitesine ulaştığında birleşim bölgesine etki edecek kayma gerilmesi 2.1 MPa'dır. Bu durumda birleşim bölgesinin kayma gerilmesi kapasitesinin 2.1 MPa olması kirişin eğilme kapasitesine ulaşmasını sağlamak için yeterlidir. Görüldüğü gibi LP ile güçlendirilen üç numunede de birleşim bölgesi kayma kapasitesi 2.1 MPa'nın üzerindedir. Beton katkısının kiriş yerdeğiştirmesi ile azaldığı göz önüne bulundurulduğunda bu değerlerin (güçlendirilmiş numunenin birleşim bölgesi kayma gerilmesi kapasitesi) kiriş yerdeğiştirmesi artıkça azalacağı düşünülmüştür. Bu durumu teyit etmek için LP'de yırtılma olan JCFRP3 ve JWCFRP2 numunelerinin kapasitelerinin yerdeğiştirme ile değişimleri incelenmiştir. JWCFRP3 numunesinin kiriş tepe ucu yerdeğiştirmesinin artması ile birleşim bölgesinin kayma gerilmeleri kapasitesinin azalması ve bununla beraber numunenin dayanımını kaybetmesi incelenmiştir. JW2 numunesinin yatay yük-yerdeğiştirme ilişkisi incelendiğinde yerdeğiştirmenin artması ile yatay yük kapasitesinin düştüğü görülmekte ve bu düşüş birleşim bölgesindeki betonun kesme dayanımını kaybetmesi ile ilgilidir. Şekil C.2.62'de JW2 numunesinde yatay yüke karşılık birleşim bölgesine etki eden kayma gerilmeleri ($v_{d,j}$) verilmiştir. Görüldüğü gibi JW2'nin taşıdığı en büyük kayma gerilmesi 1.97 MPa (%4 öteleme oranında) ve bu değer %6, %8 ve %10 öteleme oranlarında sırası ile 1.76, 1.43 ve 0.98 MPa değerlerine düşmektedir. Bu değerlere LP katkısı eklendiğinde JWCFRP3 numunesinin %4, %6, %8 ve %10 öteleme oranlarındaki kayma gerilmesi kapasiteleri sırası ile 2.7, 2.5, 2.1 ve 1.7 MPa olarak elde edilir. Bu değerler bu numunenin %6-8 öteleme oranlarında birleşim bölgesinin kayma kapasitesine ulaştığını göstermektedir. Deney sonuçlarına bakıldığında da bu numunede %6-%8 öteleme oranında LP yırtılmıştır. JWCFRP numunesi için bakıldığında birleşim bölgesinin %4, %6, %8 ve %10 öteleme oranlarındaki kayma gerilmesi kapasiteleri

sırası ile 3.1, 2.8, 2.5 ve 2.0 MPa olarak elde edilmiştir. Bu numunede %8-%10 öteleme oranları arasında LP yırtılmıştır.

HPFRCC plakanın birleşim bölgesine etki eden kesme yüklerini taşımadaki katkısı Denklem 5.3.3 ile hesaplanmıştır. Bu denklemde A_{HPFRCC} HPFRCC plağın toplam kesit alanı ve $f_{t,HPFRCC}$ HPFRCC plağın çekme dayanımıdır ve Çizelge B.5'de verildiği gibi 180. gün yarma çekme dayanımı 17.9 MPa'dır. Birleşim bölgesinde HPFRCC plak tarafından taşınabilecek kayma gerilmesi Denklem 5.34 ile bulunmuştur. Bu denklemler kullanılarak HPFRCC plağın taşıyabileceği toplam kayma gerilmesi 2.9 MPa olarak bulunmuştur. Bu değer tek başına birleşim bölgesindeki kayma gerilmelerini taşımaya yetmektedir (kirişin eğilme kapasitesine ulaşması için). Bu değerin bulunmasında HPFRCC için kullanılan çekme dayanımı yarma çekme deneylerinden elde edilmiştir. Direk çekme dayanımının daha düşük olacağı düşünüldüğünde bu değer biraz daha küçük olacaktır.

$$V_{HPFRCC} = f_{t,HPFRCC} \times A_{HPFRCC} \quad \textbf{(5.3.3)}$$

$$v_{HPFRCC} = \frac{V_{HPFRCC} \times \sin 45}{A_j} \quad \textbf{(5.3.4)}$$

5.3.4.3 Yük-yerdeğiştirme ilişkisi

Bu bölümde kiriş alt ve üst boyuna donatılarının birleşim bölgesinde oluşturulmuş olan gönyeleri karşılıklı birbirine kaynaklanarak sıyrılması sınırlanan ve birleşim bölgesi güçlendirilerek bu bölgedeki kayma gerilmelerine karşı güçlendirilen ve bu şekilde kiriş eğilme kapasitesine ulaşılan numunelerin yük-yerdeğiştirme ilişkileri tahmin edilmeye çalışılacaktır. Bu amaçla ilk olarak yerdeğiştirme bileşenleri incelenecektir. Kiriş tepe ucu öteleme oranını oluşturan toplam beş adet yerdeğiştirme bileşeni olduğu düşünülmektedir. a) Elastik bileşenler; 1-numunenin bütün olarak dönmesi 2-kolon kesitlerinin dönmesi, b) Elastik olmayan bileşenler; 1-

kiriş kesitlerinin dönmesi, 2-kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından dolayı oluşan dönme 3-birleşim bölgesinin kaymasından dolayı oluşan dönme. Bu yerdeğiştirme bileşenleri Bölüm 5.2.3.3'de detaylı olarak incelenmişti. Kirişteki deformasyonlardan dolayı kirişin yüklenen ucunda meydana gelen yerdeğiştirme dışında bütün bileşenler Bölüm 5.2.3.3'deki gibi bulunmuştur. Güçlendirilmiş numunelerden kiriş boyuna donatısı kaynaklanmayan iki numune dışındaki numunelerde kiriş eğilme kapasitesine ulaştığından dolayı kiriş boyu üzerindeki eğrilik dağılımı doğrusal olmaktan çok uzaktır. Kirişin toplam dönmesini bulmak için B1, B2 ve B3 bölgelerinden bulunan ölçümler kullanılmıştır. Kirişin toplam dönmesinin bu üç bölgenin dönmesinden ibaret olduğu varsayılmıştır. Ek C Şekil C.3.38'de yerdeğiştirme bileşenlerinin toplanması ile elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkisi deneyden elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkisi ile karşılaştırılmış ve görüldüğü gibi yakın sonuçlar elde edilmiştir.

5.3.4.4 Yerdeğiştirme bileşenlerinin tahmin edilmesi

Bu bölümde kirişin yerdeğiştirme bileşenleri hesaplanacaktır. Kirişte meydan gelen yerdeğiştirmelerin; 1-kirişin eğilmesi, 2-kayma gerilmeleri ve 3- kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından kaynaklanan yerdeğiştirme bileşenlerinden oluştuğu düşünülmektedir.

Eğilme

Kirişin eğilmesinden kaynaklanan yerdeğiştirmeler moment-eğrilik analizi ile hesaplanmıştır. Plastik mafsal boyu kesit yüksekliğinin yarısı kadar olduğu kabul edilmiştir. Bölüm 5.3.4.2'de detaylar verilmiştir.

Sıyrılma

Kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından (donatının uzamasından kaynaklanan sıyrılma) kaynaklanan yerdeğiştirmeyi tahmin etmek için Denklem 5.3.5 kullanılmıştır. Denklemin oluşumu ve kökeni aşağıdaki bölümlerde açıklanmıştır.

$$\delta_s = \theta_s \times l_b = \frac{\varepsilon_s \sigma_s \phi}{8 \times 0.4\sqrt{f_c^{'}}(d-c)} l_b \qquad \textbf{(5.3.5)}$$

δ_s : Kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından dolayı kiriş tepe ucunda oluşan yerdeğiştirmeyi ifade etmektedir.

θ_s : Sıyrılmadan kaynaklanan dönme

l_b : Kiriş boyu

ε_s, σ_s : Donatıdaki şekildeğiştirme ve gerilme

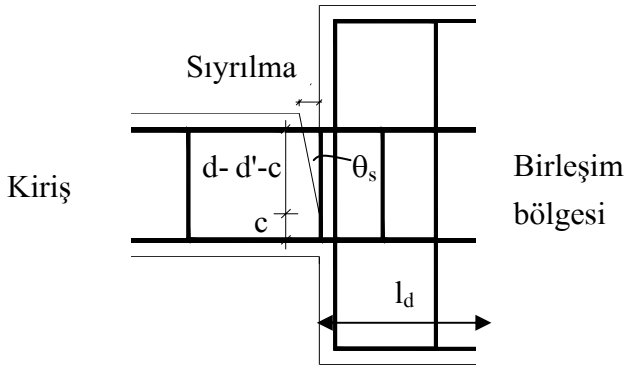
c : Tarafsız eksen derinliği

d : Kiriş faydalı yüksekliği

ϕ : Boyuna donatı çapı

Betona kenetlenmiş olan bir donatı çubuğu çekme gerilmelerine maruz kaldığında şekildeğiştirmeler kenetlenme uzunluğunda toplanmaktadır. Bu şekildeğiştirmeler donatının uzamasına veya beton ile rölatif olarak hareket etmesine sebep olmaktadır. Donatının ankraj bölgesindeki uzaması kolon veya kiriş ucu ile kolon-kiriş birleşim bölgesi arasında bir açılmaya ve kolonun veya kirişin rijit cisim olarak dönmesine sebep olmaktadır. Bu dönme kiriş veya kolonun yatay yükler altındaki öteleme oranını arttırmaktadır. Kiriş veya kolonun yatay yükler altındaki davranışını incelerken boyuna donatının sıyrılmasından dolayı oluşan ilave yatay öteleme göz önüne alınmalıdır. Eğer moment-sıyrılma dönmesi ilişkisi belirlenebilirse sıyrılmadan dolayı kolon veya kirişin ucunda oluşan yerdeğiştirme $\delta_s = \theta_s \times l_b$ şeklinde hesaplanabilir (Şekil 5.3.20).

Sıyrılma üzerine yapılan çalışmalar 1900'lü yılların başlarına dayanmakla beraber daha tam olarak çözülememiş bir problemdir. Abrams (1913) 1913'de nervürlü ve düz donatıların çekip çıkarma deneyleri ile sıyrılma davranışlarını detaylı bir şekilde



Şekil 5.3.20 : Sıyrılmadan oluşan kiriş serbest ucundaki dönme.

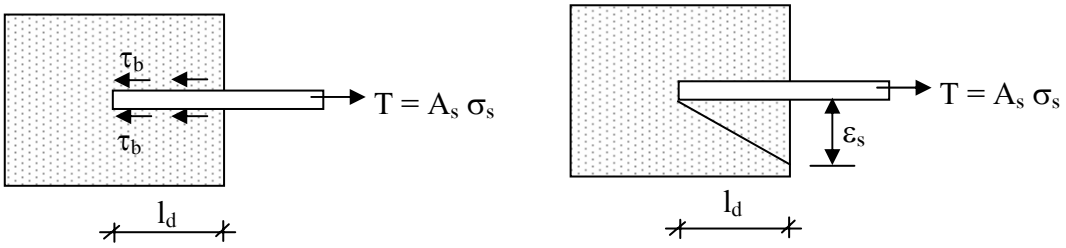
incelemiştir. Sıyrılmayı ilk olarak göz önüne alan çalışmalardan biri Takeda, Sozen ve Nielsen (1970)'dir. Günümüze kadar pek çok çalışma daha yapılmıştır. Bu çalışmalar arasında öne çıkan bazıları Mylrea (1928), Stocker ve Sozen (1970), Otani ve Sozen (1972), Alsiwat ve Saatcioglu (1992) ve Lehman ve Moehle (2000) sayılabilir. En çok kullanılan modellerden bazıları da Hawkins ve diğ. (1982) ve Eligehausen ve diğ. (1983) tarafından geliştirilen modellerdir. Bu modeller donatı gömme boyu üzerinde dengeyi sağlamak için iterasyon gerektirmektedir. Sıyrılma modellerinden bazılarına aşağıda değinilmiştir.

Elastik mekanik

Betona gömülmüş bir donatı çubuğu elastik mekaniğin temel ilkeleri kullanılarak modellenebilir (Şekil 5.3.21). Gömme boyu (l_d) üzerinde düzgün yayılı bir aderans gerilmesi dağılımı (τ_b) kabul edilirse donatı çubuğundaki kuvvetlerin dengesinden elde edilecek denklem düzenlenirse gerekli olan gömme boyu Denklem 5.3.6'daki gibi elde edilebilir. Bu denklemde A_s donatı çubuğunun kesit alanını ve T donatı çubuğundaki çekme kuvvetini ifade etmektedir.

$$T = \sigma_s A_s = \pi\phi\tau_b l_d \quad l_d = \frac{\sigma_s \phi}{4\tau_b} \tag{5.3.6}$$

Düzgün yayılı aderans gerilmesi kabulü ile donatıdaki gerilmeler kiriş ucunda σ_s iken gömme boyunun sonunda sıfıra doğrusal olarak indiği kabul edilmiştir. Donatı



Şekil 5.3.21 : Donatı çubuğunun dengesi.

çubuğunun yüklenen ucundaki sıyrılma gömme boyundaki şekildeğiştirmelerin gömme boyunca toplanması ile Denklem 5.3.7'deki gibi elde edilebilir. Bu denklemde E_s donatı çeliğinin elastisite modülünü ve ϕ donatı çapını ifade etmektedir.

$$Sıyrılma = \frac{\varepsilon_s l_d}{2} = \frac{\sigma_s^2 \phi}{8 E_s \tau_b} \tag{5.3.7}$$

Otani ve Sozen (1972)

Otani ve Sozen (1972) donatının sıyrılmasını ilk olarak modellemeye çalışanlardır. Bu model düzgün yayılı ortalama aderans gerilmesini $0.54\sqrt{f_c'}$ olarak kabul etmektedir. Yazarlar donatıdaki gerilme ile moment arasındaki ilişkiyi doğrusal kabul etmektedir (Denklem 5.3.8).

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_y} = \frac{M}{M_y} \tag{5.3.8}$$

Ayrıca yazarlar sıyrılmadan dolayı oluşan dönmenin (θ_s) Denklem 5.3.9 kullanılarak,

$$\theta_s = \frac{sıyrılma}{d - d'} \tag{5.3.9}$$

şeklinde hesaplanabileceğini söylemişlerdir. Denklemler (Denklem 5.3.6-9) düzenlenirse Denklem 5.3.10 elde edilir.

$$\theta_s = \frac{M^2 \sigma_y^2 d_b}{8 E_s M_y^2 \tau_b (d - d')} \tag{5.3.10}$$

Bu model aderans gerilmesinin düzgün yayılışını, donatının elastik davrandığını ve donatı gerilmeleri ile moment arasında doğrusal bir ilişki olduğunu kabul etmektedir. Bu kabuller donatının doğrusal bölgede olması durumu için kullanılabilir. Donatının akma durumu için ve aderansın düzgün olarak dağılmaması durumları için pek çok model önerilmiştir.

Kullanılan sıyrılma modeli

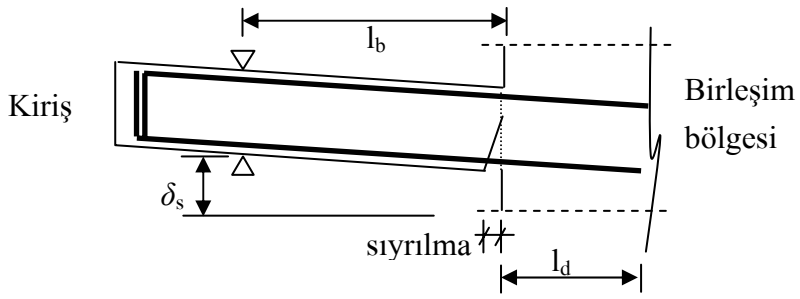
Sıyrılmanın hesaplanması için Denklem 5.3.5 kullanılmıştır. Sıyrılmadan kaynaklanan dönmenin hesabı için Sezen (2004) tarafından da kullanıldığı gibi Denklem 5.3.11 kullanılmıştır.

$$\theta_s = \frac{sıyrılma}{d - c} \tag{5.3.11}$$

Sıyrılmadan dolayı oluşan toplam yerdeğiştirme, Şekil 5.3.22'den Denklem 5.3.12 ile hesaplanabilir.

$$\delta_s = \theta_s \times l_b \tag{5.3.12}$$

Bölüm 5.2'de incelenen numunelerde ortalama fiktif aderans gerilmesi $\tau_b = 0.4 \times \sqrt{f_c'}$ olarak bulunmuştur. Bu değer kullanılırsa ve Denklem 5.3.6, 11 ve 12 düzenlenirse Denklem 5.3.5 elde edilir.



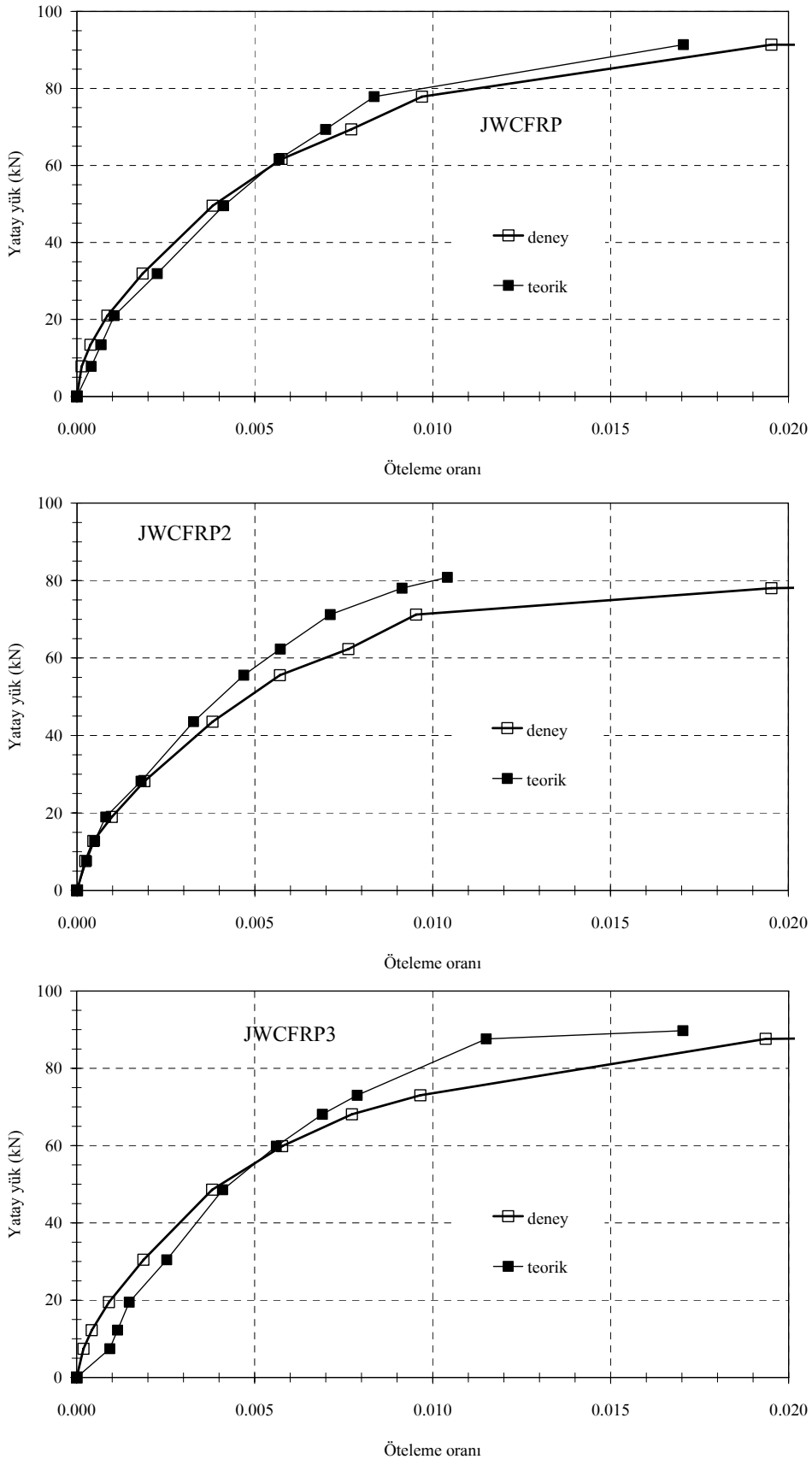
Şekil 5.3.22 : Sıyrılmadan kaynaklanan yerdeğiştirme.

Kayma

Kirişteki kayma gerilmelerinden oluşan kayma yerdeğiştirmelerini hesaplamak için Bölüm 3.3.3.3'de verilen yöntem ve denklemler kullanılmıştır.

Eğilme, sıyrılma ve kayma etkilerinden oluşan yerdeğiştirmeler ve bu yerdeğiştirmelerin kiriş tepe ucunda oluşturdukları öteleme oranları toplanarak kiriş tepe ucu öteleme oranı elde edilmiştir. Yatay kuvvet moment-eğrilik analizinden elde edilmiştir. Teorik olarak hesaplanan yatay yük-öteleme oranı ilişkisi deneysel olarak elde edilen yatay yük-öteleme oranları ile karşılaştırılmıştır.

Şekil 5.3.23'de görüldüğü gibi numunelerin yatay yük kapasitelerine kadar deneysel veriler ile yakın sonuçlar elde edilmiştir. Büyük yerdeğiştirmelerde kiriş boyuna donatıları aktığından kiriş artık elastik değildir ve yerdeğiştirmelerin hesaplanması için bir plastik mafsal boyu tanımlamasına ihtiyaç vardır. Plastik mafsal boyu tanımlamasının doğruluğuna göre yerdeğiştirme değerlerinin doğruluğu derecesi de değişmektedir. Bu yüzden numunelerin yatay yük kapasitelerine denk gelen yerdeğiştirme sevilerinden daha büyük yerdeğiştirme seviyelerinde yerdeğiştirmeler yeteri bir doğrulukta tahmin edilememiştir.



Şekil 5.23 : Teorik olarak elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney ile karşılaştırılması.

5.4 Sonuçlar

Toplam 16 adet büyük ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesi numunelerinin sabit eksenel yük ile yön değiştiren tekrarlı yatay yükler altında denendiği deneysel ve kuramsal çalışma sonucunda aşağıdaki temel sonuçlara ulaşılmıştır.

Çalışmanın kapsamı:

Beton : 8.3 MPa

Donatı : Düz yüzeyli BÇI inşaat demiri

Kolon eksenel yükü : 0.0, 0.125, $0.50 \times b \times h \times f'_c$

Kolon ve kiriş boyuna donatı oranı : %1.3

Birleşim bölgesindeki etriye hacimsel oranı : %0 - %0.3

Kiriş boyuna donatısının birleşim bölgesine ankrajı: 90^0 bükülerek gönye yapılması

90^0 bükülen kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması

Güçlendirme : LP ve HPFRCC plaka

Sonuçlar iki ana bölüm şeklinde verilmiştir.

1-Orijinal numuneler:

Seri 1 numunelerinin dayanımı kiriş boyuna donatısının sıyrılması tarafından kontrol edilmektedir. Fakat kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesinde kenetlenmesi için uygulanan 90^0 gönyeli düz yüzeyli donatının tipi ve detayının aderans-sıyrılma ilişkisinin özelliğinden dolayı kolon-kiriş birleşim bölgeleri %4 öteleme oranına kadar dayanımlarının %90'ından fazlasını koruyabilmektedirler.

Seri 2 numunelerinin dayanımlarının birleşim bölgesinin kesme dayanımı tarafından sınırlandığı görülmüştür. Göçme sınırı olarak beton çekme dayanımı alınarak (beton çekme dayanımı $0.5\sqrt{f_c'}$ alınmıştır) ve Mohr dairesi kullanılarak birleşim bölgesinin kesme dayanımının tahmini için geliştirilen denklemin Seri 2 numunelerinin kesme kapasitelerini iyi tahmin ettiği görülmüştür. Bu denklem ayrıca literatürdeki diğer benzer deneysel çalışmalar ile de karşılaştırılmış ve sonuçların yakın ve güvenli tarafta olduğu görülmüştür.

Seri 2 numuneleri ve literatürdeki diğer benzer deneysel çalışmalar ile mevcut yönetmelikler karşılaştırılmıştır. Beton katkısının hesabı için ACI-352 (1976) tarafından verilen denklem deney sonucuna göre çok düşük kalmakla beraber Eurocode iyi sonuç vermiştir. Yönetmelikler tarafından verilen denklemlerim tasarım için oldukları ve buna göre güvenli tarafta kalmaları gerektikleri düşünüldüğünde Eurocode'un güvensiz tarafta kadığı ve ACI-352'nin de çok güvenli tarafta kaldığı söylenebilir. Bu çalışmada önerilen denklem tasarım durumu için düşünülmemesine rağmen güvenli tarafta kaldığı görülmektedir. Bu durum daha önce çeşitli araştırmacılar tarafından da gözlendiği gibi birleşim bölgelerinin birleşim bölgesinde eğik çatlak oluştuktan sonra yaklaşık %20-30 daha fazla yük taşıyabilmesine bağlanabilir. Bu yüzden tasarım için bu denklemin kullanılabileceği düşünülmektedir.

Yerdeğiştirme bileşenlerinin analizi sonucunda kiriş boyuna donatısının sıyrılması ve kolon-kiriş birleşim bölgesinin dönmesinden kaynaklanan yerdeğiştirmelerin toplamının toplam yerdeğiştirmenin %70-%90'nını oluşturduğu görülmüştür. Genellikle ilk çevrimlerde sıyrılma ve birleşim bölgesinin dönmesinden kaynaklanan toplam yerdeğiştirmelerin kiriş tepe ucu toplam yerdeğiştirmesine katkısı ortalama %38 iken deney sonuna doğru %90'nı geçmektedir.

Birleşim bölgesine 90^0 eğilerek gömülen kiriş boyuna donatısı için ortalama fiktif bir aderans gerilmesi tanımlandığında $0.4\sqrt{f_c'}$ MPa değeri bulunmuştur.

Bu çalışmada denen numunelerinin yük-yerdeğiştirme ilişkilerini temsil eden basit modeller kullanılarak tek serbestlik dereceli bir sitemin deprem yükleri altında maruz kalacakları yerdeğiştirmeler hesaplanmış ve ideal elasto-plastik model ile karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak bu çalışma kapsamında denen numunelerin çevrimsel davranışlarını temsil etmek üzere geliştirilen basit modellere sahip TSDS'lerin deprem yükleri altında maruz kaldıkları yerdeğiştirmeler ile ideal elasto-plastik modele sahip TSDS'in maruz kaldığı yerdeğiştirmeler birbirine yakın elde edilmiştir. Ayrıca kiriş boyuna donatısının sıyrılmasından dolayı numunelerin dayanım kayıplarının yerdeğiştirme tepkileri üzerindeki etkileri incelenmiştir. Boyuna donatıların akma gerilmelerinin yarısına kadar indirilmesi ile numunelerin yatay yük kapasitelerinde meydana gelen düşüşlerin yerdeğiştirme talebini bazı depremler dışında önemli miktarda etkilemediği görülmüştür. Dayanım kaybından dolayı yerdeğiştirme artışlarının en az olduğu model Sıyrılma Model 2 olmuştur. Genel olarak ideal elasto-plastik modelin deprem yerdeğiştirme talebi bakımından sıyrılmalı modellerden daha az yerdeğiştirmeye maruz kaldığına dair bir eğilim gözlenmemiştir. Yapılan doğrusal olmayan dinamik çözümlemeler ışığında deprem yükleri altında tasarım durumu için donatının sıyrılmasının bu çalışmada incelenen durum için donatının akmasına eşdeğer olduğu söylenebilir.

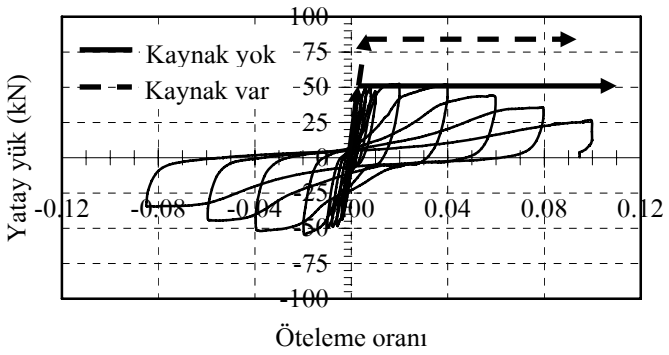
2-Güçlendirilmiş numuneler:

Kiriş boyuna donatısı kaynaklanan numunelerde hem LP hem HPFRCC plaka ile güçlendirilen numunelerde kiriş eğilme kapasitesine ulaşılmıştır. Kiriş boyuna donatısı kaynaklanmayan numunelerde uygulanan güçlendirme detayı (hem LP hem HPFRCC) ile numunelerin yatay yük kapasiteleri artmamıştır. Buna karşılık büyük öteleme oranlarında (%4'ten sonra) birleşim bölgesindeki kesme hasarlarından

kaynaklanan dayanım azalmasının önüne geçilmiştir. Bunun temel sebebinin uygulanan güçlendirme yöntemlerinin birleşim bölgesine 90^0 gönye yapılarak kenetlenen gönyenin davranışını iyileştirmede etkili olamadığından kaynaklandığı düşünülmektedir.

Güçlendirilen bütün numunelerde sınır öteleme oranı en az %6'dır. Kiriş boyuna donatıları kaynaklanmayan numunelerdeki sınır öteleme oranı en az %9'dur. Görüldüğü gibi güçlendirme sınır öteleme oranlarını önemli derecede artırmıştır.

Güçlendirme ile Şekil 5.24'deki gibi iki şekilde performans artırılmıştır (kiriş eğilme kapasitesine ulaşması için gerekli olan yatay yük yaklaşık 92 kN'dur). Kiriş boyuna donatısı kaynaklanmayan numunelerde sadece sınır öteleme oranları artmıştır. Kiriş boyuna donatısı kaynaklanan numunelerde hem sınır öteleme oranı, hem de yatay yük kapasiteleri artmıştır.



Şekil 5.24 : Güçlendirme ile elde edilen iki yük-öteleme oranı ilişkisi.

Diyagonal yönde LP şerit ve diyagonal yönde tüm yüze LP ile güçlendirilen numunelerin performansları birine yakın olmuştur. Bu durum sadece diyagonal yönde uygulamanın yeterli olduğu ve daha ekonomik olduğunu göstermiştir.

Kaynak uygulamasına ilave olarak LP ile güçlendirilen numunelerde bir numune dışında bütün numunelerde %6 öteleme oranından sonra LP birleşim bölgesinin köşelerinde ankraj için kullanılan şeritlerden yırtılmıştır. LP şeridin kolon etrafına sarılmasını sağlamak için ankraj için kullanılan şeritlerde liflerin doğrultuları

birleşim bölgesinin diğer bölgelerinden biraz farklı olarak 45 dereceden daha küçük olmuştur. Bu durum buradaki liflerin daha az etkili olarak çalışmasına sebep olmuş ve bu bölgelerde LP'de yırtılma olmuştur. Bunun önüne geçmek için bu bölgeler ilave LP ile güçlendirilmelidir.

Lifli polimer ve HPFRCC plakanın birleşim bölgesinin kesme dayanımına katkısını hesaplamak için bir denklem önerilmiştir. Betonun ve güçlendirme malzemesinin kayma gerilmesi kapasitelerinin toplamı kirişin eğilme kapasitesine ulaştığında birleşim bölgesine etki eden kayma gerilmelerini taşımada yeterli olduğu halde ilerleyen yerdeğiştirmelerde bu kapasite azaldığından dolayı numunelerin yatay yük kapasitelerinde azalma meydana gelmiştir. Bu durum birleşim bölgesindeki betonun kayma kapasitesinin ilerleyen yerdeğiştirmelere bağlı olarak azalmasından kaynaklanmaktadır. Bundan dolayı tasarımda güçlendirilmiş birleşim bölgesinin kayma kapasitesi hesaplanırken hedeflenen yerdeğiştirme seviyesinde betonun kayma kapasitesinde meydana gelecek azalmalar dikkate alınmalıdır.

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

6.1 Sonuçlar

Bu çalışmadan elde edilen sonuçların en önemli olanları burada özet bir şekilde verilmiştir. Sonuçlar üç ayrı bölüm şeklinde verilmiştir.

6.1.1 Kesme açısından yetersiz betonarme kısa kolonların lifli polimerler ile depreme karşı güçlendirilmesi

Toplam 11 adet 2/3 ölçekli orijinal (iki adet), güçlendirilmiş (yedi adet) ve onarılıp güçlendirilmiş (iki adet) betonarme kısa kolonların sabit eksenel yük ve yön değiştiren tekrarlı statik yatay yükler altında yapılan deneyler ve analizlerden elde edilen temel sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

Deneysel çalışmanın kapsamı:

Kolon kesiti, b/h : 150/200 mm

a/d : 450/162 = 2.8

Eksenel yük, $n = \dfrac{N}{f_c^{'} \times b \times h}$: 0.19-0.20

Deney günü beton basınç dayanımı : 11 MPa

Boyuna donatı oranı (4Φ20), $\rho_l = \dfrac{A_s + A_s^{'}}{b \times h}$: 0.042

f_y/ε_y : 491 MPa/0.002

Hacimsel enine donatı oranı (ϕ8/200), $\rho_h = \dfrac{\frac{\pi \phi_e^2}{4} 2(b_c + h_c)}{b \times h \times s}$: 0.0043

f_{yh}/ε_{yh} : 348 MPa/0.002

Enine donatı oranı, $\rho_h = \dfrac{2\dfrac{\pi\phi_e^2}{4}}{b \times s}$: 0.0034

Referans numunelerinde ve iki taraflı güçlendirilen numunede, yetersiz enine donatı sebebiyle diyagonal çekme (gerilmeleri) etkileri karşılanamayarak gevrek kesme göçmesi gözlenmiştir.

Şerit sargılama ile sarılan numunelerde asal çekme gerilmelerinin bir kısmı LP ile karşılanmış ve bunun sonucu olarak numunelerin kesme kapasiteleri ve sınır öteleme oranları artmıştır. Fakat numunelerin teorik eğilme kapasitelerine ulaşılmamıştır. LP'de yırtılma olduğundan bu numunelerde göçme şeklinin diyagonal çekme gerilmelerinden olduğu düşünülmektedir. Tam sargılama ile güçlendirilen numunelerde kesme kapasitelerinin daha yüksek olması da şerit sargılama ile güçlendirilen numunelerin göçme şekillerinin diyagonal çekme gerilmelerinin beton çekme dayanımını aşması ile gerçekleştiğini göstermektedir. Onarılıp güçlendirilen ön hasarlı numune ile doğrudan güçlendirilen numunenin kesme kapasiteleri karşılaştırıldığında ön hasarın kesme kapasitesini çok etkilemediği görülmüştür.

Tam sargılama ile güçlendirilen numunelerde, LP kompozitler ile sargılamak suretiyle asal çekme gerilmeleri karşılanmış ve numunelerin kesme kuvveti kapasiteleri ve sınır öteleme oranları artmıştır. Fakat asal basınç gerilmelerinin betonun asal basınç gerilmeleri doğrultusundaki basınç dayanımını aşması sebebiyle beton ezilmiş ve hiçbir numunede kolonun teorik eğilme kapasitesine ulaşılmamıştır.

Göçme şekli diyagonal basınç gerilmelerinden dolayı olan numunelerin göçme şekli diyagonal çekme gerilmelerinden dolayı olan numunelerden daha sünek davrandıkları görülmüştür. Göçme şekli diyagonal basınç gerilmeleri olması durumunda davranış betonun ezilmesi tarafından kontrol edilmekte ve dolayısı ile kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinde beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi etkin olmaktadır. Düşük dayanımlı betonda bu ilişkinin yüksek dayanımlı betonlara göre sünek olması bu göçme şeklinin de sünek olmasını sağlamıştır.

Bu çalışmadaki en önemli sonuçlardan birisi numunelerin kesme kuvveti kapasitelerine %2-%4 gibi büyük öteleme oranlarında varmalarıdır. Bu duruma kolonlarda erken aşamalarda gözlenen eğik çatlakların betonun bütünlüğünü bozarak kolonun rijitliğini azaltmasının sebep olduğu düşünülmektedir.

Onarılıp güçlendirilen numuneler, kesme kapasitesi ve yerdeğiştirtirme yapabilme yeteneği açısından, hasarsız olup aynı detaylar ile doğrudan güçlendirilen numunelere kıyasla biraz daha düşük bir performans sergilemişlerdir. Kesme kapasiteleri birbirine çok yakın olmasına karşılık kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkilerinin çıkış kollarının eğimleri düşünüldüğünde onarılıp güçlendirilen numunelerin rijitlikleri biraz daha düşüktür. Ayrıca sınır öteleme oranları da biraz daha düşüktür. Bunun sebeplerinden bazıları bu numunelerin ön hasarlı olması ve epoksi enjeksiyon malzemesinin elastisite modülünün düşük olması olarak gösterilebilir.

Kolonun karşılıklı iki yüzüne LP kompozit yapıştırılarak güçlendirilen numunenin kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin çıkan kolunun eğimi incelendiğinde referans numunelere kıyasla daha rijit, inen kolonun eğimi incelendiğinde referans numunelere göre daha gevrek bir davranış gösterdiği görülmüştür. Ayrıca kesme kapasitesinde referans numunelere göre önemli bir artış olmamıştır. LP malzemesinin eğik çatlak kalınlıklarını sınırlaması kolonun rijitliğini artırmış fakat bindirme boyunun yetersizliğinden dolayı LP malzemesinin önemli bir kuvvet taşıyamadan numuneden bir beton tabakasını koparark ayrılması hem kesme kapasitesini önemli bir miktarda artırmamış hem de referans numunelere göre biraz daha gevrek bir davranış göstermiştir. Bundan dolayı LP kompozit ile güçlendirmede kesinlikle LP kompozitin yeterli ankrajı sağlanmalıdır. Bu durum, özellikle düşük dayanımlı betona sahip kolonlarda, LP kompozitlerin elemanın dört tarafını saracak şekilde uygulanmasının gerekliliğini göstermektedir.

Güçlendirilmiş numunelerde kolon kesme kuvveti kapasitesinde LP yüzeyinden ölçülen en büyük şekildeğiştirme değerleri şerit şeklinde sargılanan numunelerde ortalama 0.0069 ve tam sargılama ile sargılanan numunelerde bu değerler düşmüş, bir kat sargılanan numunede 0.0053 iki kat sargılanan numunede 0.0035 ve üç kat sargılanan numunede 0.0037 olarak ölçülmüştür. Bu numunelerde şekil değiştirme değerlerinin düşük olmasının sebebi bu numunelerde asal basınç gerilmelerinin beton asal basınç gerilmeleri yönündeki basınç dayanımına ulaşarak kesme kapasitelerine ulaşmasıdır. Bu durumda LP göçmeye kadar zorlanmadığından dolayı şekildeğiştirme değerleri daha düşük seviyelerde kalmıştır.

Şerit sargılama yapılarak güçlendirilen numunelerde, karbon LP ile güçlendirilen numunenin kesme kuvveti ve enerji yutma kapasitesi bakımından daha iyi bir performans göstermiştir. Buna karşılık sürekli sargılama yapılarak güçlendirilen numunelerde, karbon ve cam ile güçlendirilen numuneler birbirine yakın bir performans göstermişlerdir. Bu durumun temel sebebi olarak sürekli sargılama yapılarak güçlendirilen numunelerin basınç ezilmesinden dolayı göçmeleri gösterilebilir.

Betonun çekme dayanımı ile basınç dayanımı arasında ikinci mertebe doğrusal olmayan bir ilişki olduğundan dolayı beton dayanımı düştükçe betonun basınç dayanımı ile çekme dayanımı birbirine yaklaşmaktadır. Ayrıca iki eksenli asal basınç gerilmeleri yanında asal çekme gerilmelerine maruz bir betonun asal basınç dayanımı tek eksenli gerilme durumundaki basınç dayanımından çok daha düşük olduğu bilinmektedir. Bu sebeplerden dolayı, göçme şekli asal çekme gerilmeleri olan elemanın kesme kapasitesi göçme şekli asal basınç gerilmeleri olan elemanın kesme kapasitesine çok yakın olabilmektedir. Bu durumda sadece asal çekme gerilmelerinin taşınmasına katkı sağlayacak bir güçlendirme ile elemanın eğilme kapasitesine ulaşmasını sağlamak mümkün olmayabilmektedir. Bu tür durumlarda betonun asal basınç gerilmeleri yönündeki dayanımını artırmaya veya asal basınç gerilmelerinin

taşınmasına katkı sağlamaya yönelik güçlendirme alternatiflerinin de düşünülmesinin gerekliliği ortaya çıkmaktadır.

Göçme şekli asal basınç gerilmelerinden dolayı olan numunelerde numunenin eğilme kapasitesine ulaşmasını sağlamak için iki farklı yol izlenebilir. Bunlardan birincisi beton basınç dayanımını yeterli miktarda LP sargılama ile artırmak. İkinci yol ise basınç gerilmelerini azaltmaya yönelik asal basınç gerilmelerinin etki ettiği alanı büyütmek olarak düşünülebilir. Bu amaçla şu yöntemler kullanılabilir; 1- kolonun betonarme manto ile güçlendirilmesi, 2- kolonun çelik levhalar ile sargılanması, 3- kolonun ön üretimli yüksek performanslı (HPFRCC) paneller ile sargılanması (HPFRCC paneller Bölüm 4 ve Bölüm 5'de güçlendirme malzemesi olarak kullanılmıştır ve bu paneller hakkında detaylı bilgiler Bölüm 4'de bulunabilir) olarak düşünülebilir.

Deneysel kesme kapasiteleri çeşitli yönetmeliklerce verilen kurallar kullanılarak hesaplanan kesme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Göçme şekli diyagonal çekme gerilmelerinden dolayı olan numunelerin kesme kapasitelerini tahmin etmede DBYYHY (2007), FIB (2001), Eurocode-8 (2003) yönetmelikleri güvensiz, ACI-440 (2001), Concrete Society TR-55, CSA S806 (2002) (Kanada yönetmeliği) yönetmelikleri ise güvenli tarafta kalmaktadır.

Basınç ezilmesini önlemek amacı ile basınç gerilmelerinin üst sınırına karşılık gelen kesme kapasiteleri için yönetmeliklerce verilen formüller genellikle güvenli tarafta kalmakla beraber deneysel değerlere yakın sonuçlar vermişlerdir. Bu da verilen denklemlerin güvensiz tarafta kalma riskini artırmaktadır. Bu durum düşük dayanımlı betona sahip mevcut yapı elemanları için yönetmeliklerde verilen denklemlerin daha düşük değerler verecek şekilde düzenlenmesinin gerekliliğini göstermektedir.

Numunelerin kesme kapasitelerini hesaplamak için bir yöntem önerilmiştir. Yöntem temel olarak numunelerin kesme kapasitelerini iki göçme durumu için

hesaplamaktadır. Göçme şekli asal çekme gerilmeleri olması durumu için numunenin kesme kuvveti kapasitesi beton, etriye ve LP'nin kesme dayanımına katkıları ayrı hesaplanarak toplanmıştır. Betonun katkısını hesaplamak için literatürde sıkça kullanıldığı gibi Mohr gerilme dairesinden faydalanılmıştır. LP'nin katkısını hesaplamak için beton katkısı için kullanılan yöntem adapte edilmiştir. Göçme şekli diyagonal basınç gerilmeleri olması durumu için yine Mohr gerilme dairesi kullanılmıştır. Yöntem her iki göçme şekline göre kapasite hesabı gerektirmektedir. Elemana etki eden kesme kuvveti ve göçme şekilleri için hesaplanan kapasiteleri karşılaştırılarak göçme şekli belirlenmektedir. Teorik modelin deneysel veriler ile karşılaştırıldığında başarılı sonuçlar verdiği görülmüştür.

Ayrıca numunelerin kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisini tahmin etmek için de bir model önerilmiştir. Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin çıkış kolunu tahmin etmek için eğilme, kayma ve sıyrılmadan kaynaklanan farklı yerdeğiştirme bileşenleri toplanmıştır. Eğilme etkilerinden oluşan yerdeğiştirmeler moment-eğrilik analizinden elde edilmiştir. Kayma ve sıyrılmadan kaynaklanan yerdeğiştirmeler literatürdeki mevcut denklemlerin yardımı ile bulunmuştur. Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisinin düşmeye başladığı öteleme oranı ve düşen kolunun eğimi deney sonuçlarından faydalanılarak belirlenmiştir. Model bu çalışmadaki ve literatürdeki mevcut deneyler ile karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar sonucunda modelin deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkisini tahmin etmede iyi sonuçlar verdiği ve genel olarak güvenli tarafta kaldığı görülmüştür.

Etriye aralığının çok fazla (kolon kesitinin faydalı yüksekliğinden büyük, s>d) olmasından dolayı etriye etkili olarak çalışamamıştır. Bu durum etriyelerden ölçülen şekildeğiştirme değerlerinin küçük olması ile gözlenmiştir. Kesme kritik elemanlarda genellikle 45 derece olarak oluşan çatlaklar düşünüldüğünde etriyenin etkili olabilmesi için etriye aralığının en azından kolon faydalı kesit yüksekliğinden küçük olması gerekmektedir.

6.1.2 Düşük dayanımlı beton panellerin ileri teknoloji malzemeler ile güçlendirilmesi

Bu deneysel çalışma kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesinde uygulanabilecek yöntem ve detayların birbirleri ile karşılaştırmalı olarak etkinliklerini incelemek amacı ile gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla deneysel çalışmada; yetersiz beton basınç dayanımına sahip 400×400×100 mm boyutlarında 27 beton eleman; iki farklı güçlendirme tekniği ve değişik detaylar uygulanarak güçlendirilmiş ve monoton artan diyagonal çekme etkileri altında denenmiştir. Güçlendirme yöntemlerinin ilkinde, hacimce %4 çelik lif oranına sahip öndöküm HPFRCC paneller üretilmiş ve numune yüzeylerine yapıştırılmıştır. HPFRCC paneller ile güçlendirilen numunelerde, HPFRCC panel kalınlığı, uygulama detayları (HPFRCC panelin tek veya her iki yüzeye uygulanması) ve HPFRCC panellerin mevcut betona ankrajı çalışmada incelenen başlıca değişkenlerdir. Güçlendirme yöntemlerinin ikincisinde, karbon ve cam LP kompozitler, belirlenen detaylara göre numunelere yapıştırılmıştır. LP kompozitler ile güçlendirilen numunelerde ise, kullanılan kompozit türü, kat sayısı, uygulama detayları (kompozitin tek veya her iki yüzeye uygulanması) ve şekilleri (kompozitin tüm yüzeye veya şerit şeklinde yüzeyin bir bölümüne uygulanması) ile kompozitlerin mevcut betona ankrajı çalışmada incelenen başlıca değişkenlerdir.

Yapılan deneyler sonucunda hem LP ile güçlendirme hem de öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirme numunelerin performanslarını genel olarak iyileştirmiştir. Kayma dayanımı ve deformasyon yapabilme yeteneklerinde sağlanan iyileşme dikkate alındığında, her iki yöntemin de, ankraj uygulaması yapılması durumunda, kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme yüklerine karşı performansını artırmada kullanılabileceği sonucuna ulaşılmıştır. Her iki yöntem karşılaştırıldığında hem süneklik hem dayanım açısından HPFRCC paneller ile güçlendirilen numunelerin daha iyi performans gösterdikleri görülmüştür. Detaylar incelendiğinde ankraj uygulaması her iki yöntemde de performansı önemli derecede artırmış ve HPFRCC

plakalar ile güçlendirilen numunelerde ankraj uygulaması LP ile güçlendirilen numunelere göre çok daha etkili olmuştur.

Deneysel sonuçlar ve sonlu eleman çözümlemelerinden elde edilen teorik sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonlu eleman analizinin numunelerin düşey yük kapasitelerini tahmin etmede başarılı olduğu görülmüştür (yük kapasitesi açısından teorik olarak elde edilenler deneysel olarak elde edilenlerden ortalama olarak %20 daha fazla olmuştur). Eksenel yük-eksenel şekildeğiştirme ilişkilerinin tahmininde orijinal numunede çok başarılı bir sonuç elde edilirken aynı başarı güçlendirilmiş numuneler için elde edilememiştir.

Referans numuneler, HPFRCC ve LP ile güçlendirilmiş numunelerin göçme yükleri basit mekanik bilgiler kullanılarak tahmin edilmeye çalışılmıştır. Referans numunelerinde göçmenin beton panelde çatlak oluşturacak yüke eşit olacağı öngörülmüştür. Ankrajsız numunelerde deneyde gözlendiği gibi göçme HPFRCC plakanın veya LP'nin beton panelden ayrılmasını sağlayacak yüke eşit kabul edilmiştir. Ankrajlı numunelerde göçmenin beton panele ilave olarak HPFRCC plakanın çatlamasını veya LP'nin kopmasını sağlayacak yüke eşit kabul edilmiştir. Referans ve ankrajsız numunelerin (hem HPFRCC hem de LP ile güçlendirilen numuneler) göçme yükü deneye çok yakın tahmin edilmiştir. Ankrajlı numunelerde göçme şekli hesap için öngörülen göçme şeklinden farklı olduğundan tahminler deney sonuçlarından uzak olmuştur. Bu numunelerde gözlenen göçme şekli başlık bölgesindeki betonun düzlem içi ve düzlem dışı genişleyerek ezilmesi ile gerçekleşmiştir.

Ön plana çıkan diğer sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

Referans elemanlardan elde edilen sonuçlar birbirine oldukça yakındır. Bu durum, kullanılan deney ve yükleme düzenekleri ile sağlıklı veri toplandığını ve elemanların üretiminde gerekli özenin gösterildiğini işaret etmektedir.

Uygulanan güçlendirme yöntemleri, beton elemanların davranışını önemli ölçüde iyileştirmiştir. Bu iyileşmenin; kayma dayanımında, şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinde, göçme biçiminde ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alanda artış ile gerçekleştiği gözlenmiştir.

Öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanlara ait sonuçlar şöyledir:

Her iki yüzeyine öndöküm HPFRCC panel yapıştırılarak güçlendirilen ve ankraj uygulanmayan elemanların, referans elemanlara göre düşey yük kapasitelerinde %28-51, şekildeğiştirme yapabilme yeteneklerinde (süneklikte) %2-7 ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlarda %110-266 oranlarında artış sağlanmıştır. Bu alan artışları $\varepsilon_{c(0.75Pmax)}$, ilgili elemanın düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisindeki düşen kol üzerinde en büyük yükün %75'i seviyesine karşı gelen düşey şekildeğiştirme seviyesine kadar hesaplanmış alanlara göre hesaplanmıştır. Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamasında ise bu artışlar sırasıyla; %1, %56 ve %48'dir. Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamasında deformasyon kapasitesi güçlendirilmiş diğer numunelere göre daha az olmasına karşılık daha sünek olduğu görülmüştür.

Her iki yüzeyine öndöküm HPFRCC panel yapıştırılarak güçlendirilen ve ankraj uygulanan elemanların, referans elemanlara göre düşey yük kapasitelerinde %62-205, şekildeğiştirme yapabilme yeteneklerinde %14-123 ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlarda %1900-3200 oranlarında artışlar sağlanmıştır. Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamasında ise bu artışlar sırasıyla; %9, %186 ve %400'dür. Güçlendirme panel kalınlıkları arttıkça, yük kapasitelerinin ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanların sürekli arttığı görülmüştür. Ankrajsız numunelerde bu tür bir eğilim gözlenmemiştir. Bu durum ankrajlı ve ankrajsız numunelerdeki göçme şekillerinin farklı olmasından kaynaklanmıştır. Ankrajlı numunelerde göçme şekli başlık bölgesindeki plakanın düzlem dışı eğilmesi ile bu bölgedeki betonun ezilmesi şeklinde gerçekleştiğinden

plakanın kalınlığının artması numunenin daha iyi performans göstermesi üzerinde etkili olmuştur. Buna karşılık ankrajsız numunelerde göçme plakanın beton numune yüzeyinden ince bir beton tabakasını alarak ayrılması şeklinde gerçekleştiğinden plaka kalınlığının artması numunelerin performansı üzerinde çok etkili olmamıştır.

Öndöküm HPFRCC panellerle güçlendirilen elemanlarda, panellerin mevcut betona ankrajı, davranışı olumlu yönden etkilemiş, ankraj uygulanmayan elemanların tümünde paneller beton tabakasının ince bir bölümünü alarak betondan ayrılmış, ankraj uygulanan elemanlarda ise paneller ile beton arasında herhangi bir ayrılma olmamıştır. Ankraj uygulaması, elemanların yük kapasitelerinde, şekildeğiştirme yapabilme yeteneklerinde ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlarda, ankraj uygulanmayan elemanlara göre çok daha fazla artış sağlanmıştır.

Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulamaları (DS-HPFRCC-3-A-1side ve DS-HPFRCC-3-1side), düşey yük kapasitesi, şekildeğiştirme yapabilme yetenekleri ve düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri altında kalan alanlar bakımından her iki yüzeye yapılan güçlendirme uygulamaları (DS-HPFRCC-3-A ve DS-HPFRCC-3) kadar etkin olamamıştır.

Öndöküm HPFRCC panellerin kolay uygulanabilir olması, meydana gelebilecek hata olasılığını çok düşük tutmaktadır. Bu yöntemle kolon veya kolon-kiriş birleşim bölgelerinin güçlendirilmesi kolaylıkla yapılabilir.

LP kompozitler ile güçlendirilen elemanlara ait sonuçlar şöyledir:

LP kompozitler ile güçlendirilen elemanlarda, düşey yük kapasitelerinde %1-%34 oranlarında artışlar elde edilmiştir.

Beton kalitesinin düşük olması nedeniyle; göçme şekli, elemanların çoğunda LP kompozitin beton tabakasının ince bir bölümünü alarak elemandan ayrılması şeklinde gerçekleşmiştir.

Her iki yüzeye ve numunenin tüm yüzeyine yapılan güçlendirme uygulamalarında, kompozit türünden bağımsız olarak kayma dayanımında ve şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinde etkin bir artış sağlanmıştır. Kompozitin bir kat yerine iki kat veya üç kat uygulanması, düşey yük kapasitelerinde etkin bir artışa sebep olmamıştır. Bunun en önemli sebebi LP kompozitin beton dayanımının düşük olması ve yer azlığından dolayı betona yapışmasının iyi bir şekilde sağlanamamış olmasıdır.

Aynı miktarda kompozit malzeme, ortada tek şerit veya yayılı üç şerit halinde elemanlara uygulanarak, uygulama şeklinin elemanların davranışına etkisi incelenmiştir. Bunun sonucunda, aynı miktarda kompozit malzemenin farklı biçimlerde uygulanmasıyla elde edilen sonuçların birbirine oldukça yakın olduğu görülmüştür. Bu durumda seçimin uygulama kolaylığı dikkate alınarak yapılmasının uygun olacağı sonucuna varılmıştır. Orta bölgeye diyagonal doğrultuda tek şerit olarak LP kompozitin uygulanmasının daha kolay olacağı düşünülmektedir.

Tek yüzeye yapılan güçlendirme uygulaması, her iki yüzeye yapılan güçlendirme uygulaması kadar etkin olamamıştır. Bu uygulama sonucunda kayma dayanımında önemli bir artış sağlanamamış, fakat şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinde iyileşme sağlanmıştır. Ankraj olması durumda özellikle şekildeğiştirme yapabilme yeteneğinde önemli miktarda iyileşme sağlanmıştır. Bu tür güçlendirme uygulamalarında, davranışın daha da iyileştirilmesi için LP kompozitlerin mevcut betona ankrajı sağlanmalıdır.

DS-G-A-2 ve DS-G-M-A-3 numunelerinde kullanılan ankrajlar, elemanların davranışını olumlu yönde etkilemiştir. Bu elemanlarda, özellikle süneklik ve enerji yutma özellikleri açısından ankraj uygulanmayan elemanlara göre daha iyi sonuçlar elde edilmiştir. Kullanılan ankrajlar nedeniyle LP kompozitler numune yüzeyinden kolayca sıyrılamamış, her iki numunede de göçme şekli ileri şekildeğiştirme seviyelerinde düşey basınç gerilmeleri altında betonun ezilmesi şeklinde gerçekleşmiştir.

6.1.3 Betonarme kolon-kiriş birleşim bölgelerinin yön değiştiren tekrarlı statik yatay yükler altında davranışı ve bu davranışının iyileştirilmesi

Toplam 16 büyük ölçekli kolon-kiriş birleşim bölgesi numunelerinin sabit eksenel yük ile yön değiştiren tekrarlı statik yatay yükler altında denendiği deneysel ve kuramsal çalışma sonucunda aşağıdaki temel sonuçlara ulaşılmıştır.

Çalışmanın kapsamı:

Beton : 8.3 MPa

Donatı : Düz yüzeyli BÇI inşaat demiri

Kolon eksenel yükü : 0.0, 0.125, 0.50×b×h×f'c

Kolon ve kiriş boyuna donatı oranı : % 1.3

Birleşim bölgesindeki etriye oranı : % 0 - % 0.3

Kiriş boyuna donatısının birleşim bölgesine ankrajı: 90^0 bükülerek gönye yapılması

90^0 bükülen kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması

Güçlendirme : Lifli polimer ve çelik lifli plaka

Sonuçlar iki ana bölüm şeklinde verilmiştir.

Orijinal numuneler:

Orijinal numuneler kaynak yapılmayan numuneler Seri 1 ve kaynak yapılan numuneler Seri 2 diye adlandırılmıştır.

Seri 1 numunelerinin dayanımı kiriş boyuna donatılarının sıyrılması tarafından kontrol edilmektedir. Fakat kullanılan donatının tipi ve detayının aderans-sıyrılma ilişkisinin özelliğinden dolayı kolon-kiriş birleşim bölgeleri %4 öteleme oranına kadar dayanımlarının %90'ından fazlasını koruyabilmektedirler.

Seri 2 numunelerinin dayanımı birleşim bölgesi kesme dayanımı tarafından sınırlanmıştır. Göçme sınırı olarak beton çekme dayanımı alınıp (beton çekme

dayanımı $0.5\sqrt{f_c'}$ alınmıştır) Mohr dairesi kullanılarak birleşim bölgesinin kesme dayanımının tahmini için geliştirilen denklemin Seri 2 numunelerinin kesme kapasitelerini iyi tahmin ettiği görülmüştür. Bu denklem ayrıca literatürdeki diğer benzer deneysel çalışmalar ile de karşılaştırılmış ve sonuçların yakın ve güvenli tarafta olduğu görülmüştür.

Seri 2 numuneleri ve literatürdeki diğer benzer deneysel çalışmalar ile mevcut yönetmelikler karşılaştırılmıştır. Beton katkısının hesabı için ACI-352(1976) tarafından verilen denklem deney sonucuna göre çok düşük kalmakla beraber Eurocode iyi sonuç vermiştir. Yönetmelikler tarafından verilen denklemlerim tasarım için oldukları ve buna göre güvenli tarafta kalmaları gerektikleri düşünüldüğünde Eurocode'un güvensiz tarafta kaldığı ve ACI-352'ninde çok güvenli tarafta kaldığı söylenebilir. Bu çalışmada önerilen denklem tasarım durumu için düşünülmemesine rağmen güvenli tarafta kaldığı görülmüştür. Bu durum daha önce çeşitli araştırmacılar tarafından da gözlendiği gibi birleşim bölgelerinin birleşim bölgesinde eğik çatlak oluştuktan sonra yaklaşık %20-30 daha fazla yük taşıyabilmesine bağlanabilir. Bu yüzden tasarım için bu denklemin kullanılabileceği düşünülmektedir.

Yerdeğiştirme bileşenlerinin analizi sonucunda kiriş boyuna donatısının sıyrılması ve kolon-kiriş birleşim bölgesinin dönmesinden kaynaklanan yerdeğiştirmelerin toplamının toplam yerdeğiştirmenin %70-%90'nını oluşturduğu görülmüştür. Genellikle ilk çevrimlerde sıyrılma ve birleşim bölgesinin dönmesinden kaynaklanan toplam yerdeğiştirmelerin kiriş tepe ucu toplam yerdeğiştirmesine katkısı ortalama %38 iken deney sonuna doğru %90'nı aşmaktadır.

Birleşim bölgesine 90^0 eğilerek gömülen kiriş boyuna donatısının ortalama fiktif bir aderans gerilmesi tanımlandığında $0.4\sqrt{f_c'}$ MPa değeri bulunmuştur.

Bu çalışmada denen numunelerinin yük-yerdeğiştirme ilişkilerini temsil eden basit modeller kullanılarak tek serbestlik dereceli bir sitemin deprem yükleri altında maruz

kalacakları yerdeğiştirmeler hesaplanmış ve ideal elasto-plastik model ile karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak bu çalışma kapsamında denen numunelerin çevrimsel davranışlarını temsil etmek üzere geliştirilen basit modellere sahip TSDS'lerin deprem yükleri altında maruz kaldıkları yerdeğiştirmeler ile ideal elasto-plastik modele sahip TSDS'in maruz kaldığı yerdeğiştirmeler birbirine yakın elde edilmiştir. Ayrıca kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasından dolayı numunelerin dayanım kayıplarının yerdeğiştirme tepkileri üzerindeki etkileri incelenmiştir. Boyuna donatıların akma gerilmelerinin yarısına kadar indirilmesi ile numunelerin yatay yük kapasitelerinde meydana gelen düşüşlerin yerdeğiştirme talebini bazı depremler (12 adet deprem kaydından 2-3 adedi için) dışında önemli miktarda etkilemediği görülmüştür. Dayanım kaybından dolayı yerdeğiştirme artışlarının en az olduğu model Sıyrılma Model 2 olmuştur. Genel olarak ideal elasto-plastik modelin deprem yerdeğiştirme talebi bakımından sıyrılmalı modellerden daha az yerdeğiştirmeye maruz kaldığına dair bir eğilim gözlenmemiştir. Yapılan doğrusal olmayan dinamik çözümlemeler ışığında deprem yükleri altında tasarım durumu için donatının sıyrılmasının bu çalışmada incelenen durum için donatının akmasına eşdeğer olduğu söylenebilir.

Güçlendirilmiş numuneler:

Kiriş boyuna donatısı kaynaklanan numunelerde hem LP hem HPFRCC plaka ile güçlendirilen numunelerde kiriş eğilme kapasitesine ulaşılmıştır. Kiriş boyuna donatısı kaynaklanmayan numunelerde uygulanan güçlendirme detayı (hem LP hem HPFRCC) ile numune yatay yük kapasiteleri artmamıştır. Buna karşılık büyük öteleme oranlarında (%4'ten sonra) birleşim bölgesindeki kesme hasarlarından kaynaklanan dayanım azalmasının önüne geçilmiştir. Bunun temel sebebinin uygulanan güçlendirme yöntemlerinin birleşim bölgesine 90^0 gönye yapılarak kenetlenen gönyenin davranışını iyileştirmede çok etkili olamadığından kaynaklandığı düşünülmektedir.

Güçlendirilen bütün numunelerde sınır öteleme oranı en az % 6'dır. Kiriş boyuna donatıları kaynaklanmayan numunelerdeki sınır öteleme oranı en az %9'dur. Dolayısı ile güçlendirme sınır öteleme oranlarını önemli derece de artırmıştır. Kaynak uygulanmayan numunelerde sınır öteleme oranlarının daha büyük olduğu görülmüştür.

Güçlendirme ile iki şekilde performans artırılmıştır; 1- Kiriş boyuna donatısı kaynaklanmayan numunelerde sadece sınır öteleme oranları artmıştır, 2- Kiriş boyuna donatıları kaynaklanan numunelerde hem sınır öteleme oranları hem de yatay yük kapasiteleri artmıştır.

Kiriş boyuna donatıları kaynaklanmayan numunelerde yapılan güçlendirme kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasını sınırlayamamıştır ve bu yüzden yatay yük kapasiteleri artmamıştır. Buna karşılık %9 öteleme oranına kadar dayanımlarını kaybetmeden gidilebilmiştir ve birleşim bölgesi ve diğer elemanlarda çok az hasar gözlenmiştir.

Diyagonal yönde LP şerit ve diyagonal yönde tüm yüze LP ile güçlendirilen numunelerin performansları birine yakın olmuştur. Bu durum daha ekonomik olan sadece diyagonal yönde uygulamanın yeterli olduğunu göstermiştir.

Kaynak uygulamasına ilave olarak LP ile güçlendirilen numunelerde bir numune dışında bütün numunelerde %6 öteleme oranından sonra LP birleşim bölgesi köşelerinde ankraj için kullanılan şeritlerden yırtılmıştır. LP şeridin kolon etrafına sarılmasını sağlamak için ankraj bölgesindeki liflerin doğrultuları birleşim bölgesinden biraz farklı olarak 45 dereceden daha küçük olmuştur. Bu durum buradaki liflerin daha az etkili olarak çalışmasına sebep olmuş ve bu bölgelerde LP'de yırtılma olmuştur. Bunun önüne geçmek için ankraj yapılan bölgeler ilave LP ile güçlendirilmelidir.

Lifli polimer ve HPFRCC plakanın birleşim bölgesinin kesme dayanımına katkısını hesaplamak için bir denklem önerilmiştir. Betonun ve güçlendirme malzemesinin

kayma gerilmesi kapasitelerinin toplamı kirişin eğilme kapasitesine ulaştığında birleşim bölgesine etki eden kayma gerilmelerini taşımada yeterli olduğu halde ilerleyen yerdeğiştirmelerde bu kapasite azaldığından dolayı numunelerin yatay yük kapasitelerinde azalma meydana gelmiştir. Bu durum birleşim bölgesindeki betonun kayma kapasitesinin ilerleyen yerdeğiştirmelere bağlı olarak azalmasından kaynaklanmaktadır. Bundan dolayı tasarımda güçlendirilmiş birleşim bölgesinin kayma kapasitesi hesaplanırken hedeflenen yerdeğiştirme seviyesinde betonun kayma kapasitesinde meydana gelecek azalmalar dikkate alınmalıdır.

6.2 Öneriler

Daha sonra yapılması önerilen çalışmalar aşağıda maddeler halinde verilmiştir;

- Düşük dayanımlı betona sahip kesme kritik (diyagonal basınç gerilmelerinin betonun basınç dayanımını aşması durumu) kolonların eğilme kapasitelerine ulaşmasını sağlayacak güçlendirme yöntemleri üzerinde deneysel ve kuramsal çalışmalar yapılabilir. Bu çalışmadan elde edilen bilgiler ışığında bu tür elemanların güçlendirilmesi için şu yöntemler denenebilir; a-sargılanmış betonun basınç dayanımı yeteri miktarda LP sargılama ile istenilen düzeye çıkarmak. b-asal basınç gerilmelerini de taşıyacak bir güçlendirme amacı ile kolonun betonarme mantolanması, çelik levhalar veya HPFRCC plakalar ile sargılanması ile güçlendirilmesi.
- Kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem yükleri altındaki davranışlarının daha gerçekçi numuneler kullanılarak incelenmesi. Bu amaçla düzlem çerçeve veya üç boyutlu çerçeveler üzerine çalışmalar yapılabilir.

KAYNAKLAR

ABAQUS, 2007. *Standard user's manual*, *version 6.7*. Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc.

Aboutaha, R.S., Engelhardt, M.D., Jirsa, J.O., and Kreger M., 1999. Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets. *ACI Structural Journal,* **96**(1), 68-78.

Abrams, D.A., 1913. Test of bond between concrete and steel. *Bulletin no. 71. Urbana: Engineering Experiment Station*, University of Illinois, 238 pp.

ACI-ASCE Committee 352, 1976. Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures (ACI 352R-76). *ACI Journal*, **73**(7), 375-393.

Arakawa, T., Arai, Y., Mizoguchi, M., and Yoshida, M., 1989. Shear resisting behavior of short reinforced concrete columns under biaxial bending-shear. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, **11**, 317-324.

ASCE-ACI Task Committee 426., 1973. The shear strength of reinforced concrete members. *Journal of Structural Division, ASCE*, **99**(6), 1091–1187.

ACI-440 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, 2001. *American Concrete Institute*, Farmighton Hills, USA.

ACI-318 Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary, 2002.

Akgün, D., 2005. Yüksek performanslı lif donatılı çimento esaslı kompozit panellerle güçlendirilmiş düşük dayanımlı beton elemanlar. *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Alaee, F.J., 2002. Retrofitting of concrete structures using high performance fibre reinforced cementitious composite (HPFRCC). *PhD Thesis,* Cardiff University, UK.

Alaee, F.J., Benson, S.D.P. and Karihaloo, B.L., 2002. A new technique for retrofitting concrete structures. *Proc. ICE, Structures and Buildings*, **152**, 309-318.

Alaee, F.J. and Karihaloo, B.L., 2003. Retrofitting of reinforced concrete beams with CARDIFRC. *ASCE Journal of Composites for Construction*, **7**, 174-186.

Alcocer, S.M., and Jirsa, J.O., 1991. Reinforced concrete frame connections rehabilitated by jacketing. *PMFSEL report No. 91-1*, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, the University of Texas at Austin, 221 pages.

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

Almusallam, T.H. and Salloum, Y.A., 2007. Seismic response of interior rc beam-column joints upgraded with FRP sheets. ı: analysis and parametric study. *Journal of Composites for Construction,* **11**(6), 590-600.

Alsiwat, J. and Saatcioglu, M., 1992. Reinforcement anchorage slip under monotonic loading. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **118**(9), 2421-2438.

Ammerman, O.V., and French, C.W., 1988. R/C beam-column-slab subassemblages subjected to lateral loads. *ASCE, Journal of Structural Engineering,* **115**(6), 1289-1308.

Amoury, T., and Ghobarah, A., 2002. Seismic rehabilitation of beam column joints using GFRP sheets. *Engineering Structures*, **24**, 1397-1407.

Anderson, M., Lehman, D., and Stanton, J., 2008. A cyclic shear stress–strain model for joints without transverse reinforcement. *Engineering Structures*, **30**(4), 941-954

Antonopoulos, C.P., and Triantafillou, T.C., 2003. Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints. *ASCE, Journal of Composites for Construction,* **7**(1), 39-49.

Aschheim A. M., and Moehle J. P., 1992. Shear strength and deformability of RC bridge columns subjected to inelastic displacements. *Technical Report: UCB/EERC 92/04.* University of California, Berkeley. 93 pp.

ASTM E519 – 02., 2002. Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages. *An American National Standard*.

ATC, 1983. Seismic retrofitting guidelines for highway bridges. *ATC-6-2 Report. Applied Technology Council.* Palo Alto, California, 220 pages.

Attalla, S.A.A., 1997. Seismic shear capacity of beam-column joints in multistory reinforced concrete frame buildings. *PhD Thesis,* Unv. of Southern California.

Attaalla, S.A., 2004. General analytical model for nominal shear stress of type 2 normal and high strength concrete beam-column joints. *ACI Structural Journal*, **101**(1), 65-75.

Balakrishnan, S., and Murray, D.W., 1988. Concrete constitutive models for NLFE analysis of Structures. *Journal of Structural Engineering,* **114**(7), 1449-1466.

Başeğmez, İ.H., 2007. Kesme açısından yetersiz betonarme kısa kolonların lifli polimerler ile depreme karşı güçlendirilmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Bayramov F., Taşdemir C. and Taşdemir M.A., 2004. Optimization of steel fibre reinforced concretes by means of statistical response surface method. *Cement and Concrete Composites*, pp. 11.

Beckingsale, C. W., 1980. Post-elastic behavior of reinforced concrete beam-column joint. 37 *Research Report* No. 80-20, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 1980, 38 398 pp. 3917.

Bedirhanoglu, I. and Ilki, A., 2004. Theoretical moment-curvature relationships for reinforced concrete members and comparison with experimental data. *Proc. 6th International Conference on Advances in Civil Engineering,* Istanbul.

Bedirhanoğlu, İ., İlki, A., Candan, Y., and Taşdemir, M.A., 2007. Çelik lif içeriği sıcak kür ve lif korozyonunun çimento esaslı yüksek performanslı kompozitlerin mekanik davranışına etkisi. *Beton 2007 Kongresi*, İstanbul, Kasım.

Bedirhanoglu, I., Ilki, A., Incecik, O. and Kumbasar, N., 2008. Retrofit of concrete panels with prefabricated HPFRCC plates. *14th World Conference on Earthquake Engineering,* 14WCEE, Beijing, China.

Bedirhanoglu, I., Ilki, A., Pujol, S., and Kumbasar, N., 2009. Seismic behavior of joints built with plain bar and low-strength concrete. Submitted to *ACI Structural Journal,* October 2008 (in revision).

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

Biddah, A.M.S., 1997. Seismic behavior of existing and rehabilitated reinforced concrete frame connections. *A thesis submitted for the degree Doctor of Philosophy to the McMaster University*.

Biddah, A.M.S., Ghobarah, A., and Aziz, T.S., 1997. Upgrading of no ductile reinforced concrete frame connections. *ASCE Journal of Structural Eng.*, **123**(8), 1001-1010.

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

Bracci, J.M., Reinhom, A.M., and 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, SUNY/Buffalo.

Brachmann, I., Browning, J., and Matamoros, A., 2004. Drift–dependent confinement requirements for reinforced concrete columns under cyclic loading. *ACI Structural Journal,* **101**(5), 669-677.

Calvi, G.M., Magenes, G., and 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.

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

Clough, R.W. and Johnston, S.B., 1966. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. *Proceeding, Japan Earthquake Engineering Symposium,* Tokyo, Oct., pp.227-232.

Collins, M.P., Vecchio, F.J. ve Mehlhorn, G., 1985. An international competition to predict the response of reinforced concrete panels. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **12**, 624-644.

Corazao, M., Durrani, A.J., 1989. Repair and strengthening of beam-to-column connections subjected to earthquake loading. NCEER technical report No. 89-0013, *National Center for Earthquake Engineering Research,* State University of New York at Buffalo, N.Y.

CONCRETE SOCIETY TR-55 Design Guidance for Strengthening Concrete Structures.

Cosenza, E., Manfredi, G., and Verderame, G.M., 2002. Seismic assessment of gravity load designed r.c. frames: critical issues in structural modeling. *Journal of Earthquake Engineering,* **6**(1), 101-122.

CSA S806-02 Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers, 2002. *Canadian Standards Association,* Toronto, Ontario.

Dakhakhnia, W.W., Hamid, A.A., Hakam, Z.H.R., Elgaaly, M., 2006. Hazard mitigation and strengthening of unreinforced masonry walls using composites. *Composite Structures,* **73**(4), June 2006, 458-477.

DBYBHY-07 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007. *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

Dogan, E., Krstulovic-Opara, N., 2003. Seismic retrofit with continuous slurry-infiltrated mat concrete jackets. *ACI Structural Journal,* **100**(6), 713-722.

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

Ehsani, M.R., and Wight J.K., 1985. Effect of transverse beams and slab on behavior of reinforced concrete beam-to-column connections. *ACI Journal*, Tit. No. 82-17, 188-195.

Eligehausen, R., Popov, E. P., and Bertero, V. V., 1983. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Report No. UCBIEERC-82/23, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley, 169 pp.

Elmorsi, M.S.E., 1998. Analytical modeling of reinforced concrete beam column connections for seismic loading. T*hesis submitted to the McMaster Unv. for the Degree of Doctor of Philosophy, Hamilton, Ontario, Canada.*

Engindeniz, M., Kahn, L. F., and Zureick, A.H., 2004. Repair and strengthening of non-seismically designed rc beam-column joints: State-of-The-Art. Georgia Institute of Technology, School of Civil and Environmental Engineering, *Structural Engineering and Materials, Research Report No. 04-4, 58 p.*

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

Eren O. and Celik T., 1997. Effect of silica fume and steel fibers on some properties of high strength concrete, *Construction and Buildings Materials*, **11**(7-8), 373-382.

Estrada, J.I., 1990. Use of steel elements to strengthen a reinforced concrete building. *M.Sc. thesis, University of Texas at Austin,* 66 pages.

EUROCODE-8, 2003. Design of structures for earthquake resistance. *European Committee for Standardization*, Brussels.

Fabbrocino, G., Verderame, G.M., and Manfredi, G., 2002. Experimental behaviour of straight and hooked smooth bars in existing r.c. buildings. *Proc. of 12th European Conference on Earthquake Engineering,* London.

Falkner H., Huang Z, Teutsch M., 1995. Comparative study of plain and steel fiber reinforced concrete ground slabs. *Concrete International*, **17**(1), 45-51.

Feldman, L.R., Bartlett, F.M., 2004. Reproducing Abrams 1913 bond tests of plain reinforcing steel. *ACI Fall 2004 Convention,* San Francisco, California, October 25.

Feldman, L.R., Bartlett, F.M., 2005. Bond strength variability in pullout specimens with plain reinforcement. *ACI Structural Journal*, Nov.-Dec. 2005, pp. 860 - 867.

Feldman, L.R., Bartlett, F.M., 2007. Bond stresses along plain steel reinforcing bars in pullout specimens. *ACI Structural Journal*, Nov.-Dec. 2007, 685 - 692.

FEMA 356, 2000. NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency.* Washington DC.

FIB Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures, 2001. *Federation for Structural Concrete,* Lausanne, Switzerland.

Fib Bulletin 24, 2003. Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings, 4. Strength and deformation capacity of non-seismically detailed components**.**

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

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

Fishburn, C.C., 1947. Strength and slip under load of bent-bar anchorage and straight embedment in haydite concrete. *ACI Journal,* **44**(4), 289–308.

Fujii, S., Morita, S., Kawakami, S. and Yamada, T., 1991. Re-evaluation of test data on 90 degree bent bar anchorage. *Journal of Struct. and Constr. Engineering,* AIJ, No: 429, 65-75.

Fukuhara, M., and Kokusho, S., 1982. Effectiveness of high tension shear reinforcement in reinforced concrete members. *Journal of Structural Construction Engineering*, AIJ, **320**, 12-20.

Furuta, T., Kanakubo, T., and Fukuyama, H., 2003. Evaluation of shear capacity of RC columns strengthened by continuous fiber. *6th FRPRCS Conference,* Singapore, China, July 8-10.

Gabor, A., Ferrier, E., Jacquelin, E., Hamelin, P., 2005. Analysis and modeling of the in-plane shear behavior of hollow brick masonry panels. *Construction and Building Materials.*

Galal, K., 2007. Lateral force-displacement ductility relationship of non-ductile squat RC columns rehabilitated using FRP confinement. *Structural Engineering and Mechanics*, **25**(1), 75-89.

Galal, K., Arafa, A. and Ghobarah, A., 2005. Retrofit of RC square short columns. *J. Eng. Struct.,* **27**(5), 801-813.

Geng, Z.J., Chajes, M.J., Chou, T.W., Pan, D.Y.C., 1998. The retrofitting of reinforced concrete column-to-beam connections. *Compos. Sci. Technol*., **58**, 1297-1305.

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

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

Ghobarah, A., and Galal, K.E., 2004. Seismic rehabilitation of short rectangular RC columns. *Journal of Earthquake Engineering*. **8**(1)*,* 45-68.

Ghobarah A, El-Amoury T., 2005. Seismic rehabilitation of deficient exterior concrete frame joints. *ASCE Composites for Construction*, **9**(5), 408–416.

Göray, R.O., 2005. Yüksek performanslı lif donatılı çimento esaslı kompozit panellerle güçlendirilmiş beton elemanların eksenel yükler altında davranışı. *Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul.

Haacha, V.G., El Debsb, A.L.H, and El Debs, M.K., 2008. Evaluation of the influence of the column axial load on the behavior of monotonically loaded R/C exterior beam–column joints through numerical simulations. *Engineering Structures*, **30**(4), 965-975.

Hakuto, S., Park, R., and 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.

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

Hanai, H., Pujol, S., Ichinose, T and Sozen, M.A., 2008. Estimating the shear strength of RC columns using the Mohr-Coulomb criterion. Submitted to *ACI Structural Journal*.

Hanson, N.W., and Connor, H.W., 1967. Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints. *Journal of the Structural Division, ASCE,* **93**(ST5), 533-560.

Hanson N.W., 1971. Seismic resistance of concrete frames with grade 60 reinforcement. *ASCE Journal of the Structural Division,* **97**(6), 1685-1700.

Hegger, J., Sherif, A., and Roeser W., 2003. Non-seismic design of beam-column joints. *ACI Structural Journal,* **100**(5), 654-664.

Higazy, E.M.M., Elnashai, A.S., Agbabian, M.S., 1996. Behavior of beam-column connections under axial column tension. *ASCE Journal of Structural Engineering,* **122**(5), 501-511.

Hijorth, L., 1983. *Development and application of high-density cement-based materials.* Phil. Roy. Soc., London, A310, pp.167-173.

Hoffmann, G.W., Kunnath, S.K., Reinhom, A.M., Mander, J.B., 1992. Gravity-load-designed reinforced concrete buildings: Seismic evaluation of existing construction and detailing strategies for improved seismic resistance. *Technical Report NCEER92-0016,* National Centre for Earthquake Engineering Research, SUNY/Buffalo.

Hoffschild, T.E., Prion, H.G.L., Cherry, S., 1993. Seismic retrofit of beam-to-column joints with grouted steel tubes. *Proceedings of the Tom Paulay Symposium on Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings,* University of California, San Diego, La Jolla, CA. pp. 403-431.

Hognestad, E., 1951. A Study of combined bending and axial load in rc members. University of Illinois, *Engineering Experimental Station Bulletin Series* No. 399.

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

Ilki, A., 2000. Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altında doğrusal olmayan davranışı. *Doktora Tezi*, İTÜ.

Ilki, A., Ozdemir, P. And Fukuta, T., 2003. Behaviour of confined concrete and a trilinear stress-strain model. *Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers,* **14**(1), 2853-2871.

Ilki A., Yılmaz E., Demir C. and Kumbasar N., 2004. Prefabricated SFRC jackets for seismic retrofit of non-ductile rectangular reinforced concrete columns. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6.

Ilki, A., Bedirhanoglu, I., Basegmez, I.H., Demir, C., and Kumbasar, N., 2006. Shear retrofit of low strength reinforced concrete short columns with GFRP composites. *The 3rd International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, CICE2006,* Miami, Florida.

Ilki, A., Akgun, D., Goray, O., Demir, C. and Kumbasar, N., 2006. Retrofit of concrete members with externally bonded prefabricated SFRCC Jackets. *16th European Conference of Fracture Failure Analysis of Nano and Engineering Materials and Structures, MMCP S.P. Shah – Sessions,* Alexandroupolis, Greece, July 3-7.

Ilki, A., Demir, C., Bedirhanoglu, I. and Kumbasar, N., 2009. Seismic retrofit of brittle and low strength rc columns using fiber reinforced polymer and cementitious composites. *Journal of Advances in Structural Engineering,* **12**(3), 325-347.

Itoh, M., Katoh, Y., Kanakubo, F. T., 2000. Influence of concrete type and strength to shear behavior of rc panel. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, **22**, 393-398.

Iwan, W.D., 1966. A model for the dynamic analysis of deteriorating structures. *Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering Symposium,* Tokyo, Oct., pp. 227-232.

Jiuru, T., Chaobin, H., Kaijian, Y., and 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.

JSCE, Japan Society of Civil Engineers., 2001. Recommendation for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets. *Concrete Engineering Series 41*.

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

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.

Kanada, K., Kondon, G., Fujii, S., Morita, S., 1984. Relation between beam bar anchorage and shear resistance at exterior beam-column joints. *Transactions of the Japan Concrete Institute.* **6**, 433-440.

Kankam, L.K., 1997. Relationship of bond stress, steel stress and slip in reinforcing concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **123**(1), 79-85.

Kanakubo, T., Shindo F., 1997. Shear behavior of fiber-mesh reinforced plates, non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures. *Proceedings of the Third International Symposium*, **2**, 317-324.

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

Karayannis, C.G., Chalioris, C.E., and Sirkelis, G.M., 2008. 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.G. ve Sirkellis, G.M., 2008. Strengthening and rehabilitation of RC beam–column joints using carbon-FRP jacketing and epoxy resin injection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **37**, 769–790.

Khalifa, A., Gold, W.J., Nanni, A., and Abdel Aziz, M.I., 1998. Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of flexural members. *ASCE Journal of Composites for Construction*. **2**(4)*,* 195-203.

Kitayama, K., Asami, S., Otani, S., and Aoyama, H., 1986. Behavior of RC three-dimensional beam-column connections with slabs. *Transactions of the Japan Concrete Institute*. **8**, 38-388.

Konwinski C. M., 1996. Shear strength of reinforced concrete bridge piers subject to earthquake loading. *M.S. Thesis*. Purdue University, May 1996, 153 pages.

Konwinski C. M., Ramirez J. A., Sozen M. A., 1995. Shear strength of reinforced concrete columns subject to seismic loading. *Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways: Progress in Research and Practice*, San Diego, California. December 10-13, 1995.

Koru, B.Z., 2002. Seismic vulnerability assessment of low-rise reinforced concrete buildings. *PhD thesis*, Purdue University, West Lafayette, Ind., 344 pp.

Krstulovic-Opara N., Shannag M.J., 1999. Compressive behavior of slurry infiltrated mat concrete. *ACI Materials Journal*, **96**(3), 367-377.

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

Lazan, B.J., 1968. *Damping of materials and members in structural mechanics*. Pergamon Press, London, 39 p.

Lehman, D.E. and Moehle, J.P., 2000. Performance-based seismic design of reinforced concrete bridge columns. *Twelfth World Earthquake Engineering Conference*, New Zealand, January 2000.

Leon, R.T., 1989. Interior joints with variable anchorage lengths. *ASCE Journal of Structural Engineering,* **115**(9), 2261-2844.

Leon, R.T., 1990. Shear strength and hysteretic behaviour of beam-column joints. *ACI Structural Journal* **87**(1), 3-11.

Lepage, A., 1997**.** A method for drift-control in earthquake-resistant design of r/c building structures. *Ph.D. Thesis*, Civil Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign.

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

Lykidis, G.C. ve Spiliopoulus, K.V., 2008. 3D solid finite-element analysis of cyclically loaded rc structures allowing embedded reinforcement slippage. *ASCE Journal of Structural Engineering,* **134**(4), 629-638.

Lynn, A.C., 2001. Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns. *Ph.D. Thesis*, University of California at Berkeley, Berkley, California, 2001, 326 pages.

Machida, A., and Maruyama, K., 2002. Design code development for fibre-reinforced polymer structures and repairs. *New Materials In Construction*. **4,** 149-160.

Mains, 1952. Measurement of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars. *American Concrete Inst.* **48**, 225–52.

Marques, J.L.G., Jirsa, J.O., 1975. A study of hooked bar anchorages in beam-column joints. *ACI Journal*, Title No. 72-18, 198-209.

Matamoros, A. B., 1999. A study of drift limits for high-strength concrete columns. *Ph.D. Thesis,* Civil Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign.

Matlab R2007a, 2007. *The Language of Technical Computing.* Version 7.4.0.287 (R2007a).

Meinheit, D. and Jirsa O., 1977. The shear strength of reinforced concrete joints. Final Report on a Research Project Sponsored by The National Science Foundation, *Research Grant GK-40289.* The University of Texas, Austin.

Meinheit, D.F., and Jirsa, O., 1981. Shear strength of R/C beam-column connections. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **107**(ST11), 2227-2244.

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

Minor, J., and Jirsa, J.O., 1975. Behavior of bent bar anchorages. *ACI Journal,* Title No:72-15, 141-149.

Mitra, N. and Lowes, L., 2007. Evaluation, calibration, and verification of a reinforced concrete beam–column joint model. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **133**(1), 105-120.

Mo, Y.L. and Chan, J., 1996. Bond and slip of plain rebar in concrete. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, **8**(4), 208-211.

Moehle J. P., Lynn A. C., Elwood K., and 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.* Sept. 1-2, 1999. Maui, Hawaii.

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. *Elsevier Science Ltd.* Composites Part B 31, 481-497.

Mosalam, K.M., Stephen, A.M. and Rojansky, M., 2003. Evaluation of seismic performance and retrofit of lightweight reinforced concrete shear walls. *ACI Structural Journal,* **100**(6), 693-703.

Mukherjee, A., Joshi, M., 2005. FRPC reinforced concrete beam-column joints under cyclic excitation. *Composite Structure*, **70**(2), 185-199.

Murty, C.V.R., Rai, D.C., Bajpai, K.K., and 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.

Mylrea, T.D., 1948. Bond and anchorage. *ACI Journal*, **44**(Title 44-25), 521-552.

Newmark, N.M., 1959. A method of computation for structural dynamics. *ASCE, Journal of Engineering Mechanics Division,* **85**(EM 3), pp. 67-94.

Newmark, N.M. and Rosenblueth, E., 1971. *Fundamentals of earthquake engineering*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersy, 640 p.

Nesheli, K.N., Yamakawa, T. ve Satoh, H., 2004. Experimental study on retrofitting of shear critical RC columns using pre-tensioned aramid fiber belts. *1st Conference on Application of FRP Composites in Construction and Rehabilitation of Structures* May 4, Tehran, Iran.

NZS 3101, 1982. Code of practice for the design of concrete structures. *Standard Association of New Zealand*, Wellington, Part 1, 127 pp, Part 2 156 pp.

NZSEE, 2006. *New Zeland Society for Earthquake Engineering*, Assessment and Improvement of the structural performance of buildings in earthquakes.

Otani, S., and Sozen, M.A., 1972. Behaviour of multi-story reinforced concrete frames during earthquakes. *Structural Research Series 392, Civil Engineering Studies,* University of Illinois, Urbana, Ill.

Otani, S., 1981. Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake response Analysis. *Journal of the Faculty of Engineering (B),* University of Tokyo, Tokyo, **36**(2), 125-159.

Özyurt, N., Mason, T.O., Shah, S.P., 2005. Lif donatılı beton kirişte lif yönlenmesinin tahribatsız muayenesi için elektriksel bir yöntem: alternatif akım - empedans spektroskopi (AS-ES). *6. Ulusal Beton Kongresi, Yüksek Performanslı Betonlar (Prof. Dr. Yaşar Atan Anısına),* ITU, İstanbul, 16-18 Kasım, 125-137.

Pantelides, C.P., Gergely, I., Reaveley, L.D., Nuismer, R.J., 1997. Rehabilitation of cap beam-column joints with carbon fiber jackets. *Proc., 3rd Int. Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures,* Sapporo, Japan, Japan Concrete Institute, Tokyo, 1, 587-595.

Pantelides, C.P., Gergely, I., Reaveley, L.D., Volnyy, V., 1999. Retrofit of RC bridge pier with CFRP advanced composites. *ASCE Journal of Str. Eng.,* **125**(10), 1094-1099.

Pantelides, C.P., Okahashi, Y. Reaveley, L.D., 2008. Seismic rehabilitation of reinforced concrete frame interior beam-column joints with FRP composites. *ASCE Journal of Composites for Construction,* **12**(4), 435-445.

Pampanin, S., Calvi, G. M., and Moratti, M., 2002. Seismic behaviour of r.c. beam-column joints designed for gravity loads. *Proc. of 12th European Conference on Earthquake Engineering, London*, Paper No. 726.

Pampanin, S., Bolognini, D., and 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.

Pantazopoulou, S.J., Bonacci, J.F., 1994. On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections. *Canadian Journal for Civil Engineering*, **21**, 307-328.

Park, R. and Paulay, T., 1975. *Reinforced concrete structures.* John Wiley & Sons, N.Y.

Patwardhan, C., 2005. Shear strength and deformation modeling of reinforced concrete columns. *Msc Thesis submitted to The Ohio State University*.

Paulay, T., Park, R., and Priestly, M.J.N., 1978. Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions. *ACI Structural Journal,* **75**(6), 585-593.

Paulay, T., 1989. Equilibrium criteria for reinforced concrete beam-column joints. *ACI Structural Journal*, **86**(6), 635-643.

PEER veri tabanı. *http://peer.berkeley.edu/smcat/.*

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.

Priestley, M. J. N., and Calvi, G., M., 1991. Toward a capacity-design assessment procedure for reinforced concrete frames. *Earthquake Spectra*, **7**(3), 413-437.

Priestley M. J. N., Verma R., and Xiao Y. 1994a. Seismic shear strength of reinforced concrete columns. *ASCE Journal of Structural Engineering,* , **120**(8), 2311-2329.

Priestley M.J.N., Seible, F., Xiao, Y., Verma, R., 1994b. Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength-part1: theoretical considerations and test design. *ACI Structural Journal*, **91**(4), 394-405.

Prota, A., Nanni, A., Manfredi, G., Cosenza, E., 2003. Capacity assessment of RC subassemblages upgraded with CFRP. *Journal of Reinforced Plastics and Composites,* **22**(14), 1287-1304.

Pujol, S., 2002. drift capacity of reinforced concrete columns subjected to displacement reversals. *PhD thesis*, Purdue University, West Lafayette, Ind., 311 pp.

Report of ACI-ASCE Committee 326, 1962. Shear and diagonal tension. *ACI Journal*, Proceeding 59, January, pp. 1-30.

Saiidi, M., and Sozen, M.A., 1979. Simple and complex models for non-linear seismic response of reinforced concrete structures. *Structural Research Series 465, Civil Engineering Studies*, University of Illinois, Urbana, Ill.

Salloum, Y.A. and Almusallam, T.H., 2007. Seismic response of interior rc beam-column joints upgraded with FRP Sheets. I: Experimental Study. *Journal of Composites for Construction,* **11**(6), 575-589.

Sasani, M., 2007. Life-safety and near-collapse capacity models for seismic shear behavior of reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal,* **104**(1), 30-38.

Sezen H., 2002. Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns. *Ph.D. Thesis*. Department of Civil and Environmental Engineering. University of California, Berkeley.

Sezen H., and Moehle J.P., 2004. Shear strength model for lightly reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering, ASCE,* **130**(11), 1692-1703.

Shannag, M.J., Barakat, S. and Jaber, F., 2001. Structural repair of shear-deficient reinforced concrete beams using SIFCON. *Magazine of Concrete Research*, **53**(6), 391-403.

Shannag, M.J., Barakat, S. and Abdul-Kareem, M., 2002. Cyclic Behavior of HPFRC-repaired reinforced concrete interior beam-column joints. *Materials and Structures*, **35**, 348-356.

Shimazaki and Sozen M., 1984. Seismic drift of reinforced concrete structures. *Technical Research Report of Hazama-Gumi, Ltd.*

Shiohara, H., 2001. New model for shear failure of rc interior beam-column connections. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **127**(2), 152-160.

Shrestha, R., and 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 2007,* Hong Kong, China.

Smith, S.T., and 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.

Songchau, Zhu and James Jirsa, 1983. A study of bond deterioration in reinforced concrete beam column joints. *Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory*, The University of Texas at Austin.

Soroushian, P., Obaseki, K., Nagi, M., Rojas, M.C., 1988. Pullout behavior of hooked bars in exterior beam-column connections. *ACI Structural Journal*, Tit No. 85-S28, 269-276.

Soroushian, P., and Choi, K.B., 1991. Analytical evaluation of straight bar anchorage design in exterior joints. *ACI Structural Journal*, **88**(2), 161-168.

Sozen, **M. A.,** 1974. Hysteresis in structural elements. *ASME*, *Applied Mechanics in Earthquake Engineering,* MMD- New York, **8**, 63-73.

Stocker, M. F., and Sozen, M. A., 1969. Investigation of prestressed concrete for highway bridges—part v: bond characteristics of prestressing strand. Bulletin 503, *Engineering Experiment Station*, University of Illinois-Urbana, Ill.

Swamy, R.N., 1974. The technology of steel fiber reinforced concrete for practical applications. *Proceedings Institution of Civil Engineers* 143-159.

Takeda, T., Sozen, M.A., and Nielsen, N.N., 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *ASCE, Journal of Structural Division,* **96**(ST2), 2557-2573.

Taşdemir M.A., Ilki A., Yerlikaya M., 2002. Mechanical behaviour of steel fibre reinforced concrete used in hydraulic structures. *Hydro 2002 International Conference on Hydropower and Dams*, 159-166, Kiris-Antalya, November 4-7.

Taşdemir, M.A., Bayramov, F., Kocatürk, N.A., Yerlikaya, M., 2004. Betonun performansa göre tasarımında yeni gelişmeler. *Beton 2004 Kongresi*, İstanbul, 10-12 Haziran.

Teng, J.G., Lam, L., and Chen, J.F., 2004. Shear strengthening of rc beams with FRP composites. *Prog. Struct. Engng Mater,* **6,** 173-184.

Triantafillou, T.C., 1998. Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites. *ACI Structural Journal*. **95**(2)*,* 107-115.

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

TS-500 Betonarme Yapıların Yapım ve Hesap Kuralları, 2000. *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**(1), 3-12.

Tsonos, A.G., Stylianidis, K.A., 1999. Pre-seismic and post-seismic strengthening of reinforced concrete structural subassemblages using composite materials (FRP). *Proc., 13th Hellenic Concrete Conf.*, Rethymno, Greece, 1, pp. 455-466.

Tsonos, A.G., 2000. Effect of vertical hoops on the behavior of reinforced concrete beam-to-column connections. *Journal of European Association for Earthquake Engineering.* European Earthquake Engineering.

Tsonos, A.G., 2002. Seismic repair of exterior R/C beam-to-column joints using two sided jackets. *Structural Engineering and Mechanics*. **13**(1), 17-34.

Tsonos, A.G., 2007. Effectiveness of CFRP-jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam-column subassemblages. *Structural Engineering and Mechanics*, **27**(4), 393-408.

Tsonos, A.G., 2008. Effectiveness of CFRP-jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam-column subassemblages. *Engineering Structures*, **30**, 777-793.

Using Fibre Composite Materials 2000. *Technical Repot Institute.* UK.

Umehara, H.; and Jirsa, J.O., 1982. Shear strength and deterioration of short reinforced concrete columns under cyclic deformations. *PMFSEL Report* No. 82-3, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin Texas, July 1982, 256 pages.

Umemura, H., 1972. Earthquake-resistant design of structures. *Publication of the Faculty of Engineering,* University of Tokyo, Tokyo.

Valluzzi, M.R., Tinazzi, D., Modena, C., 2002. Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates. *Construction and Building Materials* 16. 409–416.

Vandewalle L., 1996. Influence of the yield strength of steel fibres on the toughness of fibre reinforced high strength Concrete. *Proceedings, the CCMS Symposium, Worldwide Advances in Structural Concrete and Masonry,* pp. 496-505, Chicago.

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

Vecchio, F.J. and Collins, M.P., 1986. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal*, **83**(2), 216-231.

Vecchio, F.J. and Nieto, M. 1991. Shear-friction tests on reinforced concrete panels. *ACI, Structural Journal,* **88**(3), 371-379.

Vollum R.L., 1998. Design and analysis of exterior beam column connections. *PhD thesis*, Imperial College of Science Technology and Medicine-University of London.

Wight, J.K.; and Sozen, M.A., 1973. Shear strength decay in reinforced concrete columns subjected to large deflection reversals. *Structural Research Series* No. 403, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana-Champaign, Ill., Aug 1973, 290 pp.

Yalçin, U. and Durrani A. J., 1993. Effect of slab on inelastic response of r/c buildings. *Journal of Structural Engineering*, Vol. **119**(5), 1374-1387.

Ye, L., Yue, Q., Zhao, S., and Li, Q., 2002. Shear strength of reinforced concrete columns strengthened with carbon-fiber-reinforced plastic sheet. *ASCE Journal of Structural Engineering*. **128**(12)*,* 1527-1534.

Yılmaz, E., 2004. Çelik lif takviyeli ön döküm beton paneller ile kolon güçlendirmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Ozawa, K., and Masuda, Y., 2000. Experimental study on seismic behavior of rc short columns strengthened by carbon fiber sheets. composite and hybrid structures. *proceedings of the 6th ASCCS International Conference on Steel-Concrete Composite Structures*, Los Angeles, California. pp. 927-934.

Zerbe, H.E., Durani A.J., 1990. Seismic response of connections in two-bay RC frame subassemblies. *ACI Structural Journal,* **87**(4), 406-415.

Zhang, Z., and Hsu, C.T., 2005. Shear strengthening of reinforced concrete beams using carbon-fiber-reinforced polymer laminates. *ASCE Journal of Composites for Construction*. **9**(2)*,* 158-169.

Zhou, X., Satoh, T., Jiang, W., Ono, A., and Shimizu, Y., 1987. Behavior of reinforced concrete short column under high axial load. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, **9**, 541-548.

EKLER

EK A

EK B

EK C

EK A

A.1. GİRİŞ

Bu ekte deneylerin yapılması ve deney sonuçlarının bölüm 3'de verilmeyen kısımları verilmiştir.

A.2. NUMUNE ÜRETİMİ VE MALZEME DENEYLERİ

A.2.1 Numune Üretimi

A.2.1.1 Şekildeğiştirmeölçerlerin yapıştırılması

Donatı iskeletinin hazırlanmasından sonra hasarın en fazla oluşmasının beklendiği kayma açıklığında boyuna ve enine donatılar üzerine şekildeğiştirmeölçerler yapıştırılmıştır. Şekil A.1'de donatı iskeletinin görünümü verilmiştir.



Şekil A.1 : Donatı iskeletinin görünümü.

Şekildeğiştirmeölçerler yapıştırılmadan önce donatılar üzerinde belirlenen noktalar kalın ve ince zımpara ve tel fırça yardımı ile pastan arındırılmış sonra pamuk ve aseton yardımı ile tozlu yüzeyler temizlenmiştir. Tam olarak temizlenmiş bu yüzeylere şekildeğiştirmeölçerler cyanoacrylat esaslı bir yapıştırıcı ile yapıştırılmış ve ardından su ve nem yalıtımı ile mekanik koruma sağlamak için iki kat kimyasal yalıtım malzemesi (N-1, water proofing material), bir kat bitum esaslı bant (VM

Tape, a vinyl/mastic for insulating and moisture sealing) ve bunun üzerine izole bant sarılmıştır. Tüm şekildeğiştirmeölçerlerin kablolarının ucuna konumunu, cinsini belirtmek üzere numaralar ve notlar yazılmıştır. Kablolar en kısa mesafeden beton yüzeyine çıkacak şekilde demetlenmiştir. Şekildeğiştirmeölçerlerin yapıştırılması ile ilgili bazı aşamalar Şekil A.2'de verilmiştir.



Şekil A.2 : Enine donatılara N-1 uygulaması ve VM bant sarılması.

A.2.1.2 Kalıpların hazırlanması

Elemanların üretiminde kullanılan kalıpların hazırlanması için, laboratuvarda bulunan malzemelerden yararlanılmıştır. Numunelerin beton dökümü sırasında kullanılmak üzere 20 mm kalınlığında plywood malzemesi ile daha önce oluşturulmuş olan özel kalıplar içlerine poliüretan köpükler yerleştirilmek suretiyle hazırlanmıştır, Şekil A.3. Donatı iskeletleri yerleştirilmeden önce kalıplar özel



Şekil A.3 : Kalıpların hazırlanması.

kalıp yağı ile yağlanmış ve donatı iskeletlerindeki enine donatılara istenen 20 mm kalınlığındaki net beton örtüsünün oluşturulabilmesi amacı ile hazır plastik pas payları takılmıştır.

A.2.1.3 Beton dökümü

Betonsa tarafından hazırlanan, 28 günlük standart silindir basınç dayanımı yaklaşık 7 MPa olan hazır beton; tüm elemanlar için aynı gün ve şartlarda kalıplara dökülmüştür, Şekil A.4. Betonun kalıplara mümkün olduğunca iyi yerleşmesini sağlamak amacıyla, döküm sırasında vibrasyon uygulanmıştır. Farklı yaşlardaki betonun mekanik özelliklerini belirlemek üzere, 14 adet standart silindir (150×300 mm) beton örneği alınmıştır. Numunelerin kalıptan çıkarılması ve taşınması amacı ile, beton dökümünden önce numune içinde bırakılan 10 mm çapında nervürlü donatılardan oluşturulan kancalar kullanılmıştır. Beton dökümünü izleyen 7 gün boyunca, olası büzülme çatlaklarının önüne geçebilmek için, elemanların üzeri amerikan beziyle örtülüp sabah ve akşam birer kez sulanarak kür uygulanmıştır.



Şekil A.4 : Beton dökümü.

A.2.1.4 Onarım ve güçlendirme

A.2.1.4.1 Onarım

S-LS-O-1 Numunesinin onarımı

S-LS-O-1, %4.5 öteleme oranına (Ö.O.) kadar test edilmiştir, bu seviyede yük itmede 11.2 kN (kapasitesinin yaklaşık dörtte birine denk gelmektedir) değerine kadar düşmüştür. Deney tamamlandığında, alt kolon kayma açıklığında beton tamamen bütünlüğünü kaybetmiştir (Şekil A.5). Üst kolon kayma açıklığında ise kayma çatlakları oluşmuş, %2.5 öteleme oranına erişildikten sonra hasar gelişimi durmuştur. Bu sebeple, alt kolon kayma açıklığında beton tamamen dökülmüştür. Üst kolon bölgesinde ise yalnızca çatlak civarındaki beton dökülmüştür (Şekil A.6). Bu işlemden sonra alt ve üst kolon yüzleri temizlenmiştir. Alt kolon strafor cinsi bir malzeme ile kalıba alınmış, BASF tarafından üretilen yüksek dayanımlı, büzülme yapmayan, rötresiz çimento esaslı, polimer ve fiber takviyeli, silis dumanı içeren tamir harcı ile (Emaco S88C) dökülen betonların yeri doldurulmuştur, Şekil A.7. Tamir harcı su ile karıştırılıp hazırlandıktan sonra kalıba bir seferde dökülmüştür. Üst kolon test bölgesinde ise epoksi esaslı tamir harcı (Concressive 1406) ile tüm kesit sıvanmıştır, Şekil A.8. Betonun düşük dayanımlı olması sebebiyle epoksi esaslı tamir harcı uygulamasına gidilmiştir. Son olarak, betondaki kılcal çatlakların doldurulması amacıyla enjeksiyon işlemi uygulanmıştır. Bu amaçla çok düşük viskoziteli, çift bileşenli epoksi enjeksiyon malzemesi (Concressive 1302) kullanılmıştır. Özellikle çatlak bölgelerine yakın noktalardan delikler açılmıştır. Deliklere enjeksiyon pompası bağlanmış ve basınç yavaşça artırılmıştır. Enjeksiyon malzemesi diğer delikten ve çatlak bölgesinden çıkmaya başladığında ilk delik kapatılmıştır, Şekil A.9.



Şekil A.5 : S-LS-O-1 numunesinin onarım öncesi durumu (Alt Kolon).



Şekil A.6 : Hasar görmüş betonun dökülmesi.



Şekil A.7 : Emaco S88C uygulaması.

S-LS-O-2 Numunesi onarımı

S-LS-O-2 numunesi %2.5 öteleme oranına kadar test edilmiştir. Bu seviyede alt ve üst kolonlarda hasar dağılımının simetrik olduğu gözlenmiştir. Deney sonunda, alt ve üst kolon test bölgelerinde kayma çatlakları oluşmuştur. Alt ve üst kolon bölgelerinde çatlak civarındaki beton dökülmüştür. Toz numune yüzlerinden arındırıldıktan sonra epoksi esaslı tamir harcı (Concressive 1406) ile alt ve üst kolon

test bölgeleri sıvanmıştır, Şekil A.8. Betondaki kılcal çatlakların doldurulması için S-LS-O-1 numunesinde uygulanan enjeksiyon uygulaması yapılmıştır, Şekil A.9.



Şekil A.8 : Epoksi esaslı tamir harcı uygulaması.



Şekil A.9 : Enjeksiyon uygulaması.

A.2.1.4.2 Güçlendirme

Numunelerin kayma açıklıkları LP kompozit ile enine doğrultuda sarılarak güçlendirilmiştir. LP kompozit uygulaması kiriş yüzeyinden yaklaşık 10 mm boşluk bırakılarak yapılmıştır. Numunelerin ilk önce yüzey hazırlıkları yapılmıştır. Dikdörtgen enkesitli kolonlarda gerilmelerin düzgün dağılmadığı, köşelerde gerilme yığılmalarını sınırlamak için kolonların köşeleri 25 mm yarıçaplı bir çeyrek daire formunda yuvarlatılmıştır, Şekil A.10. Daha sonra yüzeyler kir, toz, yağ ve benzeri maddelerden arındırılmıştır. LP kompozit ile beton yüzeyi arasında yapışmanın daha

iyi sağlanabilmesi için çift bileşenli epoksipolyamin (BASF Primer) astar karışımı sürülmüştür ve numuneler 24 saat bekletilmiştir. Daha sonra yüzeyin LP uygulamasına tamamen hazır hale gelmesi, yüzeyde bulunan boşluklar, ezik yada kopmuş parçaların doldurulması için çift bileşenli epoksi esaslı macun karışım (BASF Rasatura Putty Base, %78 epoksi reçine ve %22 epoksi sertleştirici) sürülmüştür. Böylece esnek, pürüzsüz ve yapışmaya uygun bir yüzey elde edilmiştir.



Şekil A.10 : Numunelerin köşelerinin yuvarlatılması.

LP uygulamasına geçilmeden önce kumaş halindeki malzeme numuneler için güçlendirme tipine göre uygun genişlik ve boylarda kesilerek hazır hale getirilmiştir. Tüm numuneler için bindirme boyu 150 mm olup üst ve alt kat kolonlarında numune üst yüzünde bırakılmıştır. LP kompozitin numune yüzeyine ve birbirine yapışmasını sağlamak için çift bileşenli epoksi yapıştırıcı (Saturant, %76 epoksi reçine ve %24 epoksi sertleştirici) kullanılmıştır. İlk LP kompozit yapıştırılmadan önce yapıştırıcı yüzeye sürülmüş ve ardından kompozit özenli bir şekilde yapıştırılmıştır. Her tabaka için aynı işlem tekrarlanmıştır. Yapıştırma işleminin başarılı olması için, her tabaka yapıştırıldığında el yada demir rulo yardımıyla hava kabarcıklarının çıkması ve yapıştırıcının eşit bir şekilde dağılması sağlanmıştır. Belirlenen boy sarıldıktan sonra bir kat daha yapıştırıcı sürülerek güçlendirme işlemi tamamlanmıştır. Kullanılan epoksi bazlı malzemelerin dayanımını kazanmaları için kür süresi kadar zaman bırakılmıştır, Şekil A.11 ve 12.



Şekil A.11 : Çift bileşenli epoksipolyamin astar karışımı sürülmesi ve çift bileşenli epoksi macun sürülmesi.



Şekil A.12 : Epoksi esaslı yapıştırıcı sürülmesi ve LP kompozit sarılması.

A.2.2 Malzeme Deneyleri

A.2.2.1 Beton

Beton karışımı Çizelge A.1'de verilmiştir. Su/çimento oranı 1.4 olan karışımda, Akçansa PÇ 42.5 portland çimentosu kullanılmıştır. Sinpaş Ocağı'ndan elde edilmiş 1 No'lu kırma taşın en büyük tane çapı 12 mm'dir. Karışımda ayrıca, Akpınar Sülün Ocağı'ndan elde edilen en büyük tane çapı 0.5 mm olan kum kullanılmıştır.

Çizelge A.1: Beton karışımı.

Malzemeler	Çimento	Kum	Su	Kırma Taş I
Miktar (kg/m^3)	150	923	210	1074

Taze betonda kıvamı belirlemek amacı ile 3 ayrı çökme (slump) deneyi yapılmıştır. Çökme konisi 3 aşamada doldurulmuş ve her aşamanın ardından uzun demir bir çubukla betonun 25 defa şişlenmesiyle iyi bir yerleşme sağlanmıştır. Tamamı doldurulan koninin yavaşça çekilmesiyle oluşan çökme, çelik şerit metre yardımıyla ölçülmüştür. Taze betonda yapılan çökme deneyi sonuçları Çizelge A.2'de verilmiştir.

Çizelge A.2 : Taze beton çökme deneyi sonuçları.

Deneme	1	2	3
Çökme (mm)	64	75	66

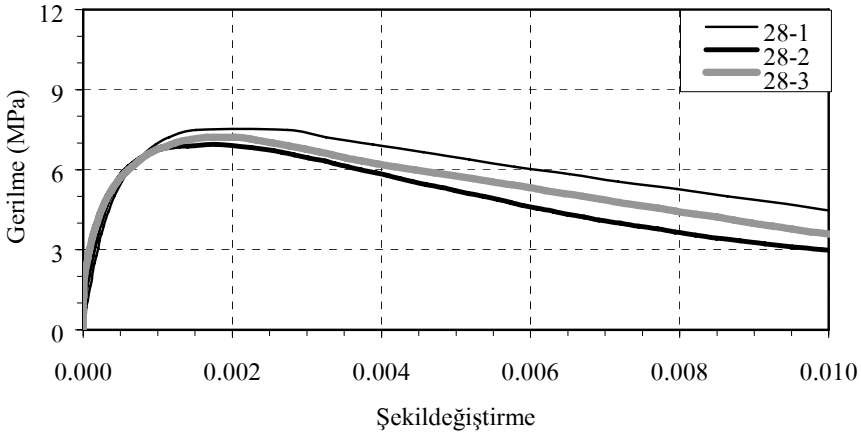
Beton dayanımını belirleyebilmek amacı ile alınan 14 adet standart silindir beton örneğine, güçlendirme çalışması kapsamındaki elemanlarla aynı şartlarda (7 gün, nemli bezle) kür uygulanmıştır. Bu silindirlere, 5000 kN kapasiteli Amsler yükleme aygıtı kullanılarak; 28., 90., 180. ve 360. günlerde, standart silindir basınç deneyleri uygulanmıştır. Deneyler sırasında gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenebilmesi amacıyla TML CM–15 ölçüm çerçevesi (kompresometre) kullanılmıştır. Standart silindirin ölçüm boyundaki (yükseklik boyunca ortadaki 150 mm) yerdeğiştirmeleri ölçmek üzere, ölçüm çerçevesine bağlı konumdaki iki adet yerdeğiştirmeölçer (TML CDP–5), tüm boydaki (300 mm) yerdeğiştirmeleri ölçmek üzere de iki adet yerdeğiştirmeölçer (TML CDP–25) kullanılmıştır. CDP-25 türündeki yerdeğiştirmeölçerler, standart silindire 100 mm mesafede yerleştirilmişlerdir, Şekil A.13. Elektronik veri toplayıcı yardımıyla (TML TDS-303) kaydedilen veriler, bilgisayar ortamında değerlendirilmiştir.

28, 90, 180 ve 360 günlük betonun, standart silindir basınç deneylerinden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri, sırasıyla; Şekil A.14, Şekil A.15, Şekil A.16 ve Şekil A.17'de verilmiştir. Grafiklerdeki eksenel şekildeğiştirmelerin hesabı için orta bölgeden (yükseklik boyunca ortadaki 150 mm) alınan yerdeğiştirme değerleri

kullanılmıştır. Numuneler için elastisite modülü belirlenirken, gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinde yaklaşık olarak dayanımın %5 ve %45'i arasında elde

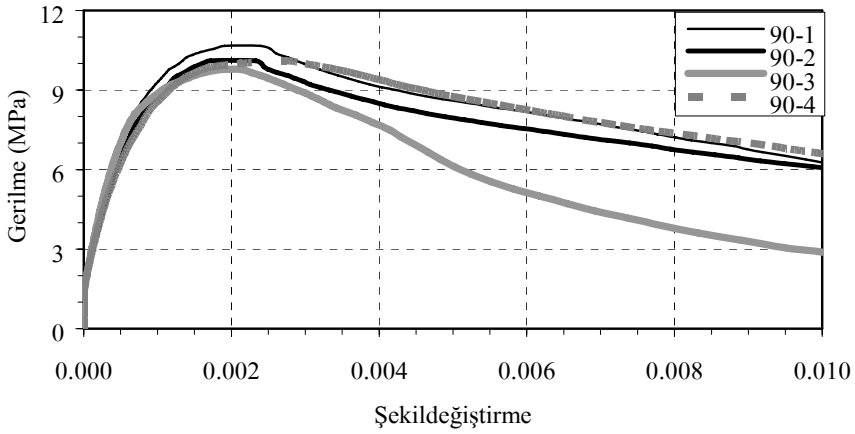


Şekil A.13 : Standart silindir deneyi.

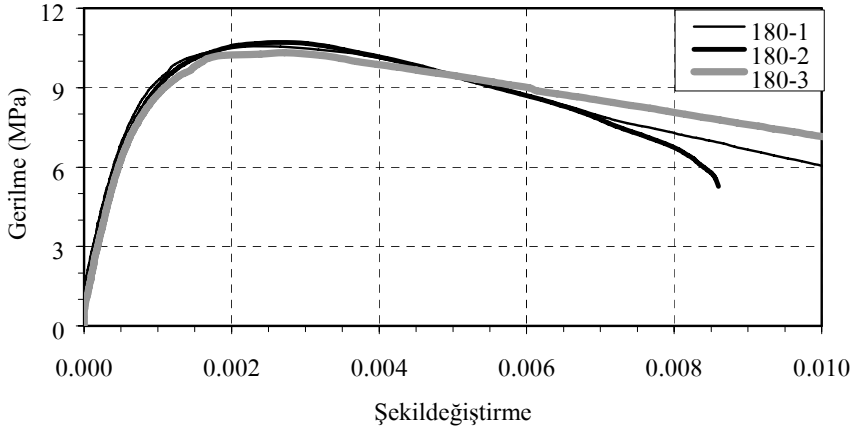


Şekil A.14 : 28 günlük betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.

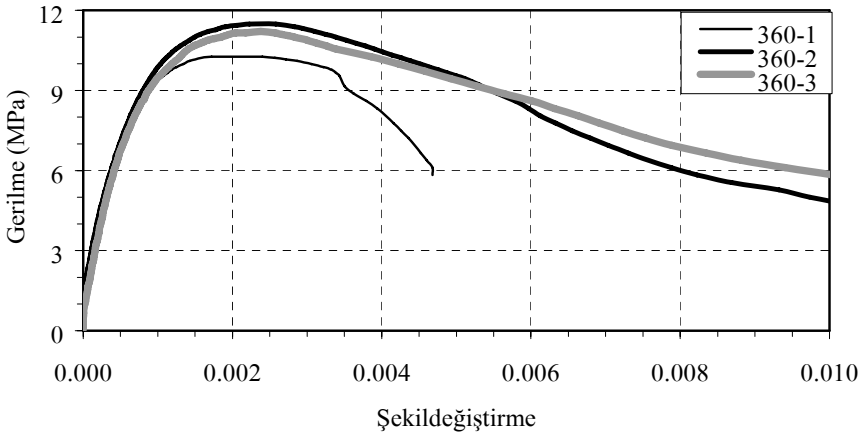
edilen deneysel noktalar arasından en küçük kareler yöntemi kullanılarak bir doğru geçirilmiş ve belirlenen doğrunun eğimi elastisite modülü olarak kabul edilmiştir. Standart silindirlerin basınç deneylerinden elde edilen beton mekanik özellikleri Çizelge A.3'de özetlenmiştir. Beton basınç dayanımının 360 günden sonra değişmediği kabul edilerek daha sonraki günler için bu değer olan 11 MPa kullanılmıştır.



Şekil A.15 : 90 günlük betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.



Şekil A.16 : 180 günlük betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.



Şekil A.17 : 360 günlük betonun standart silindir gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri.

Çizelge A.3 : Standart silindir basınç deneylerinin sonuçları.

Standart silindir	Beton yaşı (Gün)	Basınç dayanımı f'_c (MPa)	Ort. basınç dayanımı $f'_{c,ort}$ (MPa)	Elastisite modülü E_c (MPa)	Ort. elastisite modülü $E_{c,ort}$ (MPa)
28-1	28	7.5	7.2	14034	14029
28-2	28	6.9		14422	
28-3	28	7.2		13632	
90-1	90	10.7	10.2	15130	14089
90-2	90	10.1		13471	
90-3	90	9.8		15025	
90-4	90	10.1		12728	
180-1	180	10.6	10.5	15024	14200
180-2	180	10.7		14062	
180-3	180	10.3		13515	
360-1	360	10.3	11.0	15039	14678
360-2	360	11.5		14334	
360-3	360	11.2		14660	

A.2.2.2 Donatı çeliği

Tüm numunelerde boyuna donatı için nervürlü, enine donatı için ise düz yüzeyli donatı çeliği kullanılmıştır. Boyuna donatı olarak 20 mm çapında ortalama 491 MPa akma dayanımına sahip, enine donatı olarak ise 8 mm çapında ve ortalama 348 MPa akma dayanımına sahip donatı çeliği kullanılmıştır. Çelik çekme deneyleri İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Laboratuvarında 20 t kapasiteli Amsler mekanik

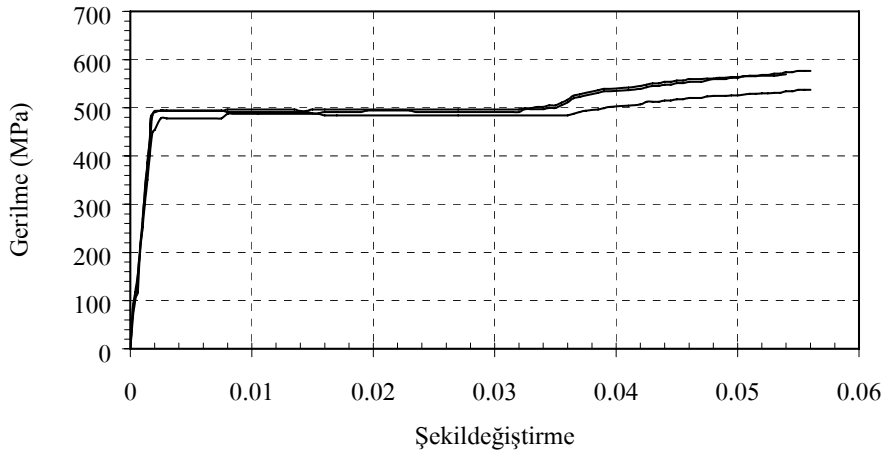
Çizelge A.4 : Boyuna donatı çekme deneyi sonuçları.

Φ20	No.1	No.2	No.3	Ortalama
Donatı çapı (mm)	19.8	20	19.9	19.9
Akma gerilmesi (MPa)	496	484	494	491
Akma şekildeğ.	0.002	0.002	0.002	0.002
Pekleşme gerilmesi (MPa)	504	501	511	505
Pekleşme şekildeğ.	0.036	0.037	0.036	0.036
En büyük gerilme (MPa)	631	600	673	635
En büyük gerilmeye karşı gelen şekildeğ.	0.183	0.193	0.163	0.18
Kopma gerilmesi (MPa)	471	441	463	458
Kopma şekildeğ.	0.29	0.28	0.28	0.29
E_s (MPa)	192234	202294	198703	197744

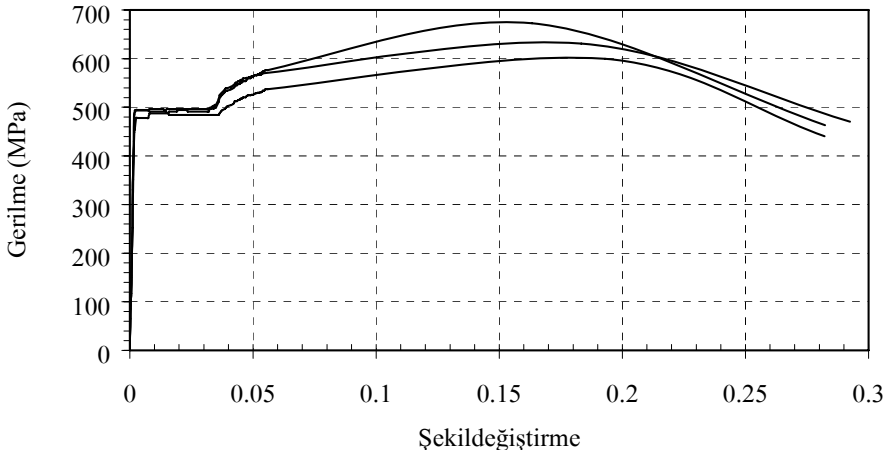
çekme cihazı kullanılarak TS708 (1985) standardına uygun olarak yapılmıştır. Boyuna donatı çeliği için yapılan çelik çekme deneyi sonuçları Çizelge A.4'de, gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil A.18 ve 19'da verilmiştir. Çizelgede E_s, donatı elastisite modülünü göstermektedir. Enine donatı için yapılan çelik çekme deneyi sonuçları Çizelge A.5'de, gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil A.20 ve 21'de verilmiştir.

Çizelge A.5 : Enine donatı çekme deneyi sonuçları.

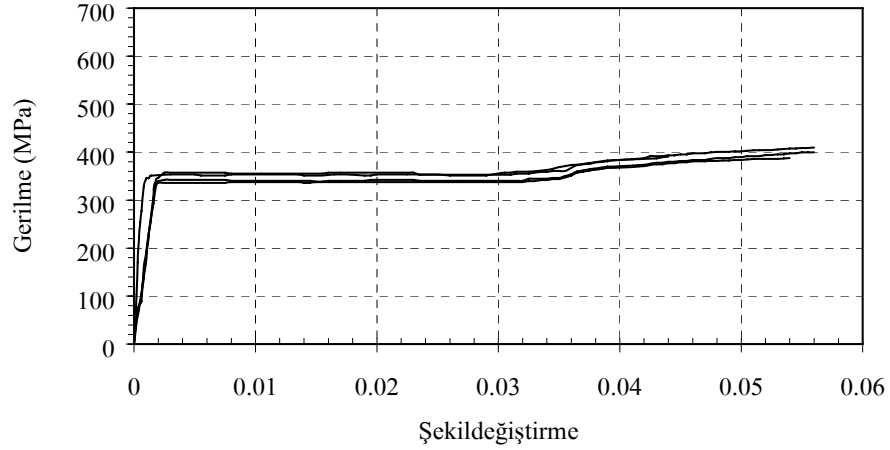
ϕ8	No.1	No.2	No.3	No.4	Ortalama
Donatı çapı (mm)	8.0	7.9	8.0	8.0	8.0
Akma gerilmesi (MPa)	338	357	342	353	348
Akma şekildeğ.	0.0018	0.002	0.002	0.002	0.002
Pekleşme gerilmesi (MPa)	348	367	346	365	357
Pekleşme şekildeğ.	0.035	0.036	0.034	0.034	0.035
En büyük gerilme (MPa)	430	456	466	474	456
En büyük gerilmeye karşı gelen şekildeğ.	0.172	0.197	0.156	0.173	0.174
Kopma gerilmesi (MPa)	320	335	321	334	328
Kopma şekildeğ.	0.282	0.292	0.286	0.288	0.287
E_s (MPa)	192234	202294	198703	188975	195551



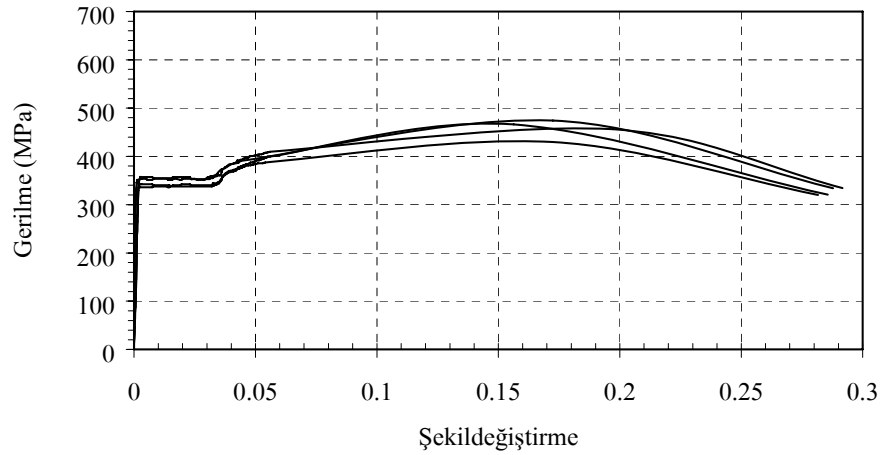
Şekil A.18 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi (Φ20).



Şekil A.19 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi (Φ20).



Şekil A.20 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi (ϕ8).



Şekil A.21 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi (ϕ8).

A.2.2.3 Onarım ve güçlendirme malzemeleri

Orijinal olarak test edilen numunelerin onarımında BASF tarafından üretilen, polimer ve lif katkılı, silis dumanı içeren, yüksek dayanımlı, klor ve sülfata dayanıklı rötresiz çimento esaslı tamir harcı (Emaco S88 C) kullanılmıştır. Bu malzemenin uygulaması oldukça kolay olup, sadece su ile karıştırılarak kullanılmaktadır. Ürünün firma tarafından verilen özellikleri Çizelge A.6'da verilmiştir.

Çizelge A.6 : Emaco S88 C tamir harcı malzemesinin teknik özellikleri.

Karışımın yoğunluğu (kg/lt)	2.23
Eğilme dayanımı (MPa)	8
Basınç dayanımı (MPa)	70
Çekme dayanımı (MPa)	2
Elastisite modülü (MPa)	28000

Diğer bir onarım malzemesi, çok düşük viskoziteli Concresive 1302 epoksi enjeksiyon malzemesidir. Concresive 1302, genişliği 0.2-1.0 mm olan çatlakların onarımı için kullanılır. Çok düşük viskoziteye sahip olduğundan düşük basınçta da enjekte edilebilir. Ürünün firma tarafından verilen özellikleri Çizelge A.7'de gösterilmiştir.

Çizelge A.7 : Concresive 1302 epoksi enjeksiyon malzemesinin teknik özellikleri.

Hacimsel katı madde oranı (%)	100
Karışımın yoğunluğu (kg/lt)	1.06 ± 0.05
Eğilme dayanımı (MPa)	75
Basınç dayanımı (MPa)	110
Çekme dayanımı (MPa)	45
Elastisite modülü (MPa)	3100-3300
Viskozite (mPa.s)	700
Genleşme (%)	2.5-3

Güçlendirme aşamasında ise, uygulanacak LP malzemenin betona aderansını tam olarak sağlamak için ilk olarak BASF astar kullanılmıştır. BASF astar, iki bileşenli düşük viskoziteli, katı madde oranı %100 olan epoksipolyamin bir üründür. Karışım oranı üretici firma tarafından ağırlıkça; %77 epoksi reçine ve %23 epoksi sertleştirici

olarak verilmektedir. İlk olarak epoksi reçine mekanik olarak karıştırılmış, ardından epoksi sertleştirici katılarak homojen bir karışım elde etmek için yaklaşık 1 dakika karıştırılmıştır. Özgül ağırlığı 1.08 ± 0.024 kg/lt, uygulama kalınlığı 90 μm'dir. Üretici firma tarafından verilen bazı mekanik özellikler Çizelge A.8'de verilmiştir.

Çizelge A.8 : BASF astarın mekanik özellikleri.

Elastisite modülü (MPa)		Çekme dayanımı (MPa)	
Çekme	> 700	Direk	> 12
Eğilme	> 580	Eğilme	> 24

BASF astar uygulamasının ardından BASF rasatura putty kullanılmıştır. BASF rasatura putty, güçlendirilecek elemanların yüzeylerinin düzeltilmesi amacı ile kullanılmıştır. Özgül ağırlığı 1.26 ± 0.024 kg/lt'dir. Karışım oranı ağırlıkça; %78 epoksi reçine ve %22 epoksi sertleştirici olarak belirlenmiştir. İlk olarak epoksi reçine mekanik olarak karıştırılmış, ardından epoksi sertleştirici katılarak homojen bir karışım elde etmek için yaklaşık 3 dakika karıştırılmıştır. Üretici firma tarafından verilen bazı mekanik özellikler Çizelge A.9'da verilmiştir.

Çizelge A.9 : BASF rasatura puttynin mekanik özellikleri.

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

LP tabakalarının betona ve birbirlerine yapışmasını sağlamak için BASF saturant kullanılmıştır. BASF saturant, katı madde oranı yüksek, iki bileşenli, özgül ağırlığı 1.02 ± 0.024 kg/lt olan özel bir yapıştırıcıdır. Karışım oranı ağırlıkça; %76 epoksi reçine ve %24 epoksi sertleştirici olarak belirlenmiştir. İlk olarak epoksi reçine mekanik olarak karıştırılmış, ardından epoksi sertleştirici katılarak homojen bir karışım elde etmek için yaklaşık 1 dakika karıştırılmıştır. Üretici firma tarafından verilen bazı mekanik özellikler Çizelge A.10'da verilmiştir.

Çizelge A.10 : BASF saturantın mekanik özellikleri.

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

Bu tez çalışmasında güçlendirme malzemesi olarak MBrace FRP C1-30 türü karbon lifli polimer ve MBrace G-60AR türü cam lifli polimer tabakaları kullanılmıştır. LP uygulamaları günümüzde geniş bir kullanım alanına sahiptir. Beton, çelik, taşıyıcı tuğla ve ahşap elemanların eğilme, çekme, kesme ve basınca karşı dayanımlarının artırılması amacı ile kullanılır. LP malzemeler kopma dayanımına ulaşana kadar doğrusal bir gerilme şekildeğiştirme ilişkisi gösterirler. Çizelge A.11'de sırası ile C1-30 türü karbon lifli ve G-60AR türü cam lifli polimer tabakaların mekanik ve geometrik özellikleri verilmiştir.

Çizelge A.11 : Karbon ve Cam LP tabakaların mekanik ve geometrik özellikleri.

Özellikler	C1-30 Karbon LP	G-60AR Cam LP
Elastisite modülü (MPa)	230000	65000
En büyük uzama (%)	1.5	2.8
Karakteristik kopma dayanımı (MPa)	3430	1700
20 cm bindirme ile eklenme durumunda kopma dayanımı (MPa)	3430	1700
Birim hacim ağırlığı (kg/m^3)	1820	2600
Etkili tabaka kalınlığı (mm)	0.165	0.23
Tabaka örgü şekli	tek yönlü	tek yönlü

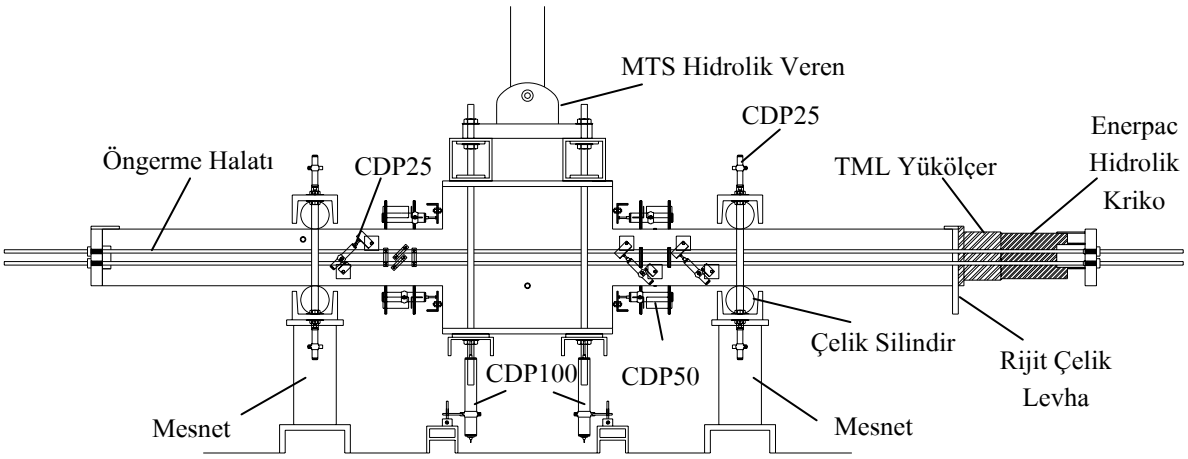
A.3. DENEY DÜZENEĞİ, YÜKLEME PLANI VE ÖLÇÜM SİSTEMİ

A.3.1 Deney Düzeneği

Deney düzeneği şematik olarak Şekil A.22'de verilmiştir. Numuneler iki kenarından deney düzeneğine basit mesnetli olarak bağlanarak, sabit eksenel yük ve yön değiştiren tekrarlı yatay yükler etkisinde denenmişlerdir. Numuneler deney düzeneği içerisine yatay konumda yerleştirildiği için, yatay yükler düşey doğrultuda uygulanmıştır.

Deprem esnasında yapı elemanları dinamik yön değiştiren tekrarlı eğilme ve kesme kuvvetlerinin yanı sıra değişken eksenel kuvvetlerin etkisindedir. Ancak bu durumun laboratuvar ortamında modellenmesi oldukça zor olduğundan yükler statik olarak etkitilmiştir. Statik yüklemeli deneylerin en büyük avantajı yüklemenin adım adım ve

geniş bir zaman aralığında gerçekleşmesi nedeniyle eleman davranışının ve hasar durumunun çok daha sağlıklı ve detaylı bir şekilde gözlenebilmesidir.



Şekil A.22 : Numune ve yükleme sisteminin genel görünümü.

Yükleme çevrimleri numuneye adım adım uygulanan yerdeğiştirmeler ile gerçekleştirilmiştir. Her bir yerdeğiştirme adımı 7 saniyelik sürede verilmiştir. Bu sürenin ilk 2 saniyesinde hedeflenen yerdeğiştirme artışı gerçekleşmektedir. Sonraki 1 saniyede yükleme sistemi veri toplama sistemine sinyal göndermekte, son 4 saniyede ise ölçüm cihazlarından alınan veriler toplanmaktadır. Veri toplama sistemi 1 kanaldan 0.06 saniyede veri alabilmektedir. Her bir yükleme adımında verilen yerdeğiştirme artışı genel olarak o çevrimdeki hedef yerdeğiştirmenin 1/10'u kadar olacak şekilde belirlenmiştir. Ancak büyük hedef yerdeğiştirmelere ulaşıldığında yükleme hızı hiç bir zaman 1 mm/adım seviyesinin üzerine çıkarılmamıştır.

Yatay yükler bilgisayar kontrollü MTS hidrolik veren kullanılarak numunelerin ortasında bulunan 200×600 mm enkesitli kiriş parçasına etkitilmiştir. Hidrolik veren itme ve çekmede 250 kN yük kapasitesine ve toplam 600 mm yerdeğiştirme kapasitesine sahiptir. Tüm deneyler yerdeğiştirme kontrollü olarak yapılmış ve kontrol sisteminde MTS verenin yerdeğiştirme aralığı ±150 mm olarak tanımlanmıştır. Mesnetlerde numunenin alt ve üstüne yerleştirilen 100×200 mm boyutlarında dolu gövdeli çelik silindirler basit mesnet koşullarını sağlamıştır. Çelik

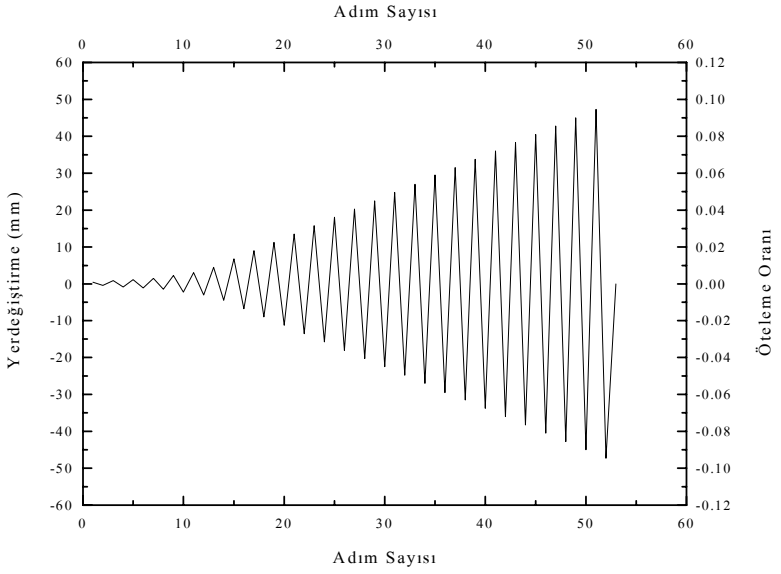
silindirler U profillerin içine yerleştirilmiş ve profiller birbirlerine yüksek dayanımlı bulunlarla bağlanmıştır. Eksenel yükün uygulanması için numune, yükölçer ve hidrolik kriko, iki kalın çelik levha arasına 4 adet 4 m boyunda 3/4 inch çapında öngerme kablosu ile sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Daha sonra hidrolik krikoya yük verilerek, numuneye öngerme kabloları aracılığı ile eksenel kuvvet etkitilmesi sağlanmıştır.

Eksenel kuvvet 600 kN kapasiteli Enerpac hidrolik kriko kullanılarak uygulanmıştır. Deney süresince numuneye 63 kN'luk sabit eksenel yük uygulanmıştır. Bu eksenel yük miktarı 11 MPa'lık beton dayanımına göre eksenel yük kapasitesinin %19'una karşı gelmektedir. Deney boyunca numune ile kriko arasına yerleştirilen 1000 kN kapasiteli TML (CLP-100CMP) yükölçer aracılığı ile eksenel yük seviyesi kontrol edilmiş ve gerektiğinde kriko kullanılarak eksenel yükün 63 kN'da yaklaşık sabit kalması sağlanmıştır. Eksenel yükün numune üzerinde üniform dağılmasını sağlamak amacıyla numunenin iki ucunda 10 mm kalınlığında çelik levhalar yerleştirilmiştir. Ayrıca eksenel yük dağılımın üniform olup olmadığı donatılara yapıştırılan şekildeğiştirmeölçerler yardımıyla kontrol edilmiştir. Deney öncesinde bir miktar eksenel yük verilerek şekildeğiştirme dağılımı gözlenmiş, şekildeğiştirme dağılımının üniform olmaması halinde öngerme halatlarının gerginliği değiştirilerek dağılımın mümkün olduğunca düzgün olması sağlanmıştır.

A.3.2 Yükleme Planı

Tüm deneyler yerdeğiştirme kontrollü statik yükleme şeklinde gerçekleştirilmiştir. Yükleme, adım adım gerçekleştirildiğinden her adımdan sonra numunenin davranışı göz önüne alınmış ve bir sonraki yükleme adımına karar verilmiştir. Numunenin orta noktasının yaptığı düşey yerdeğiştirme (kontrol yerdeğiştirmesi, δ), kiriş yüzünden mesnede kadar olan L boyuna bölündüğü takdirde elde edilen oran öteleme oranı (δ/L) olarak tanımlanır. İşte bu öteleme oranının katları seçilerek yükleme adımları belirlenmiştir. Yükleme patronunun içerdiği hedef yerdeğiştirme değerlerine karşı

gelen öteleme oranları; ±0.0010 (±0.45 mm), ±0.0020 (±0.90 mm), ±0.0025 (±1.13 mm), ±0.0033 (±1.50 mm), ±0.0050 (±2.25 mm), ±0.0067 (±3.00 mm), ±0.0100 (±4.50 mm), ±0.0150 (±6.75 mm), ±0.0200 (±9.00 mm), ±0.0250 (±11.25 mm), ±0.0300 (±13.50 mm), ±0.0350 (±15.75 mm), ±0.0400 (±18.00 mm), ±0.0450 (±20.25 mm), ±0.0500 (±22.50 mm), ±0.0550 (±24.75 mm), ±0.0600 (±27.00 mm), ±0.0650 (±29.50 mm), ±0.0700 (±31.50 mm), ±0.0750 (±33.75 mm), ±0.0800 (±36.00 mm), ±0.0850 (±38.25 mm), ±0.0900 (±40.50 mm), ±0.0950 (±42.75 mm), ±0.1000 (±45.00 mm) ve ±0.1050 (±47.25 mm) şeklinde uygulanmıştır. Her bir yerdeğiştirme seviyesinde tek bir çevrim yapılmıştır. Örneğin, ±0.0010 (±0.45 mm) çevriminde, önce +0.45 mm itme değerine gidilmiş ardından -0.45 mm çekme değerine gidilerek bir çevrim tamamlanmıştır. Referans numuneler için; S-LS-O-1 numunesine ağır hasar, S-LS-O-2 numunesine ise hafif hasar verilmiştir. Diğer tüm numunelerde önemli dayanım kaybı olana kadar yüklemeye devam edilmiş olup, tüm numunelere özdeş yükleme patronu uygulanmıştır. Sekil A.23'de yükleme planı gösterilmiştir.

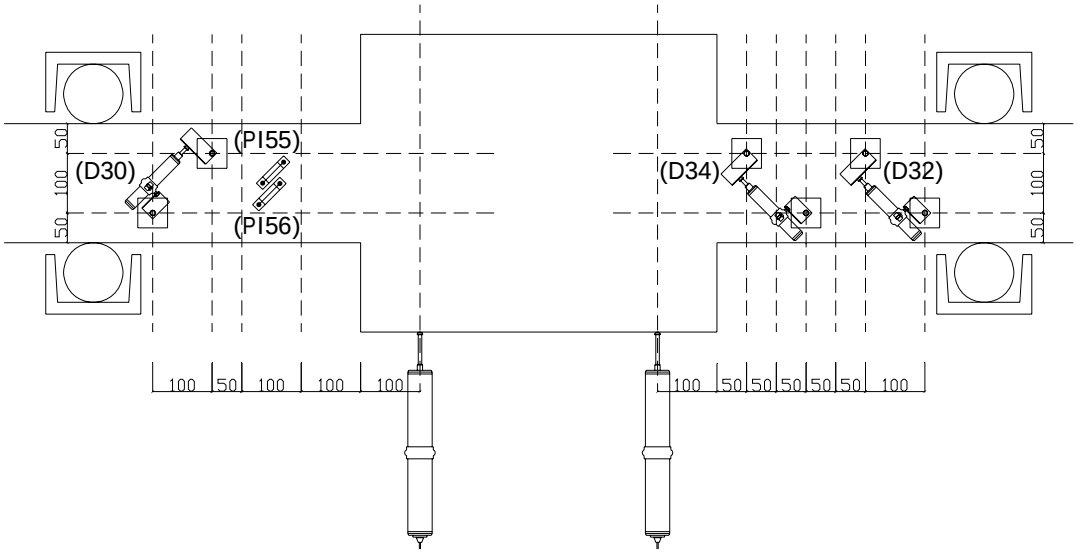


Şekil A.23 : Yükleme planı.

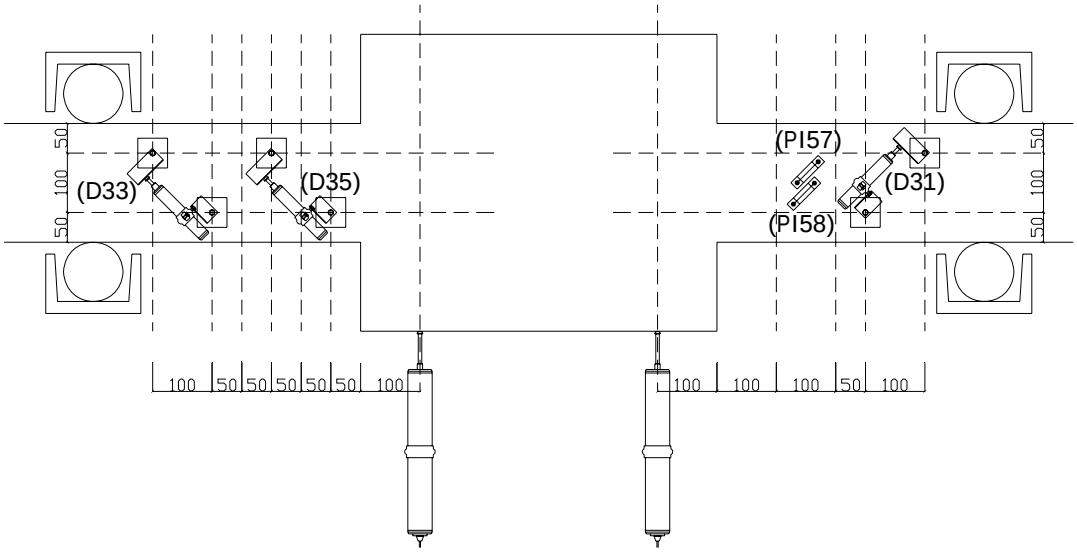
A.3.3 Ölçüm Sistemi

Ölçüm sistemi TML yerdeğiştirmeölçerler, TML YFLA-5, FLA-3 ve PL-60 tipi şekildeğiştirmeölçerler ve 1000 kN kapasiteli TML yükölçer ile MTS verenin dahili yükölçeri ve yerdeğiştirme ölçerinden oluşmaktadır. Bu ölçme cihazlarından gelen veriler TML ASW-50C veri çoğaltma kutusuna ardından TML TDS 303 veri toplayıcıya ulaşmaktadır. Toplanan veriler daha sonra işlenmek üzere bilgisayara aktarılmaktadır. Alt ve üst kolon kayma açıklıklarında ortalama kesit eğriliklerini belirleyebilmek üzere 100 mm ve 200 mm ölçüm boylarında toplam 8 adet CDP50 tipi yerdeğiştirmeölçer yerleştirilmiştir. Alt kolon ölçüm bölgesine, 100 mm ölçüm boyunda H11, H12 ve 200 mm ölçüm boyunda H21, H22 numaralı yerdeğiştirmeölçerler, aynı şekilde üst kolon ölçüm bölgesine, 100 mm ölçüm boyunda H13, H14 ve 200 mm ölçüm boyunda H23, H24 numaralı yerdeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Bu yerdeğiştirmeölçerler betona 5 cm gömülen 10 mm çapında bulunlara mesnetlendirilmiştir. Ölçüm boyları belirlenirken enine ve boyuna donatının konumlarına dikkat edilmiştir. Diyagonal doğrultudaki şekildeğiştirmeleri belirleyebilmek için bazı ölçüm aletleri numune üzerine 45^0'lik bir açıyla sabitlenmişlerdir. Diyagonal şekildeğiştirmelerin ölçümü için, alt kolon ölçüm bölgesine, 4 adet PI-2-50 tipi yerdeğiştirmeölçer ve 2 adet CDP 25 tipi yerdeğiştirmeölçer, üst kolon ölçüm bölgesine ise 4 adet CDP 25 tipi yerdeğiştirmeölçer yerleştirilmiştir. PI-2-50 tipi yerdeğiştirmeölçerler, kendi pirinç ayakları macunlanarak, 50 mm açıklıklı metal şablonlar yardımıyla hassas bir şekilde numune yüzüne sabitlenmişlerdir. Alt kolon ölçüm bölgesinde, ön yüze PI55, PI56 numaralı yerdeğiştirmeölçerler, aynı şekilde arka yüze ise PI56, PI58 numaralı yerdeğiştirmeölçerler yerleştirilmiştir. Alt kolon ölçüm bölgesinde, ön yüze D30 numaralı yerdeğiştirmeölçer, arka yüze ise D31 numaralı yerdeğiştirmeölçer sabitlenmiştir. Üst kolon ölçüm bölgesinde, ön yüze D32 ve D34 numaralı yerdeğiştirmeölçerler, arka yüze ise D33 ve D35 numaralı yerdeğiştirmeölçerler sabitlenmiştir. Ön yüzde bulunan, D30, D32 ve D34 numaralı CDP25 tipi

yerdeğiştirmeölçerler ile PI55 ve PI56 numaralı PI-2-50 tipi şekildeğiştirmeölçerler itme yönünde kısalmaktadır. Arka yüzde bulunan, D31, D33 ve D35 numaralı CDP25 tipi yerdeğiştirmeölçerler ile PI57 ve PI58 numaralı PI-2-50 tipi şekildeğiştirmeölçerler itme yönünde uzamaktadır. Şekil A.24 ve 25'de, diyagonal şekildeğiştirmeleri ölçen alet sistemi numune üzerinde gösterilmiştir.



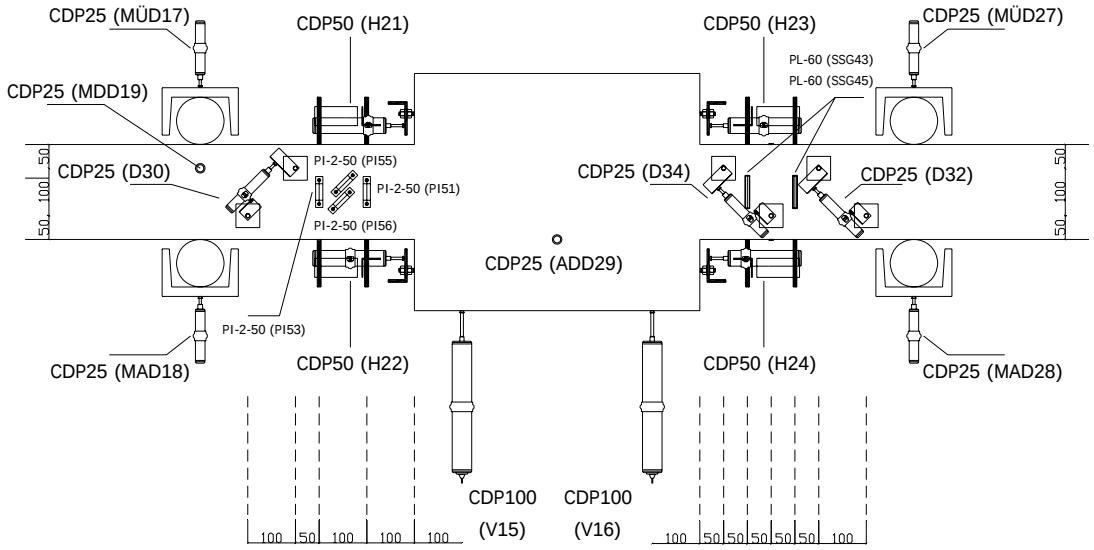
Şekil A.24 : Diyagonal doğrultuda yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerin ön yüzdeki düzeni.



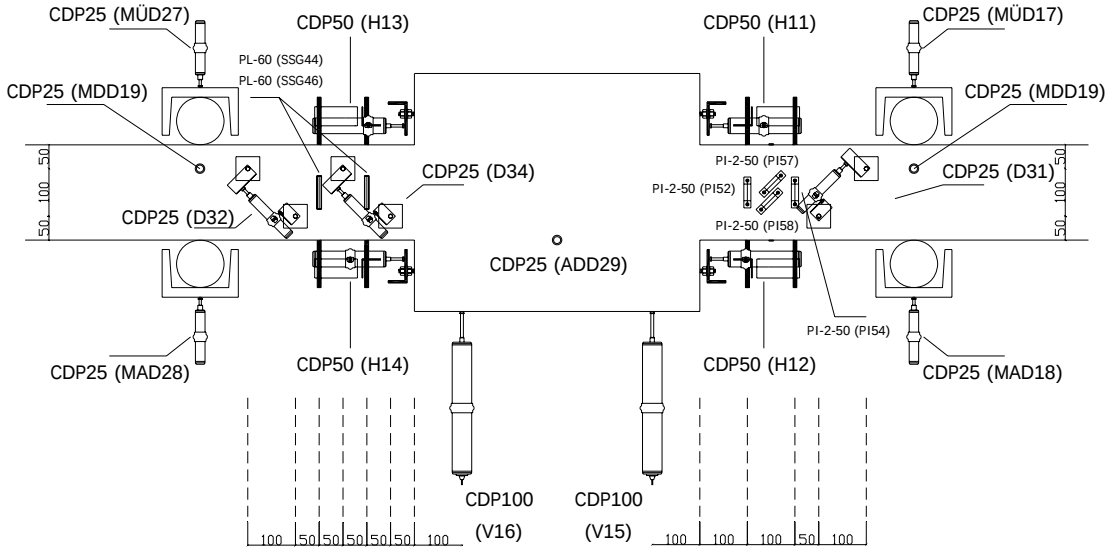
Şekil A.25 : Diyagonal doğrultuda yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerlerin arka yüzdeki düzeni.

Enine doğrultudaki şekildeğiştirmeleri ölçebilmek için PI-2-50 tipi yerdeğiştirmeölçerler ve PL-60 tipi şekildeğiştirmeölçerlerden yararlanılmıştır. Alt kolon ölçüm bölgesine, birleşim kesitinden 100 mm mesafede PI51, PI52 ve 200 mm mesafede PI53, PI54 numaralı PI-2-50 tipi yerdeğiştirmeölçerler, üst kolon ölçüm bölgesine ise birleşim kesitinden 100 mm mesafede SSG43, SSG44 ve 200 mm mesafede SSG45, SSG46 numaralı PL-60 tipi şekildeğiştirmeölçerler kesit orta yüksekliklerinde olmak kaydıyla yapıştırılmışlardır. Ayrıca, numune üst kenarına birleşim kesitinden 150 mm mesafede SSG41 numaralı PL-60 tipi şekildeğiştirmeölçer ve numune alt kenarına 150 mm ölçüm boyunda SSG42 numaralı PL-60 tipi şekildeğiştirmeölçerler yerleştirilmişlerdir, Şekil A.26 ve 27.

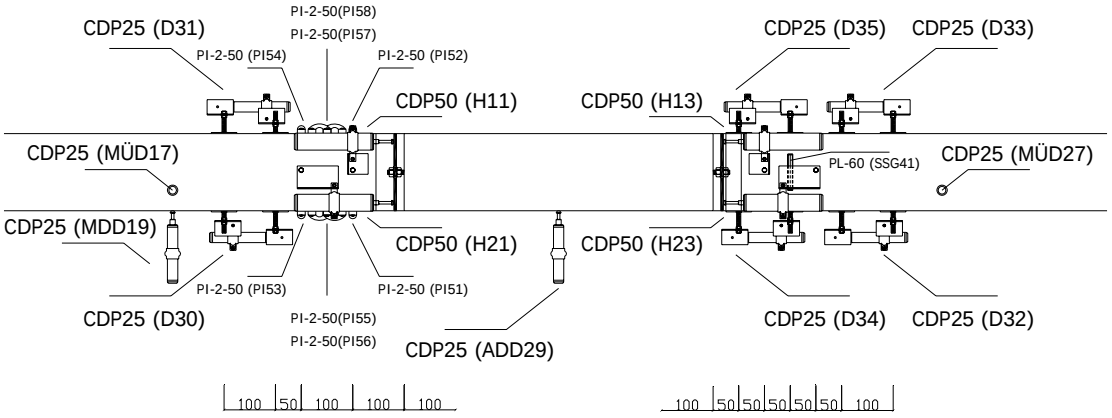
Deneyler yerdeğiştirme kontrollü olarak gerçekleştirildiğinden, numunenin orta noktasının yaptığı düşey yerdeğiştirme kontrol yerdeğiştirmesi olarak esas alınmıştır. Bu amaçla tüm numunelerde numunenin alt yüzüne düşey konumda CDP100 tipi, V15 ve V16 yerdeğiştirmeölçerleri yerleştirilmiştir. Numunelerin düzlem dışı hareketi için deney düzeneğinden bağımsız bir çerçeveye sabitlenmiş CDP25 kullanılmıştır. Mesnetlerin düşey yönde hareketinin kontrolü için ise sol ve sağ mesnetlerin altına ve üstüne CDP25 yerdeğiştirmeölçerleri yerleştirilmiştir. Ölçüm sistemi şematik olarak Şekil A.26 ve 29'da verilmiştir. Deneylerde kullanılan ölçüm aletlerinin özellikleri Çizelge A.12'de verilmiştir. Bu çizelgede yer, amaç, doğrultu sütununda; alt kolon üst yatay - eğrilik (100 mm) ifadesinde alt kolon üst yatay ilgili aletin pozisyonunu, eğrilik ilgili aletin ölçüm amacını ve (100 mm) ise birleşim kesitine olan mesafesini göstermektedir. Diyagonal ölçüm sistemi için birleşim kesitine olan mesafeler ilgili alet merkezine olan uzaklıktır.



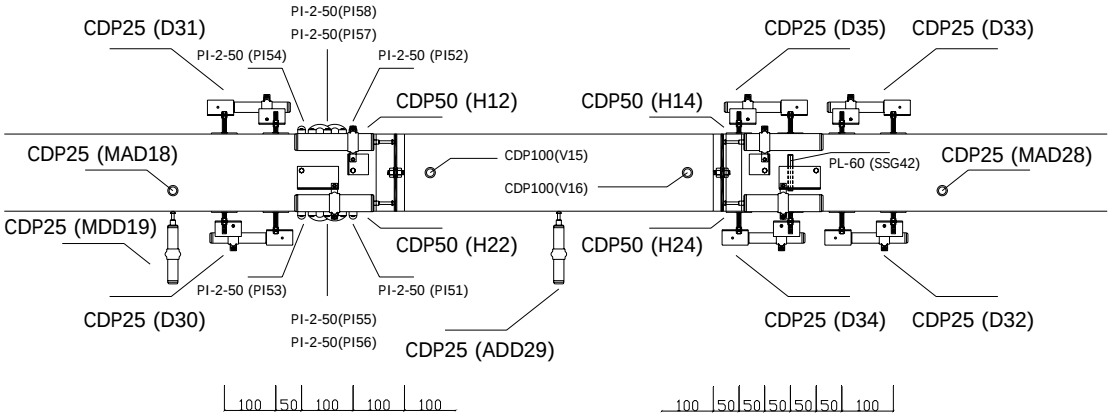
Şekil A.26 : Ölçüm aletlerinin pozisyonlarının önden görünümü.



Şekil A.27 : Ölçüm aletlerinin pozisyonlarının arkadan görünümü.



Şekil A.28 : Ölçüm aletlerinin pozisyonlarının üstten görünümü.



Şekil A.29 : Ölçüm aletlerinin pozisyonlarının alttan görünümü.

Donatıların şekildeğiştirmelerini belirlemek için iki farklı tipte (YFLA-5, FLA-3) şekildeğiştirmeölçer kullanılmıştır. İki tip şekildeğiştirmeölçer arasındaki en önemli fark YFLA-5 tipi şekildeğiştirmeölçerlerin yapıştırıldıkları donatıların akmasından sonra da sağlıklı ve güvenilir sonuç vermesidir. YFLA-5 ve FLA-3 türü şekildeğiştirmeölçerler boyuna yada enine donatılara yapıştırılmıştır. Kesme etkilerine dayanamayarak göçmesi beklenen numunelerde enine donatılarda YFLA-5 tipi, boyuna donatılarda ise FLA-3 tipi şekildeğiştirmeölçer kullanılmıştır. Eğilme göçmesi beklenen numunelerde ise enine donatılarda FLA-3 tipi, boyuna donatılarda YFLA-5 tipi şekildeğiştirmeölçer kullanılmıştır. Şekildeğiştirmeölçerlerin konumları tüm numuneler için aynıdır. Boyuna donatılara alt kolon bölgesinde 2 adet şekildeğiştirmeölçer yapıştırılmıştır. Şekildeğiştirmeölçerler boyuna donatılara kiriş yüzünden yaklaşık 100 mm mesafeye gelecek şekilde yapıştırılmıştır. Enine donatılarda bulunan şekildeğiştirmeölçerler tüm numunelerde aynı konumda olup, 2 adet alt kat bölgesinde ve 2 adet üst kat bölgesinde toplam 4 adettir. Bu şekildeğiştirmeölçerler, alt ve üst kolonlarda kayma açıklığının ortasında bulunan enine donatının çekme etkilerine çalışan iki kolunun üzerine üst kenardan yaklaşık 75 mm mesafeye gelecek şekilde yapıştırılmıştır. Çizelge A.13'de numunelerde kullanılan şekildeğiştirmeölçer tipleri sunulmuştur.

Çizelge A.12 : Yerdeğiştirmeölçer ve şekildeğiştirmeölçerlerin özellikleri.

İsim	Cins (TML)	Kapasite (mm)	Hassasiyet 10^{-6} (μs/mm)	Yer, amaç, doğrultu
H11	CDP50	50	200	Alt kolon üst yatay- eğrilik (100 mm)
H12	CDP50	50	200	Alt kolon alt yatay– eğrilik (100 mm)
H13	CDP50	50	200	Üst kolon üst yatay– eğrilik (100 mm)
H14	CDP50	50	200	Üst kolon alt yatay– eğrilik (100 mm)
H21	CDP50	50	200	Alt kolon üst yatay- eğrilik (200 mm)
H22	CDP50	50	200	Alt kolon alt yatay– eğrilik (200 mm)
H23	CDP50	50	200	Üst kolon üst yatay– eğrilik (200 mm)
H24	CDP50	50	200	Üst kolon alt yatay– eğrilik (200 mm)
V15	CDP100	100	100	Orta kesit düşey – yükleme kontrol
V16	CDP100	100	100	Orta kesit düşey – yükleme kontrol
D30	CDP25	25	500	Alt kolon ön yüz– diyag. (300 mm)
D31	CDP25	25	500	Alt kolon arka yüz– diyag. (300 mm)
D32	CDP25	25	500	Alt kolon ön yüz– diyag. (300 mm)
D33	CDP25	25	500	Alt kolon arka yüz– diyag. (300 mm)
D34	CDP25	25	500	Alt kolon ön yüz– diyag. (100 mm)
D35	CDP25	25	500	Alt kolon arka yüz– diyag. (100 mm)
PI51	PI-2-50	2	2000	Alt kolon ön yüz– enine (100 mm)
PI52	PI-2-50	2	2000	Alt kolon arka yüz– enine (100 mm)
PI53	PI-2-50	2	2000	Alt kolon ön yüz– enine (200 mm)
PI54	PI-2-50	2	2000	Alt kolon arka yüz– enine (200 mm)
PI55	PI-2-50	2	2000	Alt kolon ön yüz– diyag. (140 mm)
PI56	PI-2-50	2	2000	Alt kolon ön yüz– diyag. (160 mm)
PI57	PI-2-50	2	2000	Alt kolon arka yüz– diyag. (140 mm)
PI58	PI-2-50	2	2000	Alt kolon arka yüz– diyag. (160 mm)
SSG41	PL-60	1.2	20000	Üst kolon üst kenar–enine (150mm)
SSG42	PL-60	1.2	20000	Üst kolon alt kenar–enine (150mm)
SSG43	PL-60	1.2	20000	Üst kolon ön yüz–enine (100mm)
SSG44	PL-60	1.2	20000	Üst kolon arka yüz–enine (100mm)
SSG45	PL-60	1.2	20000	Üst kolon ön yüz–enine (200mm)
SSG46	PL-60	1.2	20000	Üst kolon arka yüz–enine (200mm)
MÜD17	CDP25	25	500	Sol mesnet üst düşey – düzenek kontrol
MAD18	CDP25	25	500	Sol mesnet alt düşey – düzenek kontrol
MDD19	CDP25	25	500	Sol mesnet düzlem dışı yatay
MÜD27	CDP25	25	500	Sağ mesnet üst düşey – düzenek kontrol
MAD28	CDP25	25	500	Sağ mesnet alt düşey – düzenek kontrol
ADD29	CDP25	25	500	Açıklık düzlem dışı yatay

Çizelge A.13 : Donatı şekildeğiştirmeölçerleri.

Numune	Enine donatı	Boyuna donatı
S-LS-O-1	YFLA-5	FLA-3
S-LS-O-2	YFLA-5	FLA-3
S-LS-G-1-2Sides	YFLA-5	FLA-3
S-LS-C-1-1/2	YFLA-5	FLA-3
S-LS-G-1-1/2	YFLA-5	FLA-3
S-LS-C-1-1	FLA-3	YFLA-5
S-LS-G-1-1	YFLA-5	FLA-3
S-LS-G-2-1	FLA-3	YFLA-5
S-LS-G-3-1	FLA-3	YFLA-5
S-LS-O-1-R-R-C-1/2	YFLA-5	FLA-3
S-LS-O-2-R-R-G-1	YFLA-5	FLA-3

A.4. DENEY SONUÇLARI

Her numune için alınan ölçümler ve gözlenen önemli durumlar sırası ile özetlenmiştir.

A.4.1 S-LS-O-1 Numunesi

Bu numune birinci referans numunedir. S-LS-O-1 numunesinin deney sırasında davranışı özet olarak Çizelge A.14'de verilmiştir. İlk kesme çatlakları 1.50 mm'lik (Ö.O.=%0.33) hedef yerdeğiştirmesine ulaşıldığında, alt ve üst kolon, ön ve arka yüzlerde oluşmuştur, Şekil A.30. İlk kesme çatlakları öncelikle kiriş yüzünden yaklaşık 100 mm ile 300 mm'lik mesafe arasındaki bölge içinde oluşmakla beraber,

Çizelge A.14 : S-LS-O-1 numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin durumu
Ö.O. = *%0.1* / δ = ± 0.45	6.2 /-6.4	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları (0.1mm)
Ö.O. = *%0.33* / δ = ± 1.50	16.2/-18.1	Alt ve üst kolon ön ve arka yüzlerde ilk kesme çatlakları (0.15mm)
Ö.O. = *%1.5* / δ = ± 6.75	42.2/-44.2	150 mm'lik bölgedeki kesme çatlaklarında gelişme (2.2mm), numune üst yüzünde eğilme çatlakları
Ö.O. = *%2.0* / δ = ± 9.00	44.2/-47.4	Karşılanan en büyük kesme kuvveti, 100 mm'lik bölgedeki kesme çatlaklarında gelişme (4mm)
Ö.O. = *%2.5* / δ = ± 11.25	37.3/-40.6	Alt kolon kesme çatlakları artarken (5.5mm) diğer çatlaklarda hasar gelişimi durdu
Ö.O. = *%4* / δ = ± 18.00	37.3/-40.6	Hedef yerdeğiştirmeye gidilirken alt kolon ön yüzde beton blok halinde döküldü
Ö.O. = *%4.5* / δ = ± 20.25	11.2/-20.7	Kesme kuvveti kapasitesinde düşme, deney sonlandırıldı

ileri çevrimlerde ise kiriş yüzünden yaklaşık 100 mm'lik bölge içinde yoğunlaşmıştır.



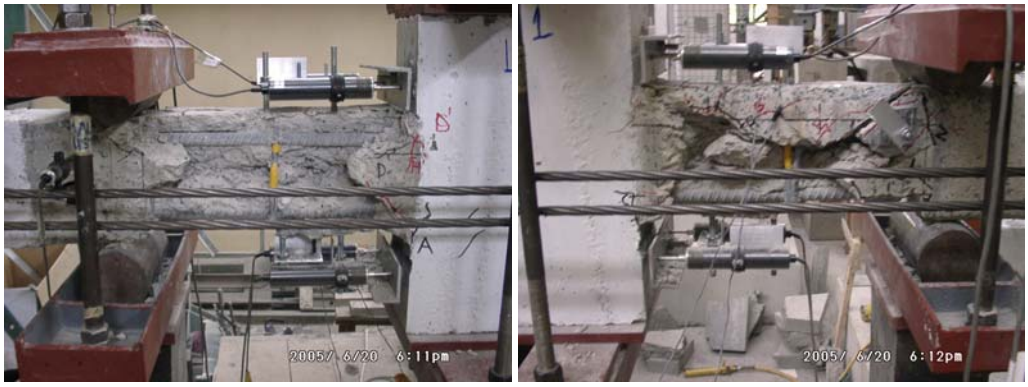
Şekil A.30 : İlk kesme çatlağı (alt kolon ön yüz).

δ= -6.75 mm'de (Ö.O.=%-1.5), özellikle alt kolonda, kiriş yüzünden 150 mm'lik bölge içinde kesme çatlakları yoğunlaşmış olup numune üst yüzünde de eğilme çatlakları oluşmuştur. Gözlenen en büyük yatay yük değeri, itmede 44.2 kN ve çekmede -47.4 kN olup, ±9.00 mm'lik (Ö.O.=%±2.0) hedef deplasman değerine ulaşıldığında kaydedilmiştir, Şekil A.31. δ=11.25 mm (Ö.O.=%2.5) yerdeğiştirme seviyesine ulaşıldıktan sonra yatay yükte düşme başlamıştır. Bu seviyeden sonra özellikle alt kat kolonunda, kiriş yüzünden yaklaşık 150 mm'lik bölge içinde oluşan çatlakların genişlikleri artarken diğer çatlaklarda kayda değer bir değişim gözlenmemiştir. Yine bu yerdeğiştirme seviyesinde itme ve çekme çevrimlerinde beton basınç bölgelerinde ezilme başlamıştır.



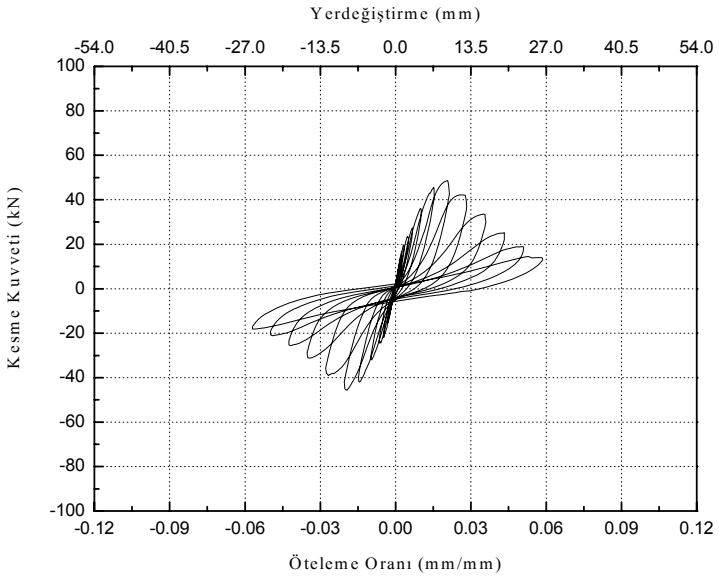
Şekil A.31 : En büyük yatay yük değeri (S-LS-O-1).

Numune, *δ=18.00 mm (*Ö.O.=%4.0) hedef yerdeğiştirme değerine ulaşırken, alt kolonda, ön yüzde kiriş yüzünden 150 mm mesafe içindeki beton blok halinde dökülmüştür. Sonraki çevrimde (*δ=20.25mm,* Ö.O.=%4.5), hasar yoğunlaştığı ve kesme kapasitesi itmede 11.2 kN ve çekmede -20.7 kN'a düşmesi sebebiyle deneye son verilmiştir, Şekil A.32.

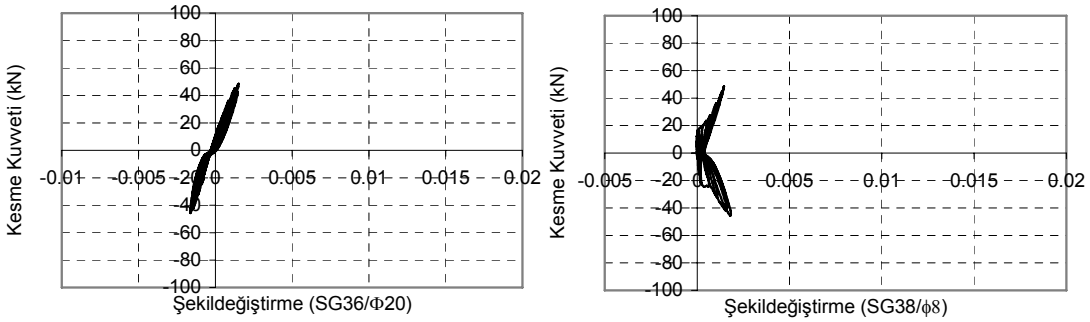


Şekil A.32 : S-LS-O-1 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} \cong 0$).

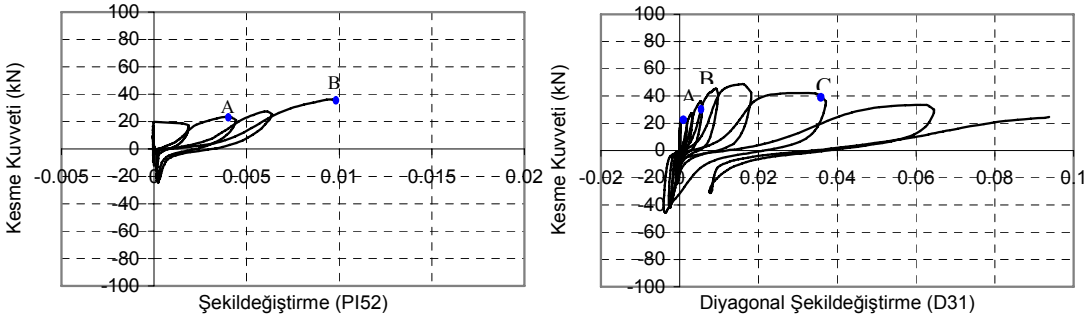
Şekil A.33'de S-LS-O-1 numunesine ait kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi verilmiştir. Şekil A.34'de boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir. Şekil A.35'de PI52 numaralı şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. En büyük şekildeğiştirme değerlerinin kaydedildiği, başka bir deyişle hasarın yoğunlaştığı bölgelerden ölçüm alınan şekildeğiştirmeölçerler verilmiştir. A ve B simgeleri sırasıyla, %0.5 ve %1.0 öteleme oranı seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir. Şekil A.35'de ayrıca D31 numaralı yerdeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. Diyagonal şekildeğiştirme ilişkileri verilirken, daha uzun süre ve sağlıklı şekilde ölçüm alınan CDP 25 türü yerdeğiştirmeölçerlere ait sonuçlar tercih edilmiştir. A, B ve C simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0 ve %3.0 öteleme oranı seviyelerindeki diyagonal şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



Şekil A.33 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-O-1).



Şekil A.34 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi



Şekil A.35 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi (PI52).

A.4.2 S-LS-O-2 Numunesi

Bu numune ikinci referans numunesi olup, oluşan hafif hasar sonrası deney durdurulmuştur, *(δ*=±11.25mm, Ö.O.=%±2.5). S-LS-O-2 numunesinin deney sırasındaki davranışı özet olarak Çizelge A.15'de verilmiştir.

Çizelge A.15 : S-LS-O-2 numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin durumu
Ö.O. = *%0.1* / δ = ± 0.45	8 /-6	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları (0.1 mm)
Ö.O. = *%0.25* / δ = ± 1.13	16.5/-14	Üst kolon ön yüzde kiriş yüzüne 200 mm mesafede ilk kesme çatlağı (0.1 mm)
Ö.O. = *%0.5* / δ = ± 2.25	25.5/-28.5	Alt ve üst kolon ön ve arka yüzlerde kesme çatlakları (0.2 mm), bu çatlaklar kiriş yüzünden 100 mm ile 300 mm'lik mesafe içinde oluştu
Ö.O. = *%2.0* / δ = ± 9.00	50.5/-45.5	Karşılanan en büyük kesme kuvveti, kesme çatlak genişlikleri itme yönünde 0.4 mm, çekme yönünde 0.8 mm
Ö.O. = *%2.5* / δ = ± 11.25	46.5/-40	Enine donatıda akma (δ_y=11.25 mm, Ö.O.=%2.5), eğilme çatlakları (0.7 mm), kesme çatlakları (2.7 mm), bu çevrim tamamlanarak deney sonlandırılmıştır

İlk kesme çatlağı, 1.13 mm (Ö.O.=%0.25) hedef yerdeğiştirmesine gidilirken, üst kolonda, ön yüzde, kiriş yüzüne 200 mm mesafede ve kesit orta noktasında 0.1 mm kalınlığında oluşmuştur. *δ=2.25 mm,* Ö.O.=%0.5, çevrimi tamamlandığında üst ve alt kolonlarda, tüm yüzlerde itme ve çekme yönlerinde kesme çatlakları oluştu. Kesme çatlaklarının, kesit orta noktası civarında oluştuğu gözlenmiştir, Şekil A.36.



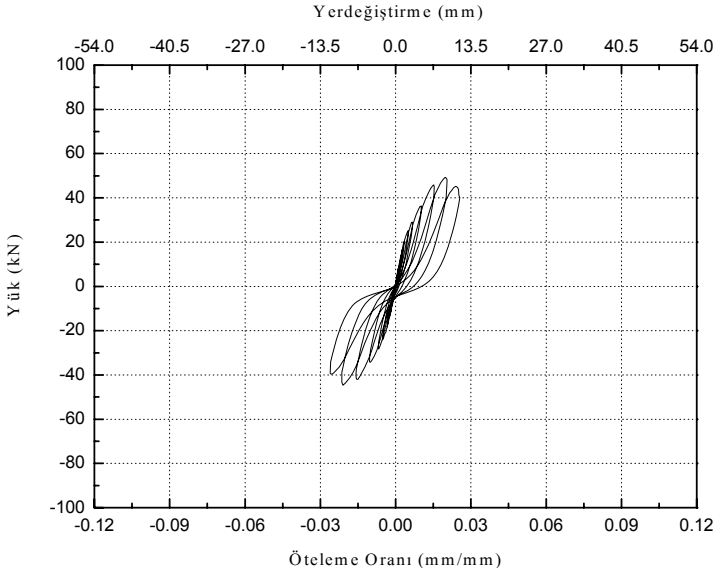
Şekil A.36 : S-LS-O-2 n*umunesi (δ=2.25mm,* Ö.O.=%0.25).

*δ=9.00 mm (*Ö.O.=%2.0) hedef yerdeğiştirme seviyesine ulaşıldığında, en büyük kesme kuvveti değeri, itmede 50.5 kN ve çekmede -45.5 kN olarak tespit edildi. Bu deplasman seviyesinde ve daha sonraki çevrimde (*δ=11.25mm,* Ö.O.=%2.5) hasarın daha çok üst kolon bölgesinde toplandığı görülmüştür. *δ=11.25 mm (*Ö.O.=%2.5) hedef yerdeğiştirme seviyesinde enine donatının aktığı tespit edilmiştir. Deneyin bu son çevriminde kesme kapasitesi, itmede 46.5 kN ve çekmede -40 kN olarak

kaydedilmiştir, Şekil A.37. Numuneye ait kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi Şekil A.38'de verilmiştir.

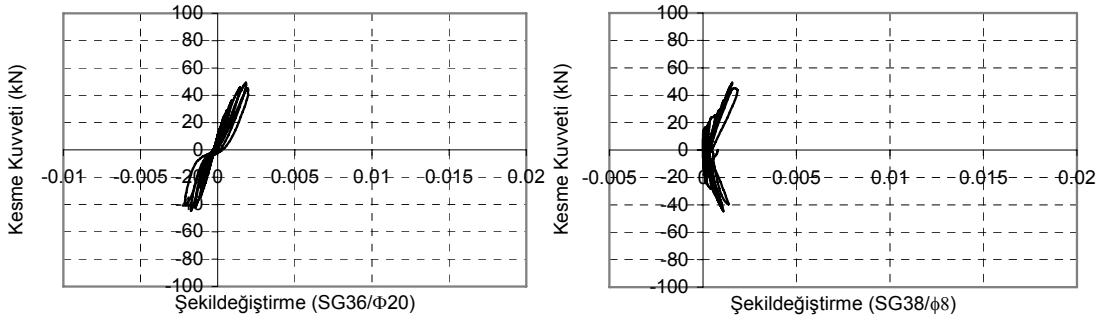


Şekil A.37 : S-LS-O-2 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} \cong 0$).

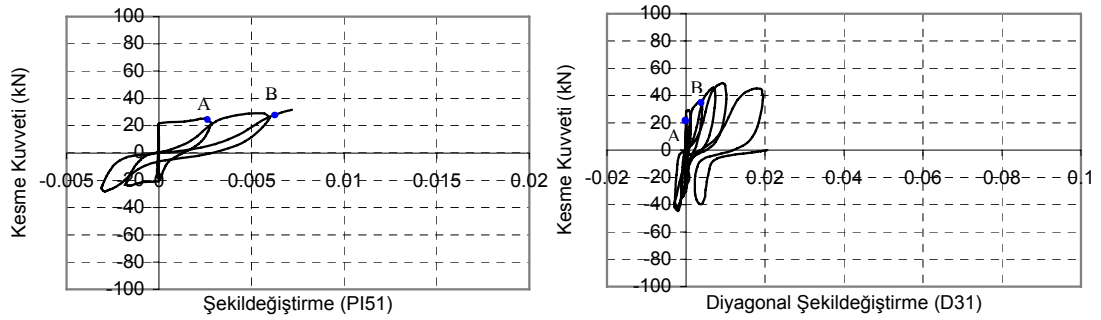


Şekil A.38 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-O-2).

Şekil A.39'da boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir. Şekil A.40'ta PI52 numaralı şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A ve B simgeleri sırasıyla, %0.5 ve %1.0 öteleme oranı seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir. Şekil A.40'ta D31 numaralı yerdeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A ve B simgeleri sırasıyla, %0.5 ve %1.0 öteleme oranı seviyelerindeki diyagonal şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



Şekil A.39 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil A.40 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi (PI52).

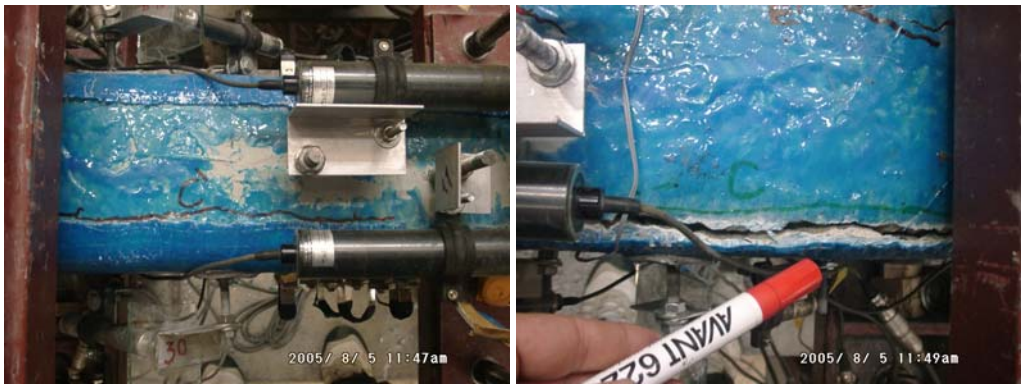
A.4.3 S-LS-G-1-2Sides numunesi

Bu numune, kiriş yüzünden 10 mm boşluk bırakılarak iki adet 500 mm uzunluğunda cam LP kompozitin ön ve arka yüzlere yapıştırılması ile güçlendirilmiştir. S-LS-G-1-2Sides numunesinin deney sırasındaki davranışı özet olarak Çizelge A.16'da verilmiştir.

Çizelge A.16 : S-LS-G-1-2Sides numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin Durumu
Ö.O. = *%0.1* / δ = ± 0.45	7.5/-6.5	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları (<0.1 mm)
Ö.O. = *%0.67* / δ = ± 3.00	35/-33	δ=*0.3* mm yerdeğiştirme seviyesinde eğilme çatlakları 0.3mm, δ=-0.3 mm yerdeğiştirme seviyesinde eğilme çatlakları 0.35mm kalınlığında
Ö.O. = *%0.5* / δ = ± 6.75	55/-52	Karşılanan en büyük kesme kuvveti, üst kolon üst yüz ile ön yüz birleşiminde mesnetten kiriş yüzüne kadar betonda boyuna doğrultuda çatlak (0.55 mm), Boyuna donatıda akma (δ_y=-6.75 mm, Ö.O.=%-1.5)
Ö.O. = *%2.0* / δ = ± 9.00	48.5/-50	Alt kolon alt yüz ile arka yüz birleşimi hariç tüm köşe bölgelerinde boyuna doğrultuda çatlak (3.5 mm)
Ö.O. = *%3.0* / δ = ± 13.50	28/-29.5	Hasar üst kolon bölgesinde yoğunlaştı

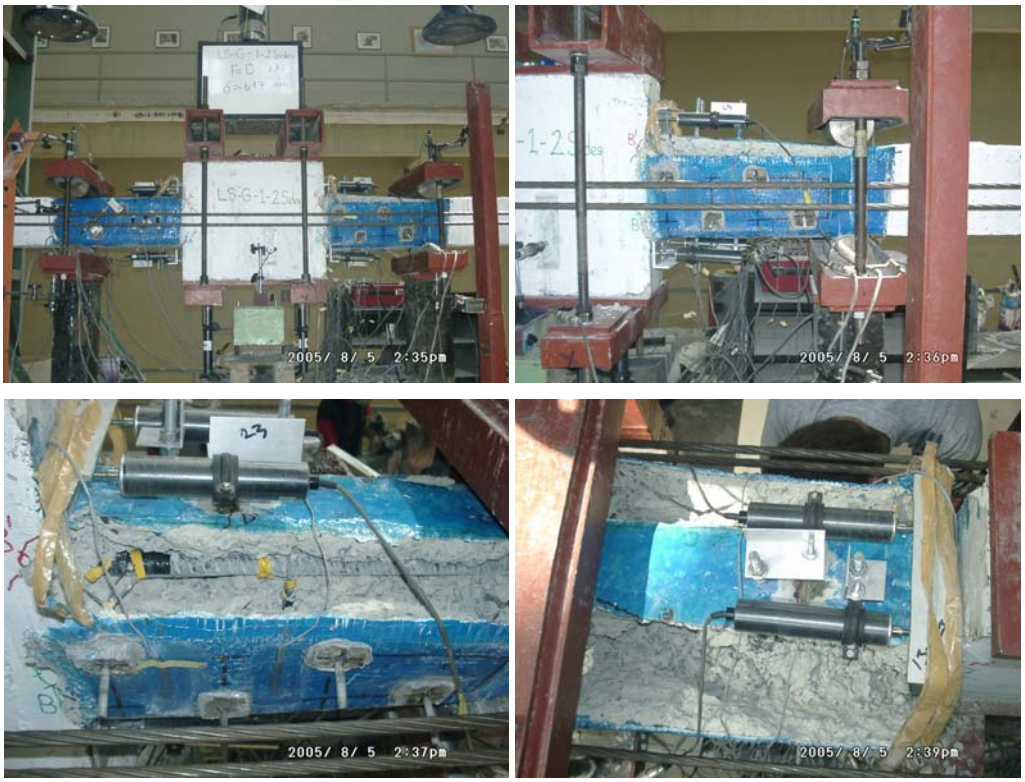
İlk hedef yerdeğiştirme değeri olan *δ=0.45 mm'ye (*Ö.O.=%0.1), ulaşıldığında alt kat ve üst kat kolonlarıyla kiriş birleşim bölgesinde ilk eğilme çatlakları oluşmuştur. δ=6.75 mm'lik (Ö.O.=%1.5) hedef yerdeğiştirmesine gidilirken, üst kolon bölgesinde, üst yüz ile ön yüz birleşiminde, cam LP kompozitin hemen üstünden, mesnetten kiriş yüzüne kadar 0.55 mm kalınlığında bir çatlak oluşmuştur. Bu yerdeğiştirme seviyesinde, en büyük kesme kuvveti kapasitesine erişilmiş olup, itmede 55 kN ve çekmede -52 kN olarak kaydedilmiştir. δ=-6.75 mm'lik (Ö.O.=%-1.5) hedef yerdeğiştirmesine ulaşıldığında ise boyuna donatının aktığı gözlenmiştir. δ=9.00 mm'lik (Ö.O.=%2.0) hedef deplasmana gidilirken ise alt kolon bölgesinde, alt yüz ile arka yüz birleşimi hariç, tüm köşe bölgelerinde boyuna doğrultuda uzayan çatlaklar oluşmuştur. Böylece %1.5'lik öteleme oranına kadar hiç kayma çatlağı oluşmamasına rağmen, cam LP kompozit malzemenin beton yüzeyinden ayrılmasına sebep olan boyuna çatlaklar sebebiyle kesme kuvveti kapasitesi daha fazla artamadan düşüşe geçmiştir, Şekil A.41.



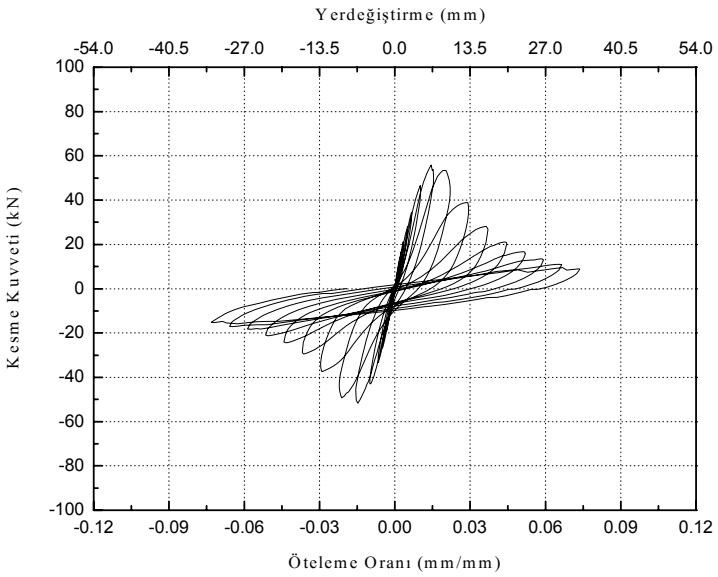
Şekil A.41 : S-LS-G-1-2Sides (δ=9.00 mm, Ö.O.=%2.0).

Son hedef yerdeğiştirme değeri olarak *(δ=24.75 mm,* Ö.O.%5.5) uygulanmıştır ve bu seviyede kesme kapasitesi itmede 9 kN ve çekmede -15 kN olarak kaydedilmiştir, Şekil A.42. Numuneye ait kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi Şekil A.43'de verilmiştir. Şekil A.44'de sırasıyla boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir. Şekil A.45'de SSG44 numaralı şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi

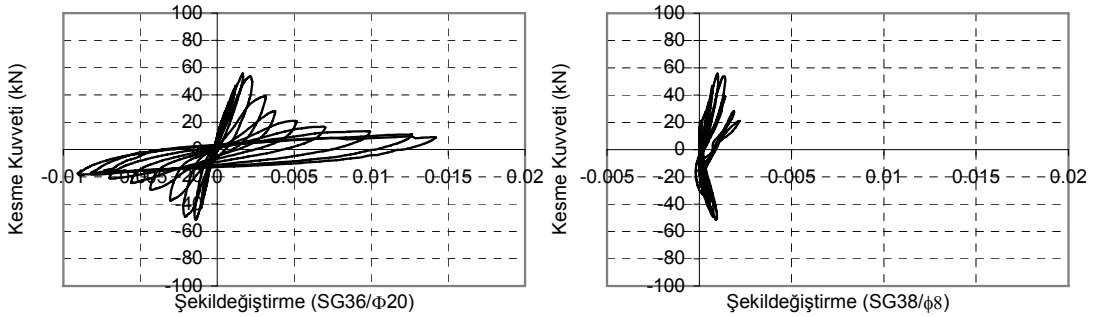
gösterilmiştir. A ve B simgeleri sırasıyla, %0.5 ve %1.0 öteleme oranı seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



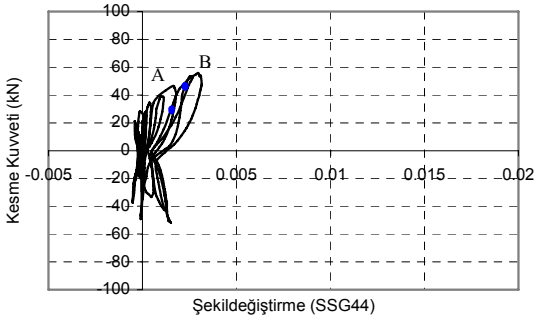
Şekil A.42 : S-LS-G-1-2Sides numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -6.17mm$).



Şekil A.43 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-G-1-2Sides).



Şekil A.44 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil A.45 : Kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi (SSG44).

A.4.4 S-LS-C-1-1/2 numunesi

Bu numune, üst ve alt kolon bölgesinde, 100 mm genişliğe sahip üçer adet karbon LP şerit kompozit ile 100 mm net açıklık bırakılıp, tek kat sarılmak suretiyle güçlendirilmiştir. S-LS-C-1-1/2 numunesinin deney sırasındaki davranışı özet olarak Çizelge A.17'de verilmiştir. İlk kesme çatlağı, δ=2.25 mm (Ö.O.=%0.5) yerdeğiştirmesinde alt kolon bölgesinde, ön yüzde kiriş yüzüne yaklaşık 150 mm

Çizelge A.17 : S-LS-C-1-1/2 numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin Durumu
Ö.O. = *%0.1* / δ = ± 0.45	9.5/-8	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları (<0.1 mm)
Ö.O. = *%0.5* / δ = ± 2.25	31/-30	Alt kolon bölgesinde ön yüzde kiriş yüzüne 150 mm mesafede ilk kesme çatlağı oluştu (0.2 mm)
Ö.O. = *%1.0* / δ = ± 4.50	47.5/-46.5	Alt ve üst kolonlarda tüm yüzlerde kesme çatlakları oluştu (0.3 mm), eğilme çatlakları ise 0.4 mm mertebesindedir
Ö.O. = *%2.5* / δ = ± 11.25	48.5/-50	δ=-11.25 mm yerdeğiştirmesine erişildiğinde enine donatıda akma gözlendi, kesme çatlakları (1 mm), eğilme çatlakları (1.3 mm)
Ö.O. = *%3.0* / δ = ± 13.50	68.5/-66.5	Karşılanan en büyük kesme kuvveti
Ö.O. = *%5.5* / δ = ± 24.75	54/-53.5	Üst kolonda orta karbon LP şeridi ön yüzden yırtılmaya başladı, F=54 kN
Ö.O. = *%6.0* / δ = ± 27.00	47.5/-47	Üst kolonda orta karbon LP şeridi arka yüzden yırtılmaya başladı, F=47.5 kN

mesafede oluştu. δ=±4.50 mm, Ö.O. %±1.0 çevrimi tamamlandığında, alt ve üst kolon bölgelerinde, ön ve arka yüzlerde, yaklaşık olarak 150 mm mesafede kesme çatlakları oluşmuştur. Boyuna ve enine donatının akmasına neden olan yerdeğiştirme seviyesi, δ_y=-11.25 mm (Ö.O.=%-2.5) olarak gözlenmiştir. Bu yerdeğiştirme seviyesinde, kayma çatlakları mesnede yakın olan karbon LP ile sarılmamış beton yüzüne (kiriş yüzüne ortalama 350 mm mesafede) yayılmıştır, Şekil A.46.



Şekil A.46 : S-LS-C-1-1/2 numunesi ilk kesme çatlakları.

En büyük kesme kuvveti değeri, itmede 68.5 kN ve çekmede -66.5 kN olarak, δ=±13.50 mm (Ö.O.=%3.0) çevriminde kaydedilmiştir. Bu yerdeğiştirme seviyesinden sonra yatay yük kapasitesi düşmeye başlamıştır. δ=24.75 mm (Ö.O.=%5.5) hedef yerdeğiştirme gidilirken, üst kolon bölgesinde, orta karbon LP şeridi ön yüzden yırtılmaya başlamıştır, F=54 kN, Şekil A.47. δ=27.00 mm (Ö.O.=%6.0) hedef yerdeğiştirme değerinde ise üst kolon bölgesinde, orta karbon LP şeridi arka yüzden yırtılmaya başlamıştır, F=47.5 kN, Şekil A.48.

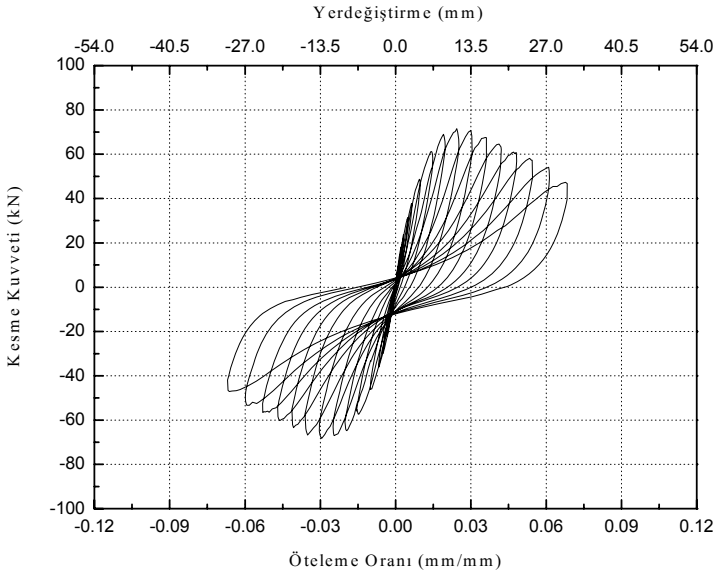


Şekil A.47 : Üst kat ön yüz orta şerit yırtık başlangıcı.



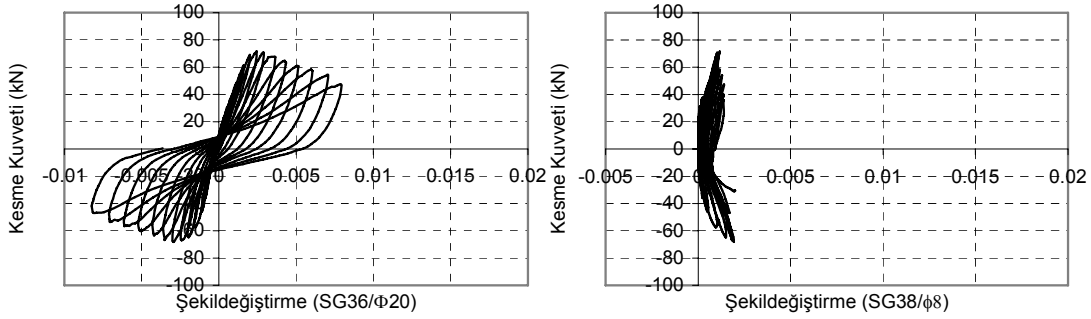
Şekil A.48 : S-LS-C-1-1/2 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -12.4mm$).

Son hedef yerdeğiştirme değeri olarak *(δ=29.25 mm,* Ö.O.%6.5) uygulanmıştır ve bu seviyede kesme kuvveti kapasitesi itmede 47.5 kN ve çekmede -47 kN olarak kaydedilmiştir. Bu yerdeğiştirme seviyesinde üst kolon bölgesinde, orta karbon LP şeridinin kopması ve hasarlı betonun dökülmesi ile etriye kancasının açıldığı tespit edilmiştir. Numuneye ait kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi Şekil A.49'da verilmiştir. Şekil A.50'de sırası ile boyuna ve enine için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir. Şekil A.51'de SSG43 numaralı şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C ve D simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0 ve %5.0 öteleme

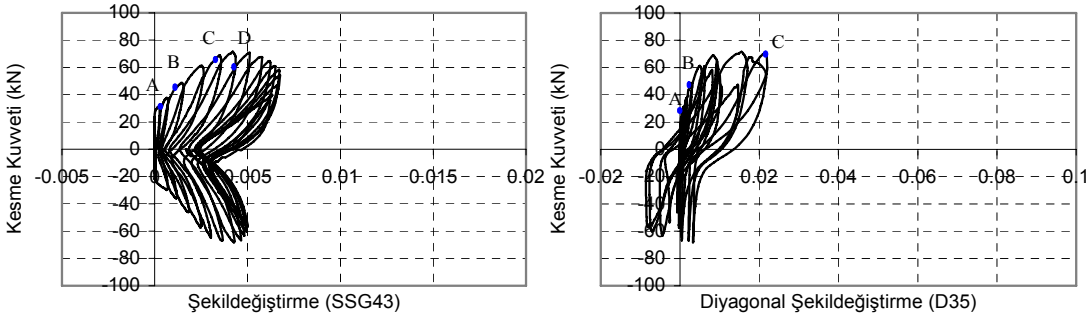


Şekil A.49 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-C-1-1/2).

oranı seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir. Şekil A.52'de D35 numaralı yerdeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B ve C simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0 ve %3.0 öteleme oranı seviyelerindeki diyagonal şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



Şekil A.50 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.



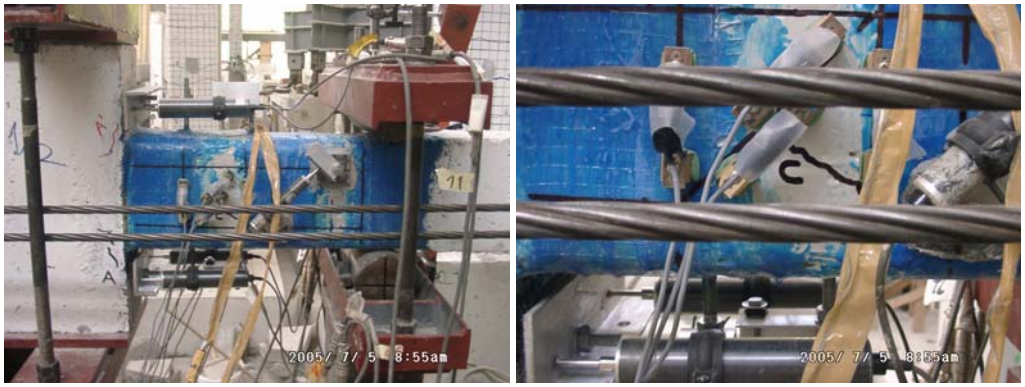
Şekil A.51 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi (SSG43).

A.4.5 S-LS-G-1-1/2 numunesi

Bu numune, üst ve alt kolon bölgesinde, 100 mm genişliğe sahip üçer adet cam LP şerit kompozit ile 100 mm net açıklık bırakılıp, tek kat sarılmak suretiyle güçlendirilmiştir. S-LS-G-1-1/2 numunesinin deney sırasındaki davranışı özet olarak Çizelge A.18'de verilmiştir. İlk kesme çatlakları, δ=±*2.25* mm (Ö.O.=%±0.5) çevrimi tamamlandığında, alt ve üst kolon bölgelerinde, ön ve arka yüzlerde, kiriş yüzüne yaklaşık 150 mm mesafede oluştu. Şekil A.52'de alt kolonda, arka yüzde oluşan bir kayma çatlağı gösterilmiştir. En büyük kesme kuvveti değeri, itmede 64 kN ve çekmede *-64 kN olarak,* δ=±11.25 mm (Ö.O.=%2.5) çevriminde kaydedilmiştir. Bu yerdeğiştirme seviyesinden sonra kesme kapasitesi düşmeye

Çizelge A.18: S-LS-G-1-1/2 numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin durumu
Ö.O. = *%0.25* / δ = ± 1.13	19.5/-18.5	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları (0.1 mm)
Ö.O. = *%0.5* / δ = ± 2.25	31/-30	Alt ve üst kolon bölgesinde ön ve arka yüzlerde kiriş yüzüne yaklaşık 150 mm mesafede ilk kesme çatlakları oluştu (0.1 mm)
Ö.O. = *%2.5* / δ = ± 11.25	64/-64	Karşılanan en büyük kesme kuvveti
Ö.O. = *%4.0* / δ = ± 18.00	57.5/-59	Üst kolonda orta karbon LP şeridi ön yüzden yırtılmaya başladı, F=57.5 kN
Ö.O. = *%4.5* / δ = ± 20.25	51/-54.5	Üst kolonda orta karbon LP şeridi arka yüzden yırtılmaya başladı, F=-54.5 kN
Ö.O. = *%5.0* / δ = ± 22.50	39/-41.5	Üst kolonda orta karbon LP şeridi ön yüzden koptu, F=39 kN
Ö.O. = *%6.5* / δ = ± 29.25	16.5/-22.5	Aşırı hasar sebebiyle bu çevrim tamamlanıp deney durdurulmuştur



Şekil A.52 : S-LS-G-1-1/2 numunesi C kayma çatlağı (δ=*2.25* mm, Ö.O.=%0.5).

başlamıştır. δ=18.00 mm (Ö.O.=%4.0) hedef yerdeğiştirmesine gidilirken, üst kolon bölgesinde, orta cam LP şeridi ön yüzden yırtılmaya başlamıştır, F=57.5 kN. δ=-20.25 mm (Ö.O.=%-4.5) hedef yerdeğiştirme değerinde ise üst kolon bölgesinde, orta cam LP şeridi arka yüzden yırtılmaya başlamıştır, F=-54.5 kN. δ=*22*.50 mm (Ö.O.=%5.0) hedef yerdeğiştirmesine erişilirken üst kolonunda, orta cam LP şeridi ön yüzden kopmuştur, F=39 kN, Şekil A.53. Aynı zamanda bu seviyede, alt ve üst kolonlarda, kiriş yüzüne 100 mm mesafede bulunan ilk cam LP şeritleri yırtılmaya başlamıştır. Daha sonraki çevrimlerde üst kolon orta cam LP şeridinin kopmuş olması sebebiyle hasar tamamen üst kolonda toplanmıştır.

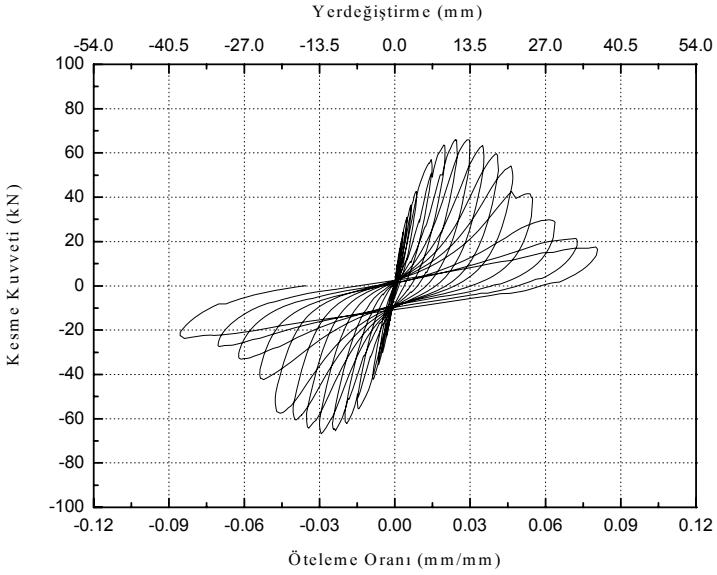


Şekil A.53 : Üst kolon orta cam LP şeridi (δ=22.50 mm, Ö.O.=%5.0).

Numunenin deney sonrasında görünümü Şekil A.54'de ve kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi Şekil A.55'de verilmiştir.

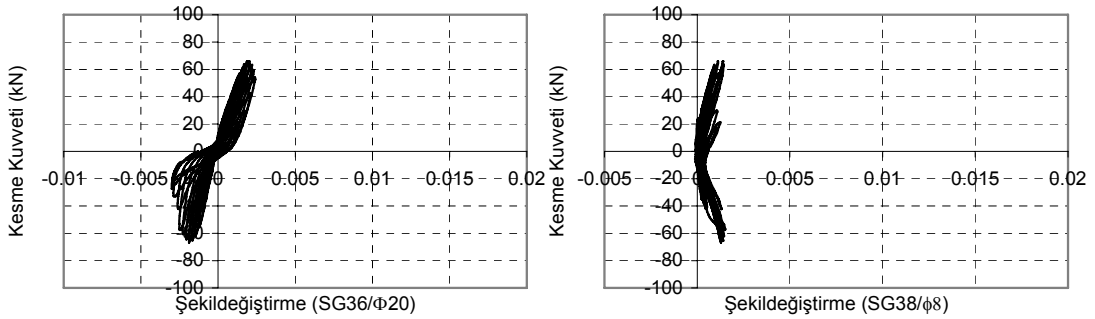


Şekil A.54 : S-LS-G-1-1/2 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -12mm$).

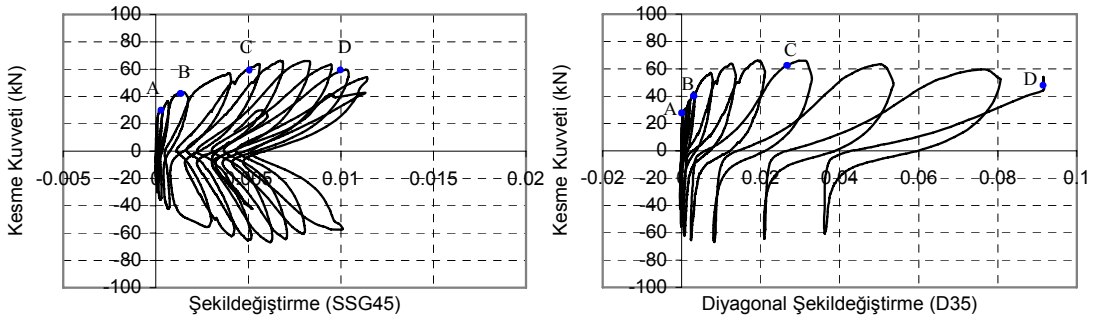


Şekil A.55 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-G-1-1/2).

Şekil A.56'da boyuna donatı ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir. Şekil 5.57'de SSG45 numaralı şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C ve D simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0 ve %5.0 öteleme oranı seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir. Şekil A.57'de ayrıca D35 numaralı yerdeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C ve D simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0 ve %5.0 öteleme oranı seviyelerindeki diyagonal şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



Şekil A.56 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil A.57 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi (SSG45).

A.4.6 S-LS-C-1-1 numunesi

Bu numune, üst ve alt kolon bölgesinde, 500 mm genişliğe sahip birer adet karbon LP kompozit ile 10 mm kiriş yüzünden boşluk bırakılarak, tek kat sarılmak suretiyle güçlendirilmiştir. S-LS-C-1-1 numunesinin deney sırasındaki davranışı özet olarak

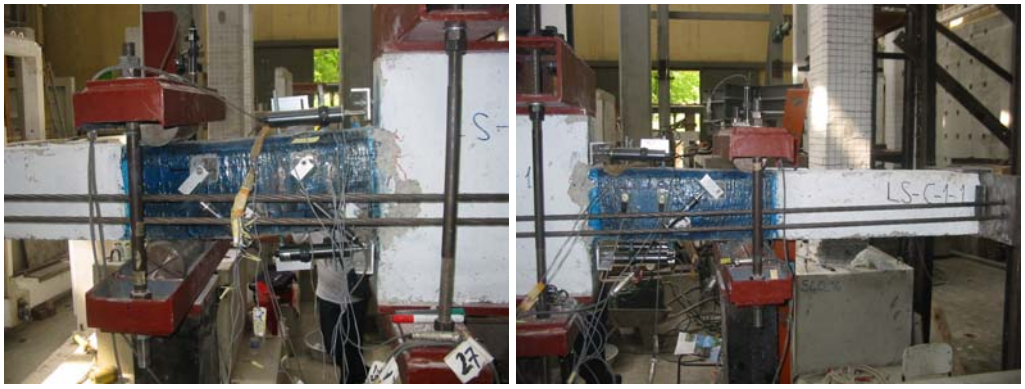
Çizelge A.19 : S-LS-C-1-1 numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin Durumu
Ö.O. = *%0.1 / δ* = ± 0.45	11.5/-8	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları (<0.1 mm)
Ö.O. = *%2.5 / δ* = ± 11.25	76/-73.5	*δ=11.25mm yerde*ğiştirmesine erişildiğinde boyuna donatıda akma gözlendi (F=76 kN), eğilme çatlak genişlikleri 0.65 mm ile 1.15 mm arasındadır
Ö.O. = *%3.0 / δ* = ± 13.50	80/-76	Karşılanan en büyük kesme kuvveti
Ö.O. = *%3.5 / δ* = ± 15.75	78.5/-74	Alt kolon bölgesinde ön yüzde birleşim kesitine yaklaşık 175 mm mesafede epoksi üzerinde eğik bir çatlak oluştu (0.15 mm), alt kolonda karbon LP kompozitte düşey doğrultuda ayrılmalar gözlendi (0.1 mm)
Ö.O. = *%4.0 / δ* = ± 18.00	76/-73	Üst kolonda karbon LP kompozitte düşey doğrultuda ayrılmalar gözlendi (0.15 mm)
Ö.O. = *%5.0 / δ* = ± 22.50	70.5/-66.5	Üst kolon arka yüzde kiriş yüzüne 200 mm mesafede 0.4 mm kalınlığında kesme çatlağı
Ö.O. = *%7.0 / δ* = ± 27.00	48.5/-52.5	Bu çevrim tamamlanıp deney durdurulmuştur

Çizelge A.19'da verilmiştir. İlk eğilme çatlakları, δ=±0.45 mm (Ö.O.=%±0.1) çevrimi kolon-kiriş birleşim bölgelerinde oluşmuştur. Boyuna donatının akmasına neden olan yerdeğiştirme seviyesi, δ_y=11.25 mm (Ö.O.=%2.5) olarak gözlenmiş olup, bu seviyede hiçbir kesme çatlağı oluşmazken, eğilme çatlak kalınlıkları 0.65 mm ile 1.15 mm arasında değişmektedir. En büyük kesme kuvveti değeri, itmede 80 kN ve çekmede *-76 kN olarak,* δ=±13.50 mm (Ö.O.=%3.0) çevriminde kaydedilmiştir. Bir sonraki yerdeğiştirme hedefi olan, δ=15.75 mm (Ö.O.=%3.5) değerine gidilirken, alt kolon bölgesinde, ön yüzde ve kiriş yüzüne yaklaşık olarak 175 mm mesafede, epoksi üzerinde 0.15 mm kalınlığında eğik bir çatlak tespit edilmiştir, F=78.5 kN. Aynı zamanda bu seviyede, eğik çatlağın hemen yanında düşey doğrultuda karbon LP kompozitte ayrılmalar baş göstermiştir. δ=±18.00 mm (Ö.O.=%±4.0) çevrimi tamamlandığında bu düşey doğrultudaki ayrılmalar üst kolonda da gözlenmiştir, itmede F=76 kN ve çekmede F=-73 kN. δ= -22.50 mm (Ö.O.=%-5.0) hedef yerdeğiştirme değerinde ise üst kolon bölgesinde, arka yüzde ve kiriş yüzüne 200 mm mesafede, 0.4 mm kalınlığında kesme çatlağı (epokside) oluşmuştur, Şekil A.58. Son çevrim olarak, δ=±31.50 mm (Ö.O.=%±7.0) hedefine gidilmiştir. Bu adımdan sonra yatay yük değeri sıfırlanarak deney bitirilmiştir.

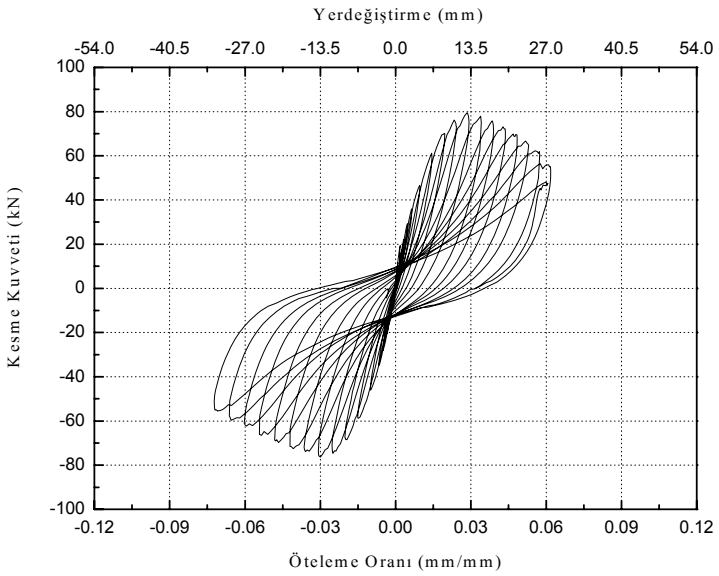


Şekil A.58 : S-LS-C-1-1 n*umunesi (*δ= -22.50 mm, Ö.O.=%-5.0).



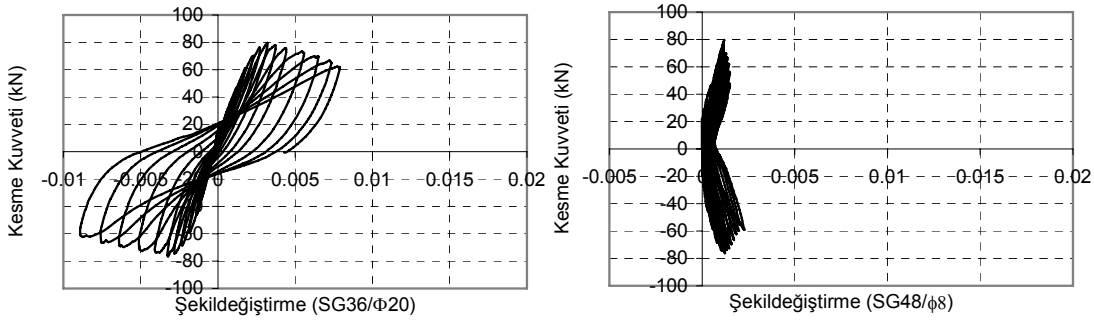
Şekil A.59 : S-LS-C-1-1 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -21.3mm$).

Numunenin deney sonrasında görünümü Şekil A.59'da ve kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi Şekil A.60'da verilmiştir.

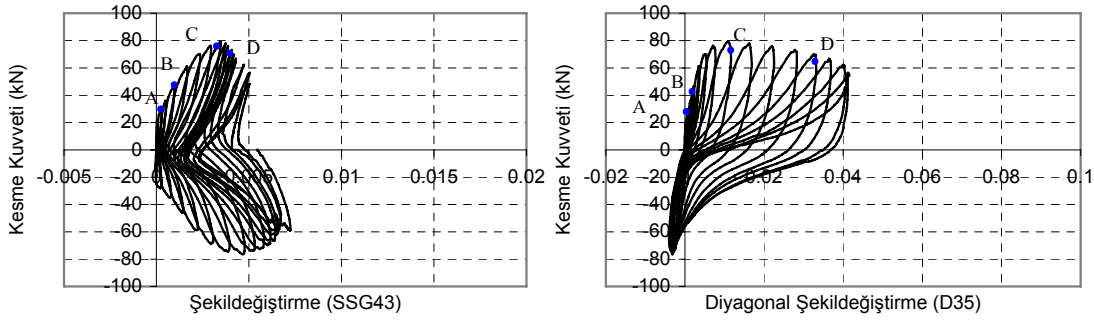


Şekil A.60 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-C-1-1).

Şekil A.61'de sırasıyla boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir. Şekil A.62'de SSG43 numaralı şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C ve D simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0 ve %5.0 öteleme oranı seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir. Şekil A.62'de D35 numaralı yerdeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C ve D simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0 ve %5.0 öteleme oranı seviyelerindeki diyagonal şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



Şekil A.61 : Boyuna donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil A.62 : Kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi (SSG43).

A.4.7 S-LS-G-1-1 numunesi

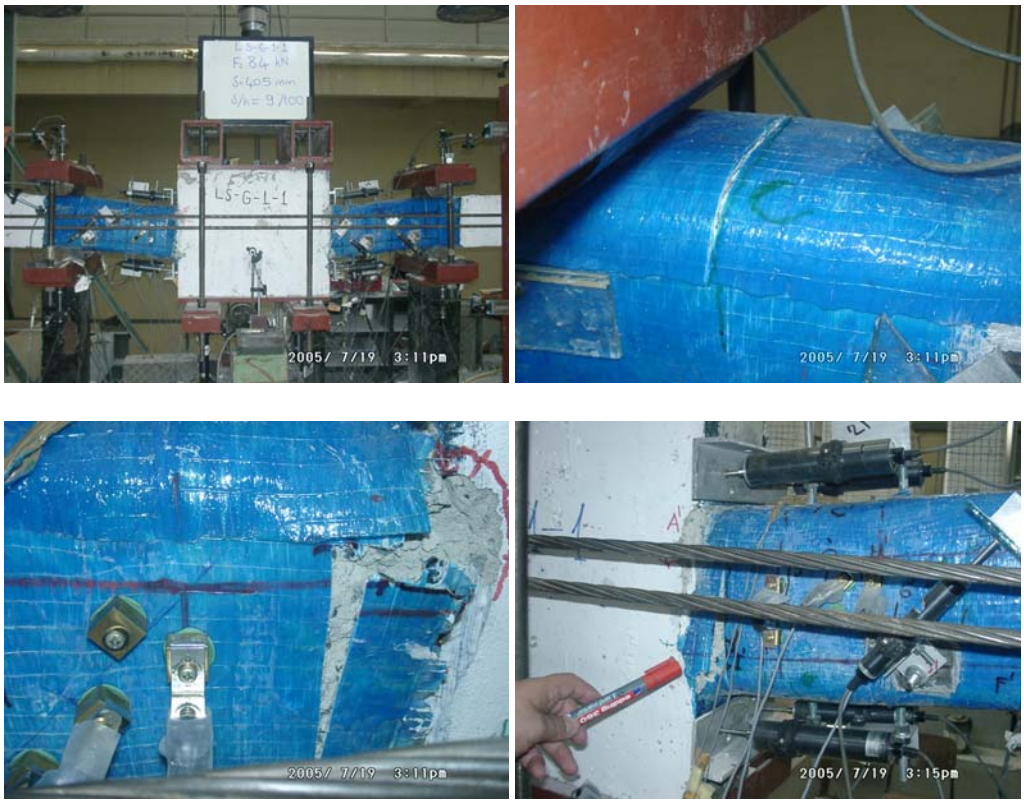
Bu numune, üst ve alt kolon bölgesinde, 500 mm genişliğe sahip birer adet cam LP kompozit ile 10 mm kiriş yüzünden boşluk bırakılarak, tek kat sarılmak suretiyle güçlendirilmiştir. S-LS-G-1-1 numunesinin deney sırasındaki davranışı özet olarak

Çizelge A.20 : S-LS-G-1-1 numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin Durumu
Ö.O. = *%2.0 / δ* = ± 9.00	66.5/-65.5	*δ*=-9.00 mm yerdeğiştirmesine erişildiğinde boyuna donatıda akma gözlendi (F=-66.5 kN), eğilme çatlak kalınlıkları 0.85mm ile 1.3mm arasında değişmektedir
Ö.O. = *%3.0 / δ* = ± 13.50	71.5/-71.5	Karşılanan en büyük kesme kuvveti, *δ*=-13.50 mm yerdeğiştirmesine erişildiğinde enine donatıda akma gözlendi (F=-71.5 kN)
Ö.O. = *%4.0 / δ* = ± 18.00	69/-69	Alt kolon bölgesinde üst yüzde mesnedin hemen yanında cam LP kompozit enine doğrultuda ayrılmıştır (0.3 mm), alt kolonda karbon LP kompozitte düşey doğrultuda ayrılmalar gözlendi (0.1 mm)
Ö.O. = *%4.5 / δ* = ± 20.25	67.5/-67	Alt kolon bölgesinde üst yüzde cam LP kompozit enine doğrultuda ayrılmaya başlamıştır
Ö.O. = *%6.5 / δ* = ± 29.25	57/-58	Üst kolon bölgesinde ön ve arka yüzlerde cam LP kompozit enine doğrultuda ayrılmaya başlamıştır
Ö.O. = *%8.0 / δ* = ± 36.00	48.5/-51	Hasar alt kolonda yoğunlaştı, enine ayrılmalar (4 mm)
Ö.O. = *%9.0 / δ* = ± 40.50	42/-46.5	Alt kolonda ön ve arka yüzlerde birleşim kesitinden cam LP kompozit yırtılmaya başlamıştır

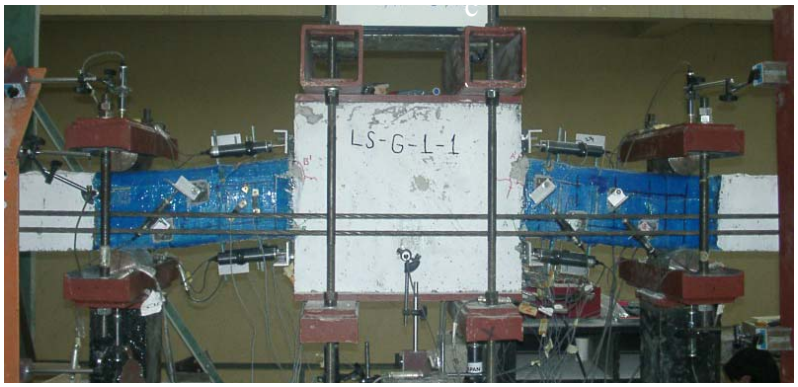
Çizelge A.20'de verilmiştir. δ=±0.45 mm'ye (Ö.O.=%± 0.1) gidilirken, alt ve üst kolonda, birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları oluşmuştur. Enine donatının akmasına neden olan yerdeğiştirme seviyesi, δ_y=-9.00 mm (Ö.O.=%-2.5) olarak gözlenmiş olup, bu seviyede hiçbir kesme çatlağı oluşmazken, eğilme çatlak kalınlıkları 0.85 mm ile 1.30 mm arasında değişmektedir. *δ*=-13.50mm yerdeğiştirmesine erişildiğinde ise enine donatıda akma gözlendi. En büyük kesme kuvveti değeri, itmede 71.5 kN ve çekmede *-71.5 kN olarak, δ*=±13.50 mm (Ö.O.=%3.0) çevriminde kaydedilmiştir. *δ*=18.00 mm (Ö.O.=%3.5) hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken, alt kolon bölgesinde, üst yüzde ve mesnedin hemen yanında, cam LP kompozit enine doğrultuda ayrılmaya başlamıştır, F=69 kN. Bir sonraki çevrim olan, *δ*= ±20.25 mm (Ö.O.=%±4.5) hedefi tamamlandığında bu düşey doğrultudaki ayrılmalar alt kolonda, alt yüzeyde ve kirişe 250 mm mesafede gözlenmiştir, itmede F=67.5 kN ve çekmede F=-67 kN. *δ= 29*.25 mm (Ö.O.=%6.5) hedef yerdeğiştirme değerinde ise üst kolon bölgesinde, ön ve arka yüzlerde ve kiriş yüzüne yaklaşık 225 mm mesafede, enine doğrultuda ayrılmalar başlamıştır. *δ*= ±36.00 mm (Ö.O.=%±8.0) çevrimi tamamlandığında, hasarın alt kolonunda arttığı ve enine ayrılmaların yaklaşık 4 mm kalınlığına ulaştığı kaydedilmiştir. *δ*=40.5 mm

(Ö.O.=%9.0) hedef yerdeğiştirme değerinde ise alt kolonunda, ön ve arka yüzlerde, birleşim kesitinden cam LP kompozit yırtılmaya başlamıştır, Şekil A.63.

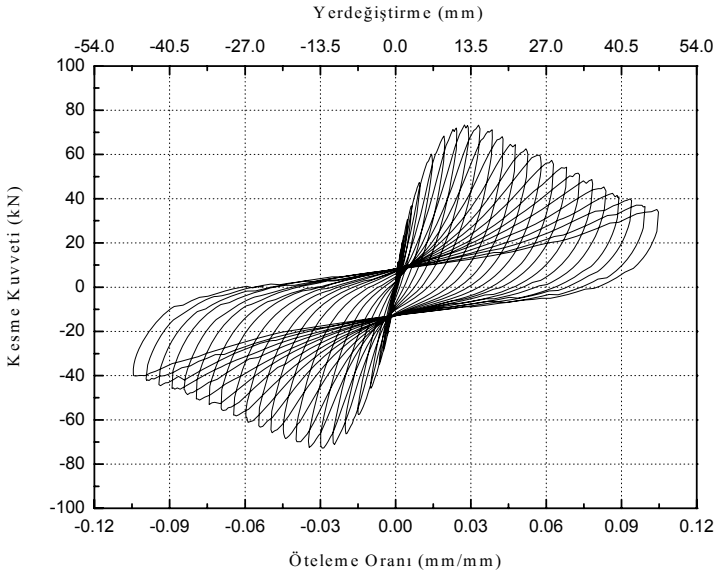


Şekil A.63 : S-LS-G-1-1 numunesi hasar durumu *(*δ=40.5 mm, Ö.O.=%9.0).

Bu numune için ulaşılan en büyük yerdeğiştirme seviyesi δ=±47.25 mm (Ö.O.=%10.5) olmuştur. Numunenin deney sonrasında görünümü Şekil A.64'de ve numuneye ait kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi Şekil A.65'de verilmiştir.

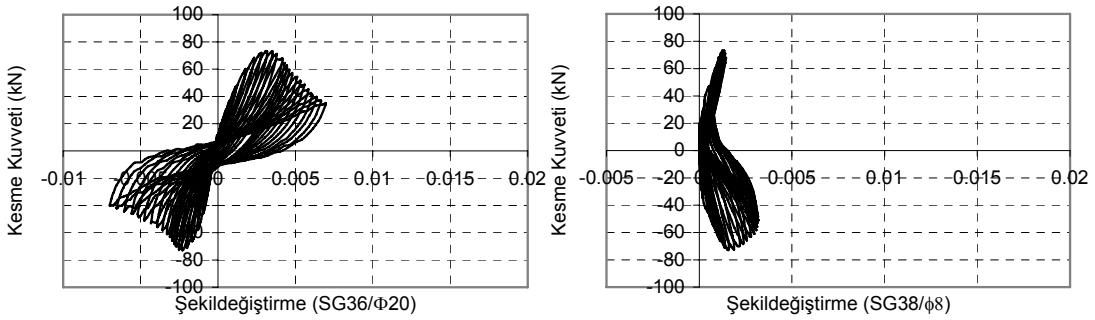


Şekil A.64 : S-LS-G-1-1 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -24.75mm$).

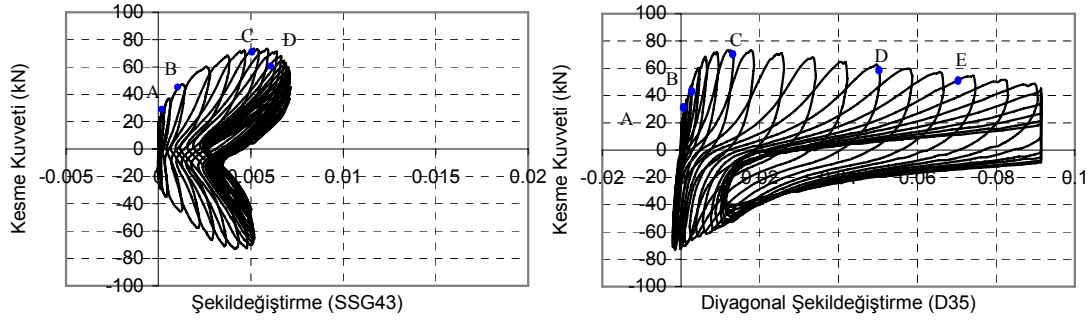


Şekil A.65 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-G-1-1).

Şekil A.66'da sırasıyla boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir. Şekil A.67'de SSG43 numaralı şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C ve D simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0 ve %5.0 öteleme oranı seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir. Şekil A.67'de D35 numaralı yerdeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C, D ve E simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0, %5.0 ve %7.0 öteleme oranı seviyelerindeki diyagonal şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



Şekil A.66 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil A.67 : Kesme kuvveti-diyagonal ve enine şekildeğiştirme ilişkisi (D35).

A.4.8 S-LS-G-2-1 Numunesi

Bu numune, üst ve alt kolon bölgesinde, 500 mm genişliğe sahip 1'er adet cam LP kompozit ile 10 mm kiriş yüzünden boşluk bırakılarak, iki kat sarılmak suretiyle güçlendirilmiştir. S-LS-G-2-1 numunesinin deney sırasındaki davranışı özet olarak Çizelge A.21'de verilmiştir. δ=±0.90 mm (Ö.O.=%±0.2) çevrimi tamamlandığında, alt ve üst kolonda, birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları oluşmuştur. Boyuna donatının akmasına neden olan yerdeğiştirme seviyesi, δ_y=11.25 mm (Ö.O.=%2.5) olarak gözlenmiş olup, bu seviyede hiçbir kesme çatlağı oluşmazken, eğilme çatlak kalınlıkları ortalama olarak 1.2 mm'dir. En büyük kesme kuvveti değeri, itmede 80 kN ve çekmede *-78 kN olarak, δ=* ±18.00 mm (Ö.O.=%4.0) çevriminde kaydedilmiştir. *δ*=22.50 mm (Ö.O.=%5.0) değerine gidilirken, alt kolon bölgesinde, alt yüzde ve mesnede yaklaşık olarak 100 mm mesafede, cam LP kompozit üstünde enine doğrultuda ayrılma (0.15 mm) tespit edilmiştir, F=73.5 kN. Bir sonraki hedef olan, *δ*=24.75 mm'ye (Ö.O.=%5.5) gidilirken hidrolik verenin bağlandığı kirişte dönme görülmüştür. *δ=27.00* mm (Ö.O.=%6.0) hedef yerdeğiştirme değerinde, üst kolonda ve alt yüzde, kiriş yüzüne yaklaşık 150 mm mesafede cam LP kompozitte düşey ayrılma gözlenmiştir, Şekil A.68. Bu adımdan sonra yatay yük değeri sıfırlanarak deney bitirilmiştir. Numunenin deney sonrasında görünümü Şekil A.69'da ve numuneye ait kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi Şekil A.70'de verilmiştir. Şekil A.71'de boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir. Şekil A.72'de PI52 numaralı

şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B ve C simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0 ve %3.0 öteleme oranı

Çizelge A.21: S-LS-G-2-1 numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin Durumu
Ö.O. = *%0.2* / δ = ± 0.90	14.5/-12	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları (<0.1 mm)
Ö.O. = *%2.5* / δ = ± 11.25	75/-75	δ=-11.25 mm yerdeğiştirmesine erişildiğinde boyuna donatıda akma gözlendi (F=75 kN), eğilme çatlak kalınlıkları 1.2 mm
Ö.O. = %4.0 / δ = ± 18.00	80/-78	Karşılanan en büyük kesme kuvveti, eğilme çatlak kalınlıkları ortalama 2 mm
Ö.O. = *%5.0* / δ = ± 22.50	73.5/-73.5	Alt kolon bölgesinde alt yüzde mesnede 100mm mesafede cam LP kompozit enine doğrultuda ayrılmıştır (0.15 mm), alt kolonda karbon LP kompozitte düşey doğrultuda ayrılmalar gözlendi (0.1 mm)
Ö.O. = *%6.0* / δ = ± 27.00	60/-66	Hidrolik verenin bağlandığı kirişte dönme gözlendi
Ö.O. = *%6.5* / δ = ± 29.25	57/-58	Üst kolon bölgesinde alt yüzde cam LP kompozit enine doğrultuda ayrılmaya başlamıştır



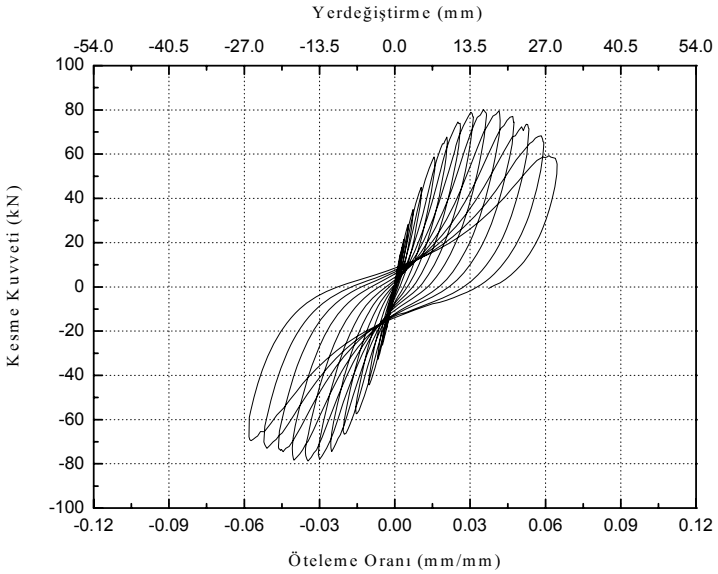
Şekil A.68 : S-LS-G-2-1 hasar durumu *(δ=27.00* mm, Ö.O.=%6.0).



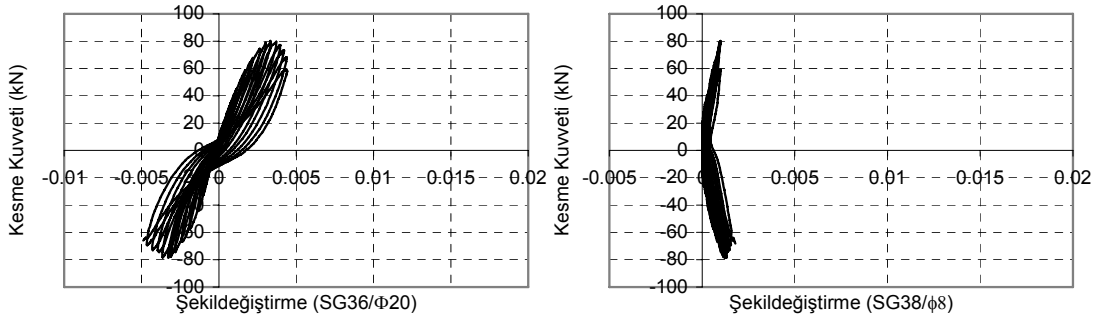
Şekil A.69 : S-LS-G-2-1 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -14.5mm$).

seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir. Şekil A.72'de D31 numaralı yerdeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-diyagonal şekildeğiştirme

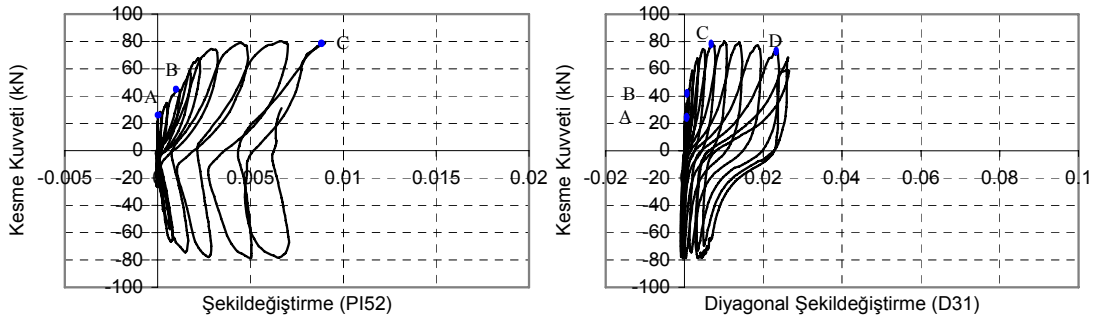
ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C ve D simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0 ve %5.0 öteleme oranı seviyelerindeki diyagonal şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



Şekil A.70 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-G-2-1).



Şekil A.71 : Boyuna ve Enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil A.72 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi.

A.4.9 S-LS-G-3-1 numunesi

Bu numune, üst ve alt kolon bölgesinde, 500 mm genişliğe sahip birer adet cam LP kompozit ile 10 mm kiriş yüzünden boşluk bırakılarak, üç kat sarılmak suretiyle güçlendirilmiştir. S-LS-G-3-1 numunesinin deney sırasındaki davranışı özet olarak Çizelge A.22'de verilmiştir. δ=0.90 mm'ye (Ö.O.=%0.2) gidilirken, alt ve üst kolonda, birleşim kesitinde e ilk eğilme çatlakları oluşmuştur. Boyuna donatının akmasına neden olan yerdeğiştirme seviyesi, δ_y=11.25 mm (Ö.O.=%2.5) olarak gözlenmiştir.

Çizelge A.22 : S-LS-G-3-1 numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin Durumu
Ö.O. = *%0.2* / δ = ± 0.90	15/-14.5	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları (<0.1 mm)
Ö.O. = *%2.5* / δ = ± 11.25	80/-75	δ=-11.25 mm yerdeğiştirmesine erişildiğinde boyuna donatıda akma gözlendi (F=75 kN), eğilme çatlak kalınlıkları itmede 1.3 mm çekmede ise 1.5 mm mertebesindedir
Ö.O. = *%4.0* / δ = ± 13.50	84.5/-80	Karşılanan en büyük kesme kuvveti, eğilme çatlak kalınlıkları ortalama 2 mm, alt kolon alt yüzey cam LP kompozit üzerinde eğilme çatlağı
Ö.O. = *%6.0* / δ = ± 27.00	74/-71	Üst kolonda üst yüz ile kiriş birleşiminde cam LP kompozitte yırtılma başlangıcı
Ö.O. = *%6.5* / δ = ± 29.25	66.5/-67.5	Üst kolonda alt yüz ile kiriş birleşiminde cam LP kompozitte yırtılma başlangıcı

En büyük kesme kuvveti değeri, itmede 84.5 kN ve çekmede -80 kN olarak, δ=±13.50 mm (Ö.O.=%3.0) çevriminde kaydedilmiştir. Ayrıca bu yerdeğiştirme seviyesinde, alt kolonda ve alt yüzde, mesnede yaklaşık 70 mm mesafede cam LP kompozit üzerinde bir eğilme çatlağı oluşmuştur. δ=27.00 mm (Ö.O.=%6.0) değerine gidilirken, üst kolon bölgesinde, üst yüz ile kiriş birleşiminde, cam LP kompozit yırtılmaya başlamıştır, F=74 kN, Şekil A.73. Bir sonraki hedef olan, δ=29.25 mm'ye (Ö.O.=%6.5) gidilirken üst kolon bölgesinde, alt yüz ile kiriş birleşiminde, cam LP kompozit yırtılmaya başlamıştır, F=66.5 kN. Son çevrim olarak, δ=±42.75 mm (Ö.O.=%±9.5) değeri tamamlanmıştır. Numunenin deney sonrasında görünümü Şekil A.74'de ve numuneye ait kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi Şekil A.75'de verilmiştir.

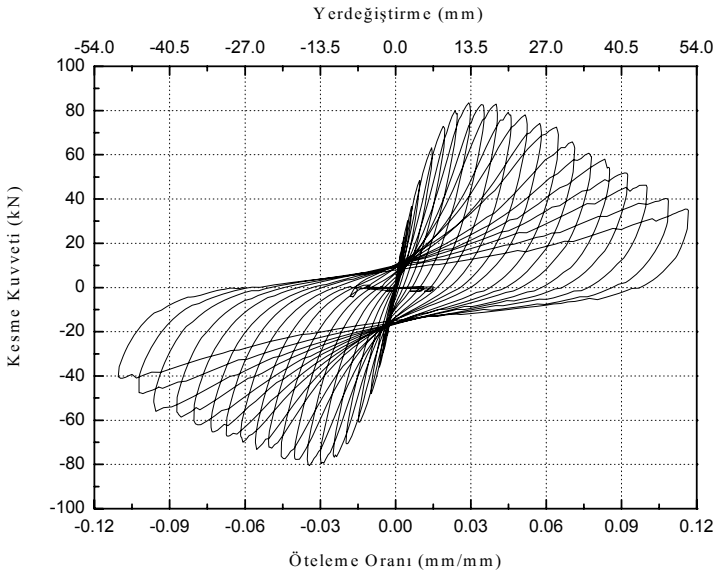


Şekil A.73 : S-LS-G-3-1 hasar d*urumu (δ=27.00* mm, Ö.O.=%6.0).

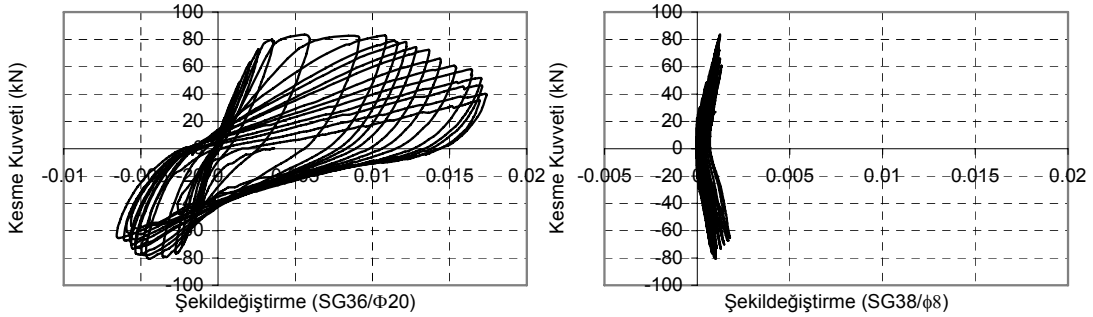


Şekil A.74 : S-LS-G-3-1 numunesi deney sonu görünümü ($\delta_{pl} = -20.95mm$).

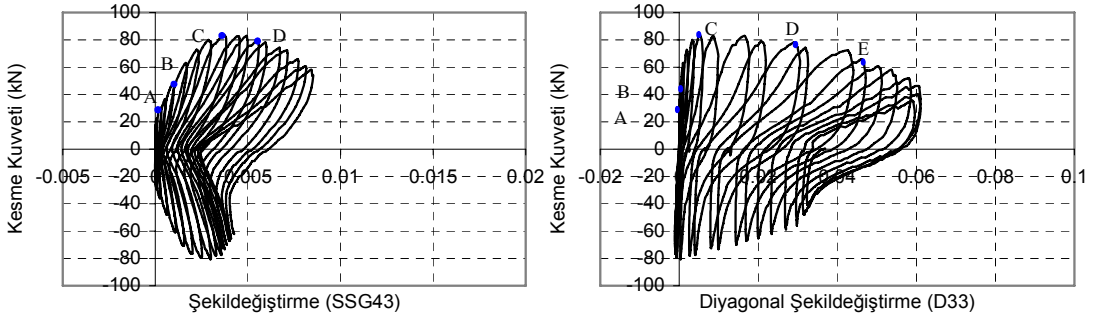
Şekil A.76'da sırasıyla boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir. Şekil A.77'de SSG43 numaralı şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C ve D simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0 ve %5.0 öteleme oranı seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir. Şekil A.77'de D33 numaralı yerdeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C, D ve E simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0, %5.0 ve %7.0 öteleme oranı seviyelerindeki diyagonal şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



Şekil A.75 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-G-3-1).



Şekil A.76 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil A.77 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi.

A.4.10 S-LS-O-1-R-R-C-1/2 numunesi

Bu numune, üst ve alt kolon bölgesinde, 100 mm genişliğe sahip 1'er adet cam LP şerit ile 100 mm net açıklık bırakılıp, tek kat sarılmak suretiyle güçlendirilmiştir. Numunesinin deney sırasındaki davranışı özet olarak Çizelge A.23'te verilmiştir.

Çizelge A.23: S-LS-O-1-R-R-C-1/2 numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin durumu
Ö.O. = *%0.1* / δ = ± 0.45	13/-8.5	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları (<0.1 mm)
Ö.O. = *%0.5* / δ = ± 2.25	25/-18.5	Üst kolon bölgesinde ön ve arka yüzlerde kiriş yüzüne 150 mm mesafede ilk kesme çatlakları oluştu (0.1 mm)
Ö.O. = *%1.0* / δ = ± 4.50	47.5/-46.5	Alt ve üst kolonlarda tüm yüzlerde kesme çatlakları oluştu (0.3 mm), eğilme çatlakları ise 0.4mm mertebesindedir
Ö.O. = *%2.5* / δ = ± 11.25	68.5/-61.5	Karşılanan en büyük kesme kuvveti, δ=-11.25 mm yerdeğiştirmesine erişildiğinde boyuna donatıda akma gözlendi, kesme çatlakları (0.7mm), eğilme çatlakları (1.1 mm)
Ö.O. = *%3.0* / δ = ± 13.50	66/-61	Üst kolonda ilk karbon LP şeridi arka yüzden yırtılmaya başladı *(F=66kN),* δ=-13.50 mm yerdeğiştirmesine erişildiğinde enine donatıda akma gözlendi
Ö.O. = *%4.0* / δ = ± 18.00	51.5/-49.5	Üst kolonda orta karbon LP şeridi ön yüzden yırtılmaya başladı, F=51.5 kN
Ö.O. = *%5.5* / δ = ± 24.75	27.5/-29.5	Üst kolonda orta karbon LP şeridi arka yüzden yırtılmaya başladı, F=27.5 kN

İlk kesme çatlağı, δ=*2.25* mm (Ö.O.=%0.5) yerdeğiştirmesinde üst kolon bölgesinde, ön ve arka yüzlerde, kiriş yüzüne yaklaşık 150 mm mesafede oluştu, F=25 kN. δ=4.50 mm (Ö.O.=%1.0) hedef yerdeğiştirmesine erişilirken, alt kolon bölgesinde de, ön ve arka yüzlerde, yaklaşık olarak 150 mm mesafede kesme çatlakları oluşmuştur, F=42.5 kN. Boyuna donatının akmasına neden olan yerdeğiştirme seviyesi, δ_y=11.25 mm (Ö.O.=%2.5) olarak gözlenmiştir. En büyük kesme kuvveti değeri, itmede 68.5 kN ve çekmede -*61.5 kN olarak,* δ= ±11.25 mm (Ö.O.=%2.5) çevriminde kaydedilmiştir. δ=13.50 mm (Ö.O.=%3.0) hedef yerdeğiştirmesinde, üst kolonda, arka yüzden kiriş yanındaki ilk karbon LP şeridi yırtılmaya başlamıştır. δ=-13.50 mm (Ö.O.=%-3.0) hedef yerdeğiştirmesine gidilirken enine donatılar akmıştır. Bu yerdeğiştirme seviyesinden sonra tamir harcı ile doldurulan alt kolonda hasar daha fazla artmamıştır. δ=18.00 mm (Ö.O.=%4.0) hedef yerdeğiştirmesine gidilirken, üst kolon bölgesinde, orta karbon LP şeridi ön yüzden yırtılmaya başlamıştır, F=51.5 kN, Şekil A.78. δ=24.75 mm (Ö.O.5.5) hedef

yerdeğiştirme değerinde ise üst kolon bölgesinde, orta karbon LP şeridi arka yüzden yırtılmaya başlamıştır, F=27.5 kN. Numunenin deney sonrasında görünümü Şekil A.79'da ve numuneye ait kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi Şekil A.80'de verilmiştir. Şekil A.81'de boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir.

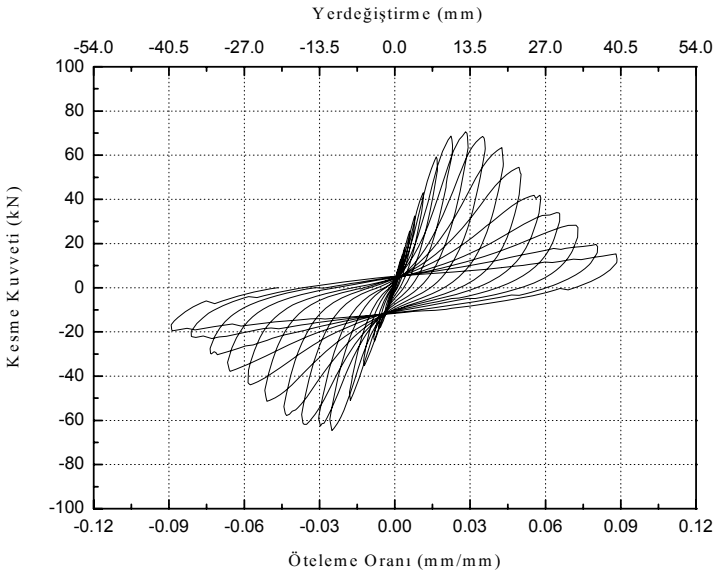
Şekil 5.71'de SSG46 numaralı şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C ve D simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0 ve %5.0 öteleme oranı seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



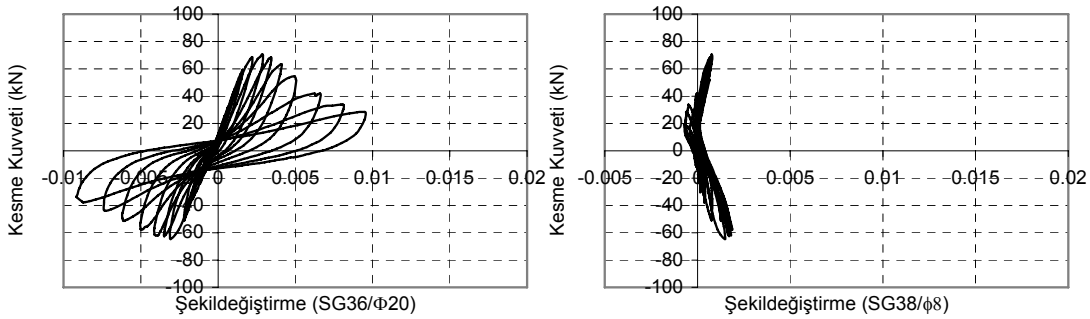
Şekil A.78 : S-LS-O-1-R-R-C-1/2 hasar d*urumu (δ=18.00* mm, Ö.O.=%4.0).



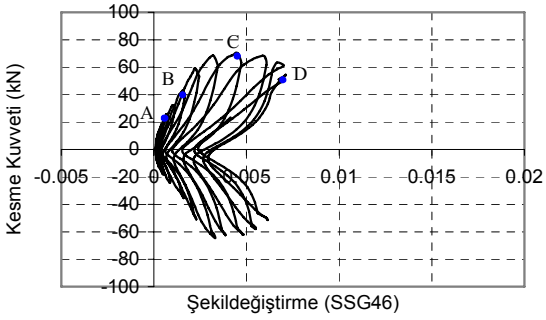
Şekil A.79 : S-LS-O-1-R-R-C-1/2 numunesi deney sonu görünümü.



Şekil A.80 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-O-1-R-R-C-1/2).



Şekil A.81 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil A.82 : Kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi.

A.4.11 S-LS-O-2-R-R-G-1 numunesi

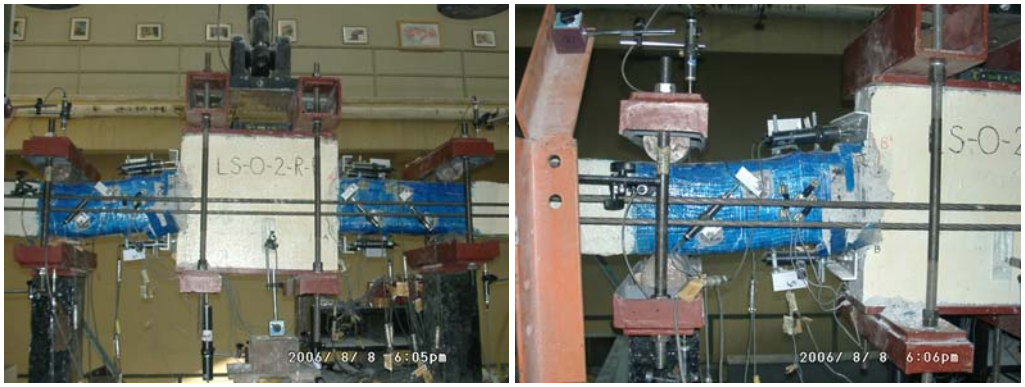
Bu numune, üst ve alt kolon bölgesinde, 500 mm genişliğe sahip 1'er adet cam LP kompozit ile 10 mm kiriş yüzünden boşluk bırakılarak, tek kat sarılmak suretiyle

güçlendirilmiştir. S-LS-O-2-R-R-G-1 numunesinin deney sırasındaki davranışı özet olarak Çizelge A.24'de verilmiştir. δ=±1.13 mm (Ö.O.=%±0.1) çevrimi

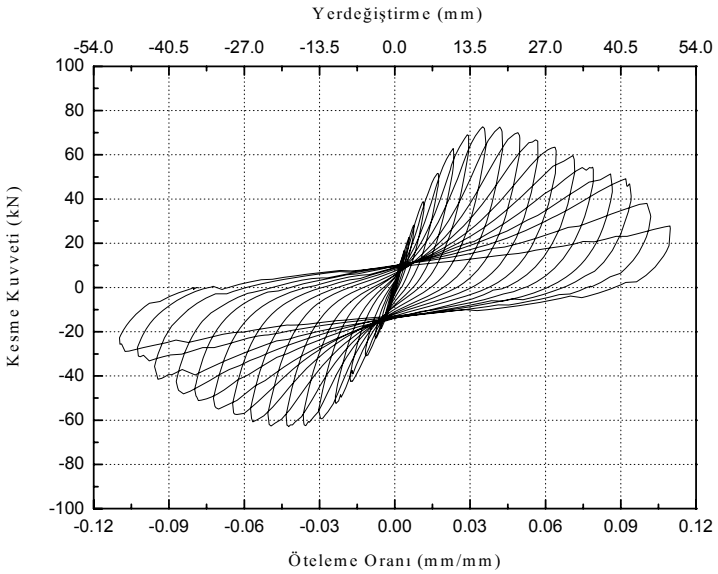
Çizelge A.24 : S-LS-O-2-R-R-G-1 numunesinin davranışının özeti.

Ö.O. / Yerdeğiştirme (mm)	V_{max} (kN)	Numunenin durumu
Ö.O. = *%0.25 / δ* = ± 1.13	13/-11	Kolon-kiriş birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları (0.1 mm)
Ö.O. = *%2.5 / δ* = ± 11.25	69/-58.5	Eğilme çatlak kalınlıkları 0.9 mm, alt kolonda üst yüzde cam LP kompozitte eğilme çatlağı (0.4 mm)
Ö.O. = *%3.0 / δ* = ± 15.75	70.5/-62.5	Karşılanan en büyük kesme kuvveti
Ö.O. = *%7.0 / δ* = ± 31.50	46.5/-40	Alt kolon bölgesinde üst yüzde mesnedin hemen yanında cam LP kompozit enine doğrultuda ayrılmıştır

tamamlandığında, üst kolonda, birleşim kesitinde ilk eğilme çatlakları oluşmuştur. δ=11.25 mm (Ö.O.=%2.5) yerdeğiştirme değerinde, alt kolonda ve kiriş yüzüne yaklaşık 50 mm mesafede numune üst yüzünde cam LP kompozit ayrılmaya başlamıştır, bu eğilme çatlağı 0.4 mm kalınlığında ölçülmüştür. En büyük kesme kuvveti değeri, itmede 70.5 kN ve çekmede *-62.5 kN olarak, δ*=±15.75 mm (Ö.O.=%±3.5) çevriminde kaydedilmiştir. *δ*=-31.50 mm (Ö.O.=%-7.0) hedef yerdeğiştirme değerine gidilirken, alt kolon bölgesinde, üst yüzde ve mesnedin hemen yanında, cam LP kompozit yırtılmıştır, F=-40 kN. Bu çevrimden sonra yatay yük kapasitesi itmede %45 oranında, çekmede %29 oranında azalmıştır. Bu numune için ulaşılan en büyük yerdeğiştirme seviyesi δ=±36.00 mm (Ö.O.=%±8.0) olmuştur. Numunenin deney sonrasında görünümü Şekil A.83'de ve numuneye ait kesme kuvveti, yerdeğiştirme ve öteleme oranı ilişkisi Şekil A.84'de verilmiştir.

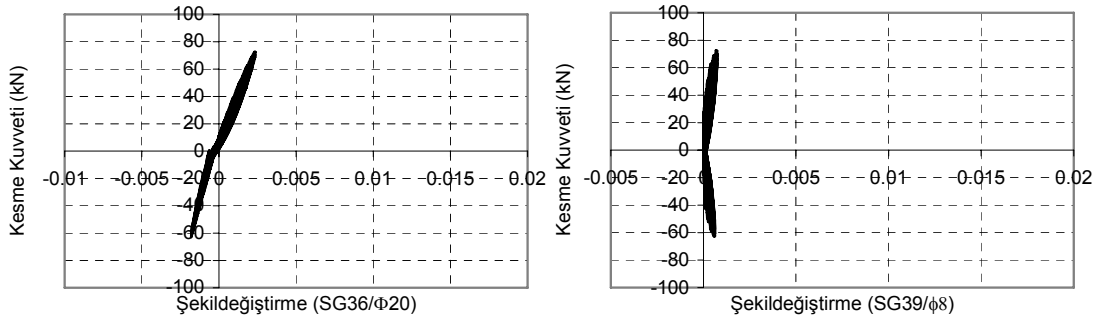


Şekil A.83 : S-LS-O-2-R-R-G-1 numunesi deney sonu görünümü.

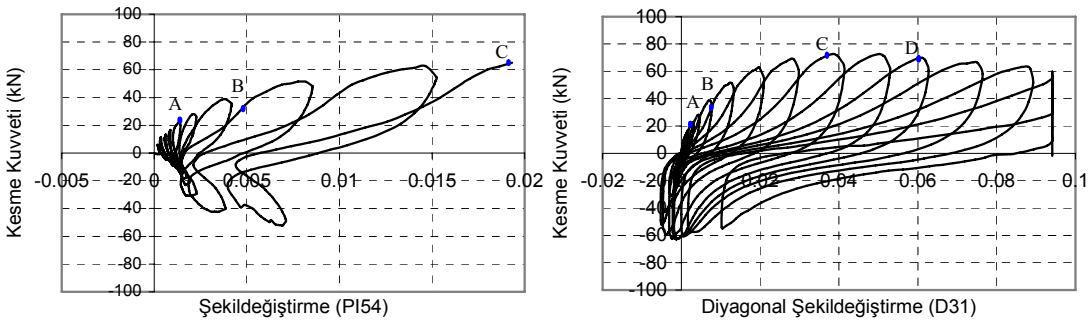


Şekil A.84 : Kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi (S-LS-O-2-R-R-G-1).

Şekil A.85'te boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir. Şekil A.86'da PI54 numaralı şekildeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-enine şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B ve C simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0 ve %3.0 öteleme oranı seviyelerindeki şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir. Şekil A.86'da D31 numaralı yerdeğiştirmeölçerden elde edilen kesme kuvveti-diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir. A, B, C ve D simgeleri sırasıyla, %0.5, %1.0, %3.0 ve %5.0 öteleme oranı seviyelerindeki diyagonal şekildeğiştirme değerlerini göstermektedir.



Şekil A.85 : Boyuna ve enine donatı için kesme kuvveti-şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil A.86 : Kesme kuvveti-enine ve diyagonal şekildeğiştirme ilişkisi.

EK B

B.1. GİRİŞ

Bu ekte diyagonal çekme deneyleri ile ilgili ayrıntılar ve deney sonuçlarının Bölüm 4'de verilmeyen kısımları verilecektir.

B.2. Numune Üretimi

B.2.1. Beton panellerin üretimi

Elemanların üretiminde kullanılan kalıpların hazırlanması için, su kontrası adı verilen malzeme alınmış ve ayrıca laboratuvarda bulunan malzemelerden yararlanılmıştır. Tüm numunelerin aynı günde dökülmesi için kalıpların hepsi hazırlanmış, beton dökümünden önce; tüm yüzeyler, toz ve benzeri yabancı maddelerden temizlenerek, kalıp yağı ile yağlanmıştır, Şekil B.1.



Şekil B.1 : Kalıpların hazırlanması.

İston Beton tarafından üretilen, 28 günlük standart silindir dayanımı yaklaşık 5 MPa olan hazır beton; tüm elemanlar için aynı şartlarda, 28.02.2006 tarihinde, kalıplara dökülmüştür. Betonun kalıplara mümkün olduğunca iyi yerleşmesini sağlamak amacıyla, döküm sırasında vibrasyon uygulanmıştır. Farklı yaşlardaki betonun mekanik özelliklerini belirlemek üzere, 17 adet standart silindir (150×300 mm×mm) beton örneği alınmıştır. Beton dökümünü izleyen 7 gün boyunca, olası büzülme çatlaklarının önüne geçebilmek için, alınan silindir beton örneklerinin ve elemanların üzeri amerikan beziyle örtülüp sabah ve akşam birer kez sulanarak kür

uygulanmıştır. Beton dökümü Şekil B.2'de görülmektedir. Kullanılan betonun karışımı ve mekanik özellikleriyle ilgili ayrıntılı bilgi Malzeme Özellikleri ve Deneyleri bölümü başlığı altında sunulmuştur.



Şekil B.2 : Beton dökümü ve kür.

B.2.2. HPFRCC paneller ile güçlendirme

B.2.2.1. HPFRCC panellerin üretimi

Öndöküm HPFRCC panellerin tamamı, İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı Malzemesi Laboratuvarındaki 0.25 m^3 kapasiteli düşey karıştırıcıda üretilmiştir. Öndöküm HPFRCC panellerin ve daha önce yapılan HPFRCC deneme karışımlarının üretilmesinde aynı malzemeler kullanılmış, malzemeler aynı sıraya ve belirlenen sürelere göre dökülmüştür. Üretimden önce açık ve koyu renkli silis kumu ile ince kum serilerek kurutulmuştur. Silis kumu 0.5 mm'lik elekten, ince kum ise 1 mm'lik elekten elenerek gerekli miktarlarda tartılmıştır. Çimento, silis dumanı, su, hiperakışkanlaştırıcı ve suda önceden açılarak kurutulmuş çelik lifler de gerekli miktarda tartılarak üretime geçilmiştir. Üretimde aşağıdaki karıştırma sırası izlenmiştir: 1-Silis Kumu + İnce Kum, 2-Silis Dumanı + Çimento, 3-Su, 4-Hiperakışkanlaştırıcı ve 5-Çelik Lif.

Dökümden önce karıştırıcının teknesi ıslak bir bezle silinmiştir. Açık renk silis kumu ve ince kum karışımı 1 dakika boyunca karıştırıldıktan sonra çimento ve silis dumanı karışımı da eklenerek 1 dakika daha karıştırılmıştır. Daha sonra suyun yarısı karıştırıcı dönerken karışıma eklenmiş ve 3 dakika beklendikten sonra diğer yarısı aynı şekilde eklenerek 3 dakika daha karıştırılmıştır. Daha sonra hiperakışkanlaştırıcının yarısı eklenmiş 2 dakika karıştırılmış ve 2 dakikanın sonunda diğer yarısı da eklenmiş, viskozlaşma gözlenene kadar (yaklaşık 1.5–3 dakika) karıştırılmıştır. Viskozlaşma gözlendikten sonra karıştırıcı durdurularak çelik lifin yarısı karışımın her tarafına dağılacak şekilde serpiştirilmiş ve 1.5 dakika karıştırıldıktan sonra liflerin diğer yarısı karışıma eklenmiştir. Yaklaşık 3.5–6 dakika sonra karıştırıcı durdurularak karışımın birim hacim ağırlığı hesaplanmış ve yayılma deneyi yapılmıştır. Birim hacim ağırlığını bulmak için darası 5.640 kg ve hacmi 5.65 litre olan bir kap kullanılmıştır. Toplam ağırlık ölçülmeden önce sarsma tablası kullanılarak betonun kap içerisine iyice yerleşmesi sağlanmıştır. Yayılma deneyi için beton, ters huni şeklindeki kaba doldurulmuş ve 25 kez şişlendikten sonra kap yavaşça yukarı çekilerek yayılma miktarı ölçülmüştür. Kaplardaki beton tekrar karıştırıcıya dökülerek yaklaşık 0.5 dakika karıştırılmıştır. Karışım sırası Şekil B.3'te verilmiştir.

Öndöküm HPFRCC panellerin üretiminde kullanılan kalıpları hazırlamak için laboratuvardaki malzemelerden yararlanılmıştır. Ahşap (plywood) kalıpların üzerine, gerekli boyda ve derinlikte çıtalar monte edilmiş, farklı dökümler için kalıplar yeniden kullanılmıştır. Ankraj uygulaması olan numunelerde, numunenin üretimden sonra delinmesinin zorlukları düşünülerek, belirlenen detaya göre ankraj yapılacak yerlere 22 mm çapında silindir şeklinde tahta parçaları koyularak ankraj delikleri oluşturulmuştur. Ankraj uygulanmayacak numunelerde de bu delikler oluşturulmuş, daha sonra epoksi ile doldurulmuştur.



Şekil B.3 : Karışım sırası.

Öndöküm HPFRCC panellerin dökülmesi için daha önceden hazırlanmış olan kalıplar, üretimden önce temizlenerek kalıp yağı ile yağlanmıştır. Kalıplara dökülmeye hazır hale gelen HPFRCC karışımı, 2 aşamada dökülmüş ve her iki aşama sonunda sarsma tablası kullanılarak betonun iyice yerleşmesi sağlanmıştır. İkinci aşama sonunda panellerin fazlalıkları alınarak yüzeyi düzeltilmiş ve nemli bir bezle örtülerek kür uygulanmıştır, Şekil B.4.



Şekil B.4 : HPFRCC panellerin kalıba alınması ve kür.

Paneller, üretildikten bir gün sonra kalıptan alınarak, oda sıcaklığındaki (~20°C) havuzlara konulmuştur. Bu aşamada, plakalar 7 gün boyunca 20°C sıcaklıktaki havuzlarda bekletilmelerinin ardından havuzdan alınmış ve su sıcaklığı 80–90°C olan kür havuzuna yerleştirilerek 3 gün boyunca bu sıcaklıkta bekletilmiştir. Daha sonra oda sıcaklığındaki (~20°C) havuzlara tekrar konulmuş ve 17 gün daha bekletilmiştir. Toplam kür süresinin 28 güne erişmesiyle birlikte öndöküm HPFRCC paneller havuzdan çıkarılmıştır.

B.2.2.2. Güçlendirme uygulaması

HPFRCC paneller, güçlendirilecek elemanların yüzeylerine yapıştırılmadan önce, beton yüzeyleri zımpara yardımıyla düzeltilmiş ve bu işlemden sonra, yüzeyler elektrikli süpürge ve kompresör yardımıyla iyice temizlenmiştir. Yapıştırma esnasında her iki yüzeyinde düz olması önemli olduğundan, öndöküm HPFRCC panellerinin yapışacak olan yüzeyinin de düz olmasına dikkat edilmiş, gerektiğinde aynı işlemler paneller için de yapılmıştır, Şekil B.5.



Şekil B.5 : Yüzey hazırlığı.

Öndöküm HPFRCC paneller, üretimlerinden yaklaşık 3.5 ay sonra, güçlendirilecek olan elemanların yan yüzeylerine yapıştırılmıştır. Yapıştırma işlemi BASF Concressive 1406 çift bileşenli epoksi ile gerçekleştirilmiştir. Kullanılan epoksinin 7 günlük basınç dayanımı 75 MPa, eğilme dayanımı ise 25 MPa'dır. Yapıştırma işlemi için 3 mm epoksi kalınlığı düşünülmüş ve her bir yapıştırma işlemi için gerekli olan miktar hesaplanarak epoksi harcı hazırlanmıştır. Hazırlanan epoksi önceden

hazırlanan ve temizlenen yüzeye spatula yardımı ile sürülmüş ve yüzeye eşit miktarda dağılmasına dikkat edilmiştir, Şekil B.6.



Şekil B.6 : Güçlendirilecek elemanların yüzeylerine epoksi harcı uygulanması.

Epoksi harcının yüzeye sürülmesinden sonra paneller, yatay konumdaki beton elemanların üzerine koyularak işkence yardımıyla sabitlenmiştir. İşkencelerin beton yüzeyine zarar vermemesi için araya tahta elemanlar yerleştirilmiştir. Deney esnasında güçlendirme elemanlarının doğrudan eksenel yük almaması için, özellikle başlık bölgesinde yeterli miktarda boşluğun oluşmasına dikkat edilmiştir. Yapıştırma esnasında epoksi ile dolan ankraj delikleri, yapıştırma işleminden hemen sonra temizlenmiştir. Yapıştırma işleminden bir gün sonra, beton elemanın diğer yüzeyine aynı işlemler uygulanarak panellerin diğer eşleri yapıştırılmıştır, Şekil B.7.



Şekil B.7 : Güçlendirme panellerinin yapıştırılması.

Ankraj detayı olan numunelerde, öndöküm HPFRCC panellerin beton elemanlara yapıştırılmasından sonra, matkap yardımıyla 20 mm çapında ankraj delikleri açılmıştır. Ankraj çubukları, 16 mm çapında seçilmiş ve her bir numune için gerekli boylarda kesilerek hazırlanmıştır. Ankraj uygulamasından önce, delikler kompresör yardımıyla iyice temizlenmiştir, Şekil B.8. Ankraj uygulaması için ilk önce delikler

tamamen epoksi ile doldurulmuş, daha sonra ankraj çubuklarına epoksi sürülmüş ve deliklerden bu şekilde geçirilmiştir. Böylece ankraj bölgesinde boşluk oluşma olasılığı en aza indirilmiştir. Ankraj uygulaması olmayan numunelere yapıştırılan panellerde bulunan ankraj delikleri, epoksi ile doldurulmuştur, Şekil B.8.



Şekil B.8 : Ankraj deliklerinin açılması, temizlenmesi ve ankraj yapılması.

B.2.3. LP Kompozitler ile güçlendirme

LP kompozitler ile güçlendirilecek beton elemanların yüzeyleri, kompozitlerin düzgün bir şekilde yapışmasını sağlamak için zımpara yardımıyla düzeltilmiştir. Düzeltilen yüzeylerdeki toz ve benzeri yabancı maddeler, elektrikli süpürge ve kompresör yardımıyla temizlenmiştir. LP uygulamasından önce, kumaş halindeki kompozit malzemeler uygun boylarda kesilerek gerekli sayıda hazırlanmıştır. Güçlendirme malzemelerinin boyutları, numune boyutlarından küçük seçilmiştir. Lifli polimerlerin beton yüzeyine daha iyi yapışması ve aderansın daha iyi olması için, beton yüzeyine çift bileşenli astar karışımı (BASF Astar) sürülmüştür, Şekil B.9. Uygulamadan önce yüzeylerin mümkün olduğunca pürüzsüz ve düzgün olması sağlanmış, hasarlı ve gevşek beton parçalar yüzeyden uzaklaştırılmış, elektrikli süpürge ve kompresör yardımıyla yüzeydeki toz ve yabancı maddeler temizlenmiştir. Astar karışımı sürülen numuneler, lifli polimerin yapıştırılmasından önce yaklaşık 24 saat bekletilmiştir.



Şekil B.9 : Numune yüzeylerine astar uygulanması.

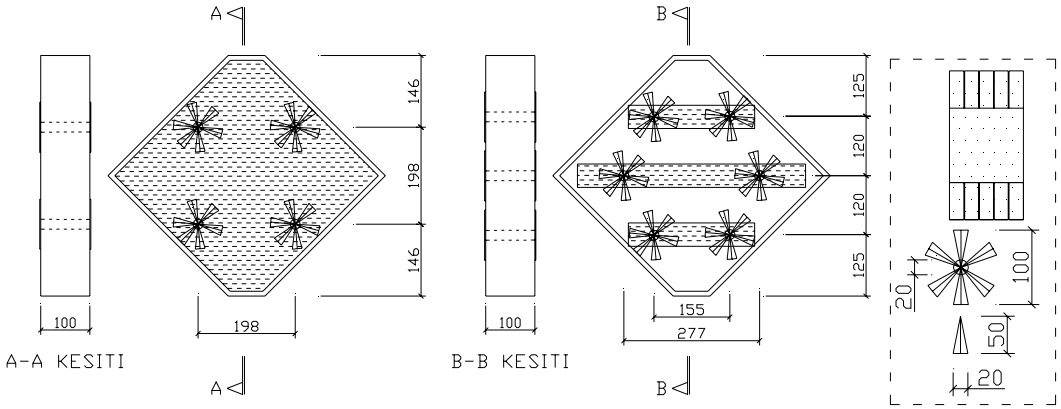
Lifli polimerlerin numuneye ve birbirlerine yapışması için ise çift bileşenli epoksi yapıştırıcı (BASF Epoksi Esaslı Yapıştırıcı) kullanılmıştır. İlk lifli polimer yüzeye yapıştırılmadan önce epoksi yapıştırıcı yüzeye sürülmüş ve ardından polimer yüzeye düzgün bir şekilde yapıştırılmıştır. Yapıştırma işleminin başarılı olması için lifli polimerler her aşamada el ile düzeltilmiş ve her aşamada epoksi yapıştırıcının yüzeye eşit şekilde dağılması sağlanmıştır. Her tabaka için aynı işlemler tekrarlanmıştır. LP kompozitlerin tüm yüzeye uygulanmadığı numunelerde, epoksi yapıştırıcı sadece polimerlerin yapıştırılacağı bölgeye sürülmüştür, Şekil B.10.



Şekil B.10 : LP kompozitlerin yapıştırılması.

Numuneler, güçlendirme uygulaması tamamlandıktan sonra yeterli süre bekletildikten sonra deneyler yapılmaya başlanmıştır.

Ankrajın betonun kesme dayanımına ve sünekliğe katkısını incelemek amacıyla, cam lifli polimer yapıştırılarak güçlendirilen iki adet beton numunede (DS-G-A-2 ve DS-G-M-A-3 numunelerinde) Şekil B.11'de detayları verilen ankraj uygulaması yapılmıştır.



Şekil B.11 : a) DS-G-A-2 ve b) DS-G-3S-A-3 numunelerinde ankraj detayları c) ankraj.

Bu amaçla; güçlendirme uygulamasından 2 gün sonra, DS-G-A-2 numunesinde 4, DS-G-3S-A-3 numunesinde 6 adet 10 mm çapında ankraj delikleri açılmış ve kompresör yardımıyla iyice temizlenmiştir. Uygulamanın kolay yapılabilmesi için, 25 cm uzunluğunda ve 10 cm genişliğinde kesilerek hazırlanan kompozitler, sarılarak iple bağlanmıştır. Daha sonra tüm kompozitler epoksi esaslı yapıştırıcı hazırlanan kaba koyulmuş, bu sayede; kompozitlerin yapıştırıcıyı iyice emmesi sağlanmıştır. Uygulama yapıldıktan sonra, boşluk kalmaması için ankraj deliklerine şırınga yardımıyla yapıştırıcı enjekte edilmiştir, Şekil B.12.



Şekil B.12 : DS-G-A-2 ve DS-G-3S-A-3 numunelerinde ankraj uygulaması.

B.3. Malzeme özellikleri ve deneyleri

B.3.1. Elemanların üretiminde kullanılan beton

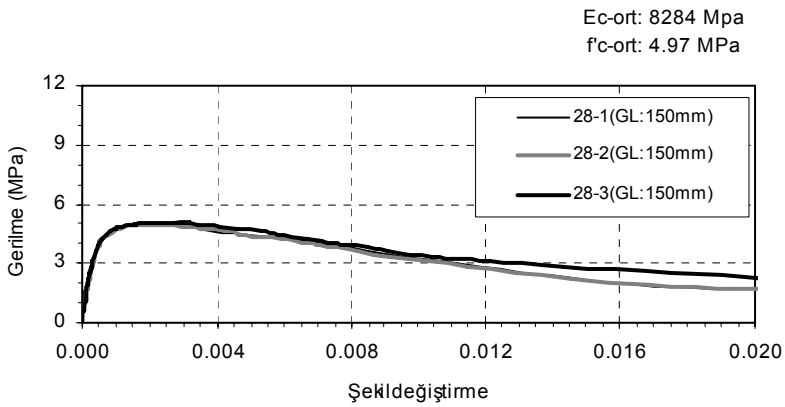
İston Beton tarafından üretilen, 28 günlük standart silindir dayanımı yaklaşık 5 MPa olan hazır beton; tüm elemanlar için aynı şartlarda, 28.02.2006 tarihinde, kalıplara dökülmüştür. Beton karışımı Çizelge B.1'de verilmiştir. Su/çimento oranı 1.17 olan karışımda, PÇ 42.5 portland çimentosu kullanılmıştır. 1 No'lu mıcırın maksimum tane çapı 8 mm'dir. Karışımda ayrıca, maksimum tane çapları 4 mm olan taş tozu ve dağ kumu kullanılmıştır. Katkı maddesi olarak chryso flüid 854 akışkanlaştırıcı kullanılmıştır.

Çizelge B.1 : Beton karışımı.

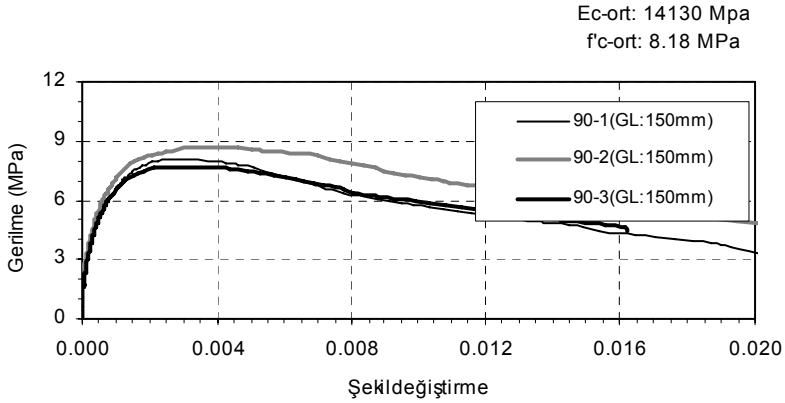
Malzemeler	Çimento	Su	Dağ kumu	taş Tozu	Kırma taş I	Katkı (*c.f. 854*)
Miktar (kg/m^3)	180	210	650	337	880	2.10

Taze betonda kıvamı belirlemek amacı ile 3 ayrı çökme (slump) deneyi yapılmıştır. Çökme konisi 3 aşamada doldurulmuş ve her aşamanın ardından uzun demir bir çubukla betonun 25 defa şişlenmesiyle iyi bir yerleşme sağlanmıştır. Tamamı doldurulan koninin yavaşça çekilmesiyle oluşan çökme, metre yardımıyla ölçülmüştür. Yapılan üç denemede çökme 26, 23 ve 17 cm yayılma 37, 34 ve 30 cm olarak ölçülmüştür. Beton mekanik özelliklerini belirleyebilmek amacı ile alınan 17 adet standart silindir (150×300 mm×mm) beton örneğine, güçlendirilme çalışması kapsamındaki elemanlarla aynı şartlarda (7 gün, nemli bezle) kür uygulanmıştır. 5000 kN kapasiteli Amsler yükleme aygıtı kullanılarak; 28., 90., 180. ve 360. günlerde, standart silindir basınç deneyleri yapılmıştır. Basınç deneyleri Ek A.2.2.1'de anlatıldığı gibi yapılmıştır.

28, 90, 180 ve 360 günlük betonun, standart silindir basınç deneylerinden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme grafikleri, sırasıyla; Şekil B.13-16'da verilmiştir. Grafiklerdeki eksenel şekildeğiştirmelerin hesabı için orta bölgeden (yükseklik boyunca ortadaki 150 mm) alınan yerdeğiştirme değerleri kullanılmıştır.

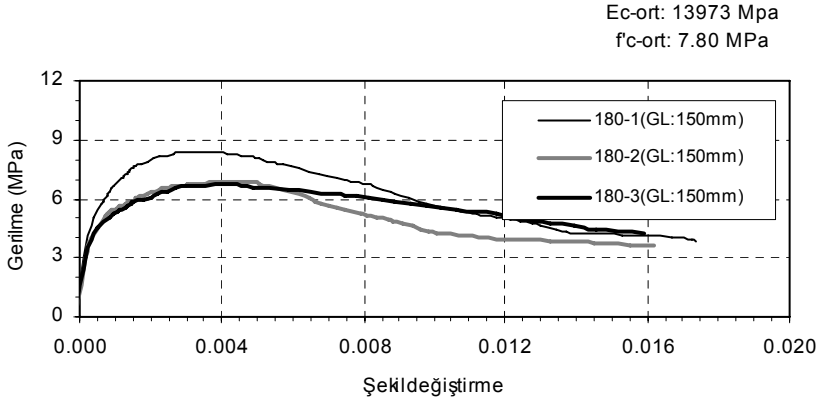


Şekil B.13 : 28 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları.

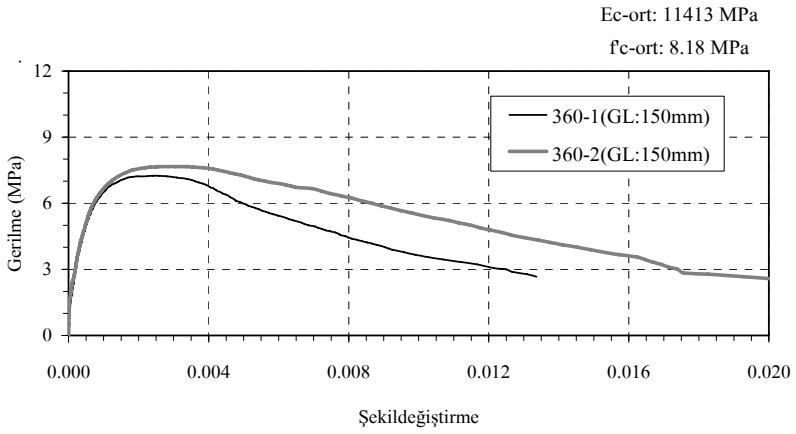


Şekil B.14 : 90 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları.

Standart silindirlerin basınç deneylerinden elde edilen beton mekanik özellikleri Çizelge B.2'de özetlenmiştir.



Şekil B.15 : 180 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları.



Şekil B.16 : 360 Günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları.

LP kompozitler ile güçlendirilen ve güçlendirme yapılmayan referans elemanların deneyleri, betonun döküldüğü tarihten itibaren 141. ve 148. günler arasında, öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların deneyleri ise 266. ve 285. günler arasında yapılmıştır. Buna göre deney sırasında beton basınç dayanımlarının yaklaşık 8 MPa olduğu kabul edilebilir.

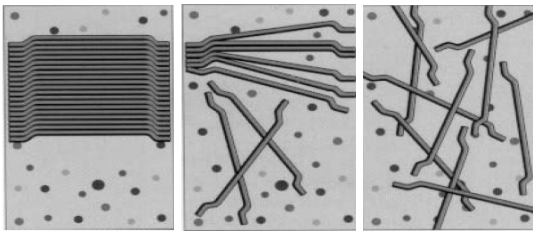
Çizelge B.2 : Standart silindir basınç deneylerinin sonuçları.

Standart silindir	Beton yaşı (Gün)	Basınç dayanımı f'_c (MPa)	Ort. basınç dayanımı $f'_{c,ort}$ (MPa)	Elastisite modülü E_c (MPa)	Ort. elastisite modülü $E_{c,ort}$ (MPa)
28-1	28	5.0	5.0	8237	8224
28-2	28	4.9		8083	
28-3	28	5.0		8351	
90-1	90	8.1	8.2	13044	14130
90-2	90	8.7		16001	
90-3	90	7.7		13346	
180-1	180	8.6	7.8	16112	13973
180-2	180	7.3		12877	
180-3	180	7.4		12930	
360-1	366	6.8	7.4	-	11400
360-2	366	7.8		-	
360-3	366	7.3		11259	
360-4	371	7.7		11566	

B.3.2 HPFRCC panellerin üretiminde kullanılan malzemeler

B.3.2.1 Çelik lifler

HPFRCC panellerin üretiminde Dramix ZP30/0.55 tipi çelik lifler kullanılmıştır, Şekil B.17. İki ucu kancalı olan Dramix ZP30/0.55 tipi çelik lifler, su ile karıştırıldığında çözülen özel bir tür tutkal ile birbirlerine yapıştırılmıştır. Böylece, liflerin beton içerisinde homojen dağılımı sağlanmaktadır, Şekil B.17. Kullanılan çelik liflerin geometrik ve mekanik özellikleri Çizelge B.3'de verilmiştir.



Şekil B.17 : Tutkalla birleştirilmiş çelik lif demetlerinin su ile temas sonucu dağılması.

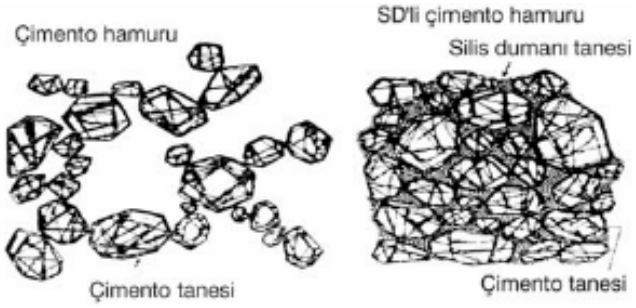
Çizelge B.3 : Dramix ZP30/0.55 çelik liflerin geometrik ve mekanik özellikleri.

Çap (mm)	0.55
Uzunluk (mm)	30
Narinlik (L/D)	55
Yoğunluk (kg/dm^3)	7.85
Çekme Dayanımı (MPa)	1100
Kaplama	Yok

B.3.2.2 Silis dumanı

Silis dumanı yüksek performanslı beton ve harçların önemli bir bileşenidir. Kalsiyum hidroksitle girdiği reaksiyon sonucu, betondaki en zayıf bölge olan çimento hamuru ile agrega taneleri arasındaki aderansı arttırır. Ayrıca; betonun dayanımında, işlenebilirliğinde ve dayanıklılığında önemli artış sağlar, Şekil B.18.

Bu çalışmada; çimento ile yerdeğiştiren bir malzeme olarak, Elkem tarafından üretilmiş 2.25 kg/dm^3 özgül ağırlığa sahip, maksimum tane çapı 500 mikrondan küçük silis dumanı kullanılmıştır.



Şekil B.18 : Silis dumanı içeren bir çimento hamurunda sıkı bir diziliş elde edilmesi (Hijorth, 1983).

B.3.2.3. Hiperakışkanlaştırıcı

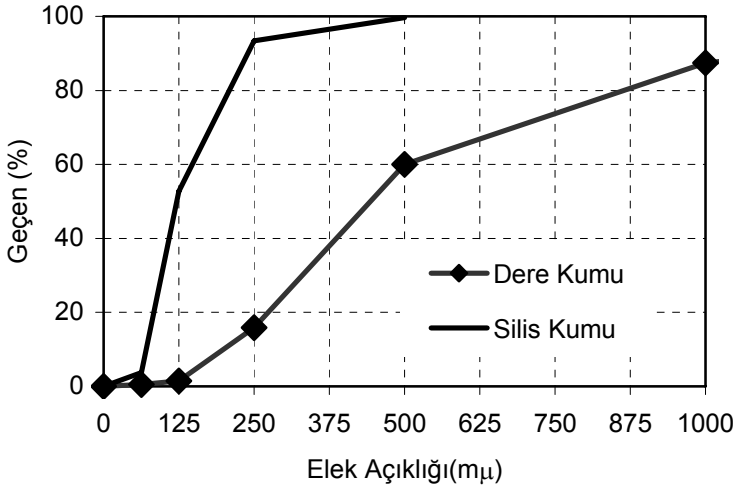
Çalışmada, BASF Glenium 51 hiperakışkanlaştırıcı kullanılmıştır. Üretici firmanın verdiği bilgilere göre Glenium 51; hazır beton ve prekast endüstrisinin, erken yüksek dayanım, düzgün yüzey elde edilmesi ve nihai yüksek performans gibi taleplerine karşılık verebilmek üzere geliştirilmiş, modifiye edilmiş polikarboksilik eter esaslı, klor içermeyen, düşük su/çimento oranında, işlenebilirliği oldukça arttırabilen, yeni nesil bir süperakışkanlaştırıcı katkı maddesidir, Çizelge B.4.

Çizelge B.4 : Glenium 51 hiperakışkanlaştırcının teknik özellikleri.

Yoğunluk(g/cm^3) (20°C)	1.082-1.142
Klor % (EN 480-10)	<0.1
Renk	Amber
Homojenite	Homojen
Kimyasal İçeriği	Polikarboksilik Eter Zincirleri

B.3.2.4. Kum

Öndöküm HPFRCC panellerin üretiminde iki farklı tür kum kullanılmıştır. Birincisi Şişecam'dan temin edilen silis kumudur. Kullanılan silis kumunun maksimum tane çapı 500 mikrondan küçüktür. Silis kumunun özgül ağırlığı 2.66 kg/dm^3'tür. HPFRCC panellerinin üretiminde ikinci tür kum Yapı Malzemesi Laboratuvarı'ndan temin edilen dere kumudur. Panellerin üretiminden önce gerekli miktarda tartılan ve kurutulan dere kumu, 1 mm'lik elekten geçirilmiştir. Şekil B.19'da silis kumu elek analizi sonuçları verilmiştir.



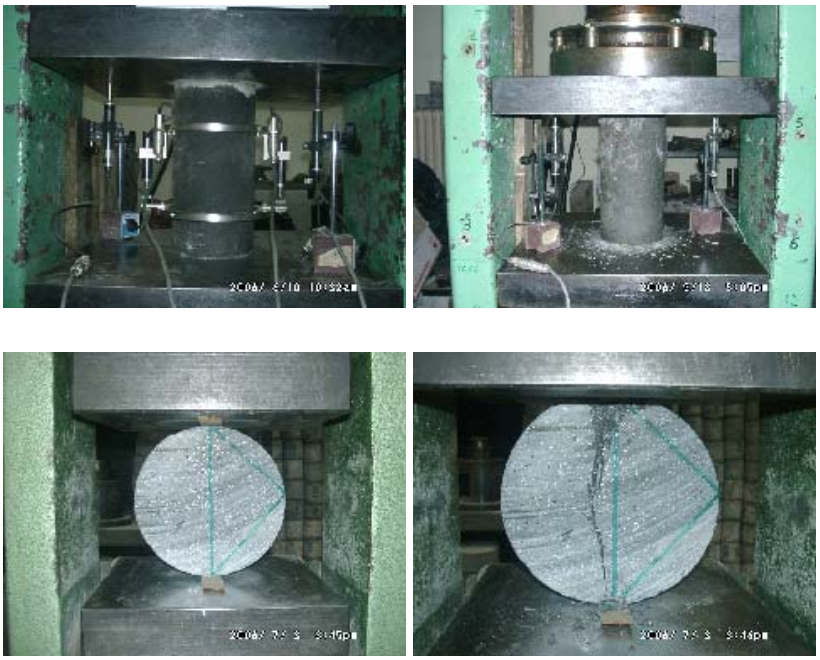
Şekil B.19 : Elek analizi.

B.3.2.5 Çimento

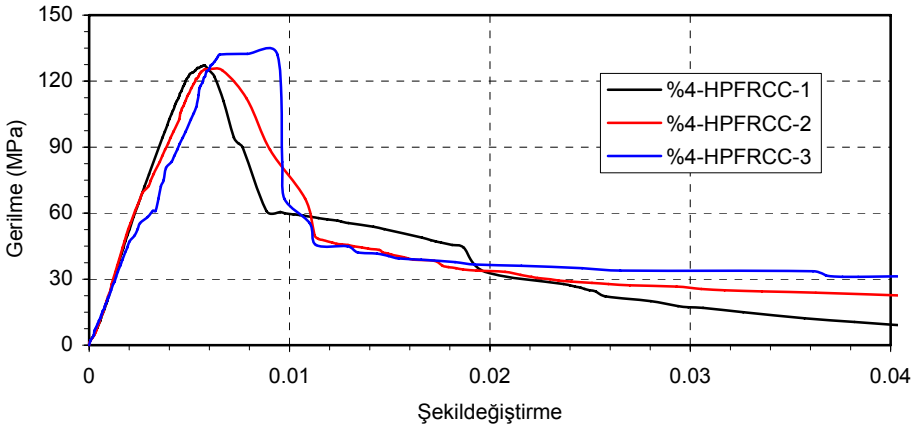
HPFRCC panellerin üretiminde Nuh Çimento tarafından üretilmiş olan PÇ 42.5 normal portland çimentosu kullanılmıştır.

B.3.3. Panel üretiminde kullanılan HPFRCC karışımının mekanik özellikleri

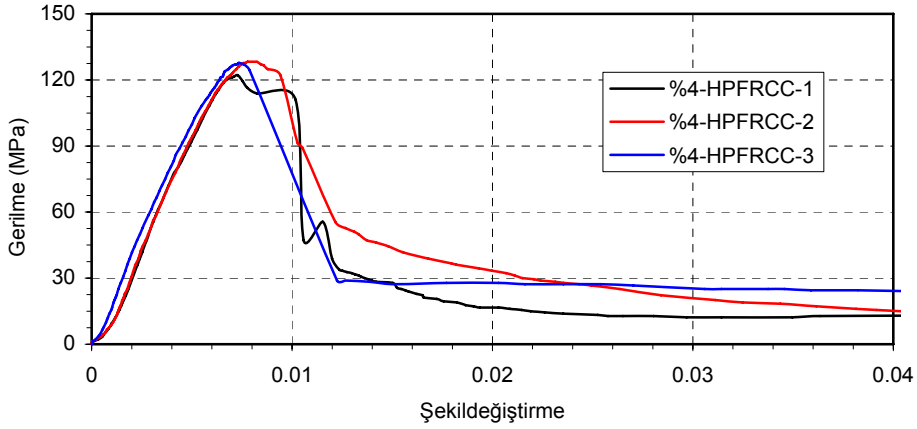
Panel üretiminde kullanılan HPFRCC karışımı Çizelge 4.3'de verilmiştir. Çizelgedeki ağırlıkça karışım miktarları M9 karışımı ile aynıdır (Çizelge 4.3). HPFRCC karışımının, basınç ve çekme dayanımlarının belirlenebilmesi amacıyla, 15 adet standart silindir HPFRCC numunesi üretilmiştir. Standart silindirlere, güçlendirme panelleriyle aynı şartlarda (7 gün 20°C sıcaklıktaki havuzda, 3 gün 90°C sıcaklıktaki sıcak kür havuzunda) kür uygulanmıştır. 28., 90. ve 180. günlerde standart silindir basınç ve silindir yarma çekme deneyleri gerçekleştirilmiştir, Şekil B.20. Her deneyde 3 adet numune standart silindir basınç deneyi için, iki adet numune ise; 150 mm çapında ve yaklaşık 60 mm yüksekliğe sahip, dörder parçaya bölünerek yarma çekme deneylerinde kullanılmıştır, Şekil B.20. HPFRCC karışımının 28, 90, 180 günlük, standart silindir basınç deneylerinden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme grafikleri, sırasıyla; Şekil B.21-23'de verilmiştir. Grafiklerde, eksenel şekildeğiştirmelerin hesabı için tüm boydan (300 mm) alınan yerdeğiştirme değerleri kullanılmıştır.



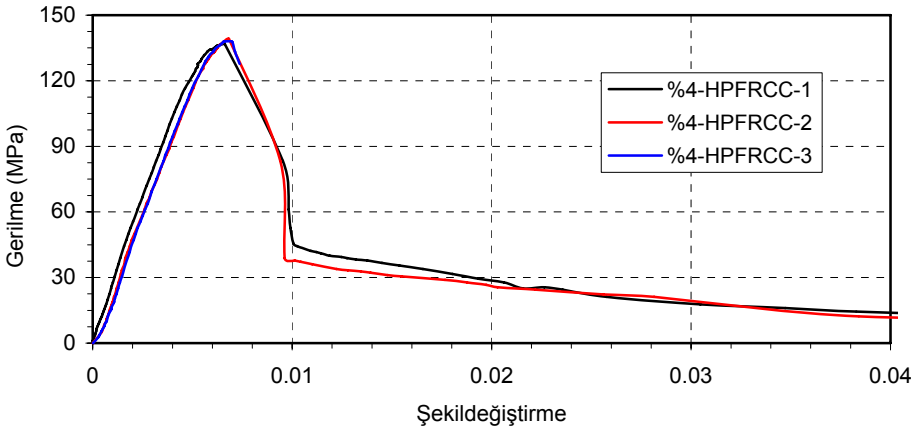
Şekil B.20 : HPFRCC standart silindir ve yarma çekme deneyleri.



Şekil B.21 : 28 Günlük HPFRCC karışımı standart silindir basınç deneyi sonuçları.



Şekil B.22 : 90 Günlük HPFRCC karışımı standart silindir basınç deneyi sonuçları.



Şekil B.23 : 180 günlük HPFRCC karışımı standart silindir basınç deneyi sonuçları.

HPFRCC standart silindirlerin basınç deneylerinden ve standart yarma disklerinin yarma çekme deneylerinden elde edilen tüm sonuçlar Çizelge B.5'de özetlenmiştir. Elastisite modülü değerlerinin hesabında orta bölgeden (yükseklik boyunca ortadaki 150 mm) alınan yerdeğiştirme değerleri kullanılmıştır. Çizelgede, $\varepsilon_{c,0}$; gerilme – şekildeğiştirme eğrisinde basınç dayanımına karşı gelen şekildeğiştirme değerini, $\varepsilon_{c,0.85}$; eğrinin düşen kolunda basınç dayanımın 0.85'i seviyesine karşılık gelen şekildeğiştirme değerini simgelemektedir. Şekildeğiştirme değerlerinin hesabında tüm boydan (300 mm) alınan yerdeğiştirme değerleri kullanılmıştır. Yarma çekme deneylerinde ise; HPFRCC karışımının çekme dayanımı, Denklem (4.1) yardımıyla hesaplanmıştır.

Çizelge B.5 : HPFRCC karışımı deney sonuçları.

Standart silindir	HPFRCC yaşı (Gün)	Basınç dayanımı f'c (MPa)	Ort. basınç dayanımı $f'_{c,ort}$ (MPa)	Elastisite modülü E_c (MPa)	Ort. elastisite modülü $E_{c,ort}$ (MPa)	Şekil-değiştirme $\varepsilon_{c,0}$ (mm/mm)	Şekil-değiştirme $\varepsilon_{c,0.85}$ (mm/mm)	Ort. çekme dayanımı $f_{cts,ort}$ (MPa)
28-1	28	127.1	126.0	42434	42472	0.0058	0.0067	15.8
28-2	28	125.5		42174		0.0058	0.0081	
28-3	28	125.5		42808		0.0065	0.0095	
90-1	90	124.6	128.5	40075	40970	0.0073	0.0106	16.4
90-2	90	130.8		41872		0.0080	0.0096	
90-3	90	130.2		40964		0.0073	0.0092	
180-1	180	139.3	140.6	50338	48960	0.0064	0.0075	17.9
180-2	180	141.8		47943		0.0068	0.0081	
180-3	180	140.7		48600		0.0068	-	

B.3.4. Concresive 1406

HPFRCC paneller ile yapılan güçlendirme uygulamasında, panellerin betona yapıştırılması ve ankraj çubuklarının sabitlenmesi aşamalarında BASF tarafından üretilen Concresive 1406 yapıştırıcısı kullanılmıştır. BASF Concresive 1406 iki bileşenli, yüksek dayanımlı, epoksi esaslı tamir, ankraj ve montaj harcıdır. Üretici firma tarafından verilen bazı mekanik özellikler Çizelge B.6'da verilmiştir.

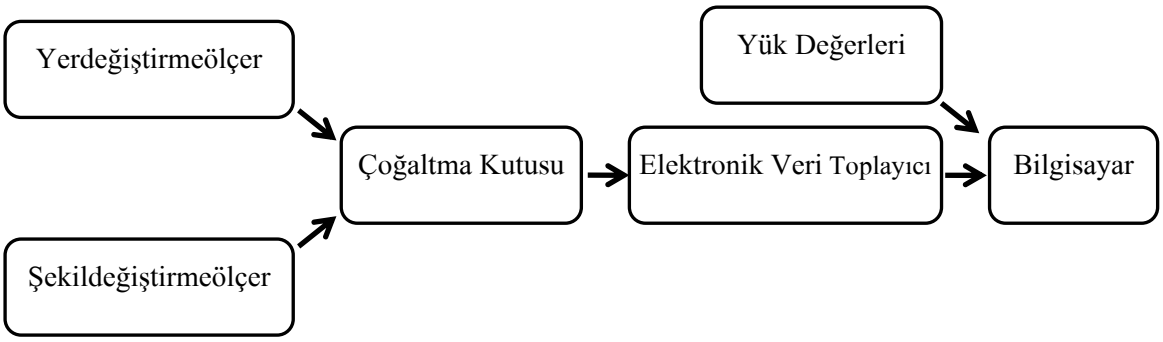
Çizelge B.6 : BASF concresive 1406'nın mekanik özellikleri.

Renk	Gri
Ağırlıkça karışım oranları	A:%75 (Epoksi reçine) B:%25 (Epoksi sertleştirici)
Basınç dayanımı (1 gün) (MPa) (7 gün) (MPa)	 30 75
Eğilme dayanımı (1 gün) (MPa) (7 gün) (MPa)	 17 25
Yapışma dayanımı (Beton) (7 gün) (Mpa)	3
Yapışma dayanımı (Çelik) (7 gün) (Mpa)	3.5
Uygulama kalınlığı (mm)	2-30
Tam kürlenme süresi	7 gün

B.4. Deney düzeneği

Deneylerde kullanılan veri toplama sistemi; yerdeğiştirmeölçer, şekildeğiştirmeölçer, çoğaltma kutusu (TML ASW–50C Switch Box) ve veri toplayıcıdan (TML TDS-303 Data Logger) oluşmaktadır, Şekil B.24. Deney düzeneği içerisinde, elektronik olarak kaydedilemeyen tek ölçüm olan yük değerlerinin hassas bir şekilde belirlenebilmesi için; yükleme aralıklarının, analitik olarak belirlenen eleman dayanımlarına olabildiğince uygun seçilmesine özen gösterilmiştir.

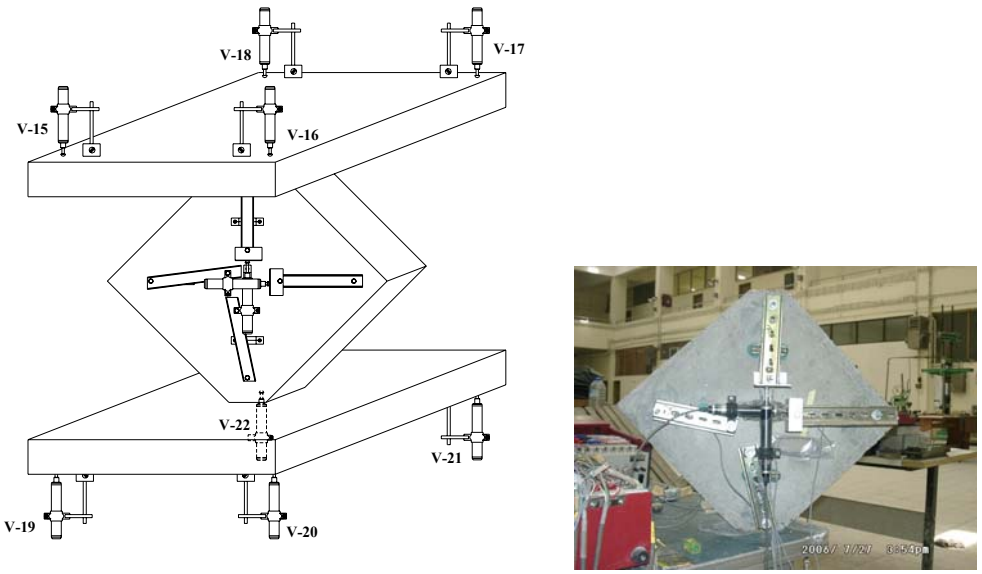
Tüm referans elemanları için yüklemeler; analitik olarak belirlenen eleman dayanımlarına uygun seçilen aralıkta (500 kN), Amsler yükleme aygıtıyla gerçekleştirilmiştir. Aygıtın, düşey yönde hareketli alt tablasının ve deney sırasında küçük yerdeğiştirmelere izin veren mafsallı üst tablasının göreli hareketini izleyebilmek amacıyla, alt ve üst tablaların köşelerine dörder adet yerdeğiştirmeölçer



Şekil B.24 : Veri toplama sistemi akış grafiği.

(TML CDP-25 Displacement Transducer) yerleştirilmiştir. Böylece; referans elemanlarının tüm boyundaki kısalma, üst tabladaki yerdeğiştirmeölçerlerden alınan ortalama verinin, alt tabladan alınan ortalama veriden çıkarılması ile hesaplanmıştır, Şekil B.25. Yükleme aygıtının tablalarının beton elemanlara göre çok yüksek rijitlikte olmasından dolayı, tablalarda oluşan şekildeğiştirmeler ihmal edilmiştir. Referans elemanlarının tüm boyundaki yerdeğiştirmelerle birlikte, orta bölgelerindeki enine ve boyuna (boyuna doğrultuda ortadaki 300 mm, enine doğrultuda ortadaki 300) yerdeğiştirmeler de izlenmiş ve kaydedilmiştir. Bunun için, referans elemanların her iki yüzüne dörder adet 8 mm çaplı bulon ankre edilerek CDP–25 tipi yerdeğiştirmeölçerler bu bulonların aralarına yerleştirilmiştir. Böylece, referans elemanlarının orta bölgelerindeki enine ve boyuna doğrultuda oluşan ortalama kısalma ve uzamalar belirlenmiştir, Şekil B.25. Deney sonuçları değerlendirilirken, tüm yerdeğiştirmeölçerlerden alınan veriler, ölçüm boylarına bölünüp (boyutsuz) ortalama şekildeğiştirme değerlerine dönüştürülerek kullanılmıştır. Deney sırasında, enine doğrultularda oluşan şekildeğiştirmeleri ölçmek için, 60 mm ölçüm boyuna sahip, özel akma-sonrası türündeki şekildeğiştirmeölçerler (PL–60–11–1L) kullanılmıştır, Şekil B.26. Şekildeğiştirmeölçerler; beton yüzeyler düzleştirilip ve temizlenip uygun hale

getirildikten sonra, referans elemanlarının iki yüzüne, tam orta bölgeye gelecek şekilde, yatay doğrultuda çok amaçlı yapıştırıcı kullanılarak yapıştırılmıştır.



Şekil B.25 : Deney düzeneğinin şematik görünümü ve referans elemanlar için ölçüm düzeneği.



Şekil B.26 : Referans elemanlarının yüzeyindeki şekildeğiştirmeölçerler.

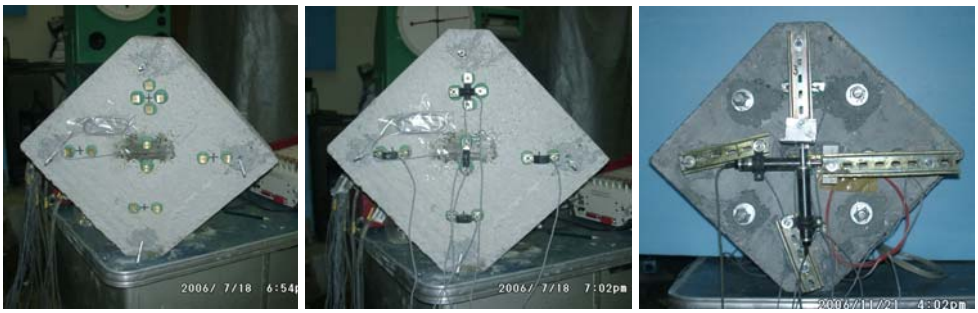
Deney sırasında, numunelerin farklı noktalarında enine ve boyuna doğrultularda oluşan şekildeğiştirmeleri ölçmek için, ± 2 mm düzeyine kadar sağlıklı sonuç verebilen, 50 mm ölçüm boyuna sahip yerdeğiştirmeölçerler (TML PI–2–50) kullanılmıştır. Yerdeğiştirmeölçerler, numunenin her iki yüzüne altışar adet olmak üzere; çok amaçlı plastik çelik macun (Sunfix) kullanılarak yapıştırılmıştır, Şekil B.27. Kullanılan yerdeğiştirmeölçerlerin özellikleri Çizelge B.7'de verilmiştir.

Numunenin yükleme aygıtına yerleştirilmesi sırasında, başlık kısımlarında herhangi bir yamukluk olabilme veya buradaki beton yüzeyinin boşluklu olabilme ihtimaline

karşı, referans numuneler ile güçlendirilmiş numunelerin alt ve üst başlıkları ile yükleme tablaları arasına 3 mm kalınlığında kurşun plakalar yerleştirilmiştir. Kurşun plakalar basınç altında kolaylıkla şekil değiştirebildiklerinden, yüklemenin ilk aşamalarında ezilmiştir (kurşun plakaların ezilip numune başlığına tam oturması için ön yükleme yapılmıştır). Bu sayede; yükün numunenin her bölgesine eşit şekilde dağılması sağlanmıştır.

Çizelge B.7 : Yerdeğiştirmeölçerlerin özellikleri.

Yerdeğiştirmeölçer	CDP–25	PI-2-50
Kapasite (mm)	25	50
Hassasiyet (1/mm)	500×10^{-6}	2000×10^{-6}



Şekil B.27 : Referans elemanların yüzeyindeki yerdeğiştirmeölçerler.

Numunenin yükleme aygıtına yerleştirilmesi sırasında, başlık kısımlarında herhangi bir yamukluk olabilme veya buradaki beton yüzeyinin boşluklu olabilme ihtimaline karşı, referans numuneler ile güçlendirilmiş numunelerin alt ve üst başlıkları ile yükleme tablaları arasına 3 mm kalınlığında kurşun plakalar yerleştirilmiştir. Kurşun plakalar basınç altında kolaylıkla şekil değiştirebildiklerinden, yüklemenin ilk aşamalarında ezilmiştir (kurşun plakaların ezilip numune başlığına tam oturması için ön yükleme yapılmıştır). Bu sayede; yükün numunenin her bölgesine eşit şekilde dağılması sağlanmıştır.

B.5. DENEY SONUÇLARI

B.5.1. Pilot Elemanların Deney Sonuçları

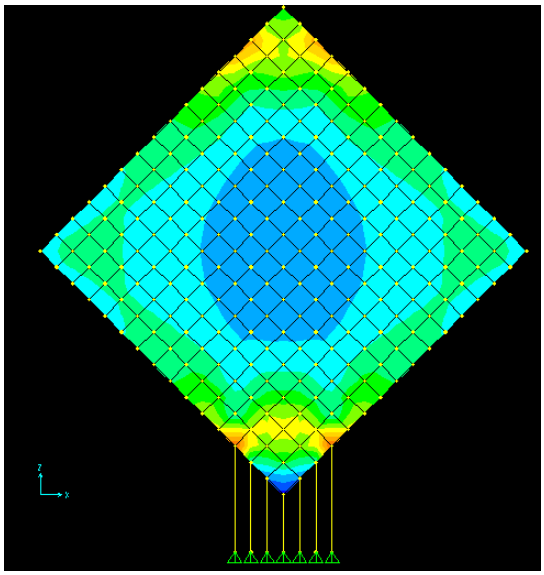
Beton panellerin salt kayma davranışlarını incelemek amacı ile üretilecek numunelerin başlık şeklini belirlemek için ön deneyler yapılmıştır. Beton panel elemanlara diyagonalleri hizasında ASTM E519 (2002) standardına göre noktasal yük uygulayarak salt kayma davranışı temsil edilmeye çalışılmıştır. Bu standart dolgu duvarlar için önerilmiş ve numune ebatları 1200×1200 mm×mm öngörülmektedir. Yapılan çalışmaların azlığından dolayı ASTM E519 (2002) standardı boyut etkisi konusunda bir şey söylenemeyeceğini belirtmektedir. ASTM E519 (2002) standardı noktasal yüklemenin çelik bir başlık aracılığı ile yapılmasını ve çelik başlığın kenar boyutunun numunenin kenar boyutuna oranının 1/8'in altında olmasını önermektedir. Bu yükleme sistemi deneyi zorlaştırmaktadır. Deneyin daha pratik bir şekilde yapılmasını sağlayacak ve basit kayma davranışını temsil edebilecek bir başlık şeklini belirlemek amacı ile bir ön çalışma yapılmıştır. Noktasal yüklemeyi sağlayacak yükleme başlığı olarak üç farklı alternatif düşünülmüştür. Bunlardan birincisi ASTM E519 (2002) tarafından önerilen "çelik başlık" : Bu başlık şeklinde numune kenarlarına oturan bir köşebent ve köşebendin üstünde yüklemeyi sağlayacak düz bir plaktan oluşmaktadır. İkinci başlık şekli "beton başlık" : Bu başlık şeklinde çelik başlık ile oluşturulan başlık şekli beton ile oluşturulmuştur. Üçüncü başlık şekli "kesik başlık" : Bu başlık şeklinde yüklemeyi sağlayacak düz bir alan oluşturmak için bu bölge kesilmiş bir şekilde üretilmiştir. Her başlık şekli için başlık boyutunu belirlemek amacı ile bir ön tasarım yapılmıştır. Tasarımda amaç başlık bölgesinin basınç gerilmelerinden dolayı ezilmesinden önce numunenin orta bölgesindeki yoğun çekme gerilmelerinin beton çekme dayanımını aşmasından dolayı göçmesini sağlamaktır.

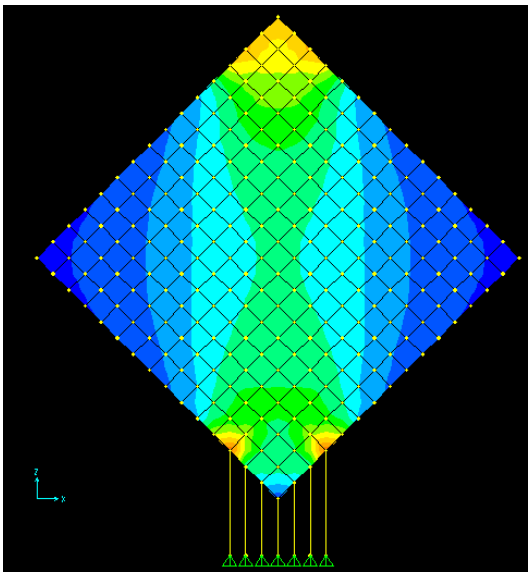
Başlık boyutu küçüldükçe gerilme dağılımı basit kayma halini daha iyi yansıtacaktır (ASTM E519, 2002). Buna karşılık başlık boyutu küçüldükçe bu bölgedeki basınç

gerilmeleri de çok büyüyecek başlık bölgesinin ezilmesi durumu ortaya çıkabilecektir. Doğrusal sonlu eleman analizi ile farklı başlık boyutlarına sahip numunelerin göçme yükü altındaki gerilme dağılımları incelemiş ve buna göre optimum başlık boyutu seçilmiştir. Bu amaç ile her başlık şekline sahip numuneler için bir seri doğrusal sonlu eleman çözümlemesi yapılmıştır. Birkaç deneme yanılmadan sonra her başlık şekli için numune ebatları belirlenmiştir (numune kenar boyutları ve başlık boyutu). Belirlenen numune ebatlarına sahip numunelere ait sonlu eleman çözümlemeleri aşağıda kısaca verilmiştir.

a- Çelik başlıklı numune;

Beton basınç dayanımı 10 MPa olduğu göz önüne alınarak hesaplar yapılmıştır. 300×300×100 mm boyutlarındaki iki farklı başlık boyutuna sahip örnek iki numunenin sonlu eleman çözümlemesi Şekil B.28 ve 29'da verilmiştir. İlk denemede çelik başlığın kenar boyutu 60 mm seçilmiştir. Bu durumda en büyük basınç gerilmeleri başlık bölgesinde ve 12 MPa olmuştur. En büyük çekme gerilmeleri orta bölgede ve 1.1 MPa olmuştur (Şekil B.28). Başlık bölgelerinde basınç gerilmelerinin beton basınç dayanımı ile karşılaştırıldığında büyük olduğu görülmektedir. Bu yüzden çelik başlık kenar boyutları biraz büyütülmüş ve 75 mm seçilmiştir. Bu duruma ait analizde en büyük basınç gerilmesi 8.8 MPa ve en büyük çekme gerilmesi 1 MPa olmuştur (her iki numuneye eşit düşey yük 70 kN uygulanmıştır), Şekil B.29. Bu çekme gerilmesi betonun çekme dayanımına karşılık gelmektedir.





S11

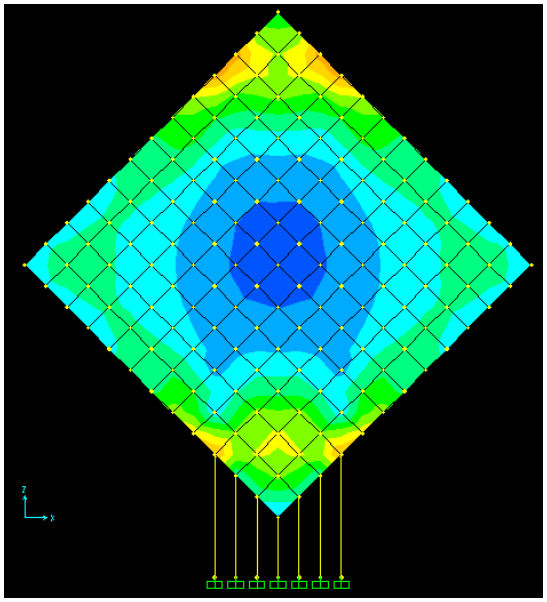


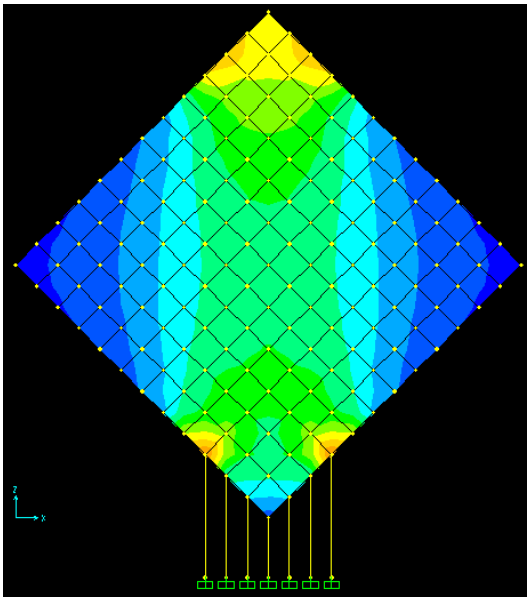
S11



S22

Şekil B.28 : Çelik başlık için sonlu eleman çözümlemesi, başlık kenar boyutu= 60 mm (=300/5).





S11 S22



S11

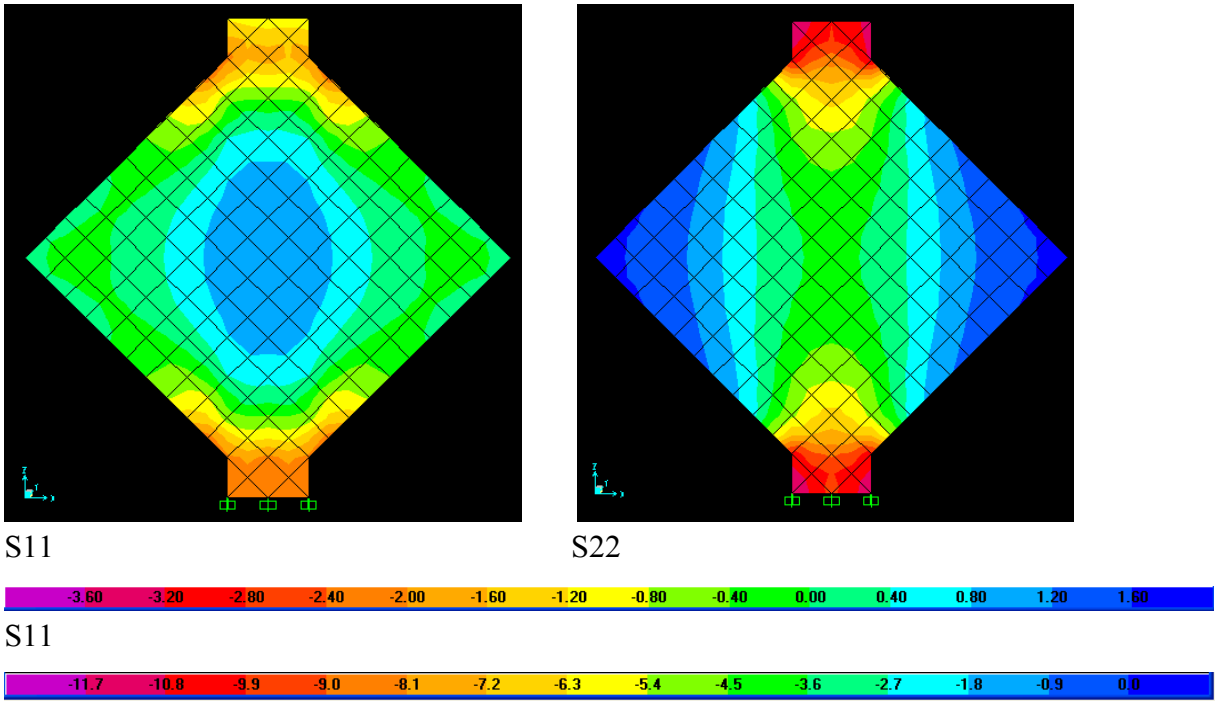


S22

Şekil B.29 : Çelik başlık için sonlu eleman çözümlemesi, başlık kenar boyutu= 75 mm (=300/4).

b-Beton başlıklı numune;

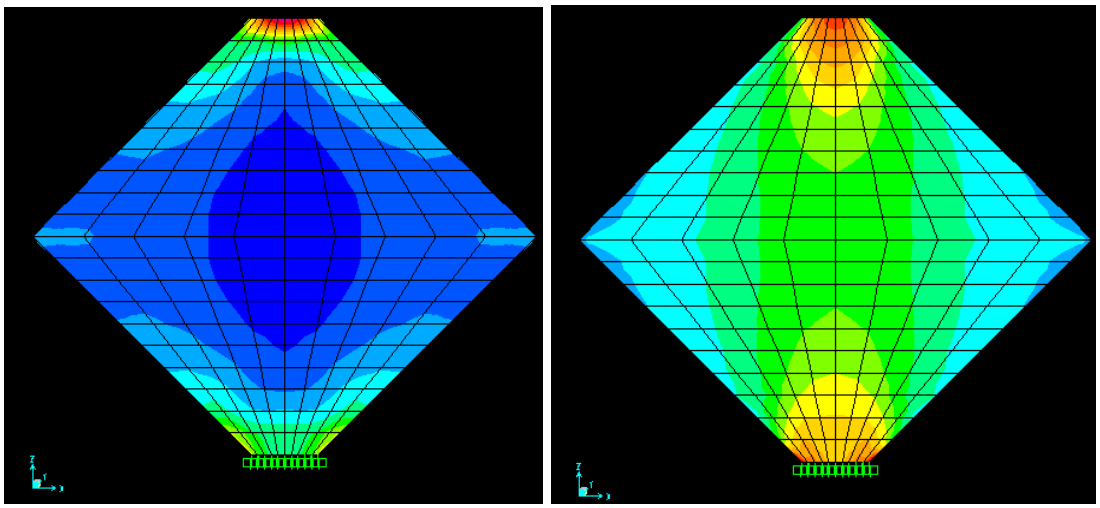
Başlık boyutu= l/6=300/6= 50 mm düşünülmüştür. Numunenin yaklaşık 72 kN yük altında enine yöndeki çekme gerilmelerinden dolayı göçmesi beklenmektedir. Bu duruma ait enine ve boyuna yöndeki gerilme dağılımları Şekil B.30'da verilmiştir. 70 kN'da en büyük basınç gerilmeleri (S22) 10 MPa ve çekme gerilmeleri (S11) 1.15 MPa olmuştur ve bu çekme gerilmesi de beton çekme dayanımını aşmaktadır.



Şekil B.30 : Beton başlık için sonlu eleman çözümlemesi, başlık kenar boyutu= 50 mm (=300/6).

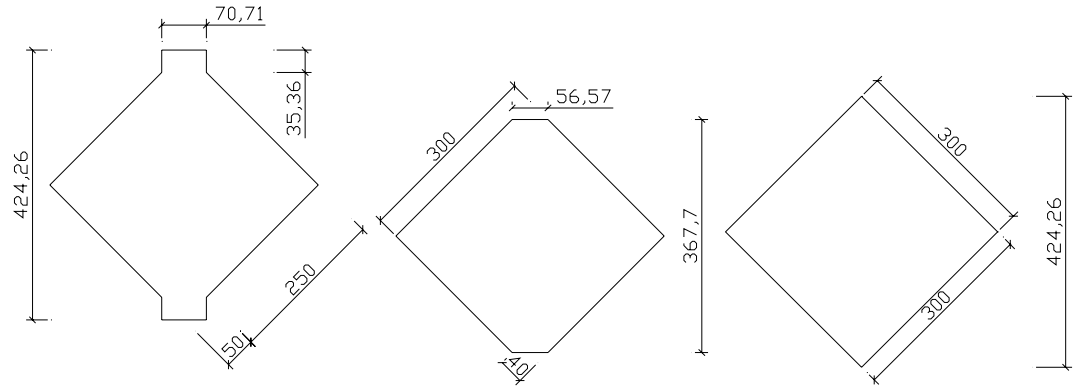
c-Kesik başlıklı numune;

Başlık boyutu=300/7.5=40 mm düşünülmüştür ve dolayısıyla yükleri aktarmak için 100×56 mm boyutunda bir dikdörtgen alan oluşturulmuştur. Bu duruma ait enine ve boyuna yöndeki gerilme dağılımları Şekil B.31'de verilmiştir. Başlıkta basınç gerilmeleri S22=10 MPa ve çekme gerilmeleri S11=1 MP dolaylarındadır. Başlıkta gerilmeler S22=13 MPa dolaylarındadır.



Şekil B.31 : Kesik başlık için sonlu eleman çözümlemesi, başlık kenar boyutu= 40 mm (=300/7.5).

Basit kayma davranışının temsil edilmesi amacı ile için tasarımda amaç optimum bir başlık boyutu belirlemektir. Yukarıda tasarlanan başlık şekillerinin kayma davranışını temsil etmedeki performanslarını görmek amacı ile bir pilot deneysel çalışma yapılmıştır. Bu amaçla 300×300×100 mm ebatlarında 5 adet numune üretilmiştir. Bu numunelerden DK-1-1 numunesi Şekil B.32.a'daki gibi başlık ile



a) Beton başlık b) Kesik başlık c) Çelik başlık

Şekil B.32 : Numune yükleme başlığı şekilleri.



Şekil B.33 : Kalıp hazırlanması ve beton dökümü.

numune bütünleşik olacak şekilde üretilmiştir. DK-2-1 ve DK-2-2 numuneleri Şekil B.32.b'de görüldüğü gibi kesik başlıklı olarak üretilmiştir. DK-3-1 ve DK-3-2 numuneleri Şekil B.32.c'de görüldüğü gibi kare olarak üretilmiş ve yükleme çelik bir başlık aracılığı ile yapılmıştır. Şekil B.33'de görüldüğü gibi kalıplar hazırlanmış ve 15.12.2005 tarihinde pilot numunelerin betonu dökülmüştür. Dökülen betonun malzeme karışım miktarları Çizelge B.8.'de verilmiştir.

Çizelge B.8 : Pilot deneylerin beton karışımı (1 m^3 için malzeme miktarları).

Malzemeler	Çimento	Su	Kum	Taş kumu	Kırma taş I	Katkı (chryso flüid 854)
Miktar (kg/m^3)	150	235.6	694.3	348.6	1000	0.2

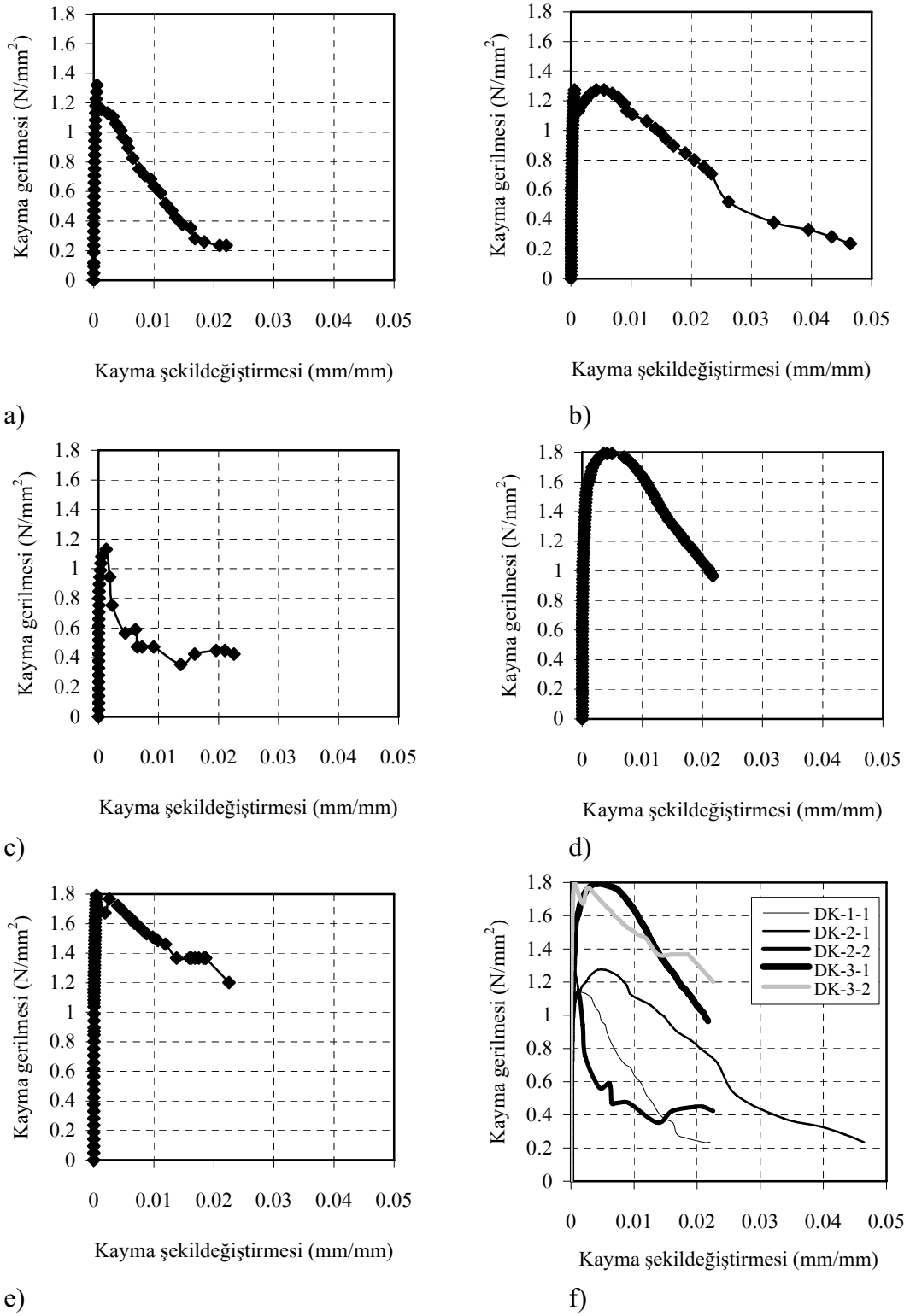
Betonun basınç ve çekme dayanımı değerlerini belirlemek amacı ile 2 adet silindir ve 2 adet standart disk dökülmüştür. Malzeme deneyleri deney gününe yakın bir tarihte (02.02.2006) yapılmıştır. Deneyler sonucunda 46. gün beton basınç dayanımı 4.2 MPa ve beton çekme dayanımı 0.46 MPa olarak belirlenmiştir.

Numunede yükleme yapılacak kısımlarda düzlüğü sağlamak amacı ile Şekil B.32.a ve b'deki numunelere çimento esaslı harç ile başlık yapılmıştır. Deneylerin tümü 04.02.2006 tarihinde İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda bulunan 5000 kN kapasiteli Amsler yükleme aygıtı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Şekil B.34'de üç farklı başlık şekline sahip numunelerin göçme şekilleri verilmiştir. Deneyler sonucunda alınan ölçümler ile bütün numunelere ait kayma gerilmesi-kayma şekildeğiştirmesi ilişkileri elde edilmiştir.



Şekil B.34 : Diyagonal kayma deneyleri göçme şekilleri.

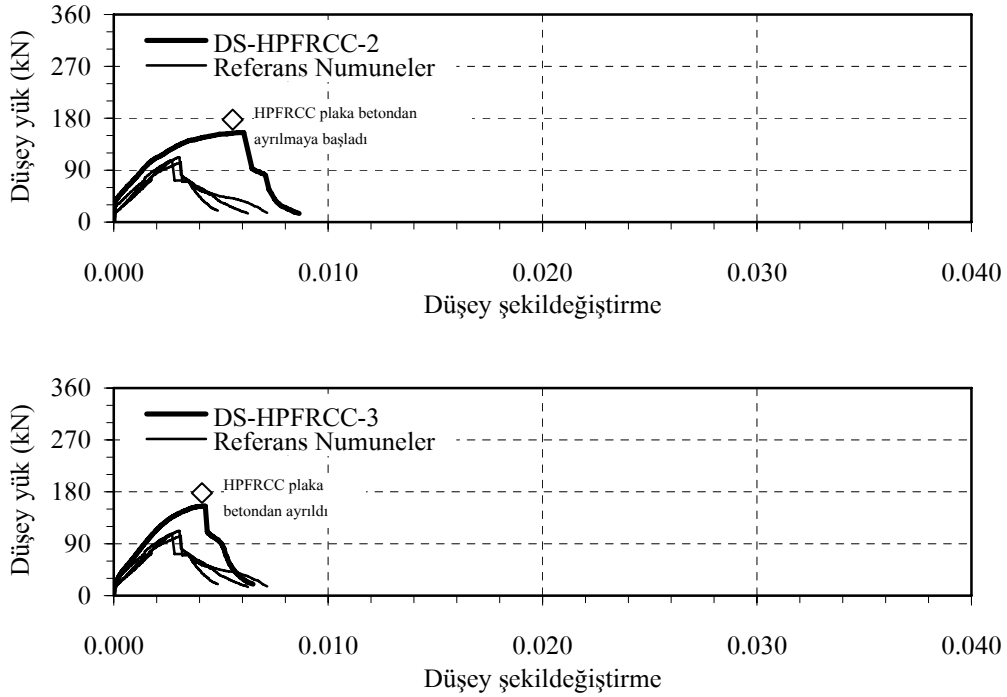
Şekil B.35.a'da Beton başlıklı numune (DK-1-1), Şekil B.35.b ve c'de kesik başlıklı numune (DK-2-1, DK-2-2), Şekil B.31.d ve e'de çelik başlıklı numune (DK-3-1, DK-3-2) ve Şekil B.35.f'de bütün numunelere ait kayma gerilmesi-kayma şekildeğiştirmesi ilişkileri verilmiştir. Şekil B.35 incelendiğinde çelik başlıklı numuneye ait diyagramların beton başlıklı ve kesik başlıklı numunelerin diyagramlarından farklı olduğu görülebilmektedir. Çelik başlıklı numunede hem dayanım daha fazla hem de düşen kolun eğimi daha yatıktır. Bu durum çelik başlığın o bölgede yerel olarak bir sargılama yapması sureti ile numuneyi bir arada tutarak hem dayanımın artmasına hem de düşen kolun eğiminin yatıklaşmasına sebep olduğu düşünülmektedir. Ayrıca çelik başlığın yükü daha yayılı olarak uygulaması da hasarın daha yayılı oluşmasına neden olmuştur (Şekil B.34). Hasarın bu şekilde oluşumu numunelerin daha sünek davranış göstermesinde ve kapasitelerinin daha yüksek olmasında etkili olmuştur. Bu durumda diyagonal kayma deneyleri için beton başlıklı ve kesik başlıklı numunelerden birinin daha uygun olabileceği düşünülmüştür. Kesik başlıklı numunenin üretimi daha kolay olduğundan diyagonal deneyler için bu numune tipi tercih edilmiştir. Ayrıca deney yapılacak Amsler aygıtının yüksekliği sınırlıdır. Numunenin başlığı kesildiğinde Amsler yükleme cihazına daha büyük numune yerleştirilebilecektir.



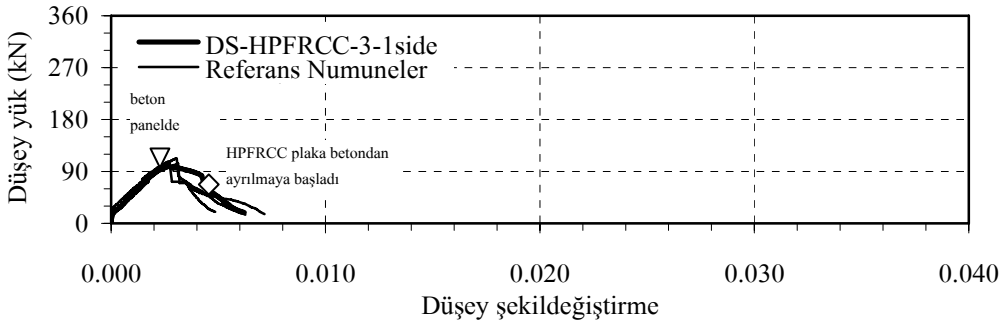
Şekil B.35 : a) Beton başlıklı numune (DK-1-1) b) kesik başlıklı numune (DK-2-1) c) kesik başlıklı numune (DK-2-2) d) çelik başlıklı numune (DK-3-1) e) çelik başlıklı numune (DK-3-2) f) bütün numuneler.

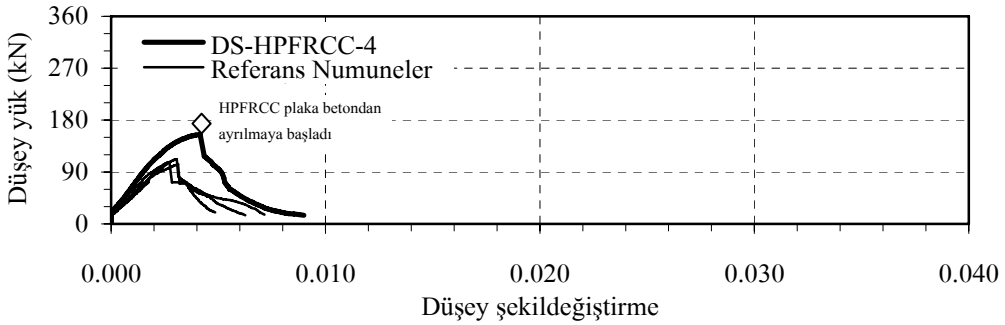
B.5.2. HPFRCC Paneller İle Güçlendirilen Elemanların Deney Sonuçları

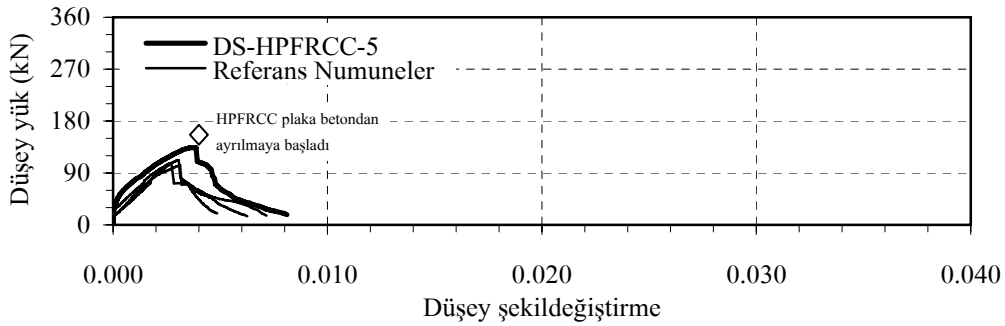
Bu bölümde öndöküm HPFRCC paneller ile güçlendirilen elemanların, monoton artan diyagonal çekme etkileri altında denenmesiyle elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (Şekil B.36 ve 38) ve düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri (Şekil B.37 ve 39) verilmiştir. Tüm elemanlarda düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrileri için, güçlendirilmiş elemanların tüm boyundan (490 mm) elde edilen ortalama yerdeğiştirme değerleri, düşey yük-yatay şekildeğiştirme eğrileri için ise güçlendirilmiş elemanların her iki yüzeyinde bulunan 60 mm ölçüm boyuna sahip şekildeğiştirmeölçerlerden elde edilen ortalama şekildeğiştirme değerleri göz önüne alınmıştır. Numunelerin deney sırasındaki hasar durumlarını gösteren fotoğrafları Şekil B.40'da verilmiştir. Ankraj uygulamasının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi Şekil B.41'de verilmiştir.



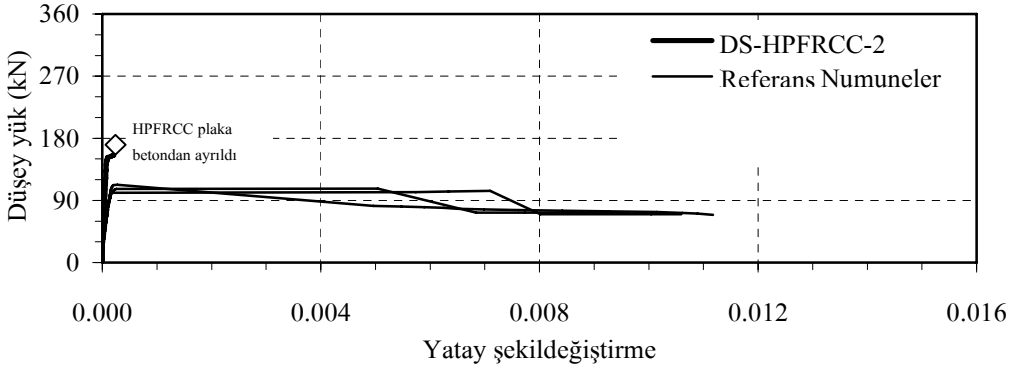
Şekil B.36 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (ankrajsız HPFRCC numuneleri).



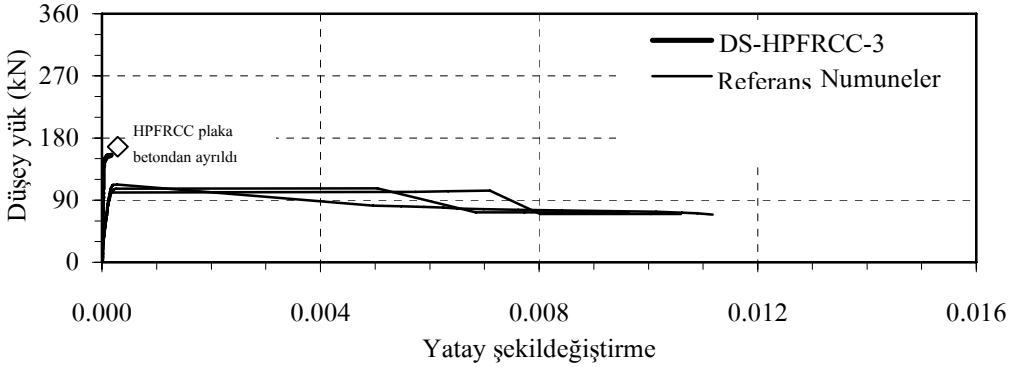


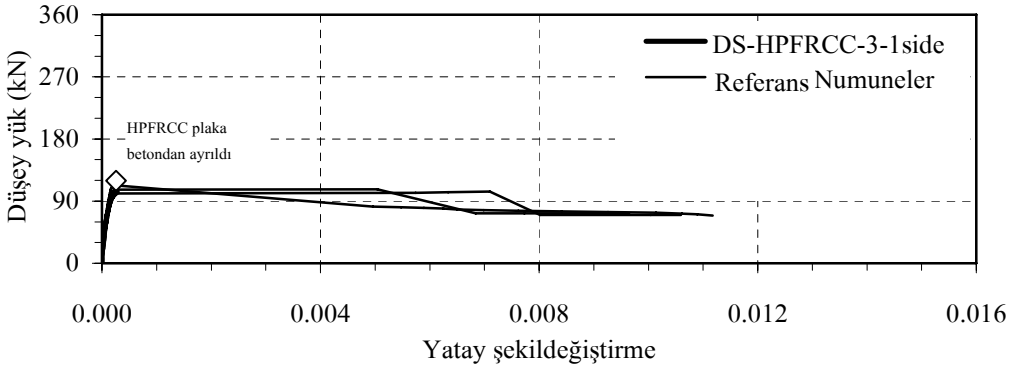


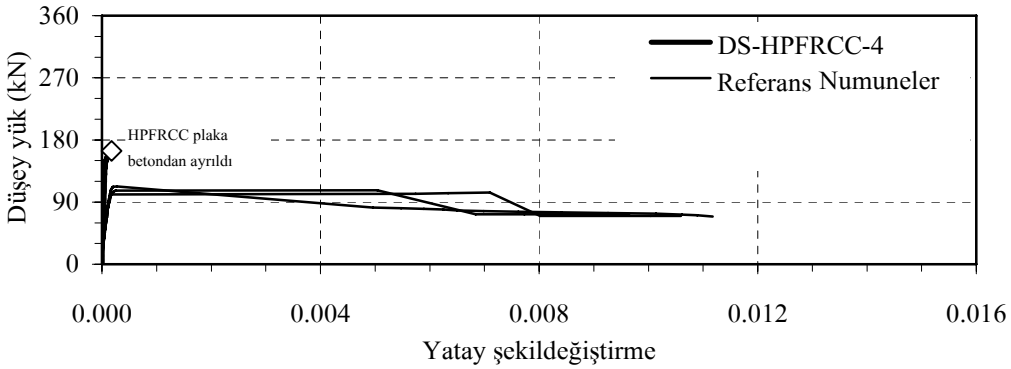
Şekil B.36 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (ankrajsız HPFRCC numuneleri)-Devamı.

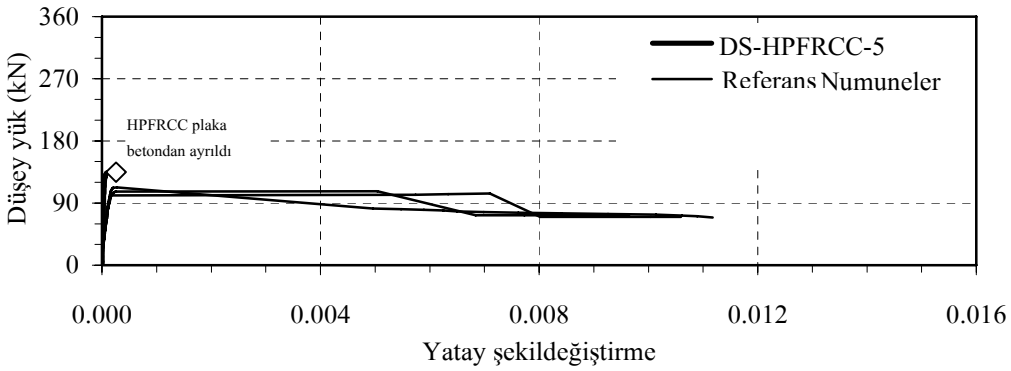


Şekil B.37 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkisi (ankrajsız HPFRCC numuneleri).

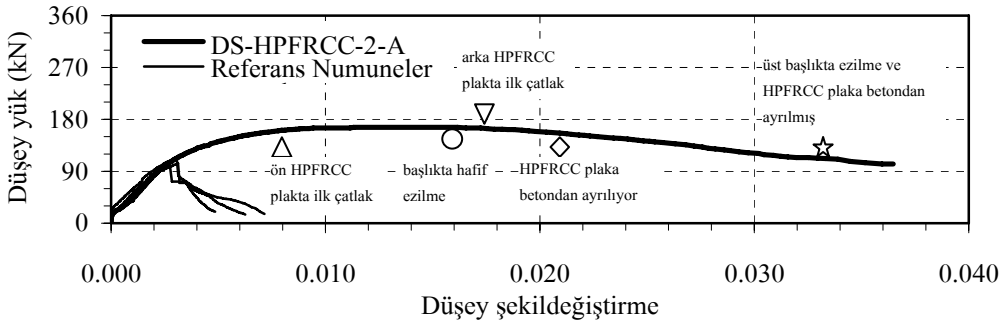


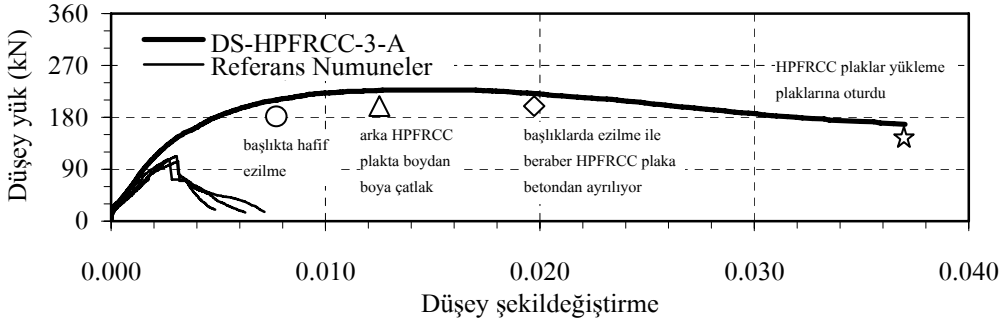


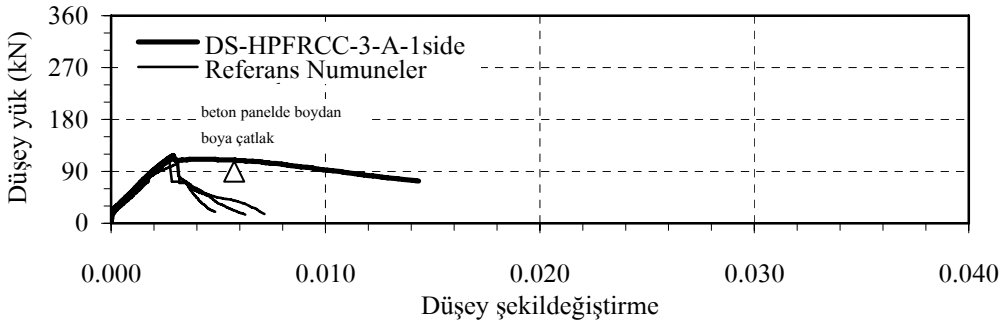


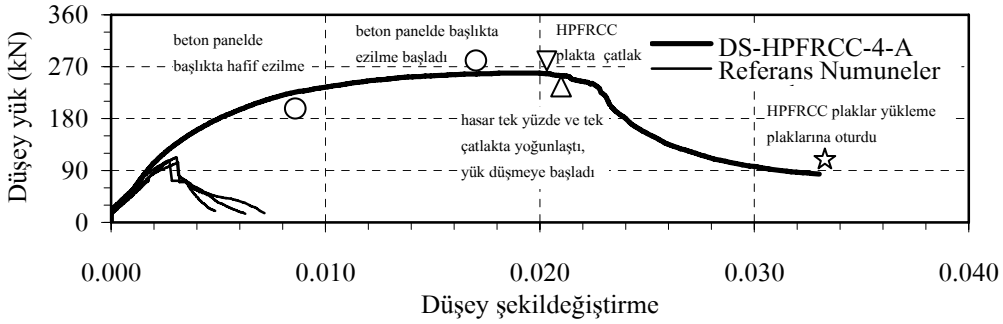


Şekil B.37 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkisi (ankrajsız HPFRCC numuneleri) (devamı).

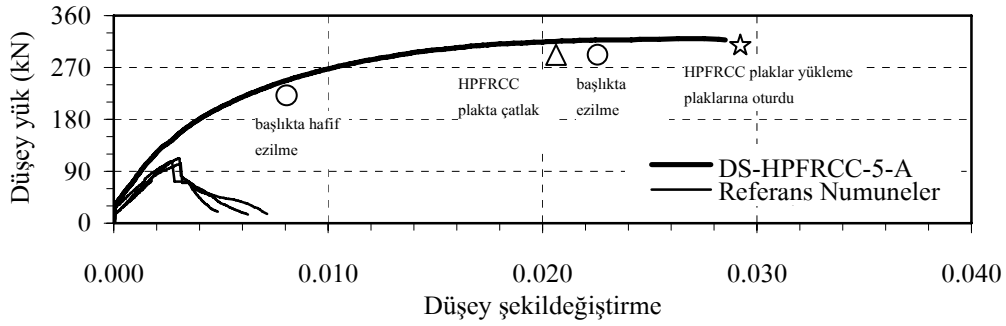




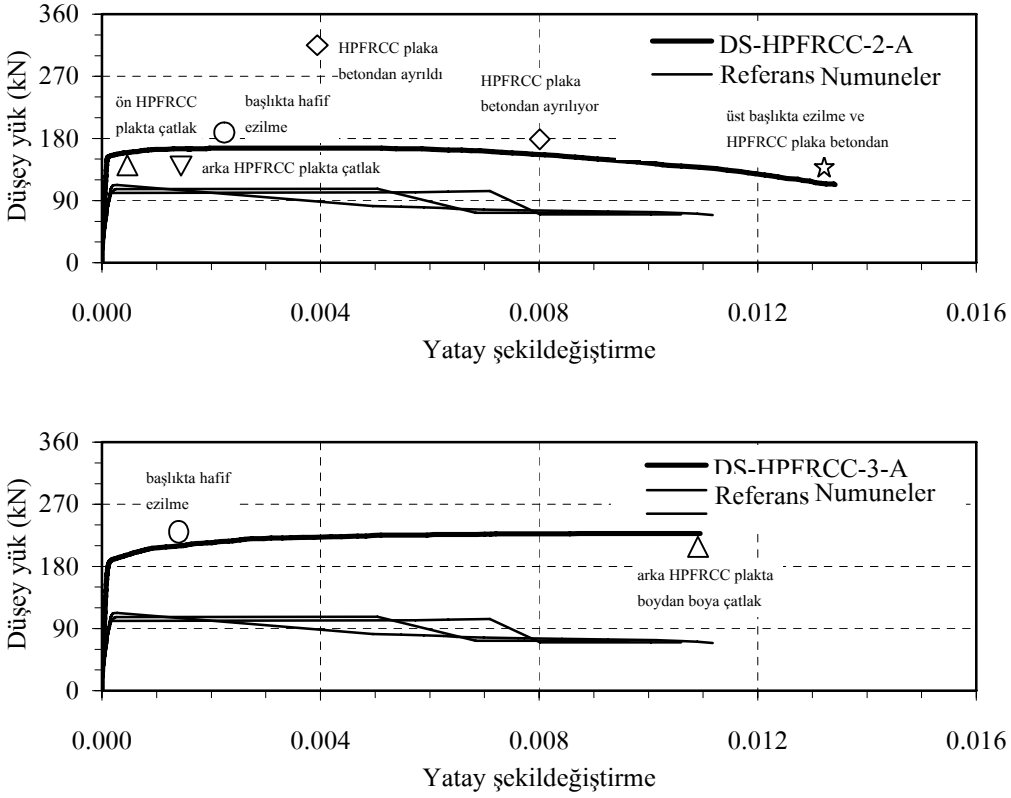




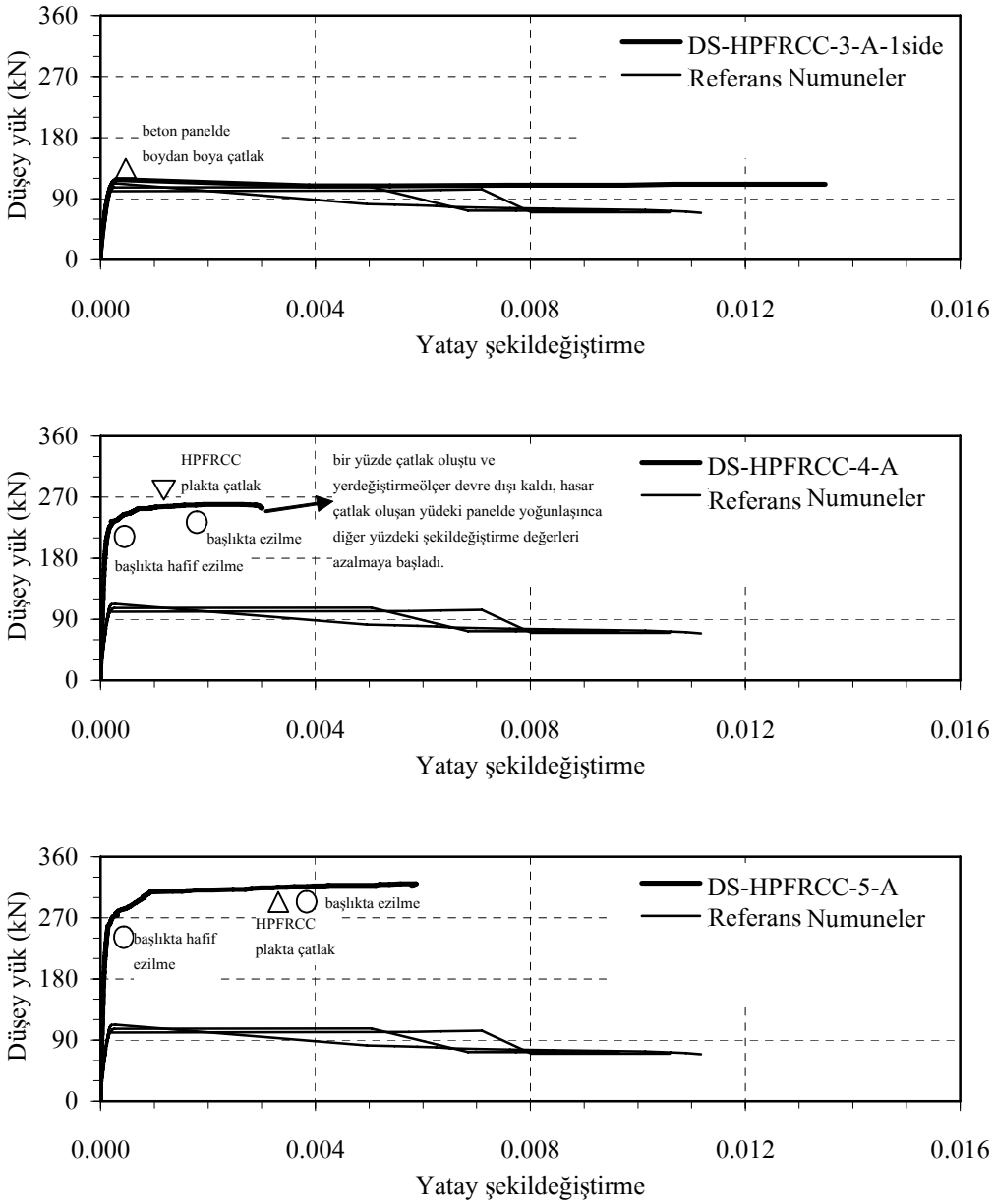
Şekil B.38 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (ankrajlı HPFRCC numuneleri).



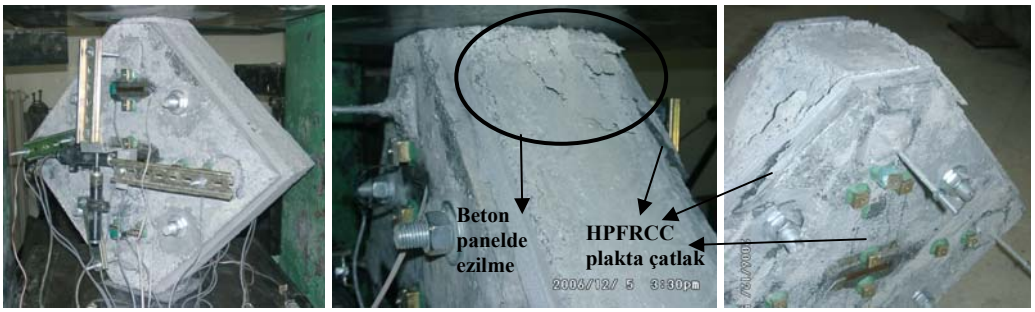
Şekil B.38 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (ankrajlı HPFRCC numuneleri) (devamı).



Şekil B.39 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkisi (ankrajlı HPFRCC numuneleri).



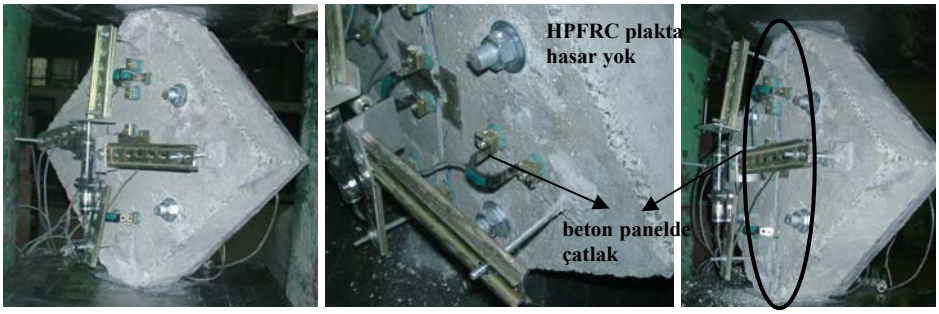
Şekil B.39 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkisi (ankrajlı HPFRCC numuneleri) (devamı).



DS-HPFRCC-2-A



DS-HPFRCC-3-A



DS-HPFRCC-3-A-1 side

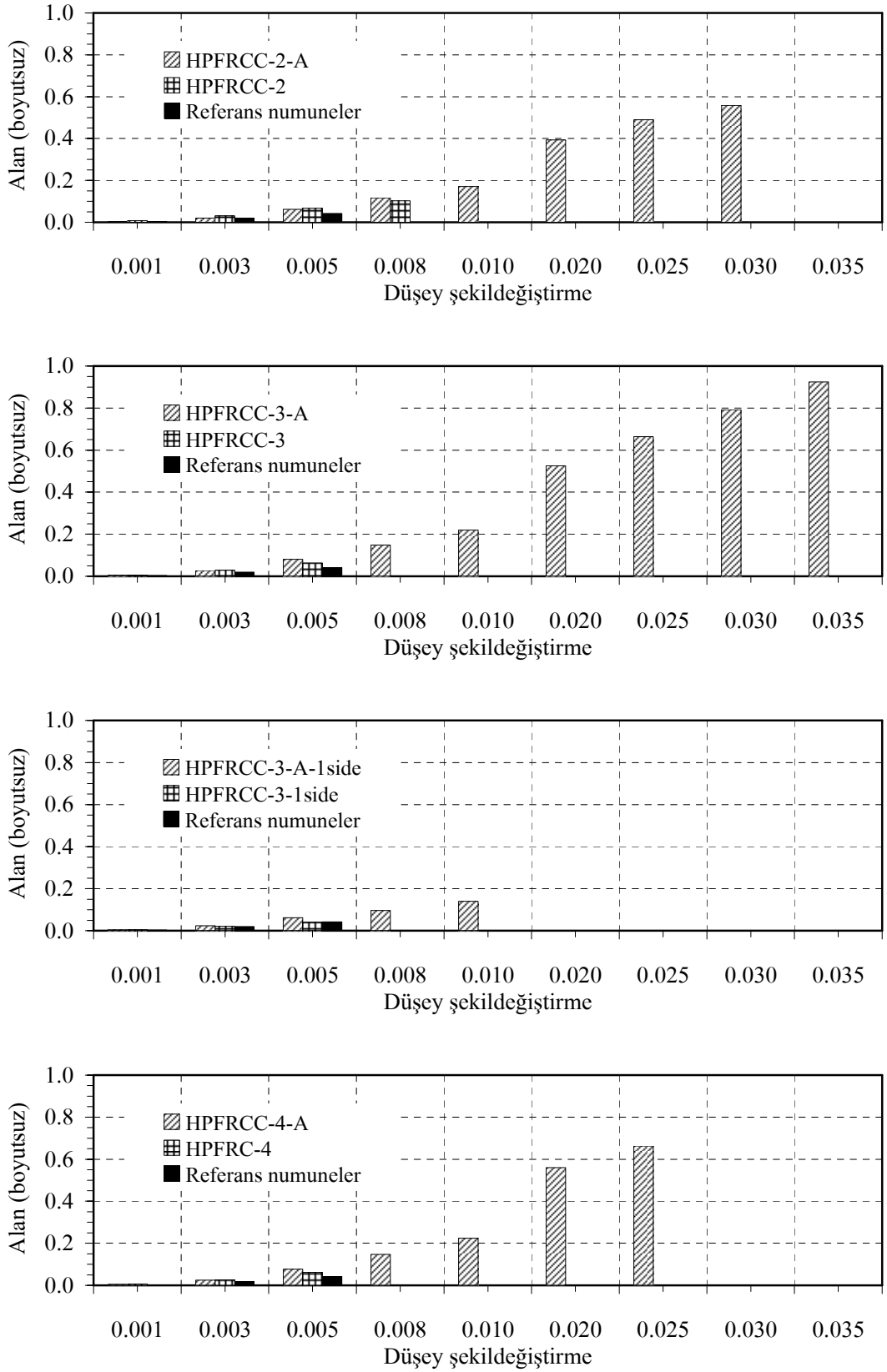


DS-HPFRCC-4-A

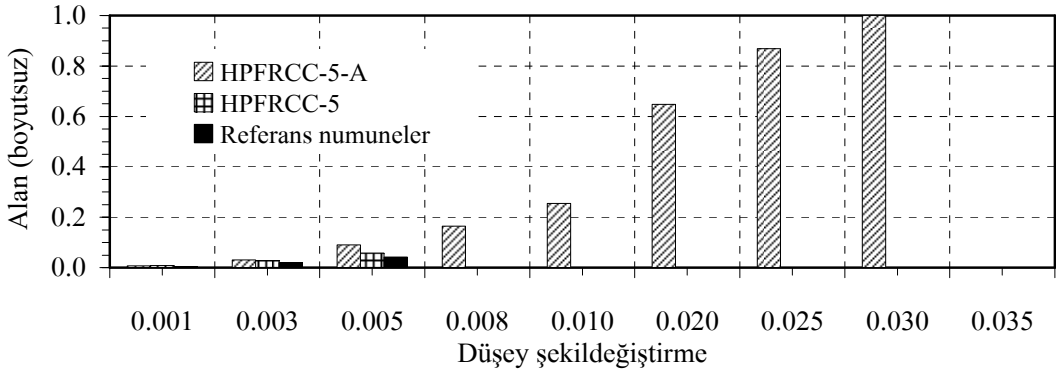


DS-HPFRCC-5-A

Şekil B.40 : Numunelerin deney sırasındaki görünümleri.



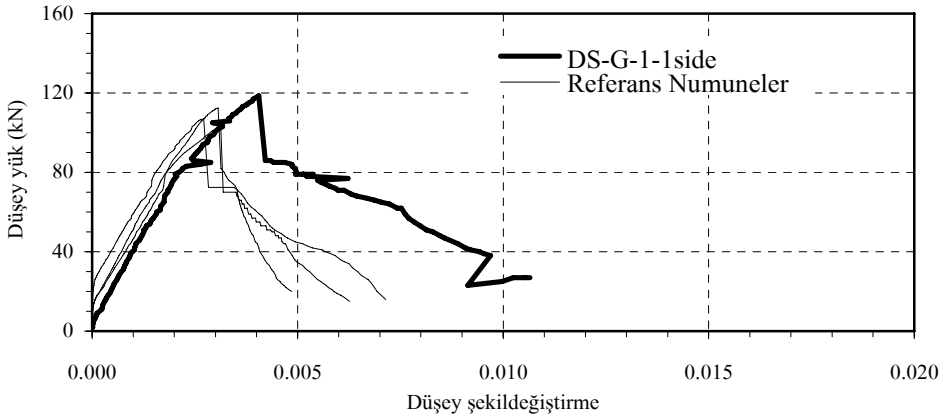
Şekil B.41 : Ankraj uygulamasının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi.



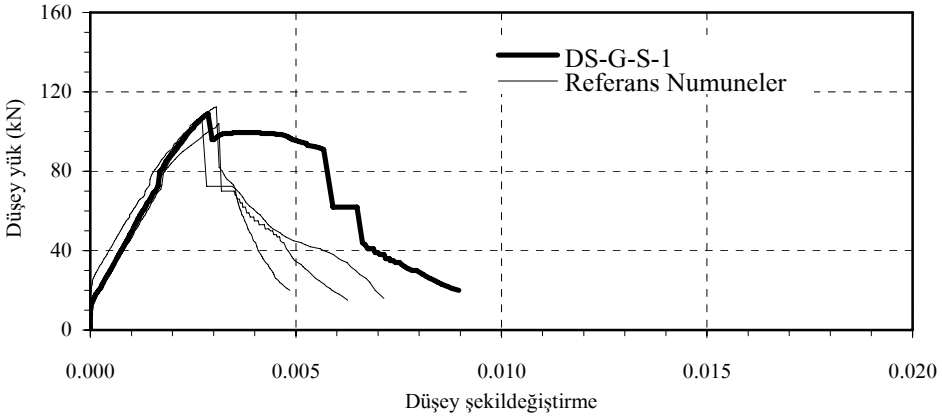
Şekil B.41 : Ankraj uygulamasının düşey yük-düşey şekildeğiştirme eğrisi altında kalan alana etkisi (devamı).

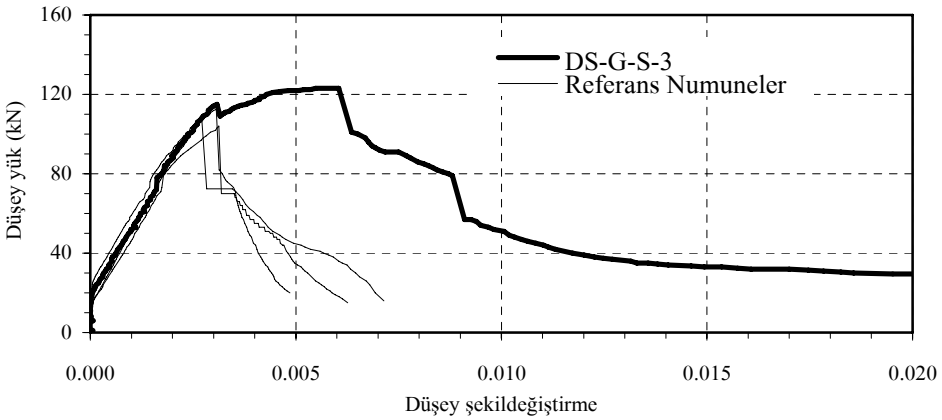
B.5.3. LP Kompozitler İle Güçlendirilen Elemanların Deney Sonuçları

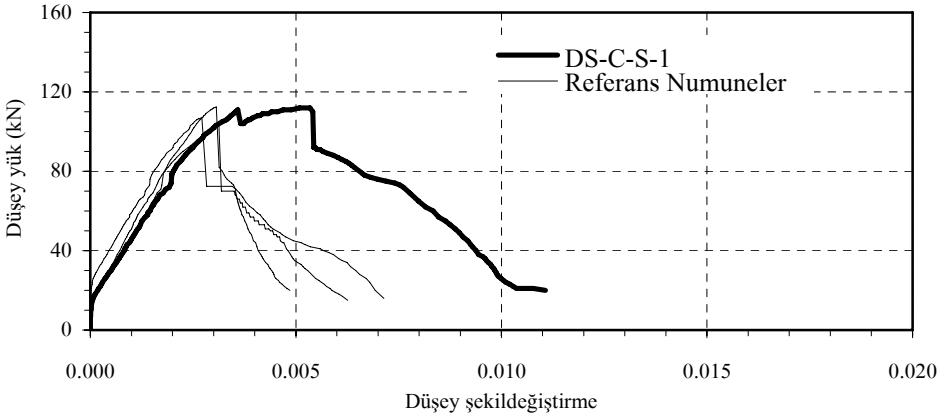
Bu bölümde öndöküm LP ile güçlendirilen elemanların, monoton artan diyagonal çekme etkileri altında denenmesiyle elde edilen düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (Şekil B.42) ve düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri (Şekil B.43) verilmiştir. Numunelerin deney sırasındaki hasar durumlarını gösteren fotoğrafları Şekil B.44'de verilmiştir.



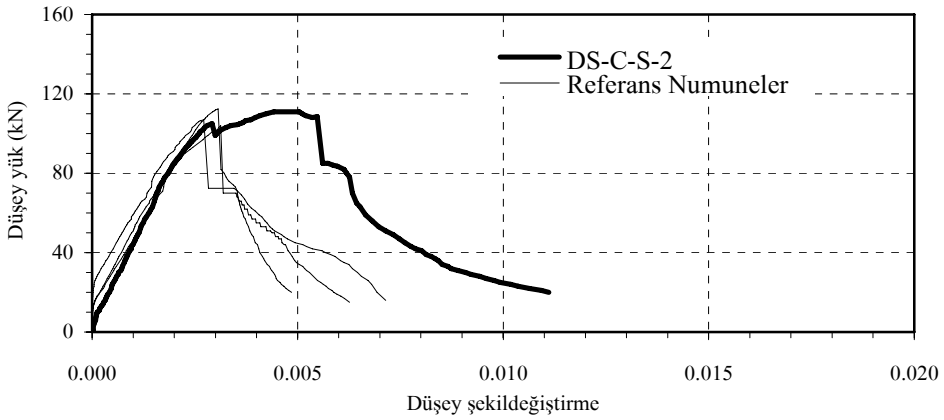
Şekil B.42 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri.

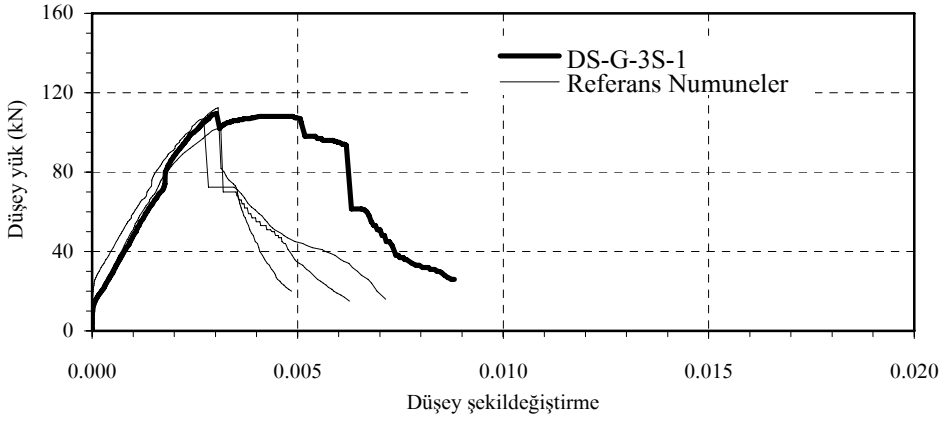


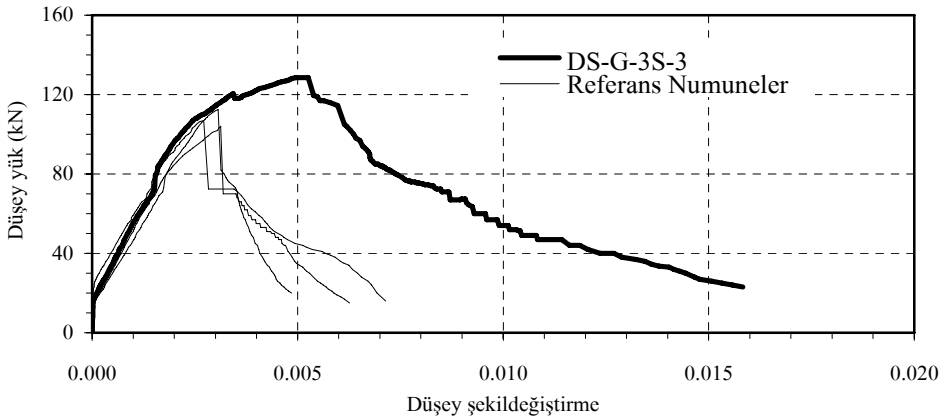




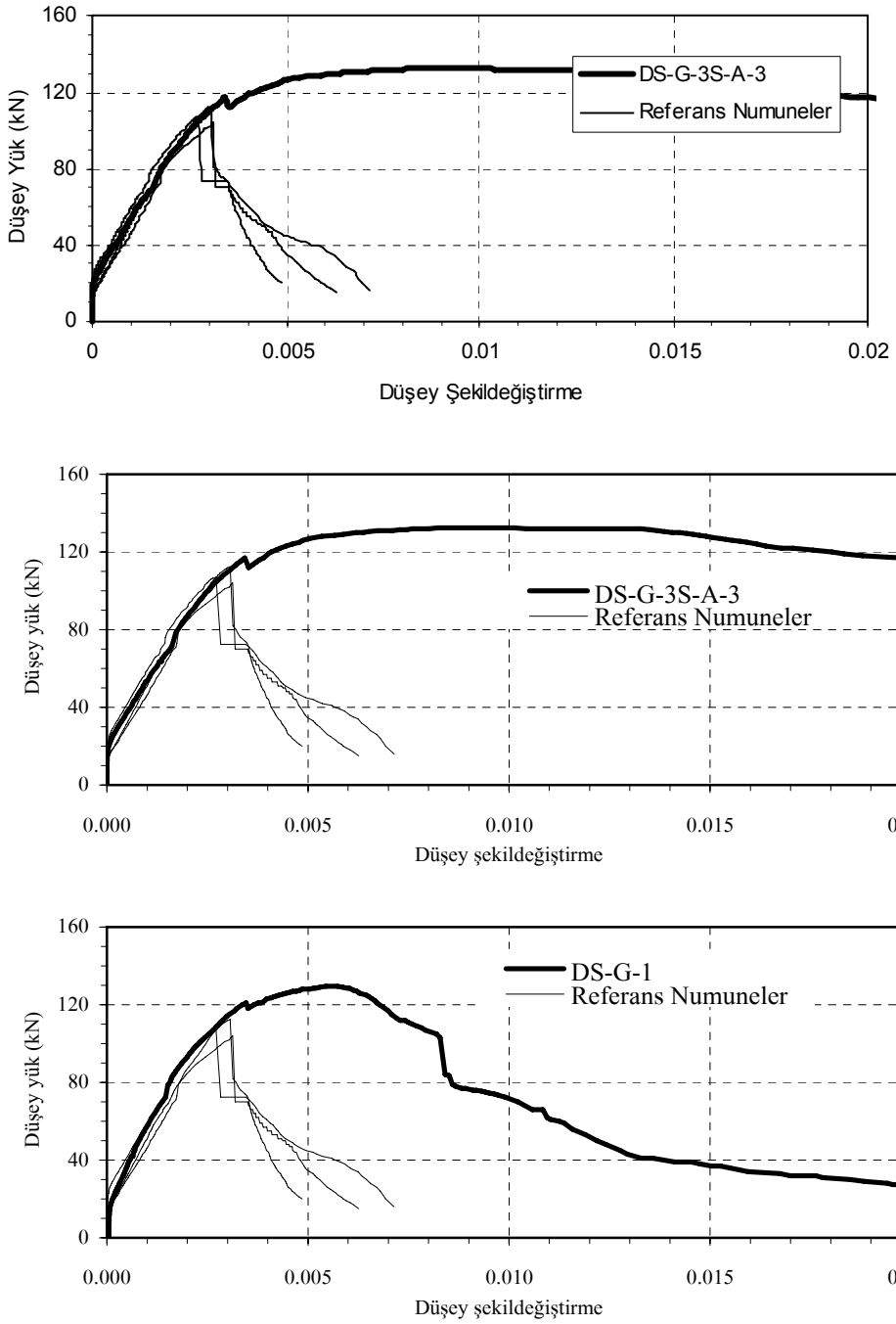
Şekil B.42 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (devamı).



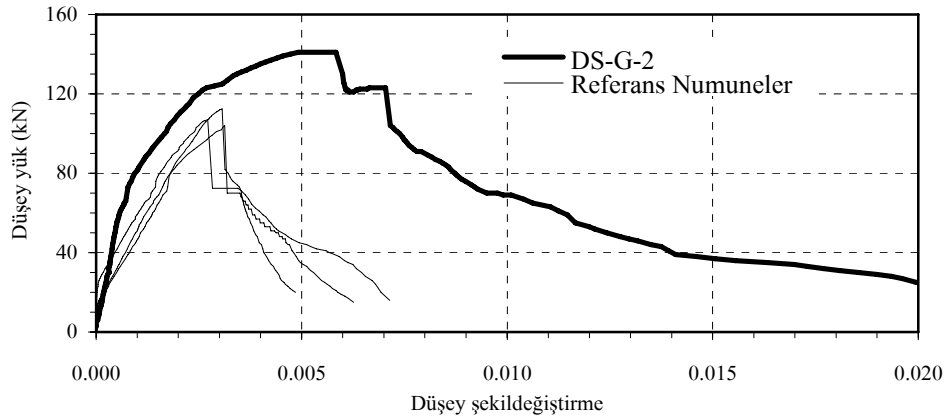


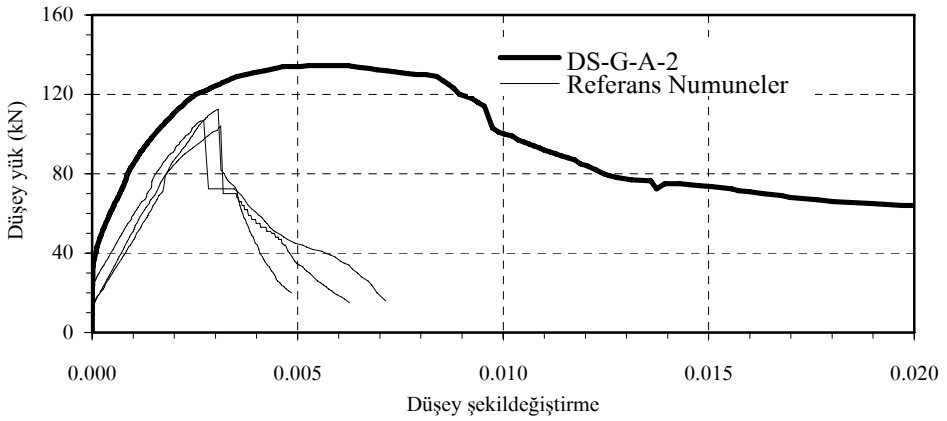


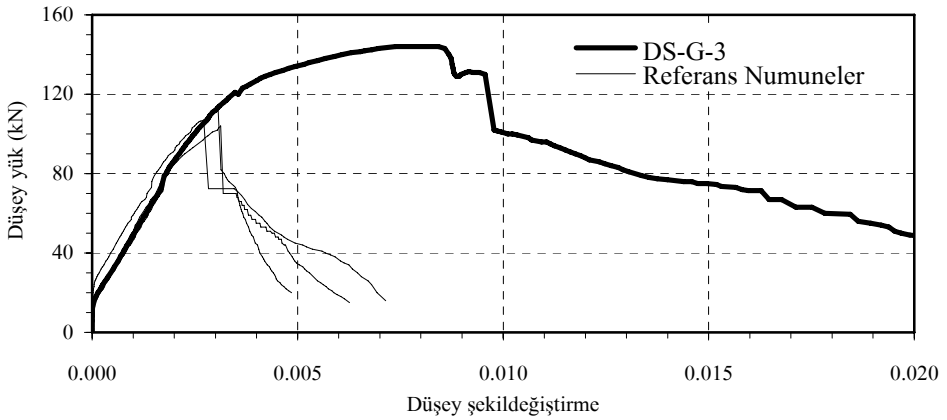
Şekil B.42 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (devamı).



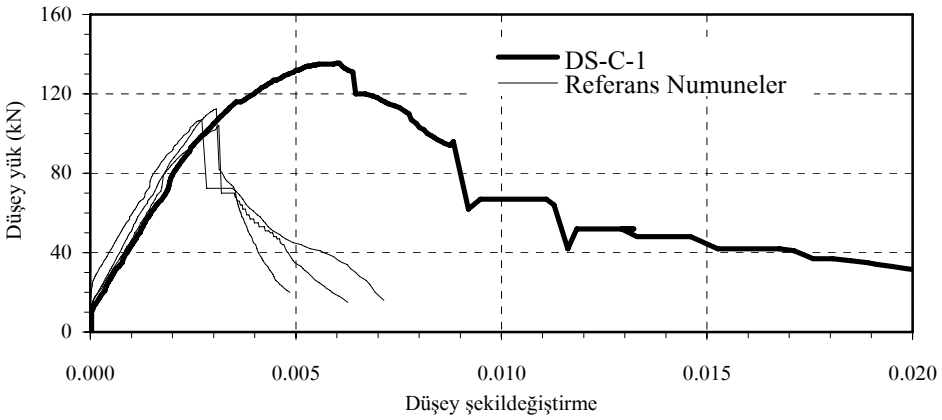
Şekil B.42 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (devamı).

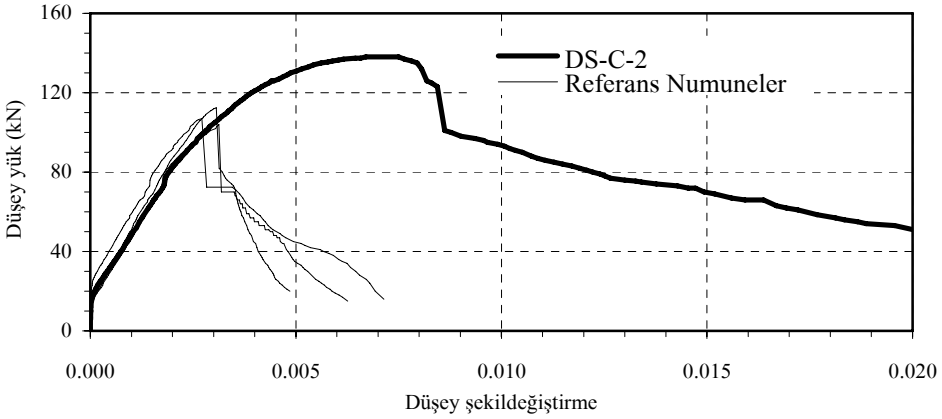




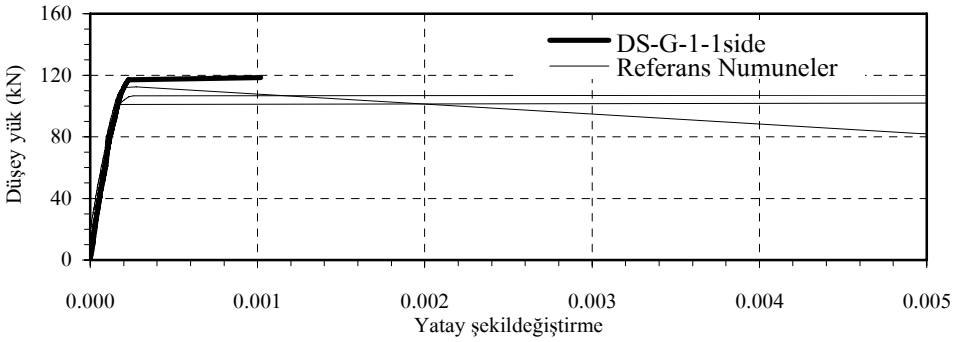


Şekil B.42 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (devamı).

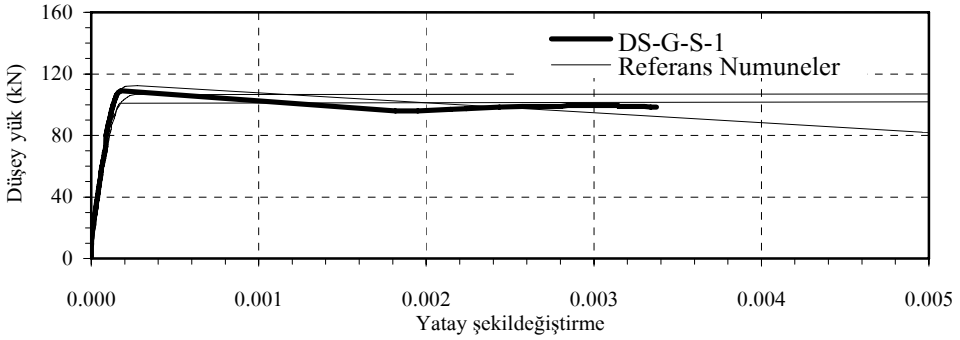


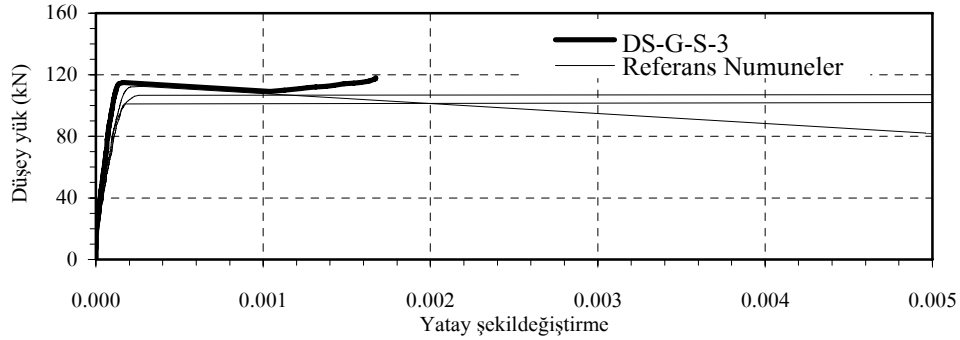


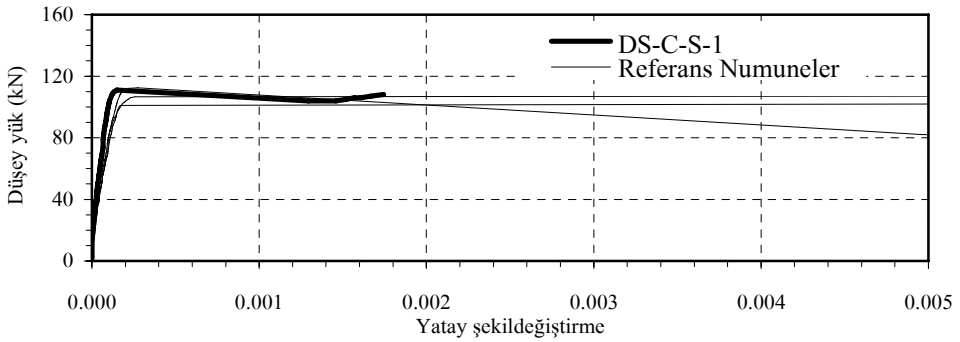
Şekil B.42 : Düşey yük-düşey şekildeğiştirme ilişkileri (devamı).

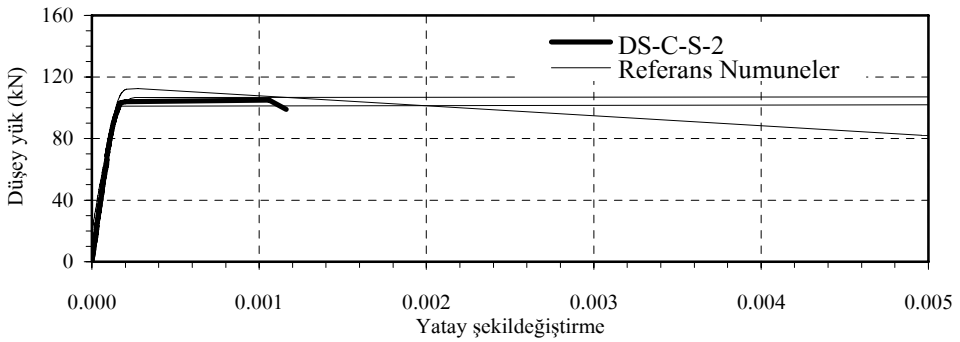


Şekil B.43 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri.

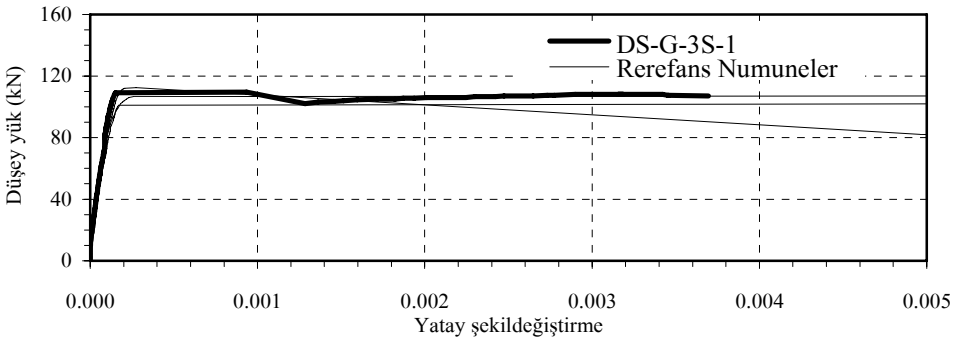


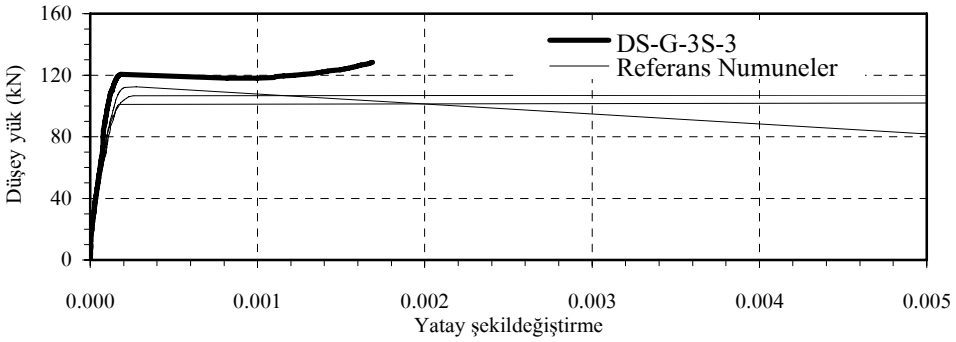


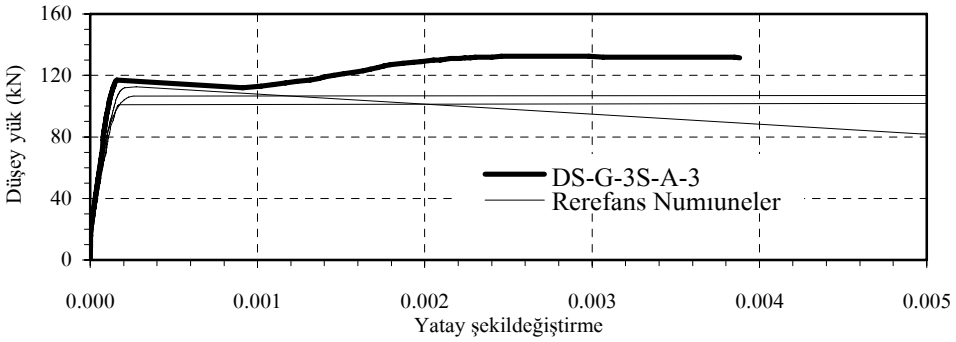


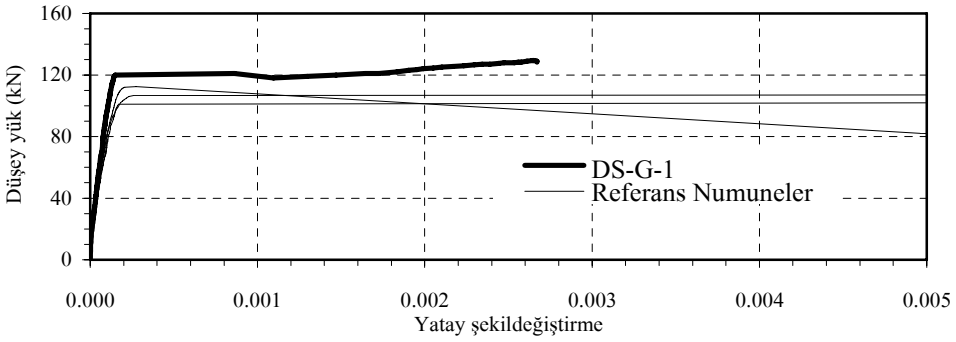


Şekil B.43 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri (devamı).

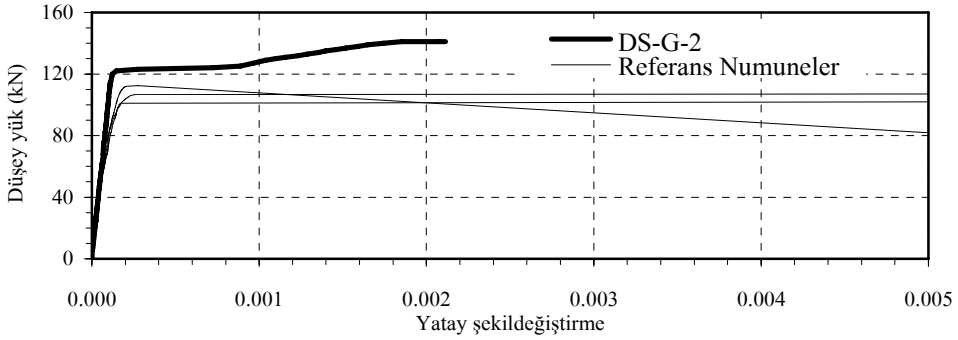


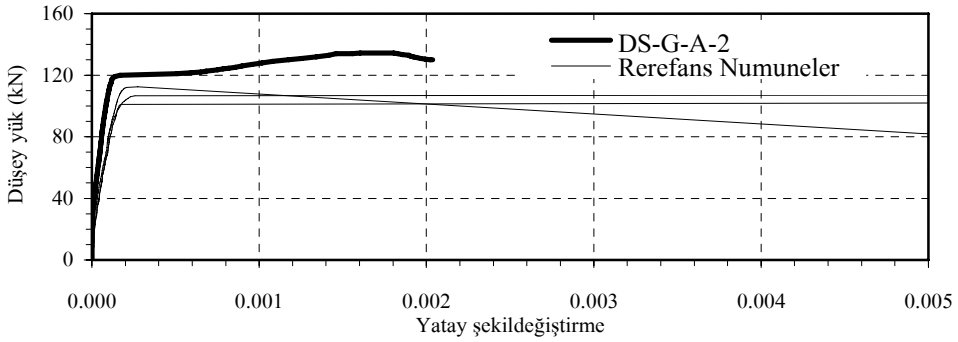


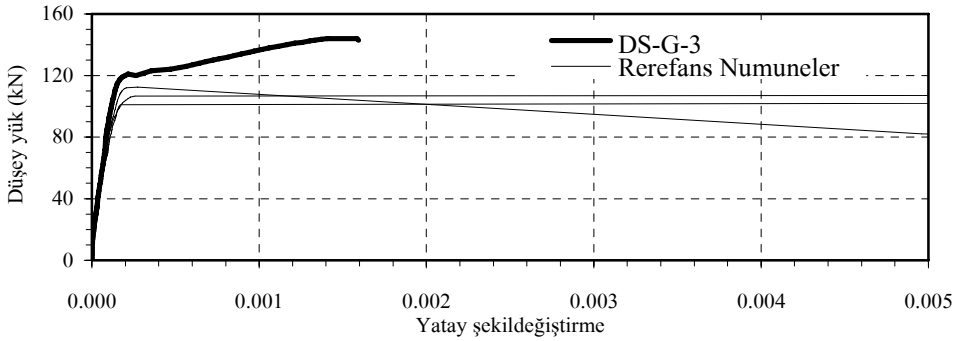


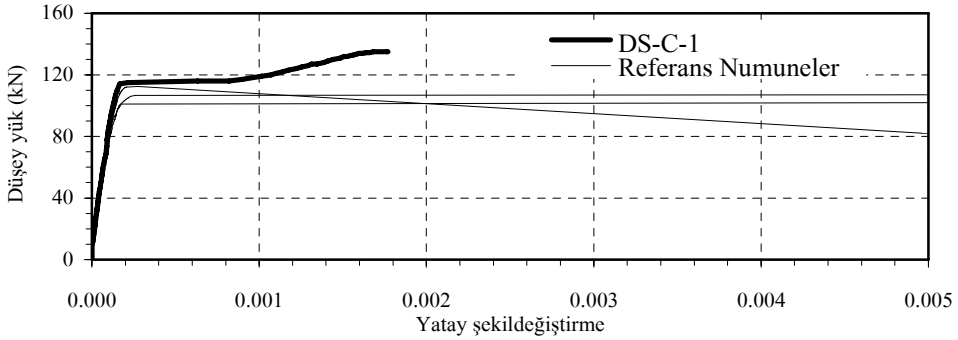


Şekil B.43 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri (devamı).

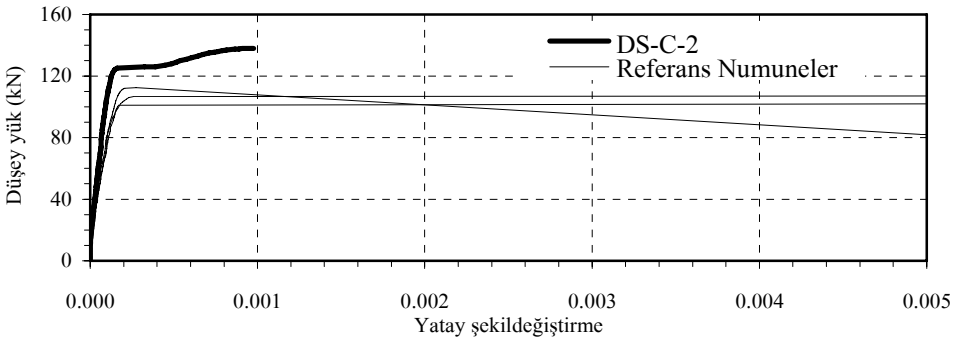




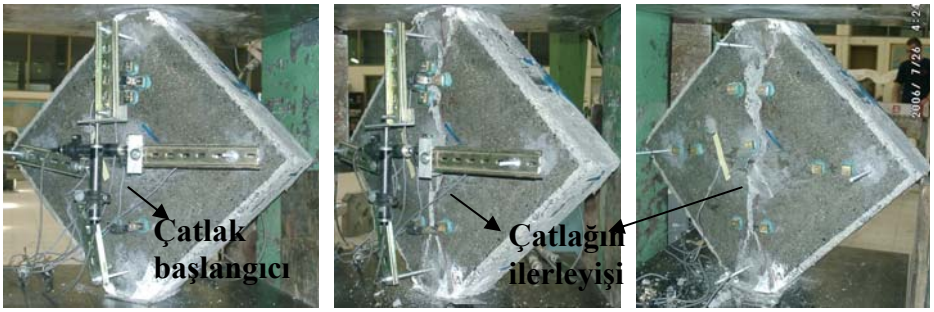




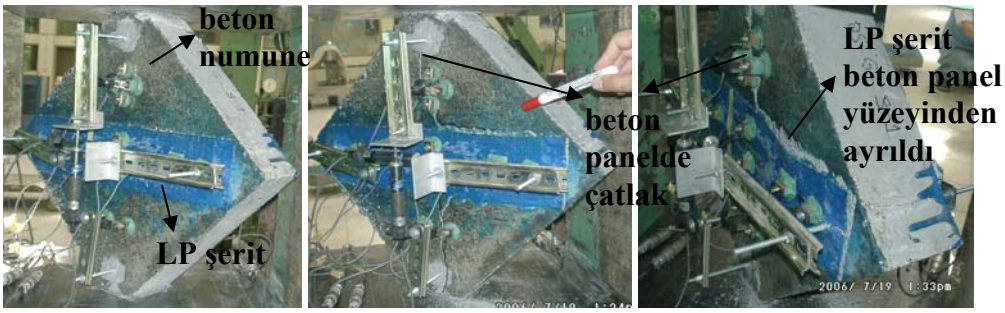
Şekil B.43 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri (devamı).



Şekil B.43 : Düşey yük-yatay şekildeğiştirme ilişkileri (devamı).



a) DS-G-1-1side

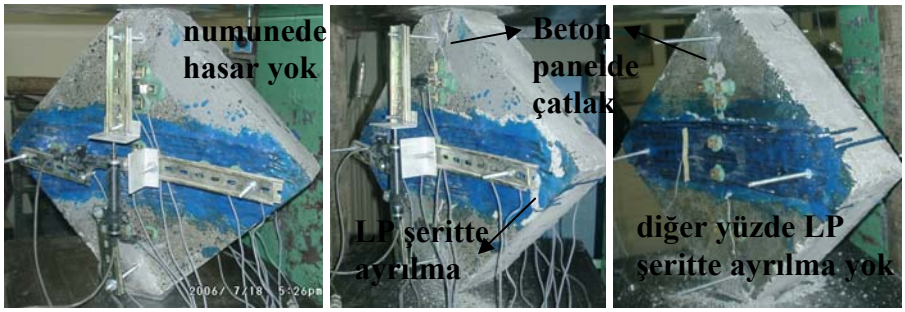


b) DS-G-S-1

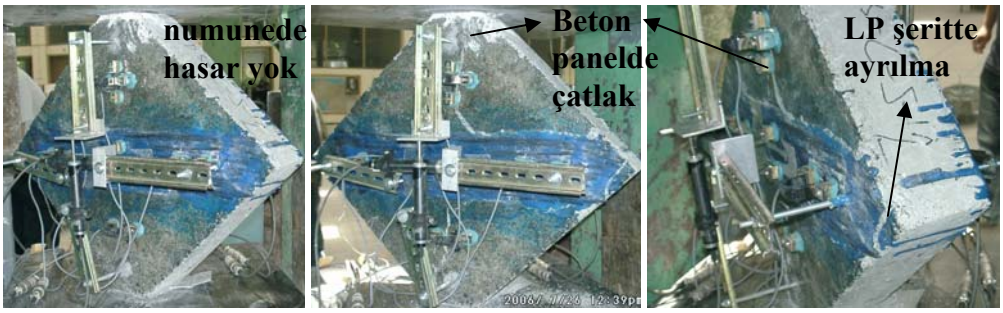


c) DS-G-S-3

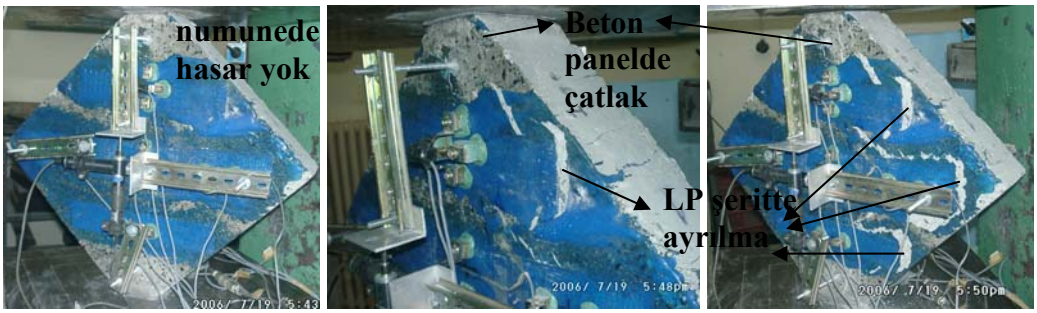
Şekil B.44 : LP numunelerinin deney sırasındaki görünümleri.



d) DS-C-S-1



e) DS-C-S-2

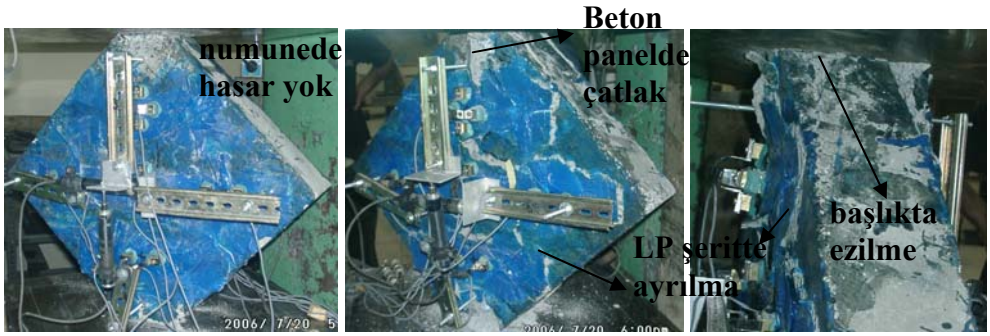


f) DS-G-3S-1



g) DS-G-3S-3

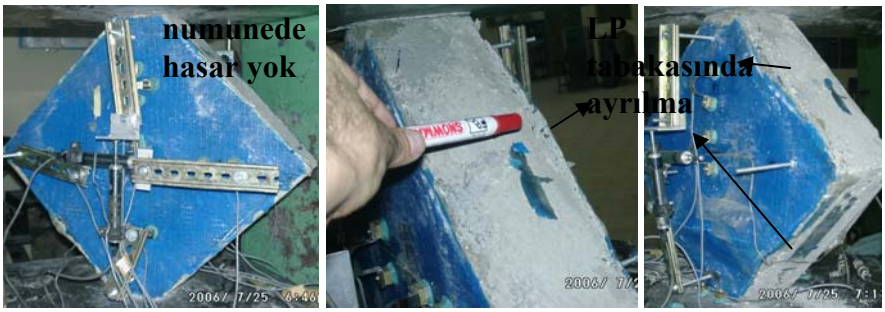
Şekil B.44 : LP numunelerinin deney sırasındaki görünümleri (devamı).



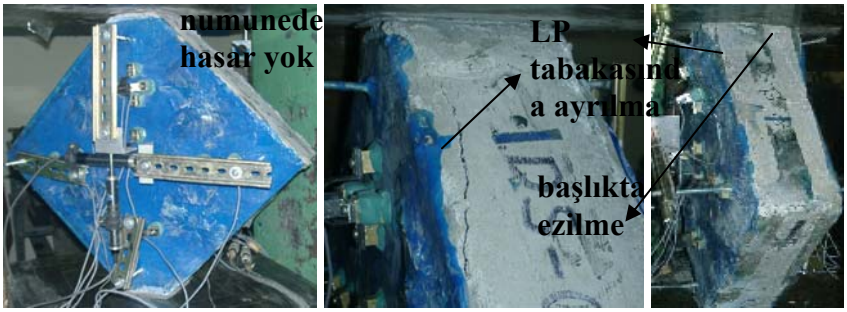
h) DS-G-3S-A-3



i) DS-G-1



j) DS-G-2

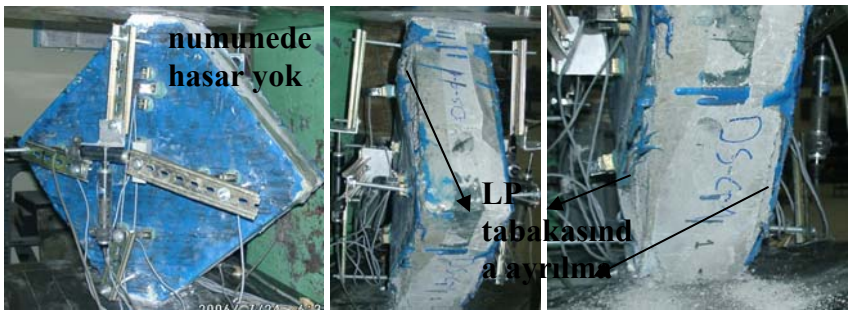


k) DS-G-A-2

Şekil B.44 : LP numunelerinin deney sırasındaki görünümleri (devamı).



l) DS-G-3



m) DS-C-1



n) DS-C-2

Şekil B.44 : LP numunelerinin deney sırasındaki görünümleri (devamı).

EK C

C.1. GİRİŞ

Bu ekte deneylerin yapılması ve deney sonuçlarının bölüm 5'de verilmeyen kısımları verilmiştir. Bölüm 5'de olduğu gibi burada da Ek C orijinal ve güçlendirilmiş numuneler için iki ayrı ana bölüm şeklinde sunulmuştur.

C.2. ORİJİNAL NUMUNELER

C.2.1 Numune Üretimi

Numunelerin inşasında kalıp ve donatı imalatına büyük özen gösterilmiştir. Numunelerin inşası için 2 ton 16 mm, 1 ton 8 mm çapında S220 düz inşaat demiri ve 3 m^3 iki tarafı film tabakasıyla kaplı ahşap (playwood) kalıp alınmıştır, Şekil C.2.1.

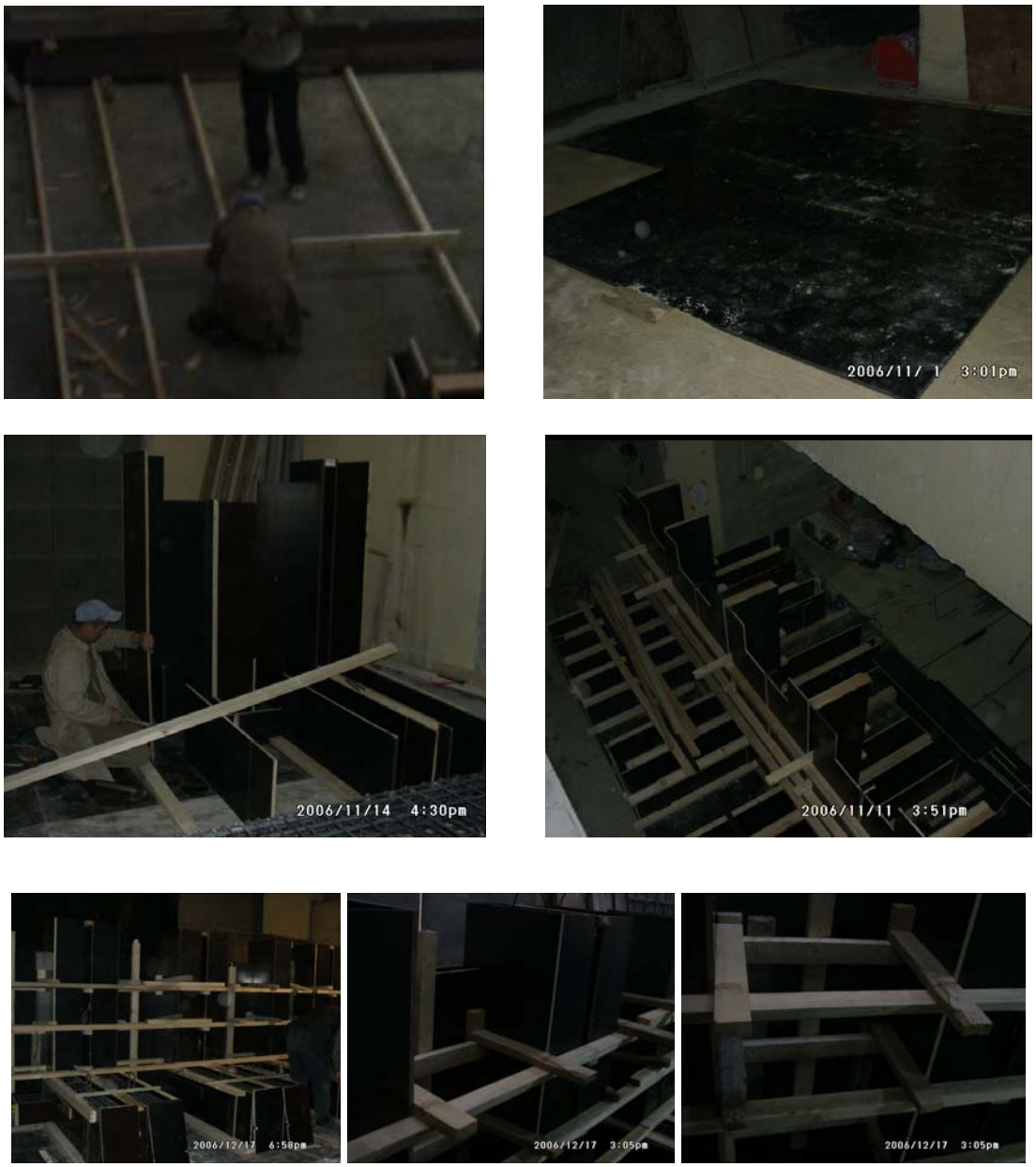


Şekil C.2.1 : Donatı ve kalıp tahtaları.

C.2.1.1 Numunelerinin kalıplarının yapımı

Öncelikle iki tarafı film tabakasıyla kaplı ahşap (playwood) kalıplar ve 5×10 cm enkesitli keresteler kullanılarak düzgün bir zemin elde edilmiştir. Düz bir zemin elde edildikten sonra bu düz zeminin üstünde daha önce bütün parçaları kesilerek hazırlanan üst yapının kalıbının inşasına geçilmiştir. Üst yapının kalıbının bir kısmı yapıldıktan sonra donatısı bağlanmış olan numuneler kalıbın içine alınmış ve donatıların döşeme ve enine kiriş bölümleri kalıp içinde bağlanmıştır. Daha sonra

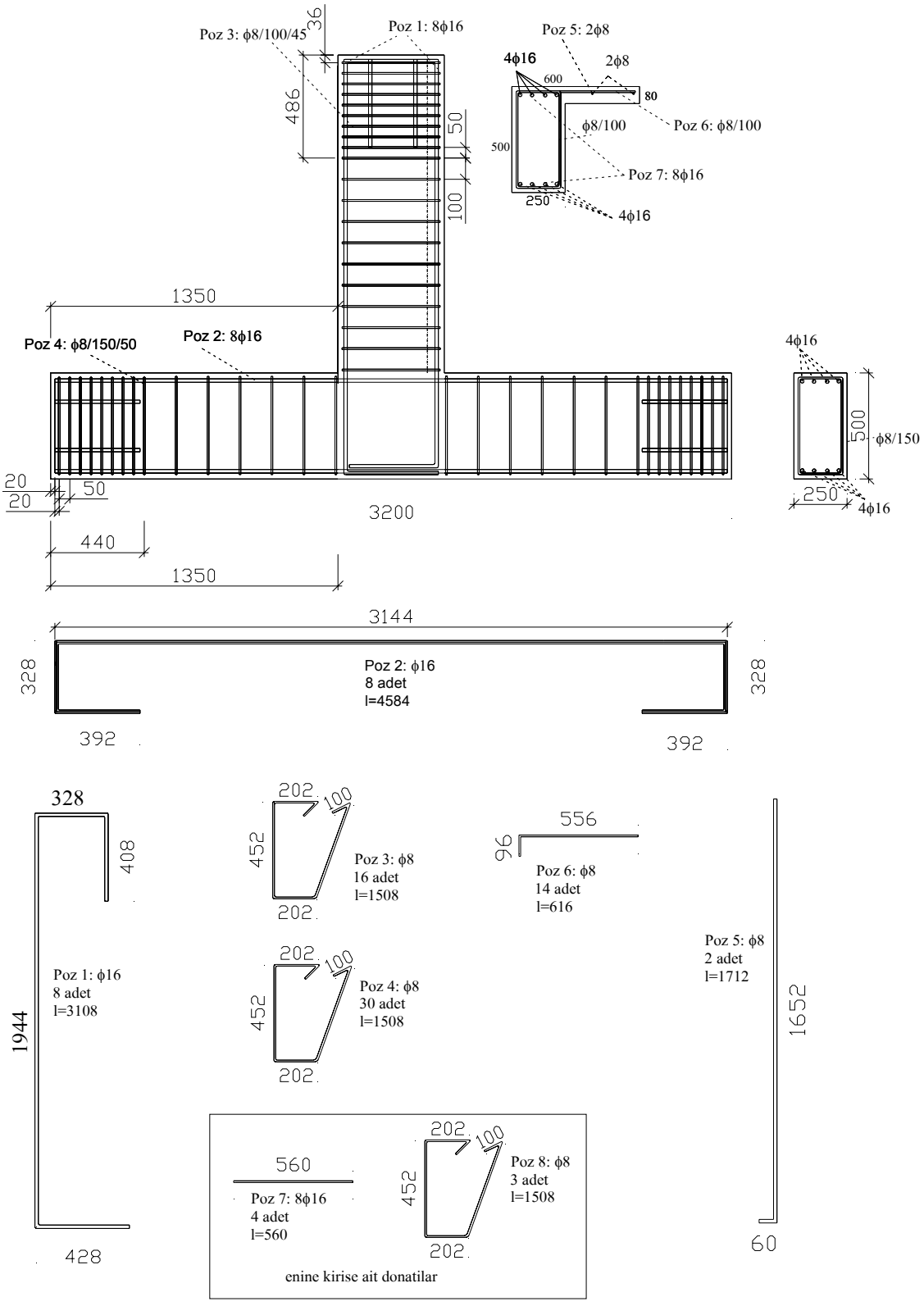
kalıbın kalan kapakları monte edilmiştir. Kalıplar 5×10 cm enkesitli keresteler kullanılarak kuşaklar ile desteklenmiştir, Şekil C.2.2.



Şekil C.2.2 : Numunelerin kalıp inşaatı.

C.2.1.2 Numunelerinin donatılarının bağlanması

Bütün numunelerde uygulanan donatı detayının açılımı Şekil C.2.3'de verilmiştir. Kalıp inşası devam ederken, numune donatı iskeletleri kalıp dışında oluşturulmuştur. Kolon ve kiriş demirleri ayrı bağlanmıştır, Şekil C.2.4. Daha sonra kirişler kolonlara



Şekil C.2.3 : Kolon, enine ve boyuna kiriş ve döşeme donatı açılımları.

bağlanarak kolon-kiriş birleşim bölgesi düz çerçeve olarak elde edilmiştir, Şekil C.2.4. Numunelerin enine kiriş ve döşeme donatıları kalıp içinde bağlanmıştır. Örnek

olması açısından sadece bir numunenin donatıları tamamıyla kalıp dışında oluşturulmuştur, Şekil C.2.5.



Şekil C.2.4 : Kolon ve kiriş donatılarının kesilip bağlanması.



Şekil C.2.5 : Numunelerin üç boyutlu donatı detayı.

C.2.1.3 Şekildeğiştirmeölçerlerin yapıştırılması

Beton dökümünden önce ölçüm alınması düşünülen bölgelerde donatı yüzeylerine şekildeğiştirmeölçerler yapıştırılmıştır. Şekildeğiştirmeölçerler donatı yüzeyine yapıştırılmadan önce donatı yüzeyi zımparalanarak düzgün bir yüzey elde edilmiştir. Elde edilen bu düzgün yüzey aseton ile iyice temizlenmiştir. Daha sonra şekildeğiştirmeölçerler özel bir yapıştırıcı ile yüzeye yapıştırılmıştır. Şekildeğiştirmeölçerler beton içinde kalacağından dolayı korunmalıdır. Bu amaçla önce şekildeğiştirmeölçerlerin üzerine N1 malzemesi sürülerek suya karşı korunması sağlanmıştır. Bir gün sonra N1 malzemesi kuruduktan sonra şekildeğiştirmeölçerlerin üzeri bir kat petrol esaslı VM (Vinyl Mastic) bandı ile sarılmıştır. Bu bandın üzeri de



Şekil C.2.6 : Şekildeğiştirmeölçerlerin donatı yüzeyine yapıştırılması.

2-3 kat elektrik izole bandı ile sarılmıştır. Bu şekilde şekildeğiştirmeölçerlere yeterince koruma sağlanmıştır. Bu işlemler sırası ile Şekil C.2.6'da verilmiştir. Şekil C.2.7'de birleşim bölgesindeki şekildeğiştirmeölçerler görülmektedir.



Şekil C.2.7 : Birleşim bölgesindeki şekildeğiştirmeölçerler.

C.2.1.4 Beton dökümü

İston A.Ş. firması tarafından yapılan beş adet 0.028 m^3'lük deneme beton karışımlarına ait 7. gün 28. gün basınç deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerden elde edilen 7. gün ve 28. gün ortalama basınç dayanımları ve çökme deneyi sonuçları Çizelge C.2.1'de verilmiştir. Küp ile standart silindir (150×300 mm) arasındaki dayanım geçişi için kullanılan korelasyon katsayısı 0.8 kabul edilmiştir. Dolayısı ile 1. karışım için elde edilen 13.2 değeri standart silindir için 10.6 değerine karşılık gelmektedir. Bu veriler karşılaştırıldığında 1.Karışım'ın bu çalışma için uygun olduğuna karar verilmiştir. 1. Karışım'ın laboratuvarda yapılan çökme deneyi sonucunda çökme 21 cm ve birim hacim ağırlığı 2260 kg/m^3 olarak elde edilmiştir. Bu deneyler sonucunda İston A.Ş. tarafından üretilen hazır beton bütün birleşim bölgesi numuneleri için aynı şartlarda, 17.12.2006 tarihinde, kalıplara dökülmüştür.

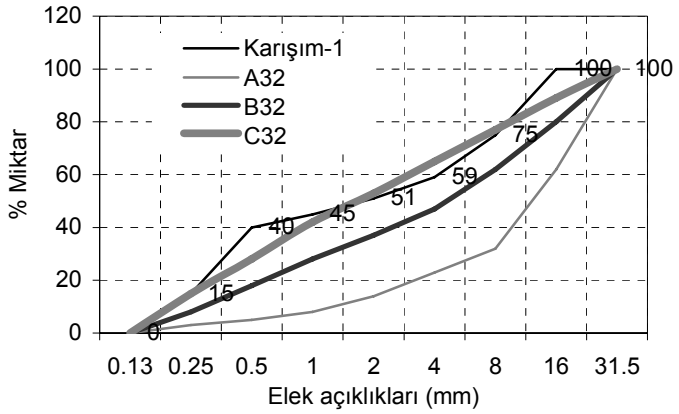
Seçilen beton karışımı olan Karışım 1'in özellikleri Çizelge C.2.2'de, kullanılan agregaların elek analizi sonuçları Şekil C.2.8'de verilmiştir.

Çizelge C.2.1 : Beton deneme karışımlarına ait 7. ve 28. gün deney sonuçları.

Karışımlar	Numunelerin Boyutları (cm)	7. Gün Ortalama Basınç Dayanımı (N/mm^2)	28. Gün Ortalama Basınç Dayanımı (N/mm^2)	Çökme (cm)
1. Karışım	15x15x15	8.8	13.2	21
2. Karışım	15x15x15	10.4	14.8	21
3. Karışım	15x15x15	5.9	9.2	20
4. Karışım	15x15x15	10.2	16.7	23
5. Karışım	15x15x15	9.6	15.6	20

Çizelge C.2.2 : Seçilen beton karışımın özellikleri (kg/m^3).

Beton	En büyük agrega çapı	Çimento	Su	Kum	Taş tozu	No I mıcır	Katkı (Epocon SP 515N)
Normal ağırlıklı	8 mm	170	239	698	414	747	1.8



Şekil C.2.8 : 1. Karışım'a ait elek analizi eğrisi.

Betonu dökmek için Betonsa firmasından 34 metrelik bir pompa temin edilmiştir. Beton dökümü sırasında betonun daha iyi yerleşmesini sağlamak amacı ile vibratör kullanılmıştır. Beton dökümü sırasında şekildeğiştirmeölçerlerin kablolarına zarar verilmemesi için özen gösterilmiştir. Beton dökümü ile ilgili resimler Şekil C.2.9'da verilmiştir. Beton dökümü sırasında taze betonda kıvamı belirlemek amacı ile 3 adet çökme deneyi yapılmıştır. Çökme konisi 3 aşamada doldurulmuş ve her aşamanın ardından uzun demir bir çubukla beton 25 defa şişlenerek iyi bir yerleşme sağlanmıştır, Şekil C.2.10. Tamamı doldurulan koninin yavaşça çekilmesiyle oluşan

çökme, çelik şerit metre yardımıyla ölçülmüştür. Taze betonda yapılan çökme deneyinin sonuçları Çizelge C.2.3'de verilmiştir.

Betonun basınç ve çekme dayanımlarının belirlenebilmesi amacı ile 30 adet standart silindir (150×300 mm×mm) numunesi alınmıştır, Şekil C.2.10. Standart silindir numuneleri ve betonu dökülen birleşim bölgesi numunelerinin yüzeyine Masterkure 107 su esaslı kür malzemesi püskürtülerek kürü yapılmış, ve aynı ortam koşullarında bekletilmiştir, Şekil C.2.11. Basf tarafından üretilen Masterkure 107 malzemesi betonun içindeki suyun dışarı çıkmasını engelleyerek betonun su ihtiyacını gidermektedir. Beton döküldükten sonraki bir hafta hava sıcaklığı 14 ile 16 derece arasında ve bağıl nem % 47 ile % 74 arasında değişmiştir.



Şekil C.2.9 : Beton dökümü.

Çizelge C.2.3: Taze beton çökme deneyi sonuçları.

Deneme	1	2	3
Çökme (mm)	23	24	23




Şekil C.2.10 : Silindirlerin doldurulması ve çökme deneyi.




Şekil C.2.11 : Masterkure 107 malzemesi ile betonun kürünün yapılması.

C.2.1.5 Kaynak uygulaması

JW1: Bu numunede kiriş boyuna donatıları kaynaklanmış ve 8 cm tamir harcı uygulaması yapılmıştır. Bu uygulamada birleşim bölgesine bükülen kiriş boyuna donatıları birbirine kaynaklanmıştır. Bu şekilde kiriş boyuna donatılarının sıyrılmasının engellenmesi hedeflenmiştir. Bu donatıları birbirine kaynaklamak için önce birleşim bölgesinin enine kirişe paralel kenarı 8 cm kadar beton kırılarak açılmıştır (Şekil C.2.12). Daha sonra açığa çıkan kiriş boyuna donatıları Şekil C.2.13 ve 14'de gösterildiği gibi kaynaklanmıştır. Daha sonra BASF firması tarafından üretilen Emaco S88 çimento esaslı tamir harcı ile açılan bölüm kapatılmıştır (Çizelge C.2.9).

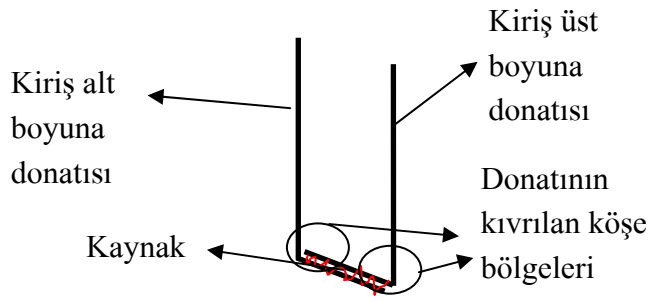
JW2: Bu numunenin JW1 numunesinden tek farklı yanı betonun 8 cm yerine 13 cm kırılarak kaynaklama işlerinden sonra tamir harcının uygulanmasıdır.



Şekil C.2.12 : Birleşim bölgesine bükülmüş kiriş boyuna donatılarının açığa çıkarılması.



Şekil C.2.13 : Birleşim bölgesine bükülmüş kiriş boyuna donatılarının birbirine kaynaklanması.



Şekil C.2.14: Birleşim bölgesine bükülmüş kiriş boyuna donatılarının birbirine kaynaklanma şekli.

C.2.2 Malzeme Özellikleri ve Deneyleri

C.2.2.1 Beton

Beton için 28., 90., 180. ve 360. günlerde standart silindir basınç ve standart disk yarma deneyleri yapılmıştır. Deneyler sırasında gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenebilmesi amacıyla TML CM–15 ölçüm çerçevesi (kompresometre) kullanılmıştır. Standart silindirin ölçüm boyundaki (yükseklik boyunca ortadaki 150

mm) yerdeğiştirmeleri ölçmek üzere, ölçüm çerçevesine bağlı konumdaki iki adet yerdeğiştirmeölçer (TML CDP–5), tüm boydaki (300 mm) yerdeğiştirmeleri ölçmek üzere de iki adet yerdeğiştirmeölçer (TML CDP–25) kullanılmıştır. CDP-25 türündeki yerdeğiştirmeölçerler, standart silindire 100 mm mesafede yerleştirilmişlerdir, Şekil C.2.15. Elektronik veri toplayıcı yardımıyla (TML TDS-303) kaydedilen veriler, bilgisayar ortamında değerlendirilmiştir. 28. gün standart silindir deneyi için 6 adet beton silindir numunesi denenmiştir. Silindir numunelerden 3'ü birinci transmikserden, diğer 3'ü ise ikinci transmikserden alınan numunelerdendir. 90., 180. ve 360. gün standart silindir deneyi için de birinci transmikserden 3, ikinci mikserden de 3 adet silindir numunesi alınmıştır. 28, 90, 180 ve 360 günlük betonun, standart silindir basınç deneylerinden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil C.2.16-19'da verilmiştir (standart silindir basınç deneyleri için 1000 kN kapasiteli Amsler yükleme aygıtı kullanılmıştır).

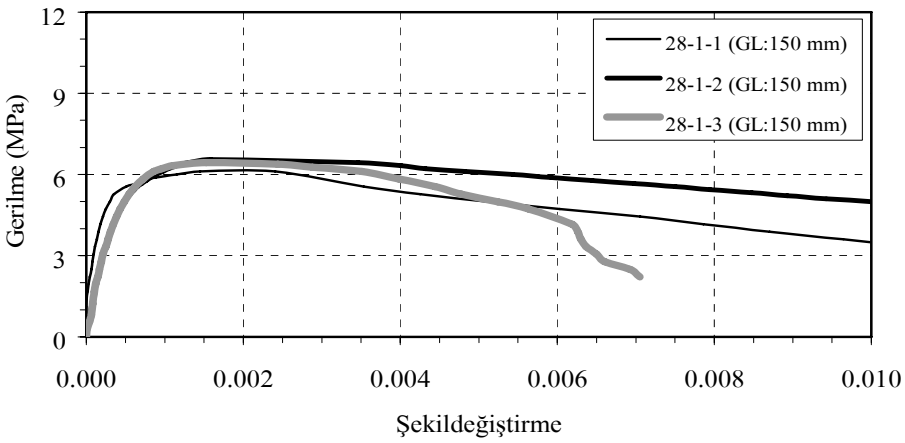
Grafiklerdeki eksenel şekildeğiştirmelerin hesabı için orta bölgeden (yükseklik boyunca ortadaki 150 mm) alınan yerdeğiştirme değerleri kullanılmıştır. Bazı silindirlerin deneyleri esnasında ölçüm çerçevesinden sağlıklı sonuç alınamadığından, bilgisayar ortamında değerlendirmeye alınmamış ve grafiği çizilmemiştir. Yarma çekme deneyleri için birinci ve ikinci transmikserden alınan dörder adet 150 mm çapında ve yaklaşık 60 mm yüksekliğe sahip standart disk numunesi 1000 kN kapasiteli Amsler yükleme aygıtı kullanılarak 28., 90. ve 180. günlerde yarma çekme deneyleri yapılmıştır, Şekil C.2.20. Yarma çekme deneylerinde betonun çekme dayanımı, Denklem C.2.1 yardımıyla hesaplanmıştır. Bu denklemde P göçme yükünü, d disk çapını ve l disk yüksekliğini ifade etmektedir.



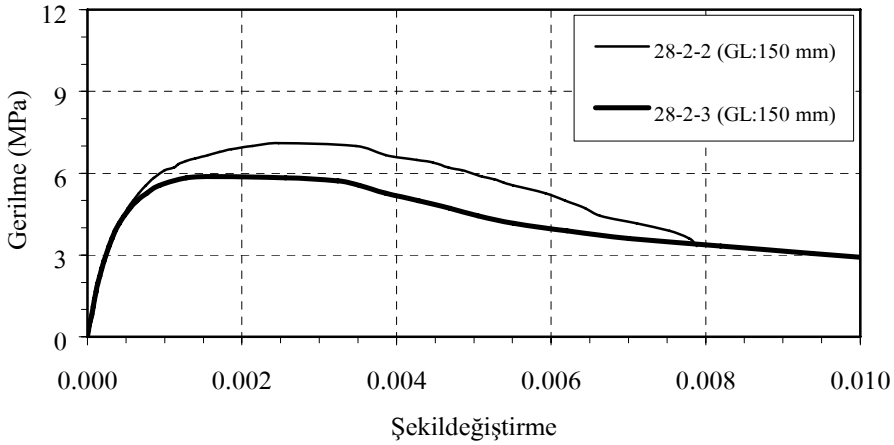
Şekil C.2.15 : Standart silindir basınç deneyi düzeneği.

$$f_{cts} = \frac{2P}{\pi.d.l} \qquad \textbf{(C.2.1)}$$

Bu denklemde; f_{cts} betonun yarma çekme dayanımını, P yarma yükünü, d disk çapını (standart yarma diskleri için 150 mm), l ise disk boyunu (standart yarma diskleri için 60 mm) simgelemektedir. Yarma çekme deneylerinin sonucunda betonun ortalama çekme dayanımı 28. günde 1. transmikserden 0.72 MPa, 2. transmikserden 0.76 MPa olarak bulunmuştur. Betonun 90. gün ortalama çekme dayanımı 1. transmikserden 1.5 MPa ve 2. transmikserden 1.0 MPa olarak bulunmuştur. 180. günde ise betonun ortalama çekme dayanımı 1. transmikserden alınan silindir numunesinden 1.3 MPa olarak bulunmuştur.

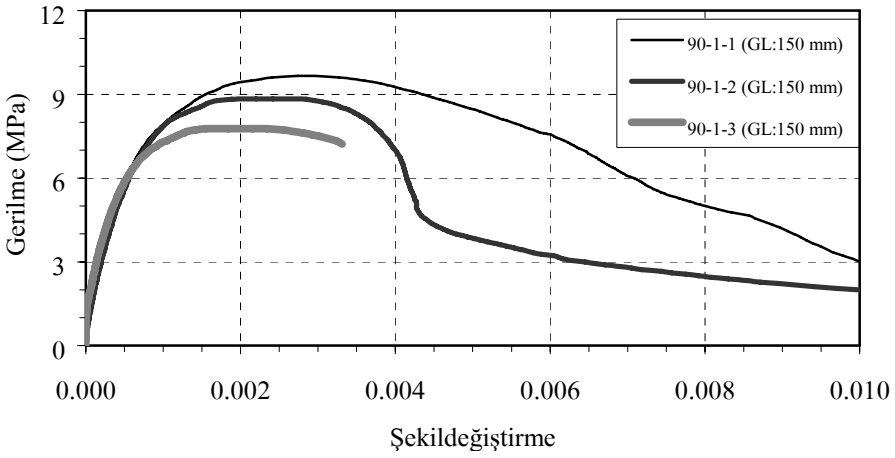


(a)

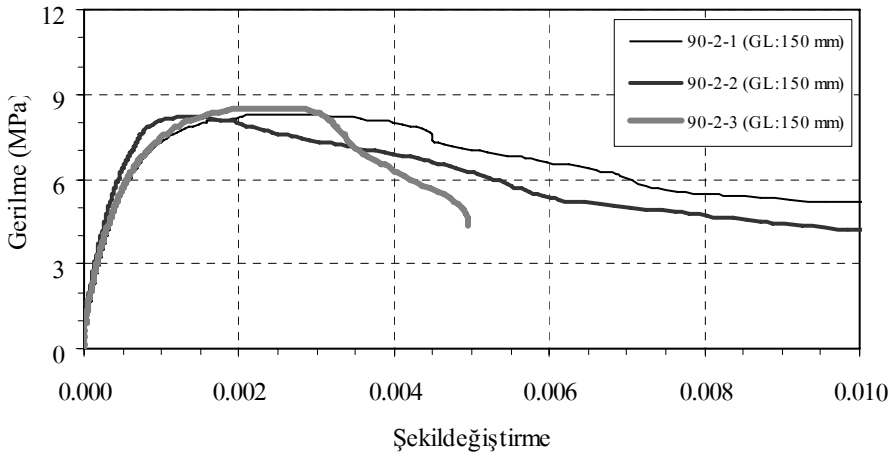


(b)

Şekil C.2.16 : 28 günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları: a) birinci transmikser, b) ikinci transmikser.

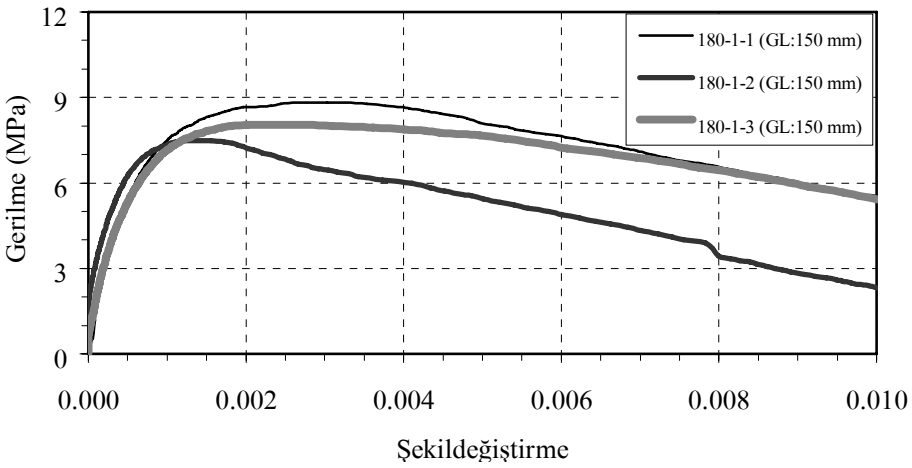


(a)

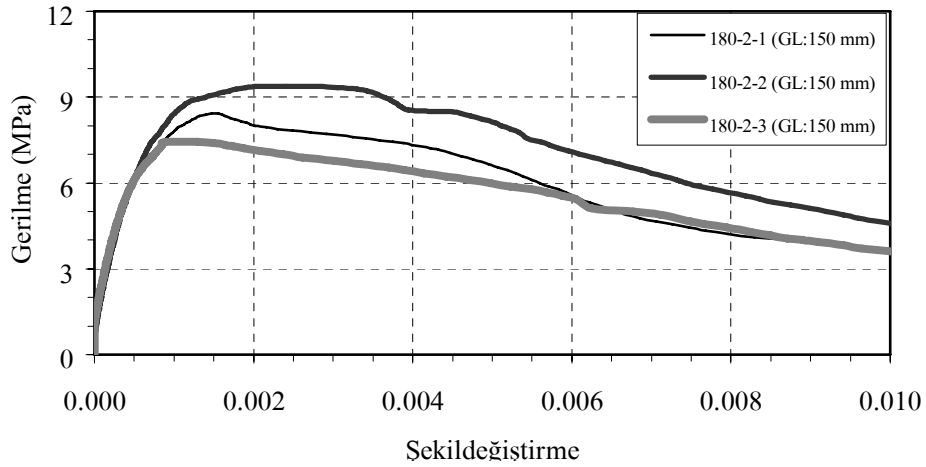


(b)

Şekil C.2.17 : 90 günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları: a) birinci transmikser, b) ikinci transmikser.

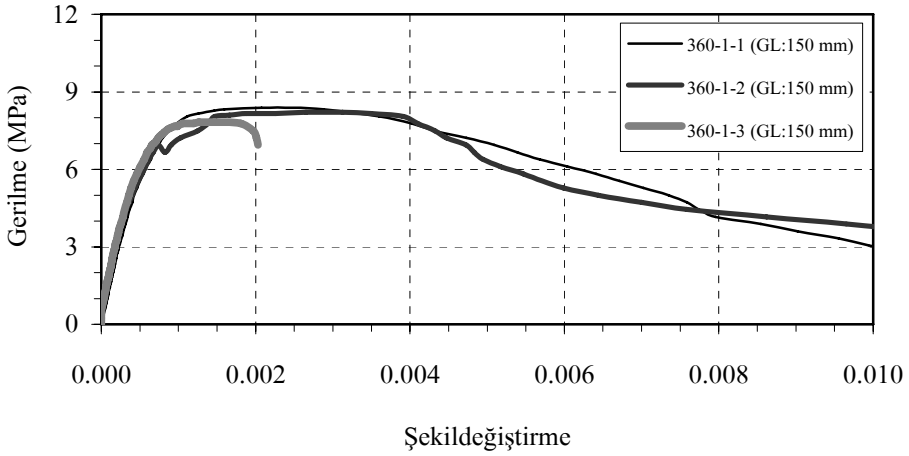


(a)

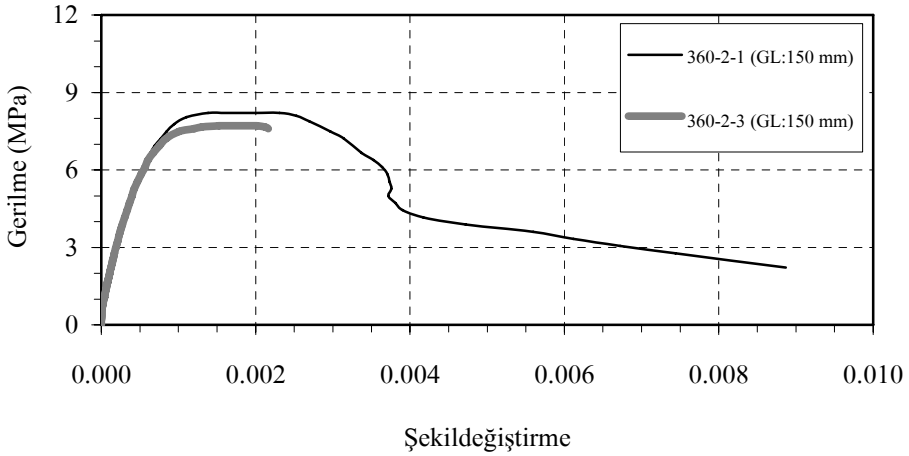


(b)

Şekil C.2.18 : 180 günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları: a) birinci transmikser, b) ikinci transmikser.



(a)



(b)

Şekil C.2.19 : 360 günlük betonun standart silindir basınç deneyi sonuçları: a) birinci transmikser, b) ikinci transmikser.



Şekil C.2.20 : Beton yarma çekme deneyi.

Numuneler için elastisite modülü belirlenirken, gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinde yaklaşık olarak dayanımın %5 ve %45'i arasında elde edilen deneysel noktalar

arasından en küçük kareler yöntemi kullanılarak bir doğru geçirilmiş, belirlenen doğrunun eğimi elastisite modülü olarak kabul edilmiştir. Standart silindirlerin basınç deneylerinden elde edilen betonun mekanik özellikleri Çizelge C.2.4'de özetlenmiştir.

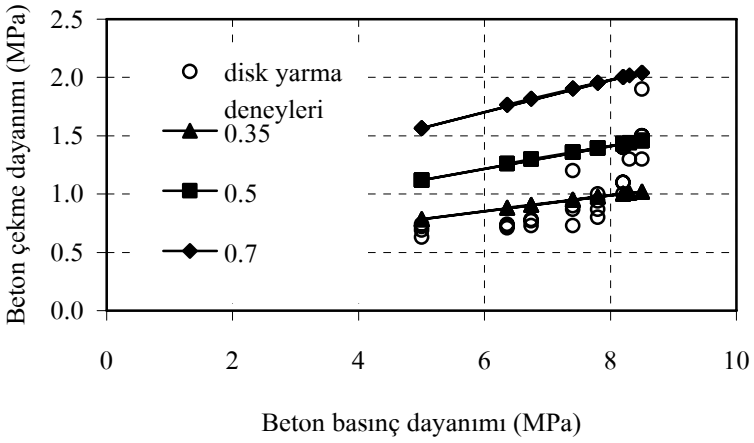
Çizelge C.2.4 : Standart silindir basınç deneylerinin sonuçları.

Standart ilindir	Beton yaşı (Gün)	Basınç dayanımı f'_c (MPa)	Ort. basınç dayanımı $f'_{c,ort}$ (MPa)	Elastisite modülü E_c (MPa)	Ort. elastisite modülü $E_{c,ort}$ (MPa)
28-1-1	28	6.1	6.4	13800	13700
28-1-2	28	6.6		12600	
28-1-3	28	6.4		14700	
28-2-1	28	7.2	6.7	*	12600
28-2-2	28	7.1		12100	
28-2-3	28	5.9		13000	
90-1-1	90	9.7	8.8	12400	12600
90-1-2	90	8.8		12100	
90-1-3	90	7.8		13300	
90-2-1	90	8.3	8.3	12500	12900
90-2-2	90	8.2		13600	
90-2-3	90	8.5		12700	
180-1-1	180	8.8	8.1	12300	12700
180-1-2	180	7.5		13800	
180-1-3	180	8.1		12000	
180-2-1	180	8.4	8.4	13800	13600
180-2-2	180	9.4		13000	
180-2-3	180	7.4		13900	
360-1-1	360	8.8	8.1	12300	12700
360-1-2	360	7.5		13800	
360-1-3	360	8.1		12000	
360-1-1	360	8.4	8.4	13800	13600
360-1-2	360	9.4		13100	
360-1-3	360	7.4		13900	

* Bu veri hatalı olduğundan kullanılmadı.

Şekil C.2.21'de Bölüm 4 ve Bölüm 5'de yapılan standart disk yarma deneyi sonuçları genellikle direkt çekme dayanımı ve yarma çekme dayanımı olarak kabul edilen $0.35\sqrt{f_c'}$ ve $0.7\sqrt{f_c'}$ ile karşılaştırılmıştır (**TS-500, 2000**). Şekilden

görüldüğü gibi $0.35\sqrt{f_c'}$ deney sonuçları ile daha uyumludur. Beton dayanımı artıkça sonuçlar $0.7\sqrt{f_c'}$ 'e yaklaşmaktadır.



Şekil C.2.21 : Beton yarma çekme deneylerinin $0.35\sqrt{f_c'}$, $0.5\sqrt{f_c'}$ ve $0.7\sqrt{f_c'}$ ile karşılaştırılması.

C.2.2.2 Donatı

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, Şekil C.2.22. Boyuna donatı çeliği için yapılan çelik çekme deneyi sonuçları Çizelge C.2.5-6'da, gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil C.2.23-26'da verilmiştir. Çizelgede E_s, donatı elastisite modülünü göstermektedir. Enine donatı çeliği için yapılan çelik çekme deneyi sonuçları Çizelge C.2.7-8'de, gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil C.2.24-26'da verilmiştir.



Şekil C.2.22 : Donatı çekme deneyleri.

Çizelge C.2.5 : Boyuna donatı çekme deneyi sonuçları (ϕ16 Set-1).

ϕ16	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	Ortalama
Donatı çapı (mm)	16.1	16.0	16.1	15.8	16.1	16.0
Akma gerilmesi (MPa)	330	332	335	345	323	333
Akma şekildeğ.	0.0017	0.0018	0.0019	0.0016	0.0016	0.00172
Pekleşme gerilmesi (MPa)	466	469	471	481	463	470
Pekleşme şekildeğ.	0.030	0.025	0.038	0.030	0.025	0.030
Maksimum gerilme (MPa)	466	469	471	481	463	470
Maksimum gerilmeye Karşı Gelen şekildeğ.	0.178	0.22	0.20	0.20	0.19	0.20
Kopma gerilmesi (MPa)	306	349	340	330	352	335
Kopma şekildeğ.	0.32	0.35	0.34	0.35	0.35	0.34
E_s (MPa)	203000	214000	212200	255300	199700	216800

Çizelge C.2.6 : Boyuna donatı çekme deneyi sonuçları (ϕ16 Set-2).

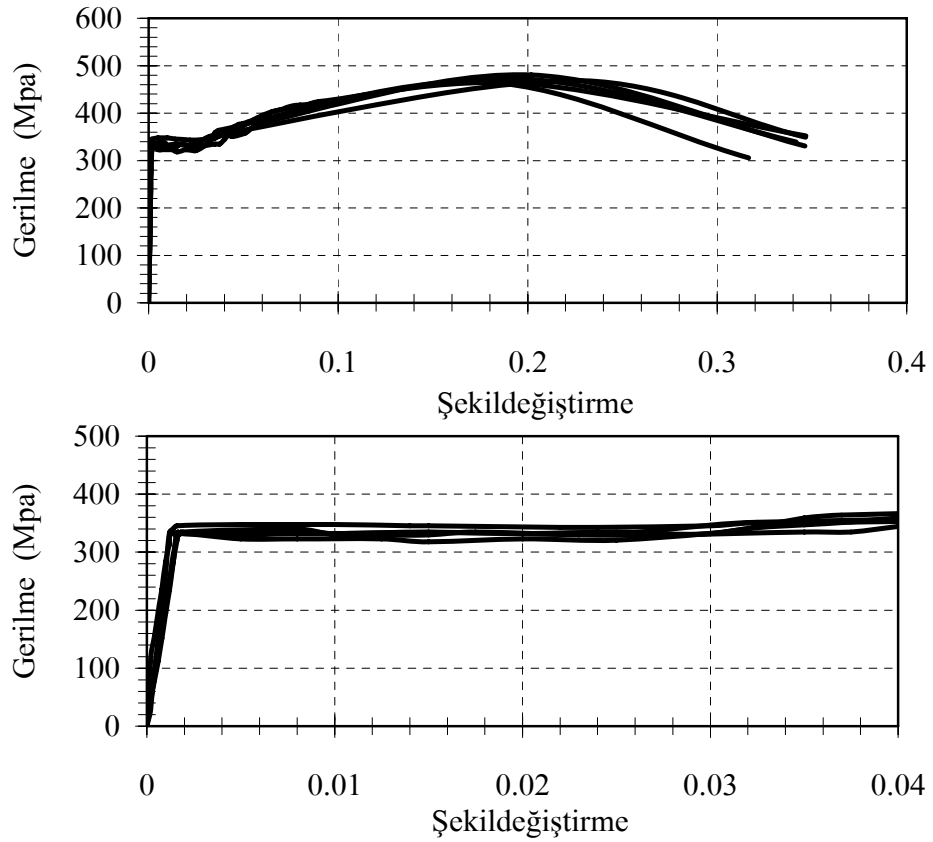
ϕ16	No.1	No.2	No.3	No.4	Ortalama
Donatı çapı (mm)	16.0	16.0	16.2	16.0	16.05
Akma gerilmesi (MPa)	337	325	319	327	327
Akma şekildeğ.	0.0018	0.0018	0.0019	0.0018	0.0018
Pekleşme gerilmesi (MPa)	337	334	338	337	337
Pekleşme şekildeğ.	0.030	0.030	0.030	0.025	0.029
Maksimum gerilme (MPa)	464	459	450	454	457
Maksimum gerilmeye karşı gelen şekildeğ.	0.20	0.21	0.19	0.20	0.20
Kopma gerilmesi (MPa)	327	322	314	317	320
Kopma şekildeğ.	0.33	0.35	0.35	0.34	0.34
E_s (MPa)	185500	187940	207100	228200	202200

Çizelge C.2.7 : Enine donatı çekme deneyi sonuçları (ϕ8 Set-1).

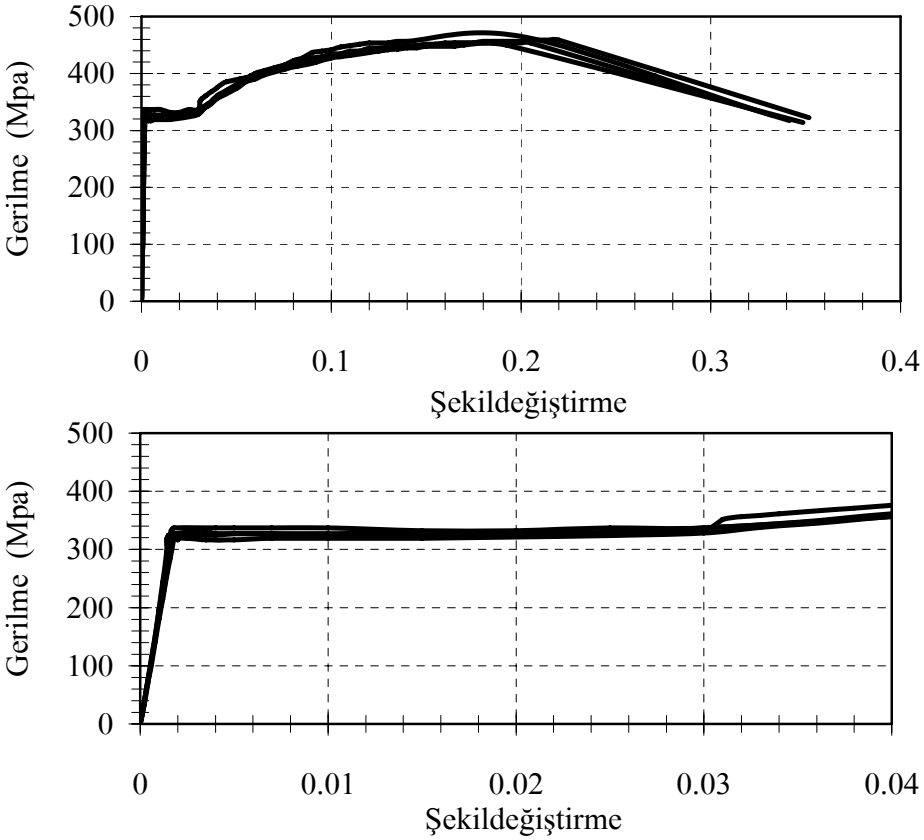
ϕ8	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	Ortalama
Donatı çapı (mm)	8.1	8.6	8.3	8.3	8.6	8.4
Akma gerilmesi (MPa)	333	308	327	308	299	315
Akma şekildeğ.	0.002	0.0015	0.002	0.002	0.002	0.0019
Pekleşme şekildeğ.	0.035	0.02	0.037	0.037	0.0225	0.03
Maksimum gerilme (MPa)	457	410	444	435	419	433
Maksimum gerilmeye karşı gelen şekildeğ.	0.24	0.19	0.25	0.16	0.16	0.20
Kopma gerilmesi (MPa)	286	256	254	272	256	265
Kopma şekildeğ.	0.35	0.32	032	0.32	0.32	0.33
E_s (MPa)	209500	171400	181400	199500	183800	189100

Çizelge C.2.8 : Enine donatı çekme deneyi sonuçları (ϕ8 Set-2).

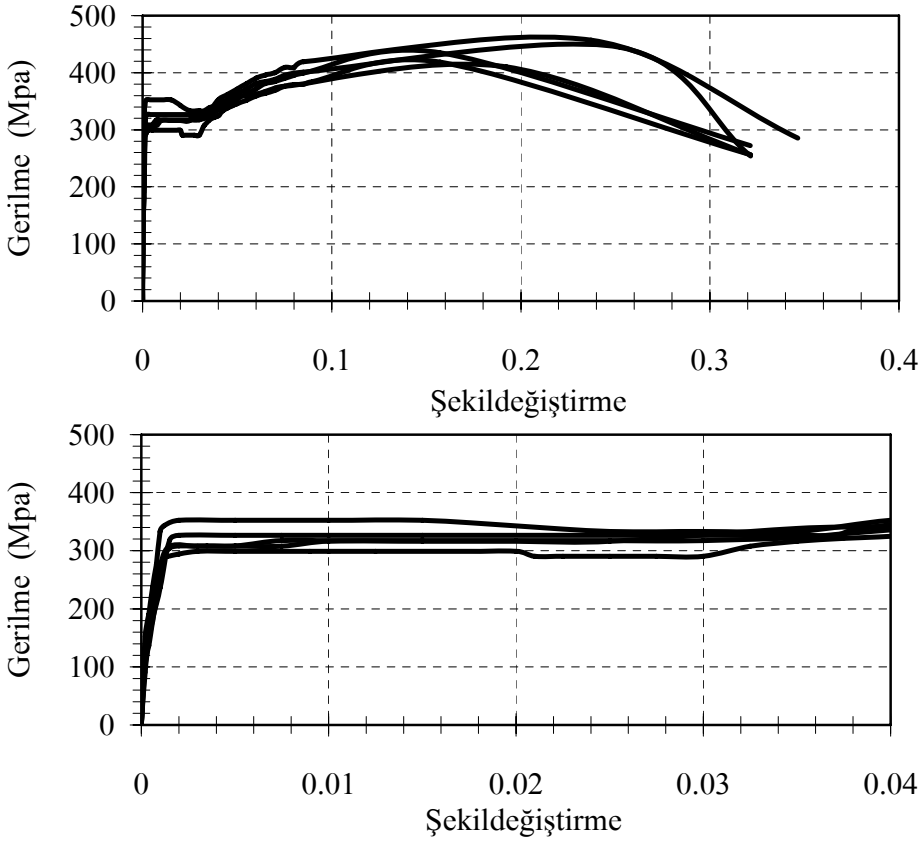
ϕ8	No.1	No.2	Ortalama
Donatı çapı (mm)	8.6	8.5	8.6
Akma gerilmesi (MPa)	299	317	308
Akma şekildeğ.	0.0016	0.0015	0.0016
Pekleşme gerilmesi (MPa)	316	317	317
Pekleşme şekildeğ.	0.030	0.040	0.035
Maksimum gerilme (MPa)	410	411	411
Maksimum gerilmeye karşı gelen şekildeğ.	0.205	0.190	0.198
Kopma gerilmesi (MPa)	256	274	265
Kopma şekildeğ.	0.413	0.471	0.442
E_s (MPa)	192318	203050	197684



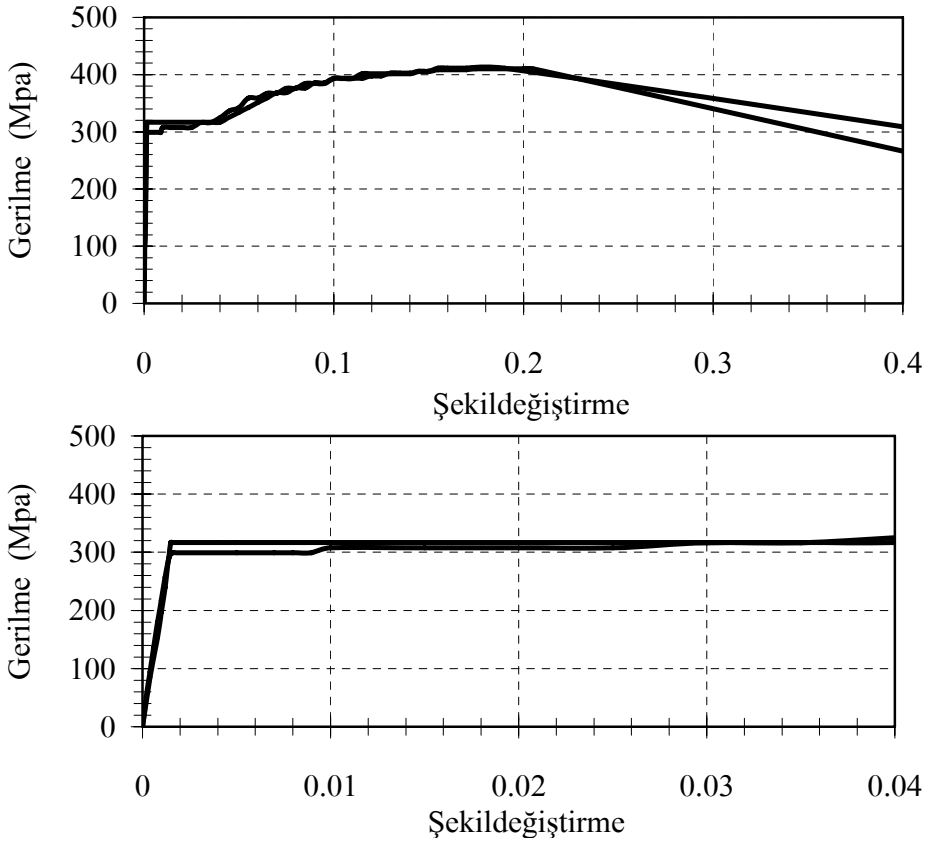
Şekil C.2.23 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ16 Set-1).



Şekil C.2.24 : Boyuna donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ16 Set-2).



Şekil C.2.25 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ8 Set-1).



Şekil C.2.26 : Enine donatı gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri (ϕ8 Set-2).

C.2.2.3 Emaco S88 tamir harcı

Tamir harcı uygulanan numunelerde (Seri 2) BASF tarafından üretilen, polimer ve lif katkılı, silis dumanı içeren, yüksek dayanımlı, klor ve sülfata dayanıklı rötresiz çimento esaslı tamir harcı (Emaco S88) kullanılmıştır. Bu malzemenin uygulaması oldukça kolay olup, sadece su ile karıştırılarak kullanılmaktadır. 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 C.2.9'da verilmiştir.

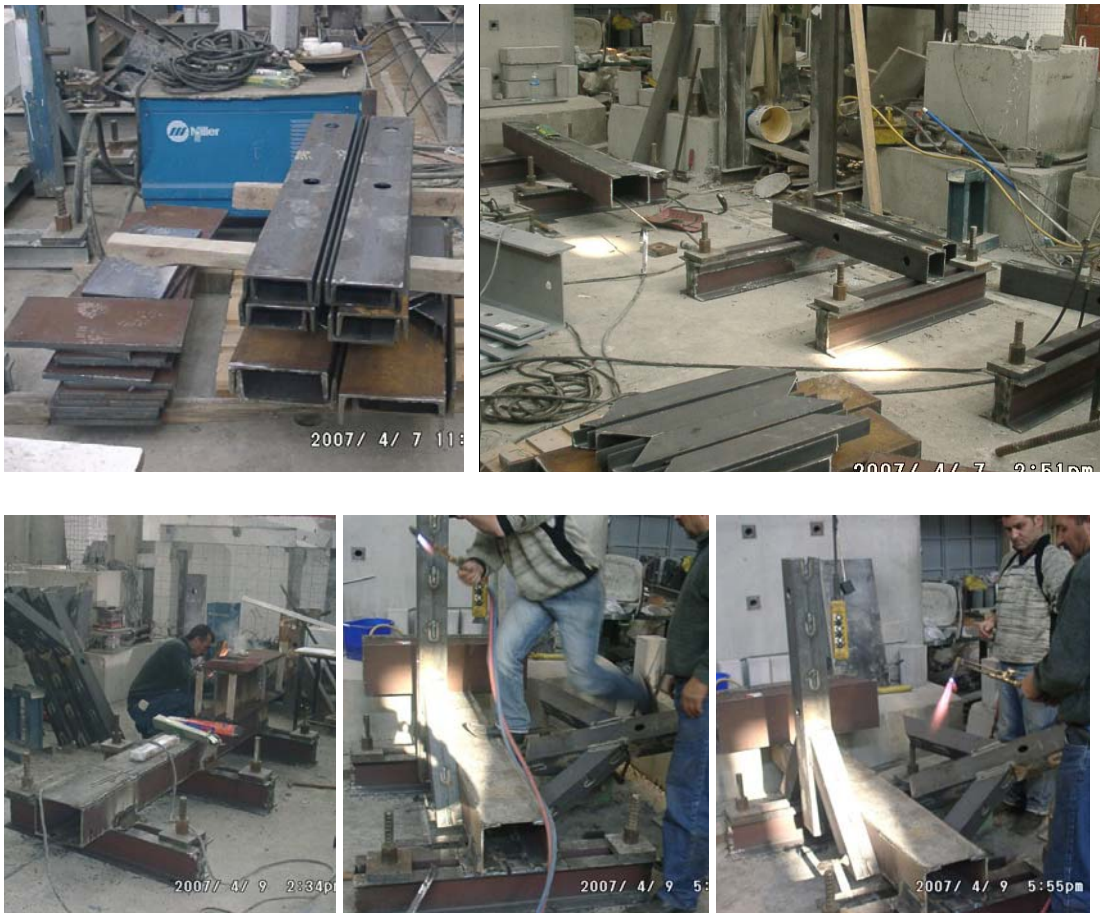
Çizelge C.2.9 : Emaco S88 tamir harcının teknik özellikleri.

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

C.2.3 Deney Düzeneği ve Ölçüm Sistemi

C.2.3.1 Deney düzeneği ve yükleme sistemi

Birleşim bölgesi numuneleri için düşünülen yükleme sistemini ve mesnet koşullarını sağlamak üzere bir deney düzeneği tasarlanmıştır. Kiriş üst ucuna 300 kN yatay yük ve kolon eksenine 1000 kN eksenel yük gelmesi durumu düşünülerek düzenek boyutlandırılmıştır. Hidrolik verenin numuneye eksantrik yük vermemesi için numune ekseni ile hidrolik verenin eksenin çakışması gerekmektedir. Bunu sağlamak üzere laboratuvarda topoğrafik ölçümlerle eksen noktaları belirlenmiştir. Çelik profiller üretici firmada hazırlanmış olup montesi ve kaynak işleri laboratuvarda yapılmıştır. Çelik profiller 120 cm kalınlığındaki öngermeli betonarme döşemeye yüksek mukavemetli 30 mm çapındaki bulonlara öngerme verilerek sabitlenmiştir.



Şekil C.2.27 : Deney düzeneğinin imalatı.



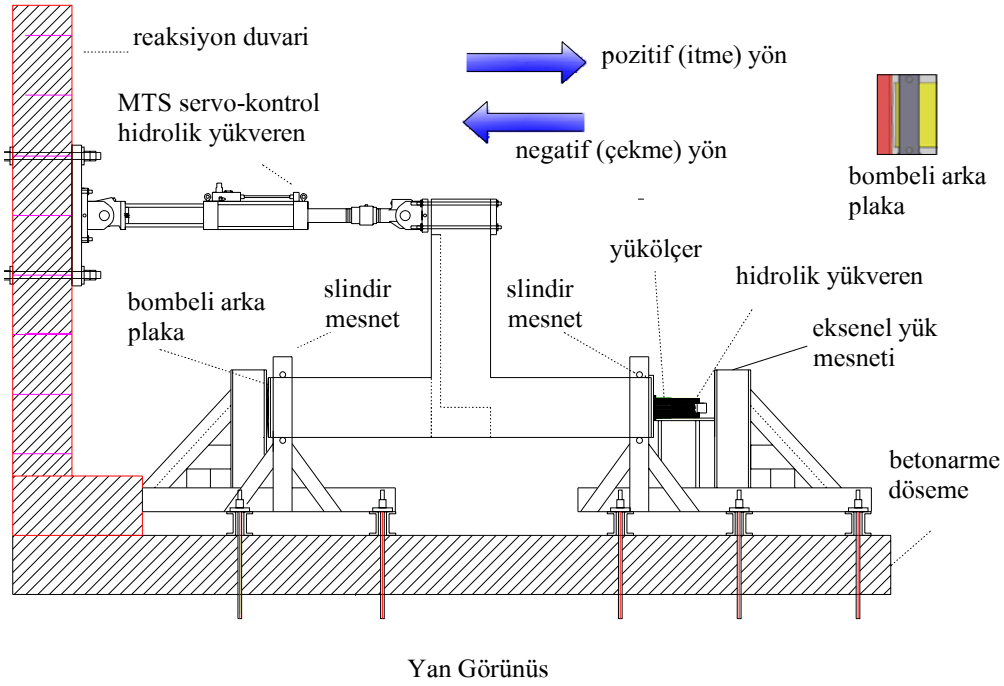
Şekil C.2.28 : Kolon-kiriş birleşim bölgesi numunesinin deney düzeneğindeki görünümü.

Daha sonra bu çelik profiller üzerinde iki kolon için mafsallı mesnetler teşkil edilmiştir (Şekil C.2.27-29). Tekrarlı ve yön değiştiren yatay yük MTS hidrolik veren kullanılarak numunelerin boyuna kirişlerine etkitilmiştir. Hidrolik veren itme ve çekmede 250 kN yük kapasitesine ve toplam 600 mm yerdeğiştirme kapasitesine sahiptir. Tüm deneyler yerdeğiştirme kontrollü olarak yapılmış ve kontrol sisteminde MTS verenin yerdeğiştirme aralığı ±150 mm olarak tanımlanmıştır. Yükleme hem itme, hem çekme yönünde yapılmış ve mesnetlerde numunenin kolonlarının uç kısımlarına yerleştirilen numune ayakları ile basit mesnet koşulları sağlanmıştır.

Eksenel yükün uygulanması için hidrolik kriko ve uygun yükün ölçümü için bir yükölçer kullanılmıştır.

Eksenel kuvvet 600 kN kapasiteli Enerpac hidrolik kriko kullanılarak uygulanmıştır. Deney boyunca numune ile kriko arasına yerleştirilen 1000 kN kapasiteli TML (CLP-100CMP) yükölçer aracılığı ile eksenel yük seviyesi kontrol edilmiş ve gerektiğinde kriko kullanılarak eksenel yükün istenilen değerde sabit kalması sağlanmıştır. Eksenel yükün numune üzerinde üniform dağılmasını sağlamak

amacıyla numunenin eksenel kuvvetin etkidiği ucunda 20 mm kalınlığında 250x500 mm enkesitli düz çelik levha yerleştirilmiş, diğer uca da 30 mm'lik sac levha CNC tezgahında işlenerek levhanın levhanın alt ve üst kenarları 20 mm orta kısım ise 30 mm olacak şekilde eğimli hale getirilmiştir, Şekil C.2.29.

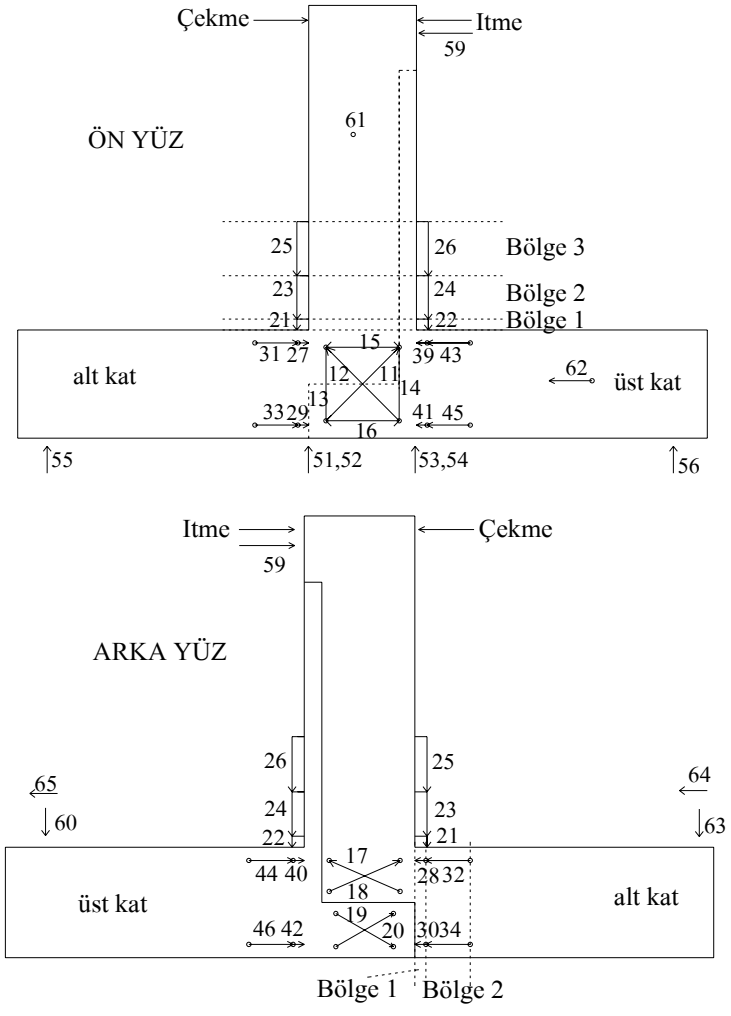


Şekil C.2.29 : Deney düzeneği.

C.2.3.2 Ölçüm sistemi

Ölçme cihazlarından gelen veriler TML ASW-50C veri çoğaltma kutusuna, ardından TML TDS 303 veri toplayıcıya ulaşmaktadır. Toplanan veriler daha sonra işlenmek üzere bilgisayara aktarılmaktadır. Kiriş tepe ucunun yerdeğiştirmesini ölçmek için 59 nolu yerdeğiştirme ölçer ve MTS verenin dahili yük ölçeri kullanılmıştır. Yerdeğiştirme ölçerlerin konumları ve numaralandırmaları Şekil C.2.30'da verilmiştir. Burada bütün yerdeğiştirmeölçerlere birer numara verilmiştir. Numunelerin enine kiriş ve döşeme olan tarafı arka yüz, enine kiriş ve döşeme olmayan tarafı ön yüz olarak isimlendirilmiştir. Numunenin ve düzeneğin genel hareketini kontrol için 55, 56 ve 62 numaralı yerdeğiştirme ölçerler, kirişin düzlem dışı hareketini ölçmek için 61 numaralı yerdeğiştirmeölçer, kirişin moment-dönme

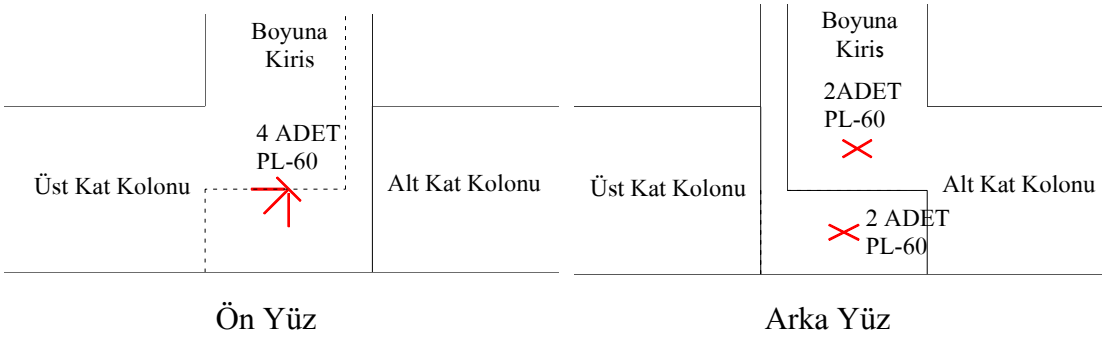
ve moment-eğrilik ilişkilerini üç farklı kesitte belirlemek için 21-26 nolu yerdeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Kolonun moment-dönme ve moment eğrilik ilişkilerini iki farklı kesitte belirlemek için alt kat kolonunda 27-34, üst kat kolonunda 40-46 numaralı yerdeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Birleşim bölgesindeki yerdeğiştirmeleri ölçmek için 11-20 nolu yerdeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Birleşim bölgesinin dönmesini ölçmek için birleşim 51-54 nolu yerdeğiştirme ölçerler kullanılmıştır.



Şekil C.2.30 : Numune üzerine yerleştirilen yerdeğiştirmeölçerler.

Beton yüzeyinde diyagonal şekildeğiştirmelerin ölçümü için, birleşim bölgesinin 500×500 mm×mm'lik kesit boyutuna sahip bölgesine, 2 adet diyagonal doğrultuda PL-60 tipi şekildeğiştirmeölçerler yerleştirilmiştir. Ayrıca bu kesitte oluşabilecek

boyuna ve enine şekildeğiştirmeleri ölçmek amacıyla kesitin orta bölgesine yatay ve düşey olacak şekilde iki adet PL-60 tipi şekildeğiştirmeölçerler yerleştirilmiştir. Arka yüz enine kiriş ve birleşim bölgesinde diyagonal doğrultudaki şekildeğiştirmeleri belirlemek amacıyla ikişer adet çapraz PL-60 tipi şekildeğiştirmeölçerler yerleştirilmiştir (Şekil C.31).

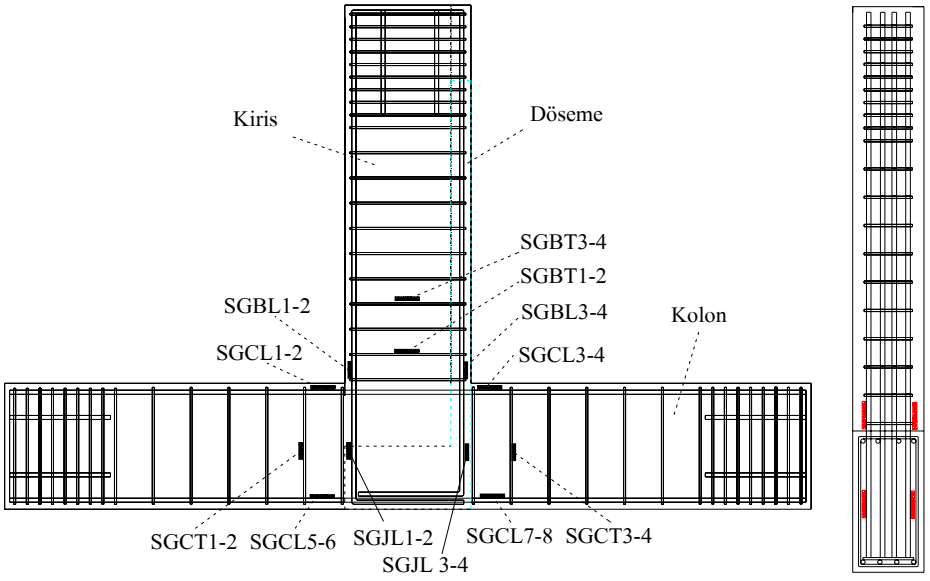


Şekil C.2.31 : Numune üzerine yerleştirilen şekildeğiştirmeölçerler.

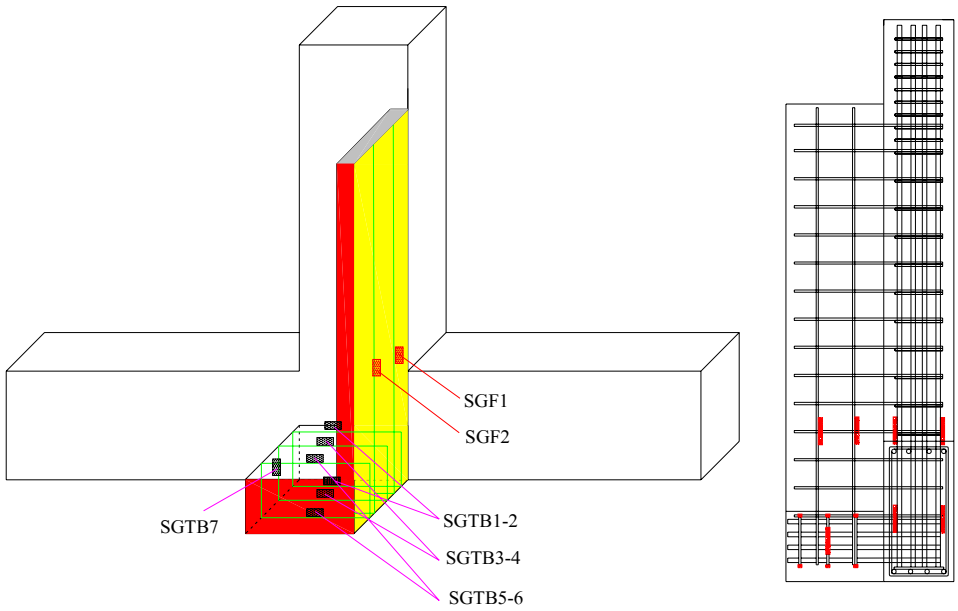
Donatıların şekildeğiştirmelerini belirlemek için TML YFLA-5 ve KYOWA KFG-5 tipi şekildeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Bu iki tip şekildeğiştirmeölçer de aynı özelliklere sahip olup, en önemli özellikleri yapıştırıldıkları donatıların akmasından sonra da sağlıklı ve güvenilir sonuç vermeleridir. Şekildeğiştirmeölçerlerin konumları ve numaralandırmaları Şekil C.2.32-34'de verilmiştir. Şekildeğiştirmeölçerlerin isimlendirmesinde yer alan SG, B, C, F, J, L ve T harfleri sırası ile şekildeğiştirmeölçer, kiriş, kolon, döşeme, birleşim bölgesi, boyuna donatı ve enine donatı kelimelerini simgelemektedir ve bu kelimeler şekildeğiştirmeölçerin konumunu belirtmektedir. İsimlendirmedeki numaralar da şekildeğiştirmeölçerin numarasını simgelemektedir. Örneğin SGBL1 kiriş boyuna donatısındaki birinci şekildeğiştirmeyi temsil etmektedir. Şekildeğiştirmeölçerler numunede 6 ayrı bölgeye yerleştirilmiştir. Alt ve üst kat kolonlarının boyuna donatılarına 8 adet (SGCL1-8) ve ayrıca etriyelere de toplam 4 adet (SGCT1-4) şekildeğiştirmeölçer yapıştırılmıştır.

Kirişin boyuna donatılarına 4 adet (SGBL1-4), etriyelere de 4 adet (SGBT1-4) şekildeğiştirmeölçer yerleştirilmiştir. Kiriş boyuna donatılarının birleşim bölgesi

içinde kalan kısmına 4 adet (SGJL1-4) şekildeğiştirmeölçer yapıştırılmıştır. Şu ana kadar bahsedilen şekildeğiştirmeölçerler bütün numuneler için standart olarak uygulanmıştır. Bazı numuneler de ilave olarak döşeme boyuna donatılarına 2 adet



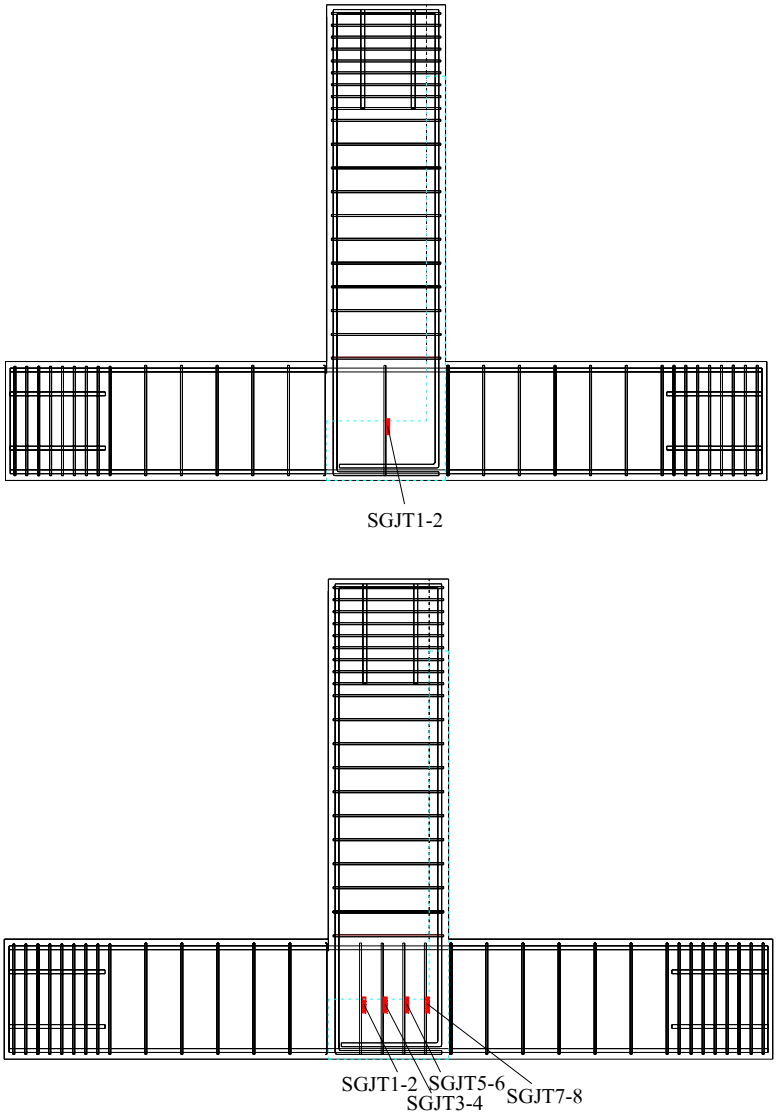
Şekil C.2.32 : Bütün numunelerdeki donatı şekildeğiştirmeölçerlerinin yerleşim planı.



Şekil C.2.33 : JO1, JO2 ve JO3 numunesinin enine kiriş etriyelerine ve döşeme boyuna donatılarına yapıştırılan şekildeğiştirmeölçerler.

(SGF1-2) ve enine kiriş etriyelerine 7 adet (SGTB1-7) şekildeğiştirmeölçerler yapıştırılmıştır (Şekil C.2.33). Ayrıca birleşim bölgesinde etriye olan JO2 ve JO3

numunelerinde birleşim bölgesindeki etriyelere de şekildeğiştirmeölçerler yerleştirilmiştir (Şekil C.2.34).

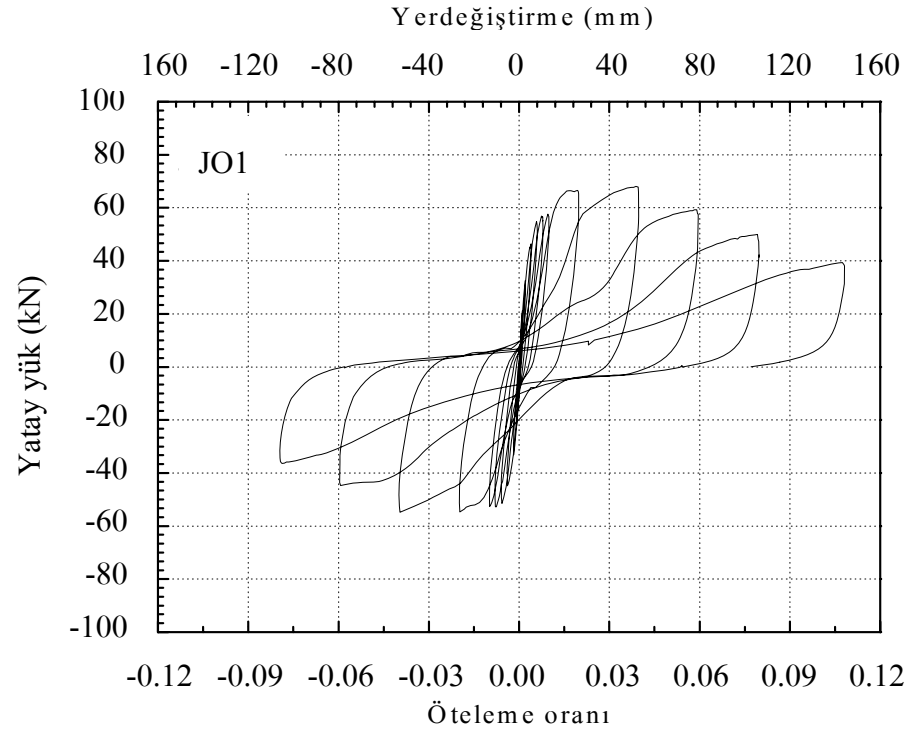


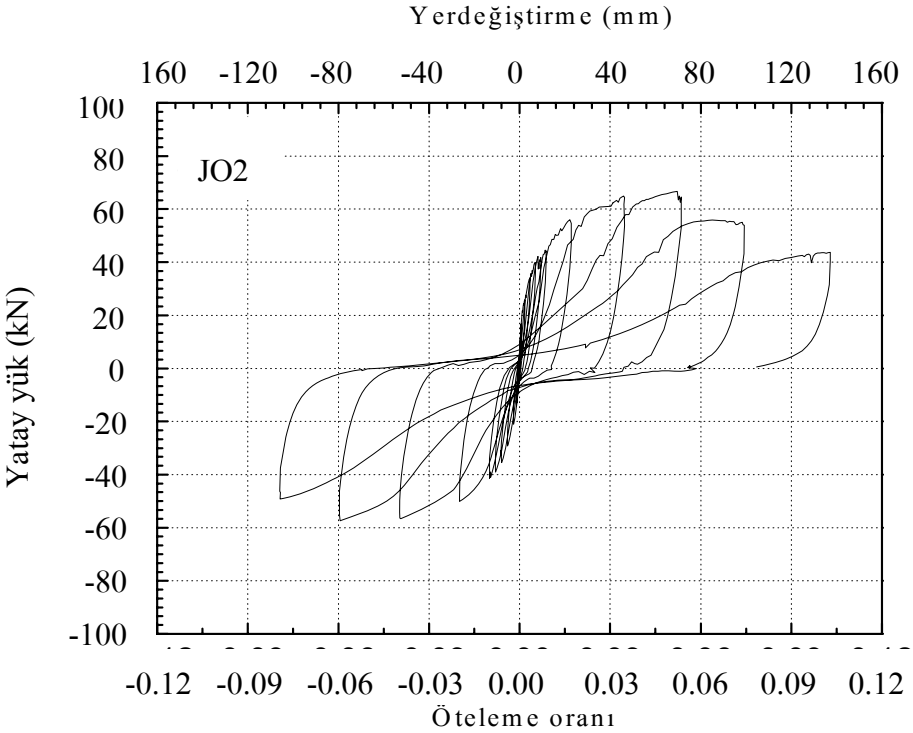
Şekil C.2.34 : Birleşim bölgesindeki etriyelere yerleştirilen şekildeğiştirmeölçerler.

C.2.4 Deney Sonuçları

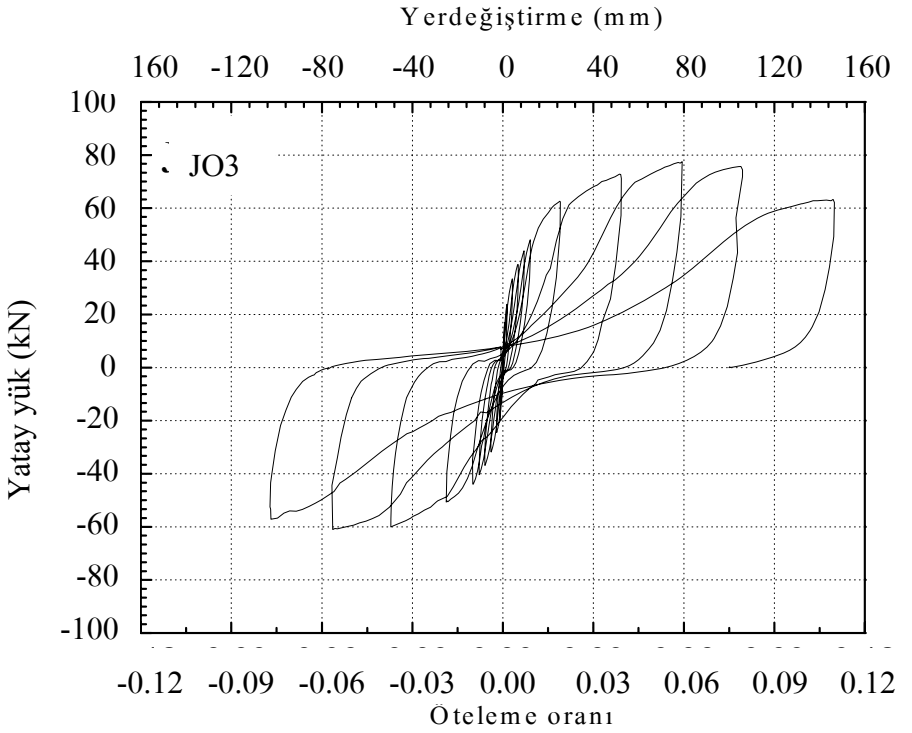
C.2.4.1 Yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri

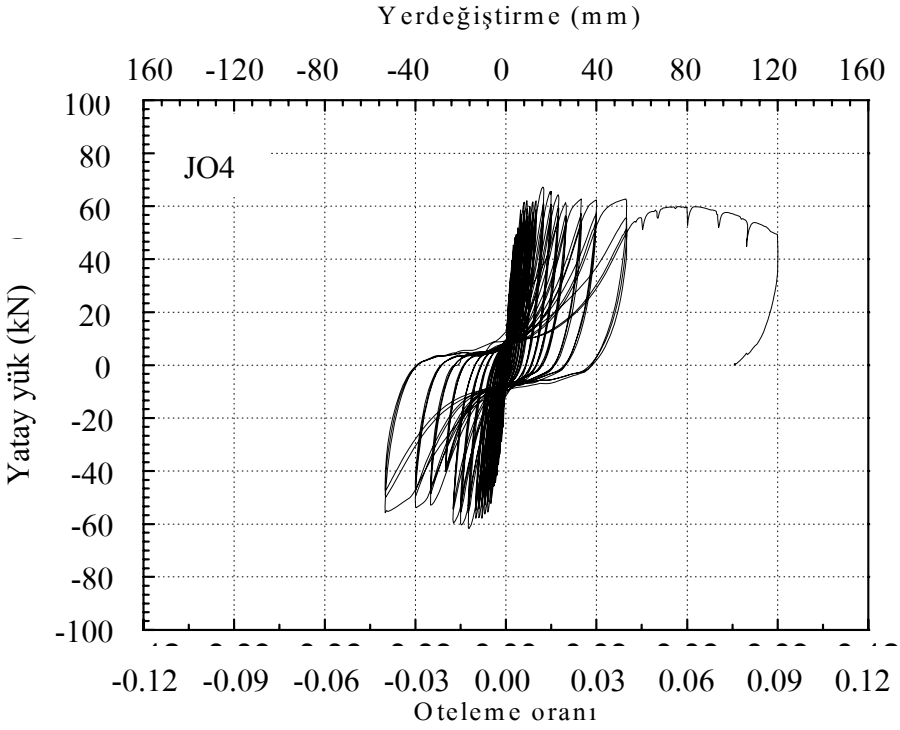
Şekil C.2.35'de numunelere ait yatay yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri verilmiştir. Numune isimleri grafikler üzerinde belirtilmiştir.



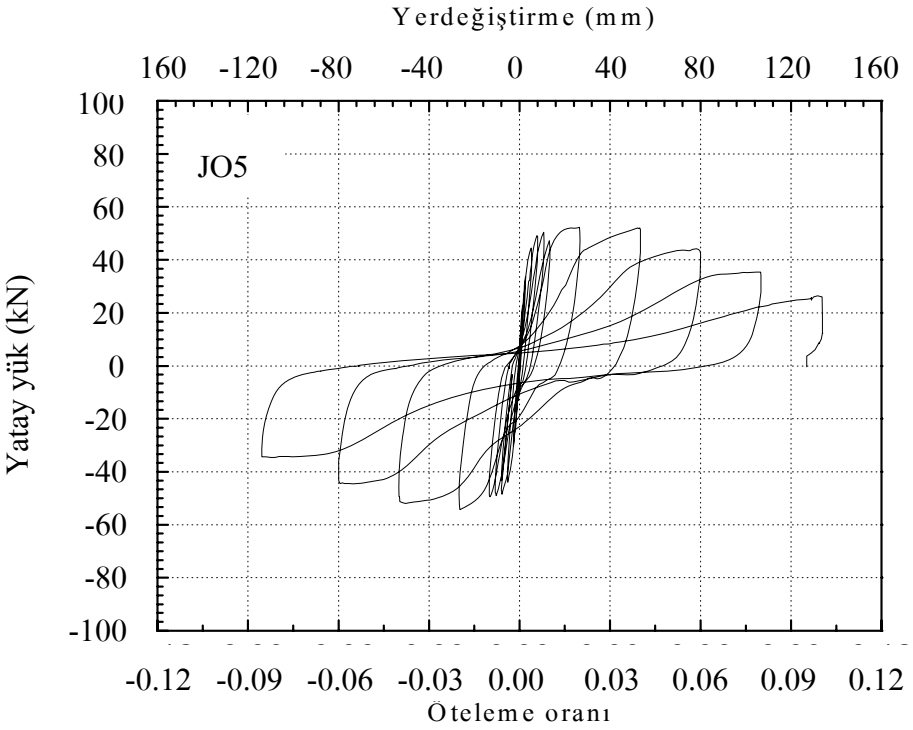


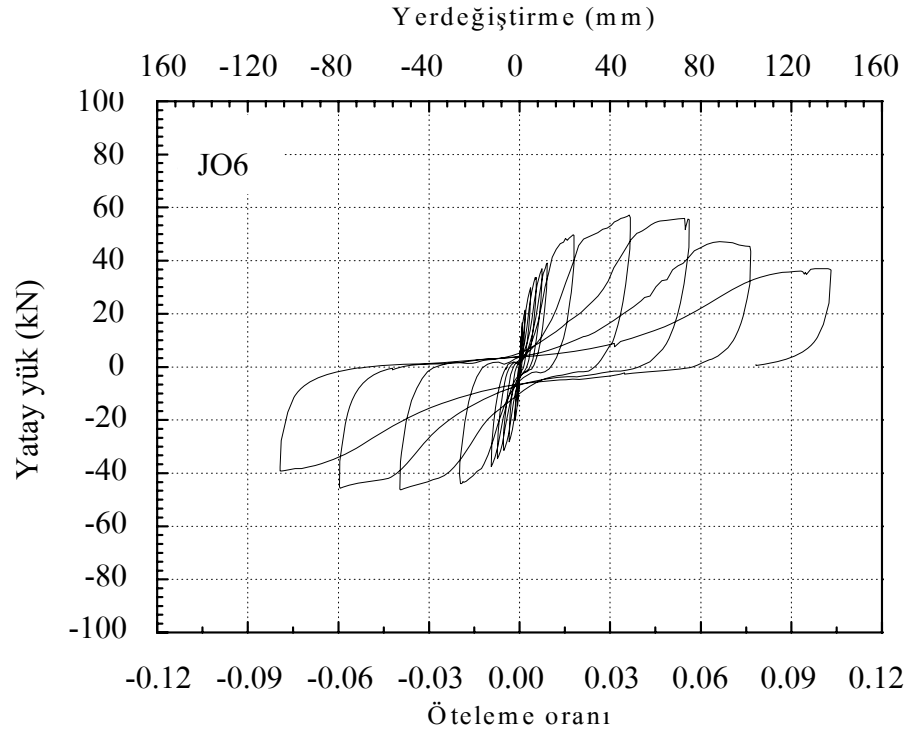
Şekil C.2.35 : Yatay yük- öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri.



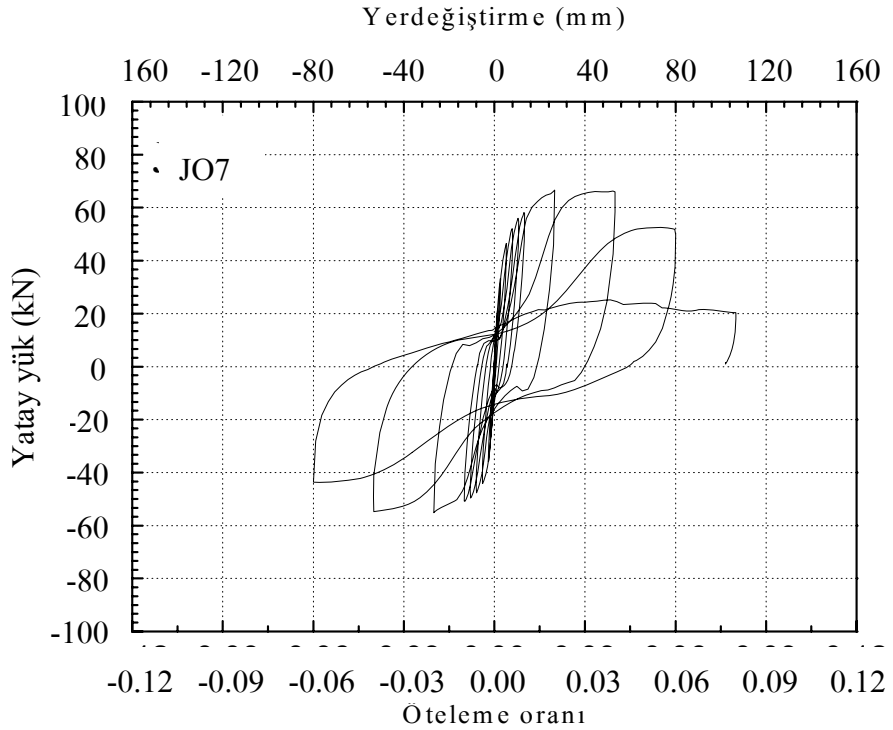


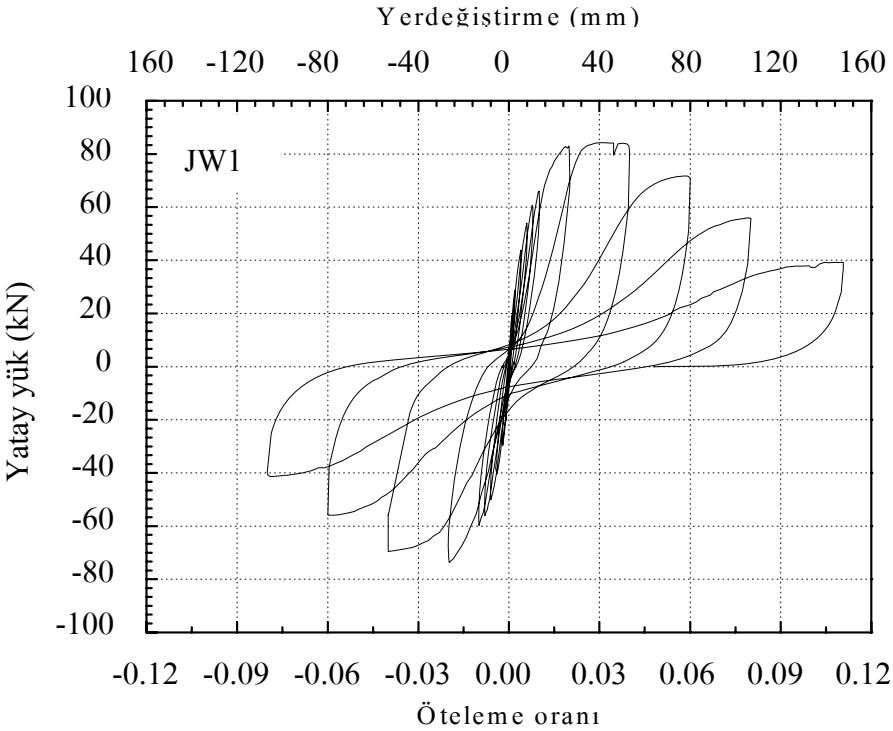
Şekil C.2.35 : Yatay yük- öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri (devam).



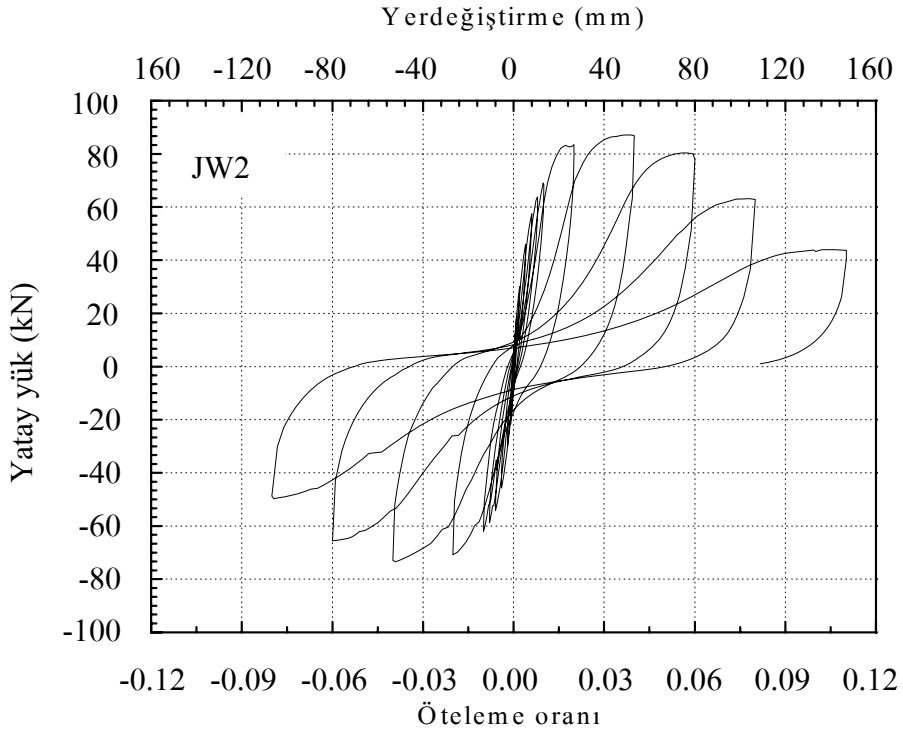


Şekil C.2.35 : Yatay yük- öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri (devam).





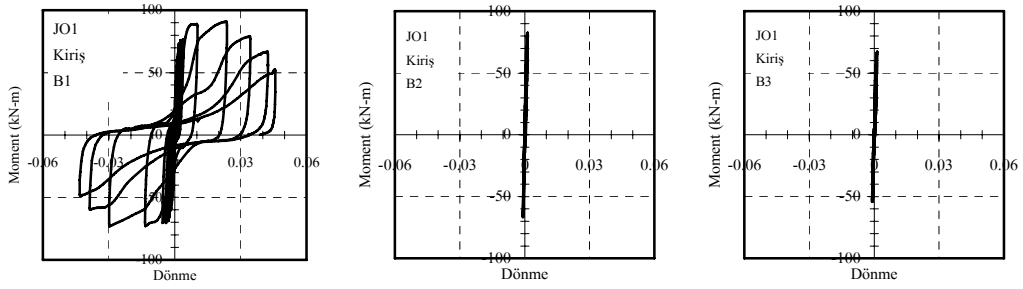
Şekil C.2.35 : Yatay yük- öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri (devam).



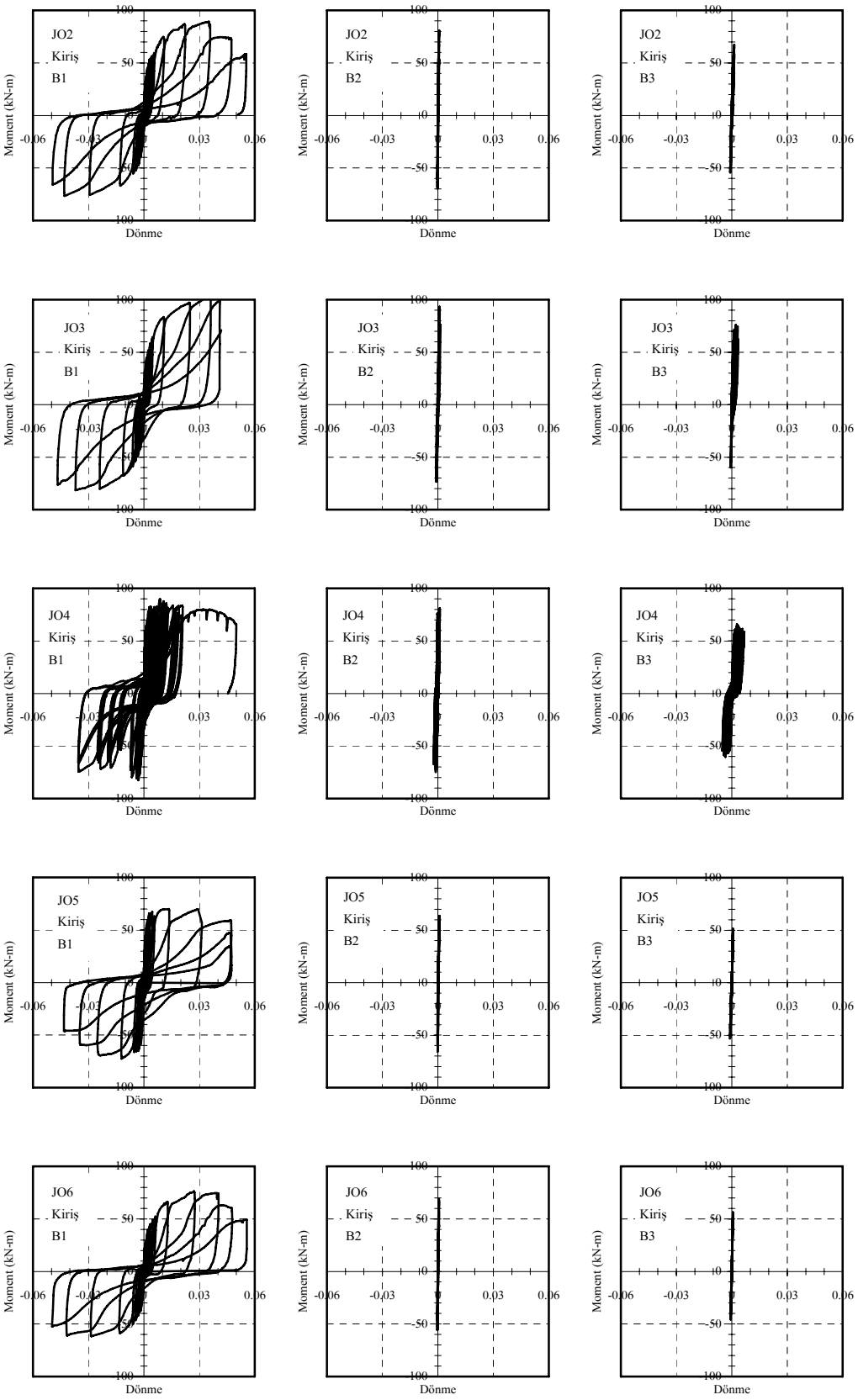
Şekil C.2.35 : Yatay yük- öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri (devam).

C.2.4.2 Moment-dönme ilişkileri

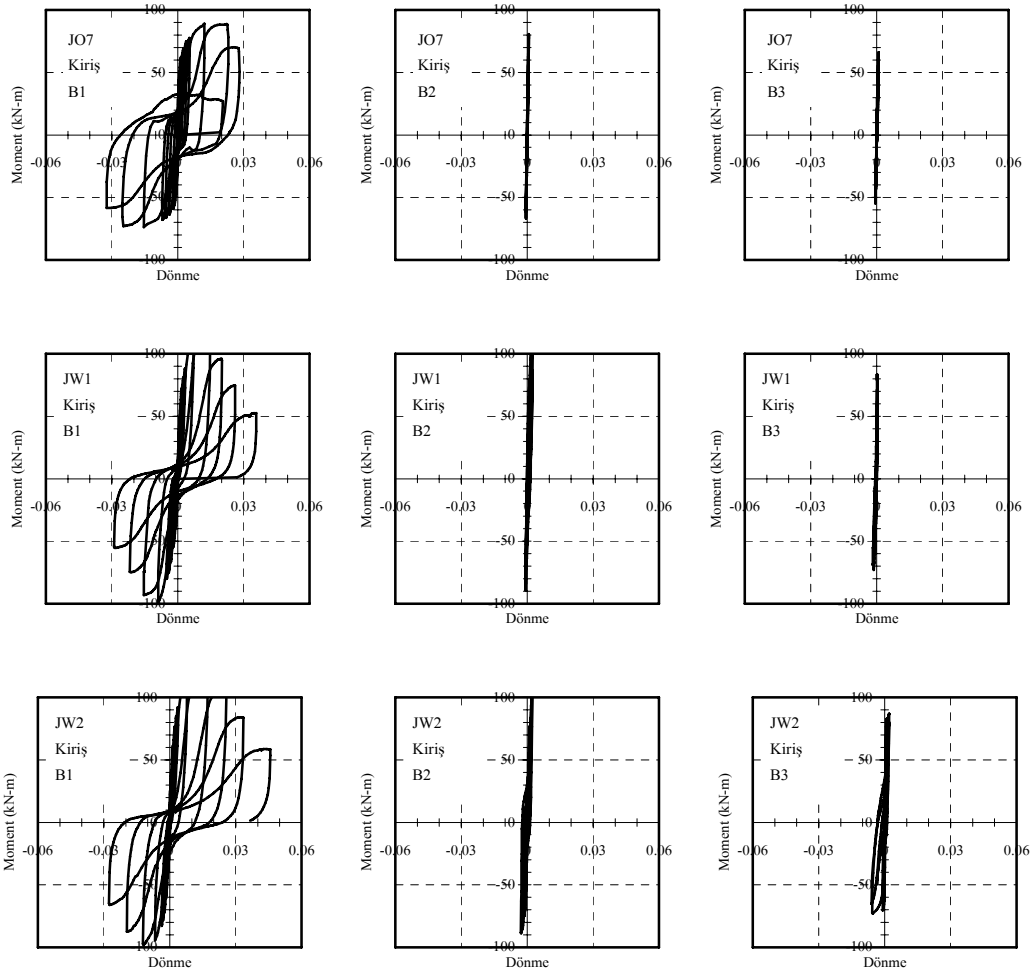
Şekil C.2.36, C.2.37 ve C.2.38'de kiriş için üç bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri, birleşim bölgesi için yatay yük-dönme ilişkileri ve kolonlar için iki bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri verilmiştir. Bu üç bölge Şekil C.2.30'da gösterilmiştir. Numune isimleri grafikler üzerinde belirtilmiştir.



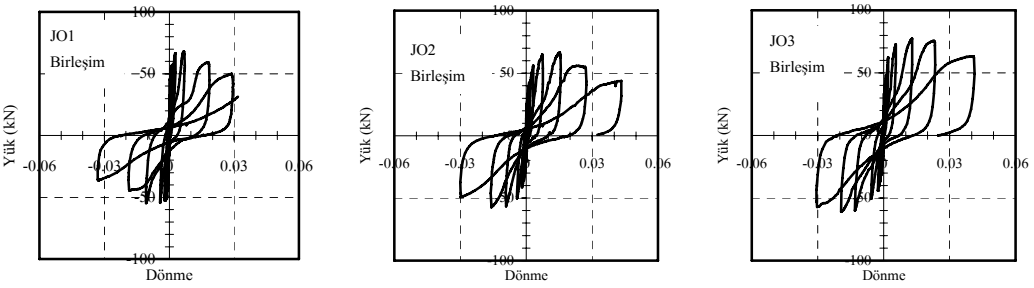
Şekil C.2.36 : Kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.



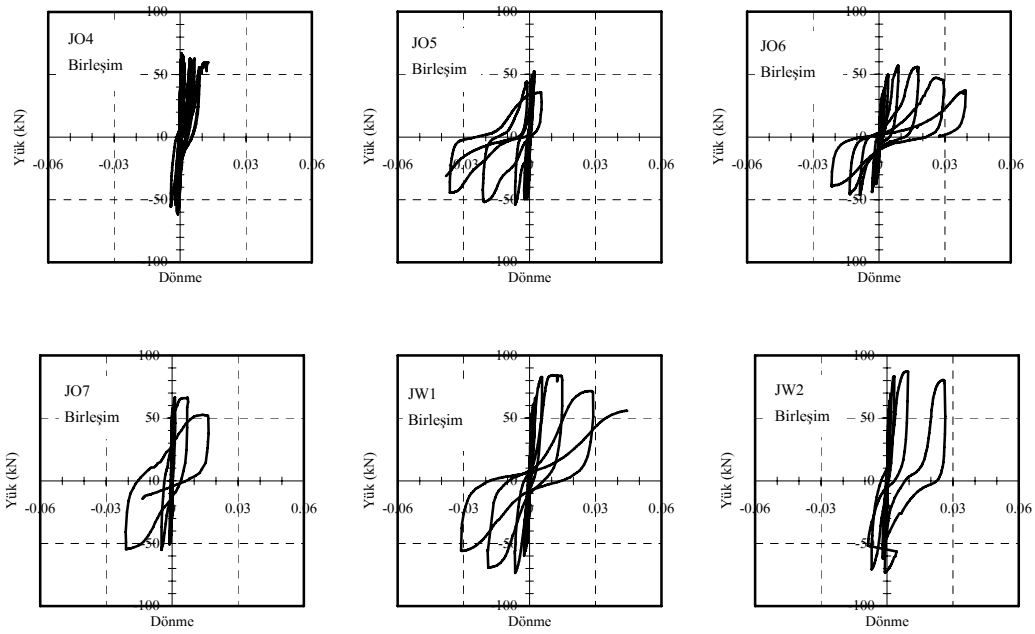
Şekil C.2.36 : Kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri (devam).



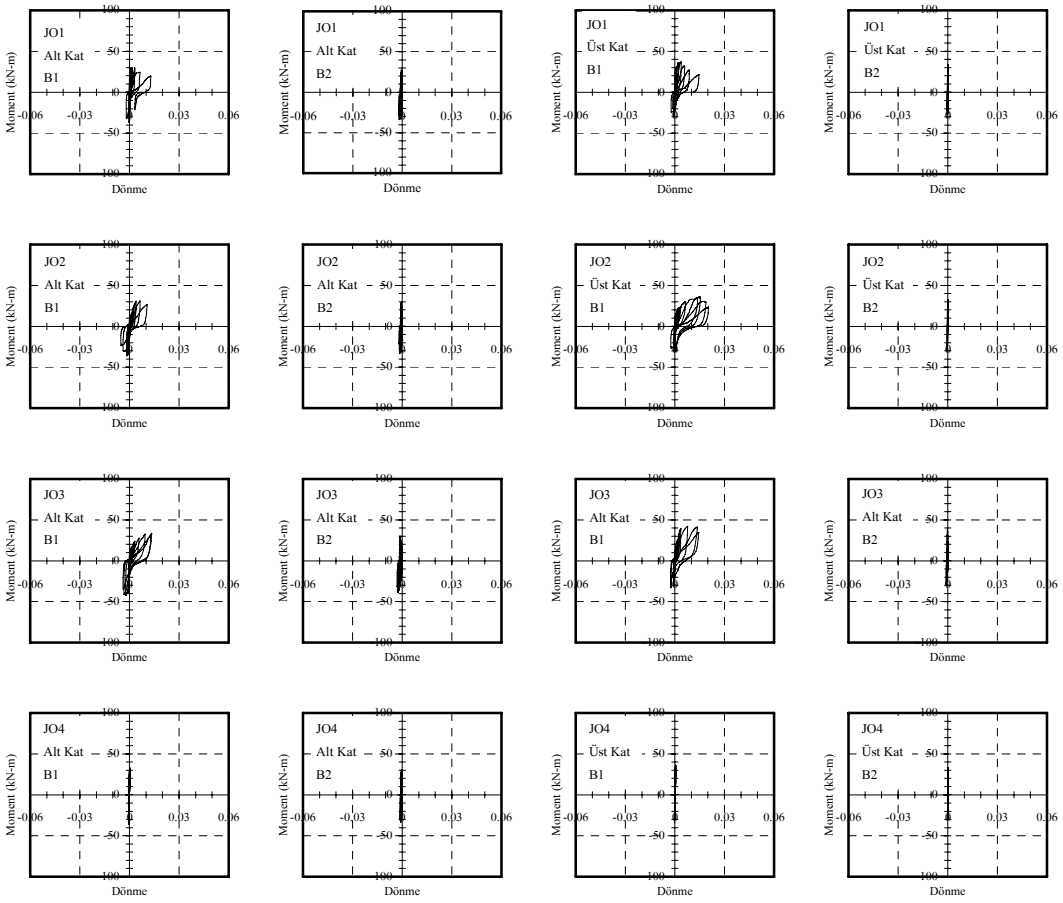
Şekil C.2.36 : Kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri (devam).



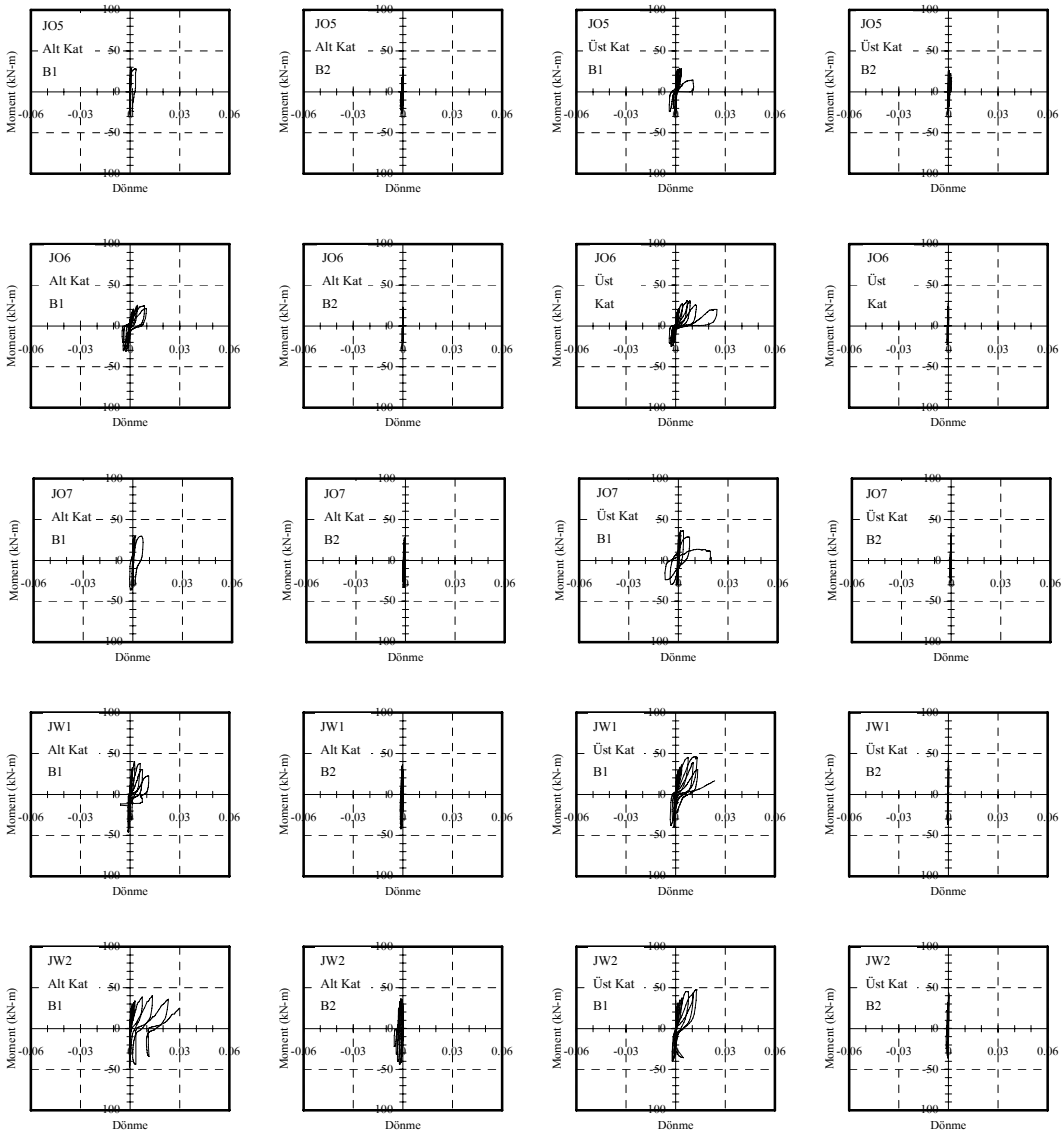
Şekil C.2.37 : Birleşim bölgesinden ölçülen dönme.



Şekil C.2.37 : Birleşim bölgesinden ölçülen dönme (devam).



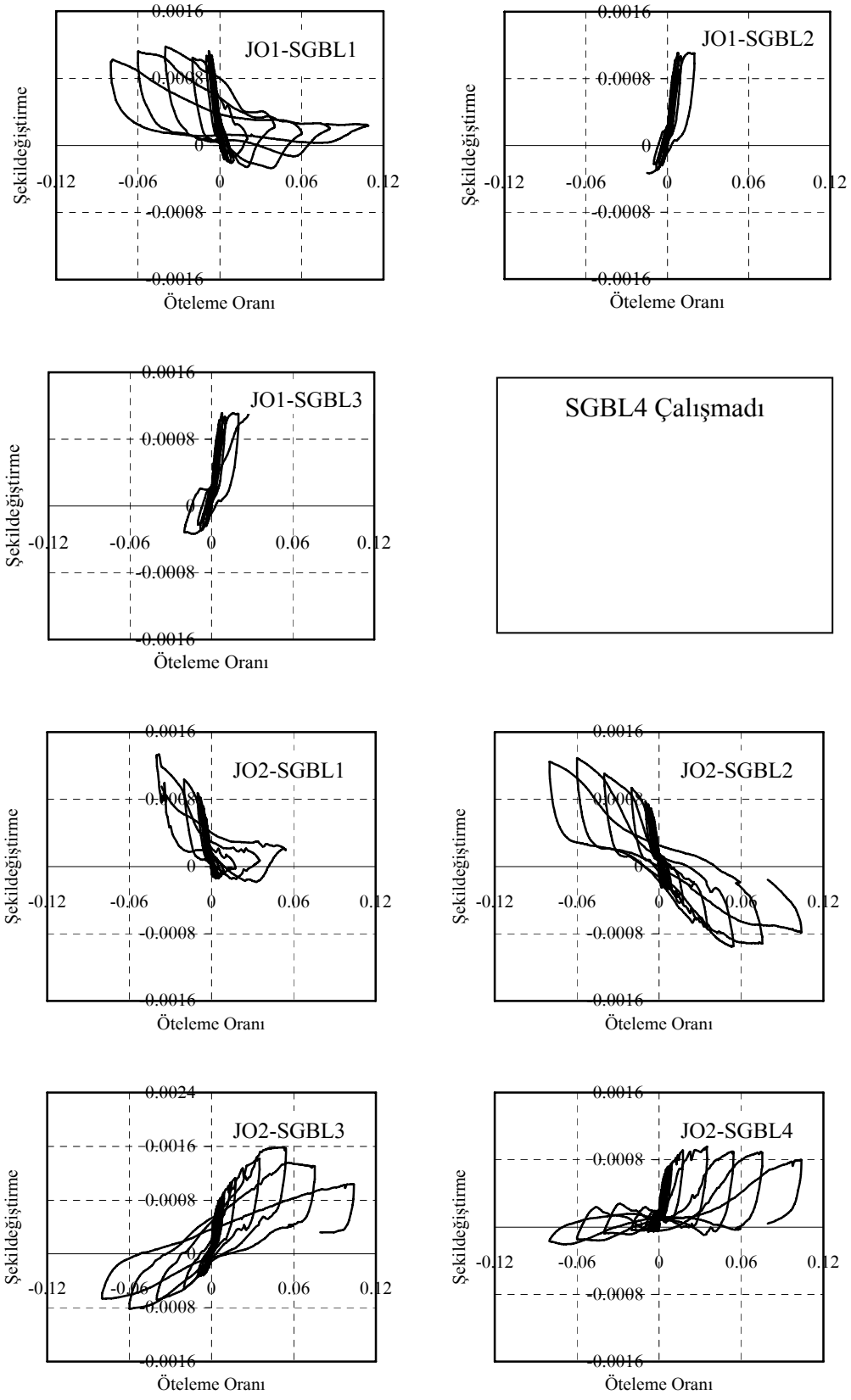
Şekil C.2.38 : Alt ve üst kat kolonu için iki farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.



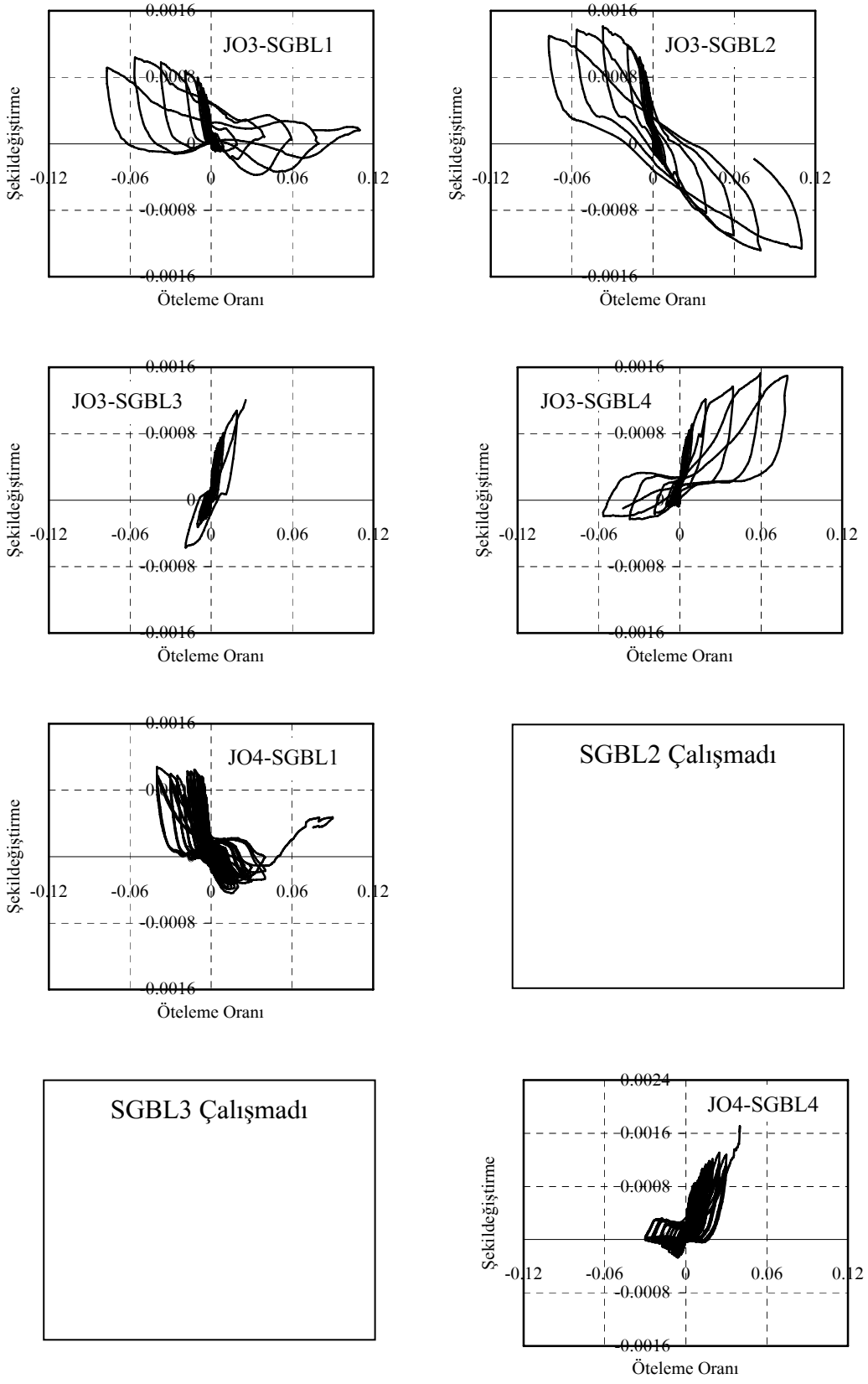
Şekil C.2.38 : Alt ve üst kat kolonu için iki farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri (devam).

C.2.4.3 Donatı şekildeğiştirmeleri

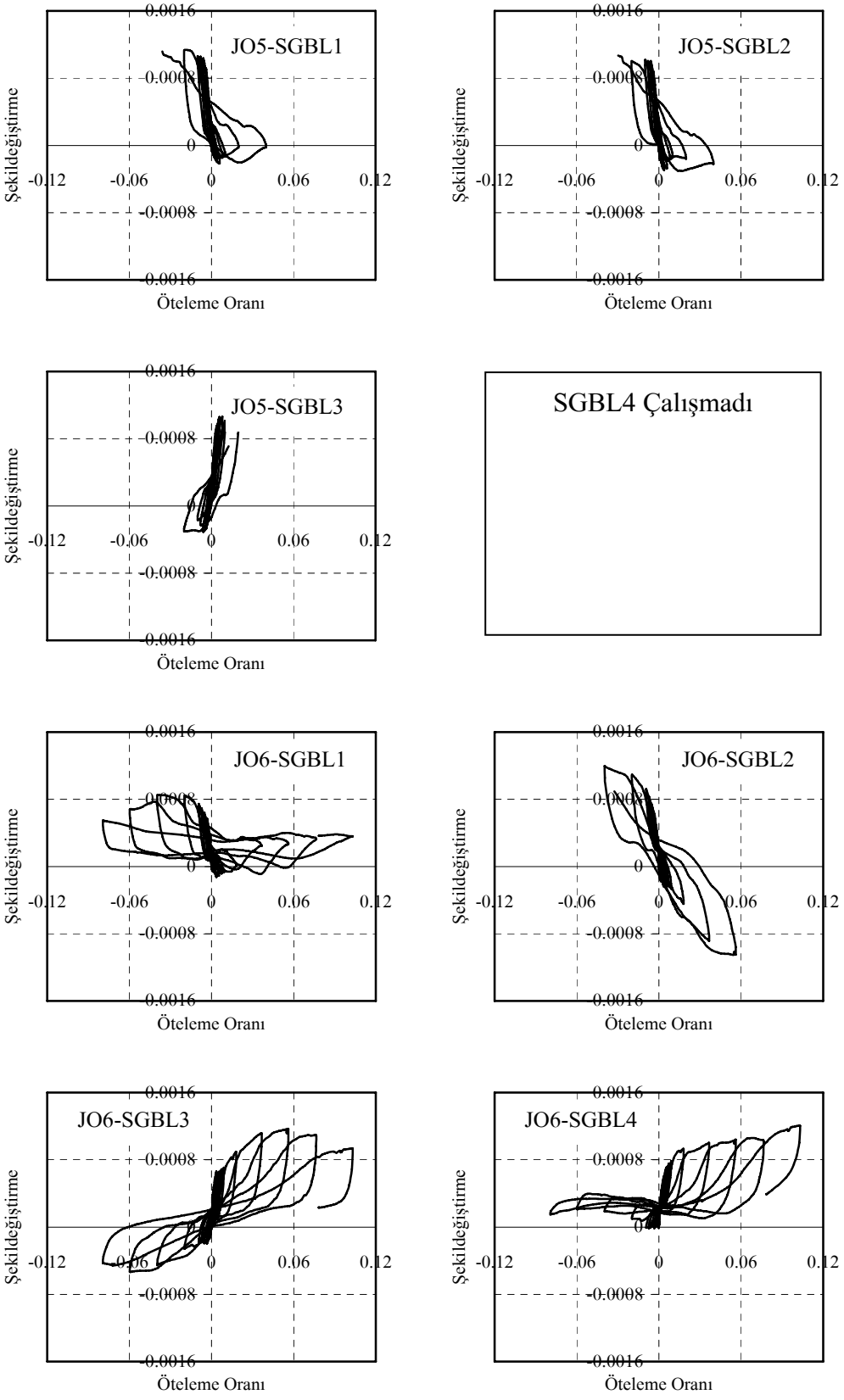
Donatılara yerleştirilen şekildeğiştirmelerden elde edilen veriler kullanılarak çizilen kiriş tepe ucu öteleme oranı-donatıdaki şekildeğiştirme ilişkileri kiriş boyuna donatıları için Şekil C.2.39, birleşim bölgesindeki kiriş boyuna donatıları için Şekil C.2.40, döşeme donatıları için Şekil C.2.41, kolon boyuna donatıları için Şekil C.2.42, kiriş ve kolondaki etriyeler için Şekil C.2.43 ve son olarak birleşim bölgesine yerleştirilen etriyeler için Şekil C.2.44'de verilmiştir.



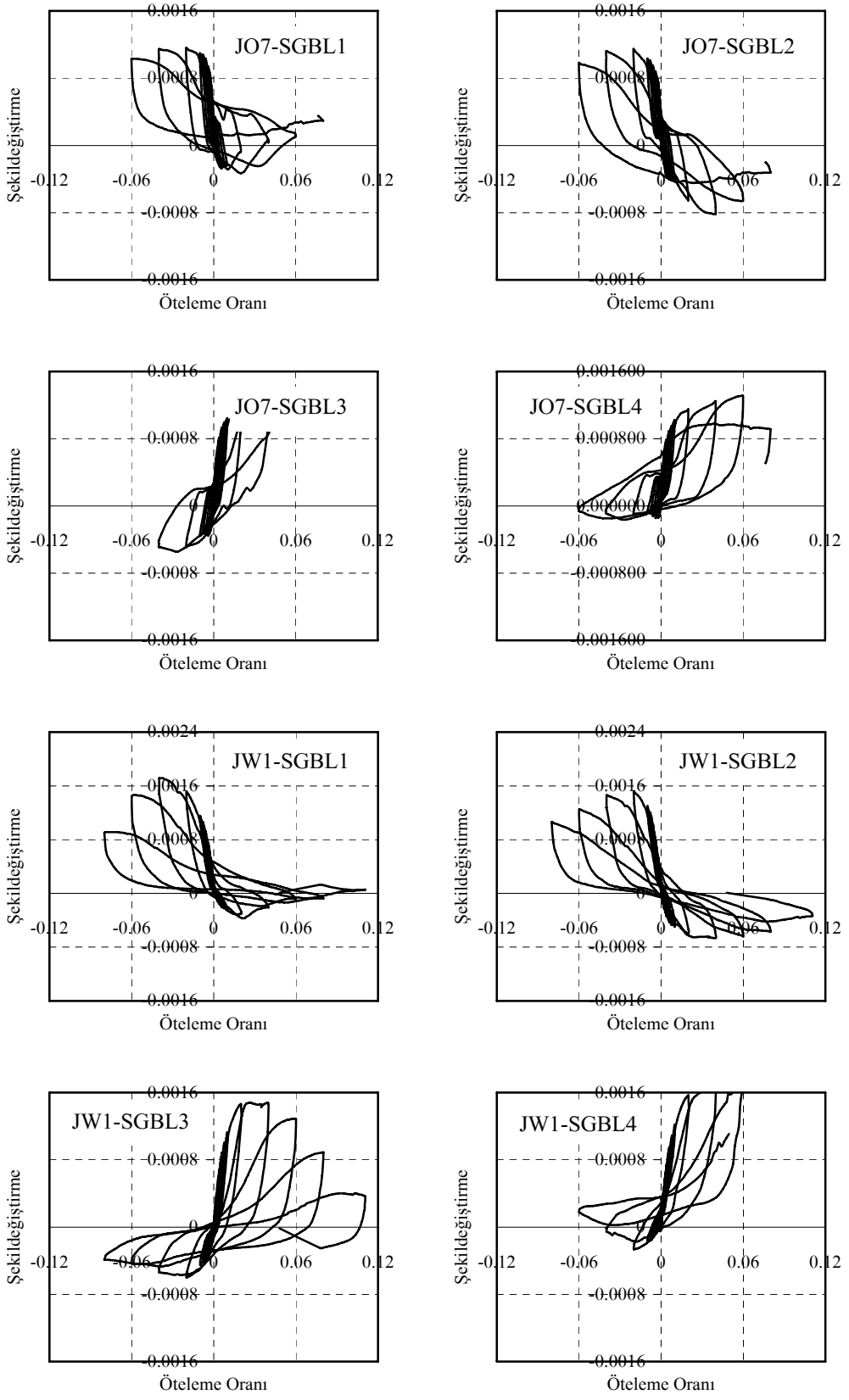
Şekil C.2.39 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



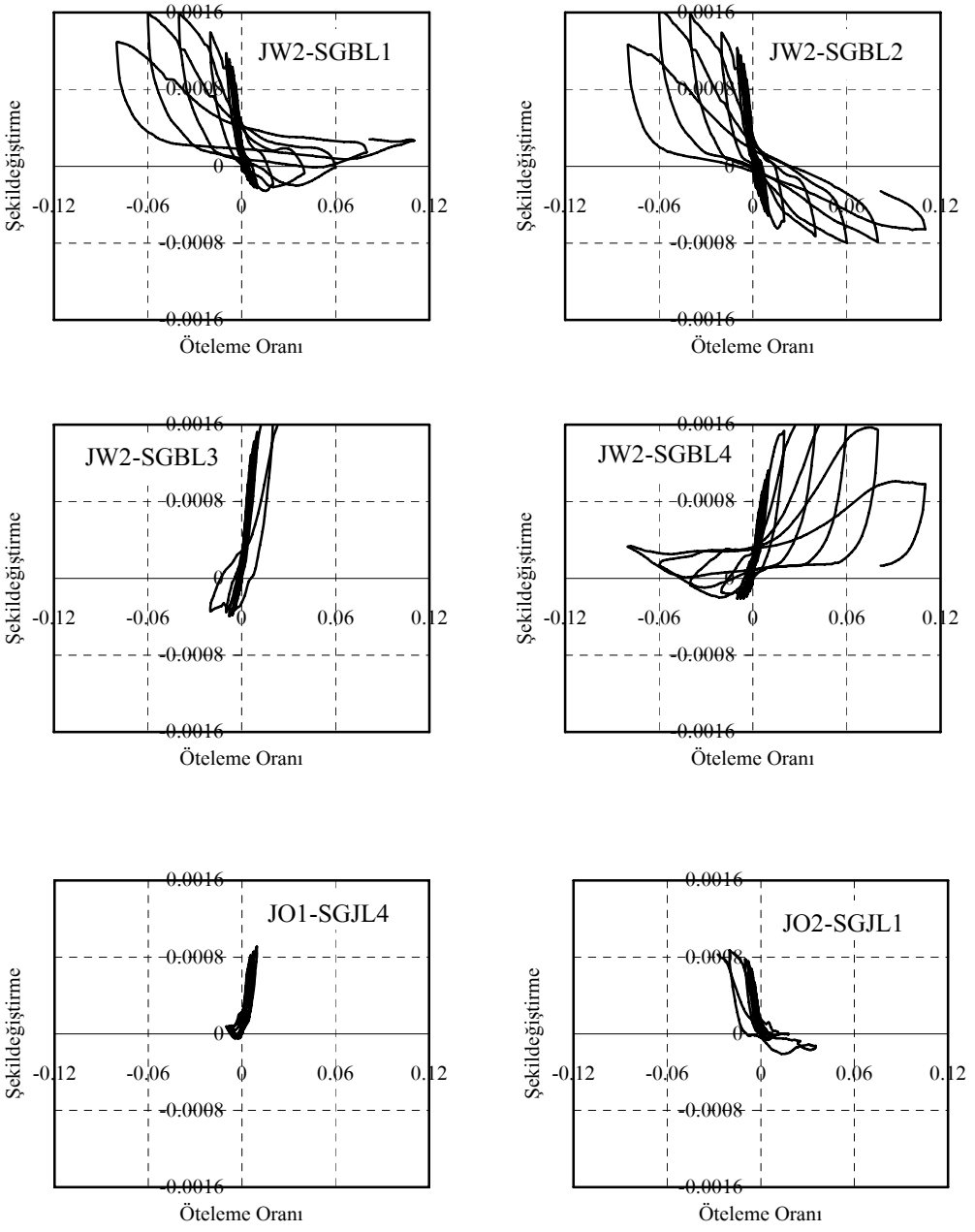
Şekil C.2.39 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



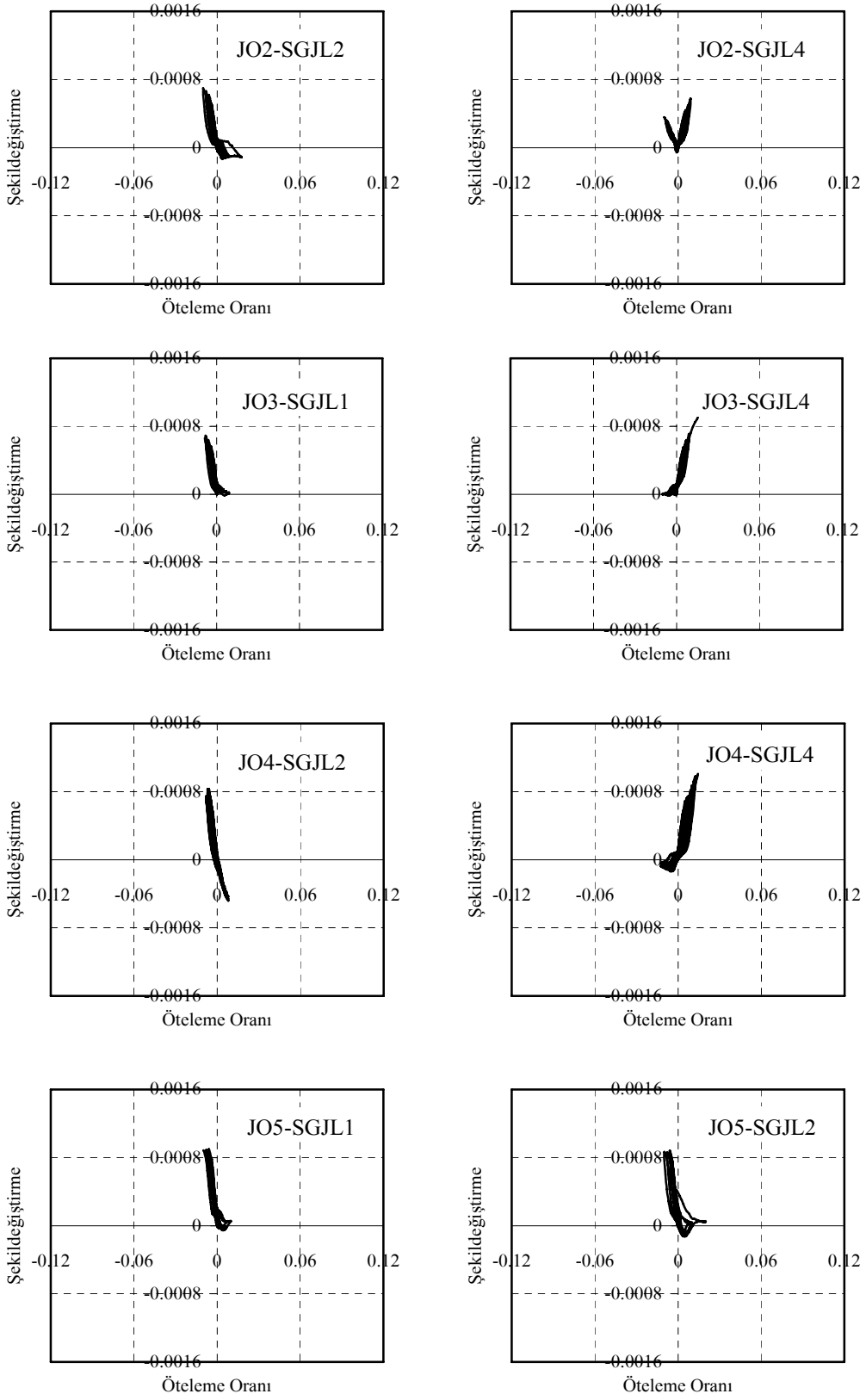
Şekil C.2.39 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



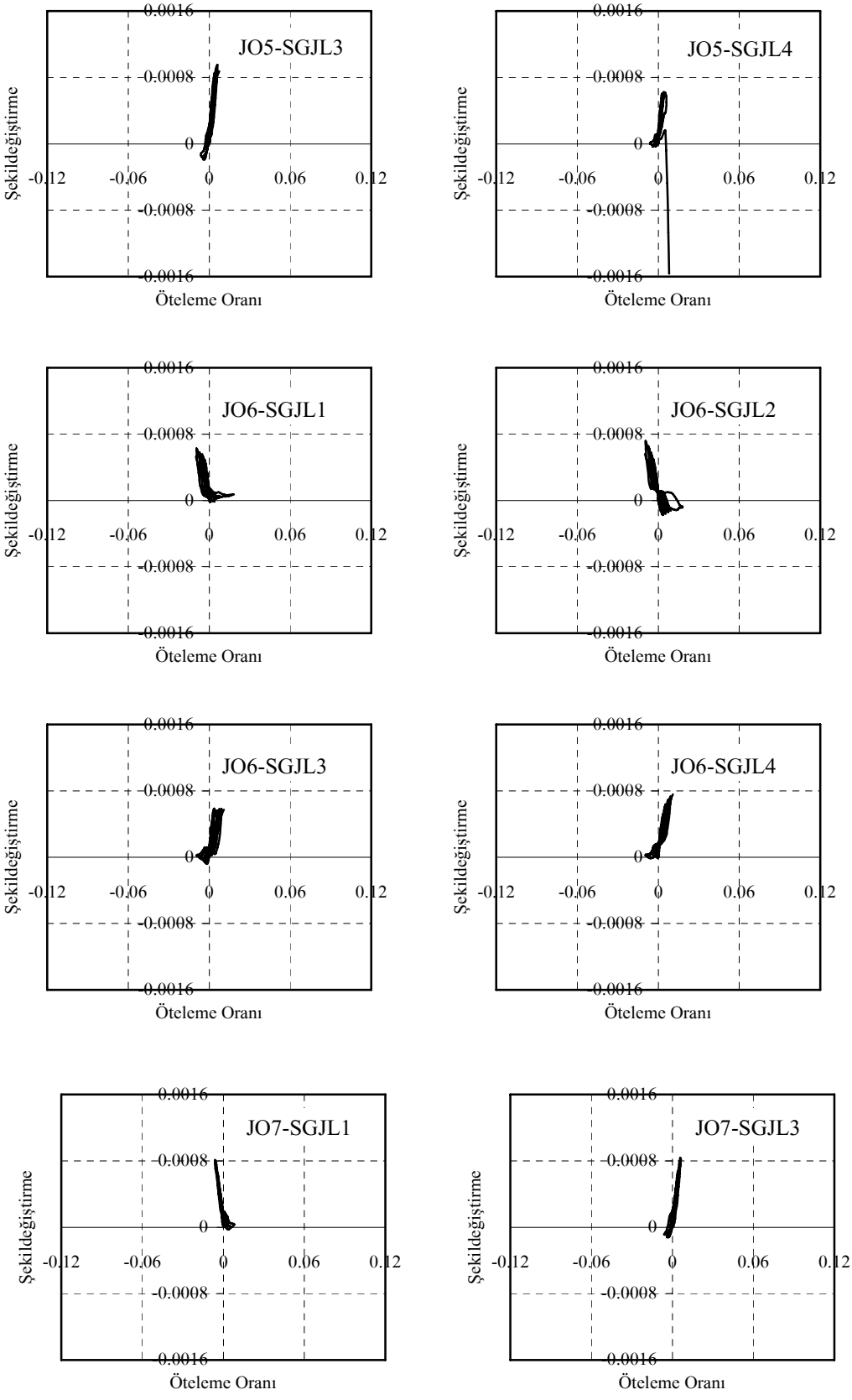
Şekil C.2.39 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



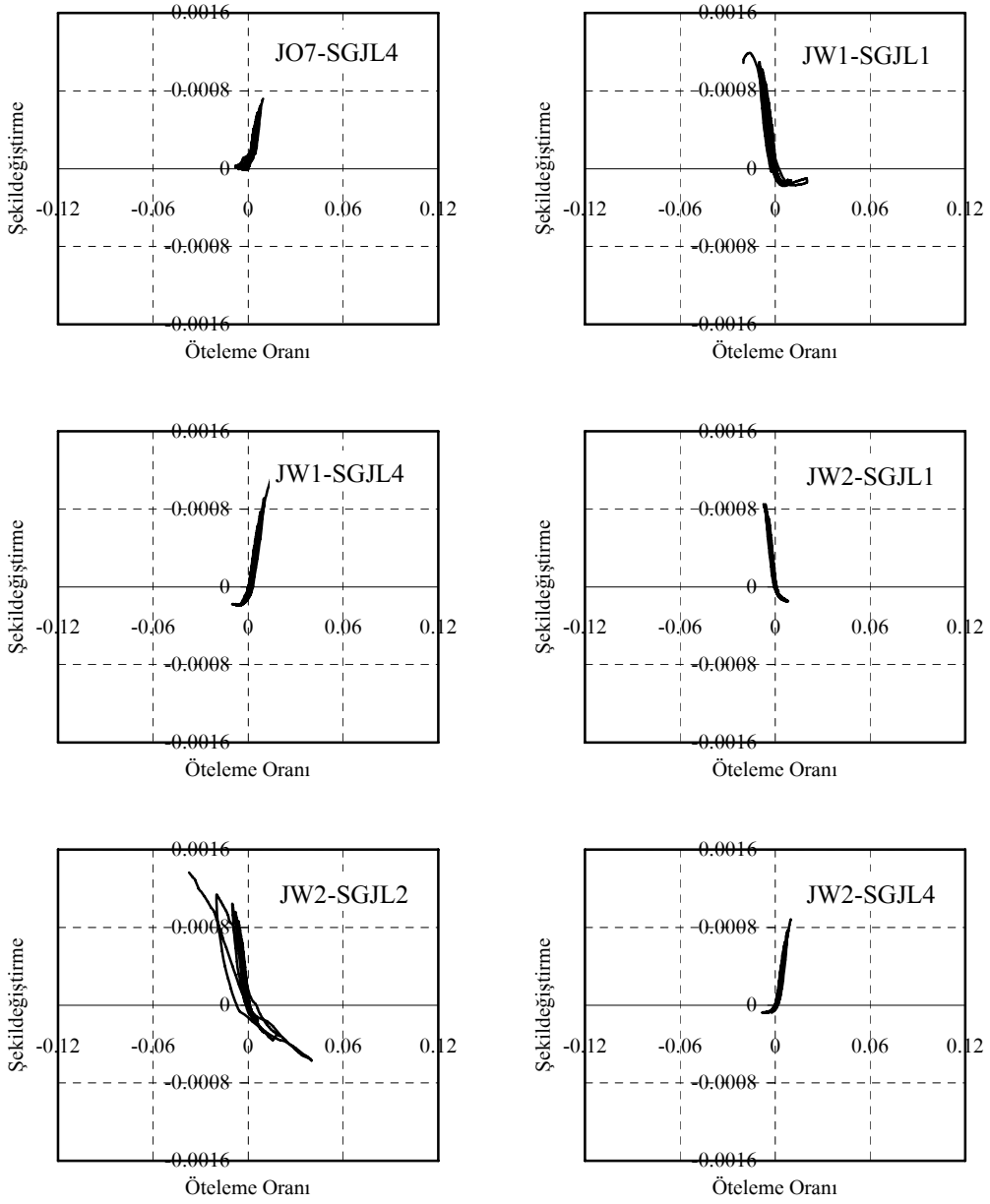
Şekil C.2.39 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



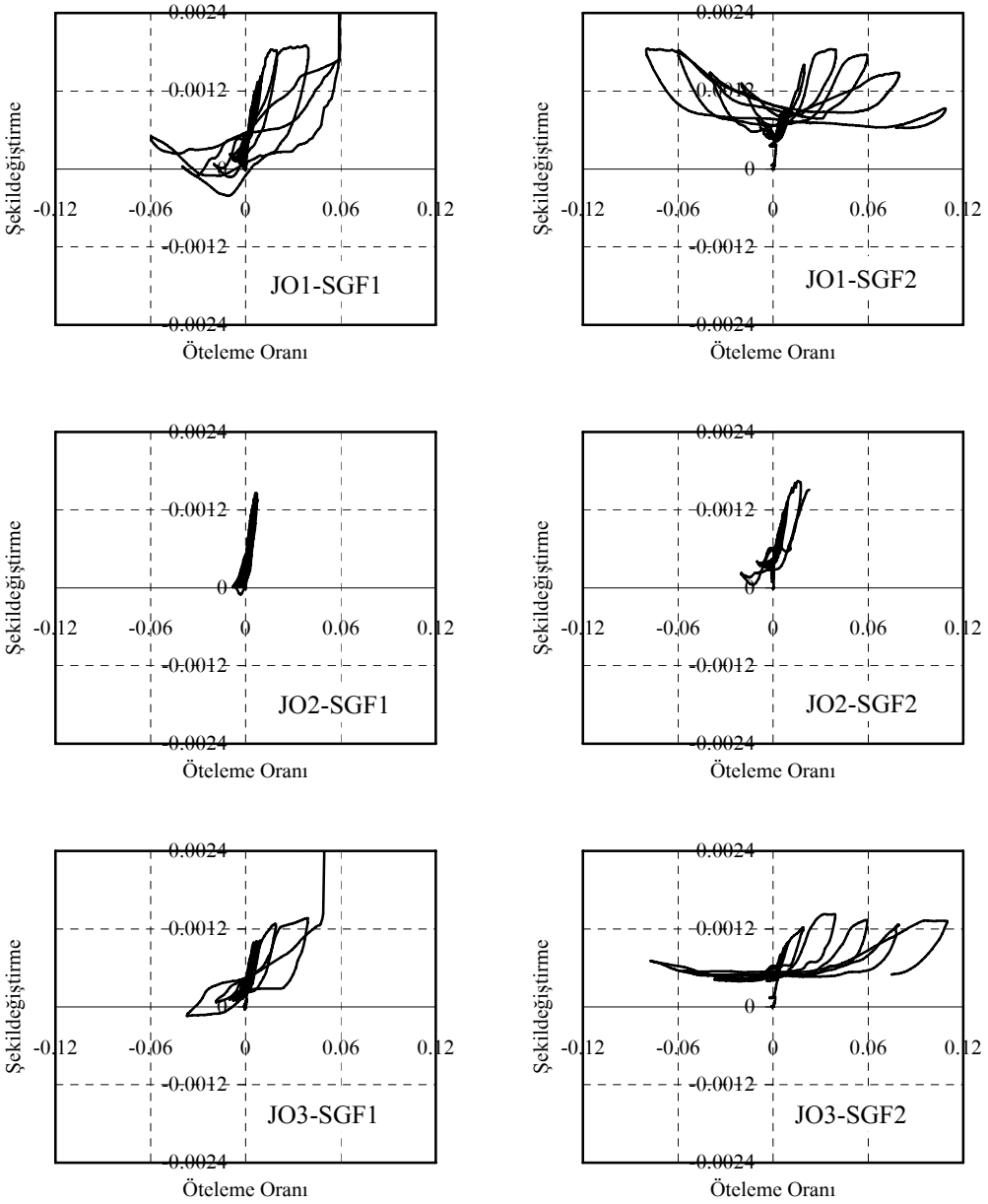
Şekil C.2.40 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



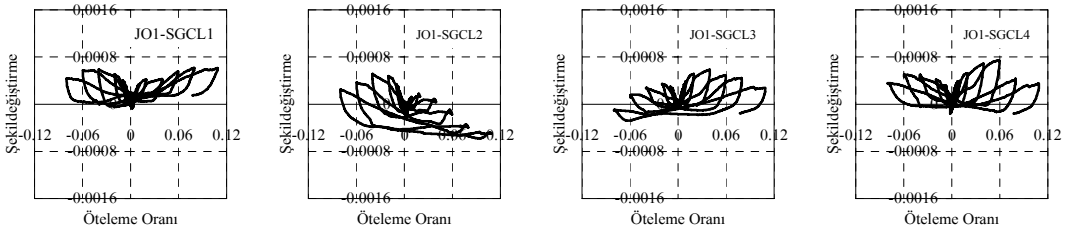
Şekil C.2.40 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



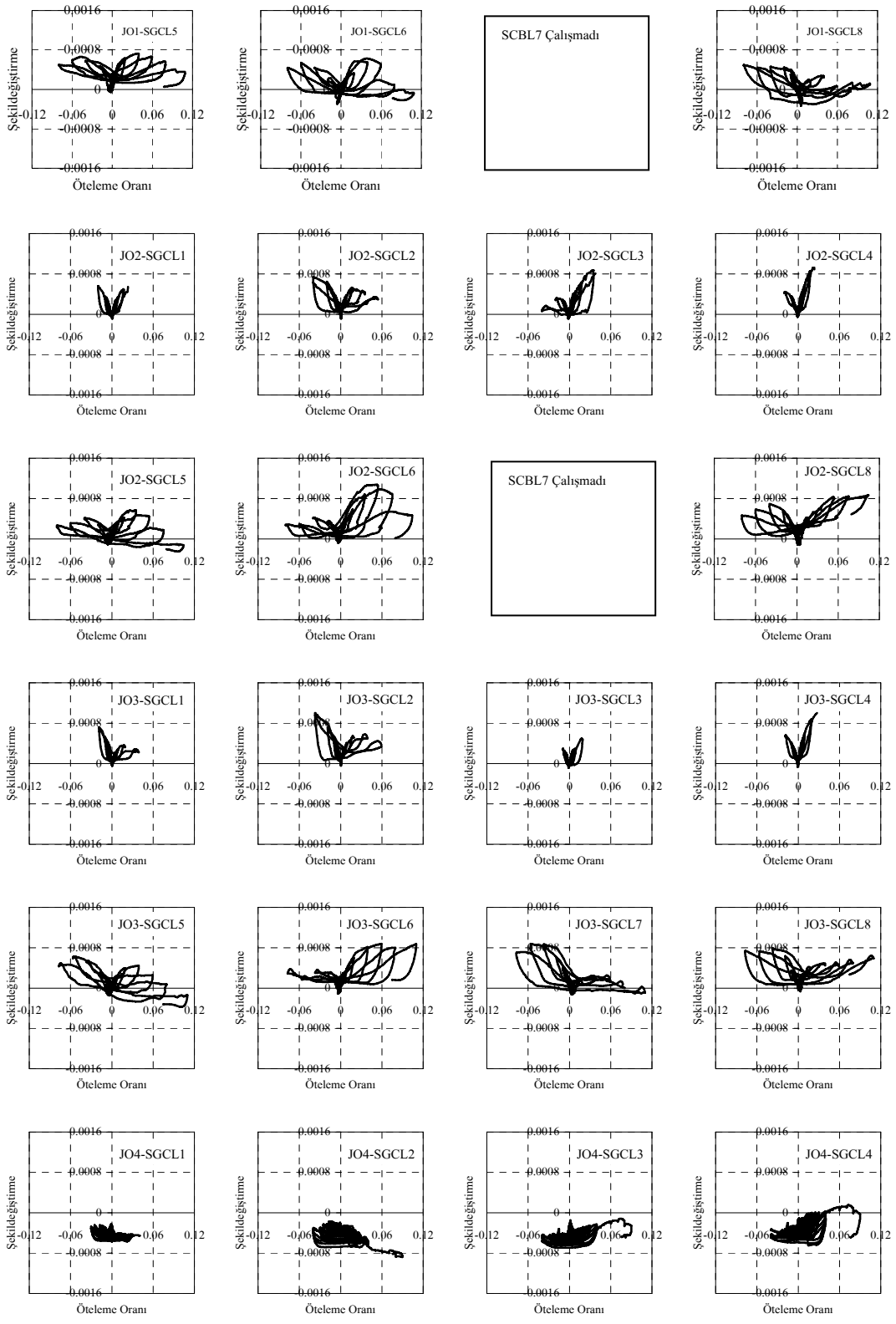
Şekil C.2.40 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



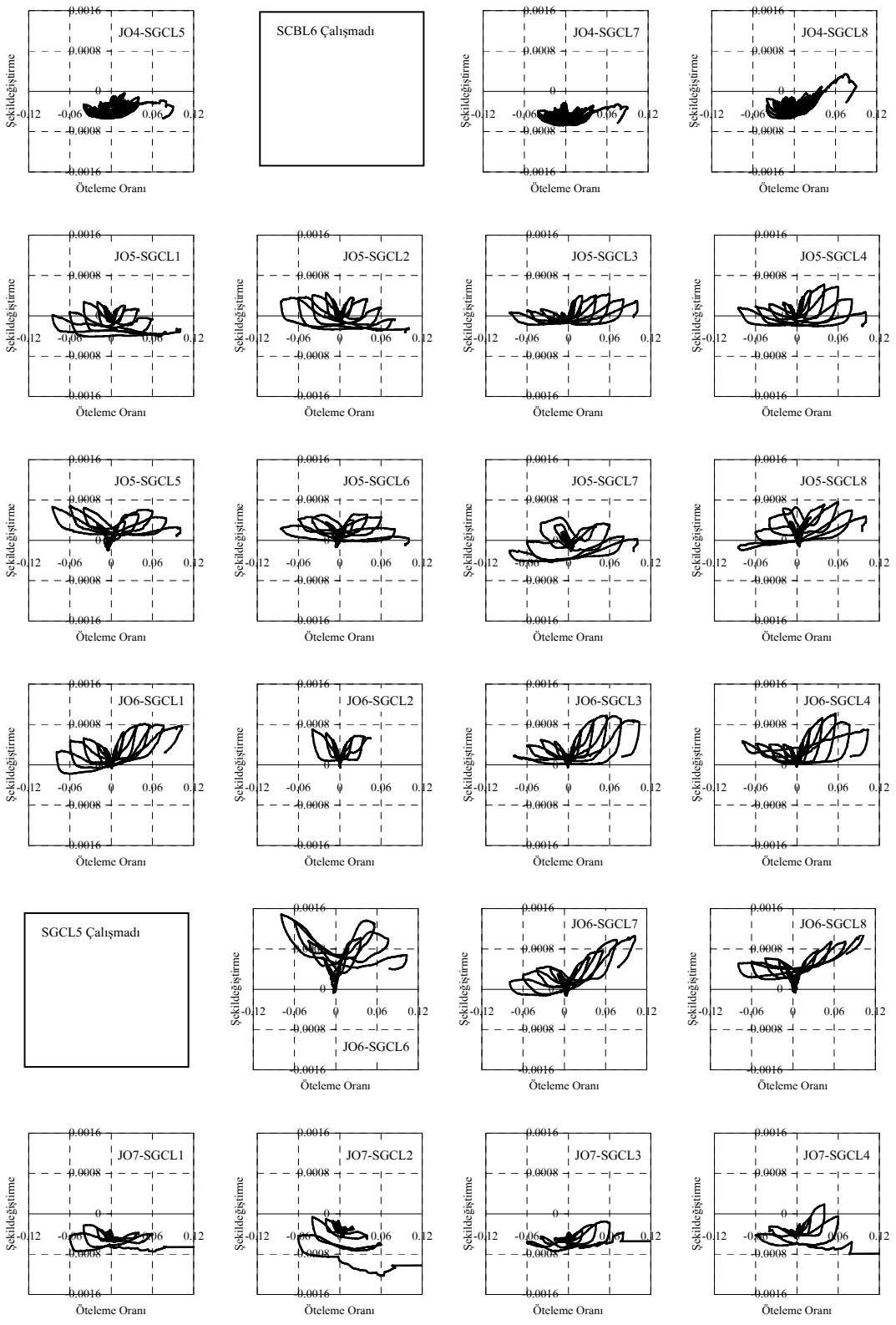
Şekil C.2.41 : Döşeme boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



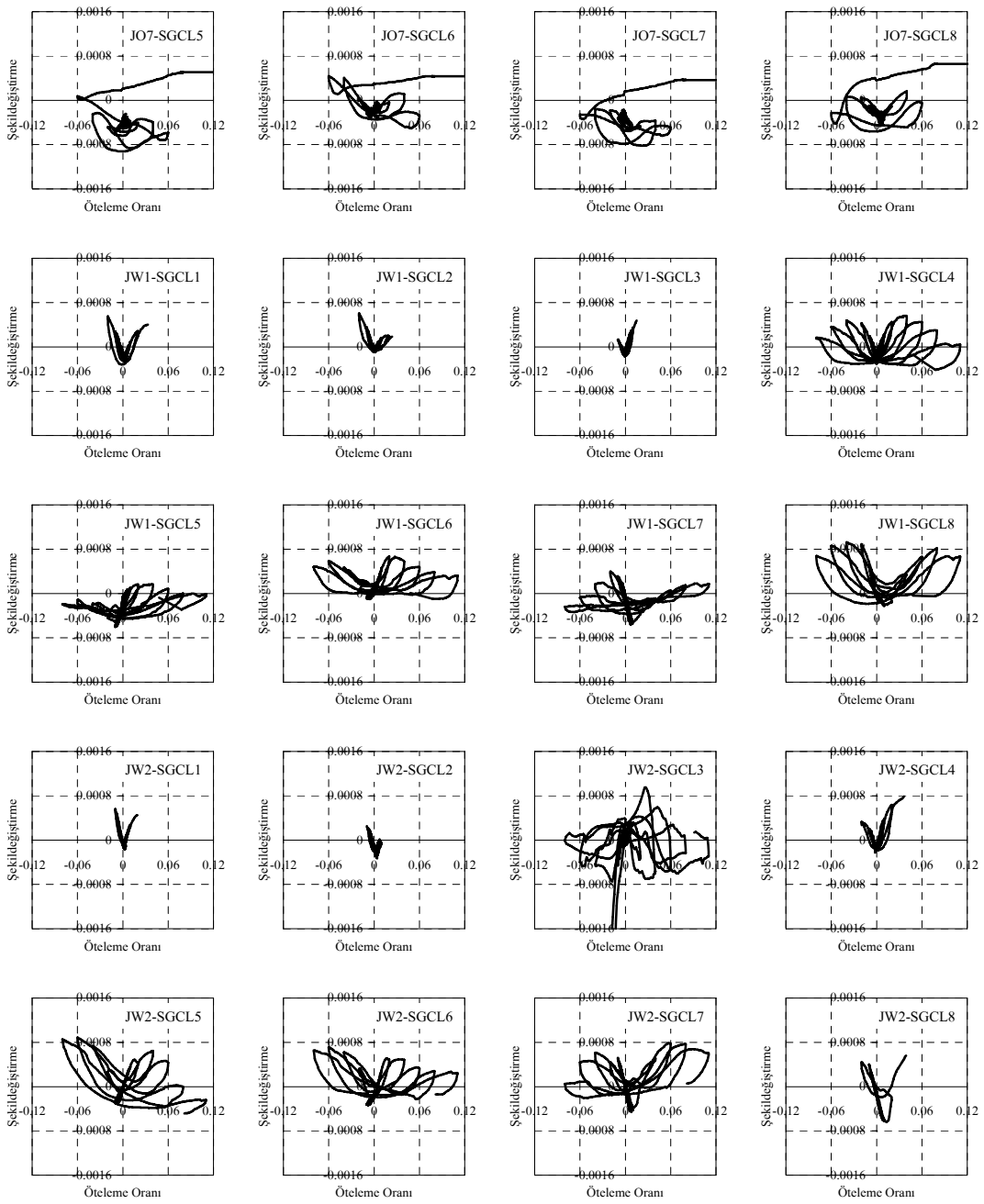
Şekil C.2.42 : Kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



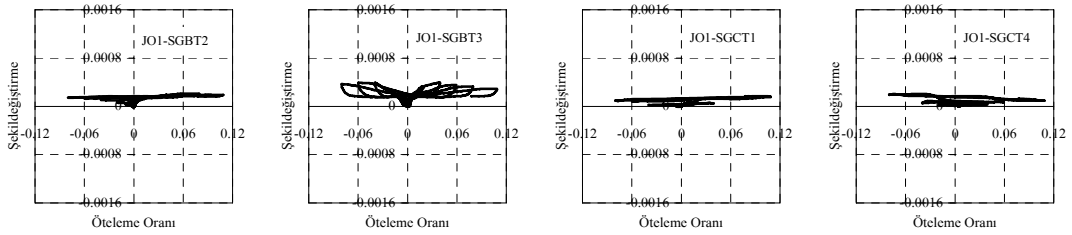
Şekil C.2.42 : Kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri-(devam).



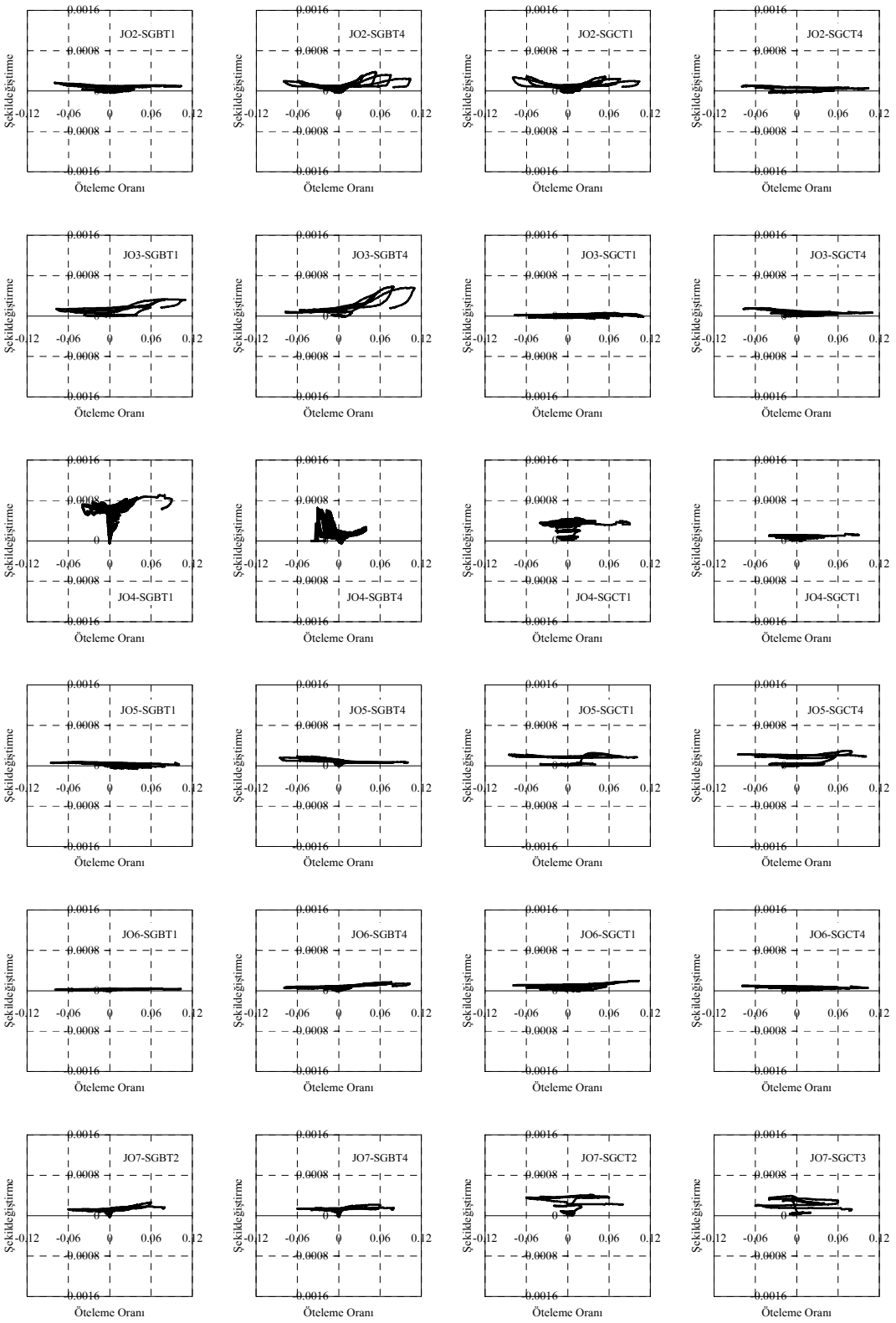
Şekil C.2.42 : Kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



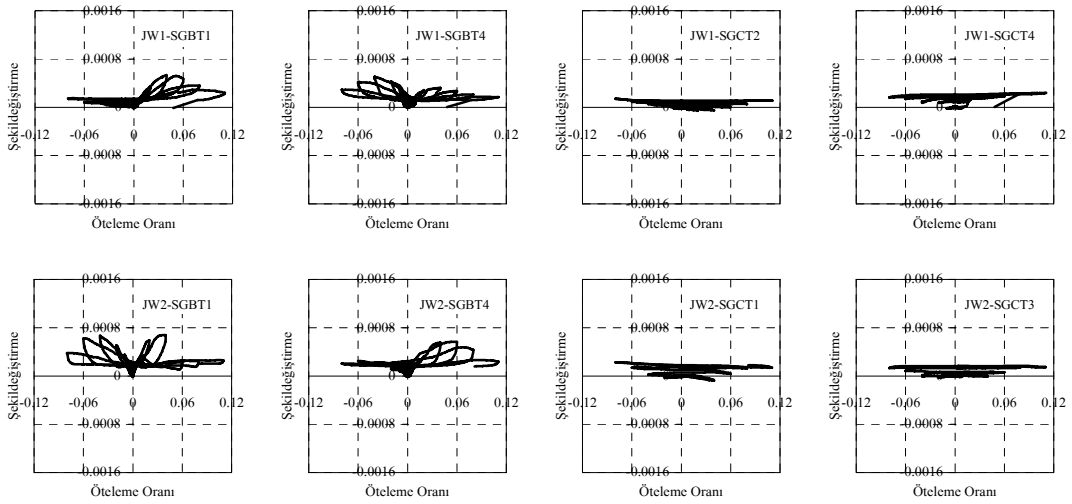
Şekil C.2.42 : Kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



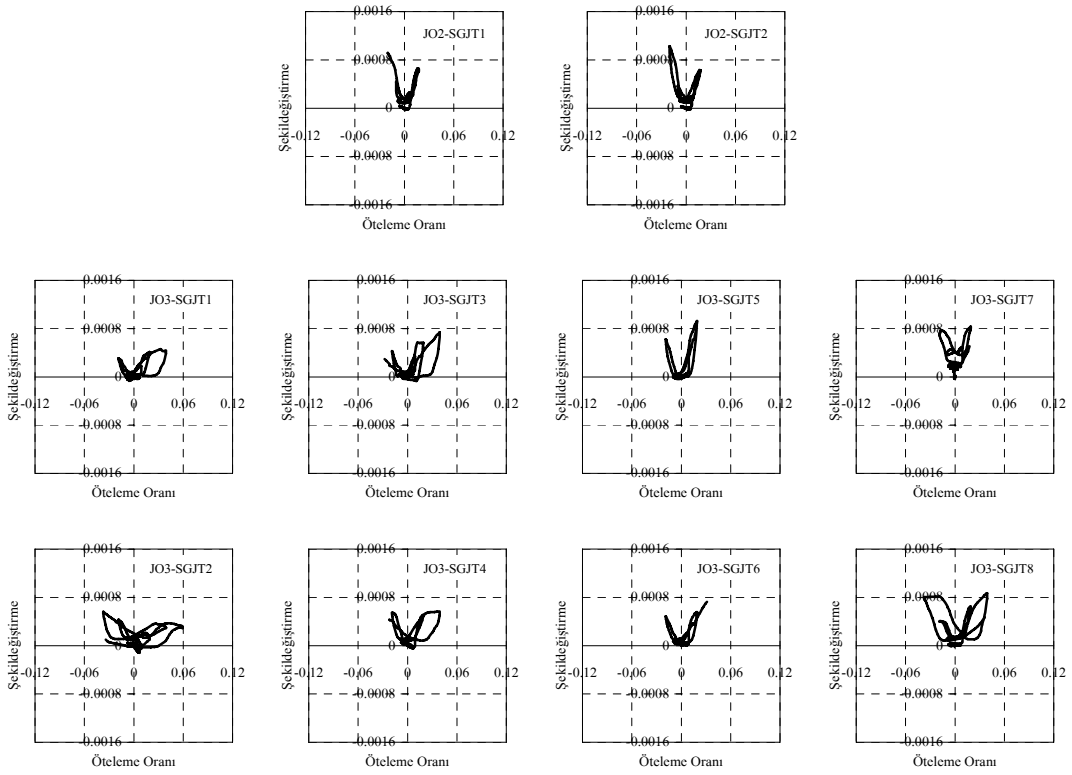
Şekil C.2.43 : Kiriş ve kolon etriyelerinden ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



Şekil C.2.43 : Kiriş ve kolon etriyelerinden ölçülen şekildeğiştirme değerleri- (devam).



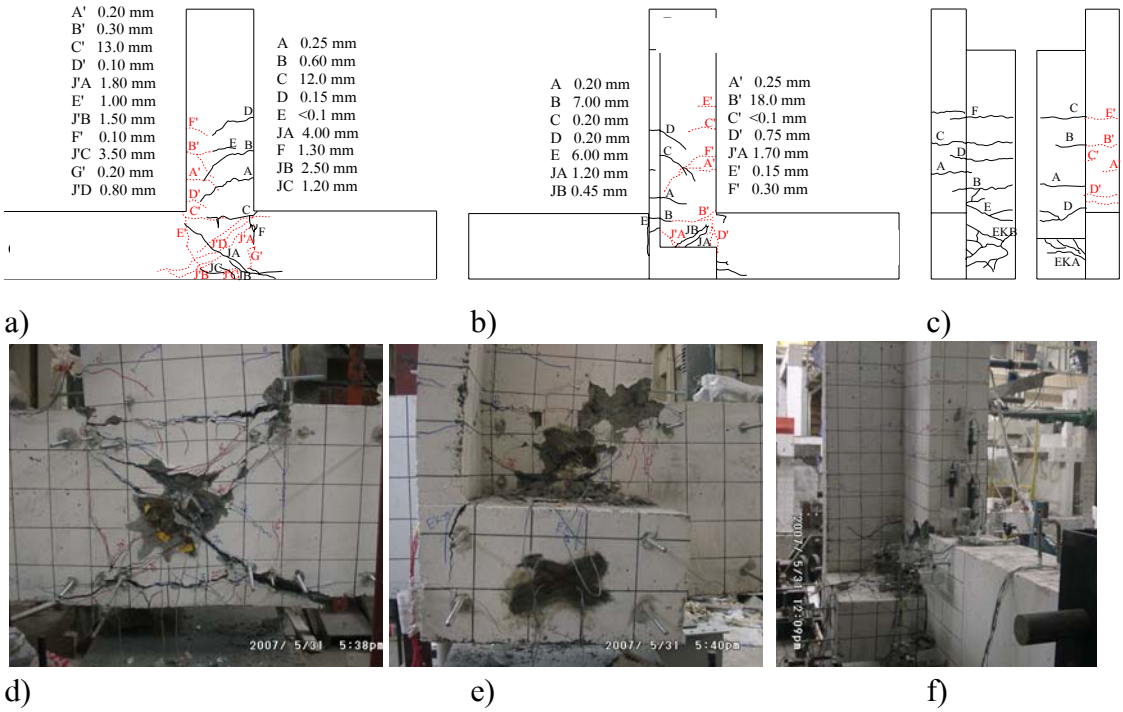
Şekil C.2.43 : Kiriş ve kolon etriyelerinden ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



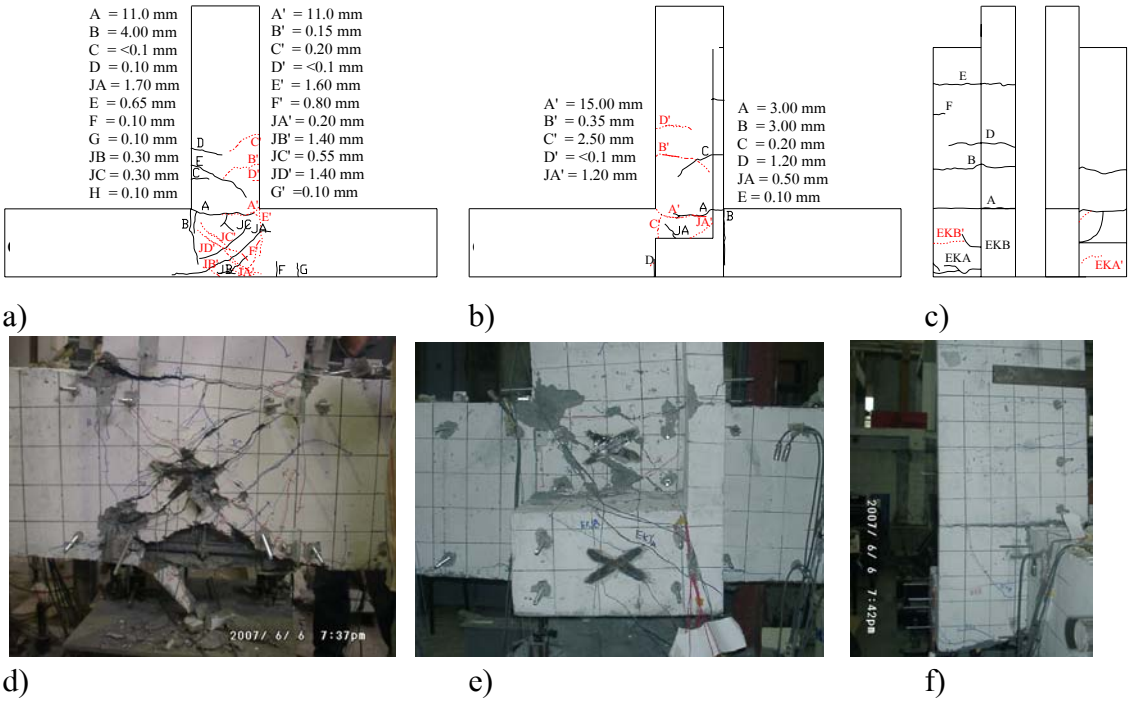
Şekil C.2.44 : Birleşim bölgesindeki etriyelerden ölçülen şekildeğiştirme değerleri.

C.2.4.4 Göçme

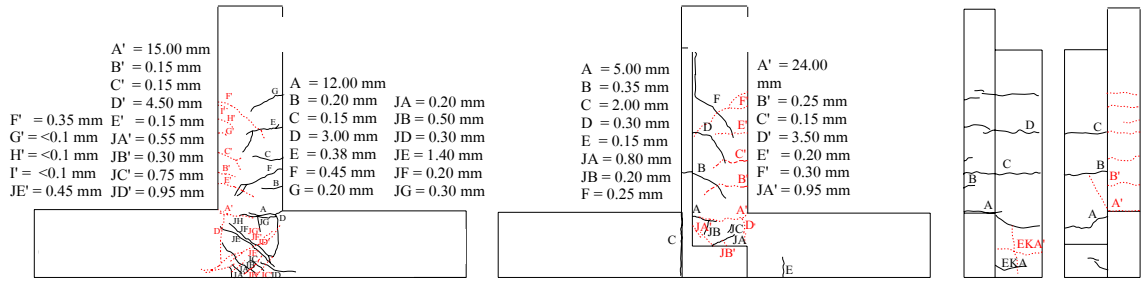
Bütün numuneler için %4 öteleme oranındaki çatlak şemaları ve deney sonunda numunenin hasar durumunu gösteren fotoğraflar Şekil C.2.46-53'de verilmiştir.



Şekil C.2.45 : JO1 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.



Şekil C.2.46 : JO2 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.

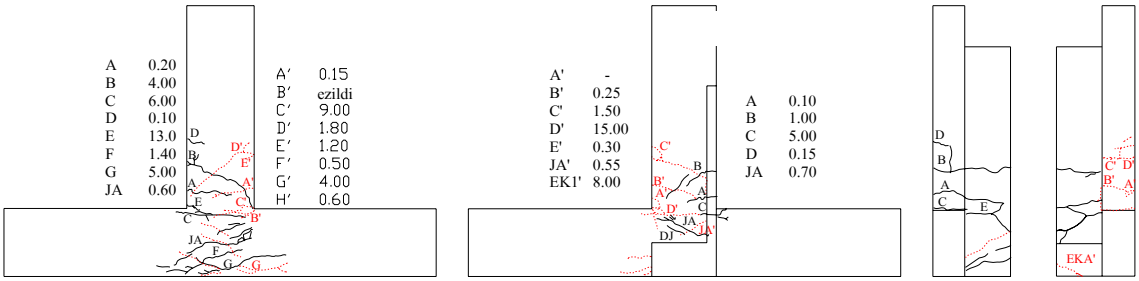


a) b) c)



d) e) f)

Şekil C.2.47 : JO3 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.

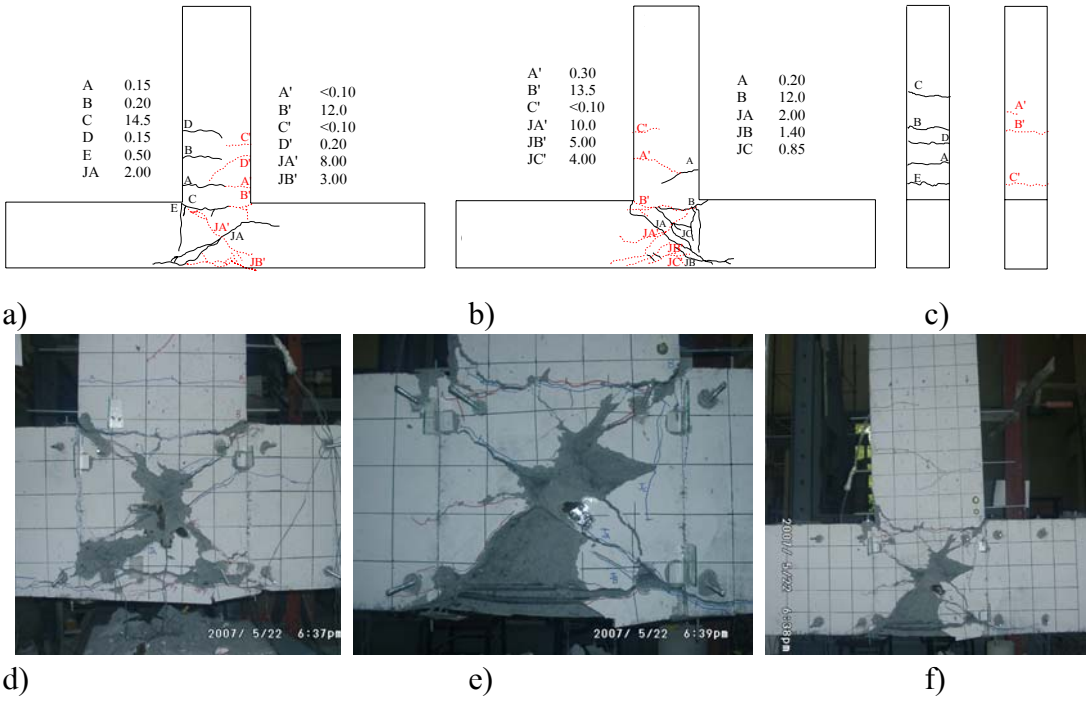


a) b) c)



d) e) f)

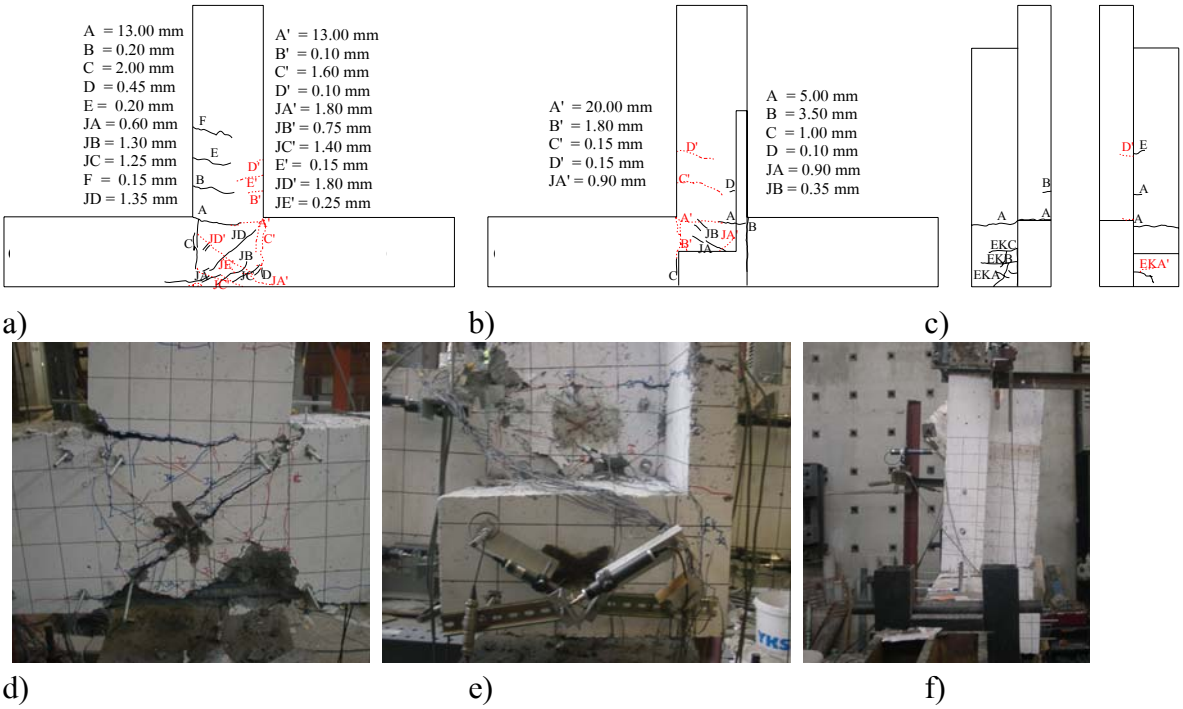
Şekil C.2.48 : JO4 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.



a) b) c)

d) e) f)

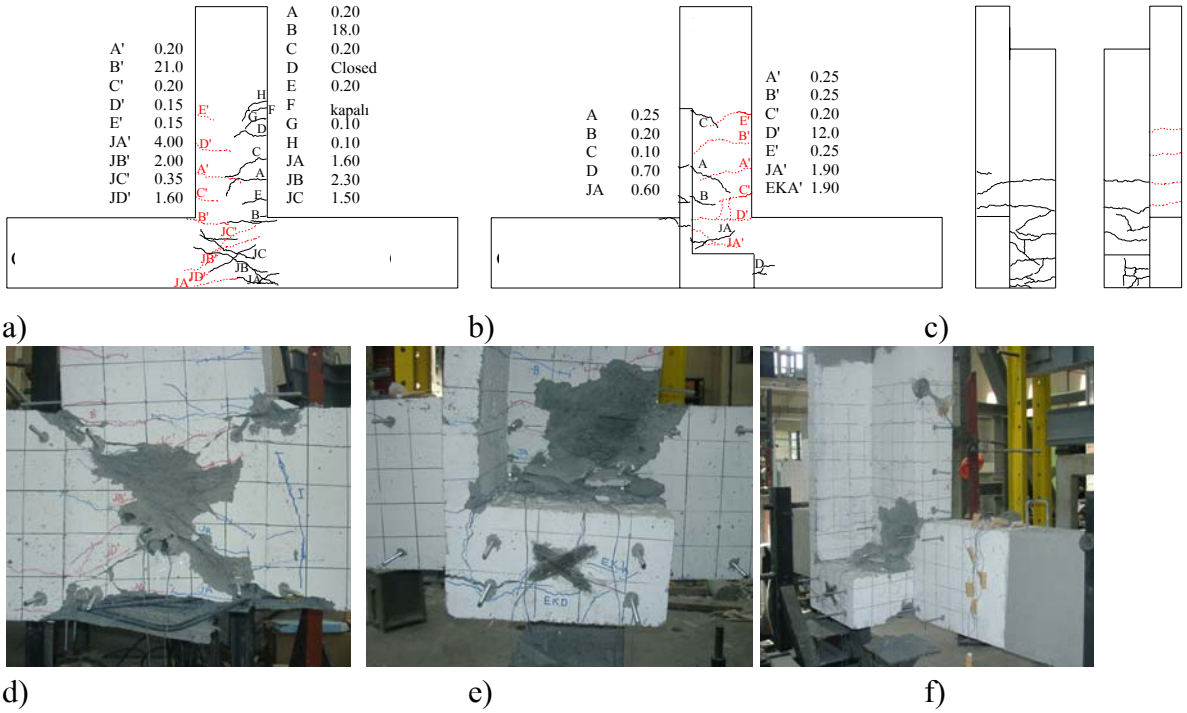
Şekil C.2.49 : JO5 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.



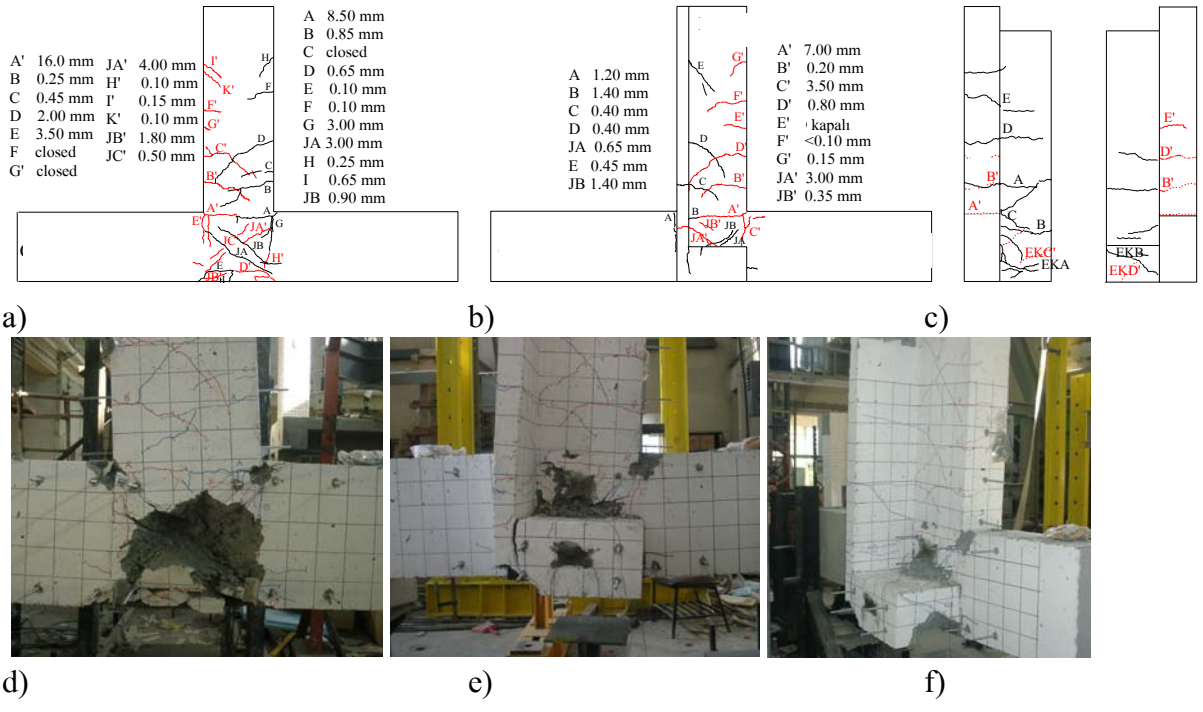
a) b) c)

d) e) f)

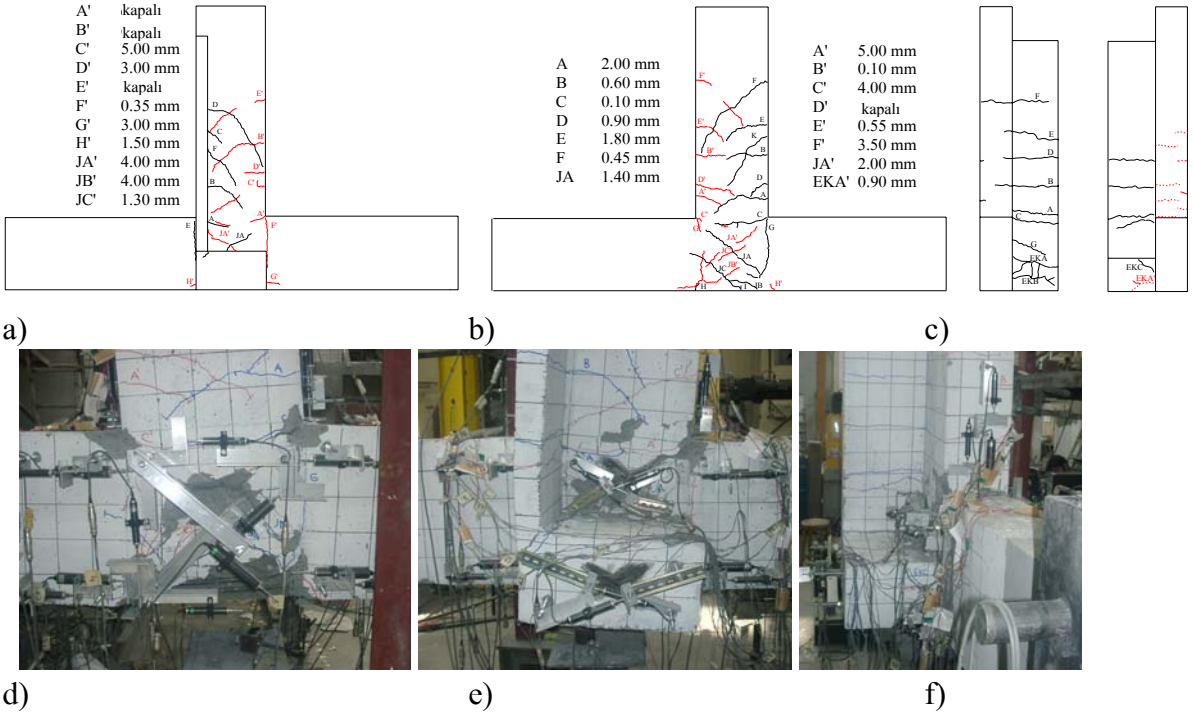
Şekil C.2.50: JO6 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.



Şekil C.2.51 : JO7 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.



Şekil C.2.52 : JW1 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.

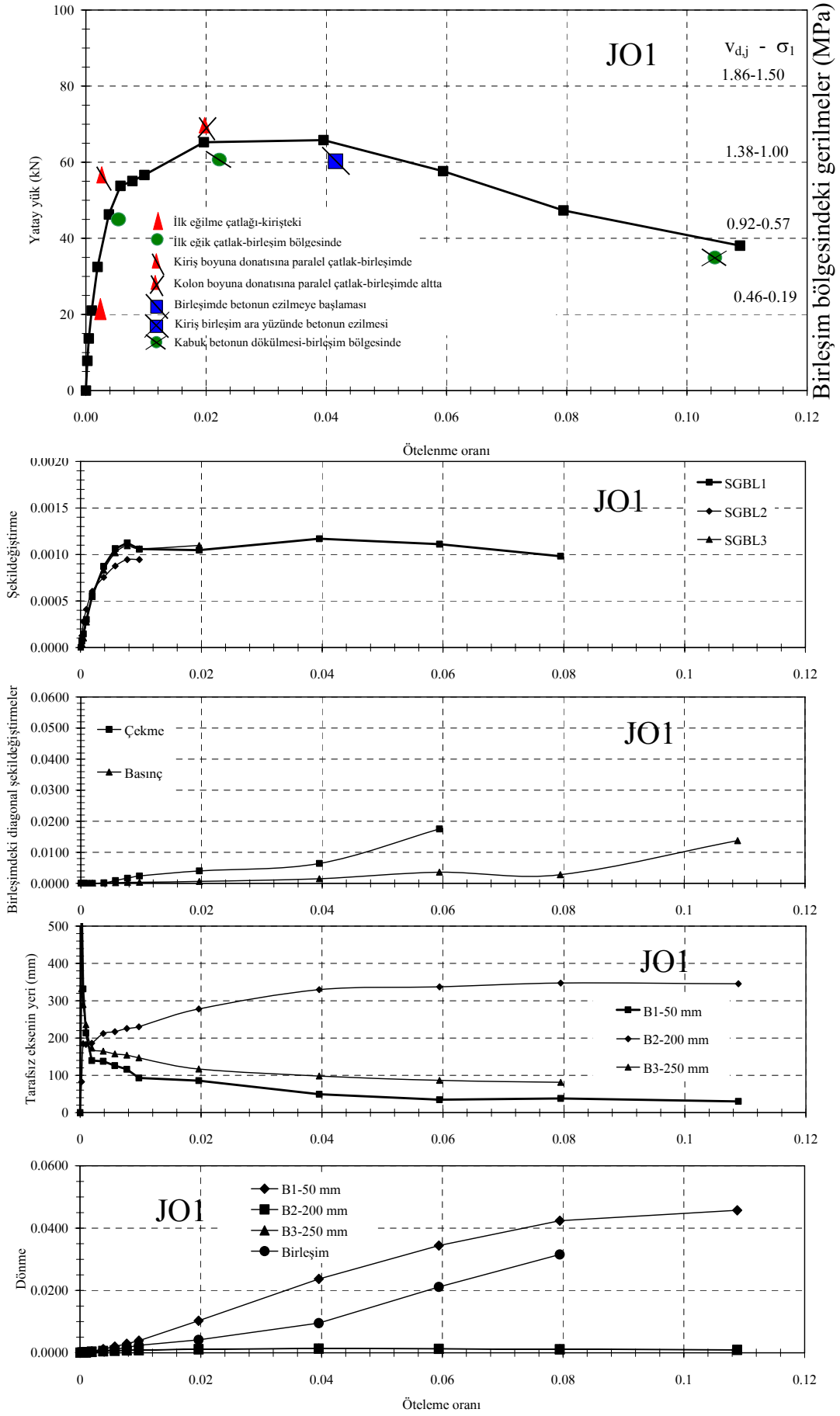


Şekil C.2.53 : JW2 numunesinin %4 öteleme oranındaki çatlak şeması ve deney sonu görünüm, a) ön b) arka c) yan d) ön e) arka f) yan.

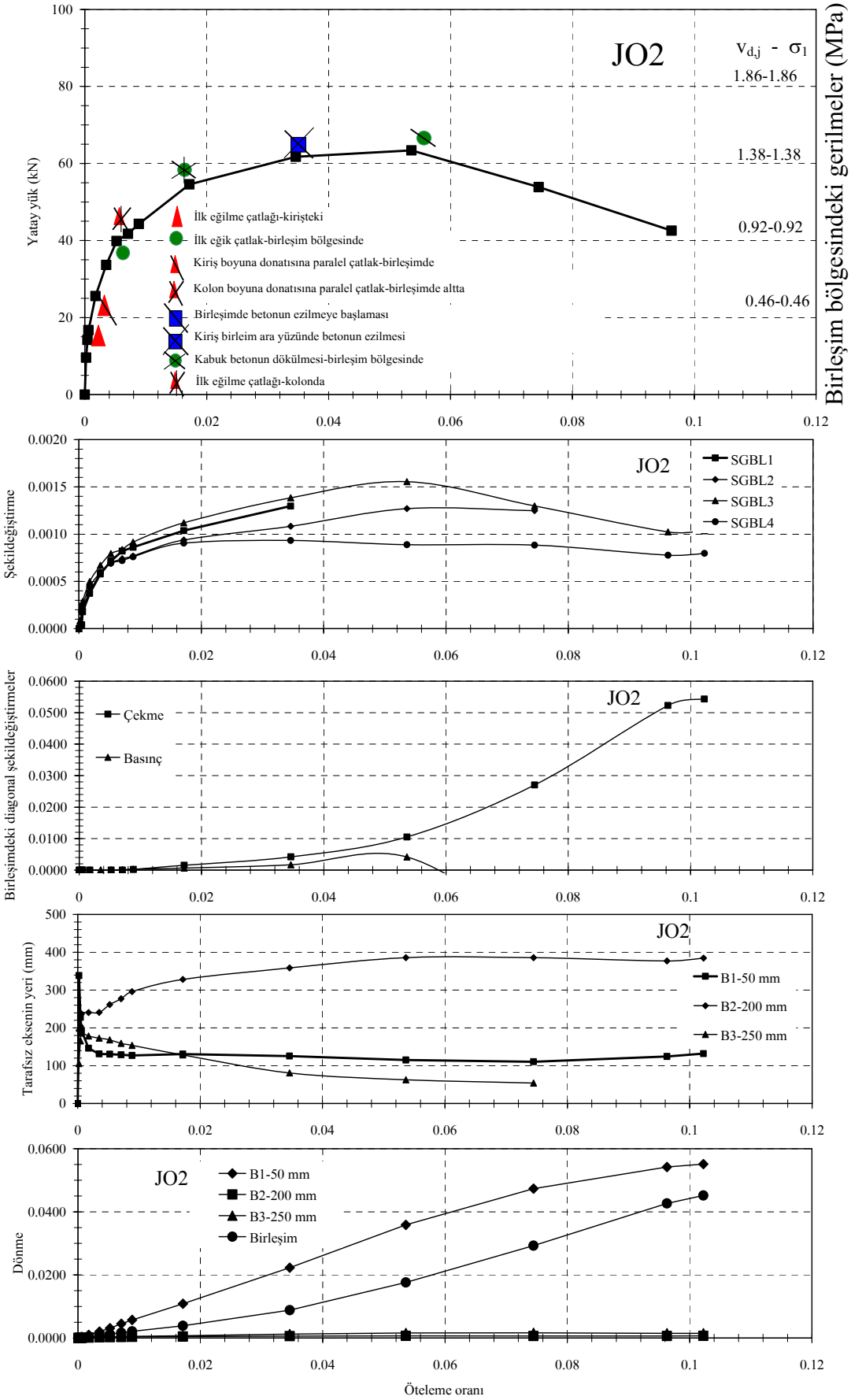
C.2.5 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi ve Kuramsal Çalışma

C.2.5.1 Genel değerlendirme ve deney değişkenlerinin davranışa etkisi

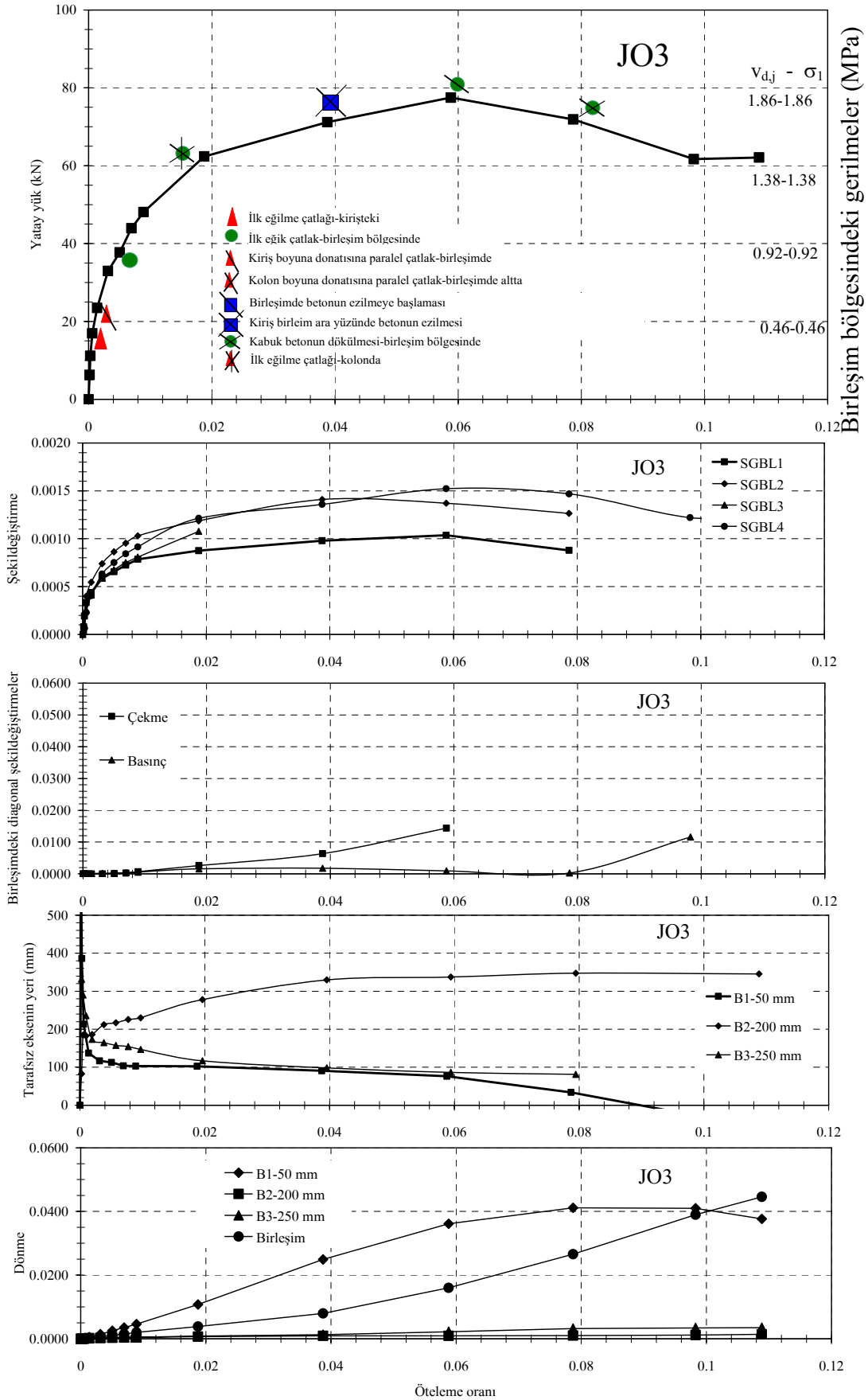
Çevrimsel yatay yük-öteleme oranı ilişkileri kullanılarak monotonik zarf eğrileri elde edilmiş ve Şekil C.2.54-62'de verilmiştir. Düşey eksende yatay yüklere ilave olarak bu yüklere karşılık gelen birleşim bölgesindeki kayma ve asal çekme gerilmeleri de verilmiştir.



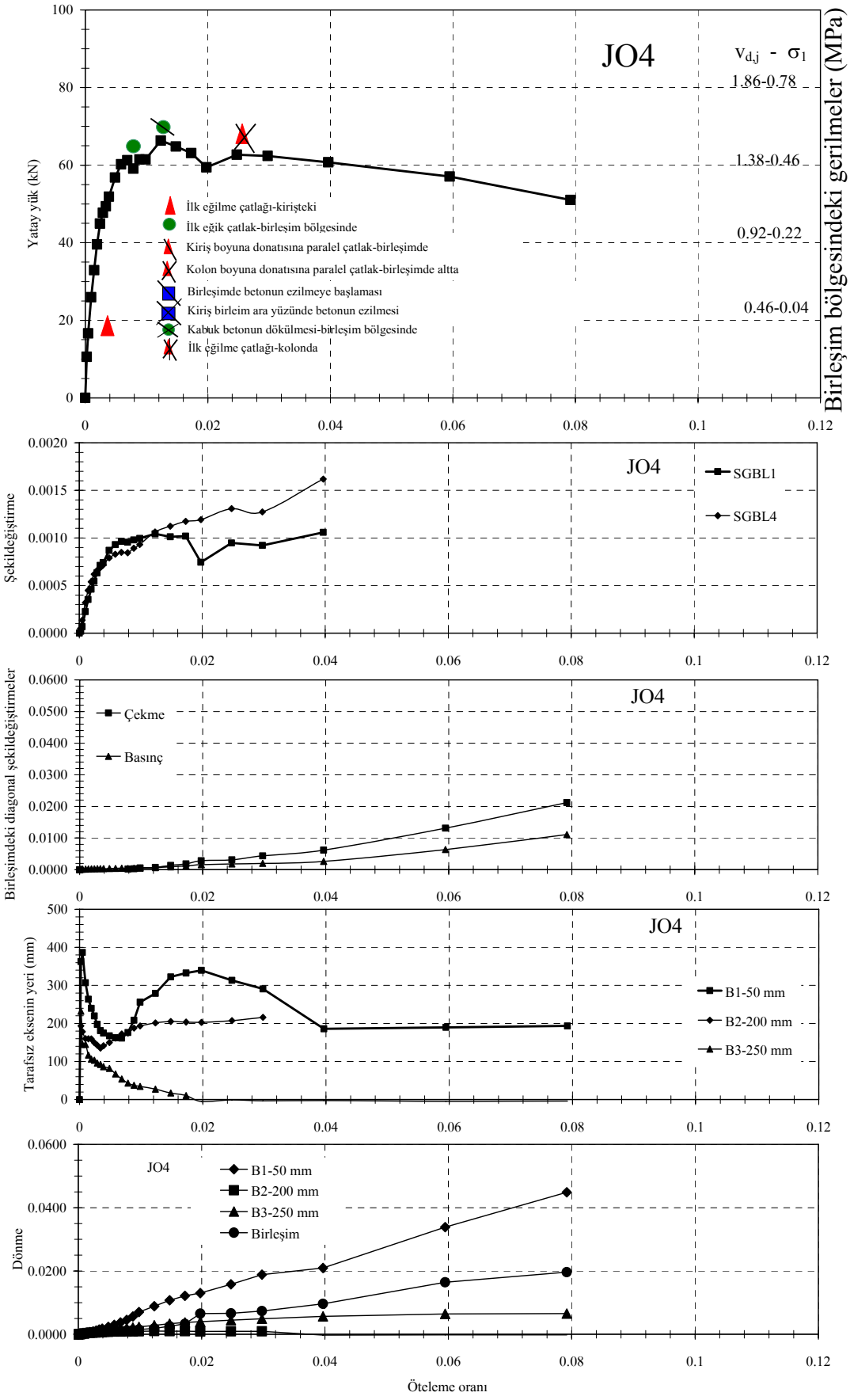
Şekil C.2.54 : JO1 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



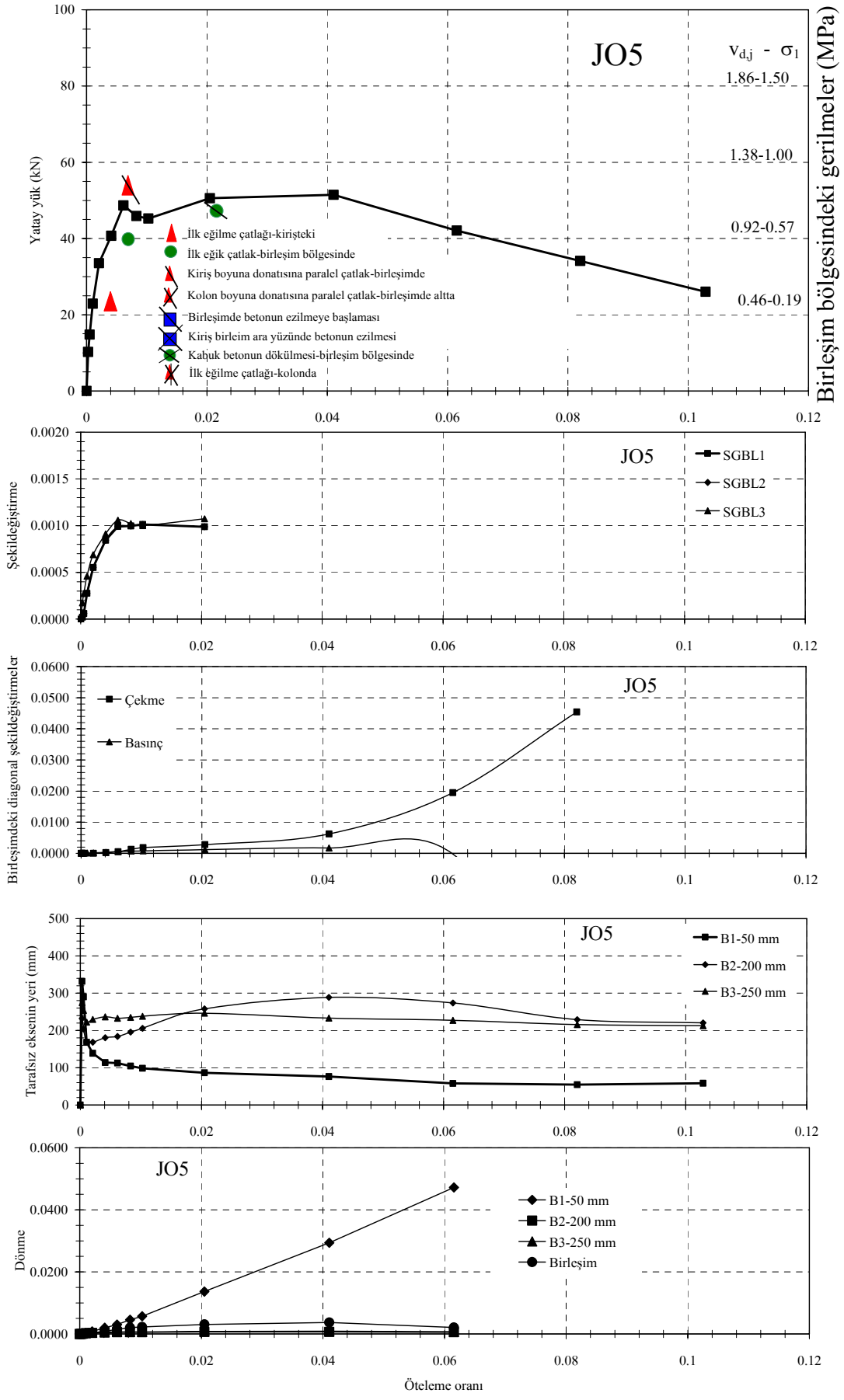
Şekil C.2.55 : JO2 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



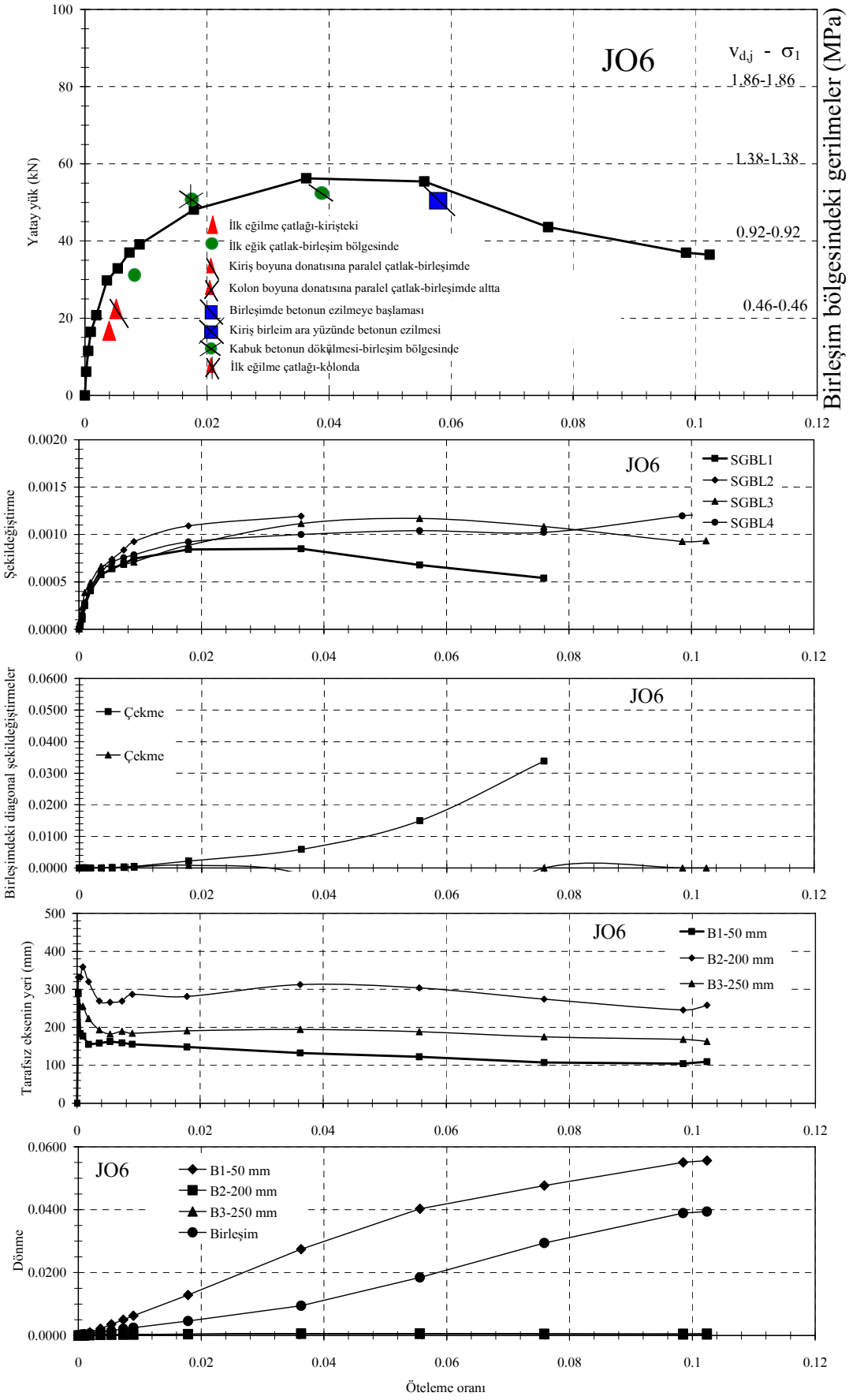
Şekil C.2.56 : JO3 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



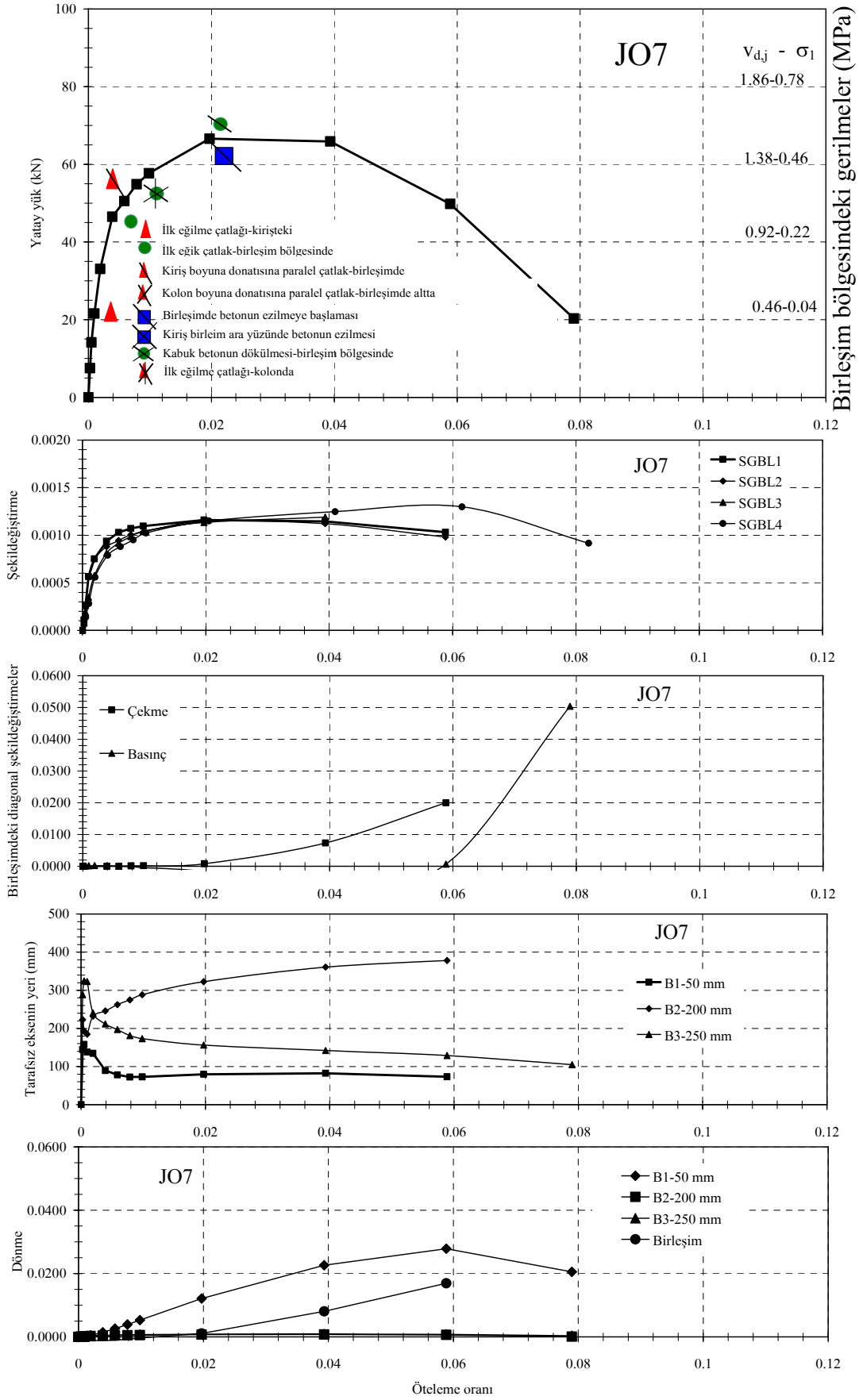
Şekil C.2.57 : JO4 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



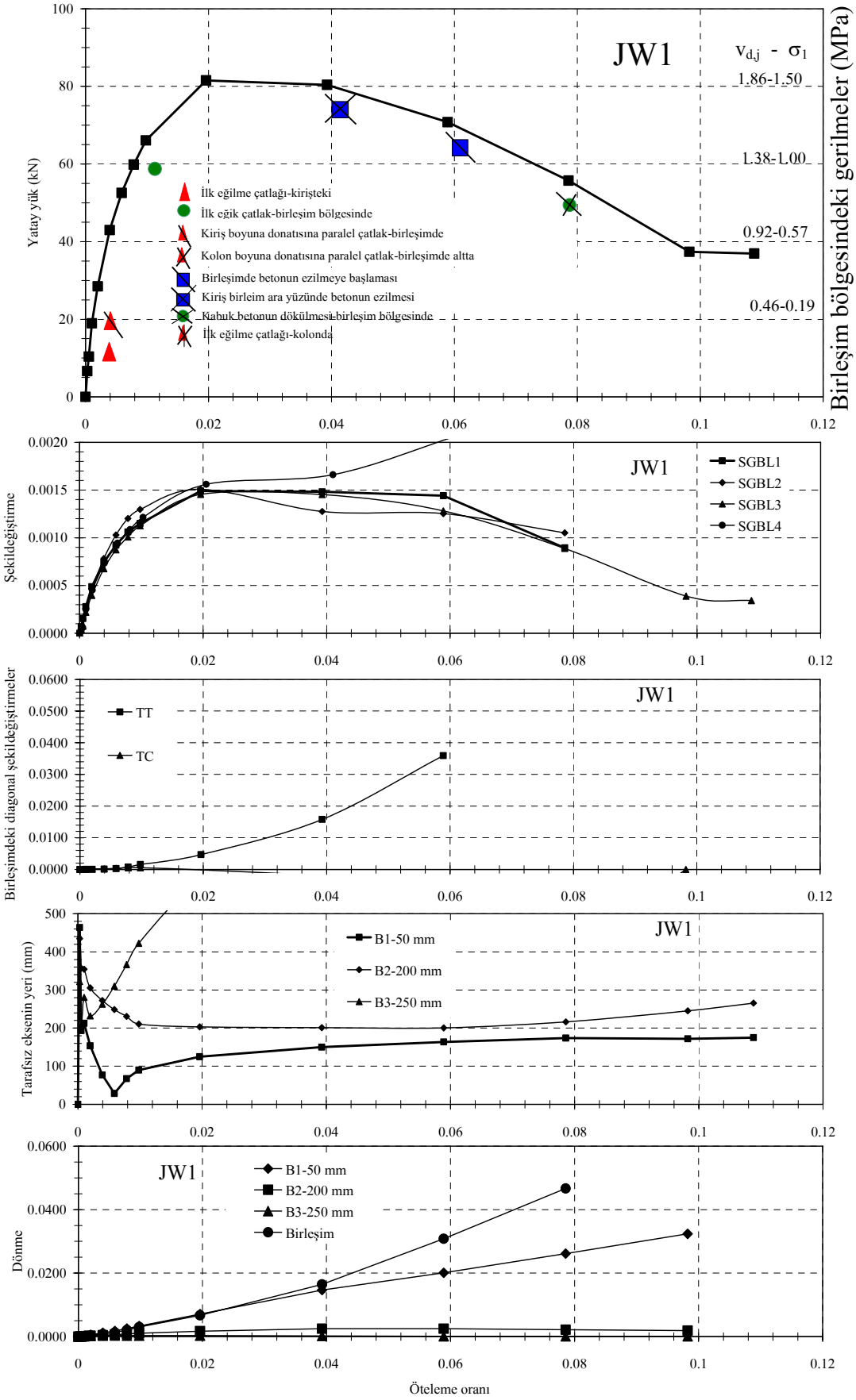
Şekil C.2.58 : JO5 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



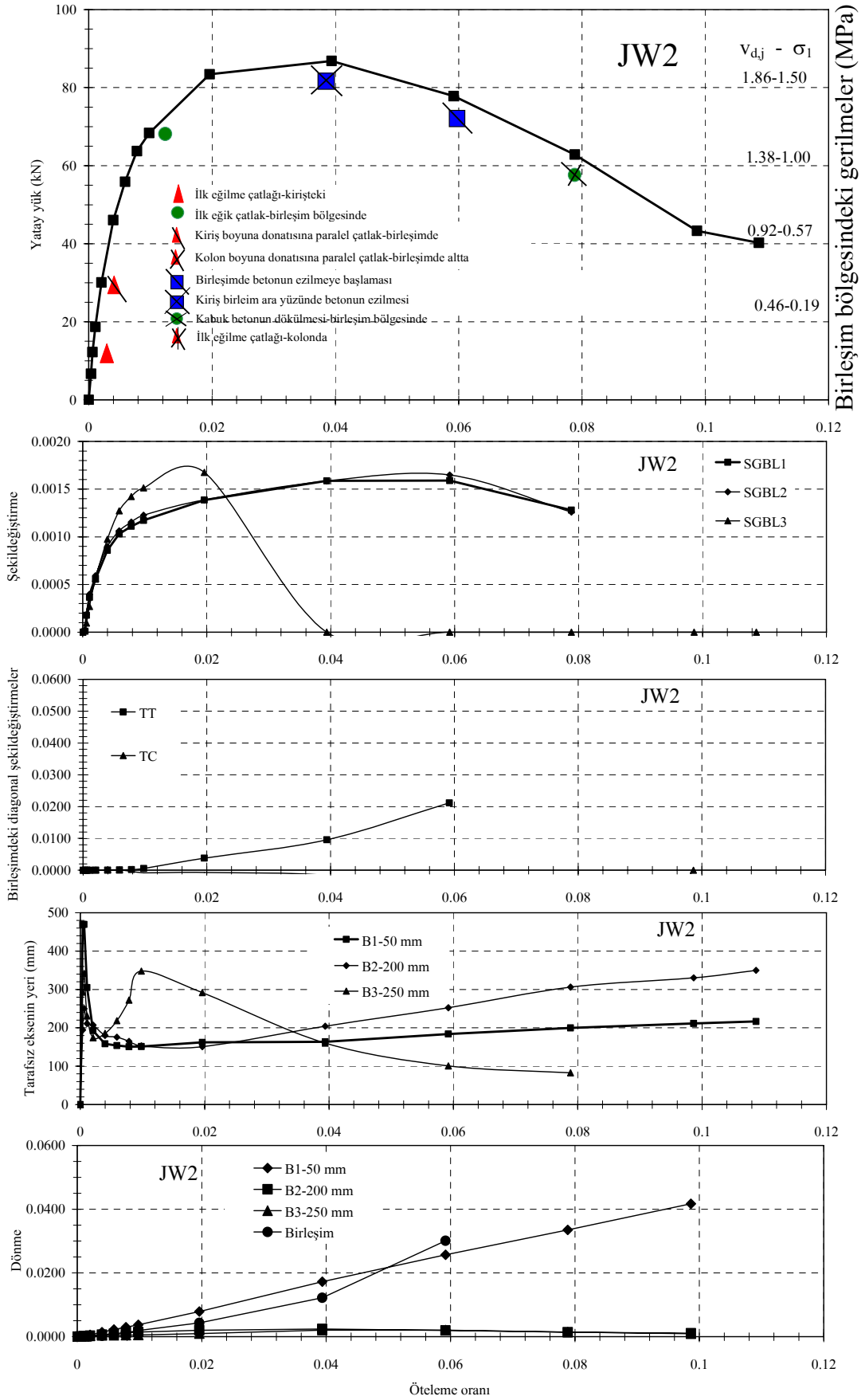
Şekil C.2.59 : JO6 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



Şekil C.2.60 : JO7 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.

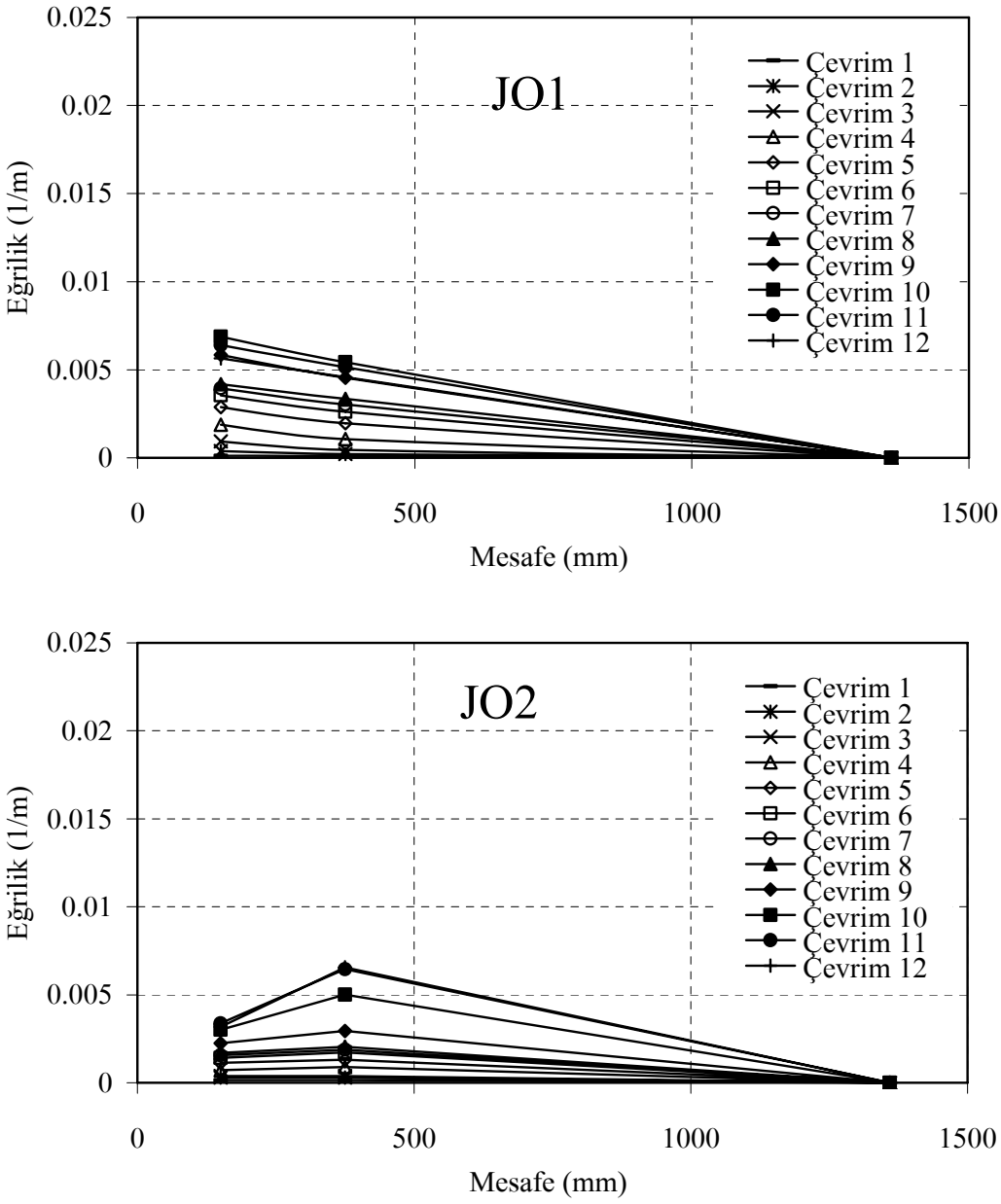


Şekil C.2.61 : JW1 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.

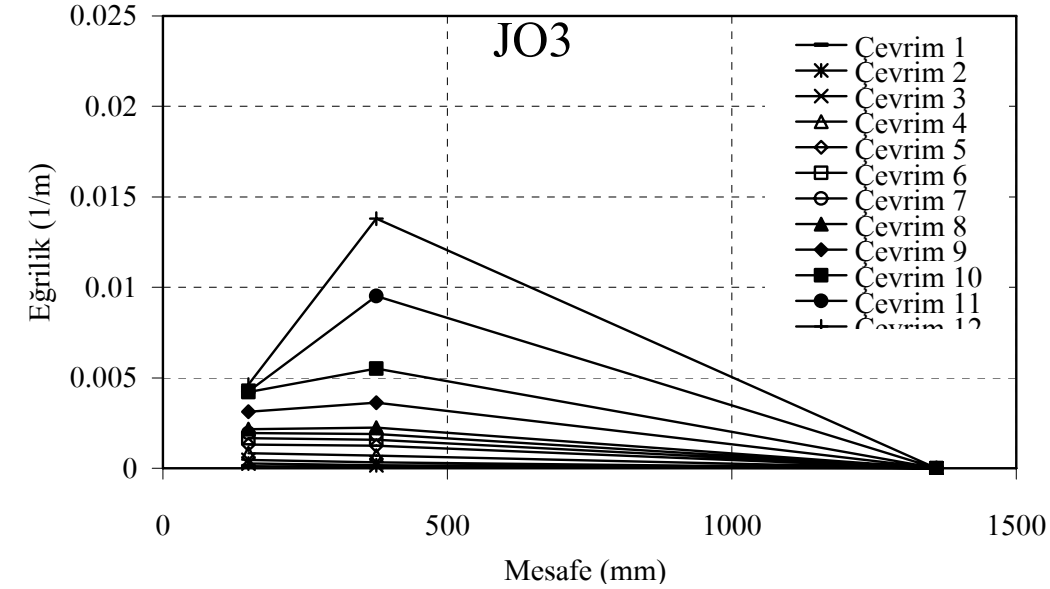


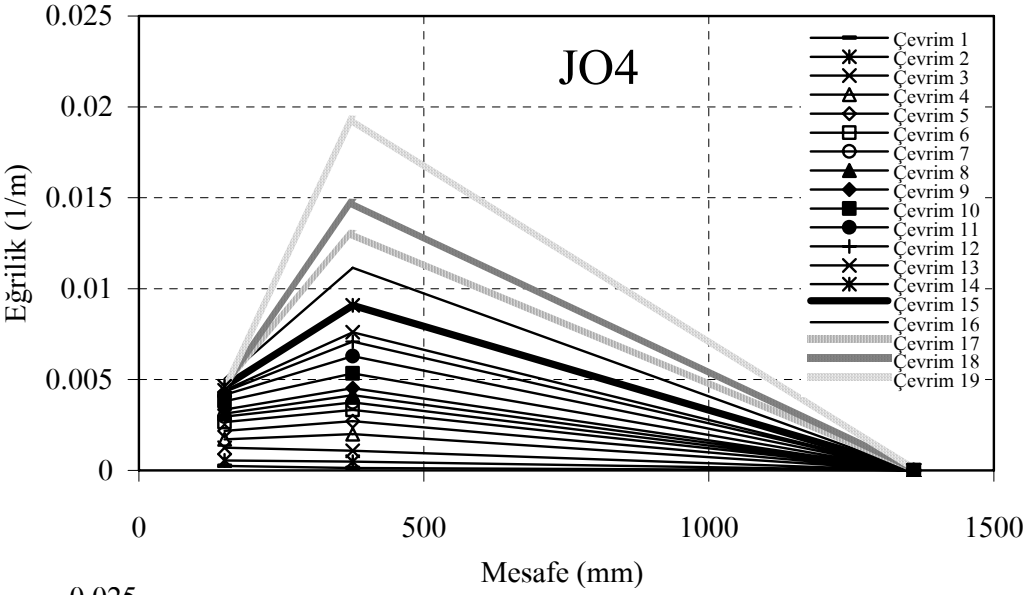
Şekil C.2.62 : JW2 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.

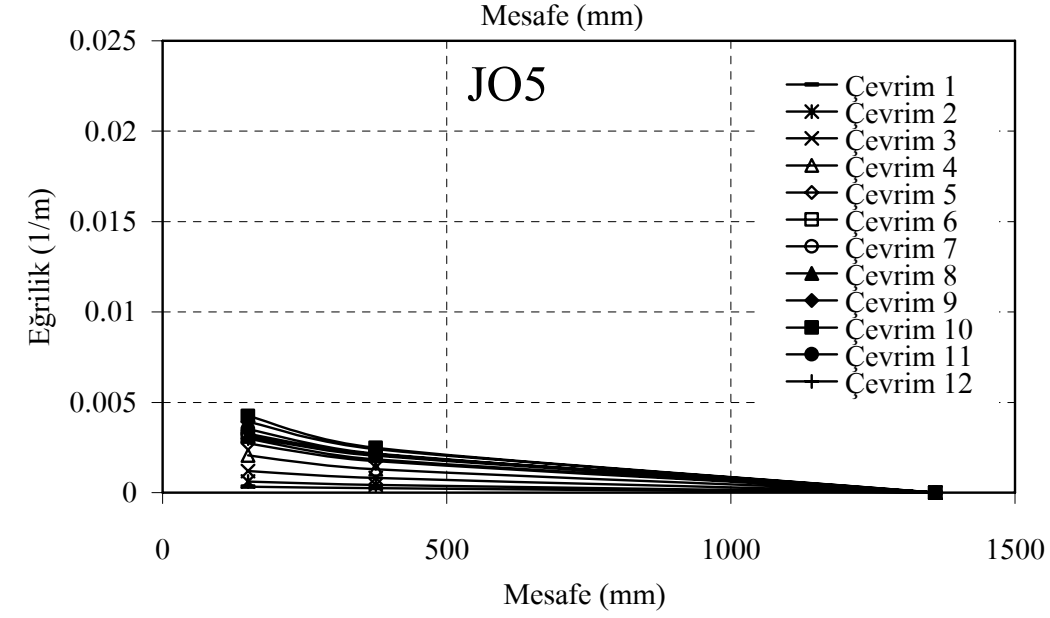
C.2.5.2 Yerdeğiştirme bileşenleri



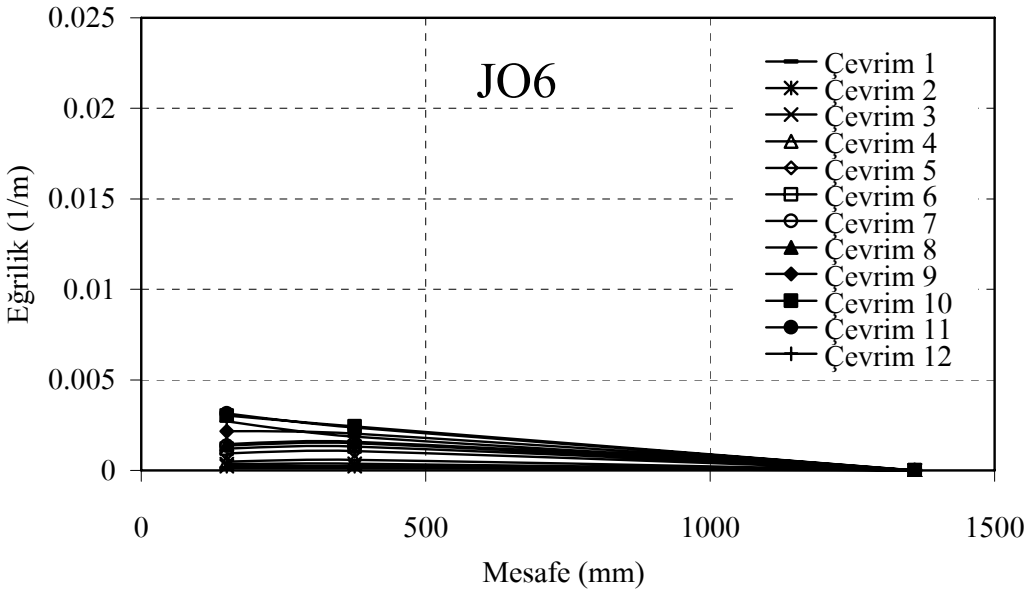
Şekil C.2.63 : Kiriş boyunca eğrilik dağılımları.

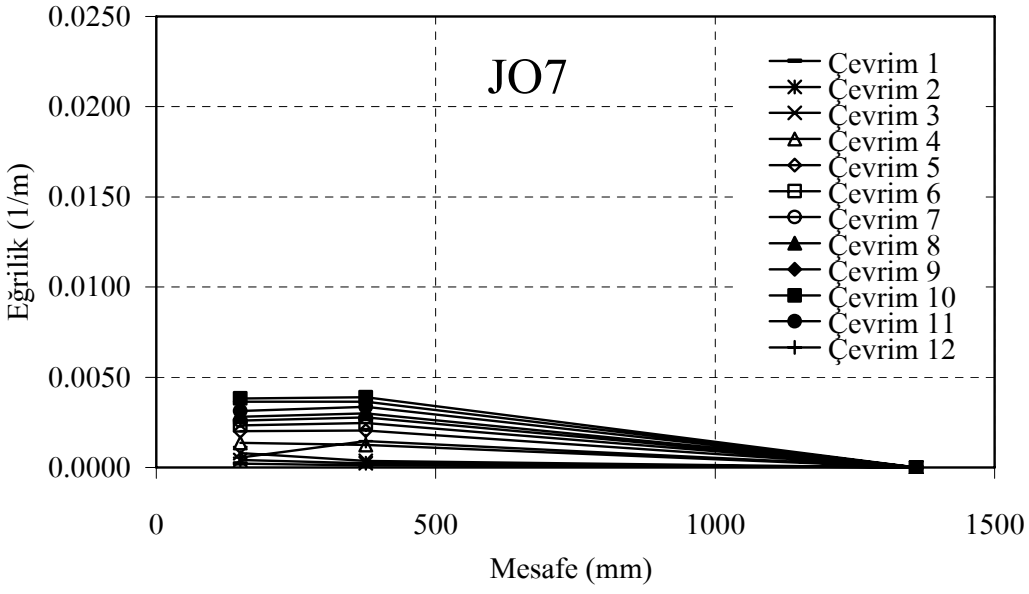


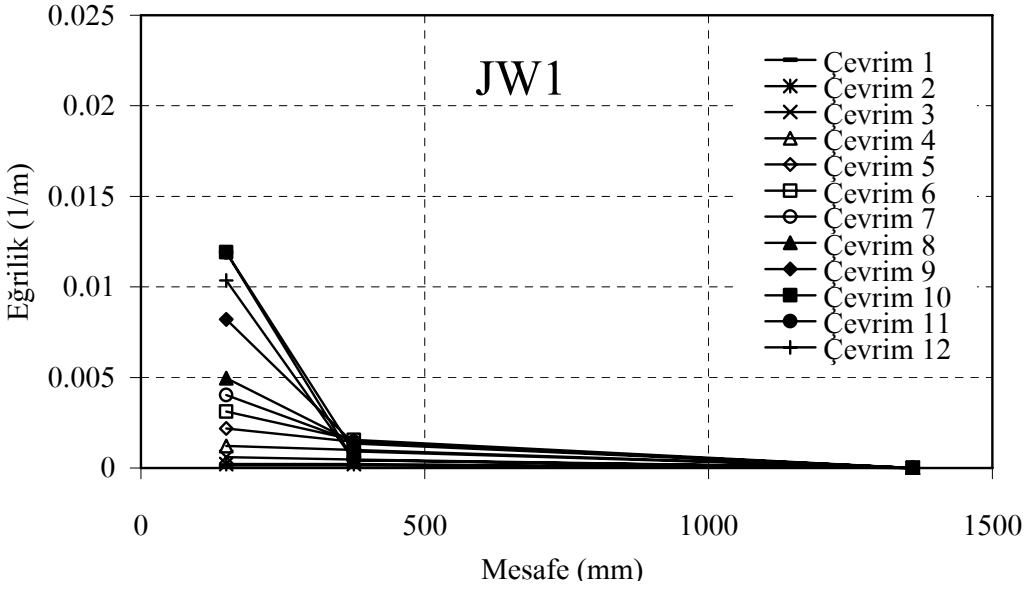




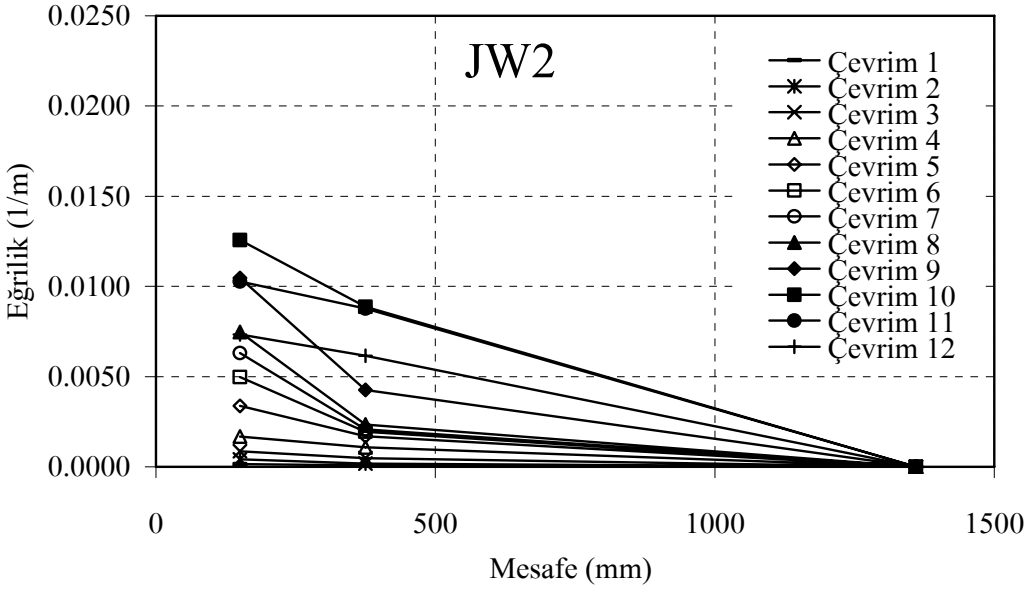
Şekil C.2.63 : Kiriş boyunca eğrilik dağılımları (devam).



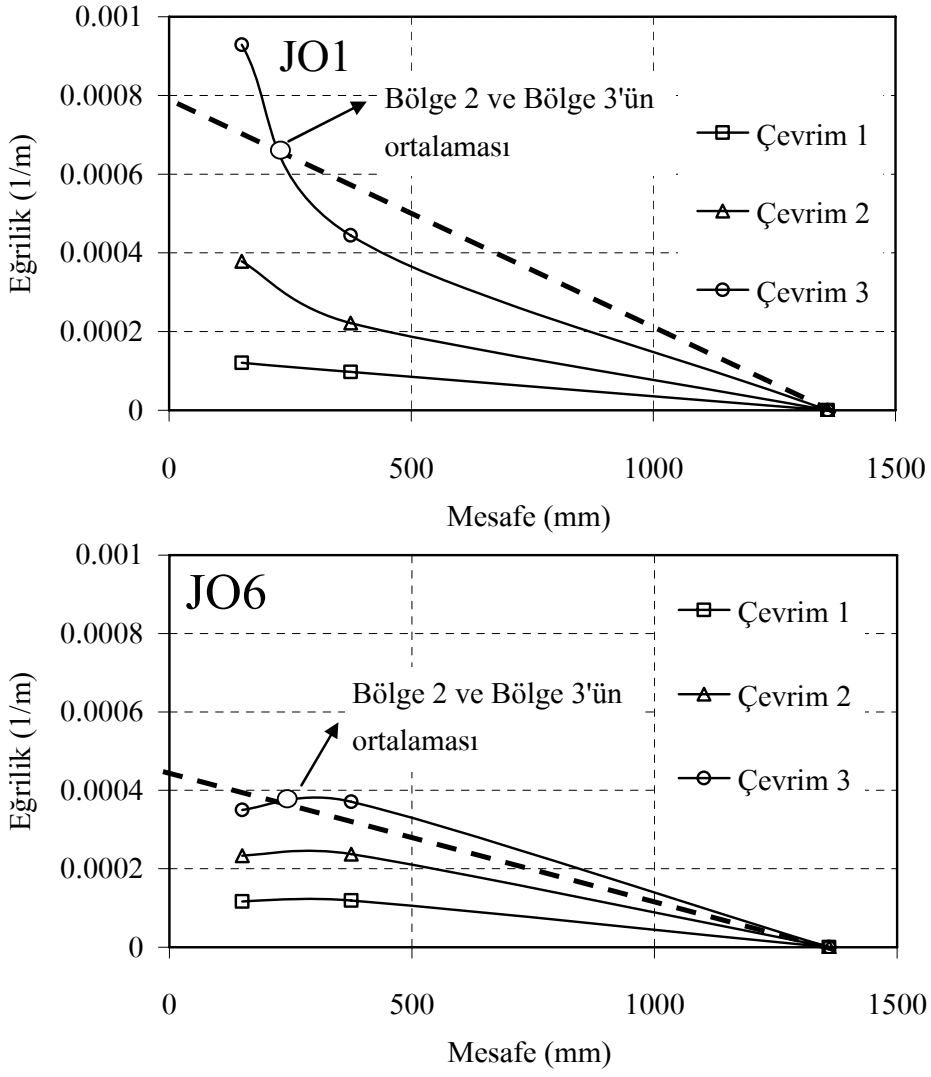




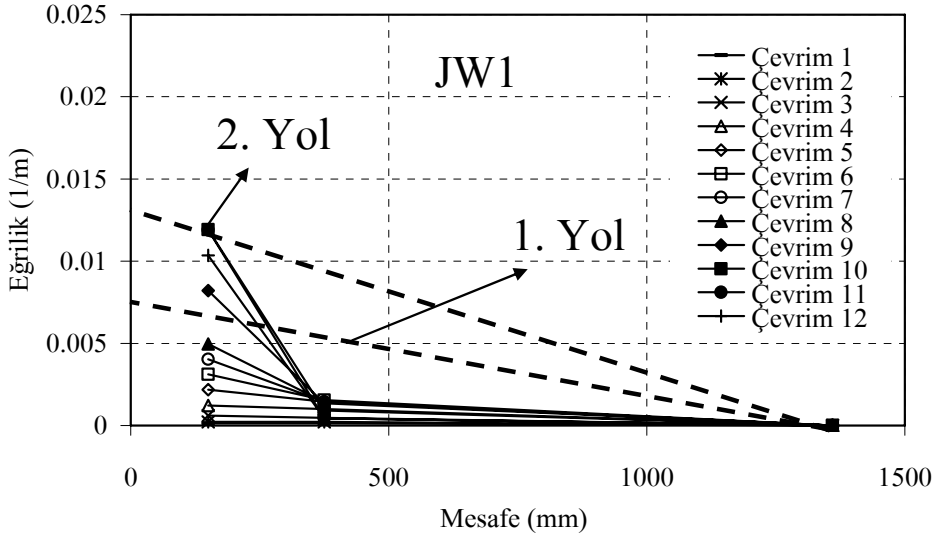
Şekil C.2.63 : Kiriş boyunca eğrilik dağılımları (devam).



Şekil C.2.63 : Kiriş boyunca eğrilik dağılımları (devam).

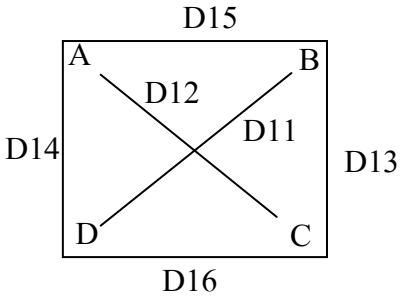


Şekil C.2.64 : Eğrilik dağılımları JO1 ve JO6.

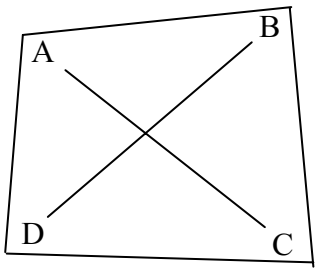


Şekil C.2.65 : Eğrilik dağılımları JW1.

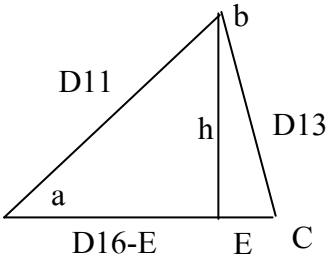
Kosinüs yasası kullanılarak birleşim bölgesindeki açı değişimlerinin hesaplanması



a) Birleşim bölgesindeki ölçümler



b) Birleşim bölgesinin şekil değiştirmiş hali



c) kosinüs yasası

Şekil C.2.66 : Birleşim bölgesinin şekildeğiştirmesi.

Şekil C.2.66.b'de birleşim bölgesinin şekil değiştirmiş durumu gözükmektedir. Bu dörtgenin yarısını alınarak Şekil C.2.66.c'de görüldüğü gibi oluşturulan üçgen

üzerinde kosinüs yasası uygulanmıştır. Bunun için öncelikle Şekil C.2.66.c'de gösterilen h ve E mesafeleri dik üçgen özellikleri kullanılarak C açısına bağlı olarak Denklem C.1 ile hesaplanmıştır. Aynı şekilde D11 mesafesi hesaplanmıştır (Denklem C.2). Denklem1'de hesaplanan h ve E mesafeleri Denklem 2'de yerine konulduğunda Denklem C.3 elde edilmiştir. Denklem 3'ün son iki terimi düzenlenerek Denklem C.4 elde edilmiştir. Bir açının kosinüsünün karesi ile sinüsünün karesinin toplamı 1 olduğu göz önünde bulundurulduğunda Denklem C.5 elde edilmiştir. Denklem C.5'den cosC çekildiğinde Denklem C.6 ve buradan da C açısı Denklem C.7'deki gibi elde edilmiştir.

$$h = D13 \times \sin C\,,\ E = D13 \times \cos C \qquad \textbf{(C.1)}$$

$$D11^2 = (D16 - E)^2 + h^2 \qquad \textbf{(C.2)}$$

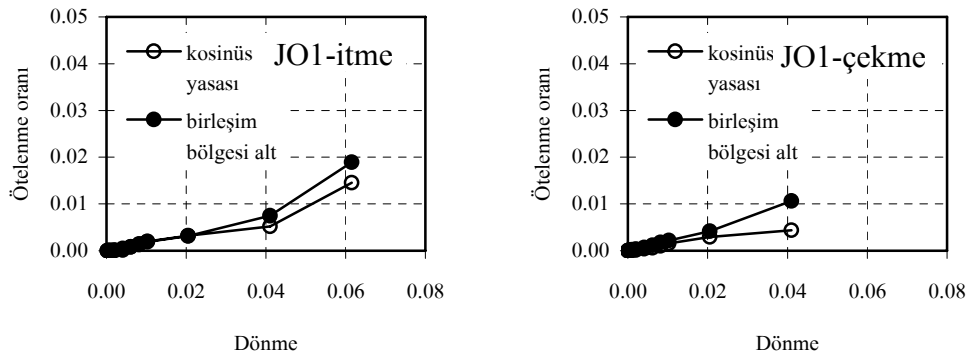
$$D11^2 = D16^2 - 2D16 \times D13 \cos C + D13^2 \times \cos^2 C + D13^2 \times \sin^2 C \qquad \textbf{(C.3)}$$

$$D11^2 = D16^2 - 2D16 \times D13 \cos C + D13^2 \times (\cos^2 C + \sin^2 C) \qquad \textbf{(C.4)}$$

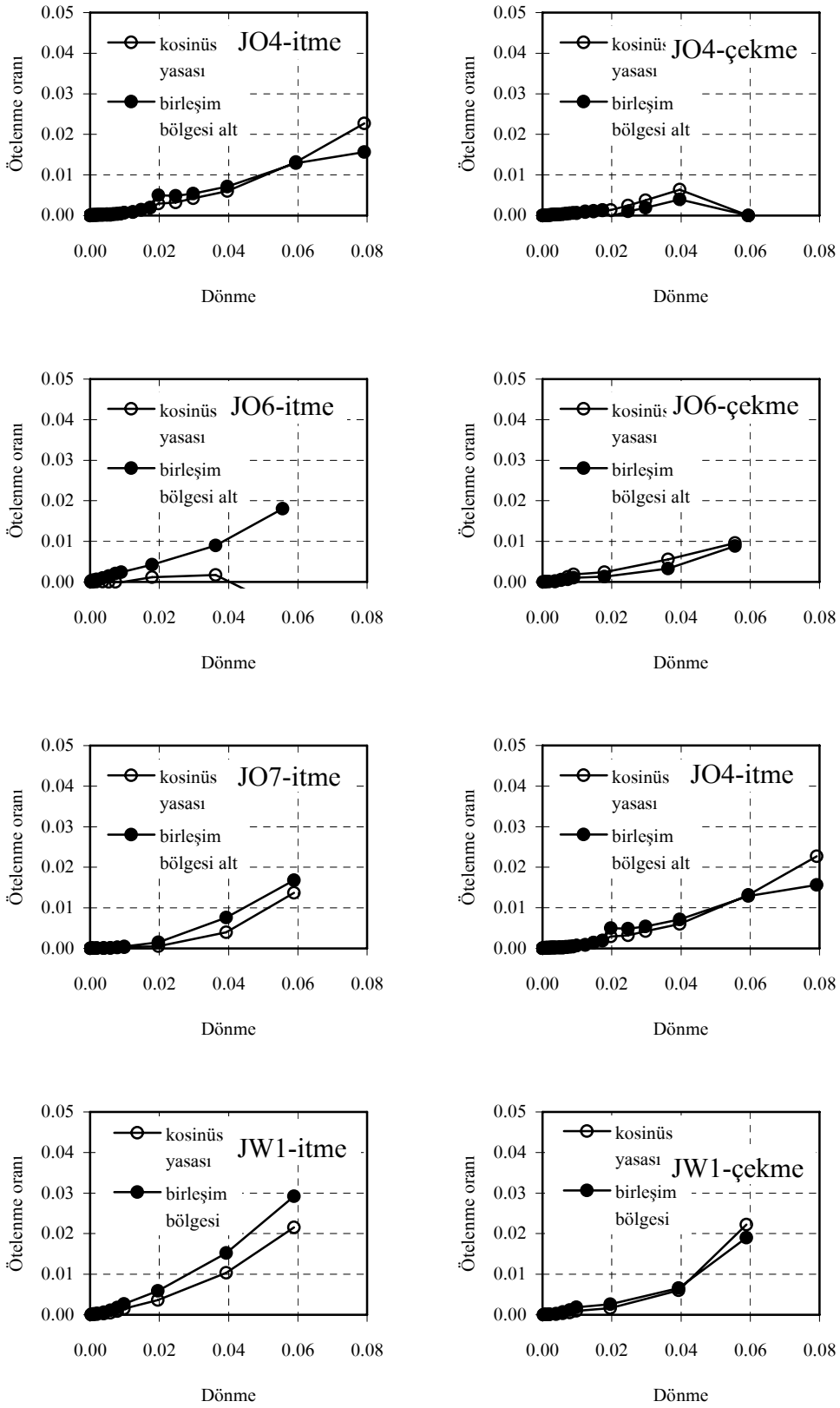
$$D11^2 = D16^2 - 2D16 \times D13 \cos C + D13^2 \qquad \textbf{(C.5)}$$

$$cosC = \frac{D16^2 + D13^2 - D11^2}{2D16D13} \qquad \textbf{(C.6)}$$

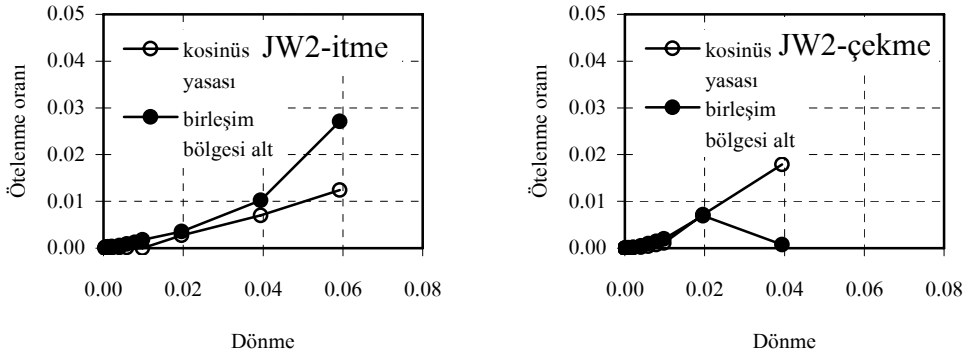
$$C = a\cos\left[\frac{D16^2 + D13^2 - D11^2}{2D16D13}\right] \qquad \textbf{(C.7)}$$



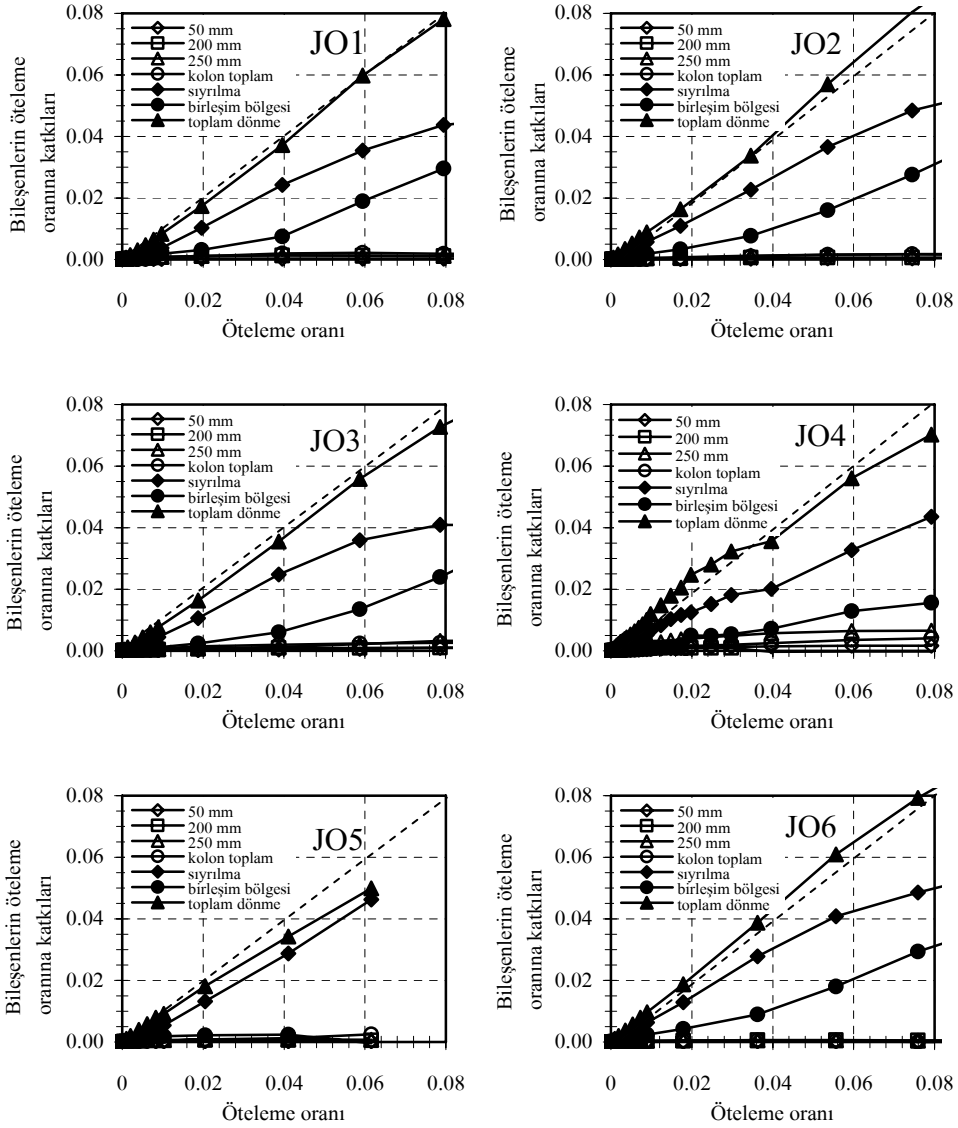
Şekil C.2.67 : Birleşim bölgesinin dönmesi.



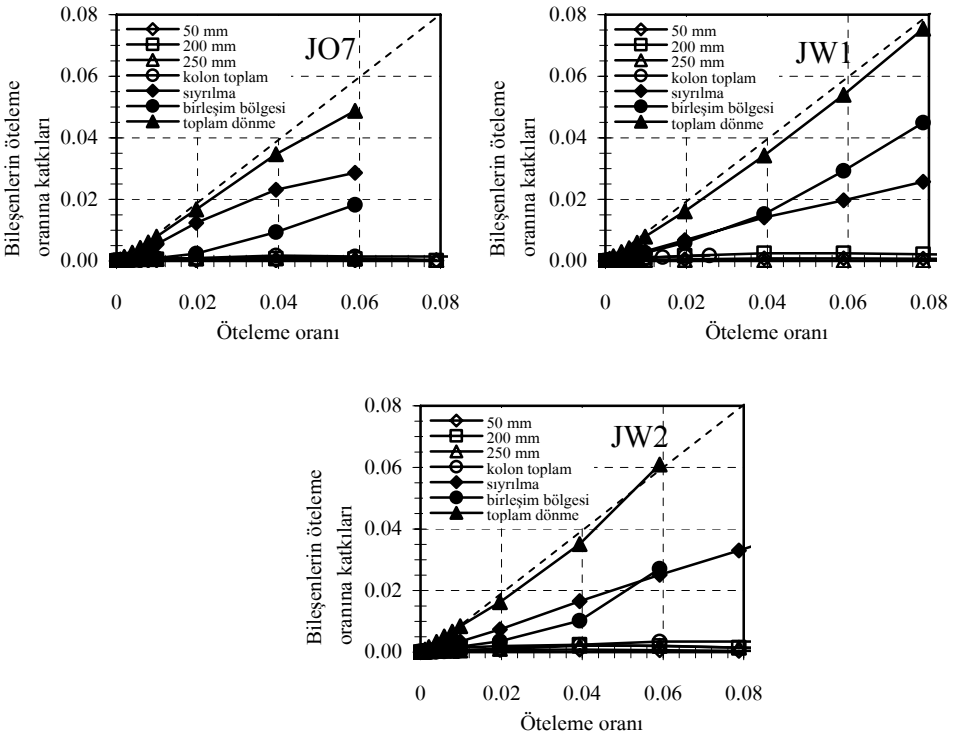
Şekil C.2.67 : Birleşim bölgesinin dönmesi (devam).



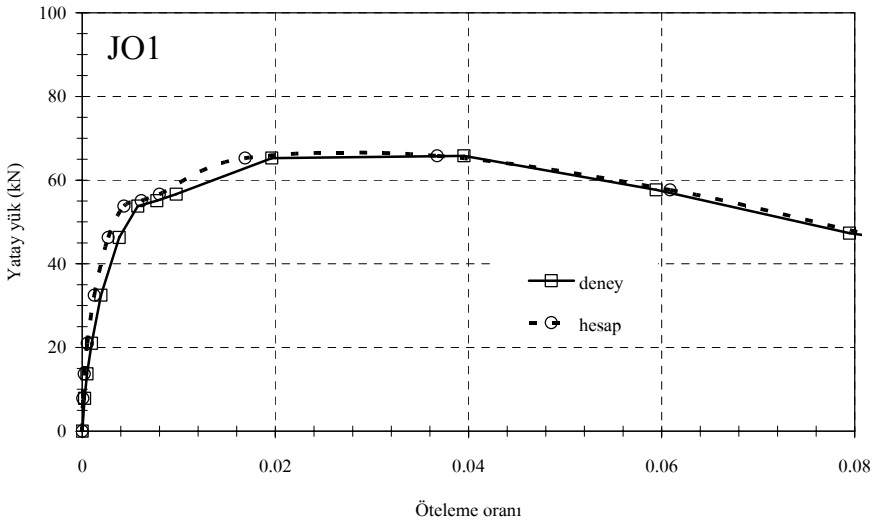
Şekil C.2.67 : Birleşim bölgesinin dönmesi (devam).



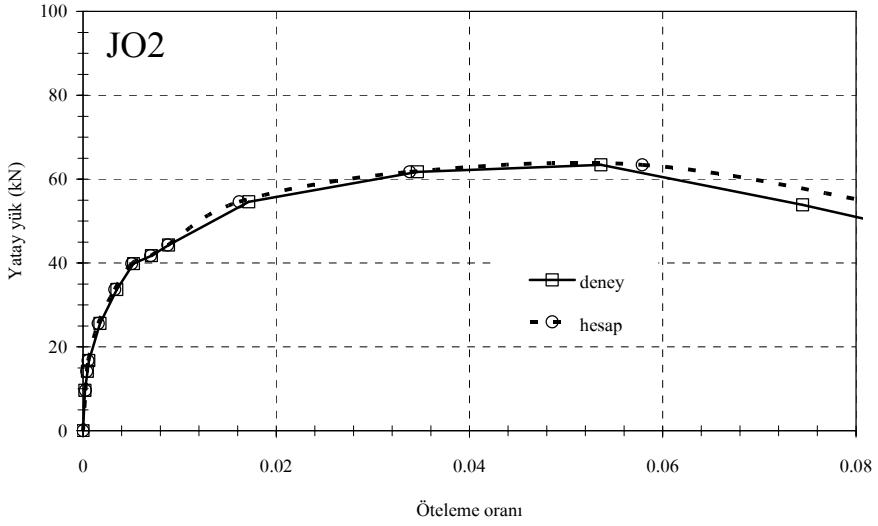
Şekil C.2.68 : Farklı bölgelerdeki dönmelerin kiriş öteleme oranına katkısı ve dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranı.

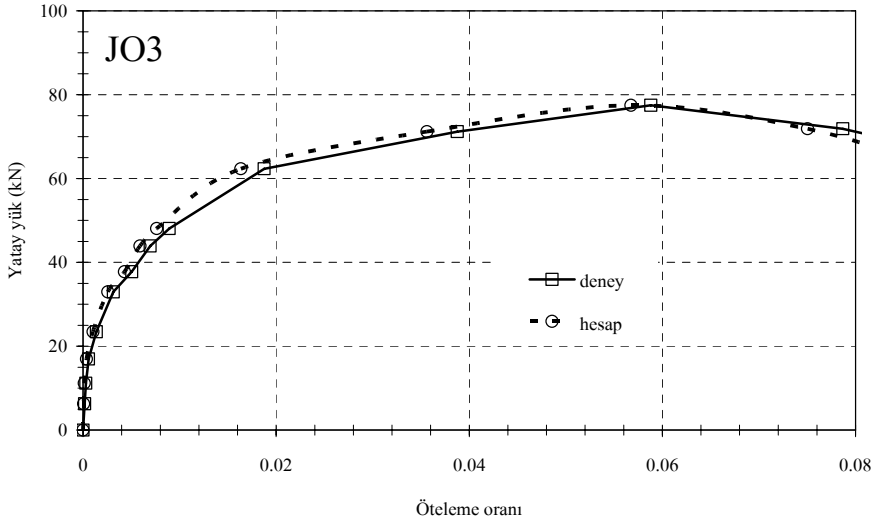


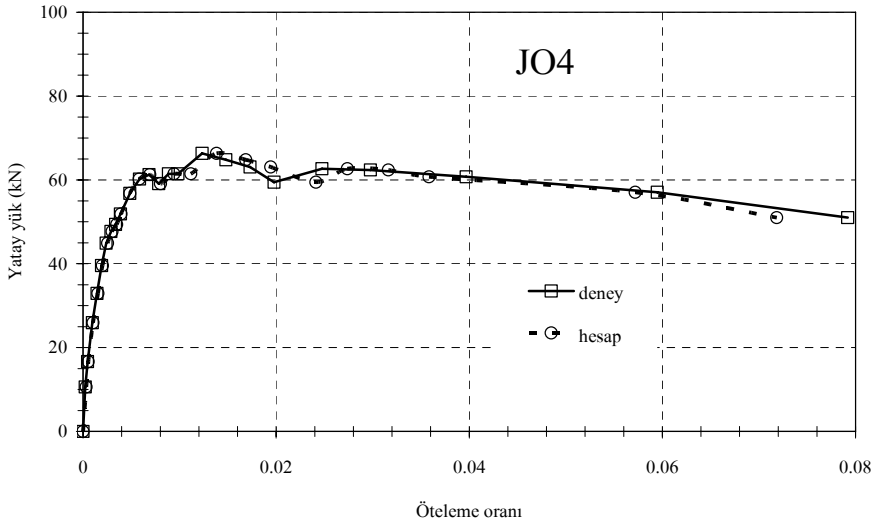
Şekil C.2.68 : Farklı bölgelerdeki dönmelerin kiriş öteleme oranına katkısı ve dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranı (devam).



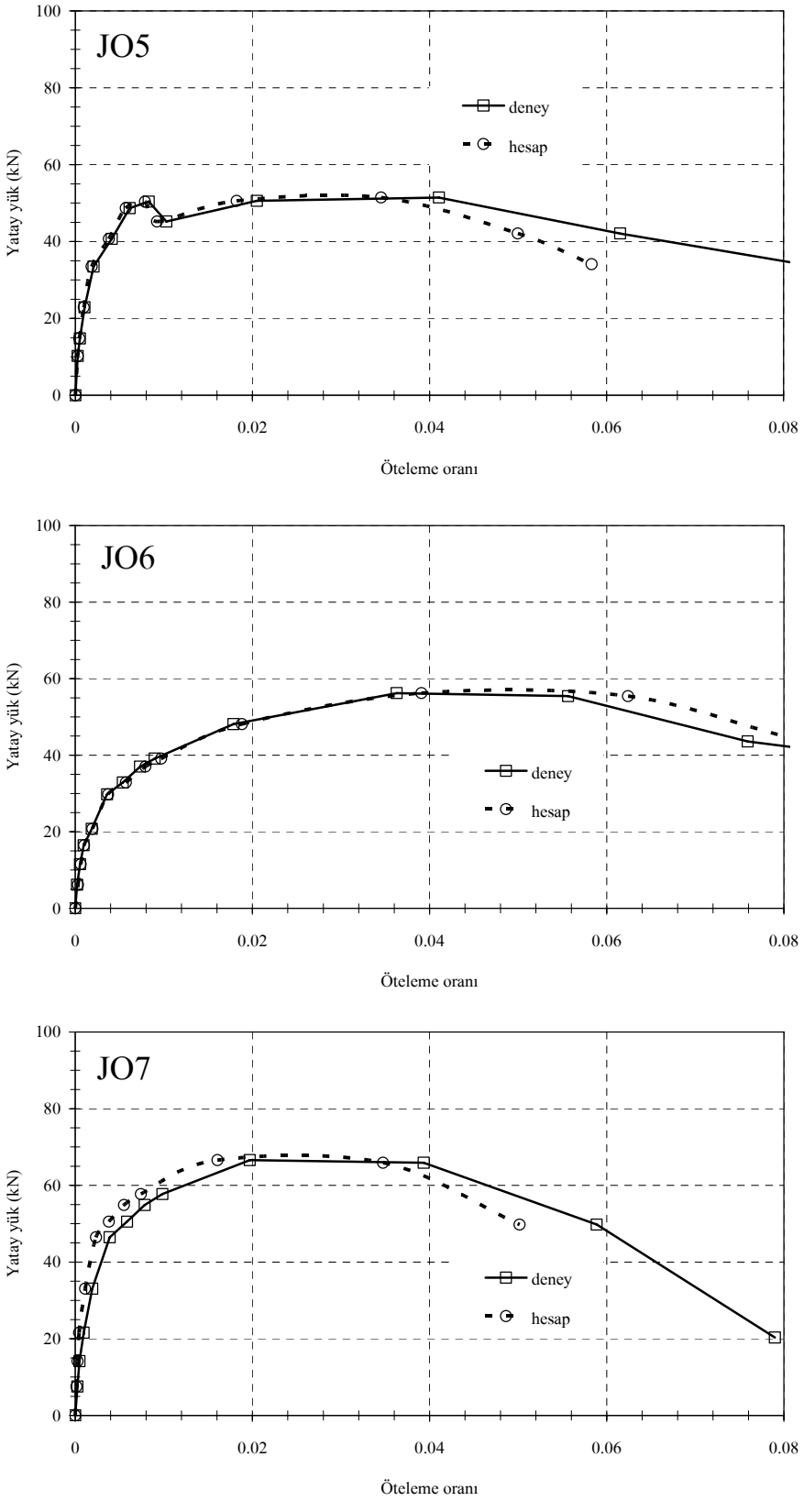
Şekil C.2.69 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması.



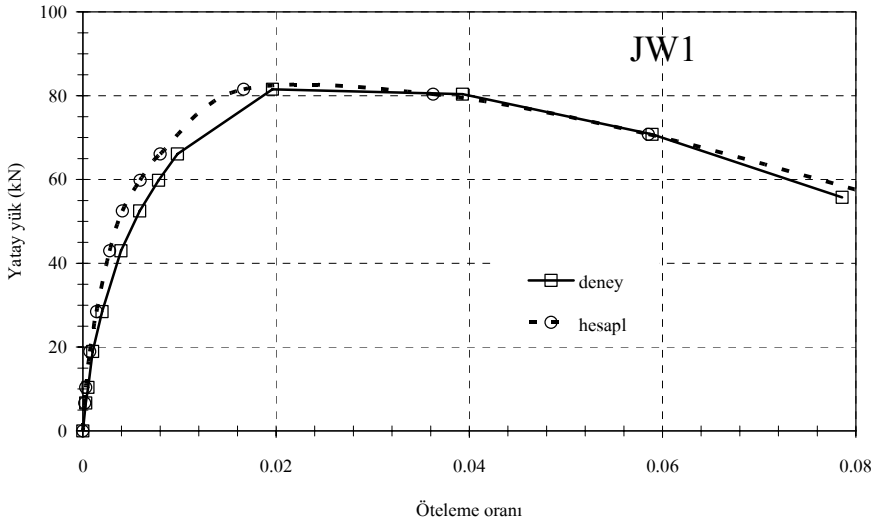


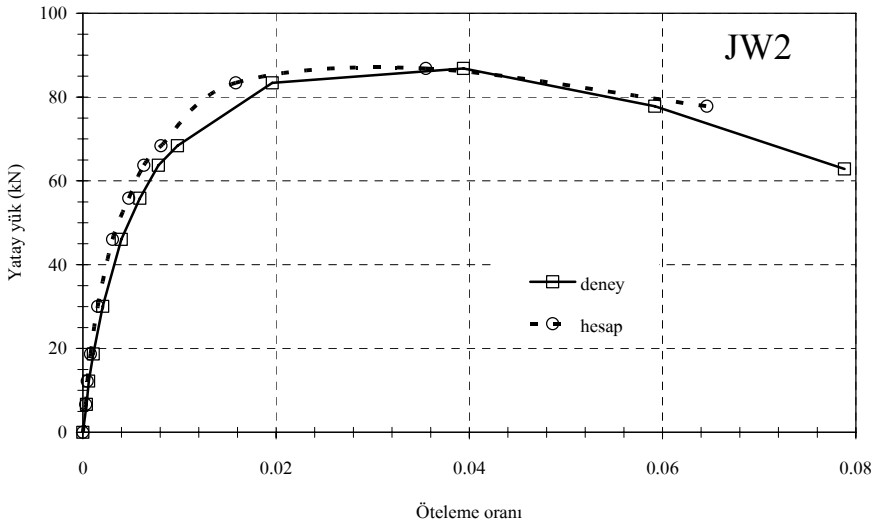


Şekil C.2.69 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması (devam).

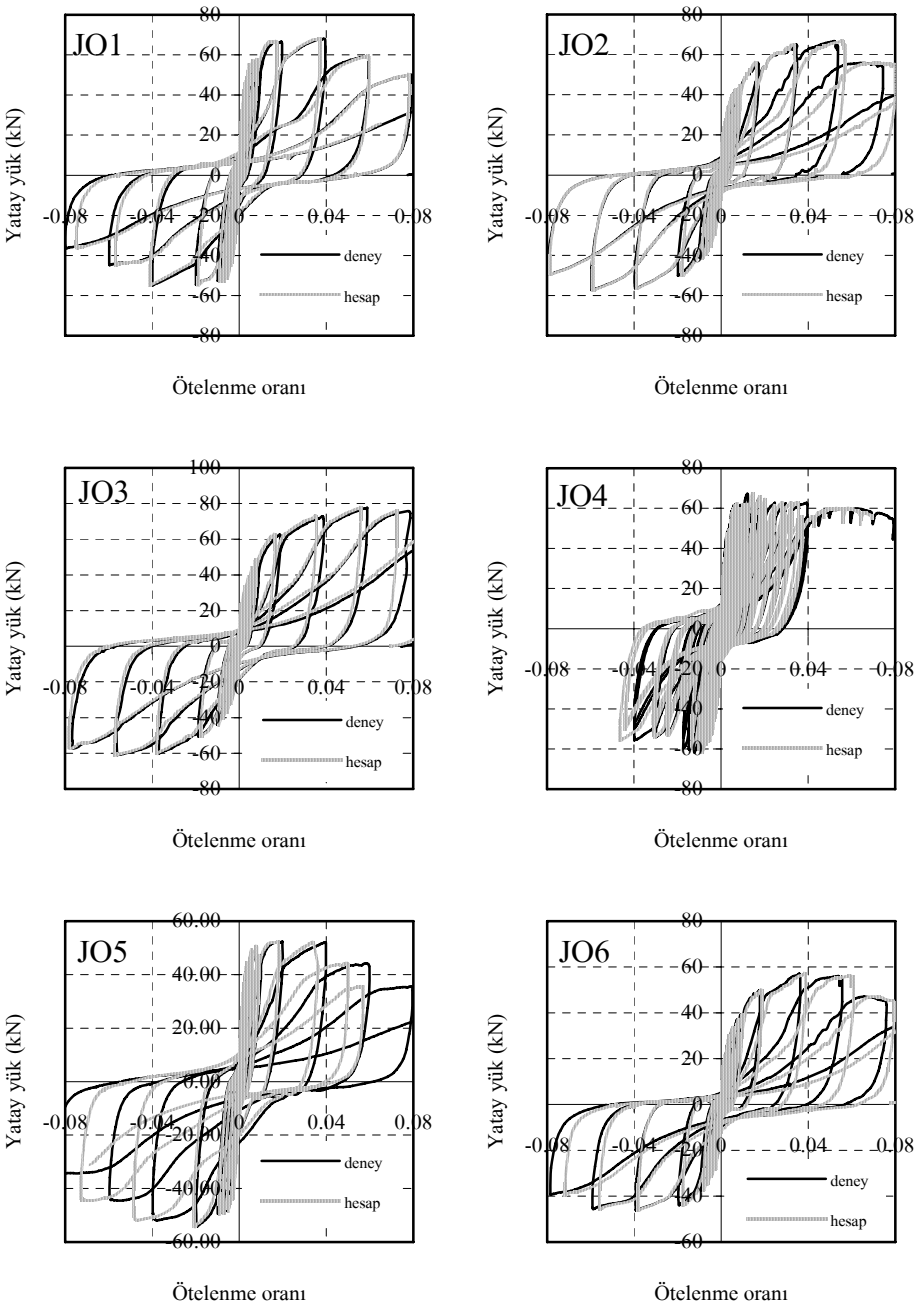


Şekil C.2.69 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması (devam).

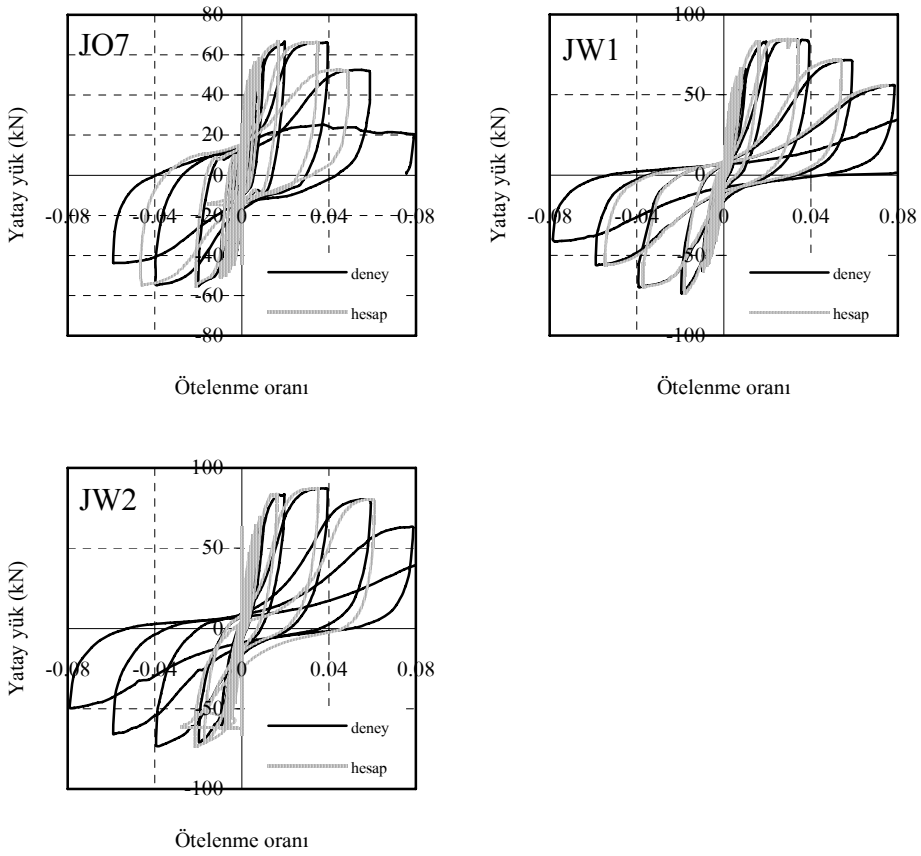




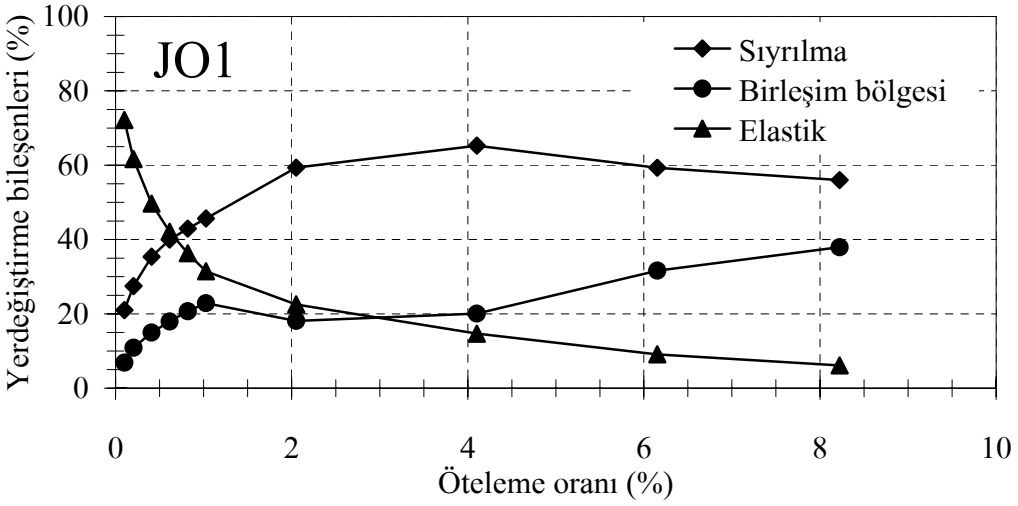
Şekil C.2.69 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması (devam).



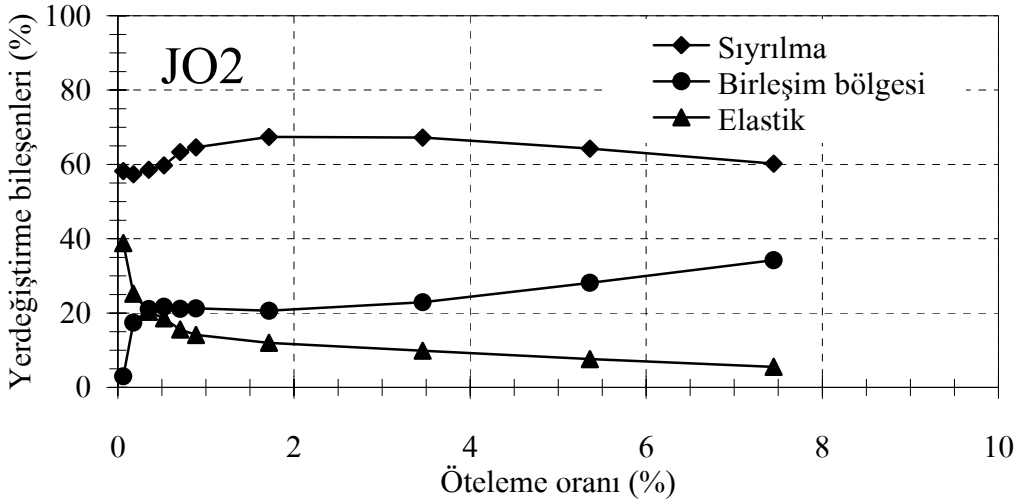
Şekil C.2.70 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması (çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisi).

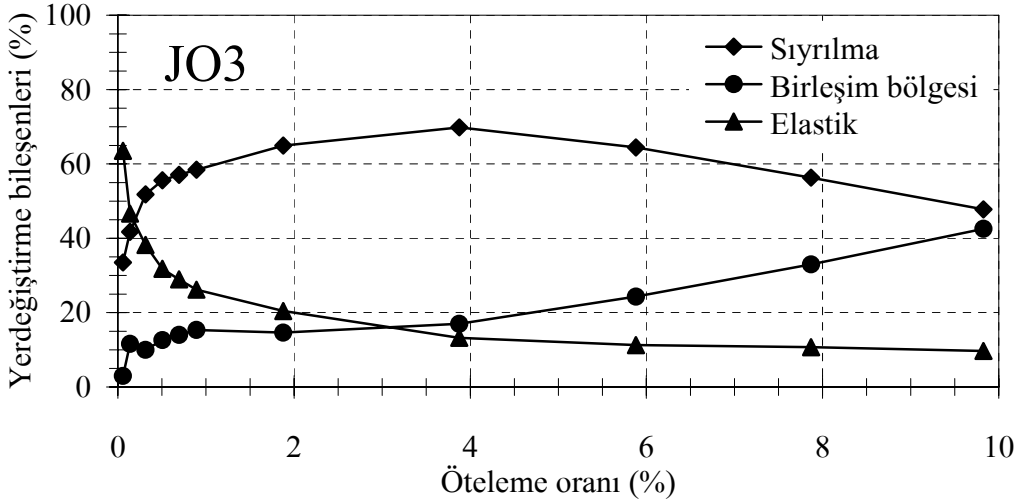


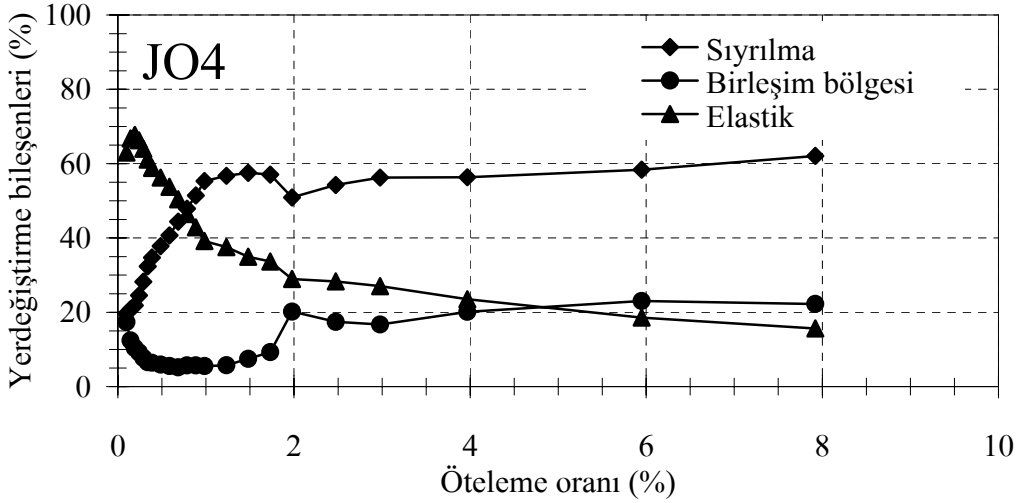
Şekil C.2.70 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması (çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisi) (devam).



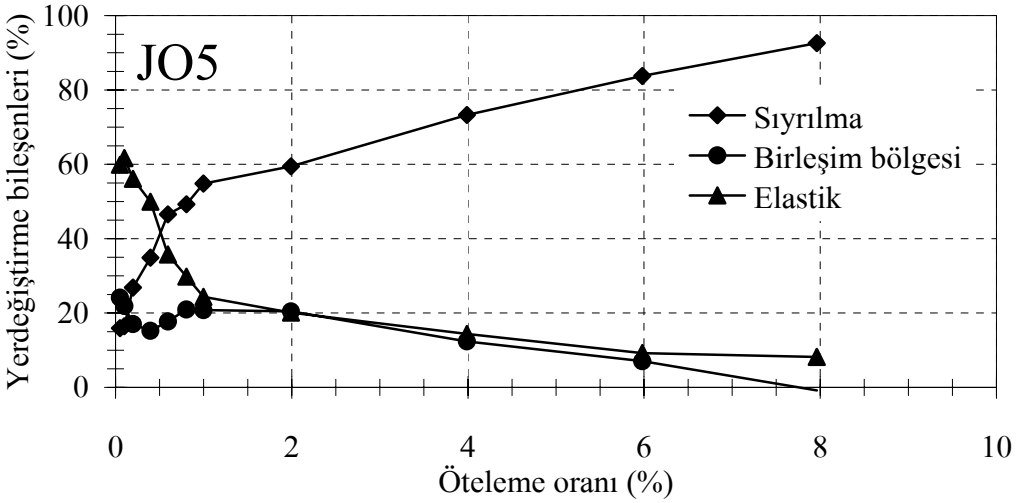
Şekil C.2.71 : Yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı.

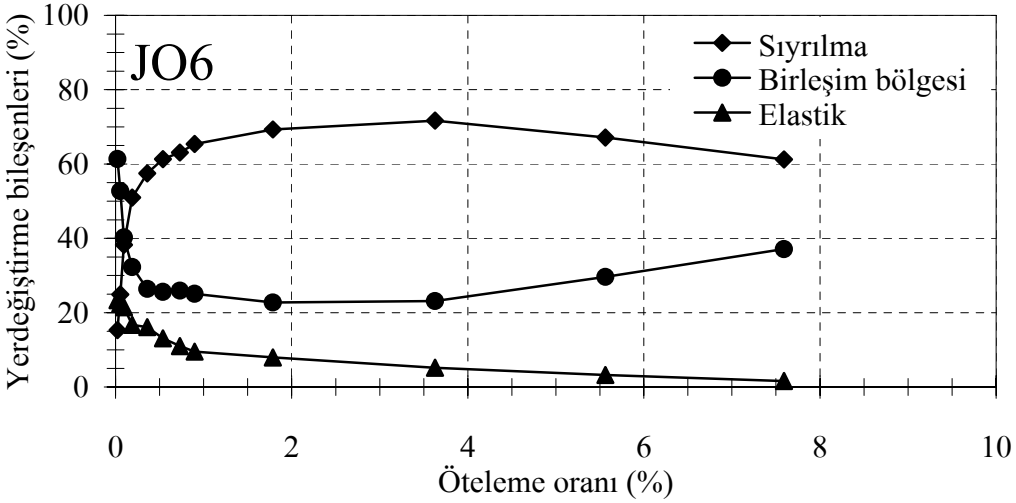


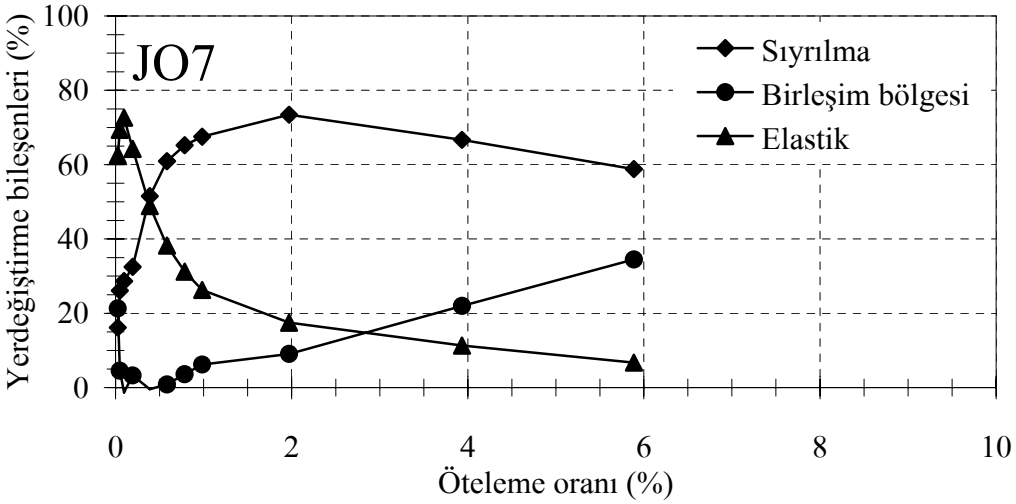




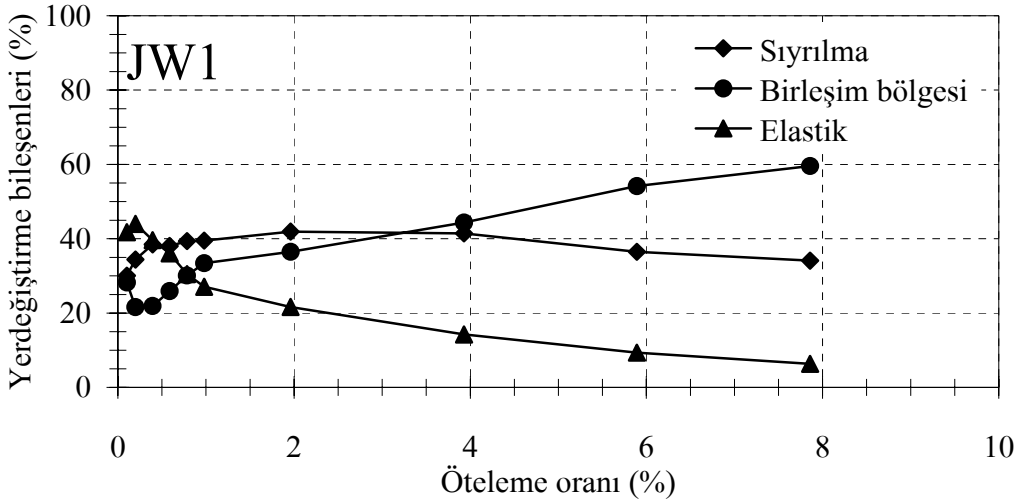
Şekil C.2.71 : Yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı (devam).

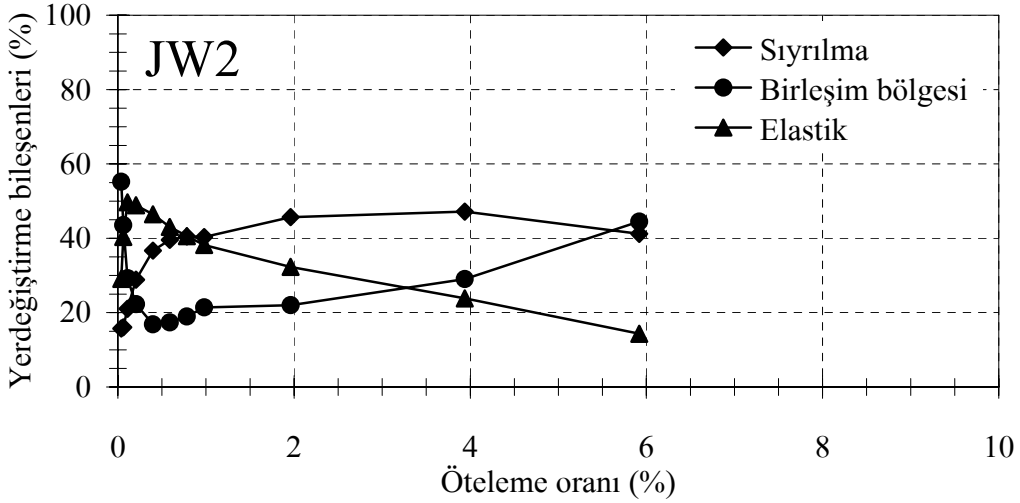




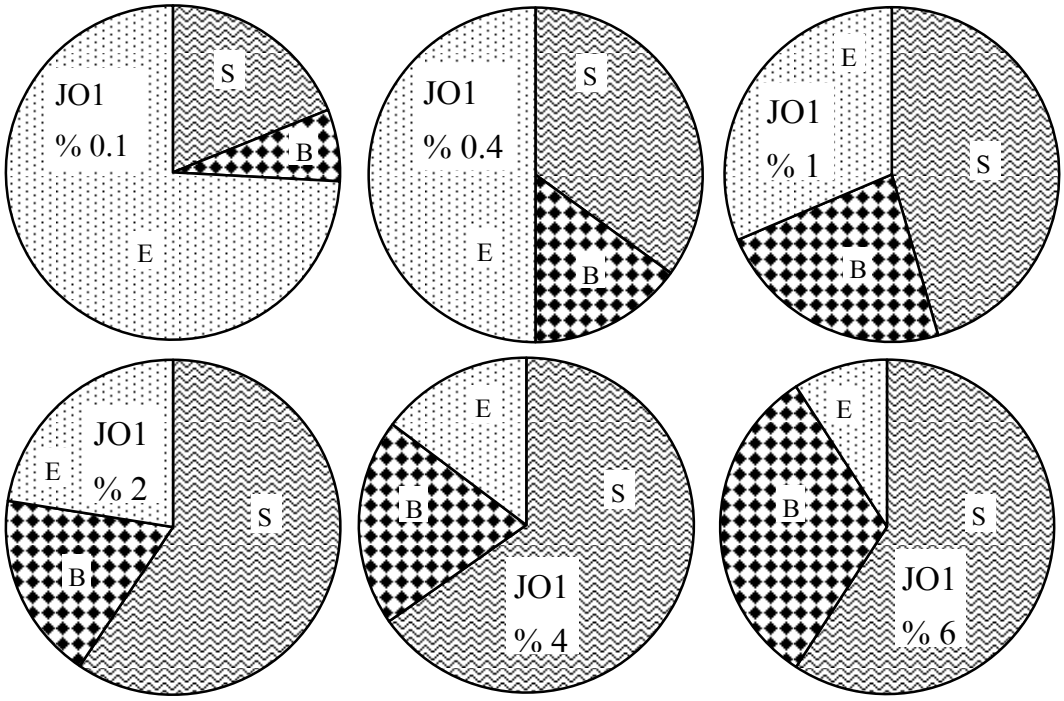


Şekil C.2.71 : Yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı (devam).

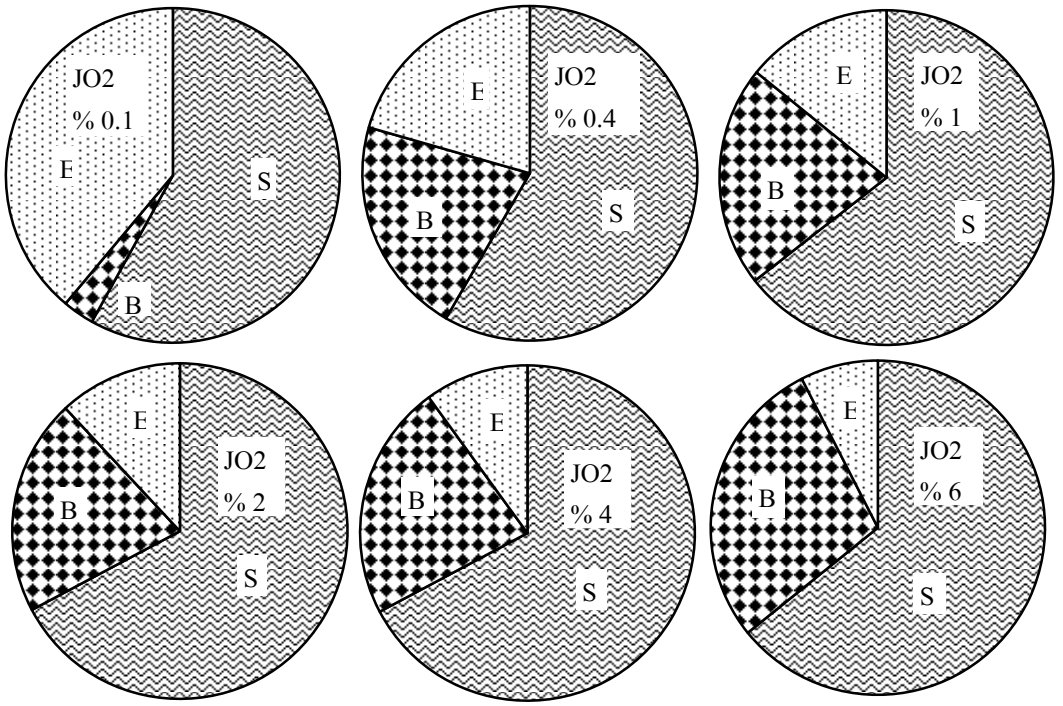




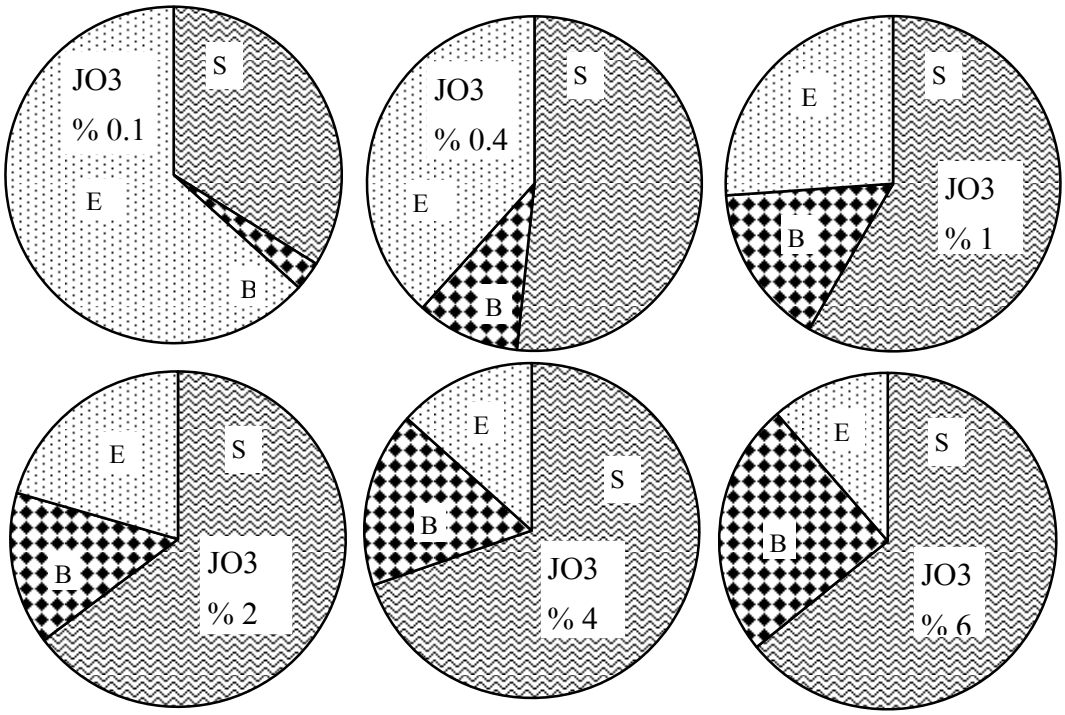
Şekil C.2.71 : Yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı (devam).



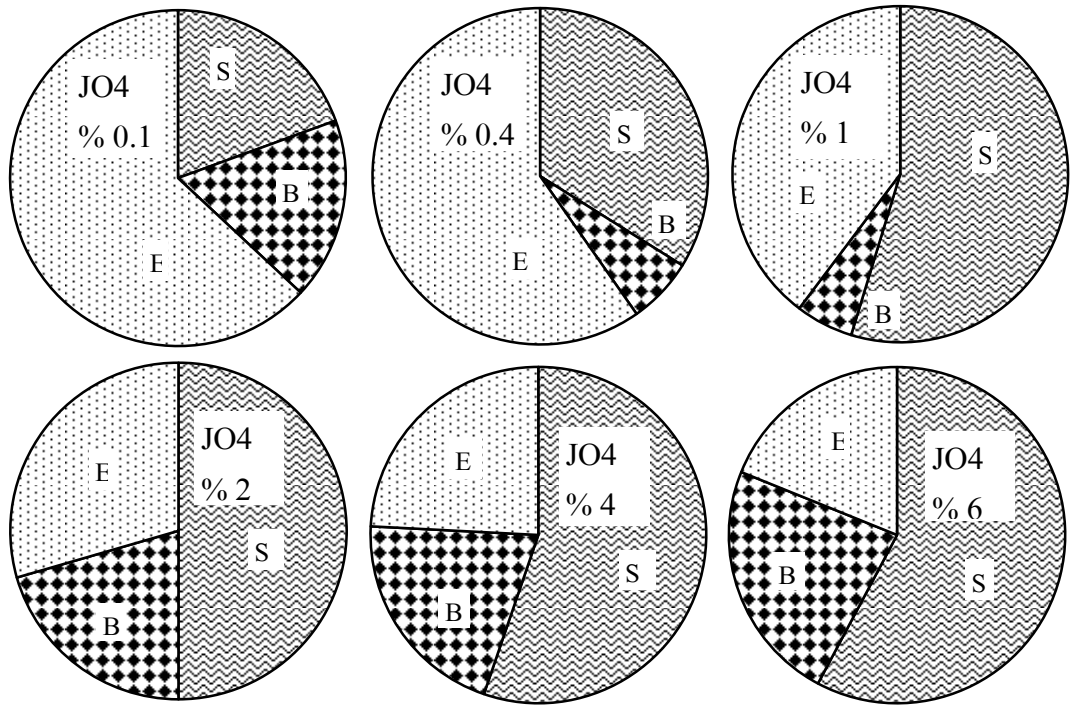
Şekil C.2.72 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO1.



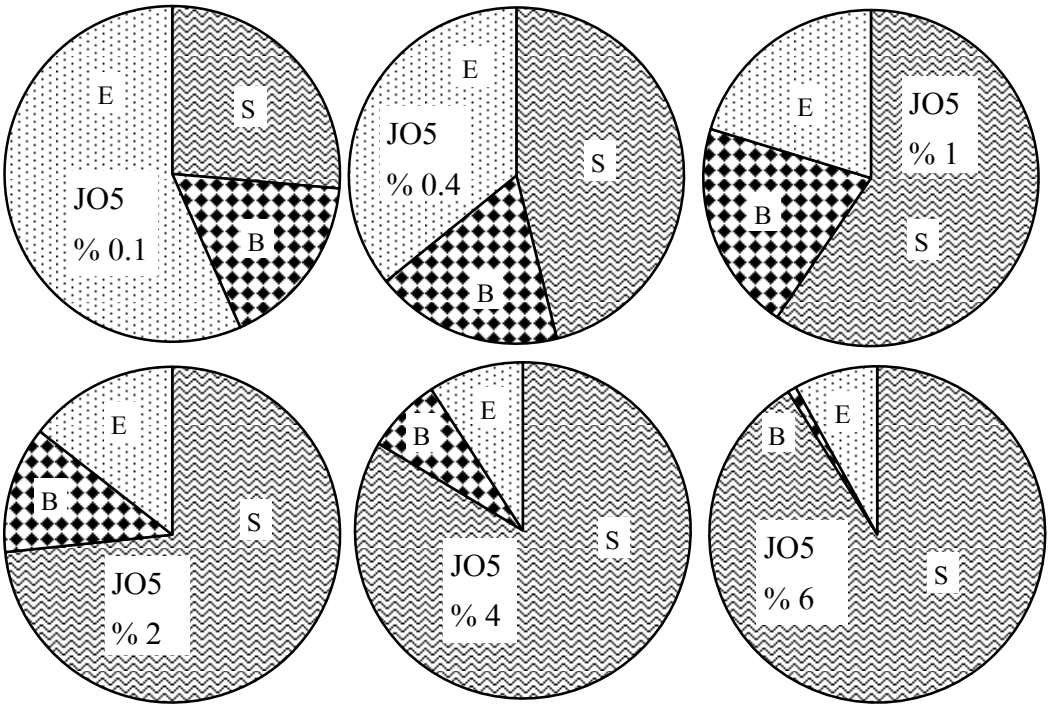
Şekil C.2.73 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO2.



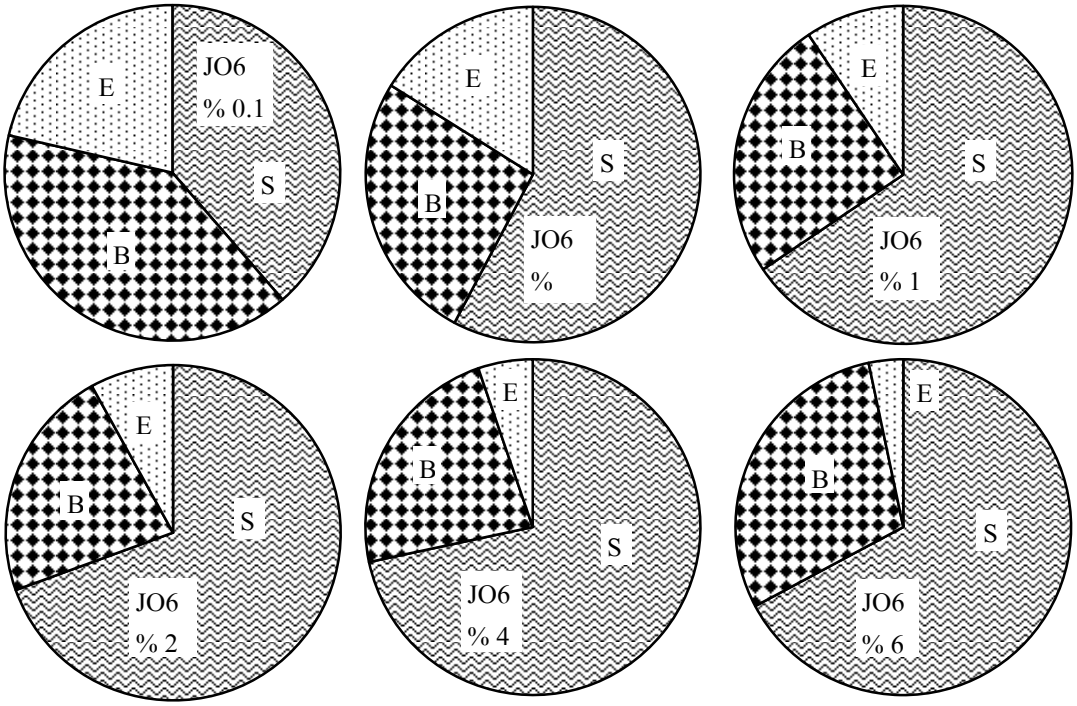
Şekil C.2.74 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO3.



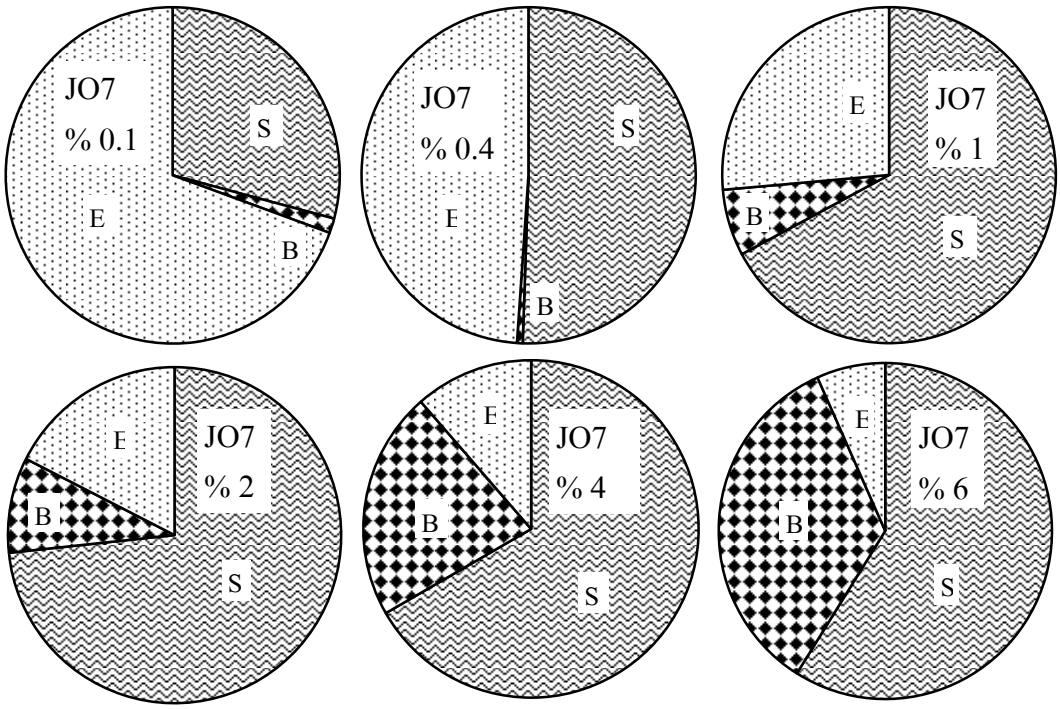
Şekil C.2.75 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO4.



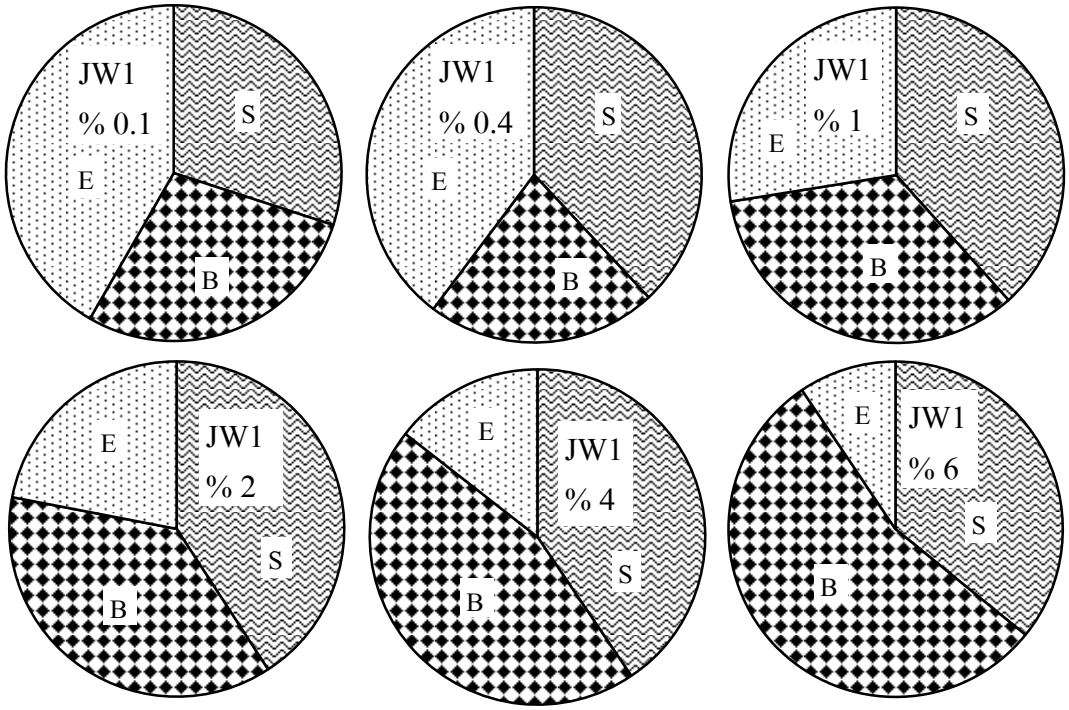
Şekil C.2.76 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO5.



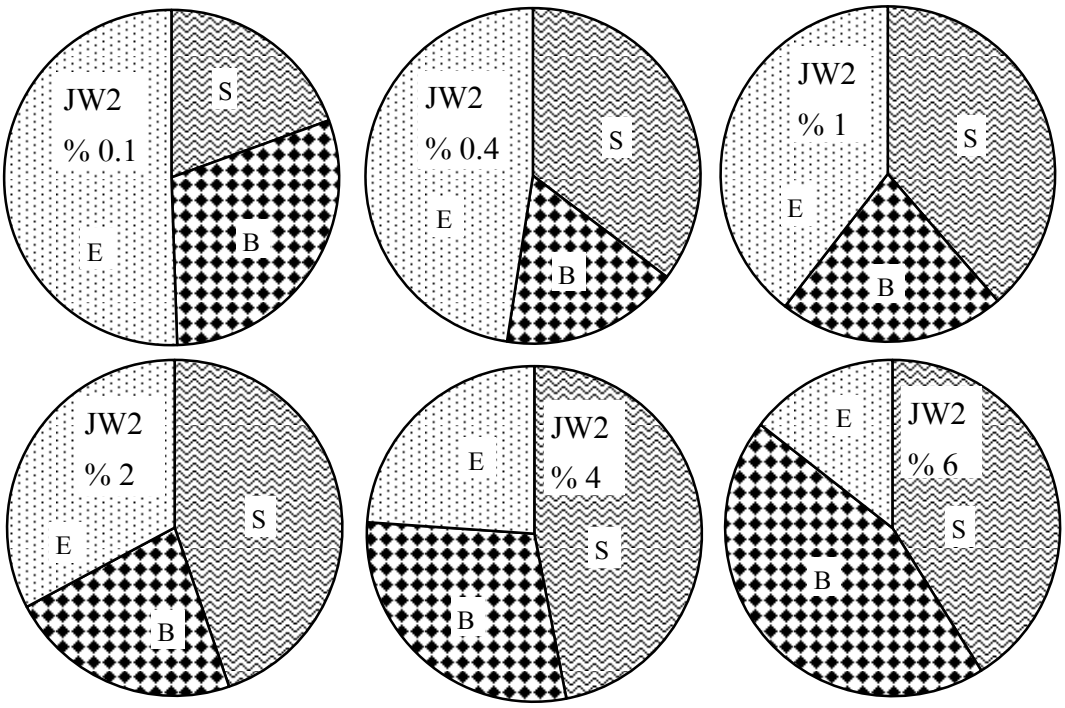
Şekil C.2.77 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO6.



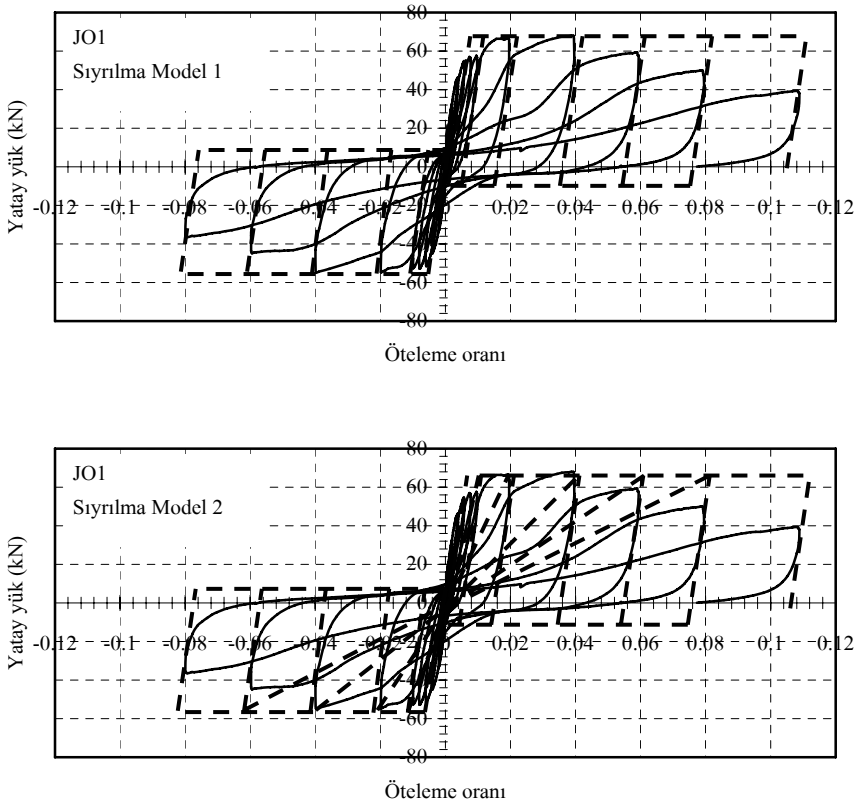
Şekil C.2.78 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JO7.



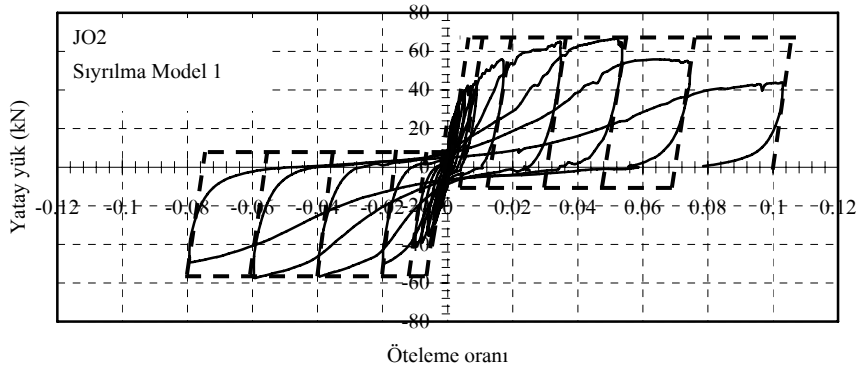
Şekil C.2.79 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JW1.

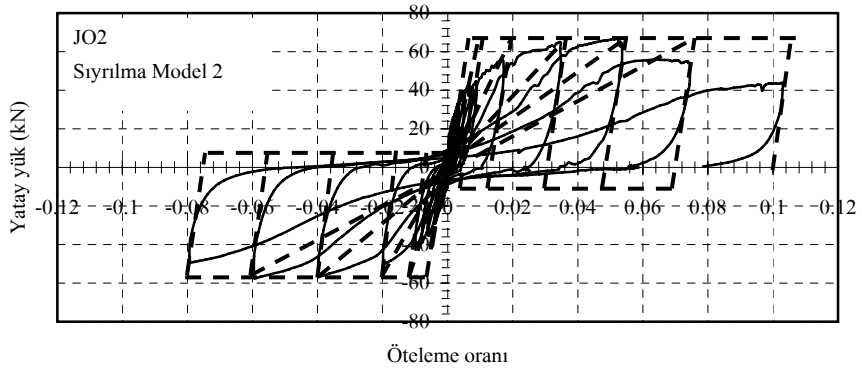


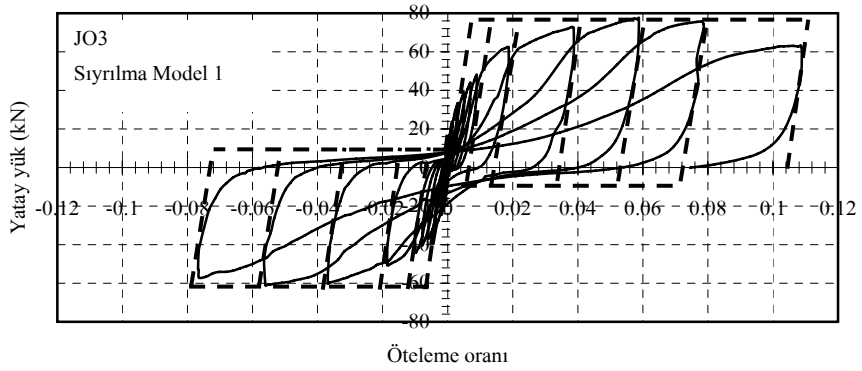
Şekil C.2.80 : Belirli öteleme oranlarında yerdeğiştirme bileşenlerinin toplam dönmeye katkısı-JW2.

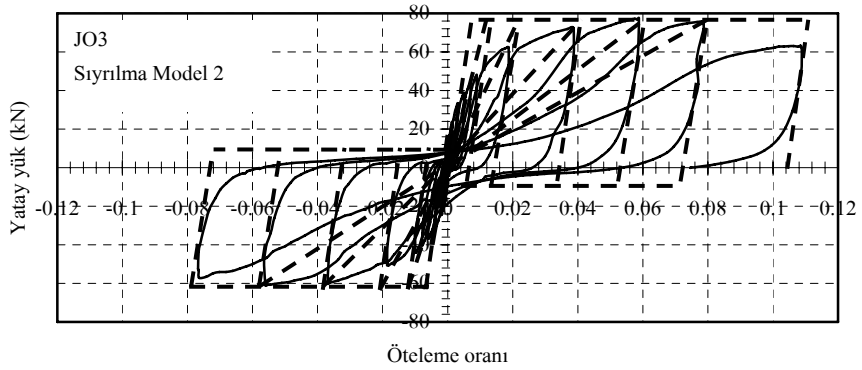


Şekil C.2.81 : Yük-yerdeğiştirme ilişkisinin iki sıyrılma modelleri ile karşılaştırılması.

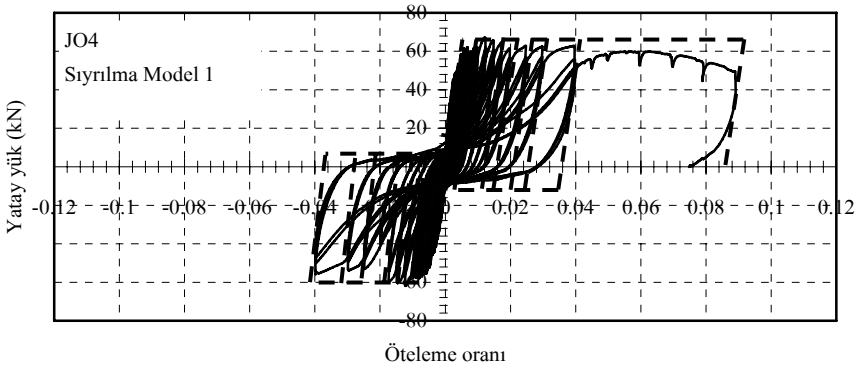


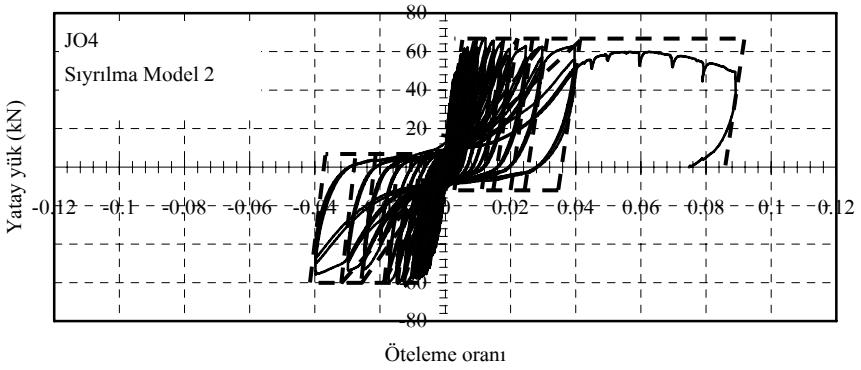


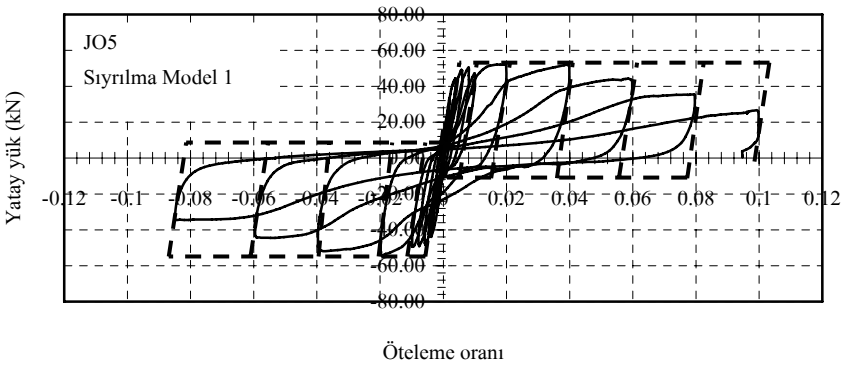


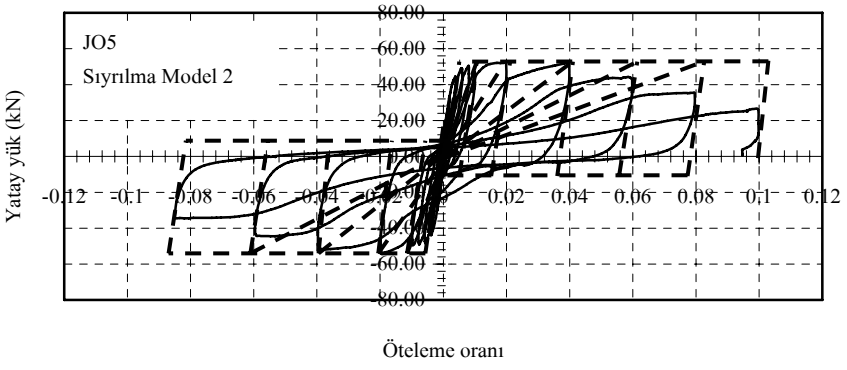


Şekil C.2.81 : Yük-yerdeğiştirme ilişkisinin iki sıyrılma modelleri ile Karşılaştırılması (devam).

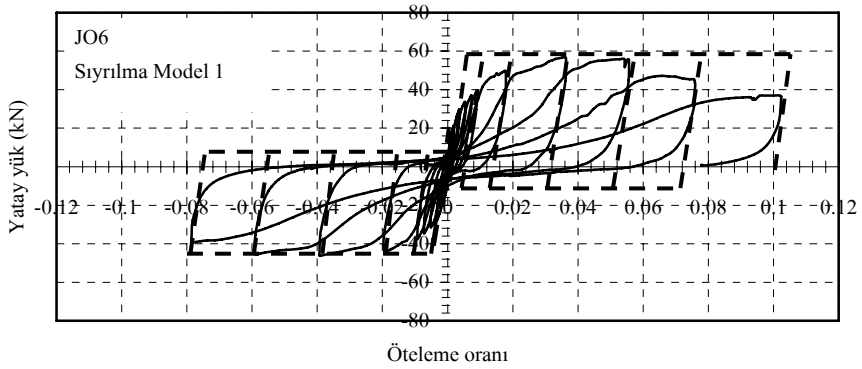


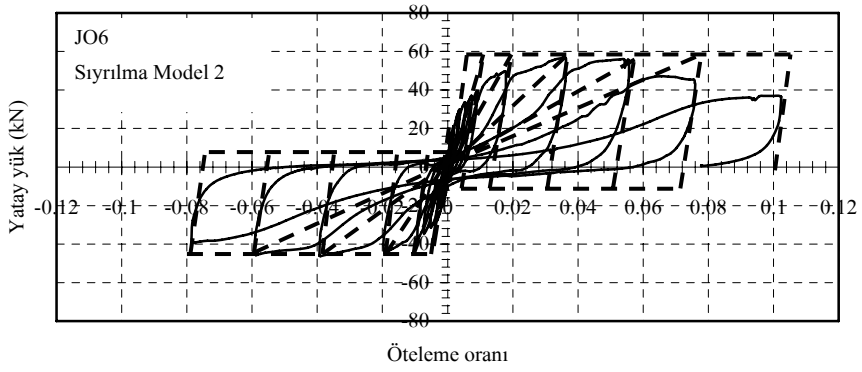


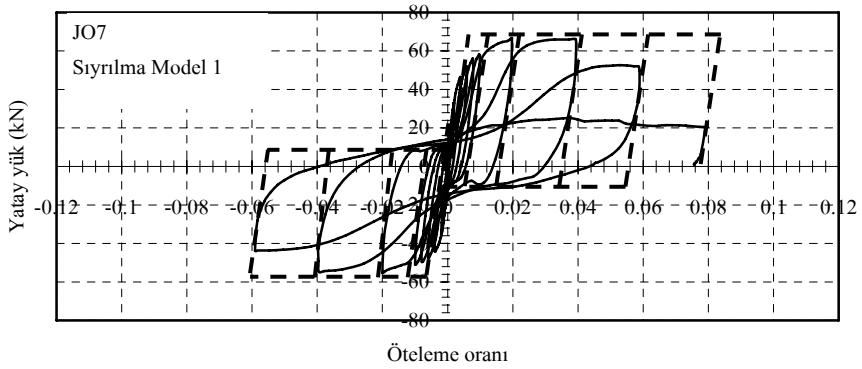


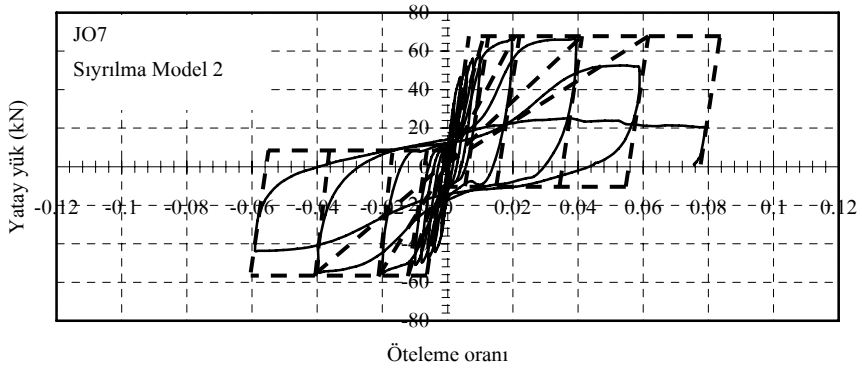


Şekil C.2.81 : Yük-yerdeğiştirme ilişkisinin iki sıyrılma modelleri ile Karşılaştırılması (devam).

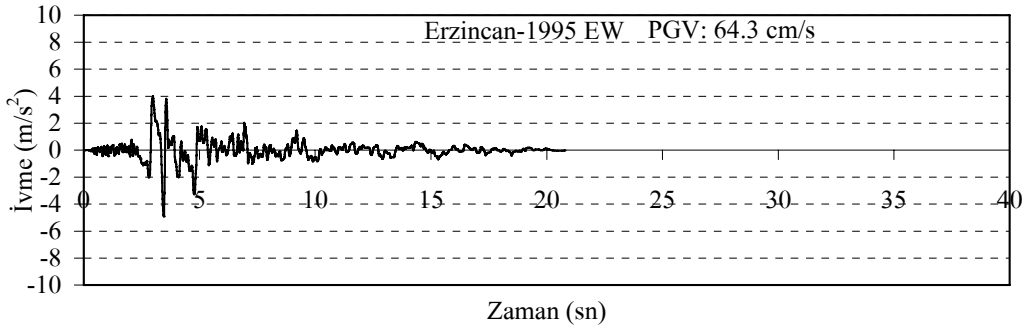


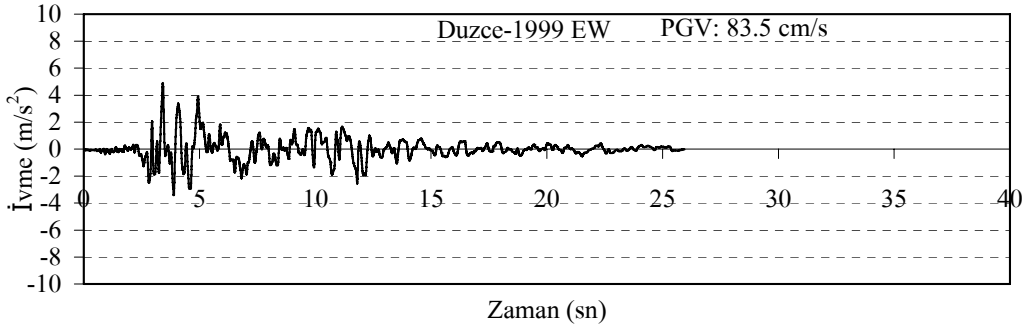


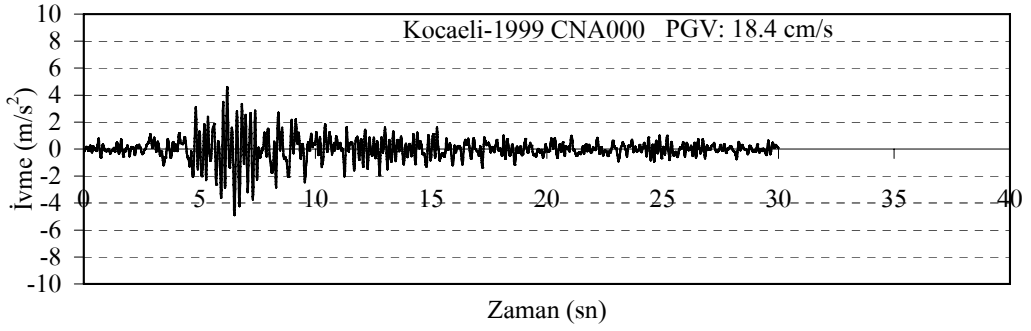


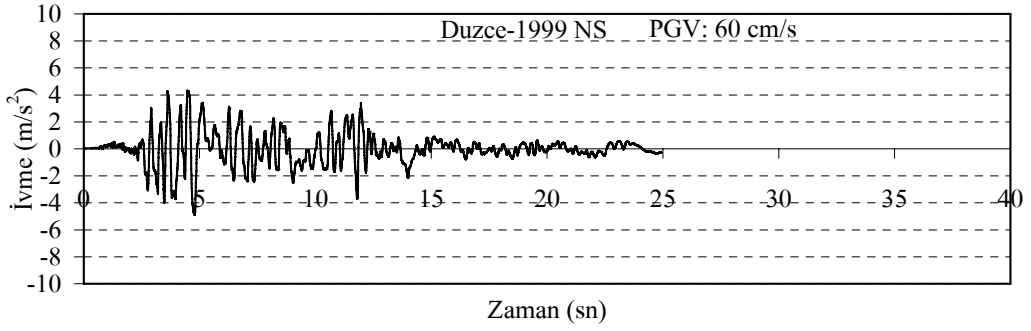


Şekil C.2.81 : Yük-yerdeğiştirme ilişkisinin iki sıyrılma modelleri ile Karşılaştırılması (devam).

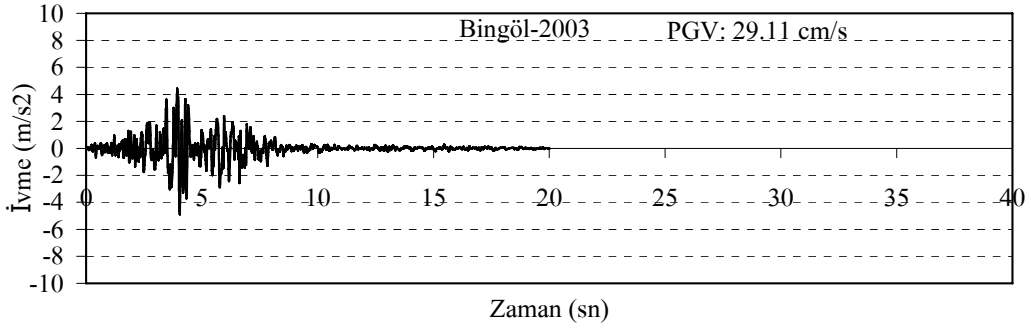


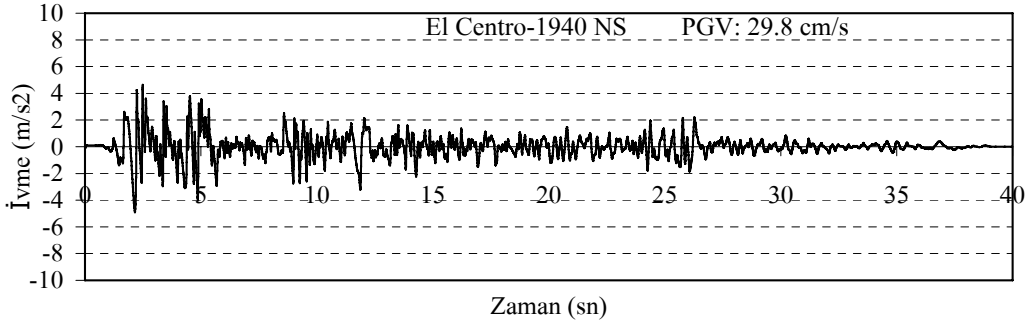


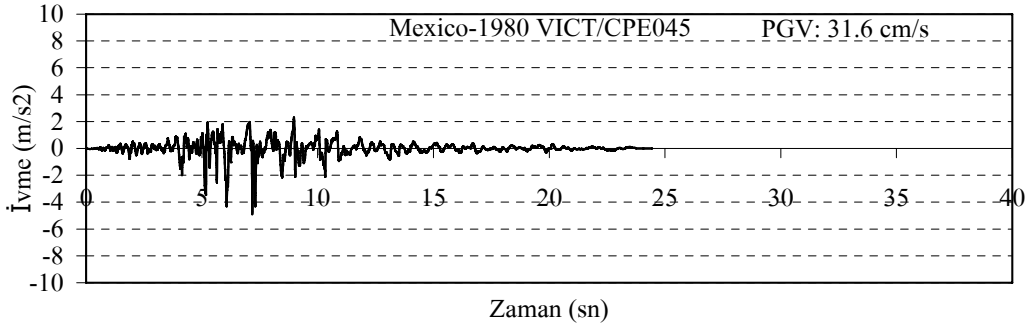


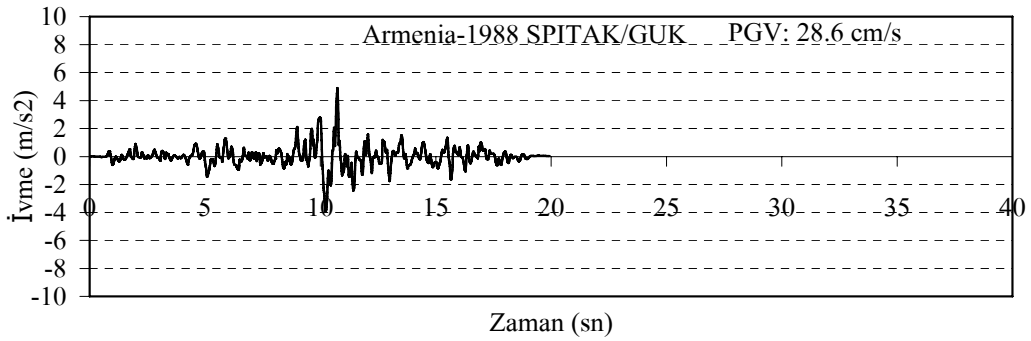


Şekil C.2.82 : 0.5g'ye göre ölçeklendirilmiş deprem kayıtları.

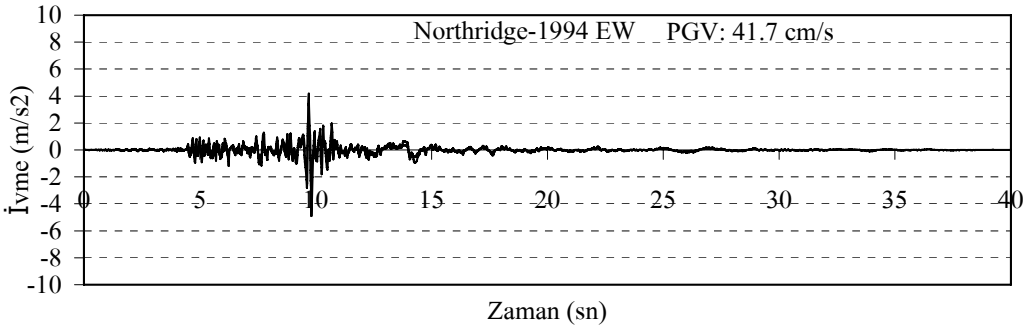


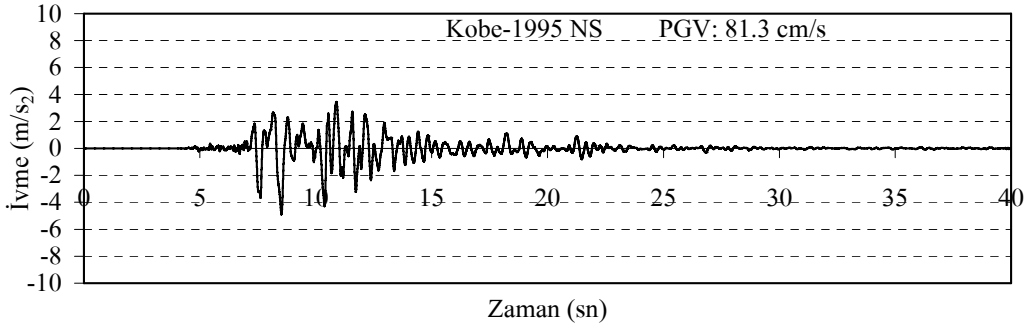


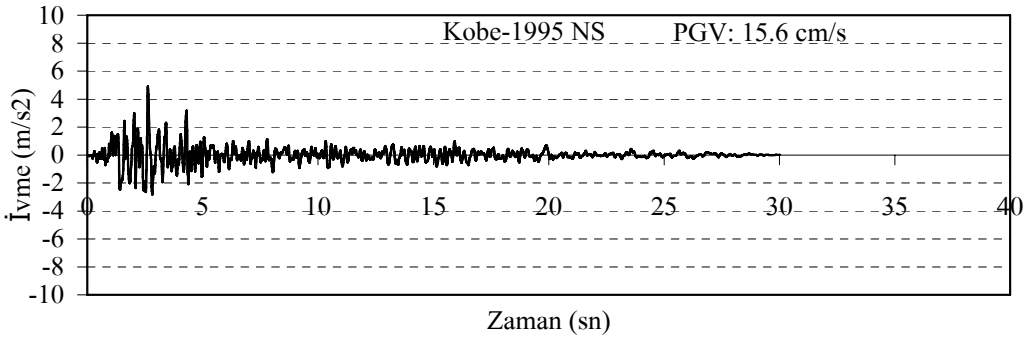




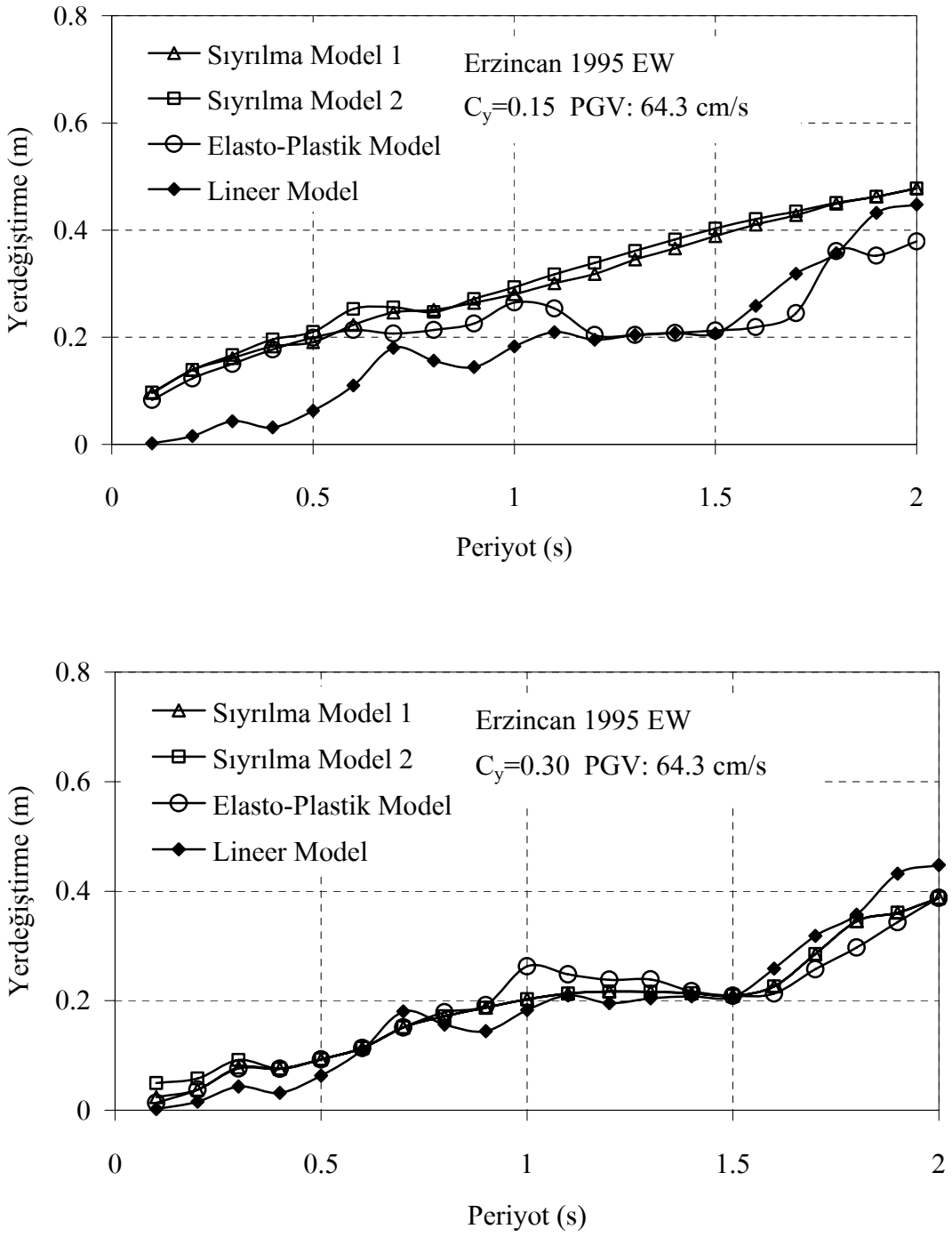
Şekil C.2.82 : 0.5g'ye göre ölçeklendirilmiş deprem kayıtları (devam).



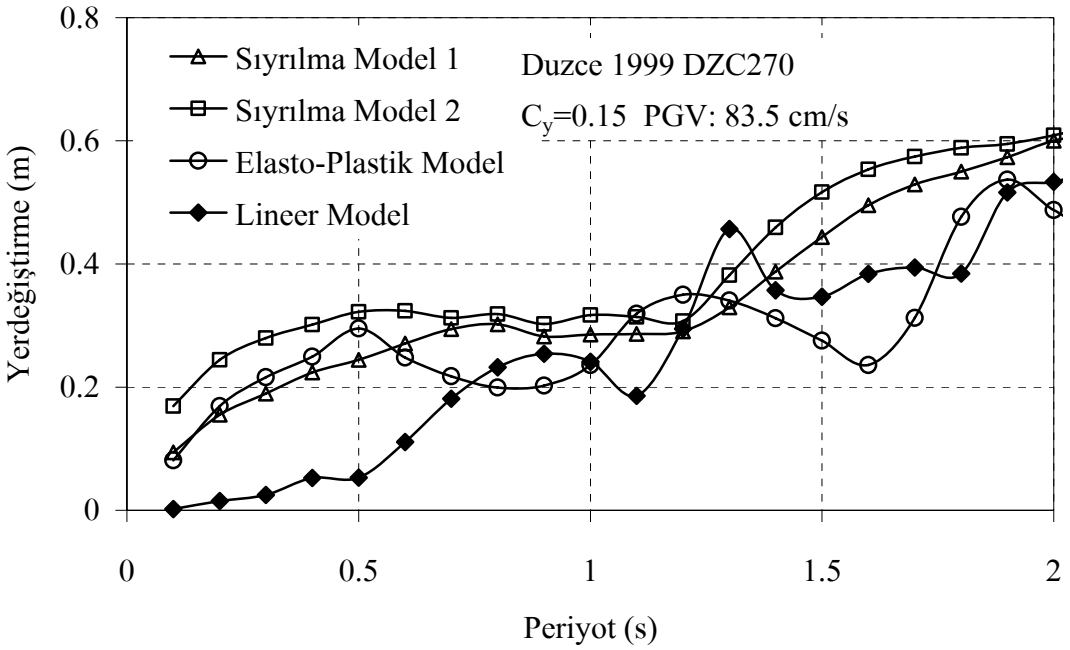


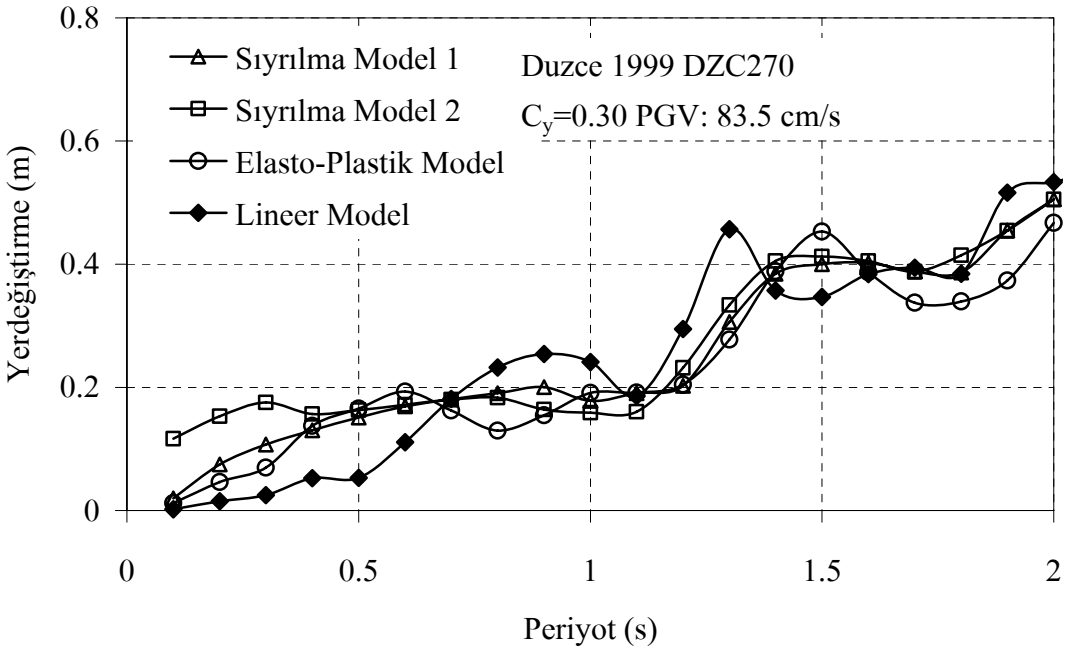


Şekil C.2.82 : 0.5g'ye göre ölçeklendirilmiş deprem kayıtları (devam).

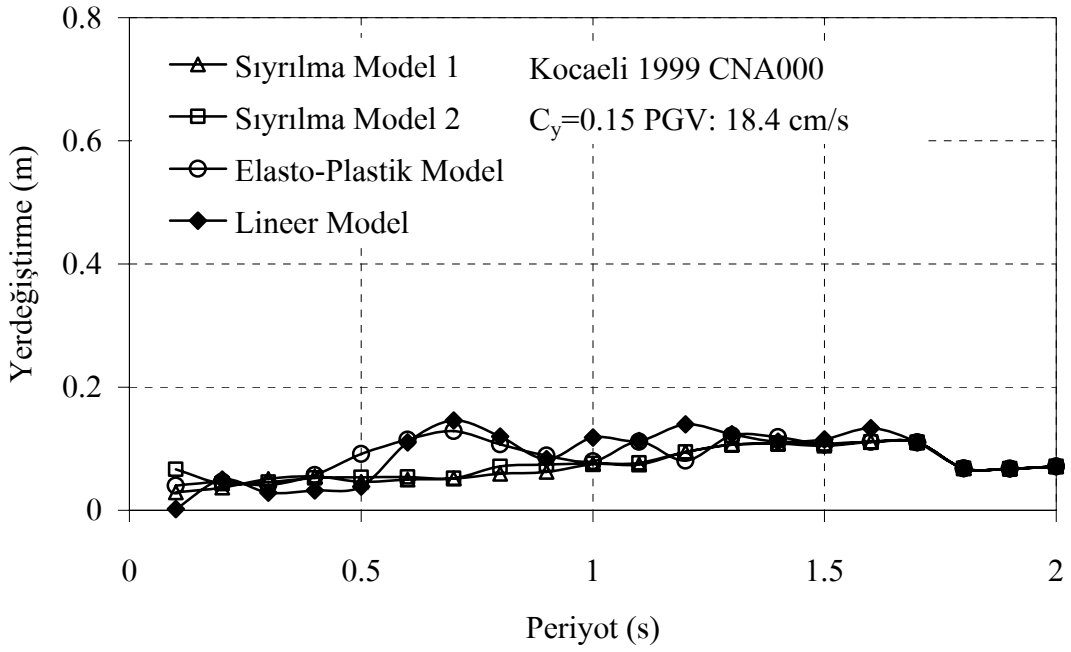


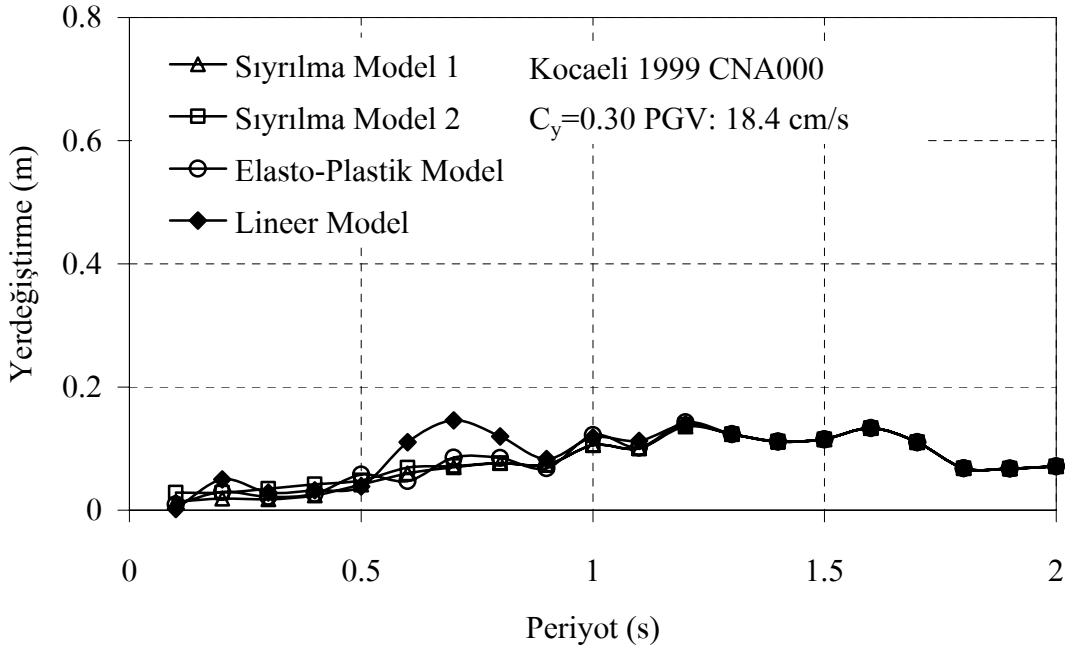
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri.



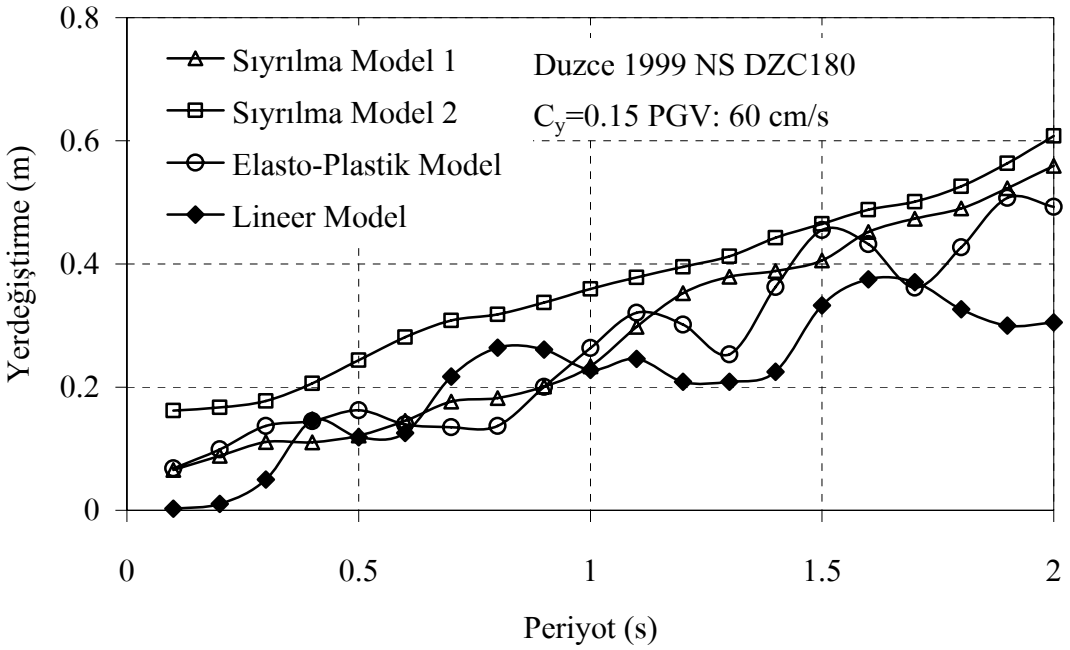


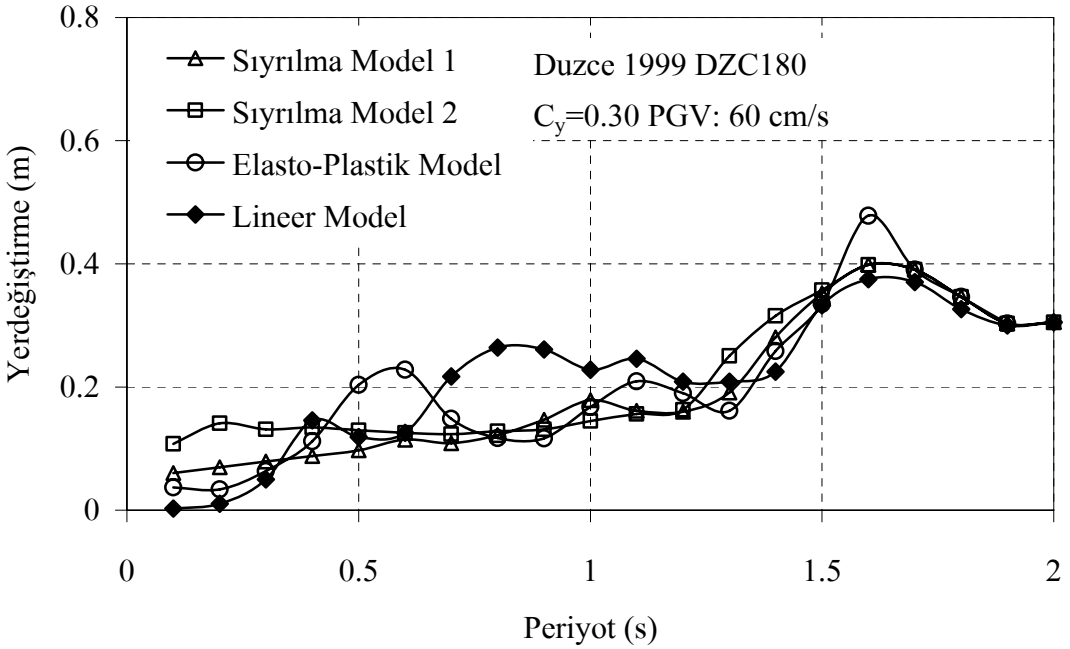
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).



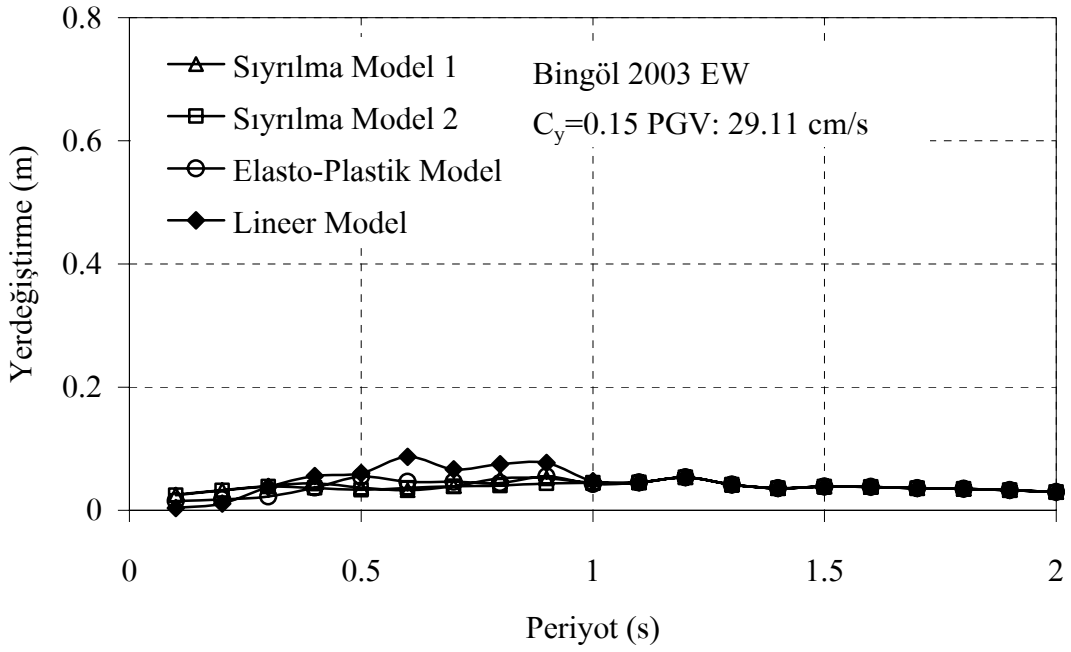


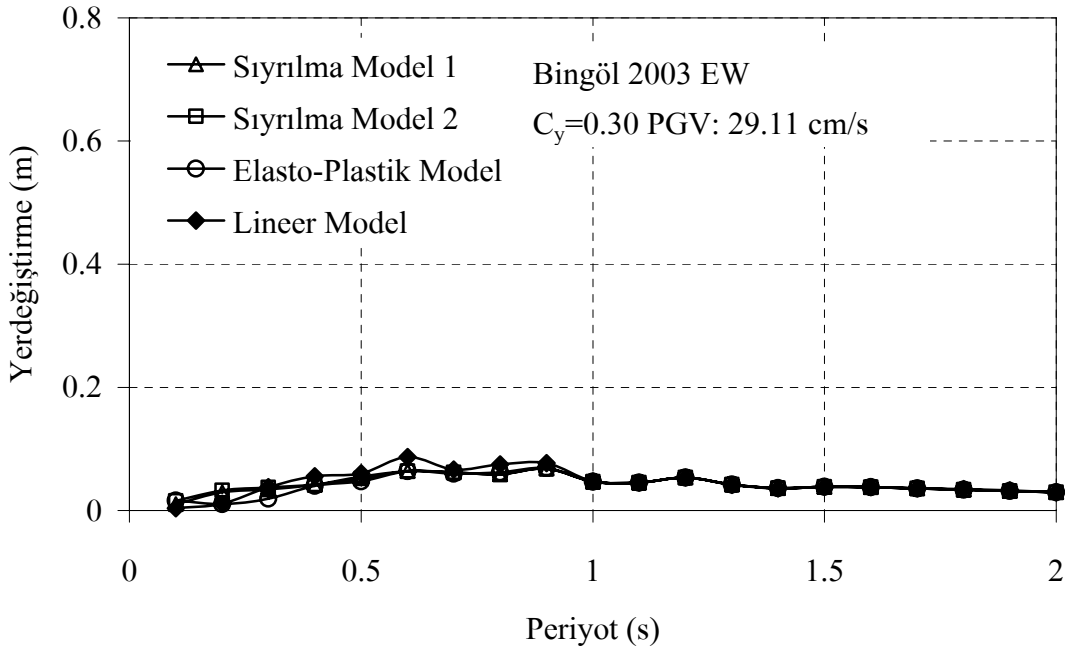
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).



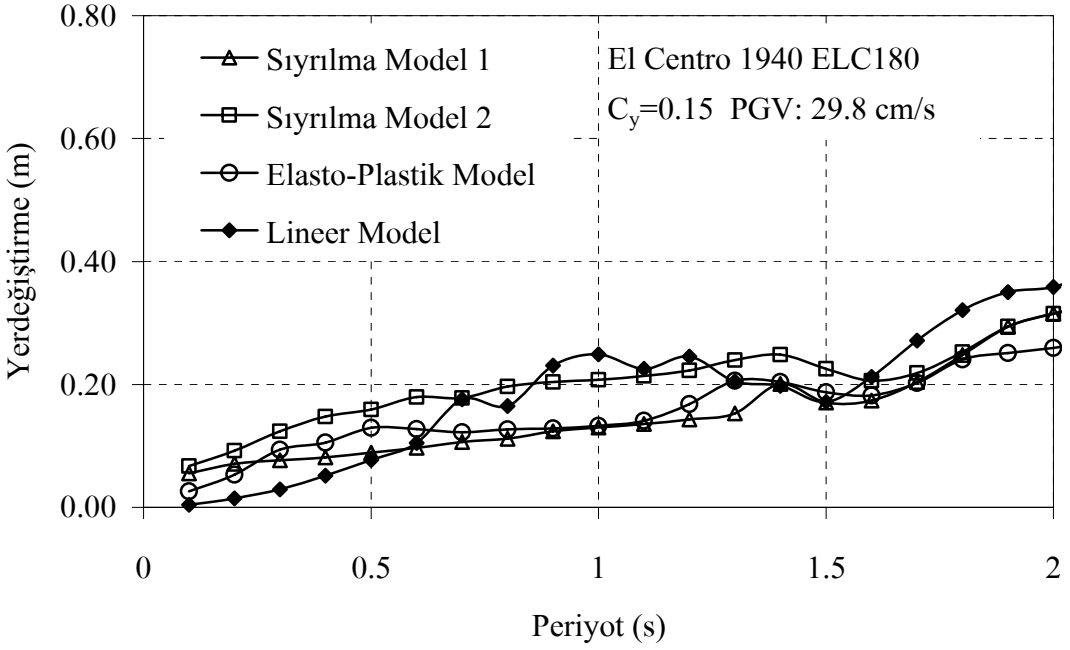


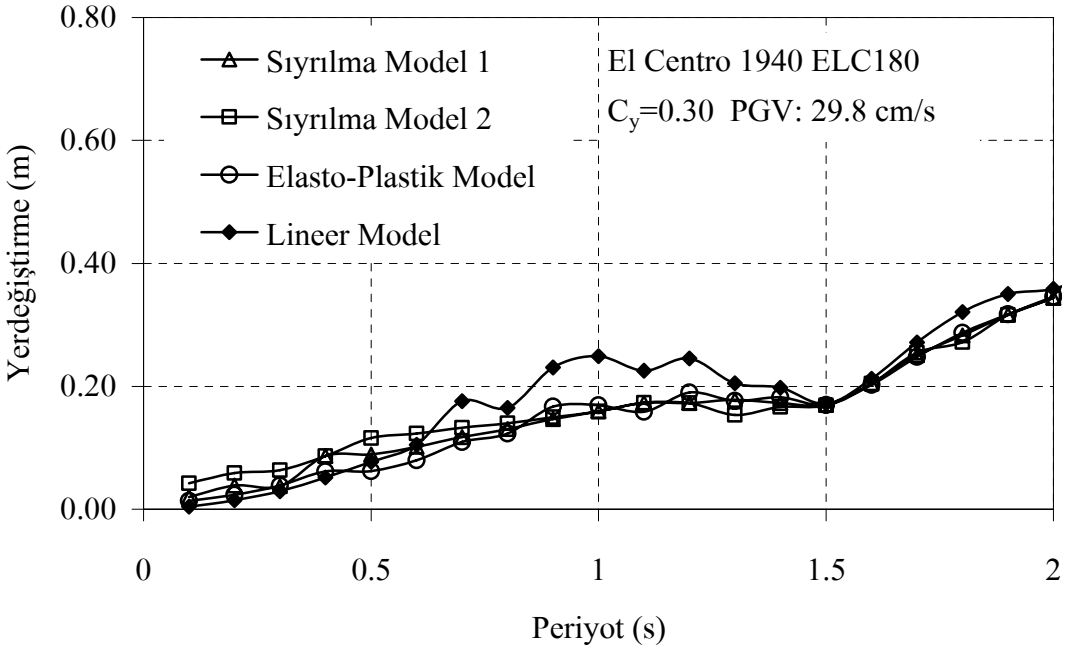
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).



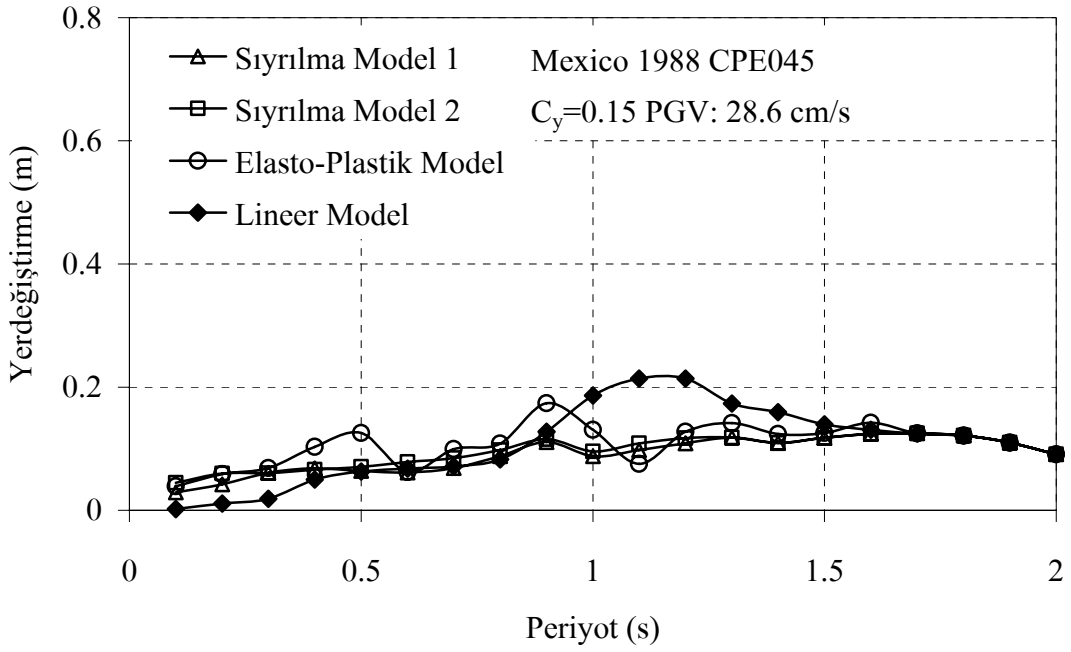


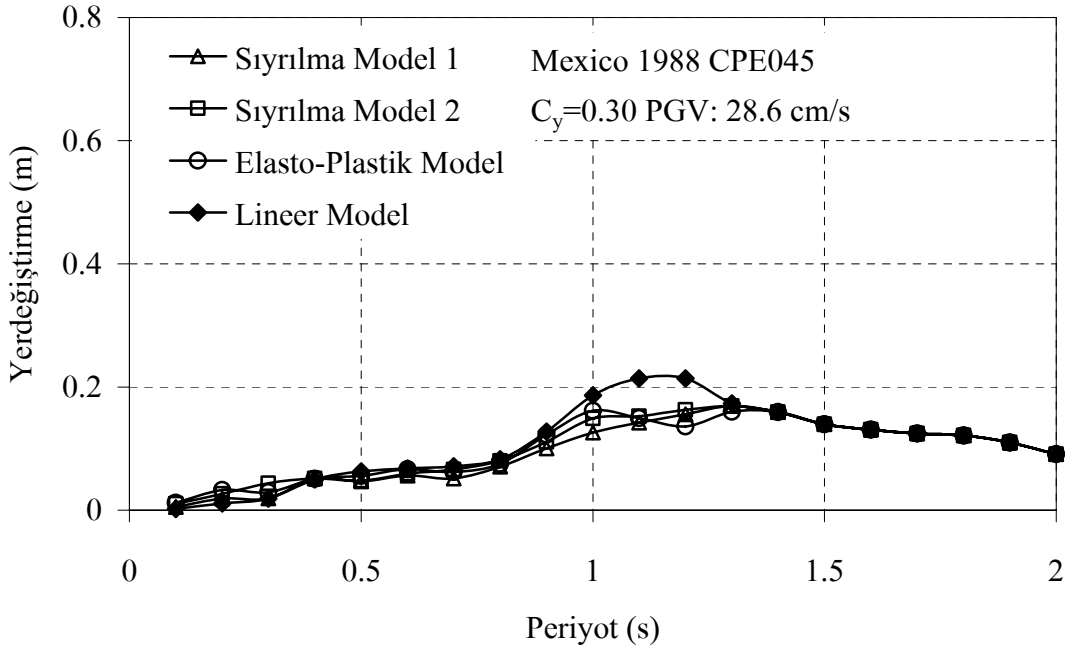
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).



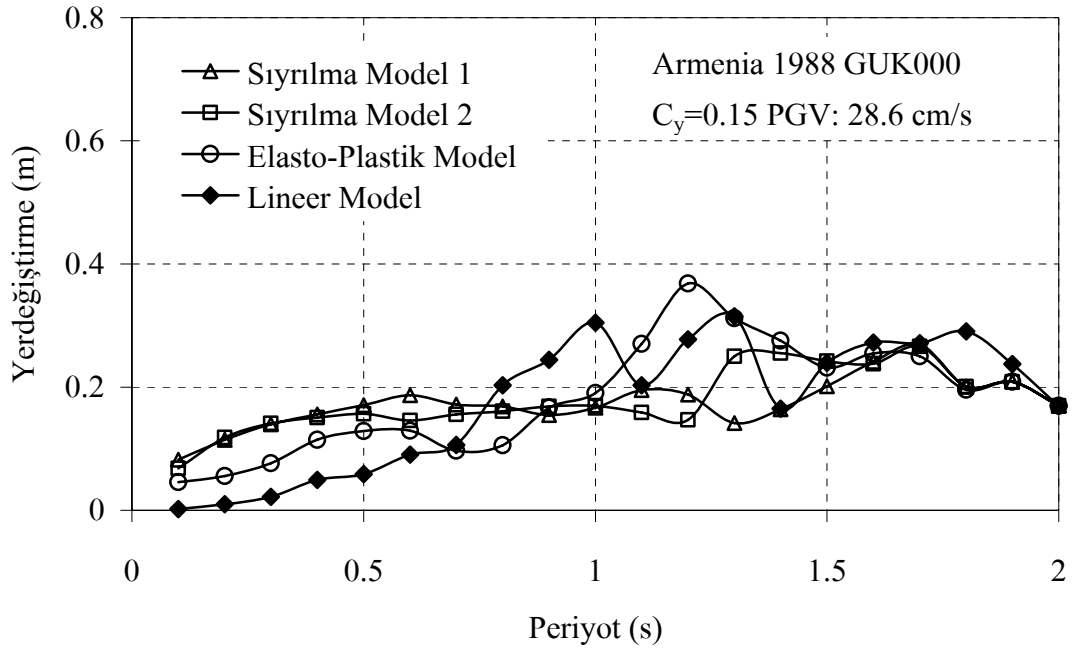


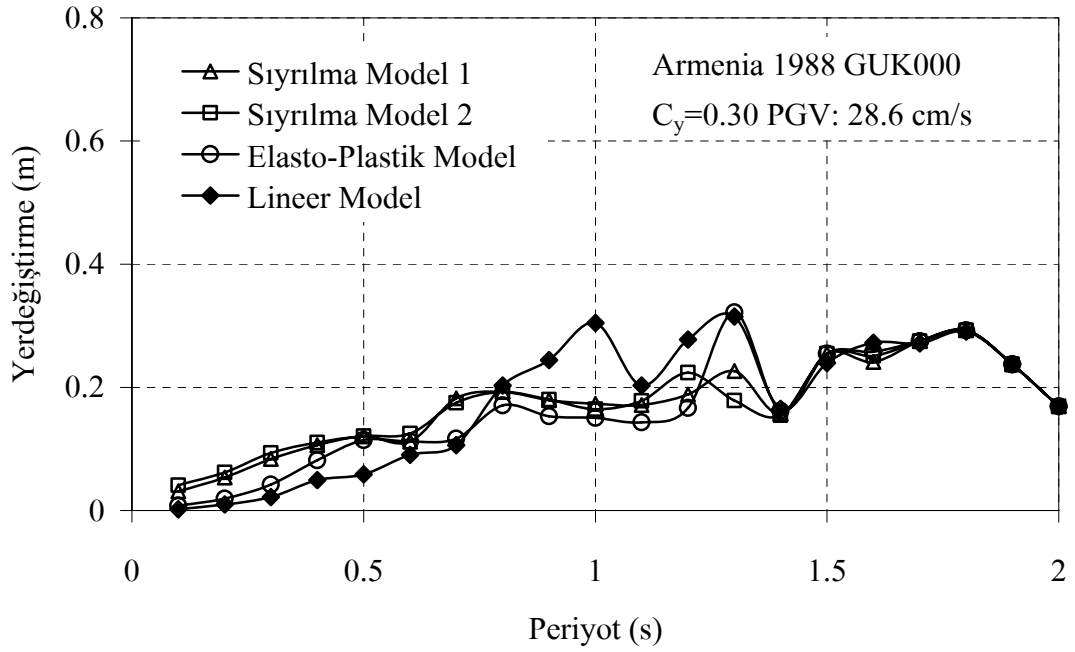
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).



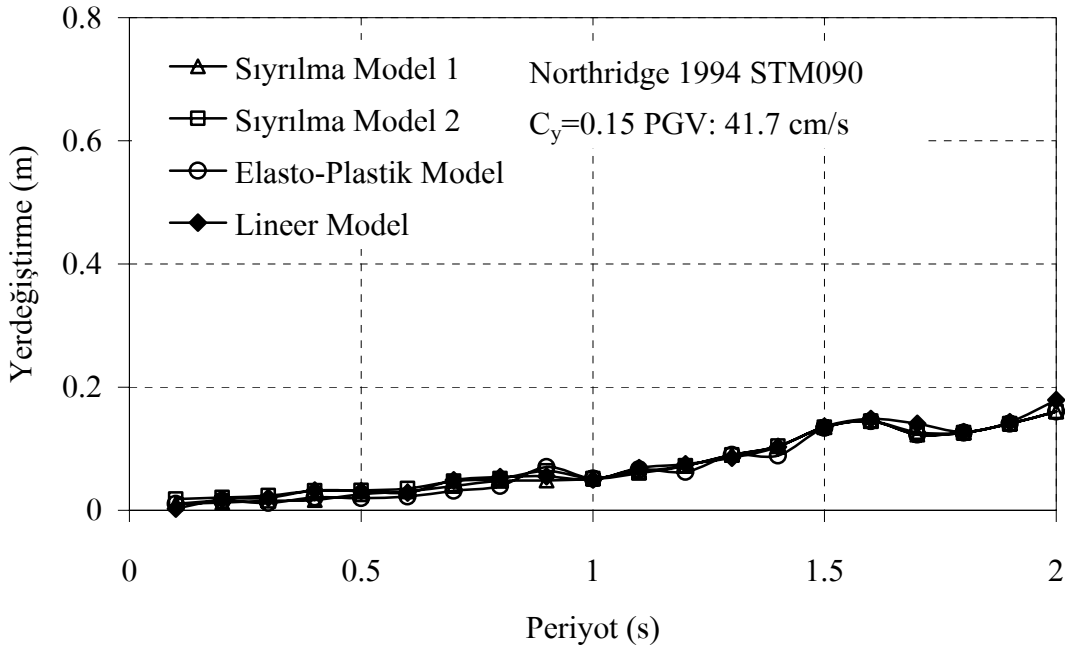


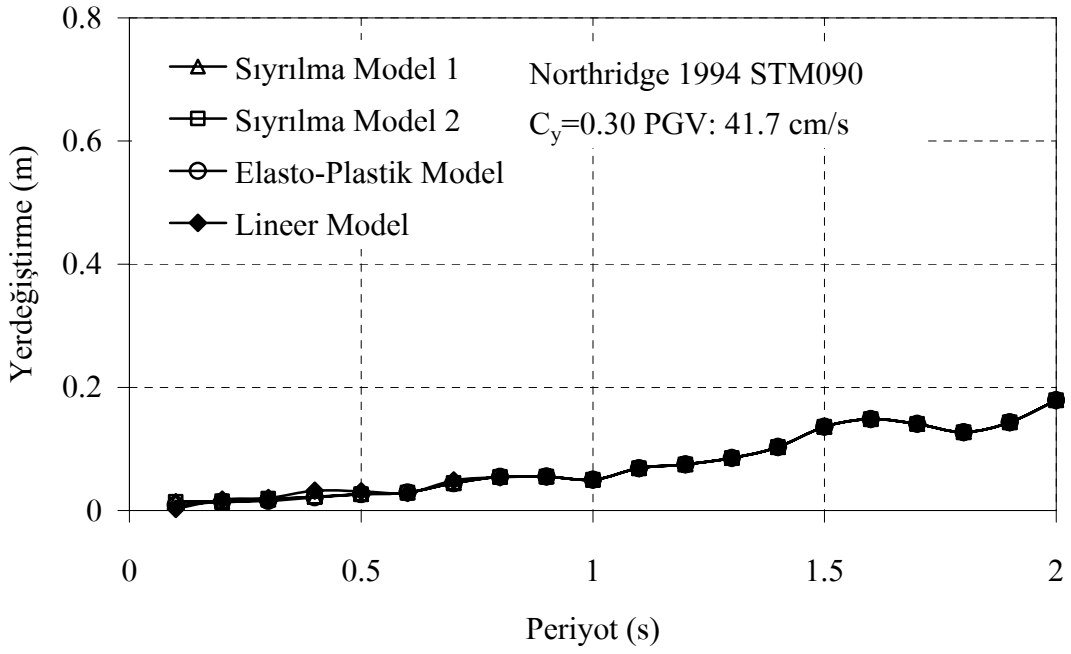
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).



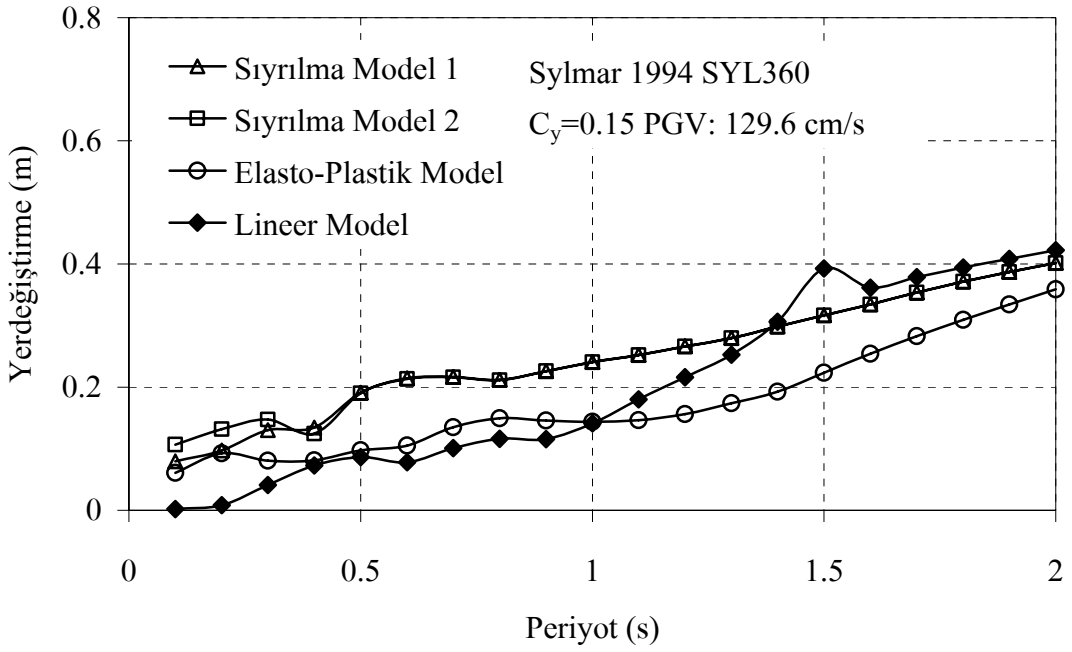


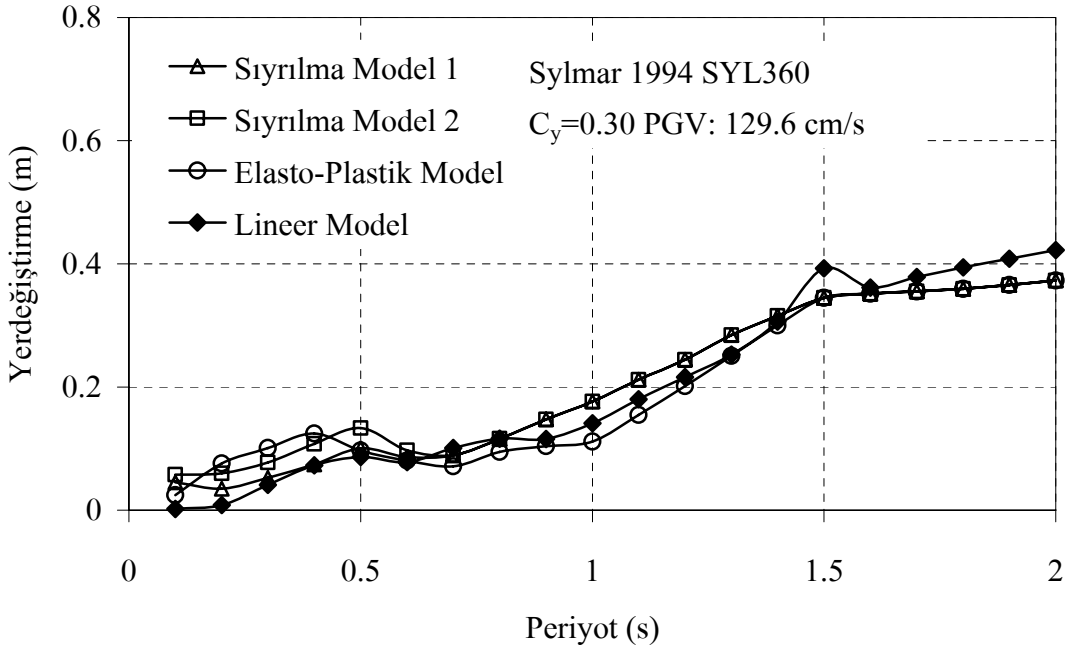
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).



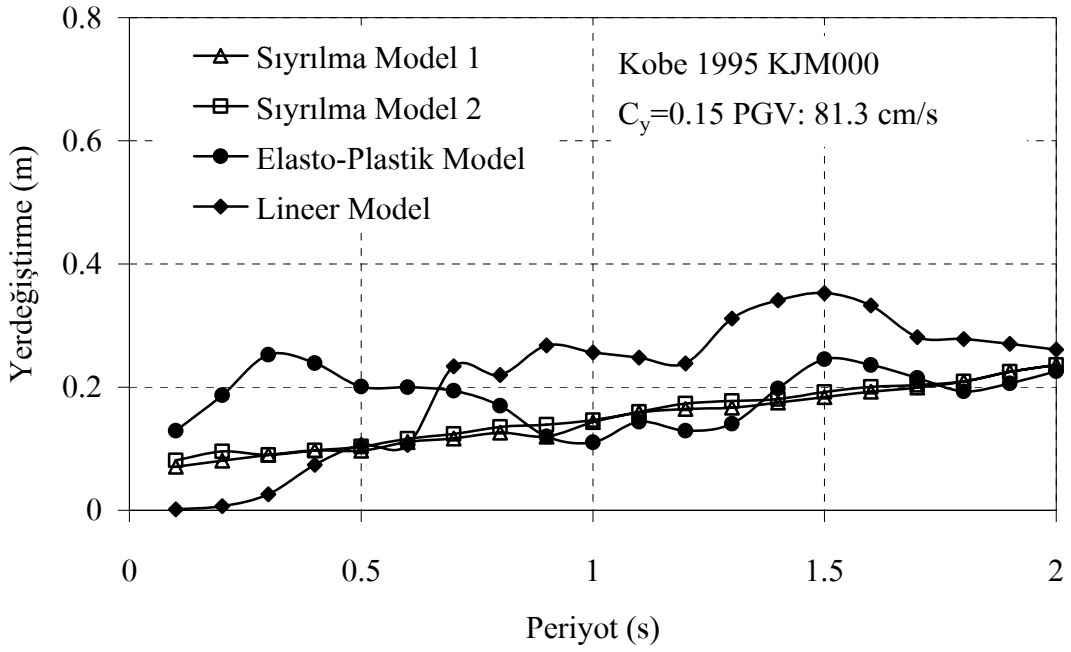


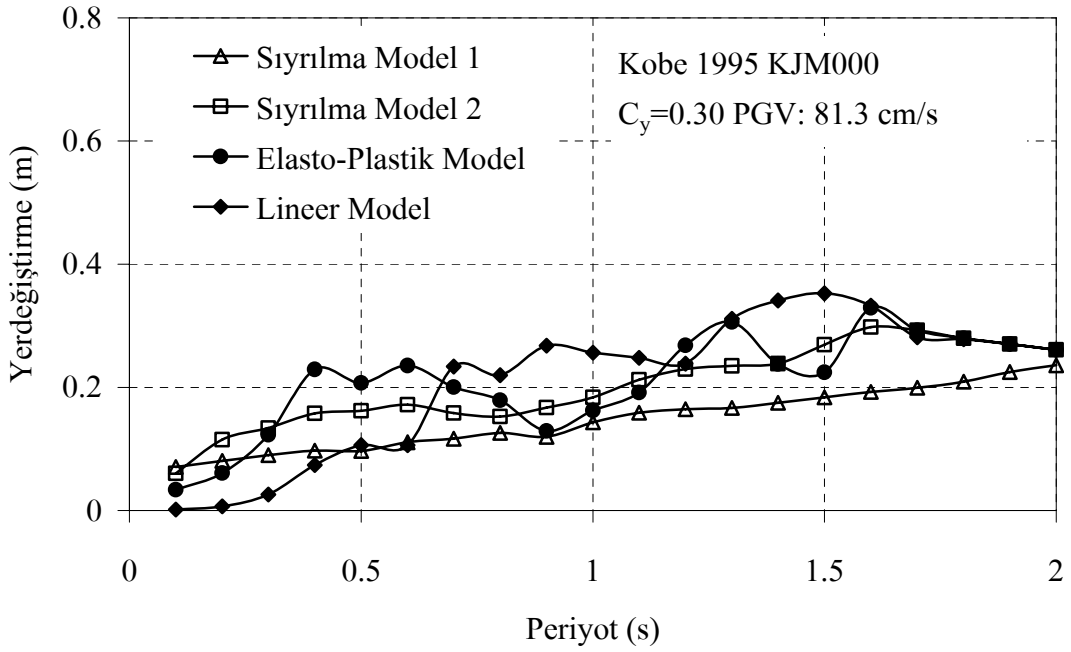
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).



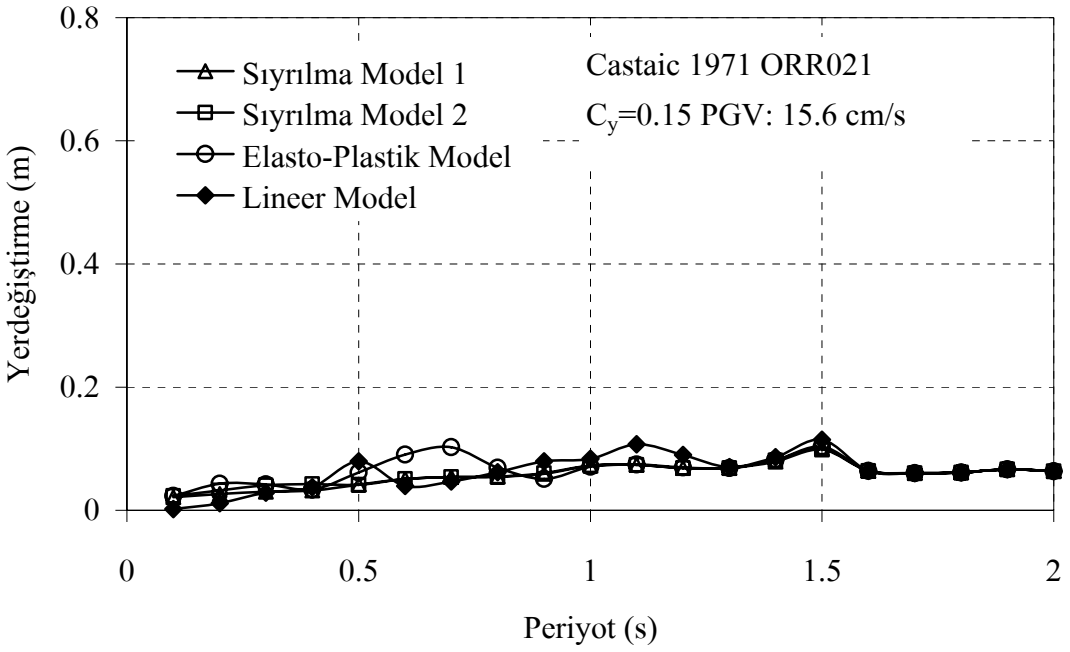


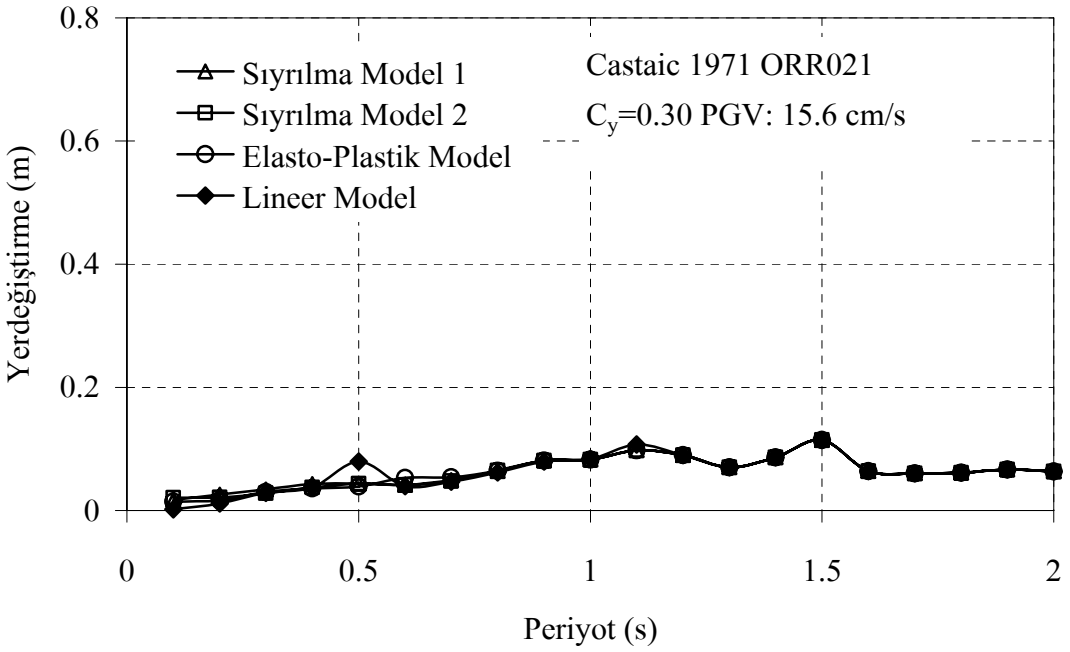
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).



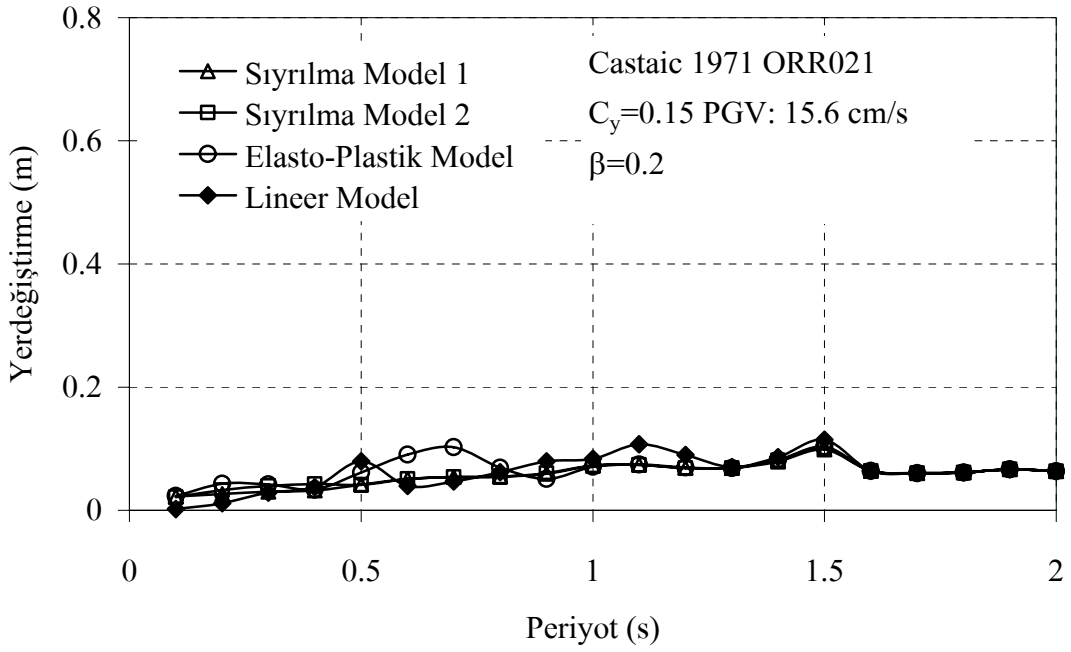


Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).

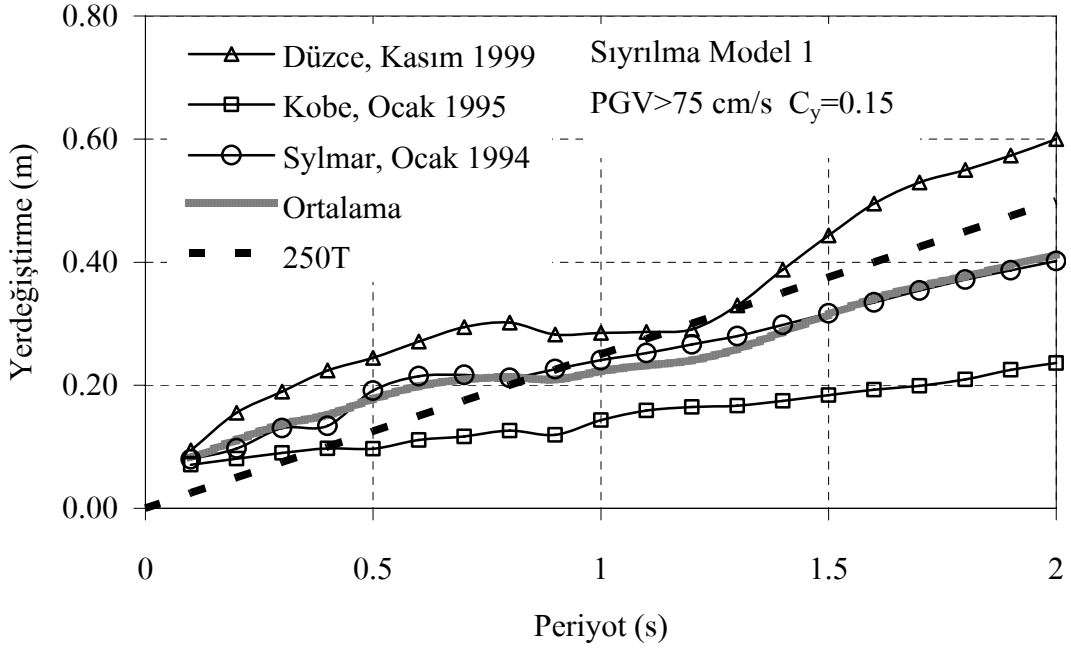




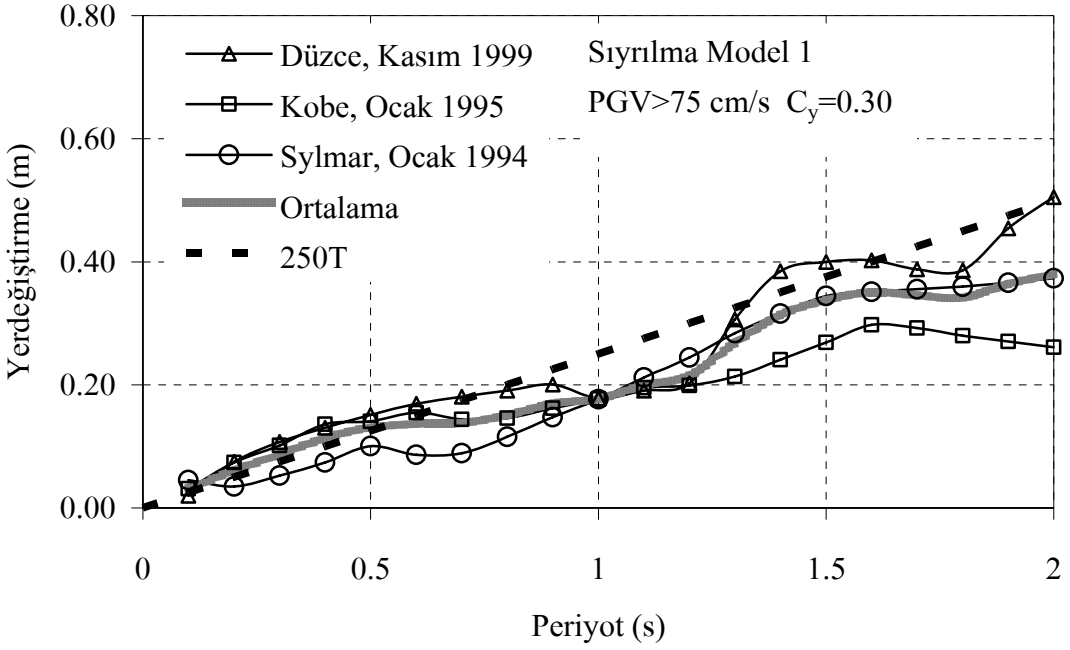
Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).

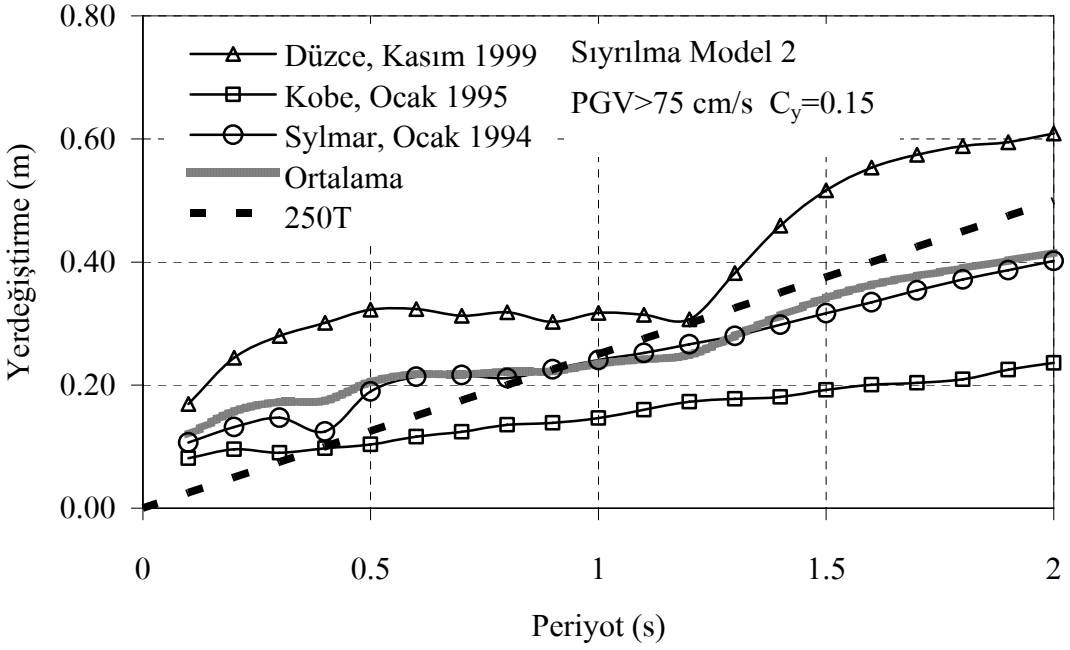


Şekil C.2.83 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (devam).

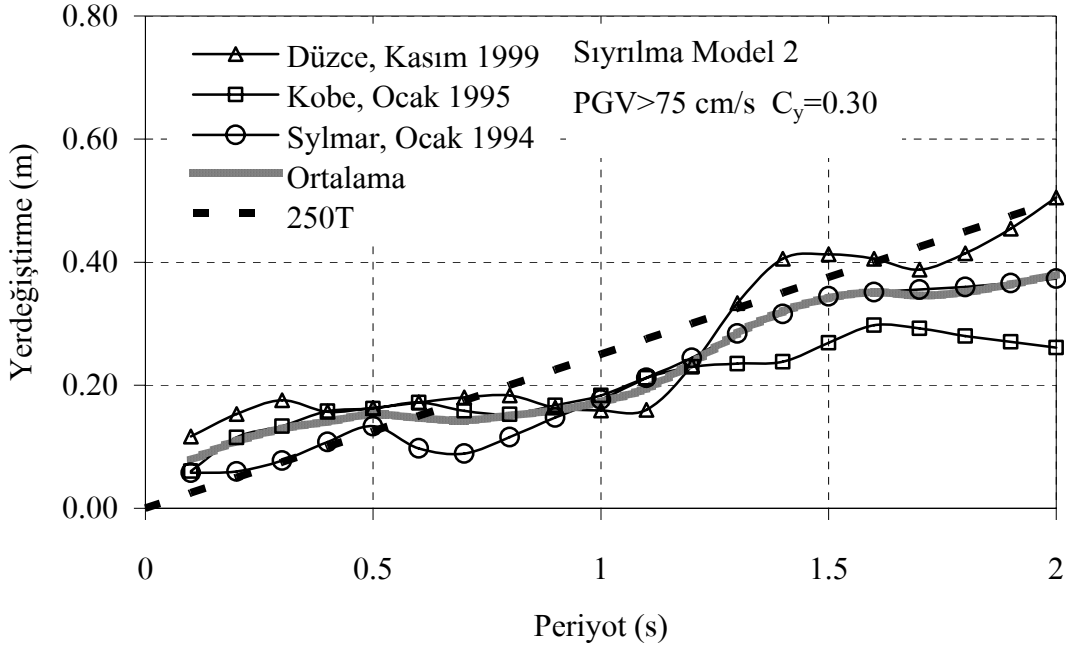


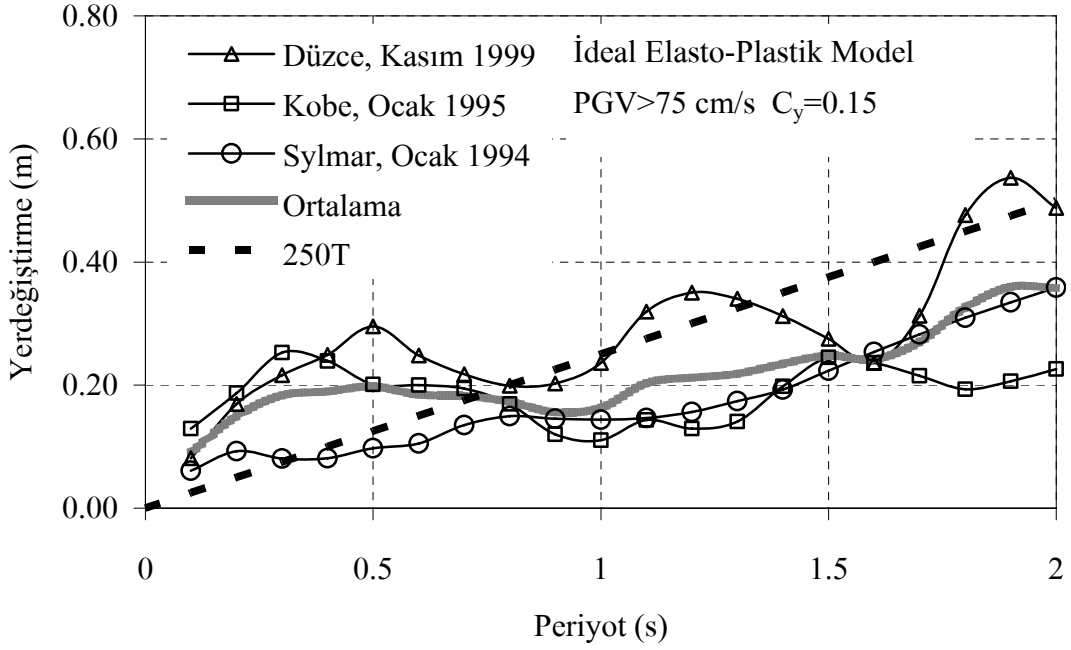
Şekil C.2.84 : PGV>75 cm/s deprem kayıtlarının yerdeğiştirme taleplerinin karşılaştırılması.



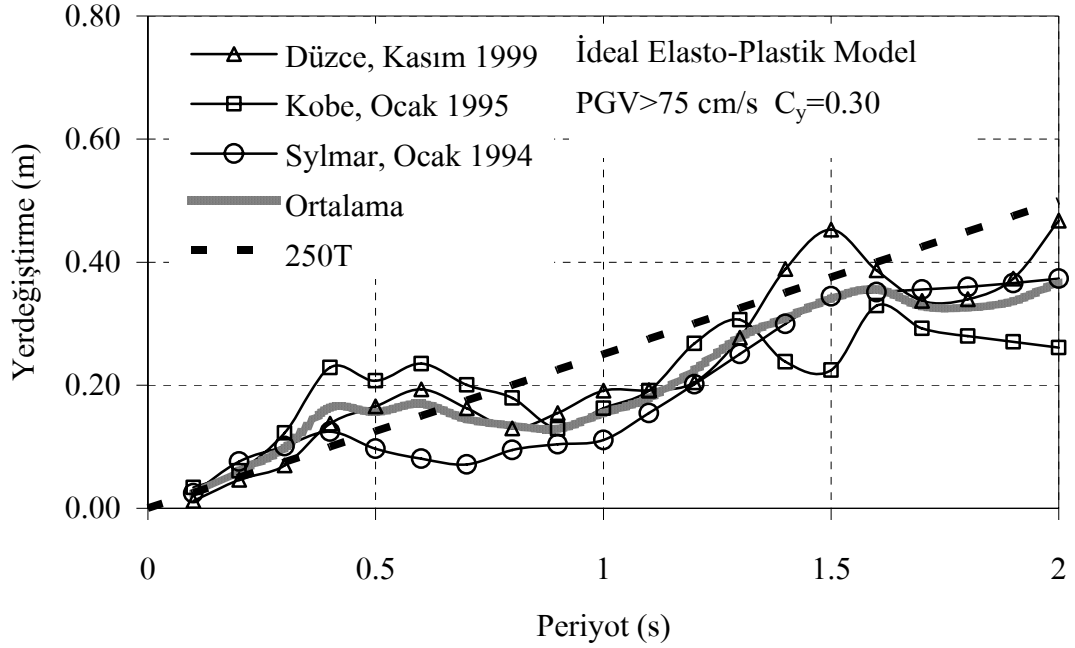


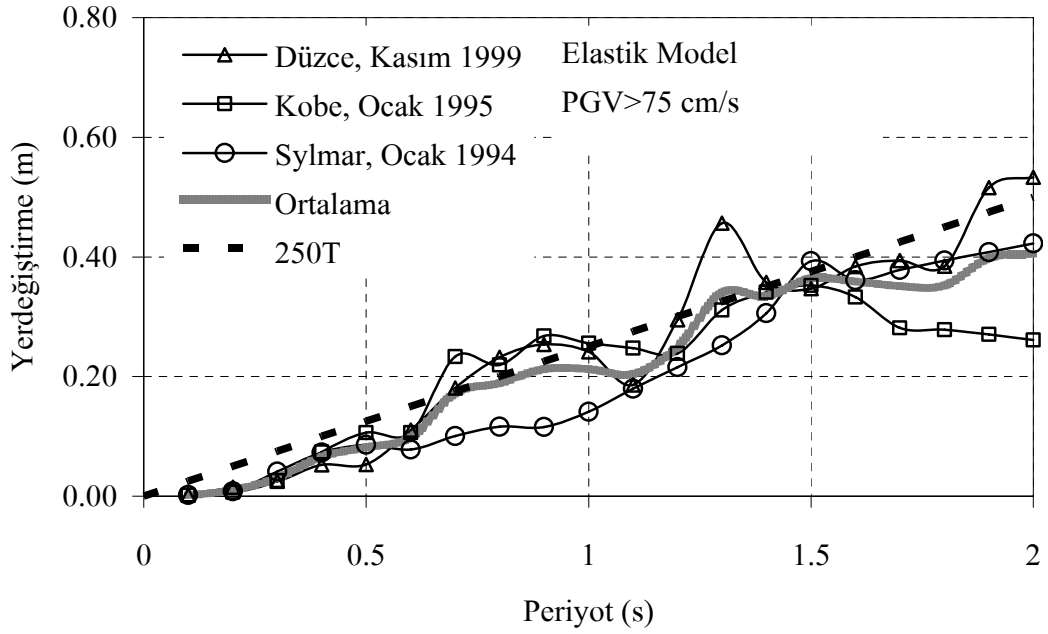
Şekil C.2.84 : PGV>75 cm/s deprem kayıtlarının yerdeğiştirme taleplerinin karşılaştırılması (devam).



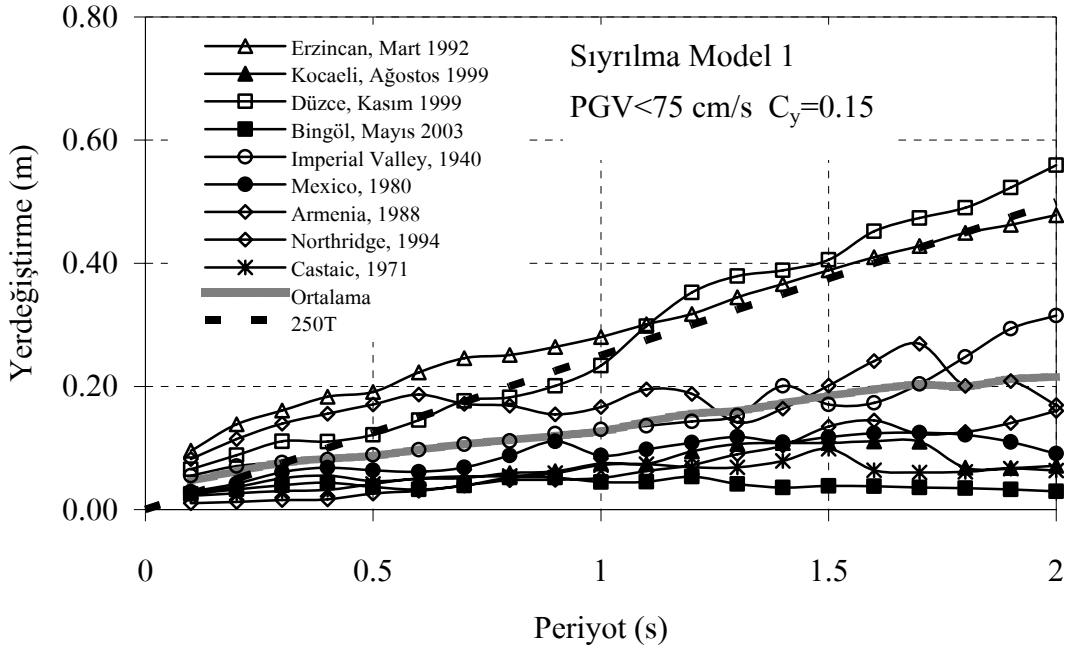


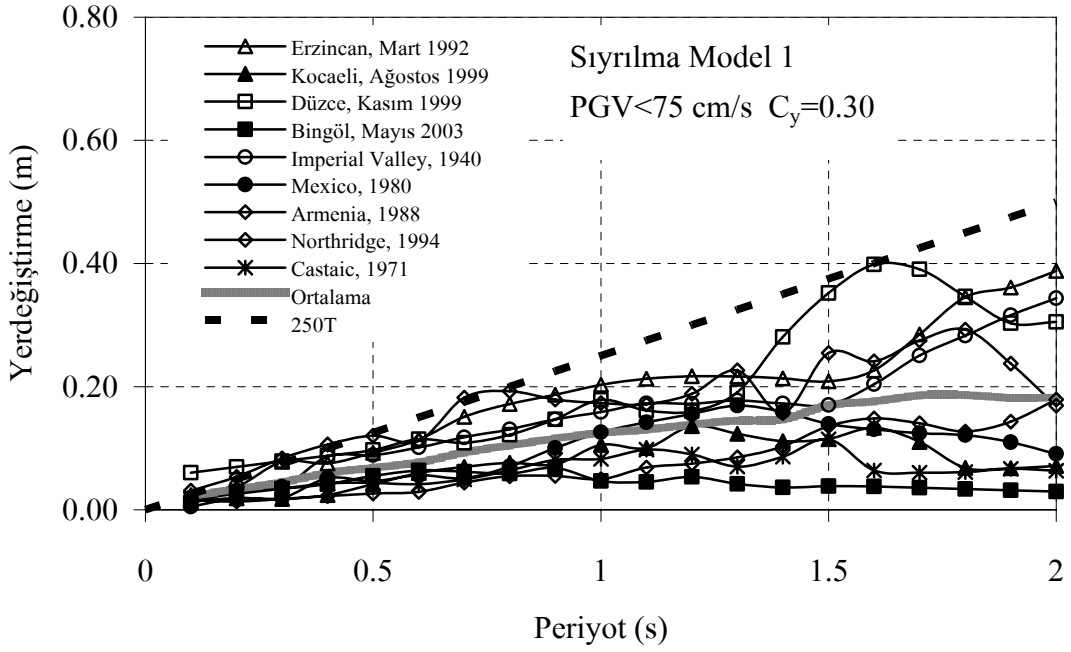
Şekil C.2.84 : PGV>75 cm/s deprem kayıtlarının yerdeğiştirme taleplerinin karşılaştırılması (devam).



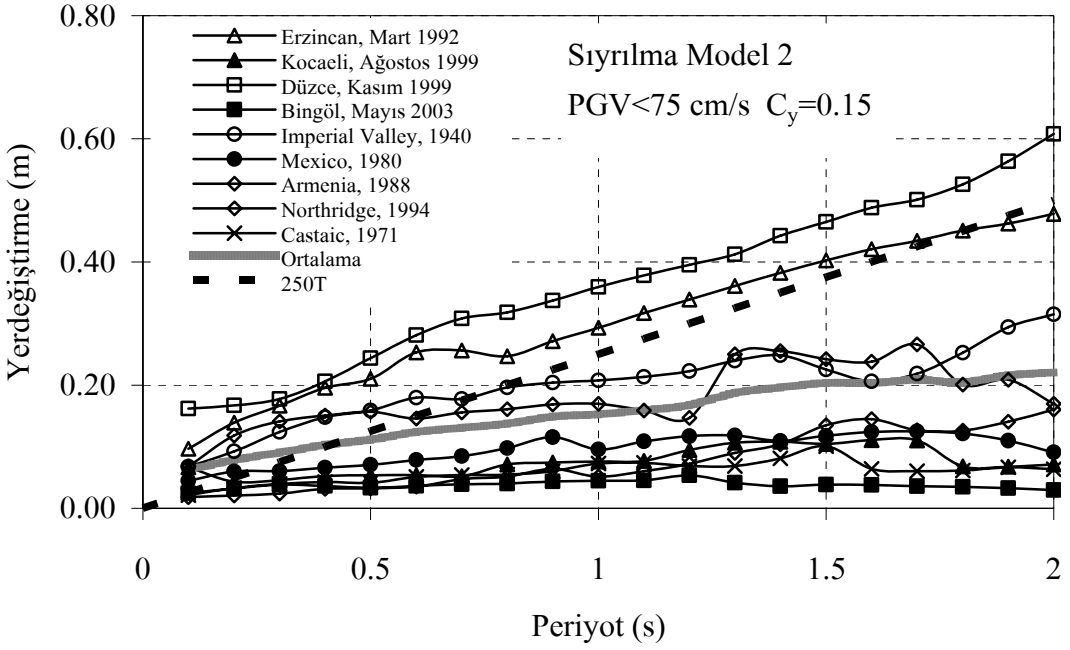


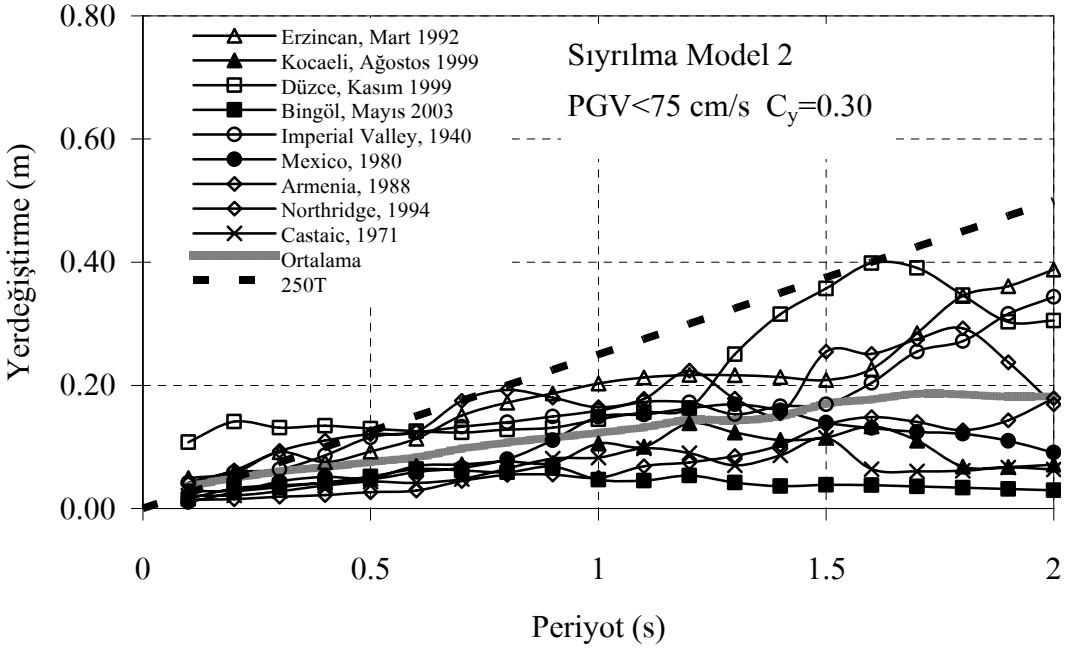
Şekil C.2.84 : PGV>75 cm/s deprem kayıtlarının yerdeğiştirme taleplerinin karşılaştırılması (devam).



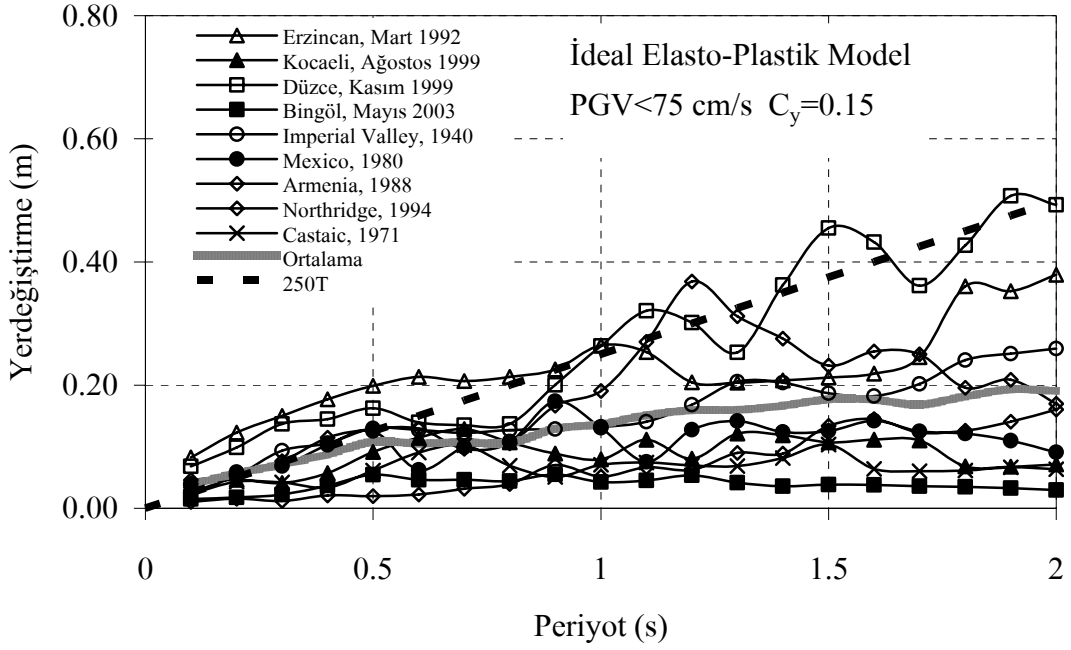


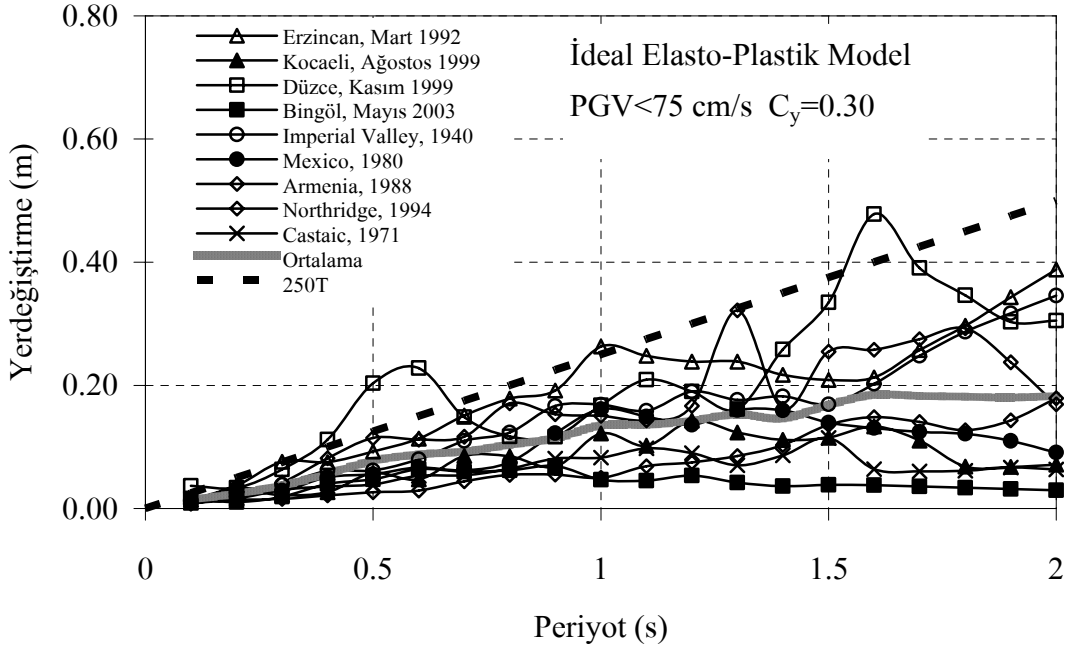
Şekil C.2.85 : PGV<75 cm/s deprem kayıtlarının yerdeğiştirme taleplerinin karşılaştırılması.



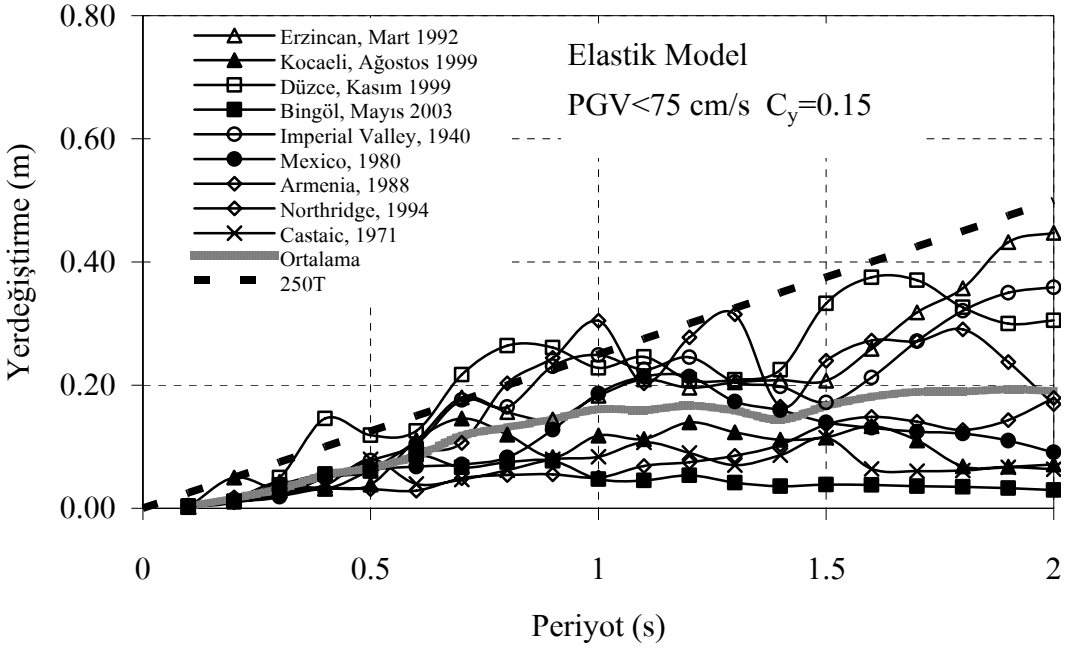


Şekil C.2.85 : PGV<75 cm/s deprem kayıtlarının yerdeğiştirme taleplerinin Karşılaştırılması (devam).

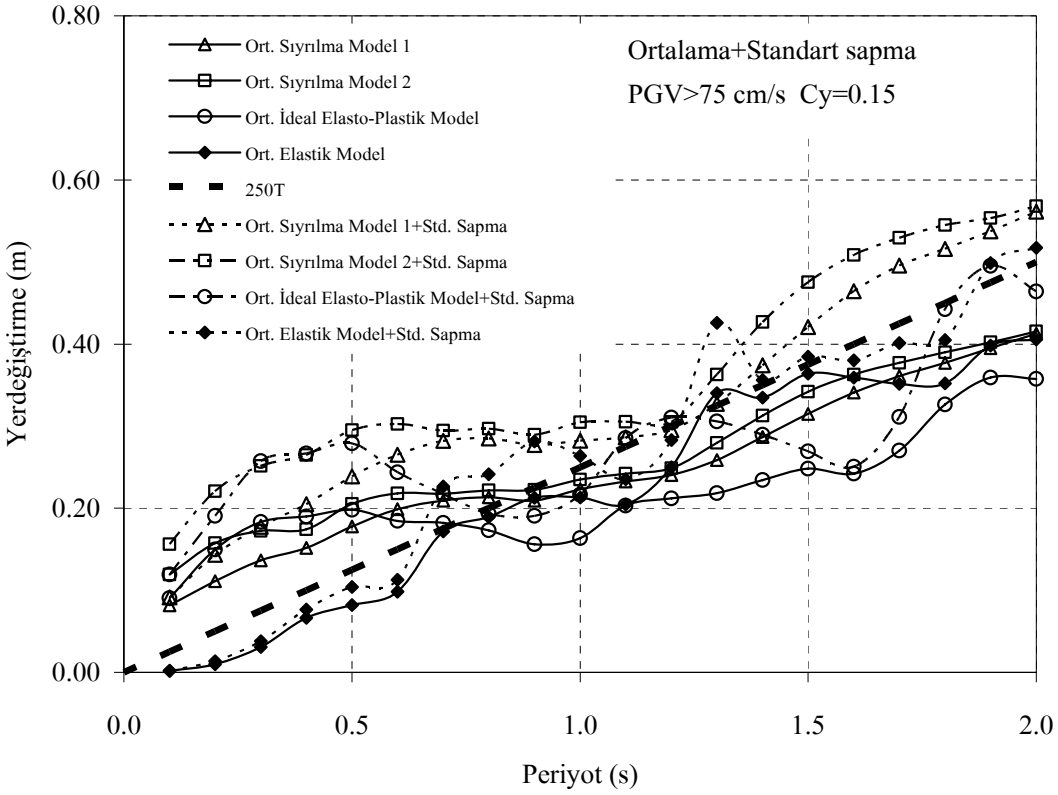


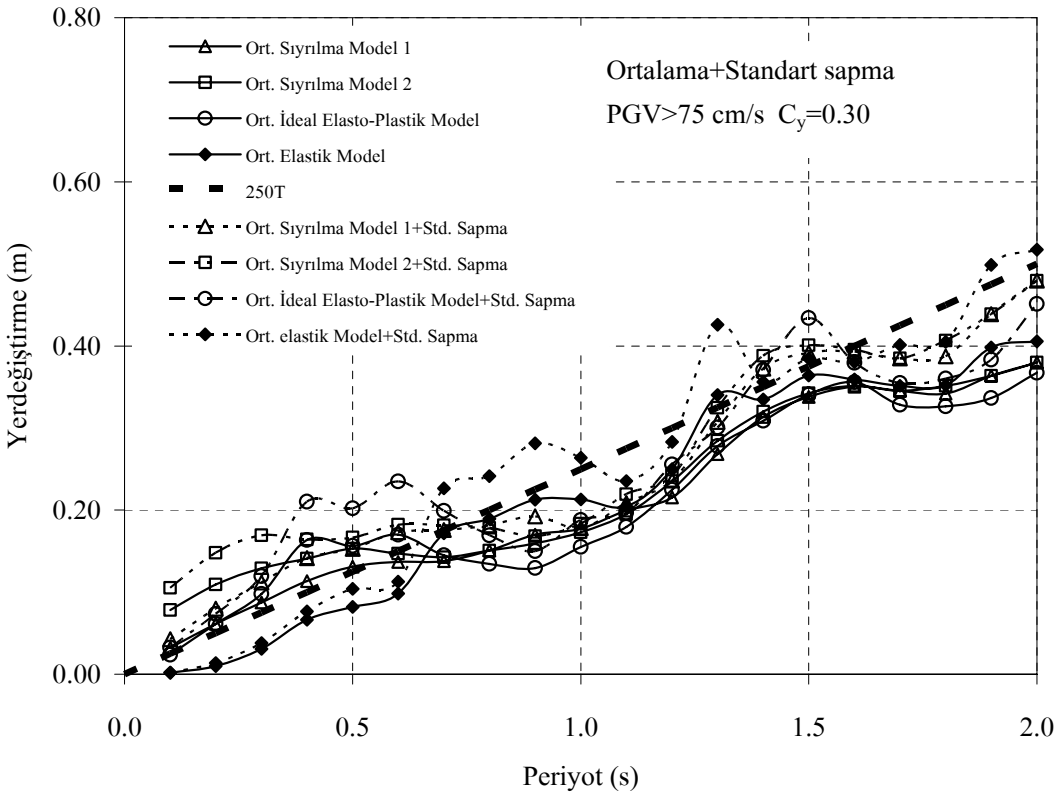


Şekil C.2.85 : PGV<75 cm/s deprem kayıtlarının yerdeğiştirme taleplerinin Karşılaştırılması (devam).

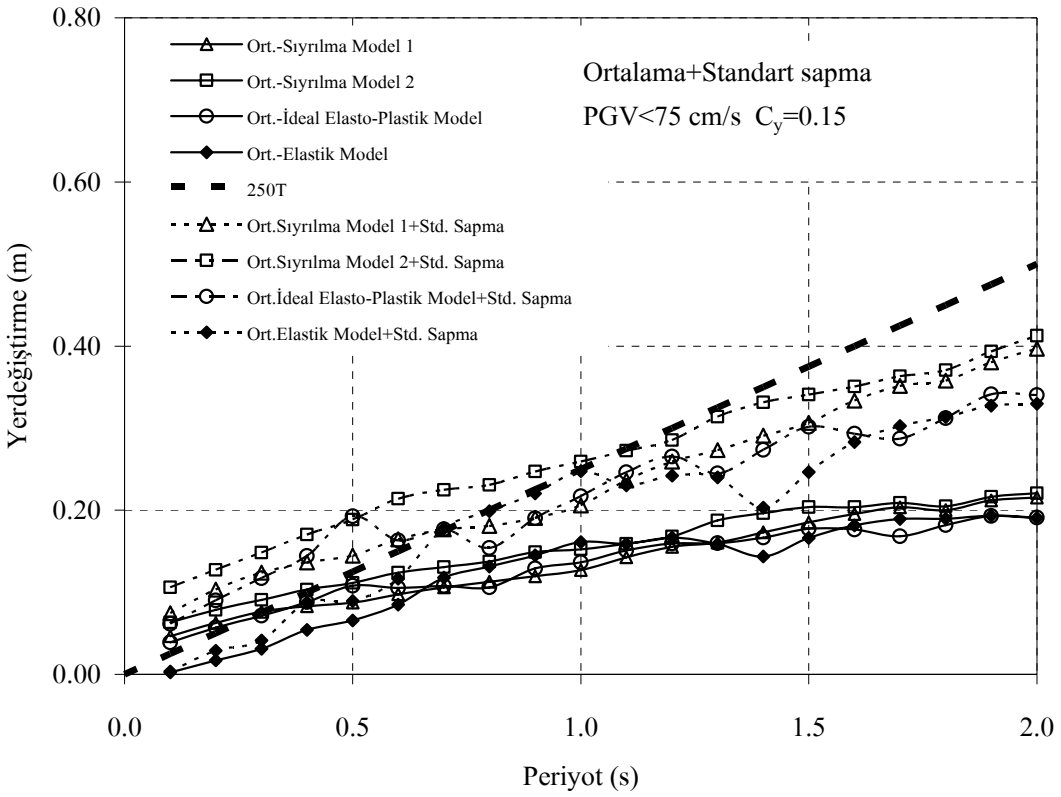


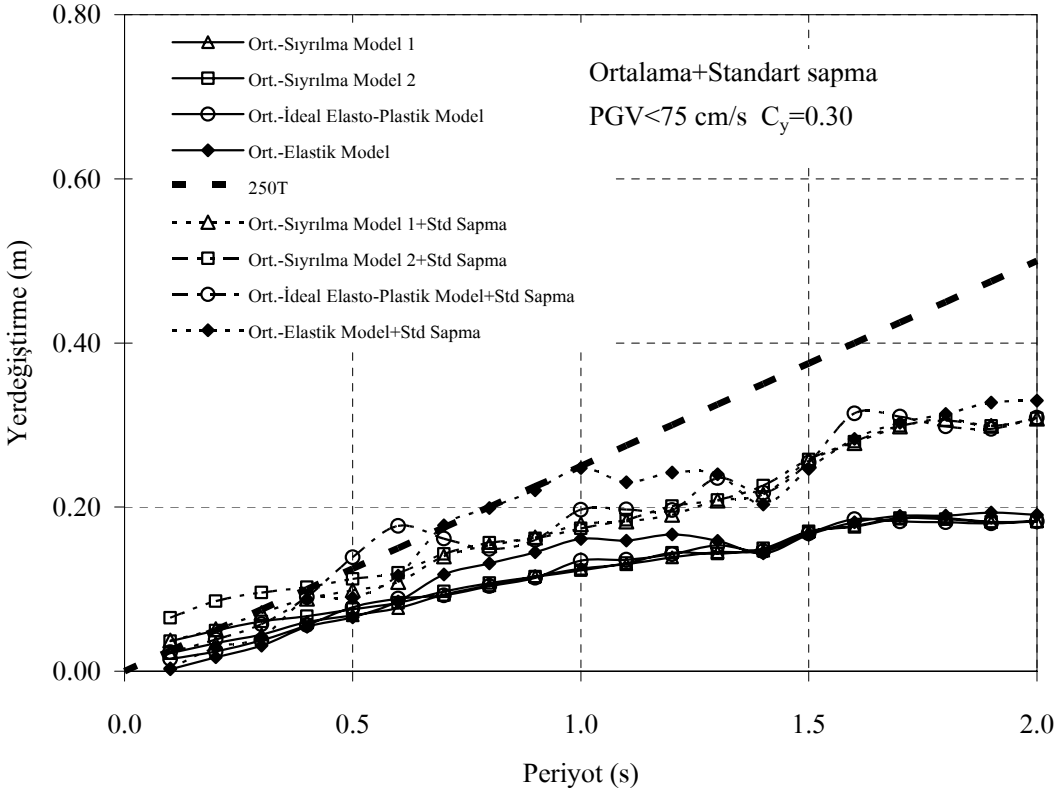
Şekil C.2.85 : PGV<75 cm/s deprem kayıtlarının yerdeğiştirme taleplerinin Karşılaştırılması (devam).



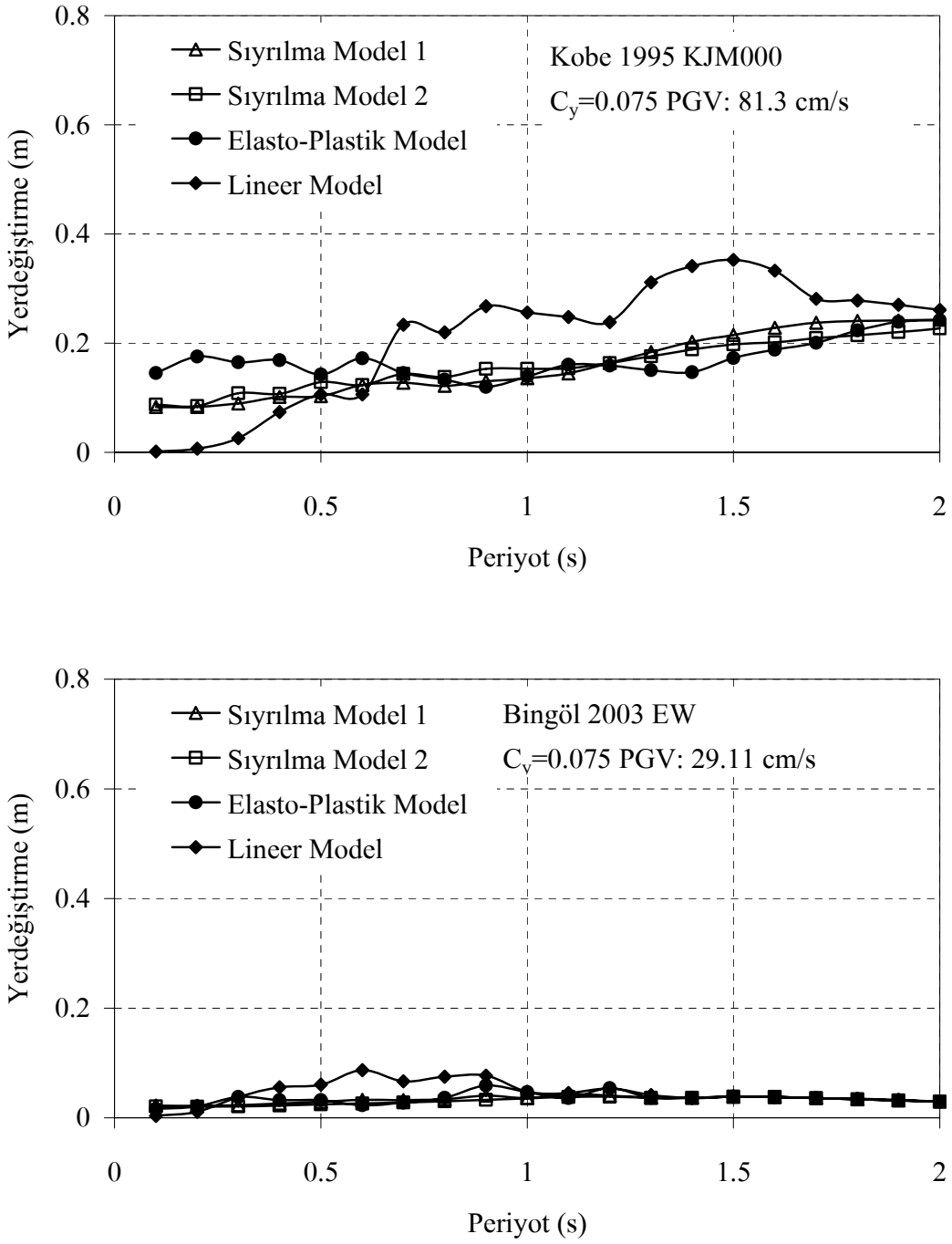


Şekil C.2.86 : PGV>75 cm/s ortalama değerler.

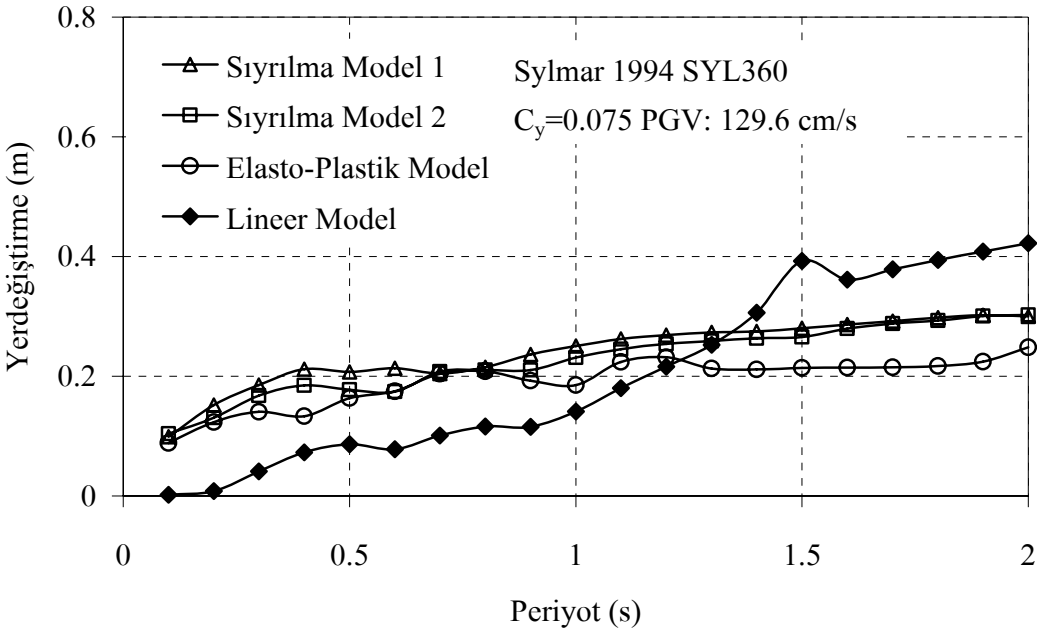




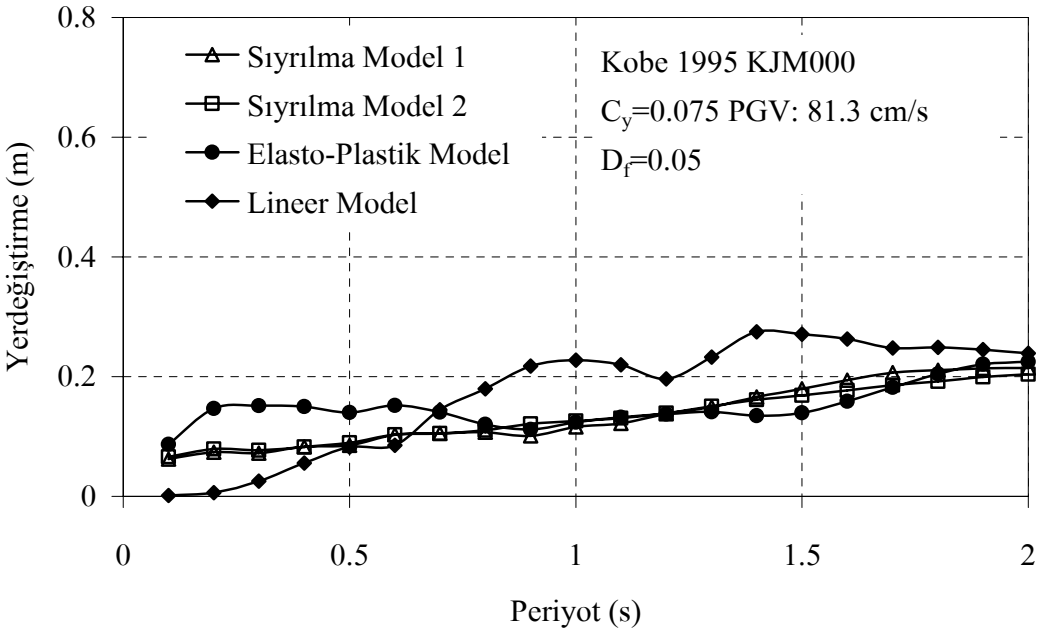
Şekil C.2.87 : PGV<75 cm/s ortalama değerler.



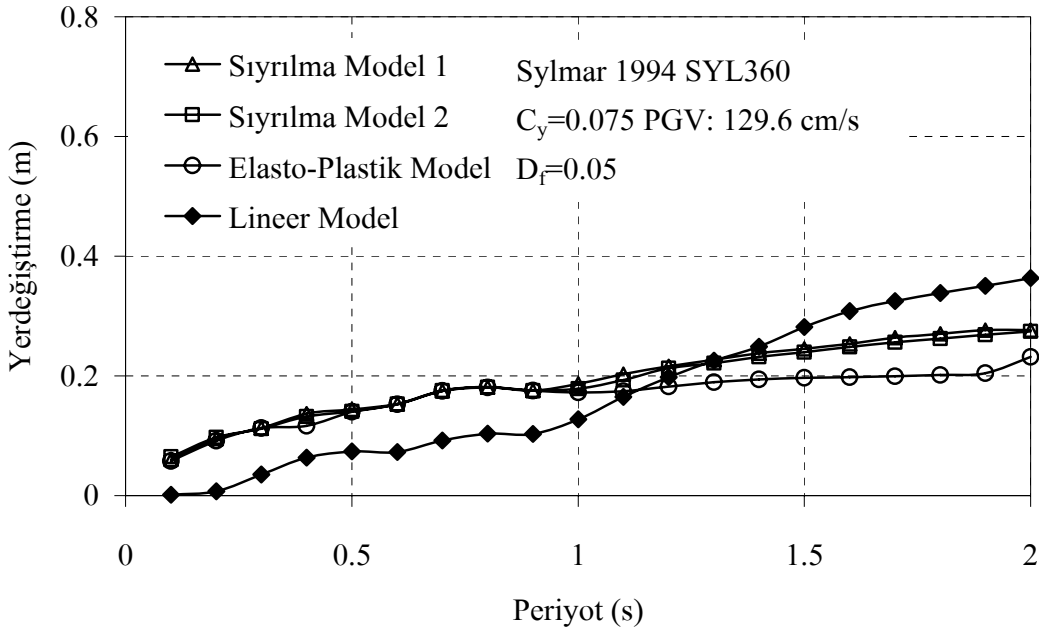
Şekil C.2.88 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (Cy=0.075).

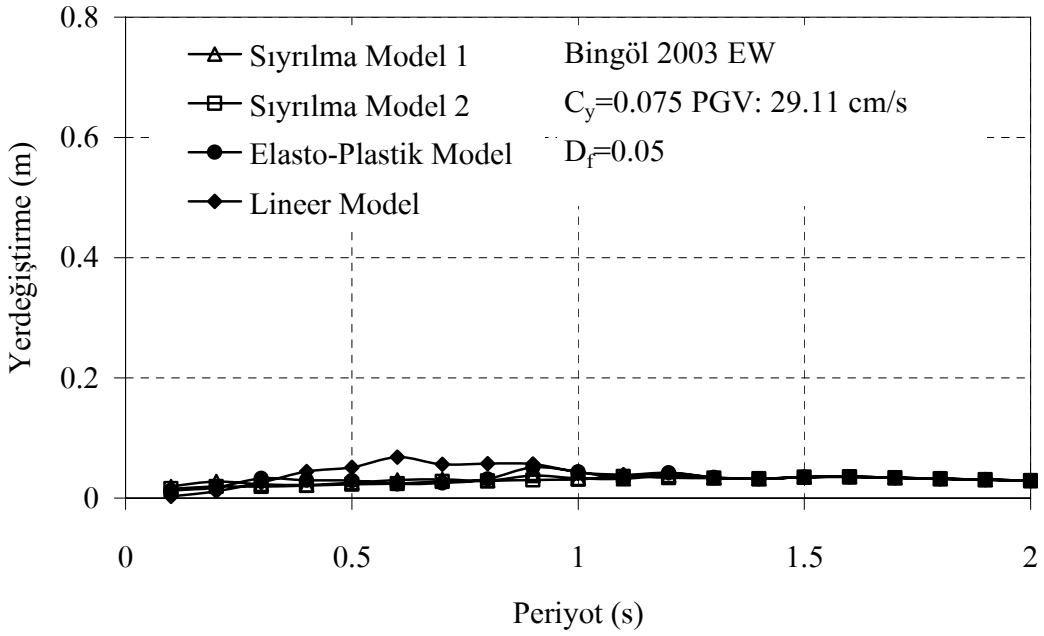


Şekil C.2.88 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (Cy=0.075) (devam).

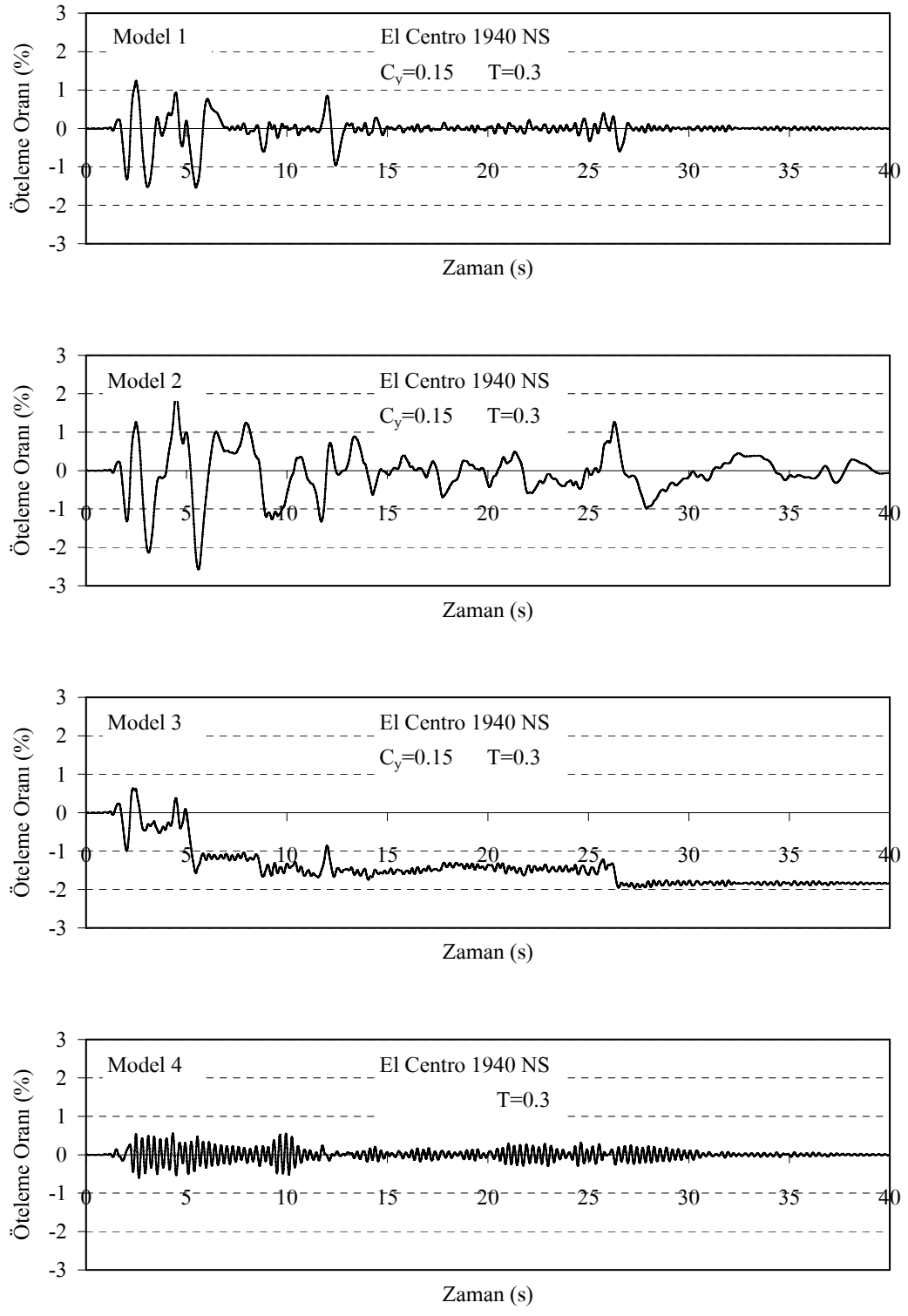


Şekil C.2.89 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (D_f=%5).

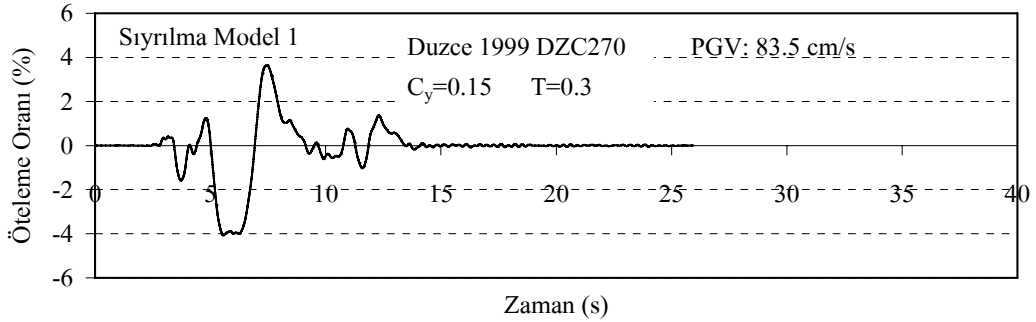


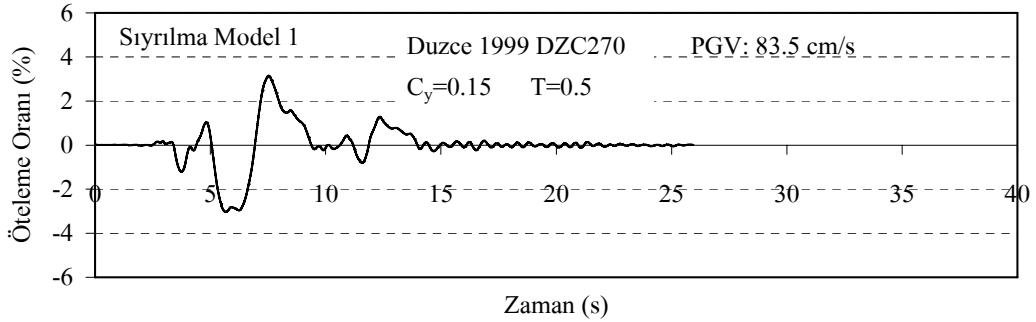


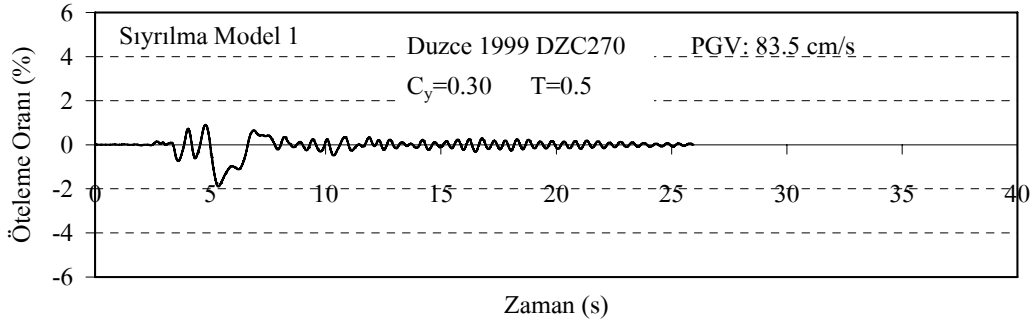
Şekil C.2.89 : Farklı deprem yüklerine maruz kalan, farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerine sahip TSDS'lerin başlangıç periyotlarına karşılık yerdeğiştirme tahminleri (D_f=%5) (devam).

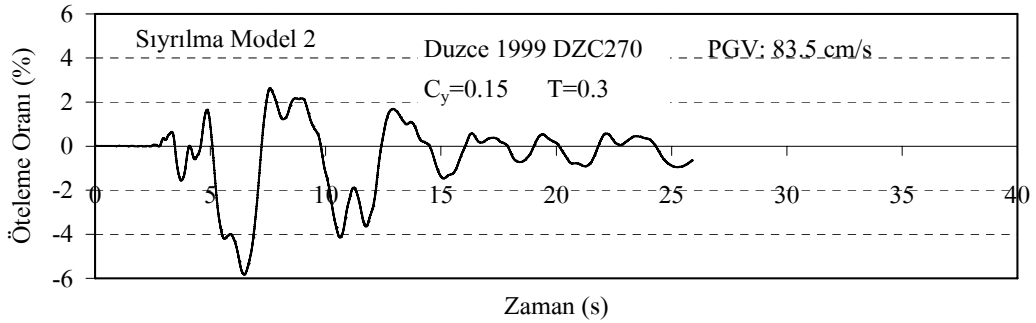


Şekil C.2.90 : Spektral öteleme oranı (El Centro 1940).

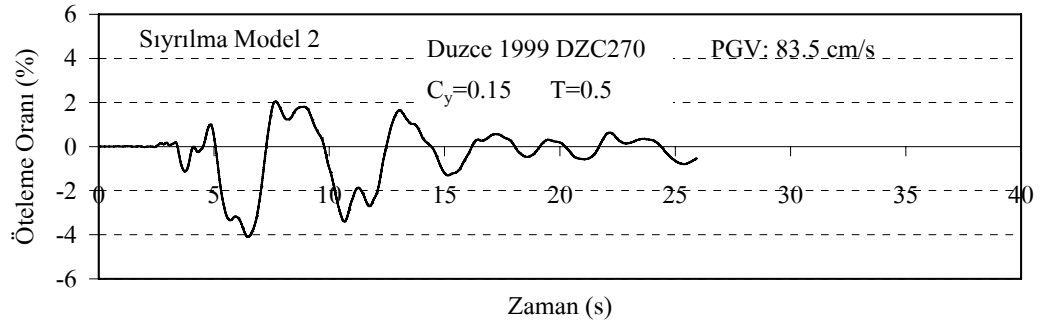


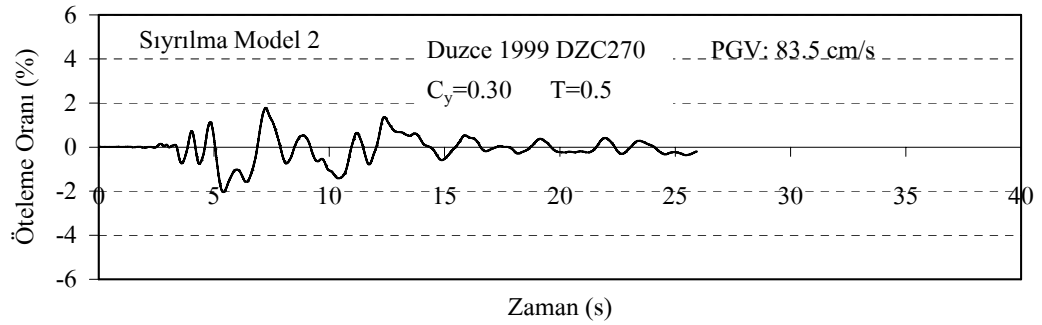


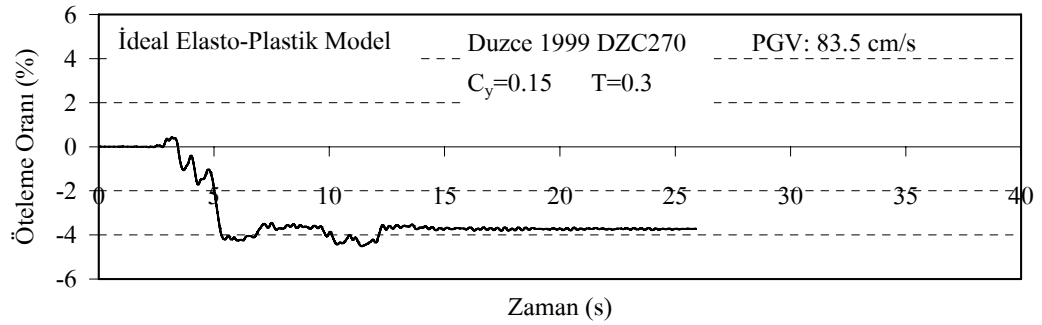


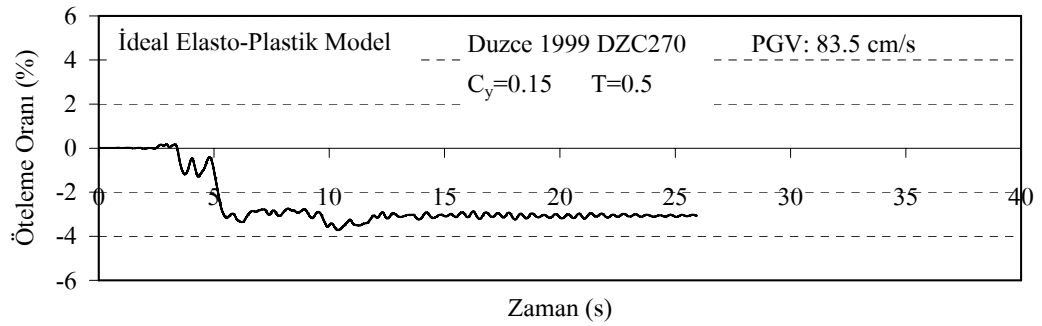


Şekil C.2.91 : Spektral öteleme oranı (Düzce 1999).

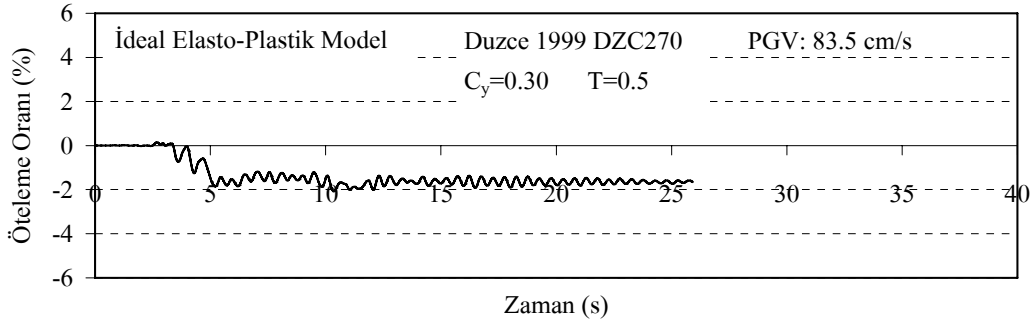


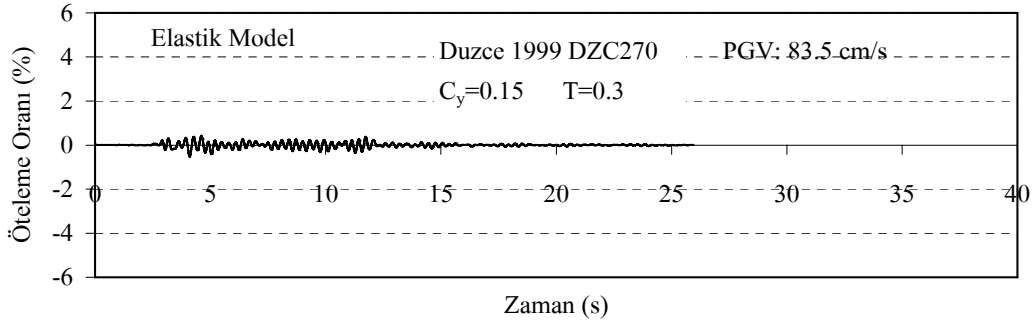






Şekil C.2.91 : Spektral öteleme oranı (Düzce 1999) (devam).





Şekil C.2.91 : Spektral öteleme oranı (Düzce 1999) (devam).

C.3. GÜÇLENDİRİLMİŞ NUMUNELER

C.3.1 Numune Üretimi

Güçlendirilmiş numunelerin üretimi orijinal numuneler ile birlikte yapıldığı için güçlendirme dışında diğer detaylar aynıdır. Burada farklı olan güçlendirme uygulamasına değinilecektir.

Yedi numune değişik güçlendirme yöntem ve detayları ile güçlendirilmiştir. Bunlardan beş numune lifli polimerler (LP) ile iki numune önüretimli çelik lifli plaka (HPFRCC) ile güçlendirilmiştir. Her numunenin güçlendirme uygulaması aşağıda detaylı bir şekilde açıklanmıştır.

C.3.1.1 Lifli polimer ile yapılan güçlendirme

Lifli polimer uygulaması

Lifli polimerler ile güçlendirilmiş numunelere geçmeden önce, bu bölümde lifli polimerler ile güçlendirilen bütün numunelere uygulanan standart prosedür verilmiştir. Lifli polimer uygulamasında lifli polimerin 90^0 döneceği köşeler gerilme yığılmalarını engellemek için yarıçapı 25 mm olan bir daire yayı şeklinde





Şekil C.3.1 : Numunelerin köşelerinin yuvarlatılması.

yuvarlatılmıştır (Şekil C.3.1). Ayrıca 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 çift bileşenli epoksipolyamin (BASF Primer) astar karışımı sürülmüştür. Bu karışım ağırlıkça %77 epoksi reçine ve %23 epoksi sertleştirici olacak şekilde hazırlanmış ve lifli polimer uygulanacak bölgelere sürülmüştür, (Şekil C.3.2). Astar karışımı sürülen numuneler diğer aşamaya geçilmeden önce 24 saat bekletilmiştir.



Şekil C.3.2 : Astar uygulaması.

Lifli polimer uygulamasına geçilmeden önce kumaş halindeki malzeme numuneler için güçlendirme tipine göre uygun genişlik ve boylarda kesilerek hazır hale getirilmiştir. Lifli polimer kompozitin numune yüzeyine ve birbirine yapışmasını sağlamak için çift bileşenli epoksi yapıştırıcı (Saturant, %76 epoksi reçine ve %24 epoksi sertleştirici) kullanılmıştır. İlk lifli polimer kompozit yapıştırılmadan önce yapıştırıcı yüzeye sürülmüş ve ardından kompozit özenli bir şekilde yapıştırılmıştır. Her tabaka için aynı işlem tekrarlanmıştır. Yapıştırma işleminin başarılı olması için, her tabaka yapıştırıldığında el ile hava kabarcıklarının çıkması ve yapıştırıcının eşit bir şekilde dağılması sağlanmıştır. Belirlenen bölgelere lifli polimer yapıştırıldıktan sonra bir kat daha yapıştırıcı sürülerek güçlendirme işlemi tamamlanmıştır, (Şekil C.3.3).



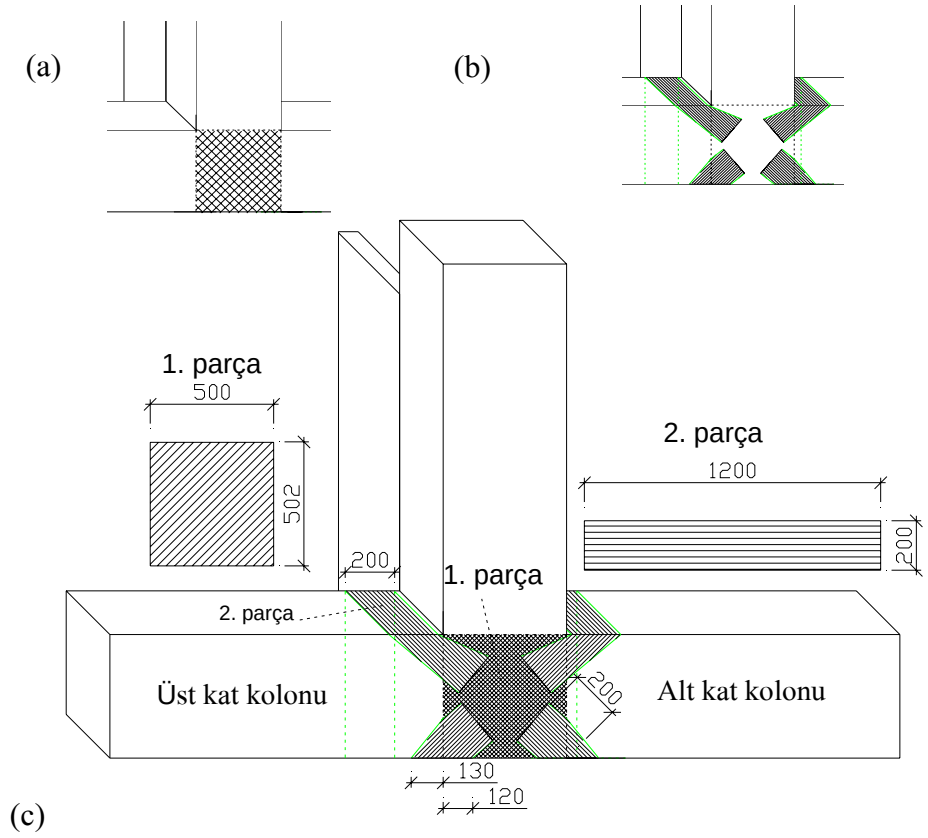
JCFRP ve JWCFRP

Şekil C.3.3 : LP uygulaması.

JCFRP

Bu numune birleşim bölgesinde her iki diyagonal doğrultuda üçer kat karbon lifli polimer sadece dış yüze yapıştırılarak güçlendirilmiştir. Güçlendirme uygulamasının detayları Şekil C.3.4'de görülmektedir. Şekil C.3.4.a'da görüldüğü gibi önce birleşim bölgesine diyagonal 45^0 doğrultuda bir kat lifli polimer yapıştırılmıştır. Daha sonra bu katın birleşim bölgesi dışında ankrajını sağlamak üzere 20 mm genişliğinde ve 120 cm uzunluğunda karbon LP şeritler alt ve üst köşede 200 mm'lik kısım birleşim

bölgesinde lifli polimere yapıştırılmış geri kalan 100 cm'lik kısım ise kolon etrafına sarılmıştır (Şekil C.3.4.b ve c). Güçlendirme uygulamasının son hali Şekil C.3.4.a ve b'nin birleşimi şeklindedir (Şekil C.3.4.c).



Şekil C.3.4 : LP güçlendirme uygulaması a) Her iki diyagonal yönde 45^0 açı ile LP uygulaması b) her köşede ankraj uygulaması ve c) her iki uygulama birlikte verilmiştir.

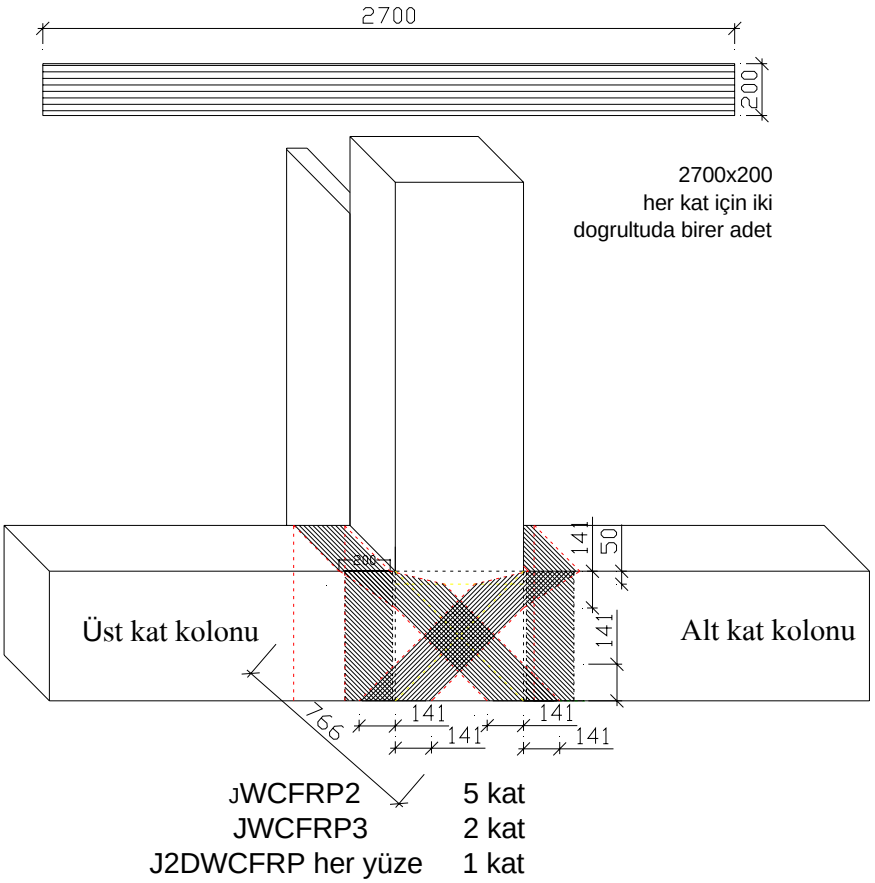
JWCFRP

Bu numunenin JCFRP numunesinden tek farkı bu numune de kaynak ve 13 cm tamir harcı uygulamasının da yapılmış olmasıdır. Tamir harcı uygulaması Ek. C. 2.1.5'te anlatılmıştır.

JWCFRP2

Şekil C.3.5'te görüldüğü gibi bu numune birleşim bölgesinin dış yüzeyine diyagonal yönde 5'er kat 200 mm'lik şeritler şeklinde lifli polimer yapıştırılarak güçlendirilmiştir. Bu numunede LP malzemesinin betona ankrajı bir önceki JCFRP

ve JWCFRP numuneleri ile aynı şekilde kolon etrafına yapılan sargılama ile sağlanmıştır. Birleşimde sadece orta şeritte lifli polimer olduğundan bir önceki güçlendirme detayından birleşim bölgesinde %19 daha az karbon LP kullanılmıştır ve bu güçlendirme detayında LP malzemesinde hiç fire olmamaktadır. Bir önceki numunedeki LP malzemesini birleşim bölgesinin tüm yüzeyine uygulamak için kenarları kesilip atılmaktadır. Ayrıca bu yöntem pratik olarak daha kolay uygulanabilir bir yöntemdir. Bu numunede JWCFRP'de olduğu gibi kiriş boyuna donatıları birbirine kaynaklanıp 13 cm tamir harcı dökülmüştür.



Şekil C.3.5 : JWCFRP2 ve JWCFRP3 için LP güçlendirme uygulaması.

JWCFRP3

Bu numunenin JWCFRP2 numunesinden tek farkı bu numune de kullanılan lifli polimer kat sayısının 5 yerine 2 kat olmasıdır, Şekil C.3.5.

J2DWCFRP

Bu numunede enine kiriş ve döşeme olmadığından dolayı lifli polimer uygulaması karşılıklı iki birleşim yüzüne uygulanmıştır. JWCFRP2 numunesinde olduğu gibi her yüze bir kat lifli polimer 200 mm'lik şeritler halinde diyagonal orta bölgeye yapıştırılarak güçlendirilmiştir, Şekil C.3.5. Bu numunede kullanılan lif miktarı JWCFRP3'te kullanılan ile aynı miktardadır. Ayrıca bu numunede de kaynak ve tamir harcı uygulaması yapılmıştır.

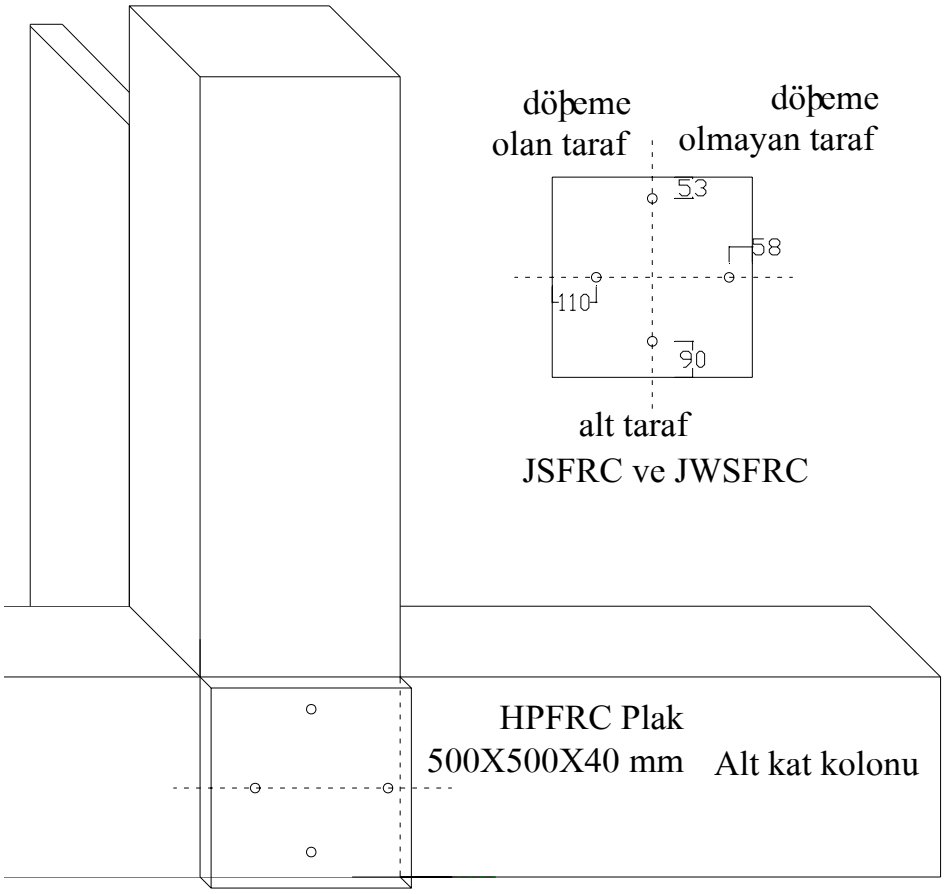
C.3.1.2 Çelik lifli plaka ile güçlendirme

JSFRC

Bu numune birleşim bölgesinin dış yüzeyine 40 mm kalınlıkta ön üretimli HPFRCC plağın yapıştırılması ile güçlendirilmiştir, Şekil C.3.6. Bu numunede kaynak ve tamir harcı uygulaması yapılmamıştır. HPFRCC plak laboratuvarda üretilmiş ve uygun kür koşulları uygulandıktan sonra numunenin güçlendirilmesinde kullanılmıştır. Plak üretimi ile ilgili detaylar Bölüm 4.2.2.1.2.2 ve Ek B.2.2.1'de verilmiştir. HPFRCC plak ile birleşim bölgesi yüzeyi arasında yapıştırıcı madde olarak BASF firmasından temin edilen çift bileşenli epoksi (concresive 1406) kullanılmıştır. Kullanılan epoksinin 7 günlük basınç dayanımı 75 MPa, eğilme dayanımı ise 25 MPa'dır. Yapıştırma işlemi için 3 mm epoksi kalınlığı düşünülmüş ve her bir yapıştırma işlemi için gerekli olan miktar hesaplanarak epoksi harcı hazırlanmıştır. Hazırlanan epoksi önceden hazırlanan ve temizlenen yüzeye spatula yardımı ile sürülmüş ve yüzeye eşit miktarda dağılmasına dikkat edilmiştir. Epoksi harcının yüzeye sürülmesinden sonra paneller, birleşim bölgesine pareler yanaştırılarak işkenceler yardımıyla sabitlenmiştir. İşkencelerin plaka yüzeyine zarar vermemesi için araya tahta

elemanlar yerleştirilmiştir, Şekil C.3.7. Bu işlemden sonra numune bir gün bekletilmiş ve işkenceler sökülmüştür.

Yapılan hesaplar sonucu aradaki aderansı sağlamak için sadece bu kimyasal yapıştırıcının yeterli olmayacağı görülmüş ve ilave olarak 4 adet M16 ankraj bulunu kullanılmıştır. 4 adet 16 mm çapındaki ankraj bulunları epoksi kullanılarak daha önceden açılmış olan deliklere monte edilmiştir. Daha sonra HPFRCC plak ankraj



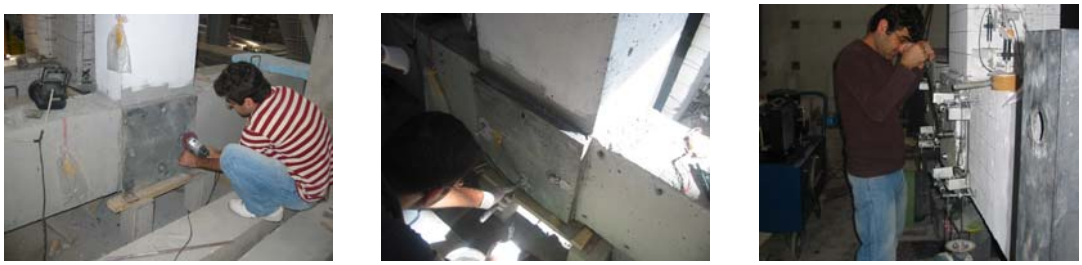
Şekil C.3.6 : JSFRC ve JWFSFRC için güçlendirme uygulaması.

bulonlarına takılan somunlar tork anahtarı ile maksimum 12 Nm burulma momenti verilerek sıkılmıştır. Sıkma sırasında bulonlara verilen kuvveti ölçmek için ayrıca her buluna şekildeğiştirmeölçer yapıştırılmıştır. Şekildeğiştirme ölçerlerden okunan en büyük değerler 110, 54, 99 ve 57 makrostrain'dir. Şekil C.3.8'de ankraj

uygulamasından önce delik kenarlarının temizlenmesi, bulonların epoksi kullanılarak deliğe yerleştirilmesi ve cıvataların tork anahtarı ile sıkılması sırası ile gösterilmiştir.



Şekil C.3.7 : HPFRCC plağının birleşim bölgesi yüzeyine concressive 1406 ile yapıştırılması.



Şekil C.3.8 : Ankraj uygulamasının yapılması.

JWSFRC

Bu numunenin JSFRC numunesinden tek farkı HPFRC plak uygulamasına ilave olarak kiriş boyuna donatılarının kaynaklanması ve 13 cm tamir harcı uygulamasının yapılmış olmasıdır.

C.3.2 Malzeme Özellikleri

C.3.2.1 Astar

Lifli polimer ile güçlendirme aşamasında, uygulanacak LP malzemenin betona aderansını tam olarak sağlamak için ilk olarak BASF tarafından üretilen astar kullanılmıştır. BASF astarın özellikleri Ek A.2.2.3'te verilmiştir.

C.3.2.2 Saturant

LP tabakaların betona ve birbirlerine yapışmasını sağlamak için BASF-YKS Saturant kullanılmıştır. BASF-YKS Saturantın özellikleri Ek A.2.2.3'te verilmiştir.

C.3.2.3 Lifli polimer

Bu çalışmada güçlendirme malzemesi olarak MBRACE FIBER C1-30 türü karbon lifli polimer tabakaları kullanılmıştır. LP malzemeler kopma dayanımına ulaşana kadar doğrusal bir gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi gösterirler.

Güçlendirmelerde kullanılan MBRACE FIBER C1-30 lifli polimerin özellikleri Çizelge C.3.1'de verilmiştir.

Çizelge C.3.1 : MBRACE FIBER C1-30.

MBRACE FIBER C1-30	Elastisite Modülü (N/mm2)	Çekme Dayanımı (N/mm2)	Tasarım kesit kalınlığı (mm)	Toplam ağırlık (g/m^2)	Kopmada uzama (%)	Genişlik (mm)
	240 000	3800	0.176	330	1.55	300/600

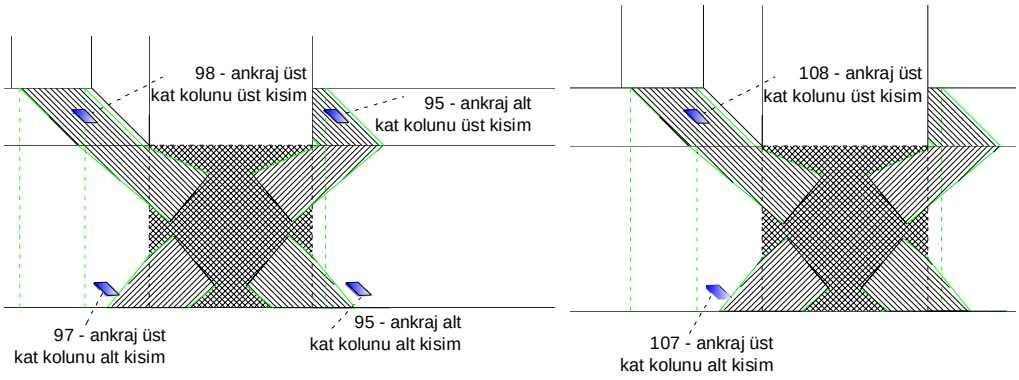
C.3.3 Deney Düzeneği ve Ölçüm Sistemi

5.3.3.1 Deney düzeneği ve yükleme sistemi

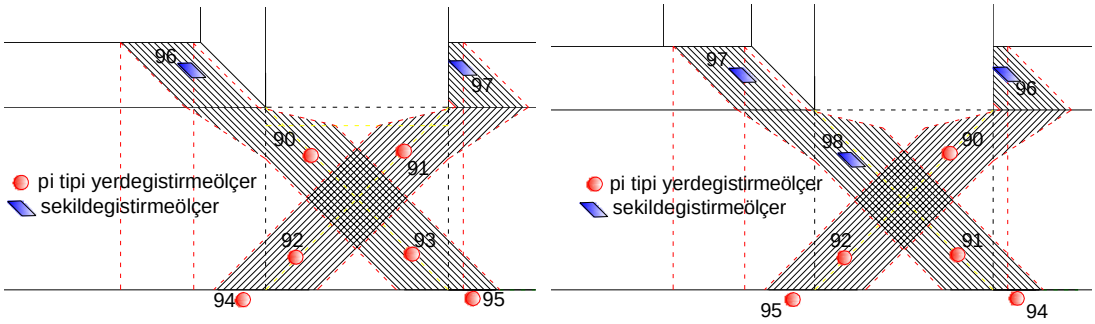
Deney düzeneği ve yükleme sistemi orijinal numunelerdeki ile aynıdır.

C.3.3.2 Ölçüm sistemi

Ölçüm sistemi orijinal numunelerdeki ile aynıdır. Fakat güçlendirilmiş numunelerde güçlendirme malzemesindeki şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeleri ölçmek için ilave şekildeğiştirmeölçer (PL-11L tipi) ve yerdeğiştirmeölçerler (pi tipi) kullanılmıştır. Bu şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeölçerlerin LP üzerindeki konumları Şekil C.3.9'da verilmiştir. İlgili ölçüm aleti ile ilgili deney sonuçları verildiğinde ilgili ölçümün yeri de gösterilecektir.



JCFRP JWCFRP



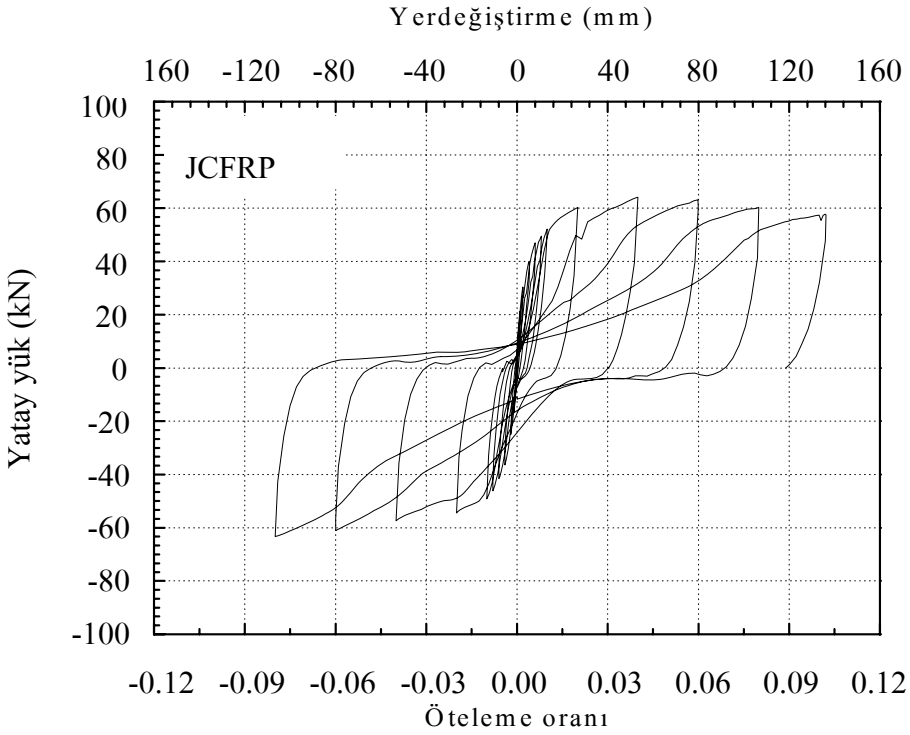
JWCFRP2 JWCFRP3

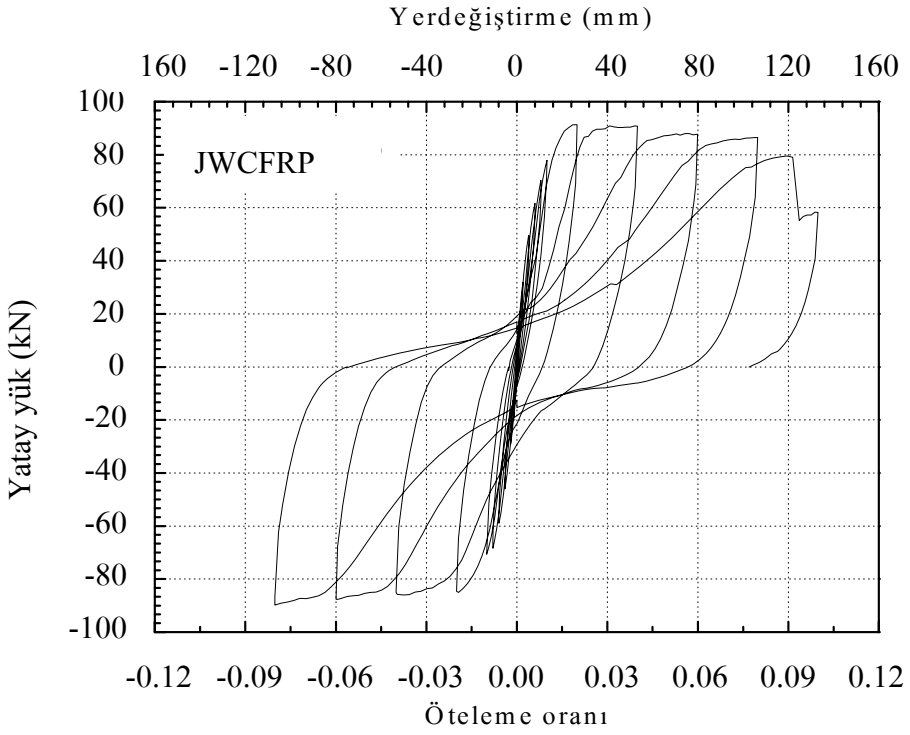
Şekil C.3.9 : LP'ler üzerine yerleştirilen şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmeölçerler.

C.3.3.3 Deney sonuçları

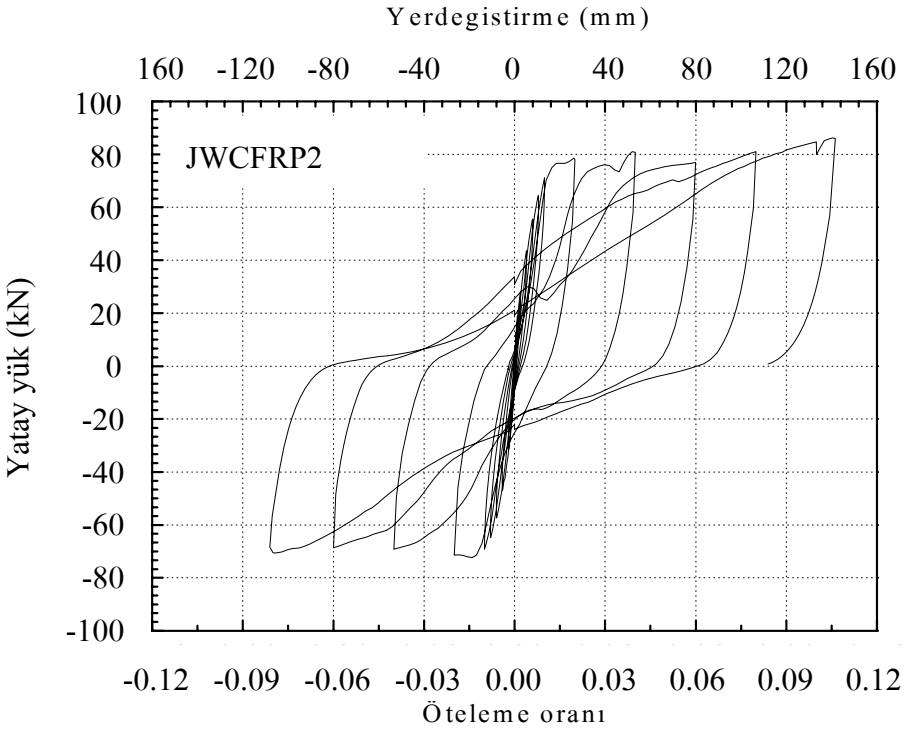
C.3.3.3.1 Yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri

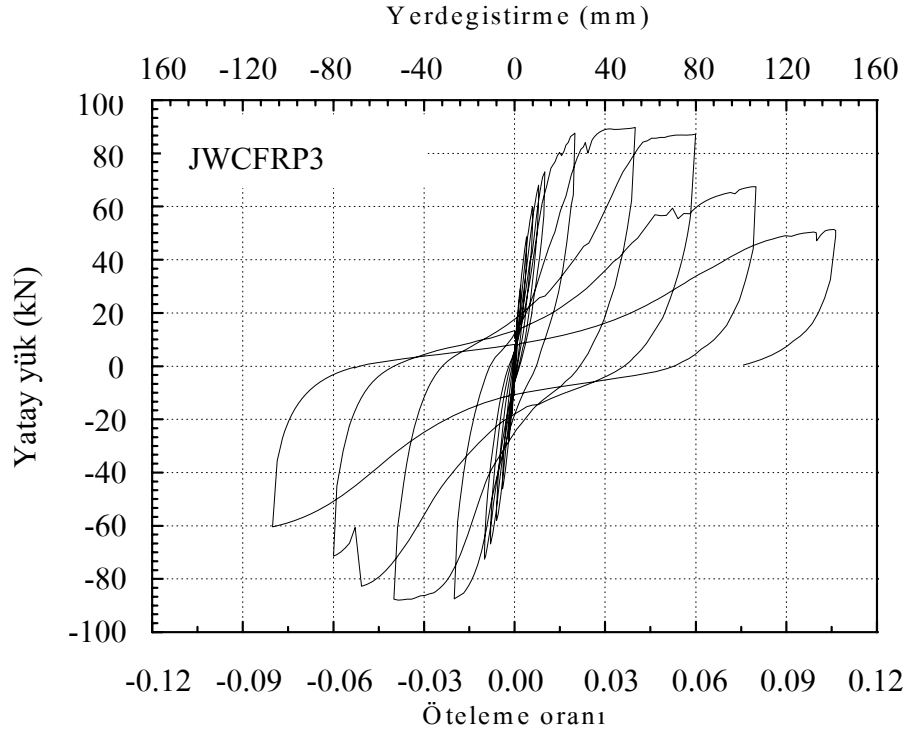
Şekil C.3.10'da numunelere ait yük-öteleme oranı-yerdeğiştirme ilişkileri verilmiştir. Numune isimleri grafikler üzerinde belirtilmiştir.



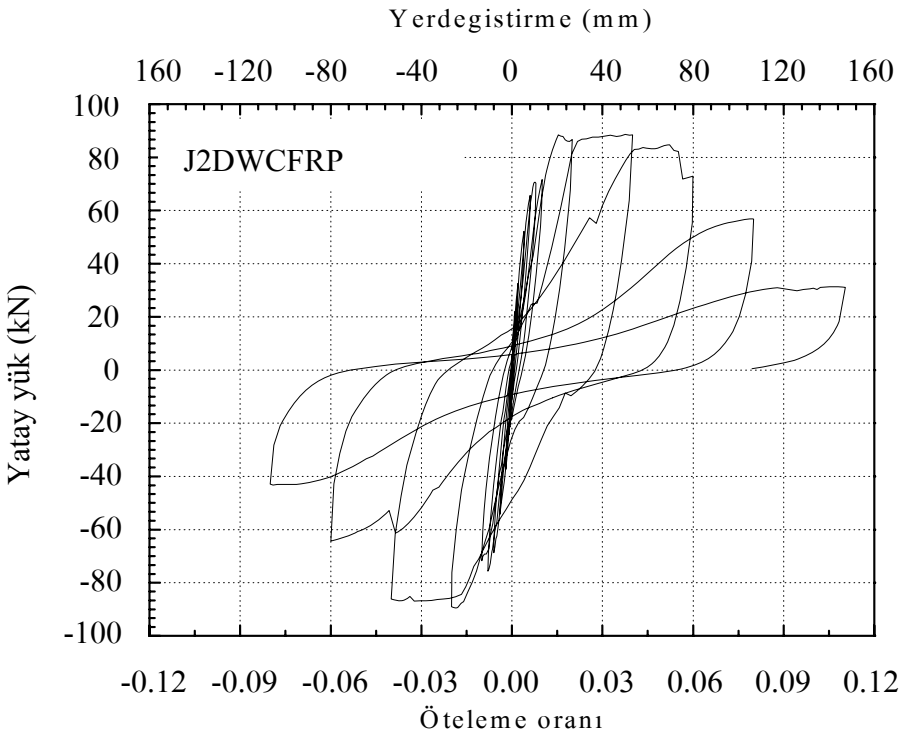


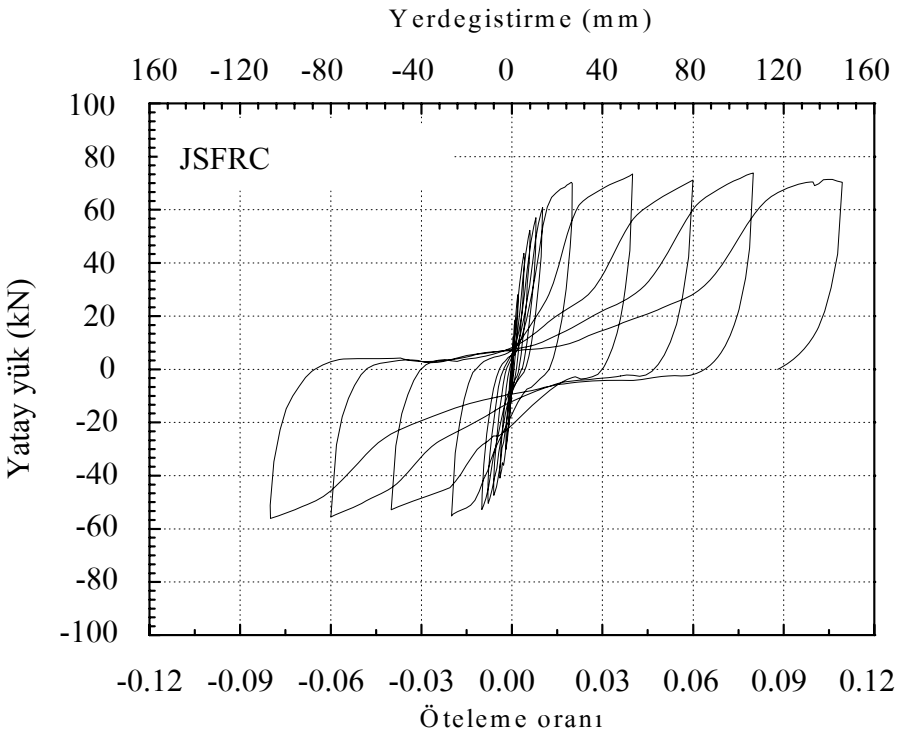
Şekil C.3.10 : Yük–öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri.



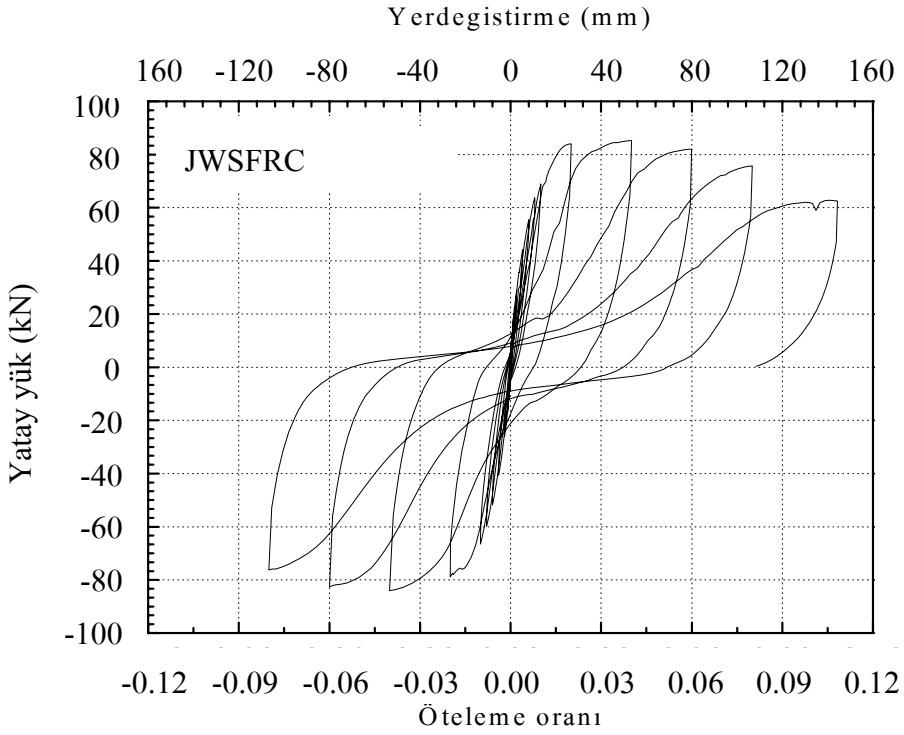


Şekil C.3.10 : Yük–öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri (devam).

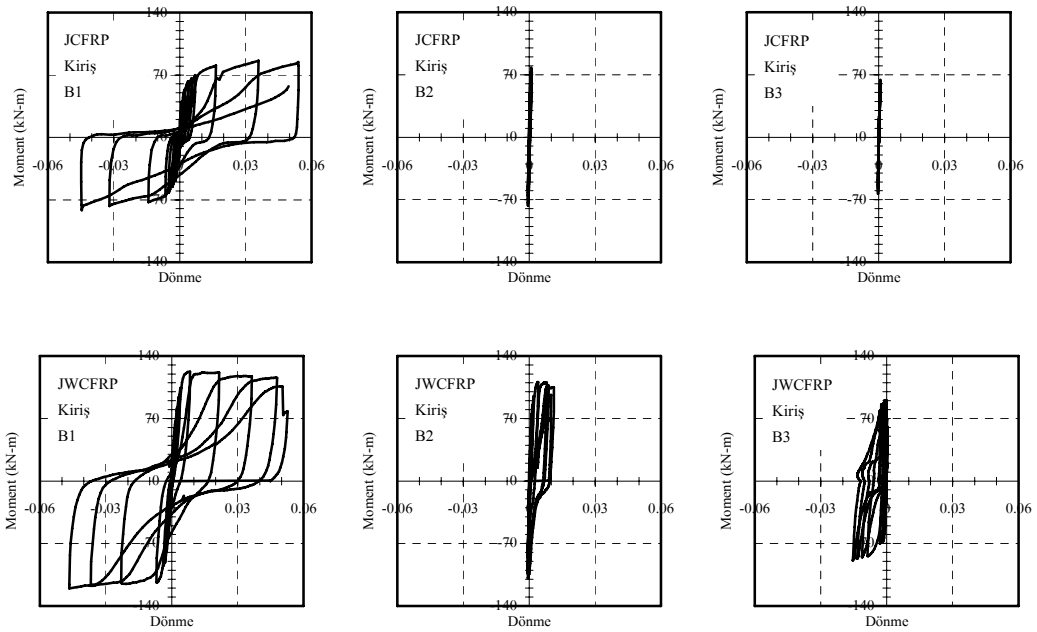




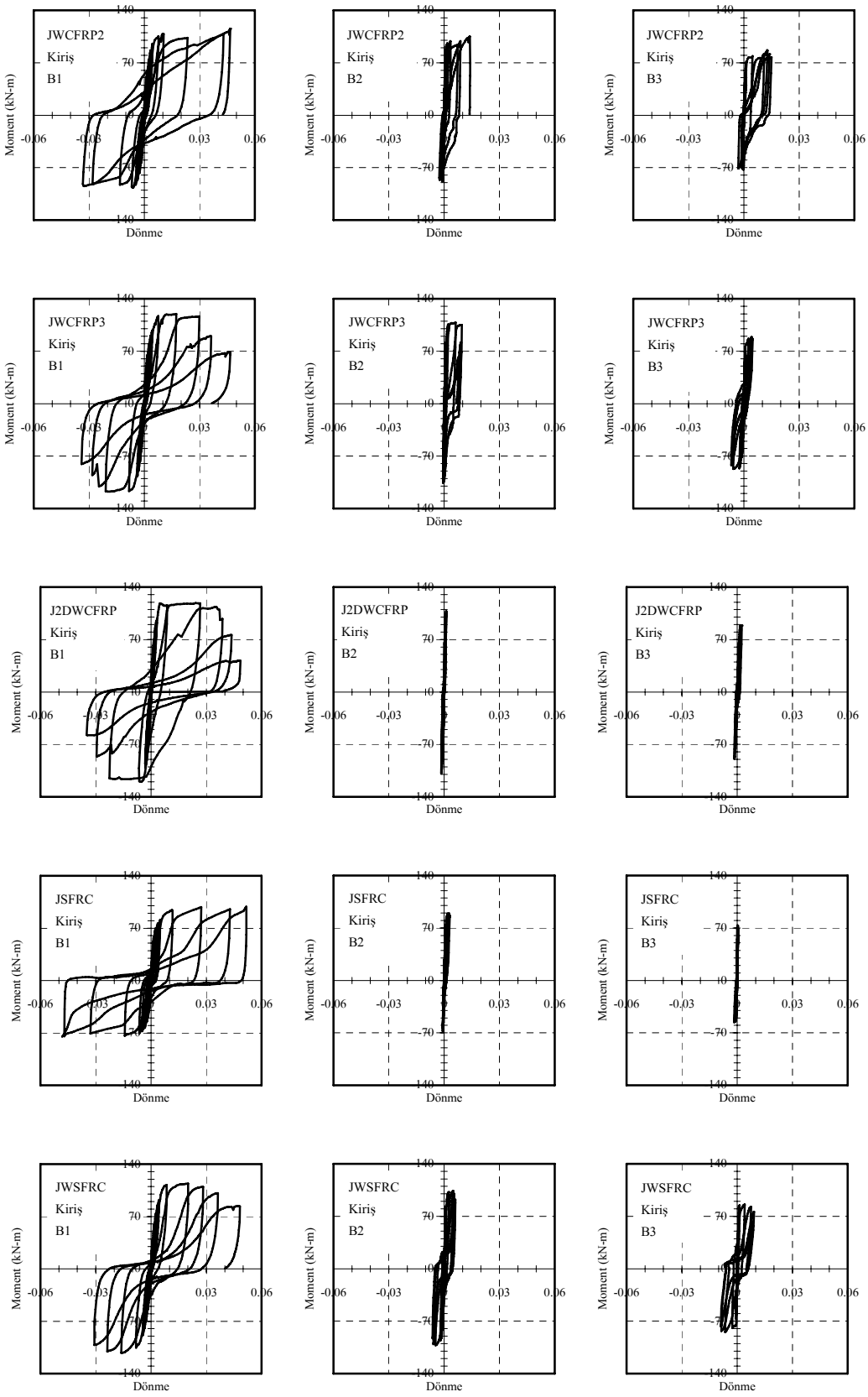
Şekil C.3.10 : Yük–öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri (devam).



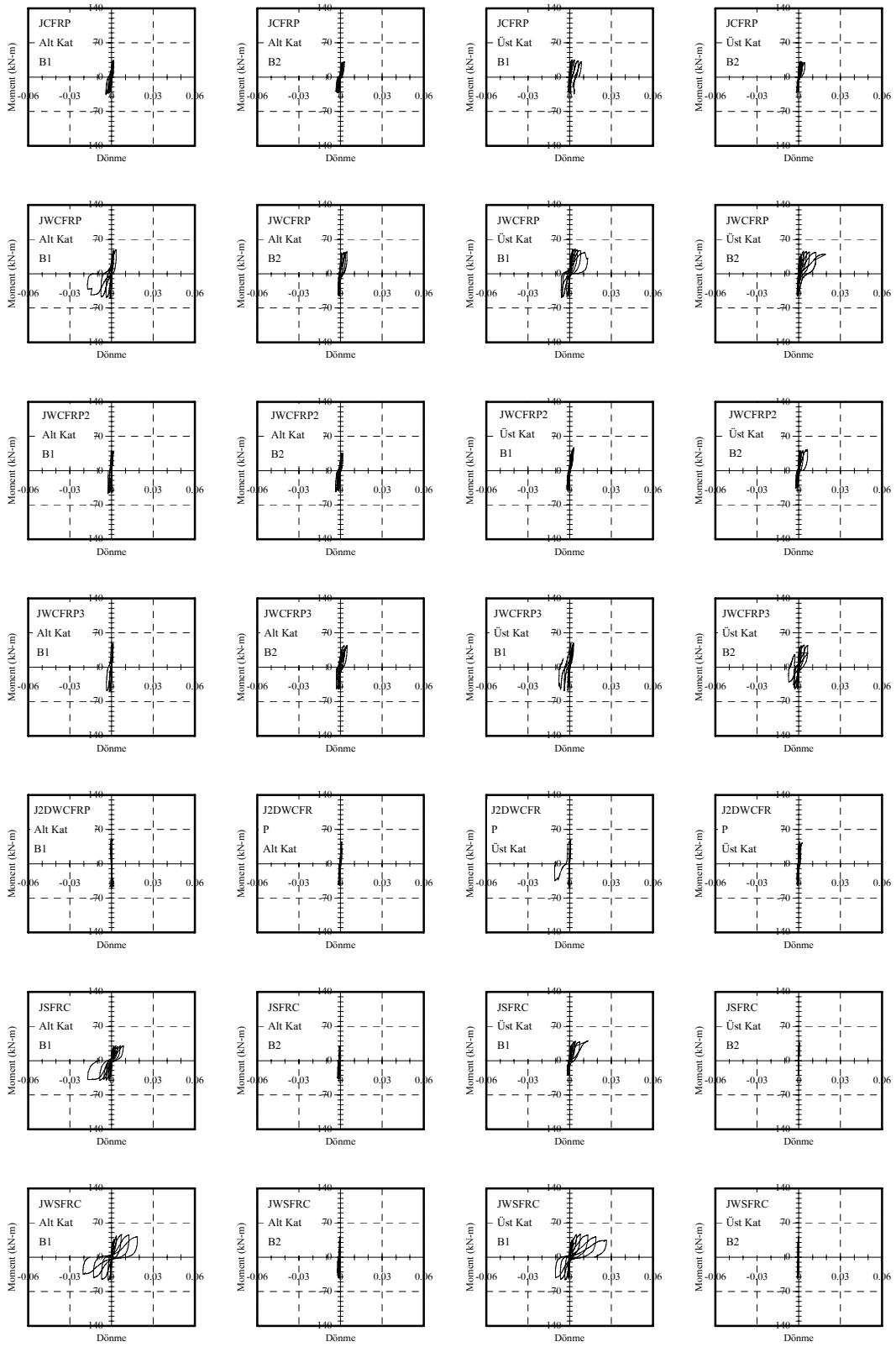
Şekil C.3.10 : Yük–öteleme oranı–yerdeğiştirme ilişkileri (devam).



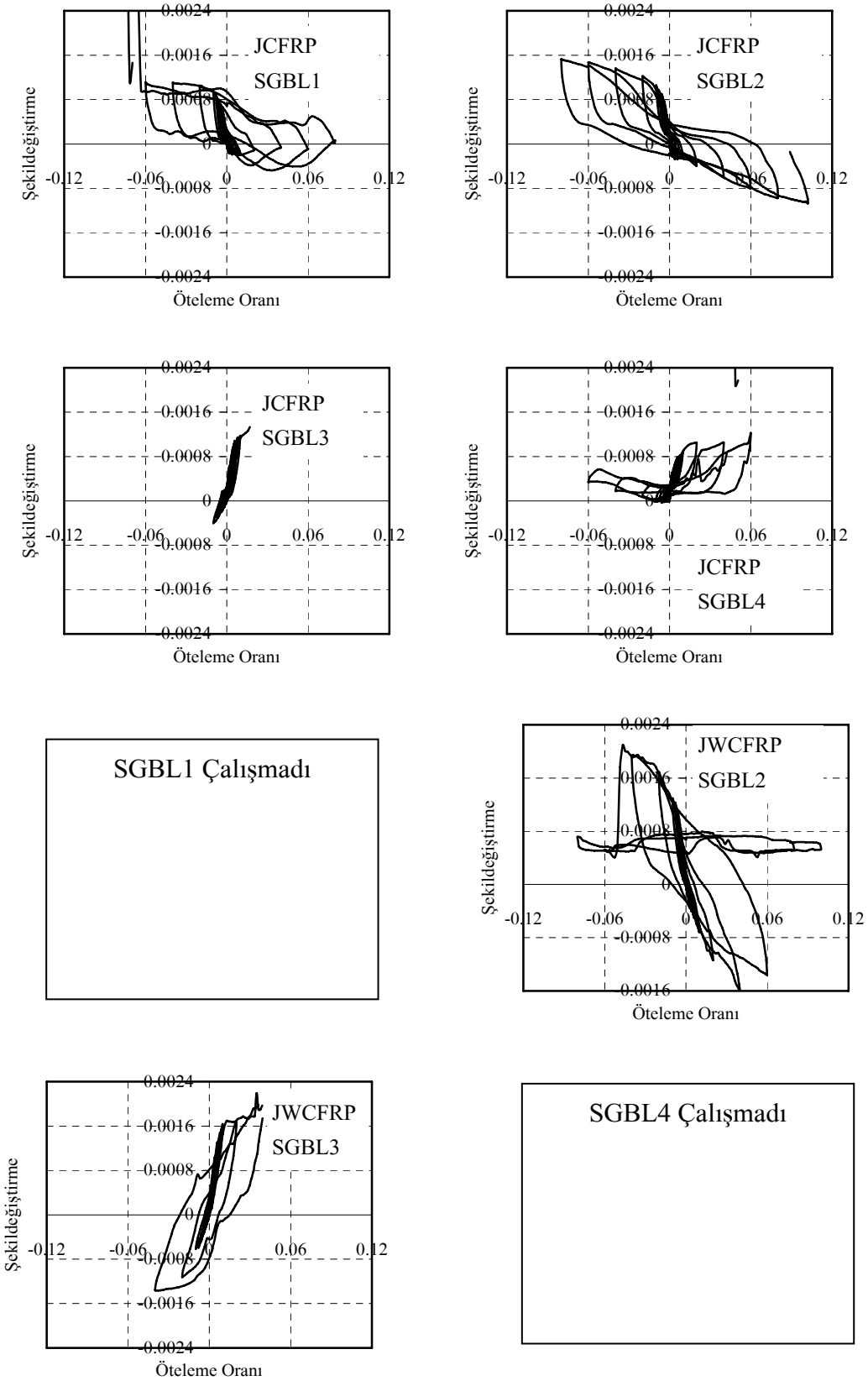
Şekil C.3.11 : Kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri.



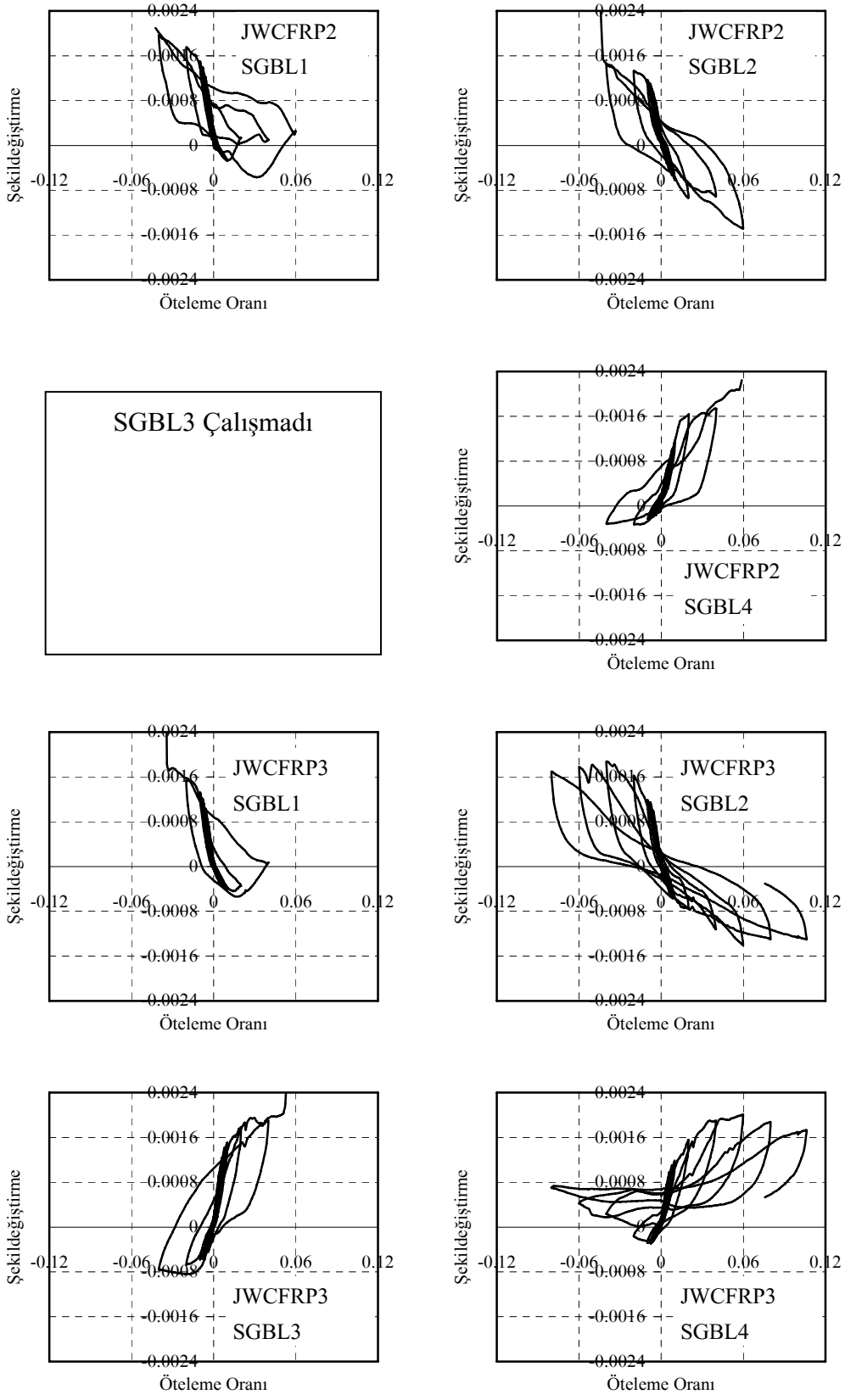
Şekil C.3.11 : Kiriş için üç farklı bölgeden elde edilen moment-dönme ilişkileri (devam).



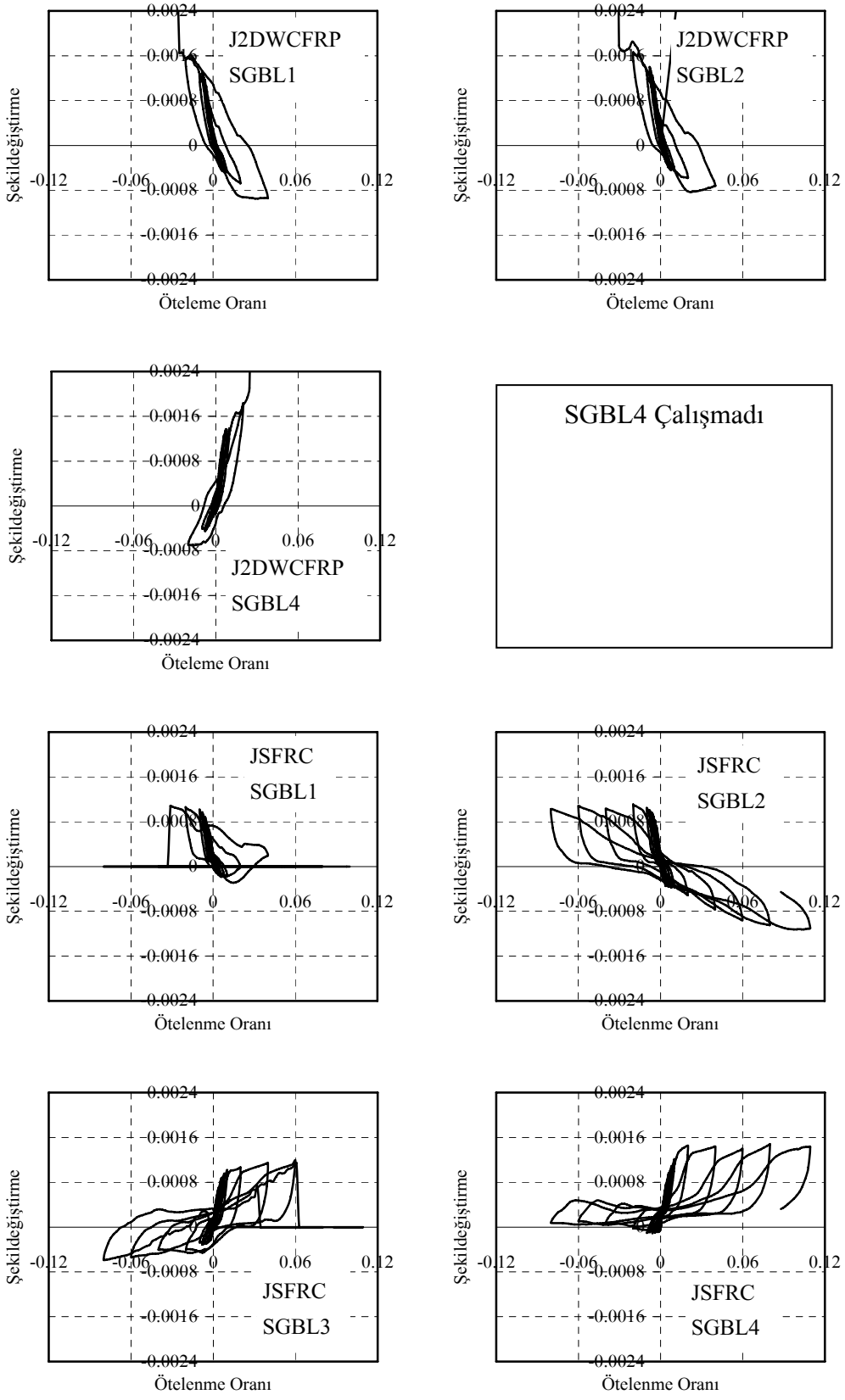
Şekil C.3.12 : Alt ve üst kat kolonları için iki farklı bölgelerden elde edilen moment-dönme ilişkileri.



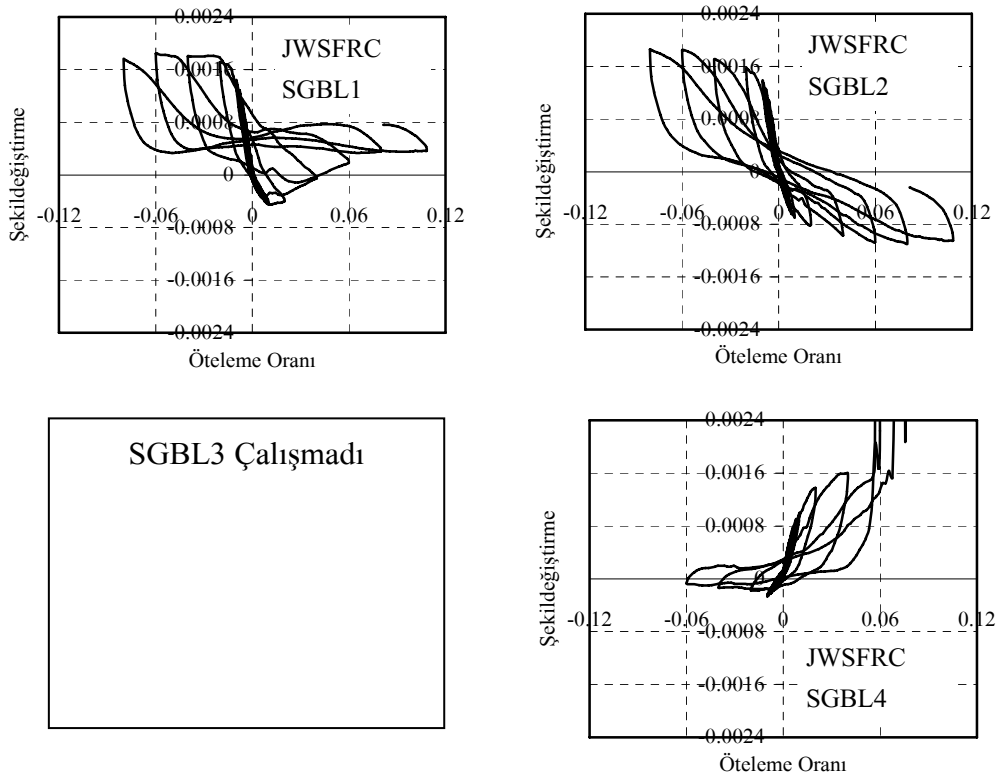
Şekil C.3.13 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



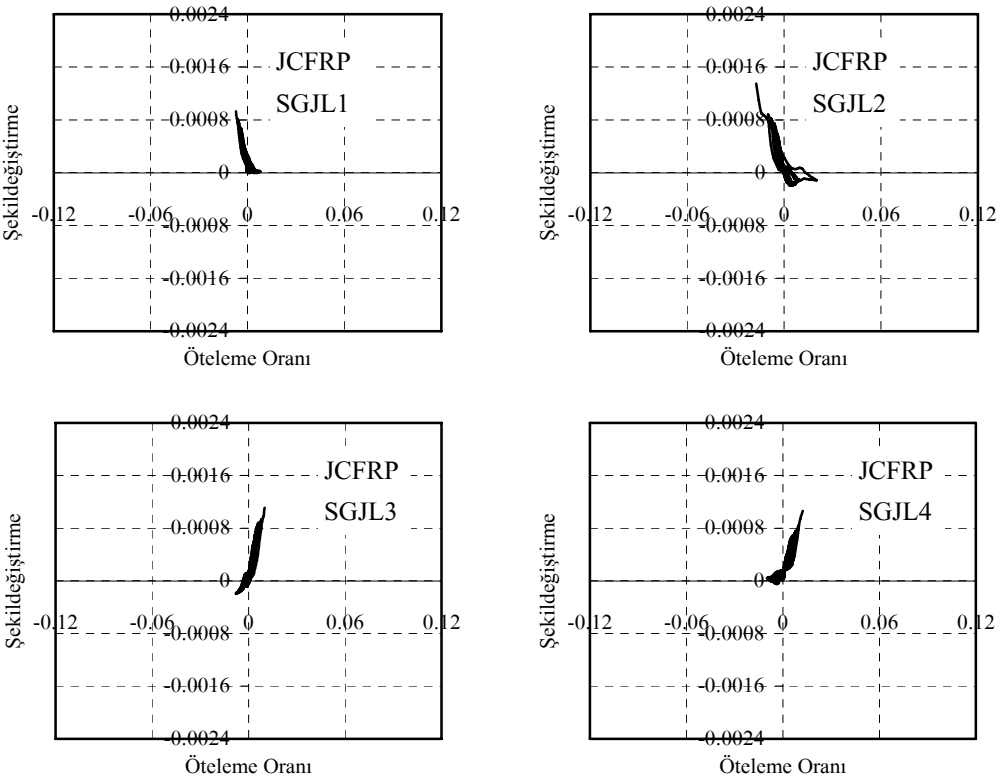
Şekil C.3.13 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



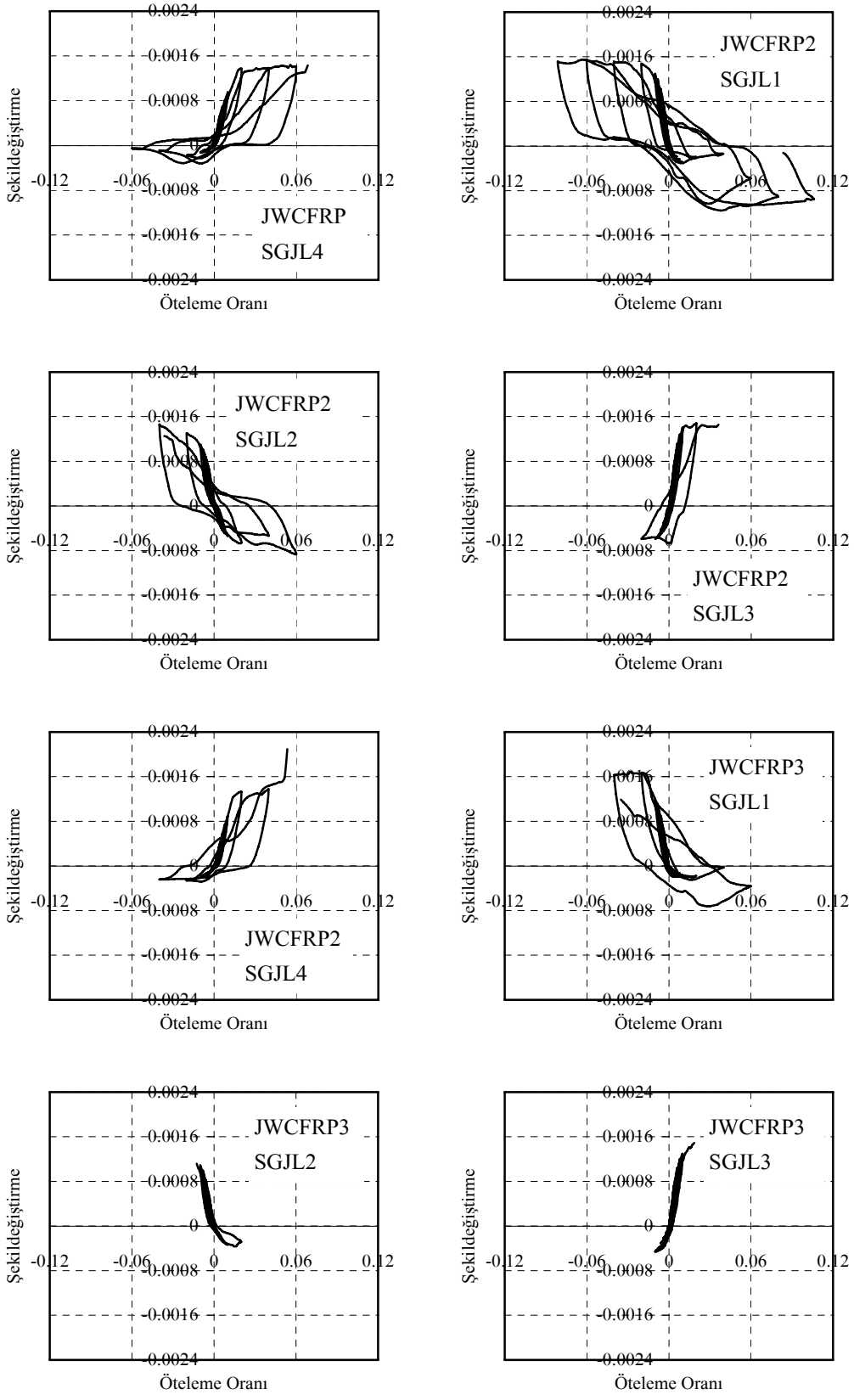
Şekil C.3.13 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



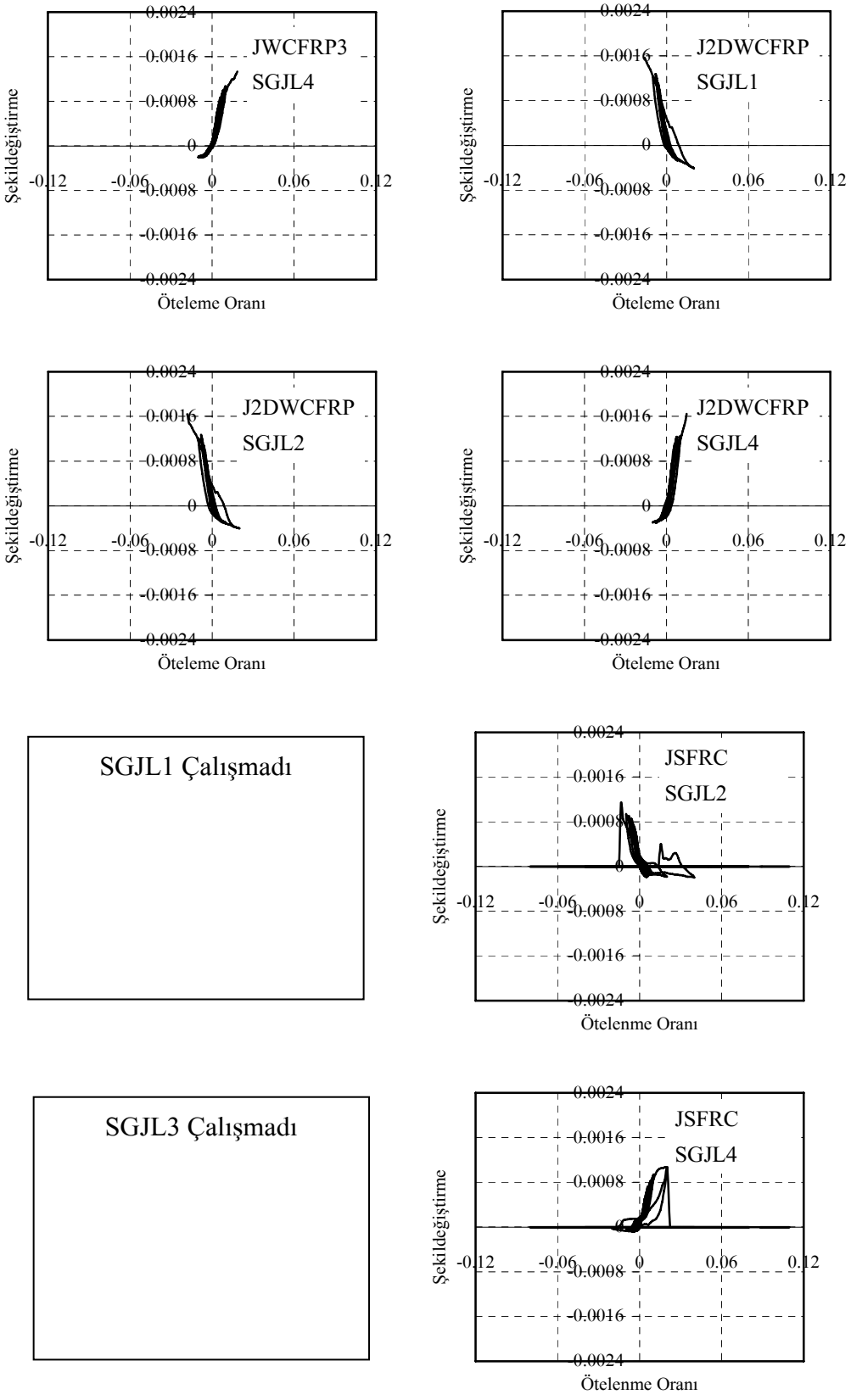
Şekil C.3.13 : Kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



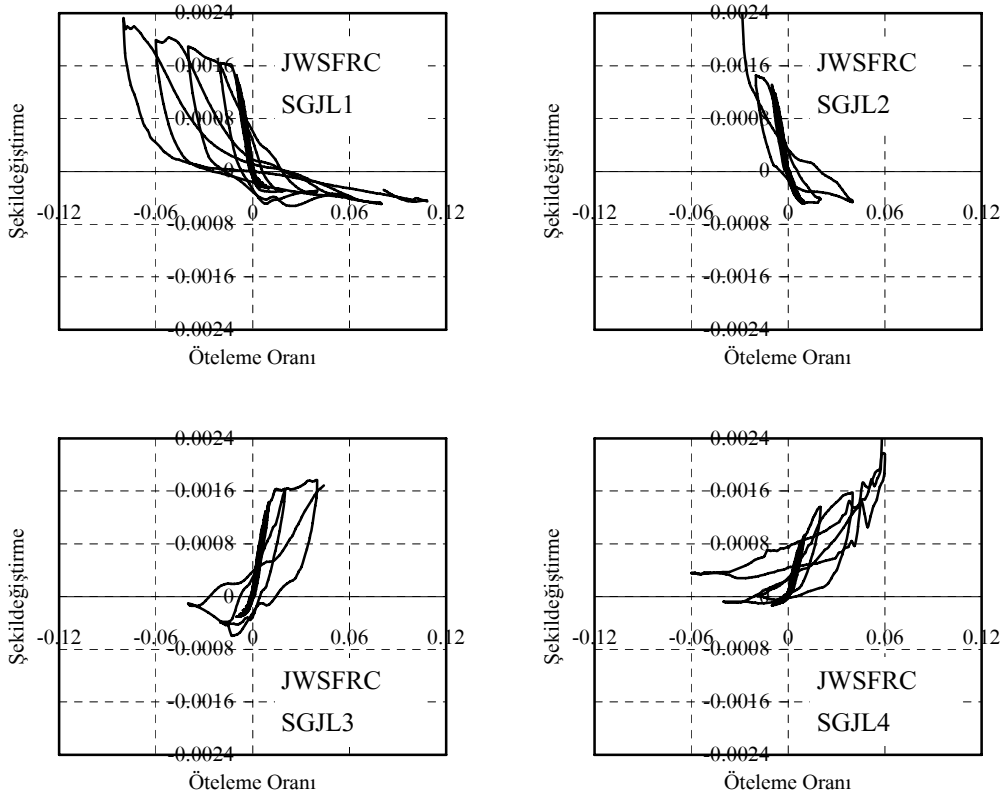
Şekil C.3.14 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



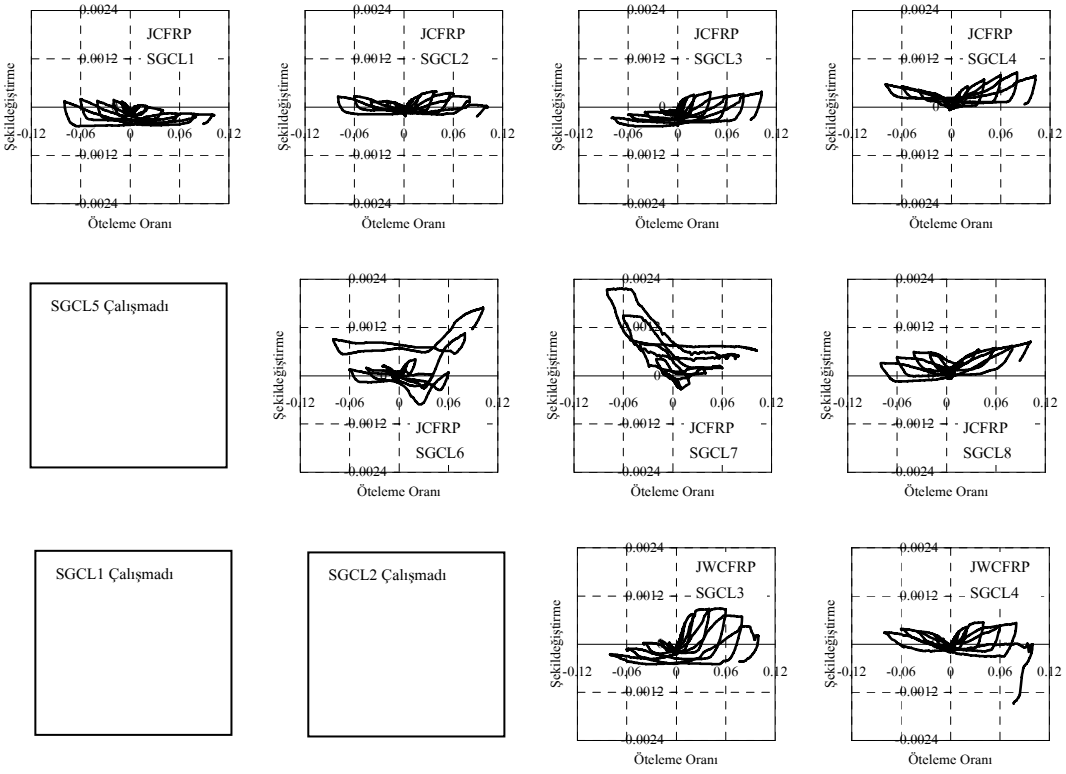
Şekil C.3.14 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



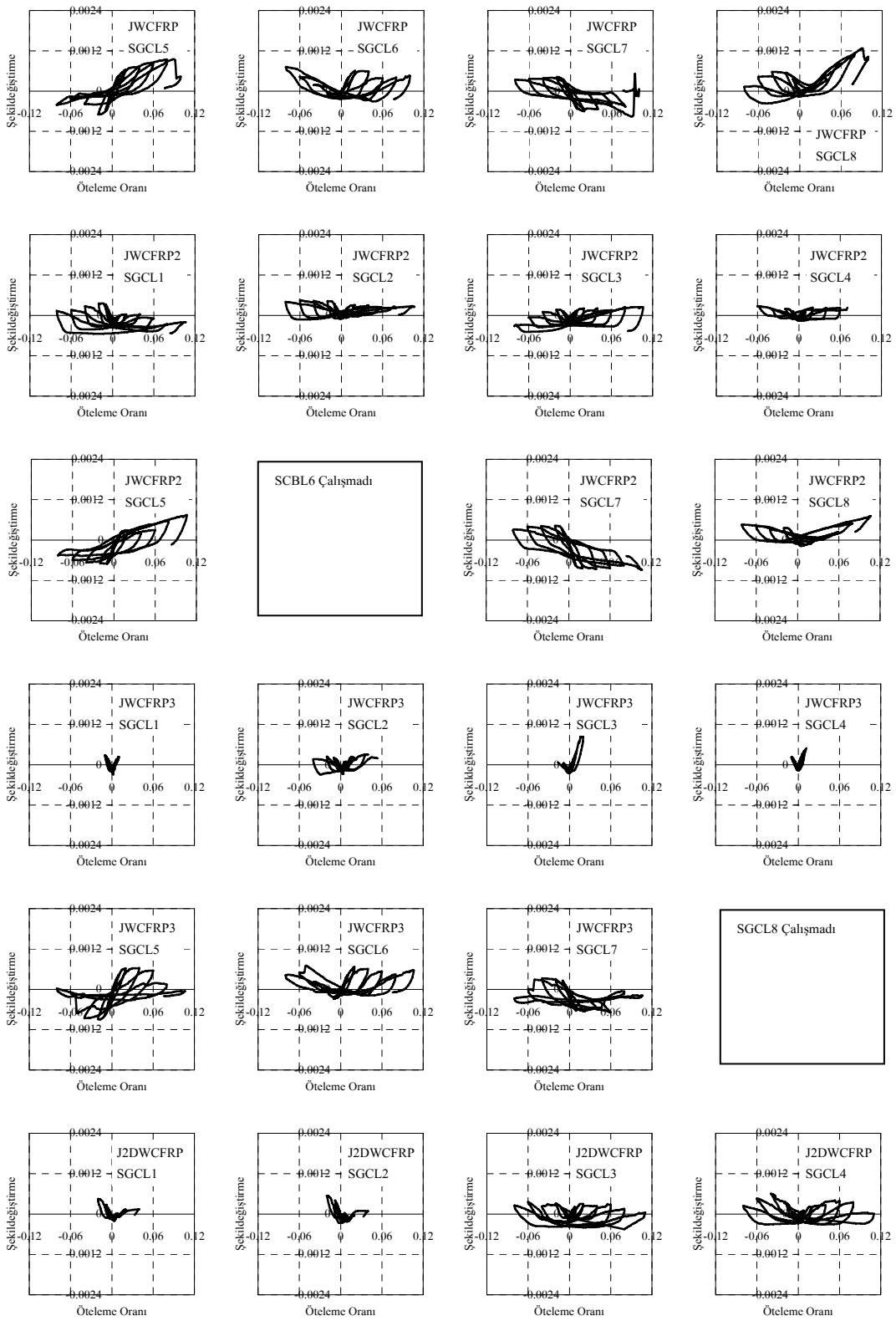
Şekil C.3.14 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



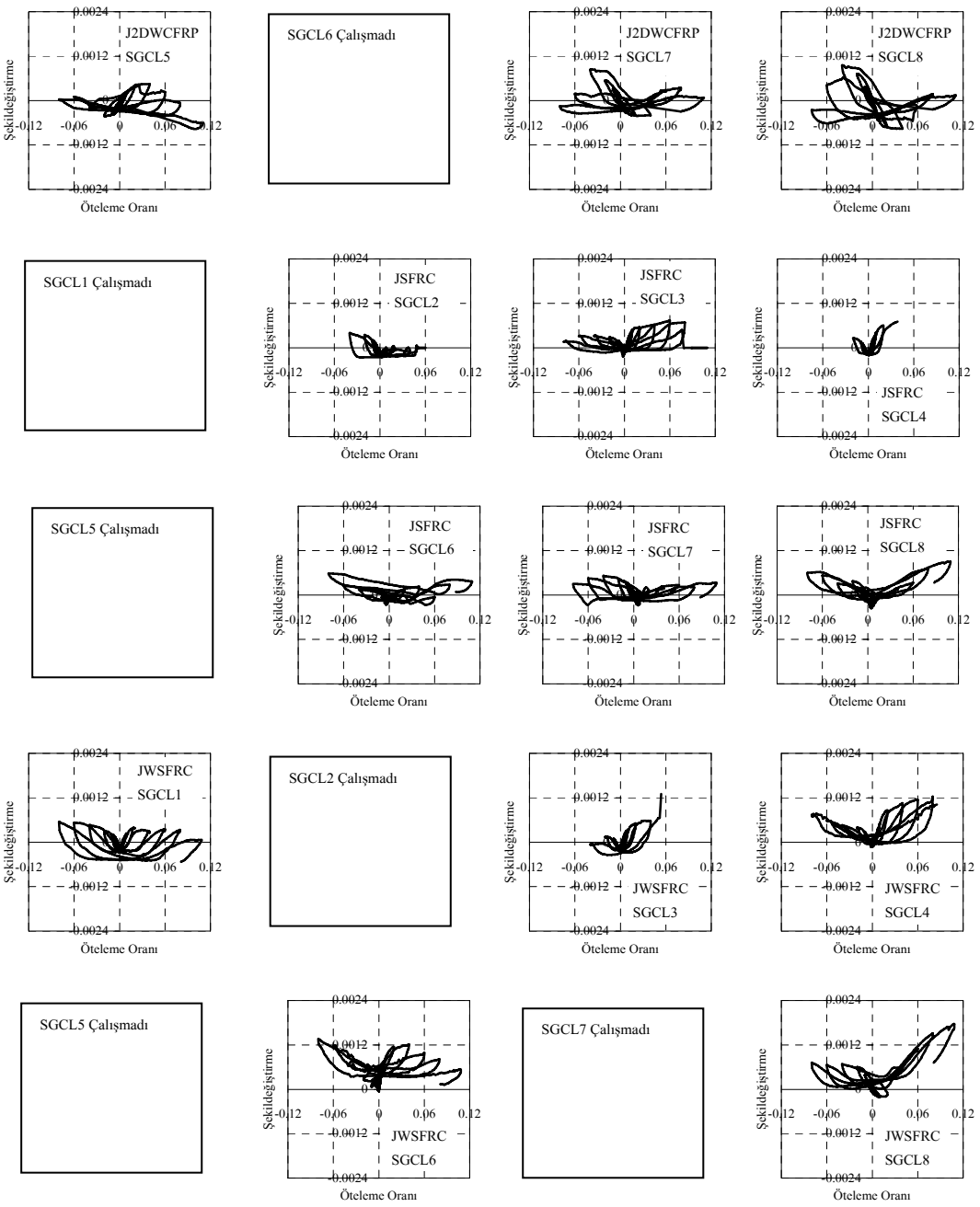
Şekil C.3.14 : Birleşim bölgesinde kiriş boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



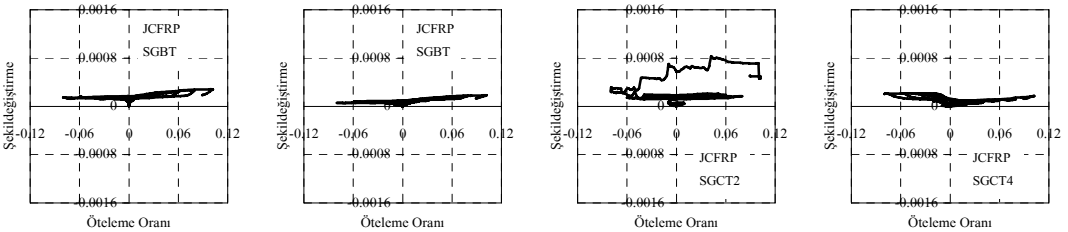
Şekil C.3.15 : Kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



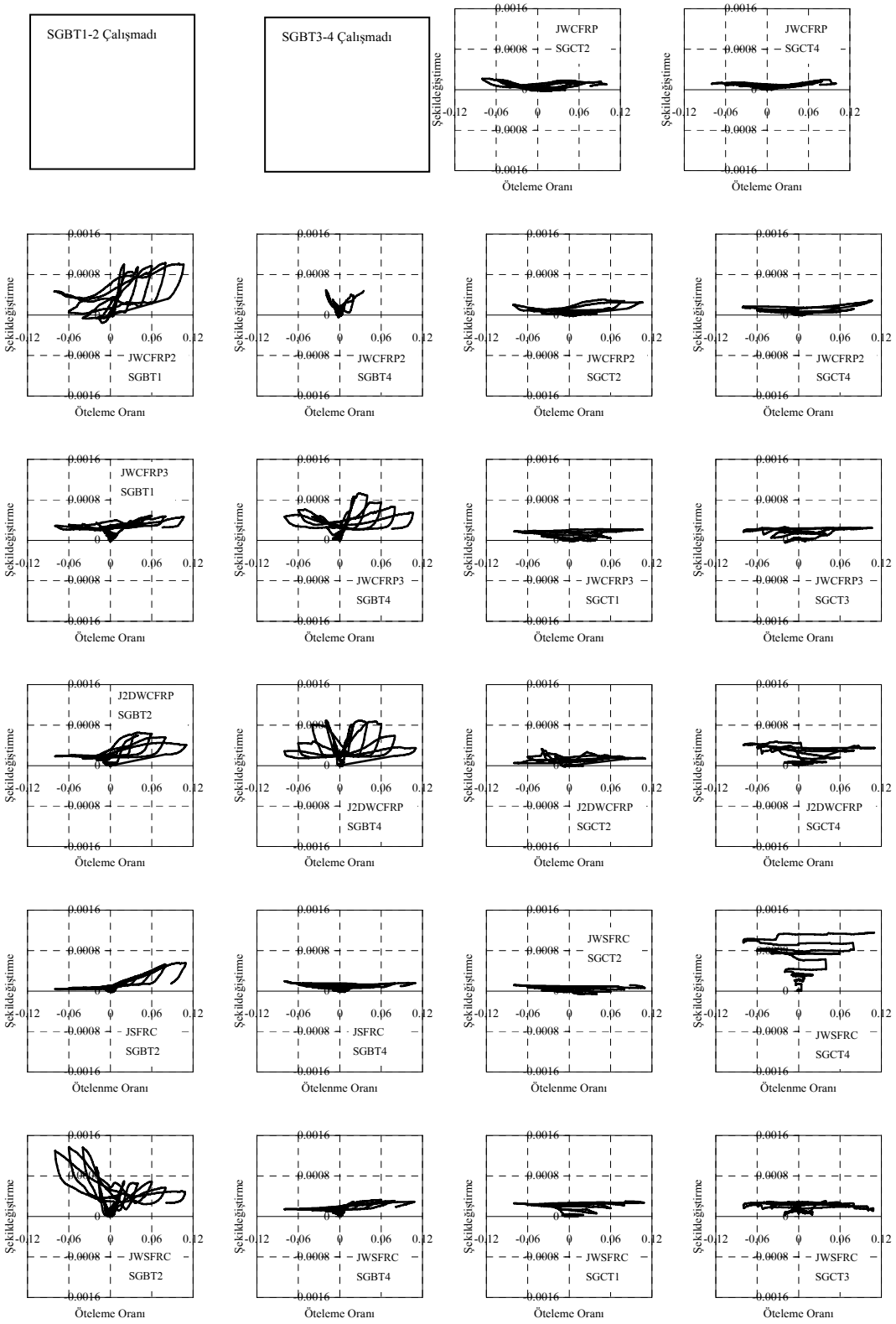
Şekil C.3.15 : Kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



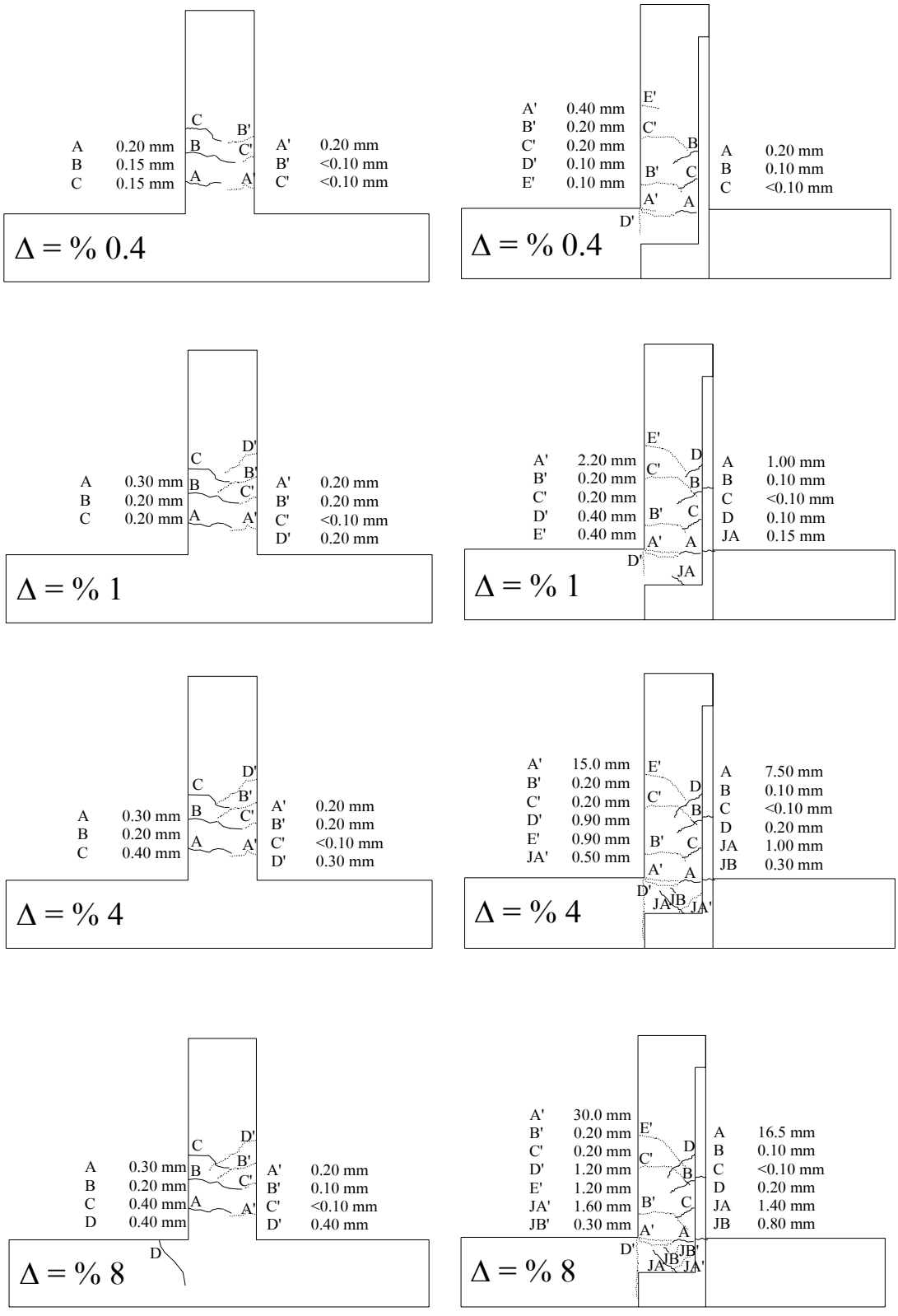
Şekil C.3.15 : Kolon boyuna donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



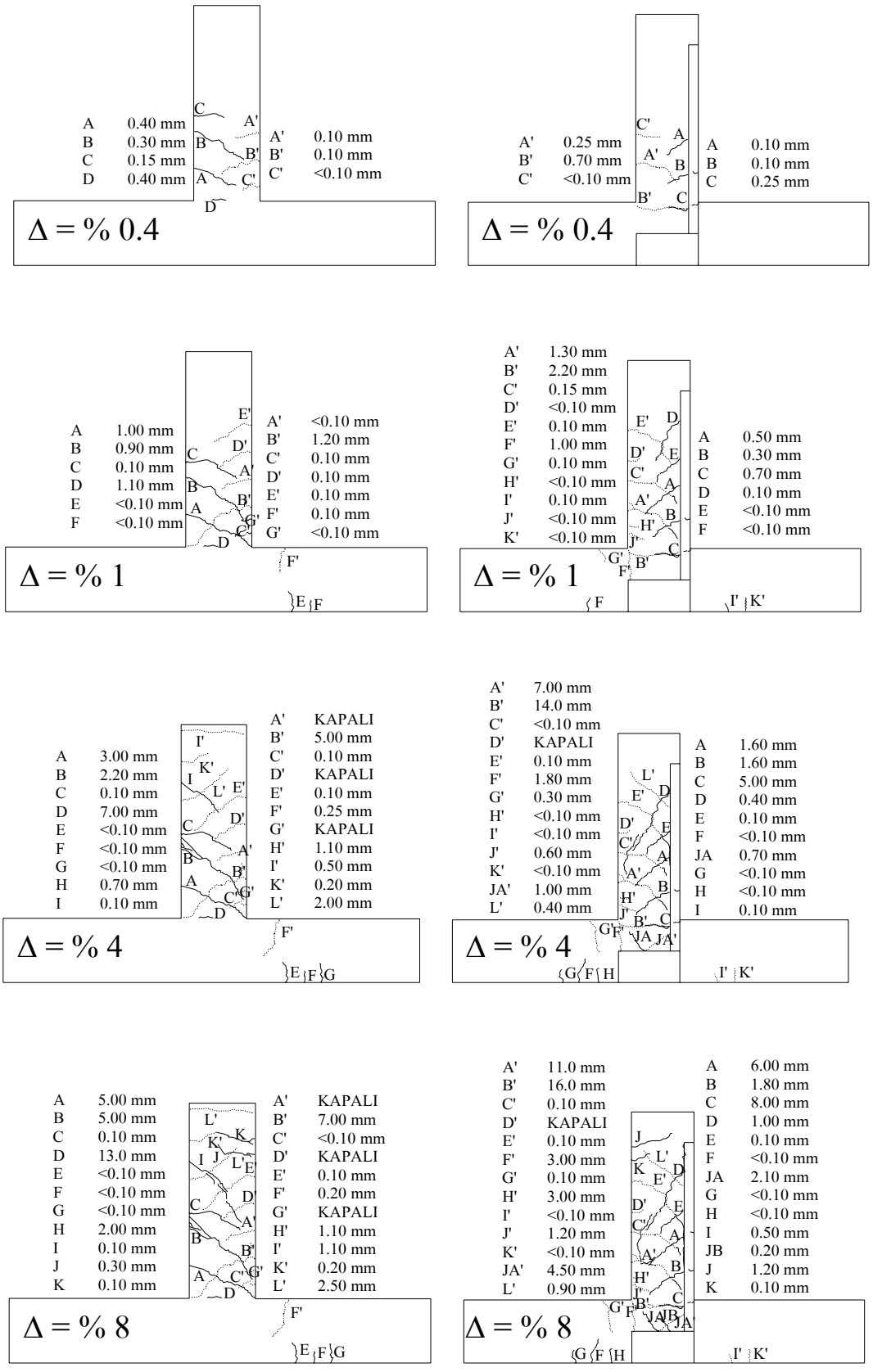
Şekil C.3.16 : Kiriş ve kolon etriye donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri.



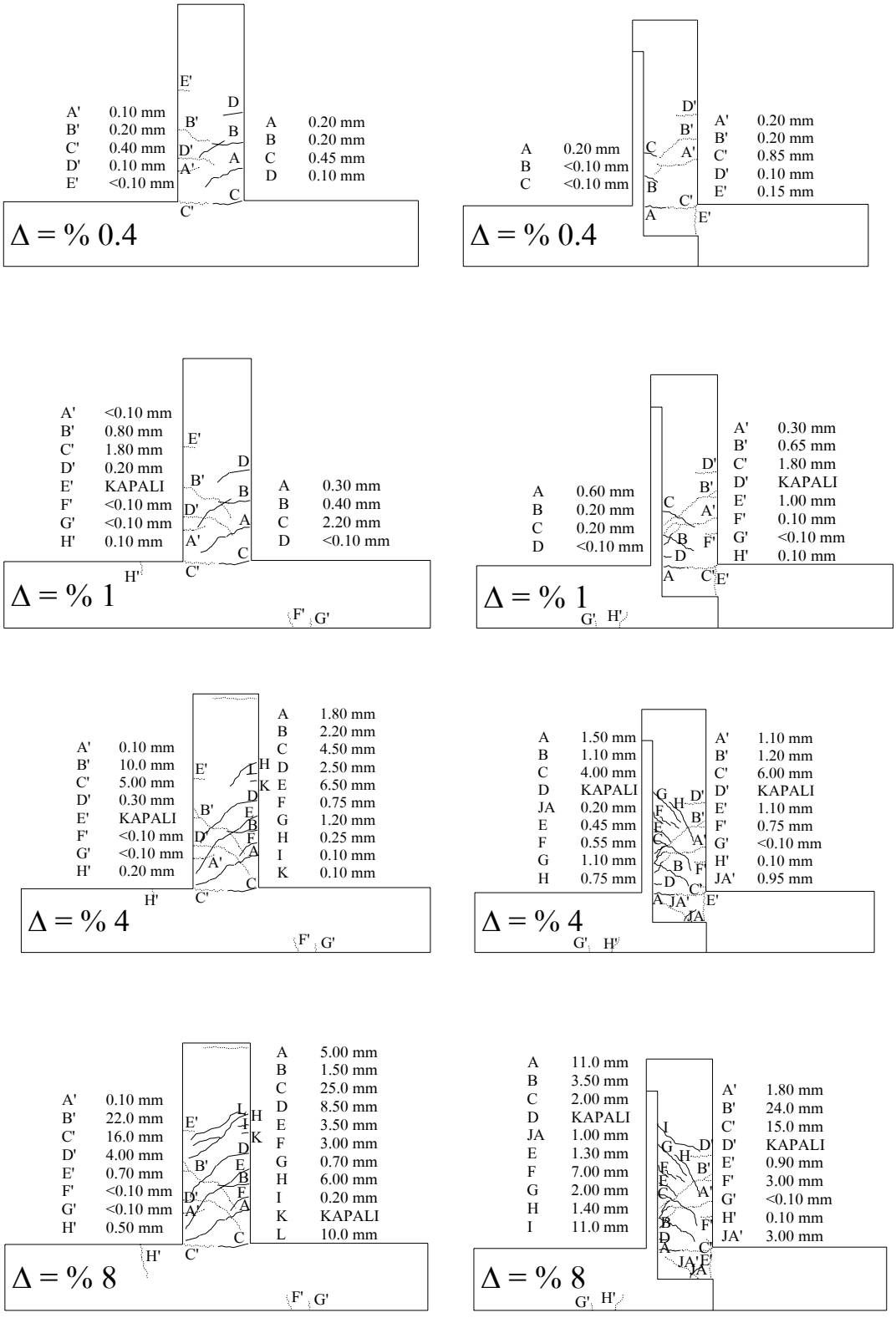
Şekil C.3.16 : Kiriş ve kolon etriye donatılarından ölçülen şekildeğiştirme değerleri (devam).



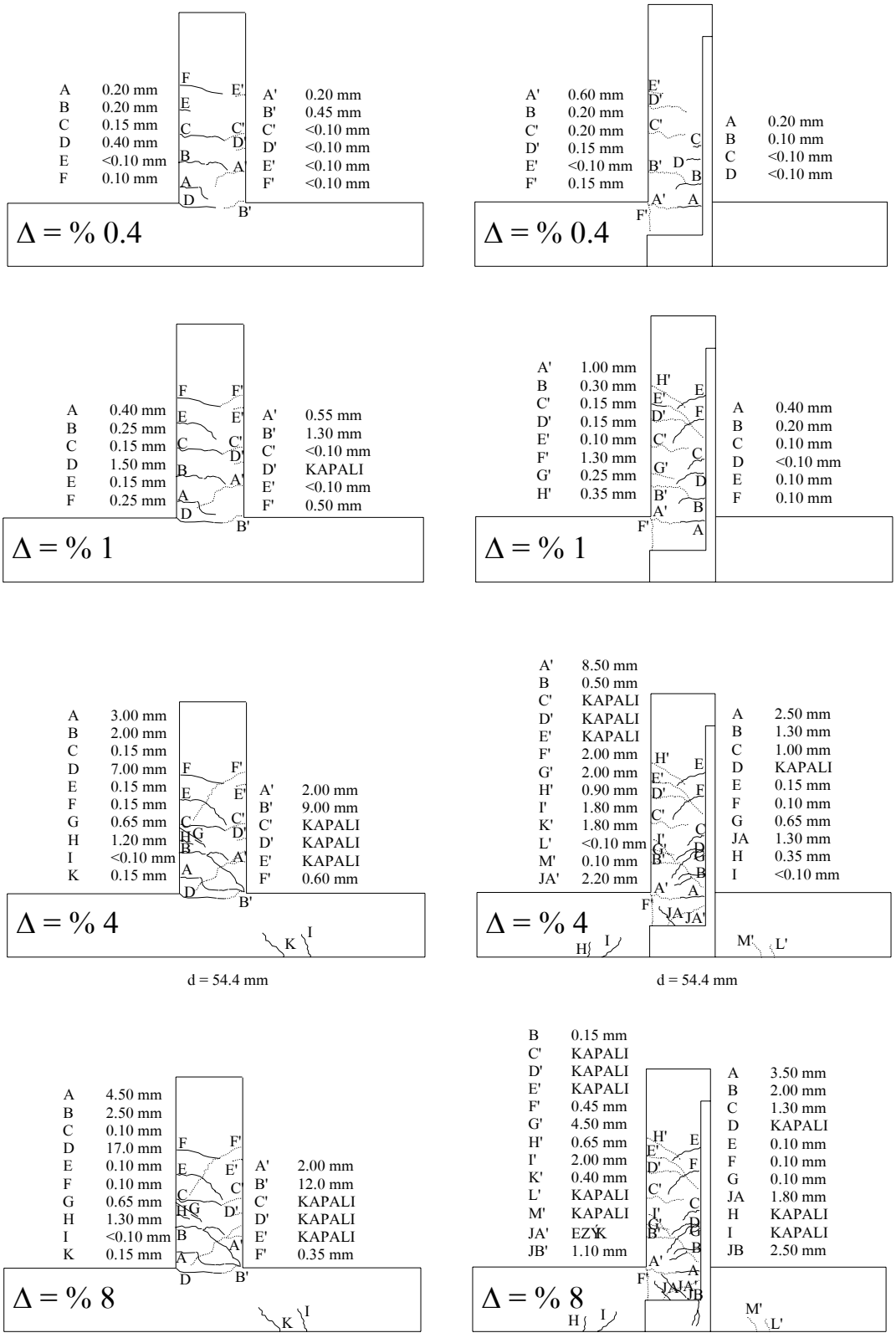
Şekil C.3.17 : JCFRP numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz).



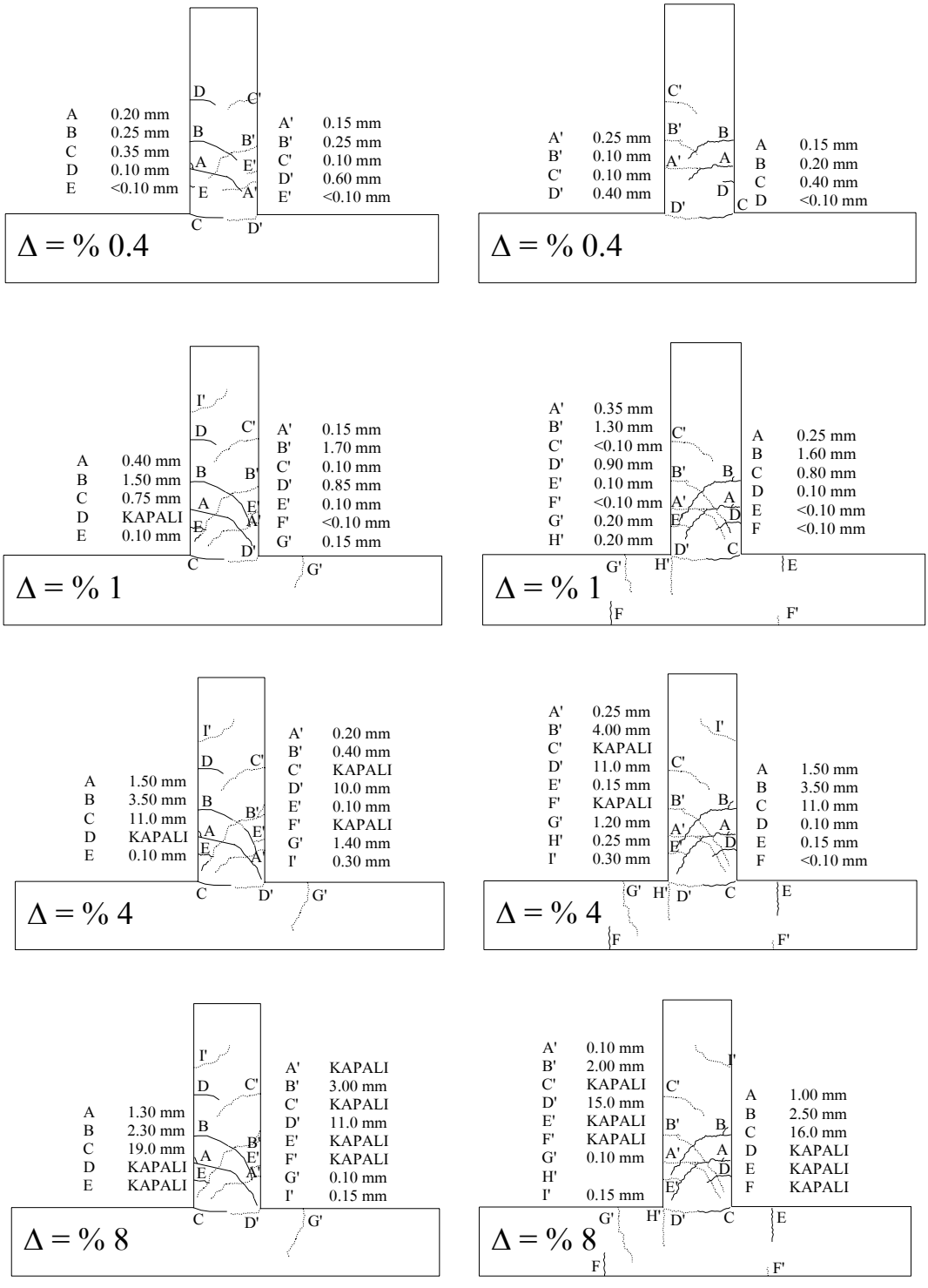
Şekil C.3.18 : JWCFRP numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz).



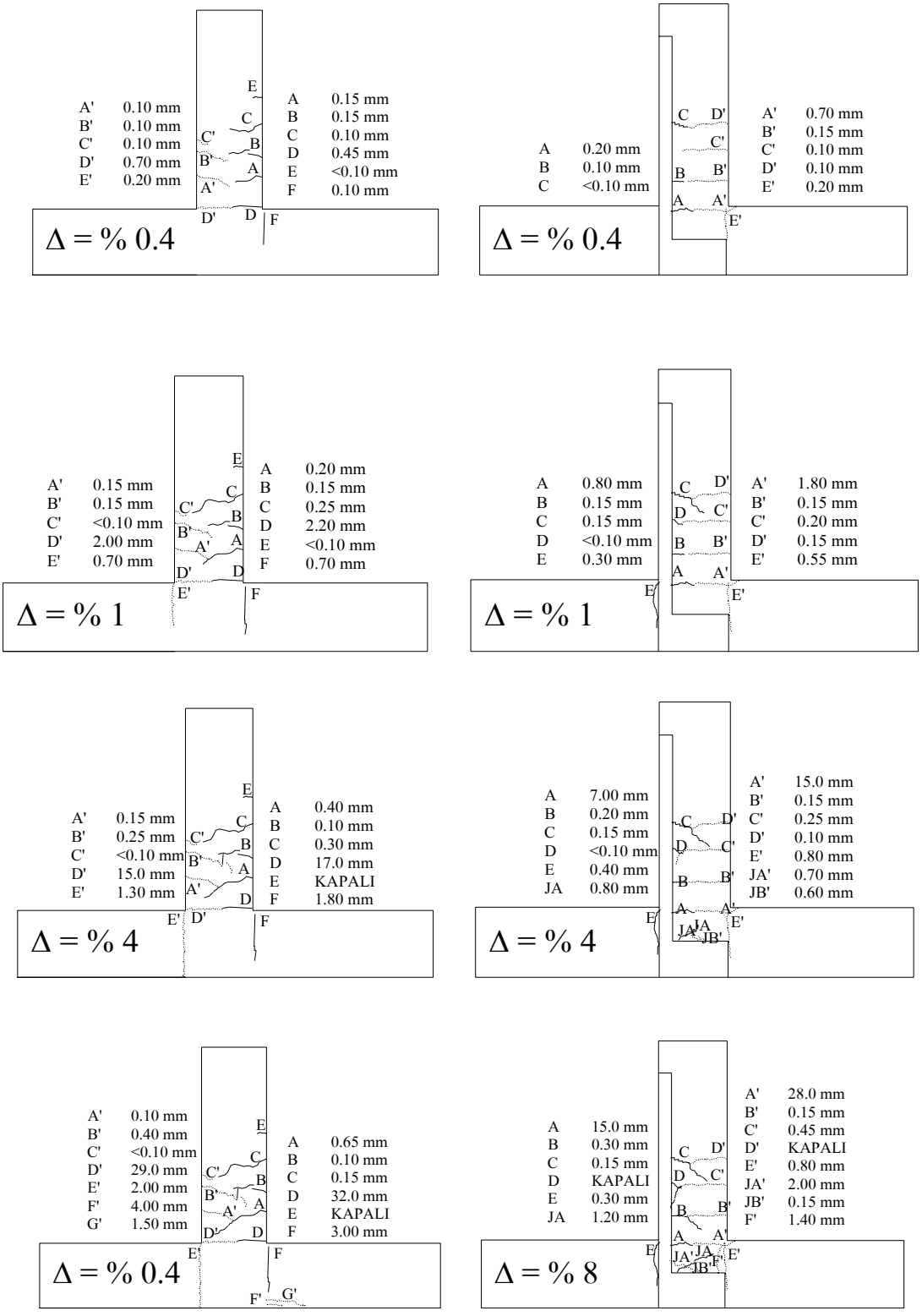
Şekil C.3.19 : JWCFRP2 numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz).



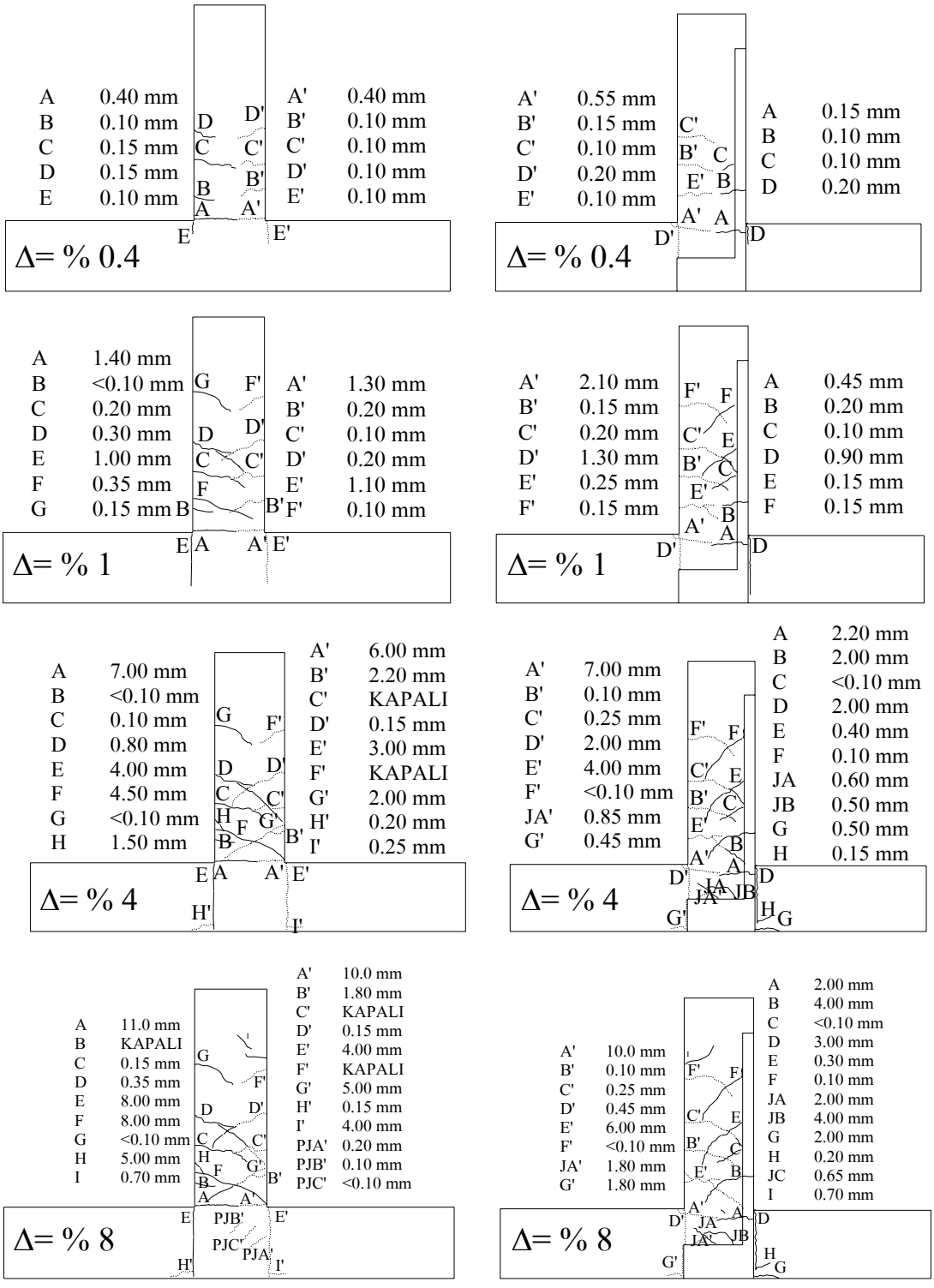
Şekil C.3.20 : JWCFRP3 numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz).



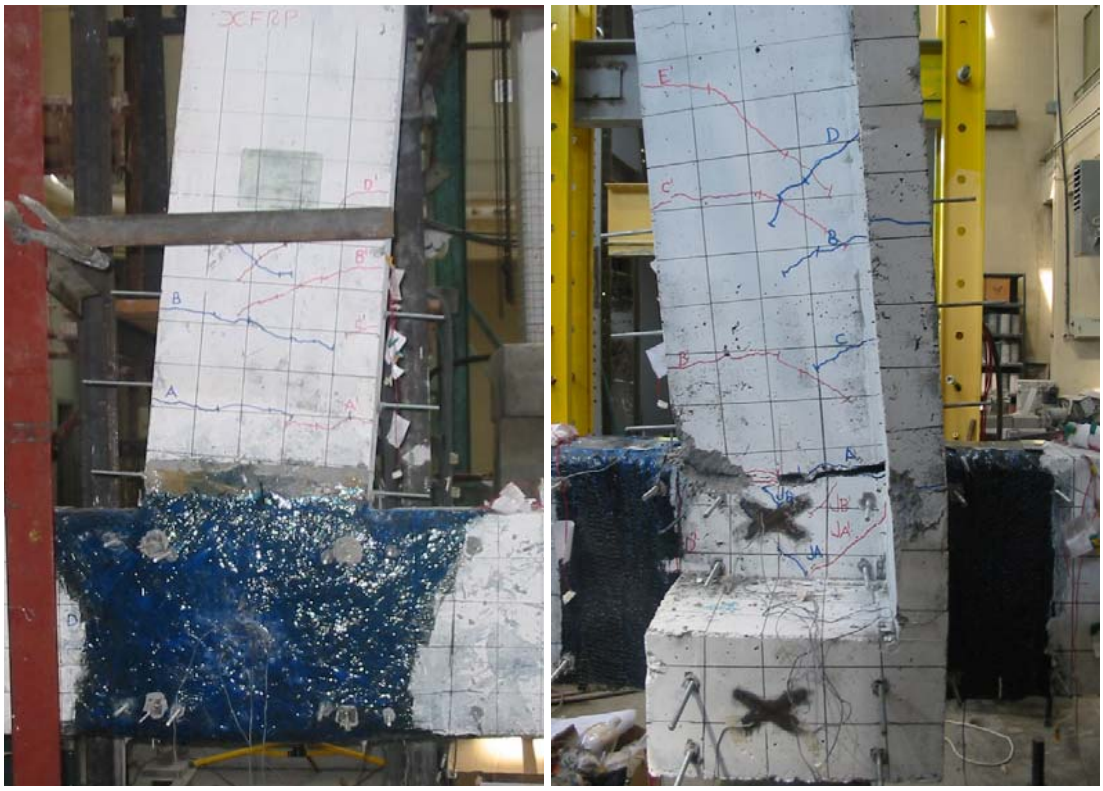
Şekil C.3.21 : JW2DCFRP numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz).



Şekil C.3.22 : JSFRC numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz).



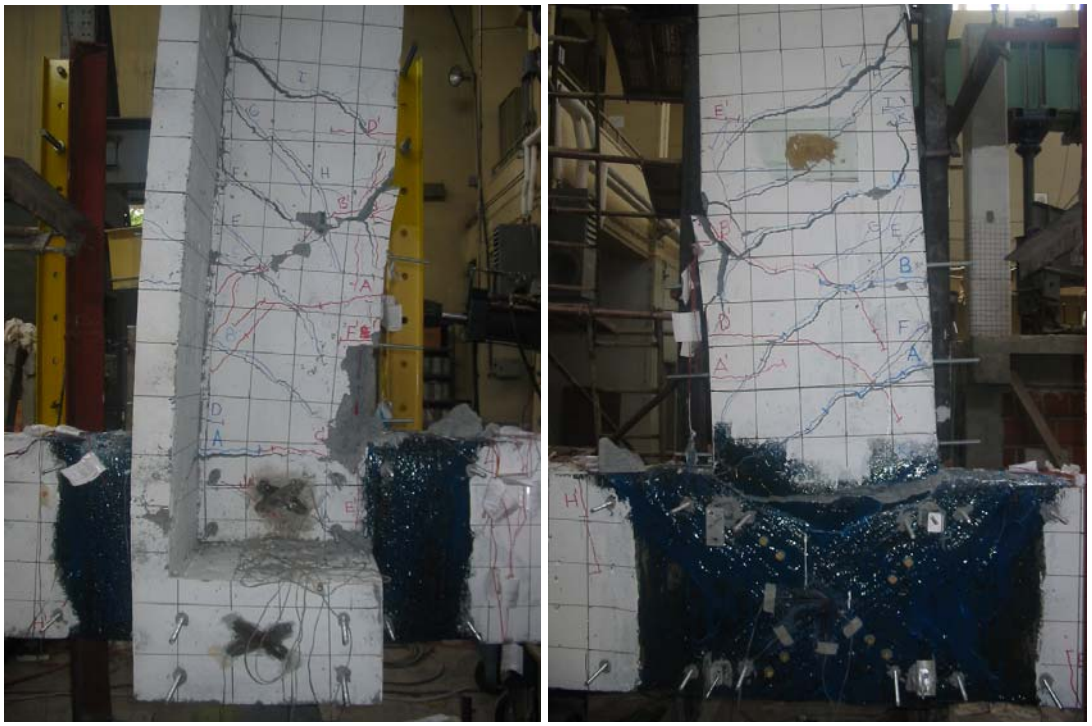
Şekil C.3.23 : JWSFRC numunesinin % 0.4, % 1, % 4 ve % 8 öteleme oranlarındaki çatlak şemaları (ön ve arka yüz).



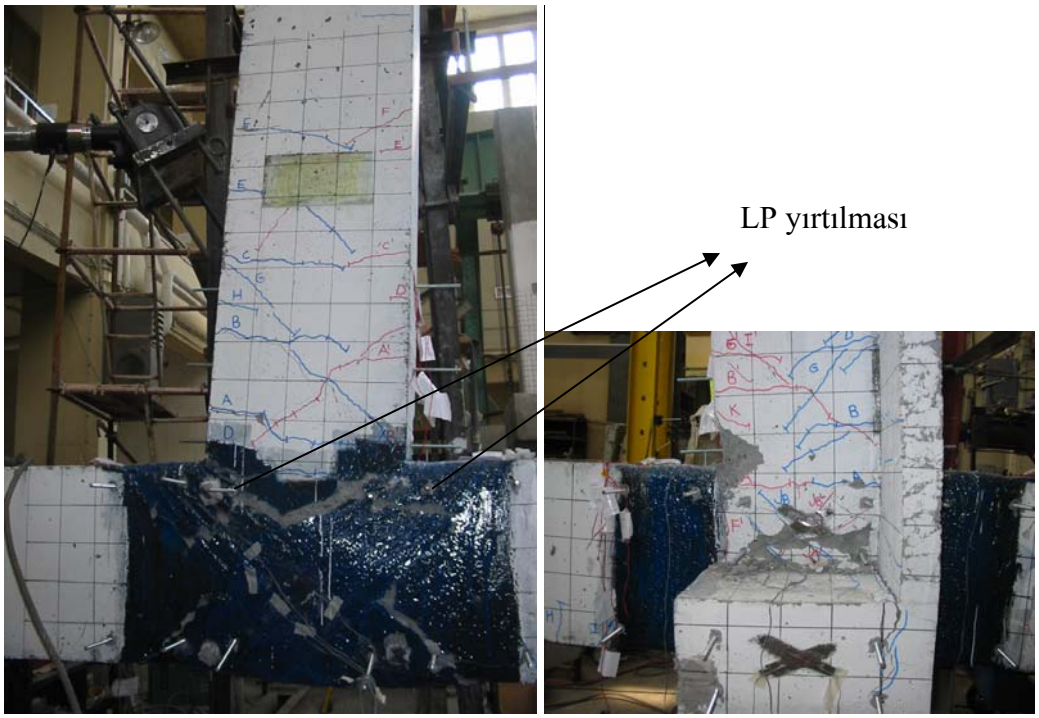
Şekil C.3.24 : JCFRP numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz).



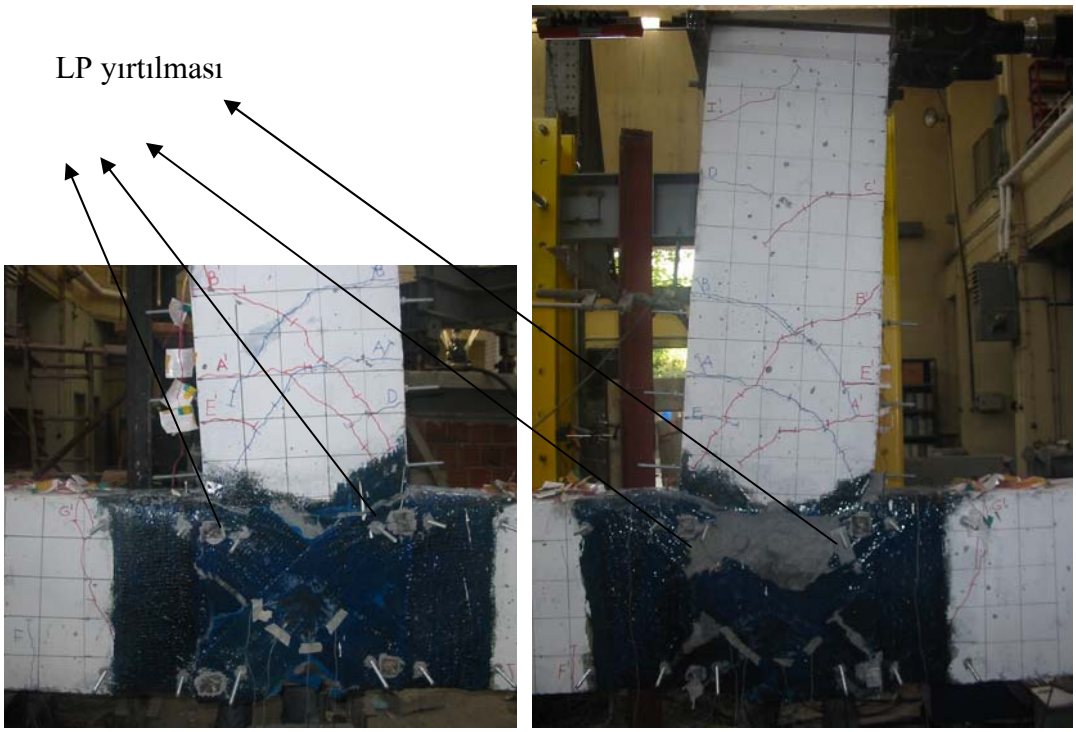
Şekil C.3.25 : JWCFRP numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz).



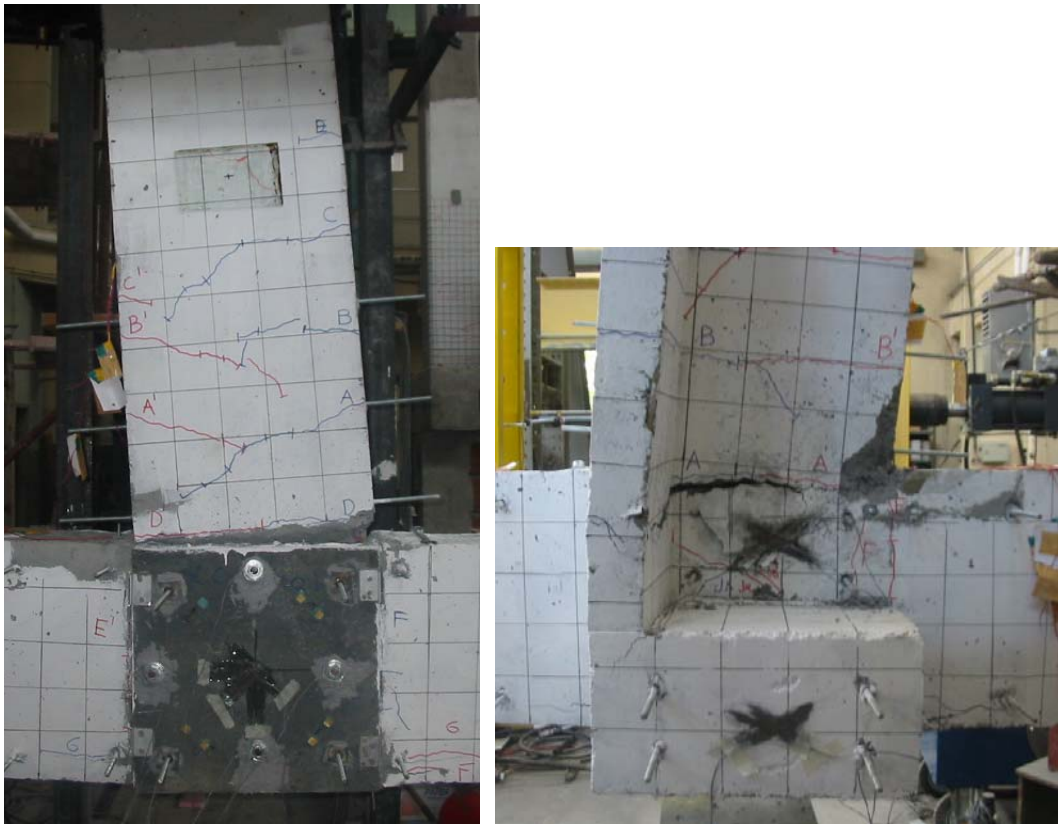
Şekil C.3.26 : JWCFRP2 numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz).



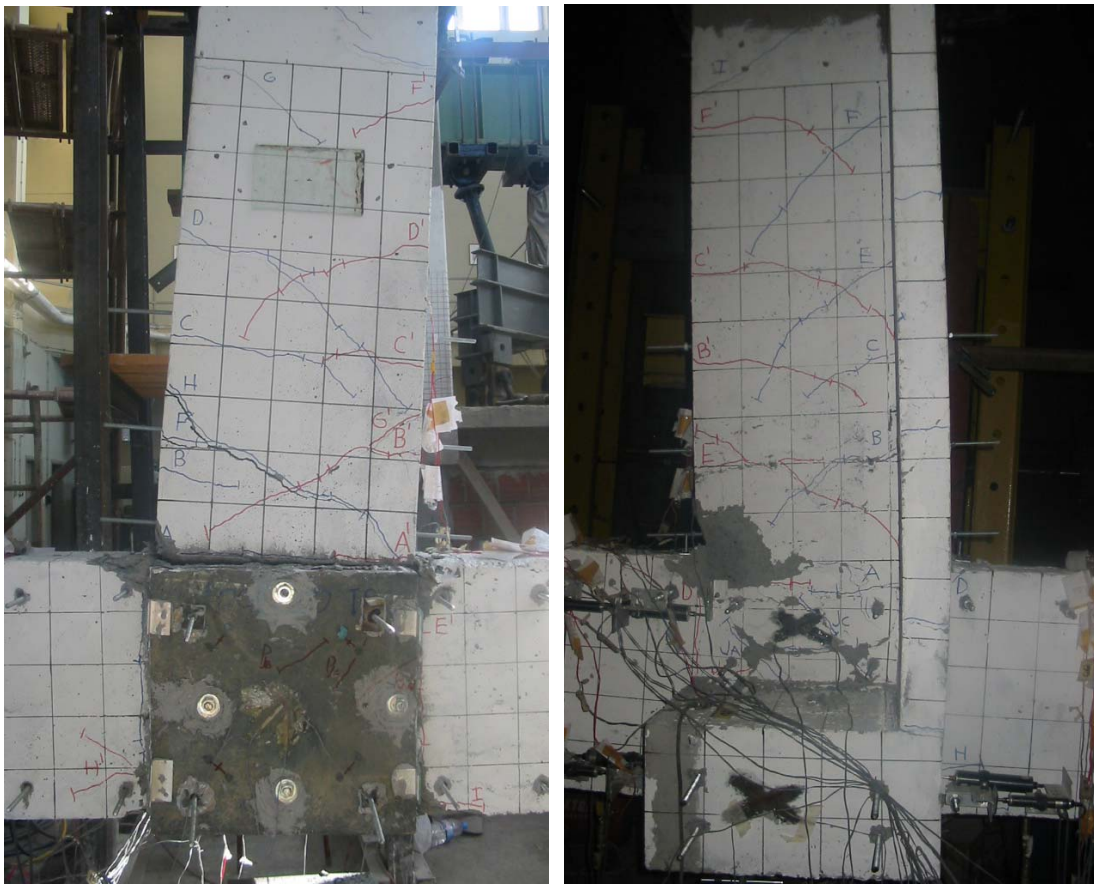
Şekil C.3.27 : JWCFRP3 numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz).



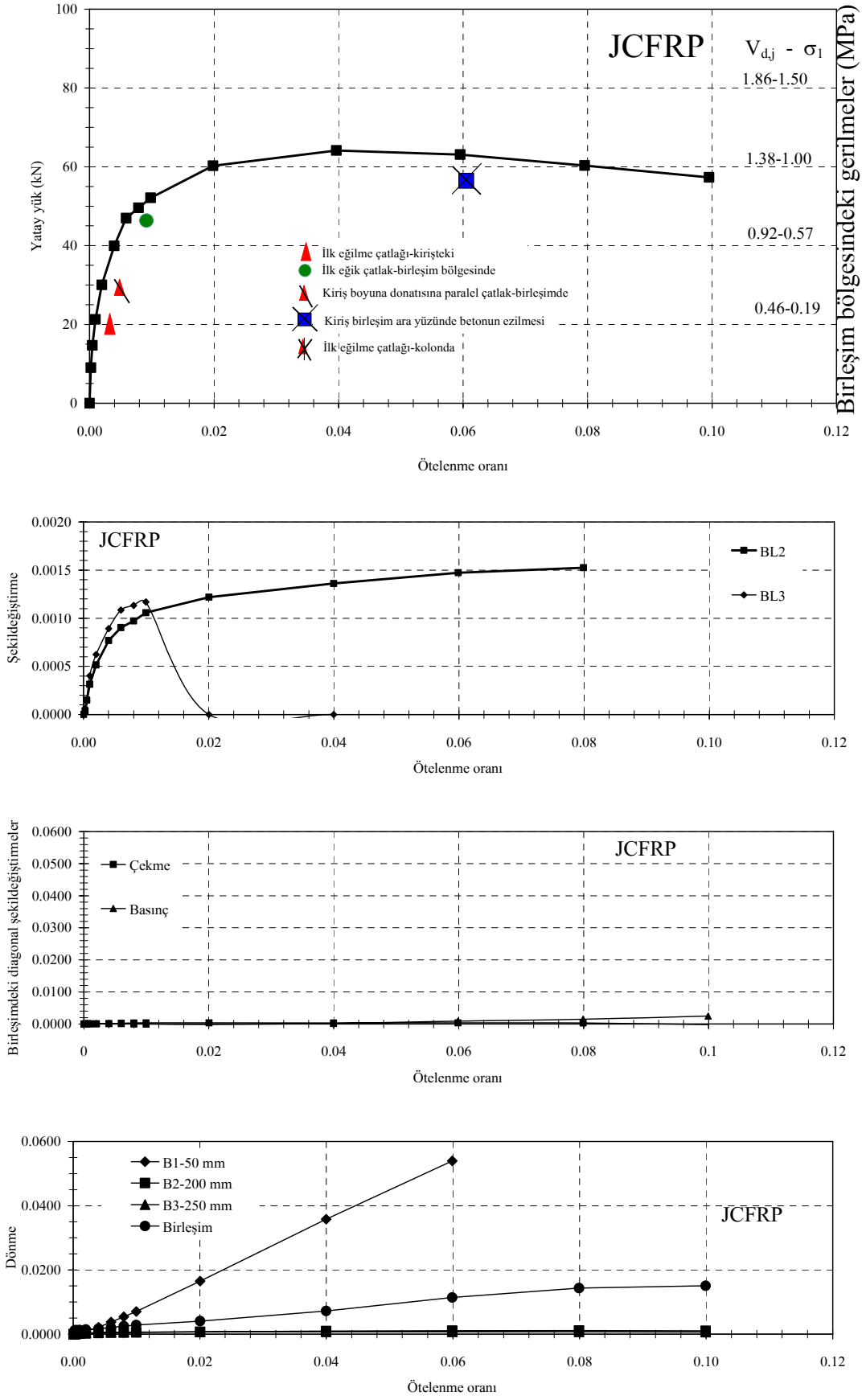
Şekil C.3.28 : J2DWCFRP3 numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz).



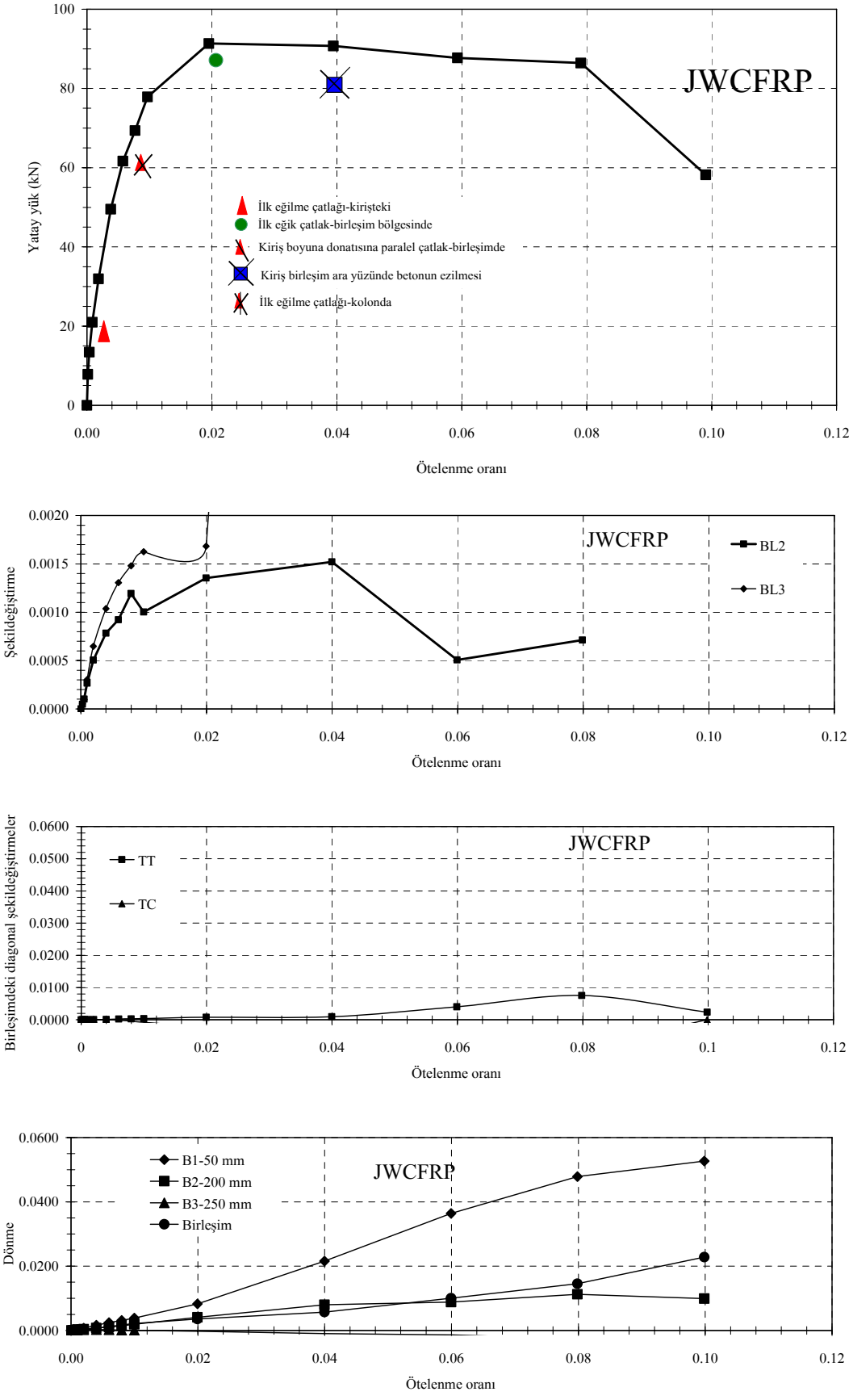
Şekil C.3.29 : JSFRC numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz).



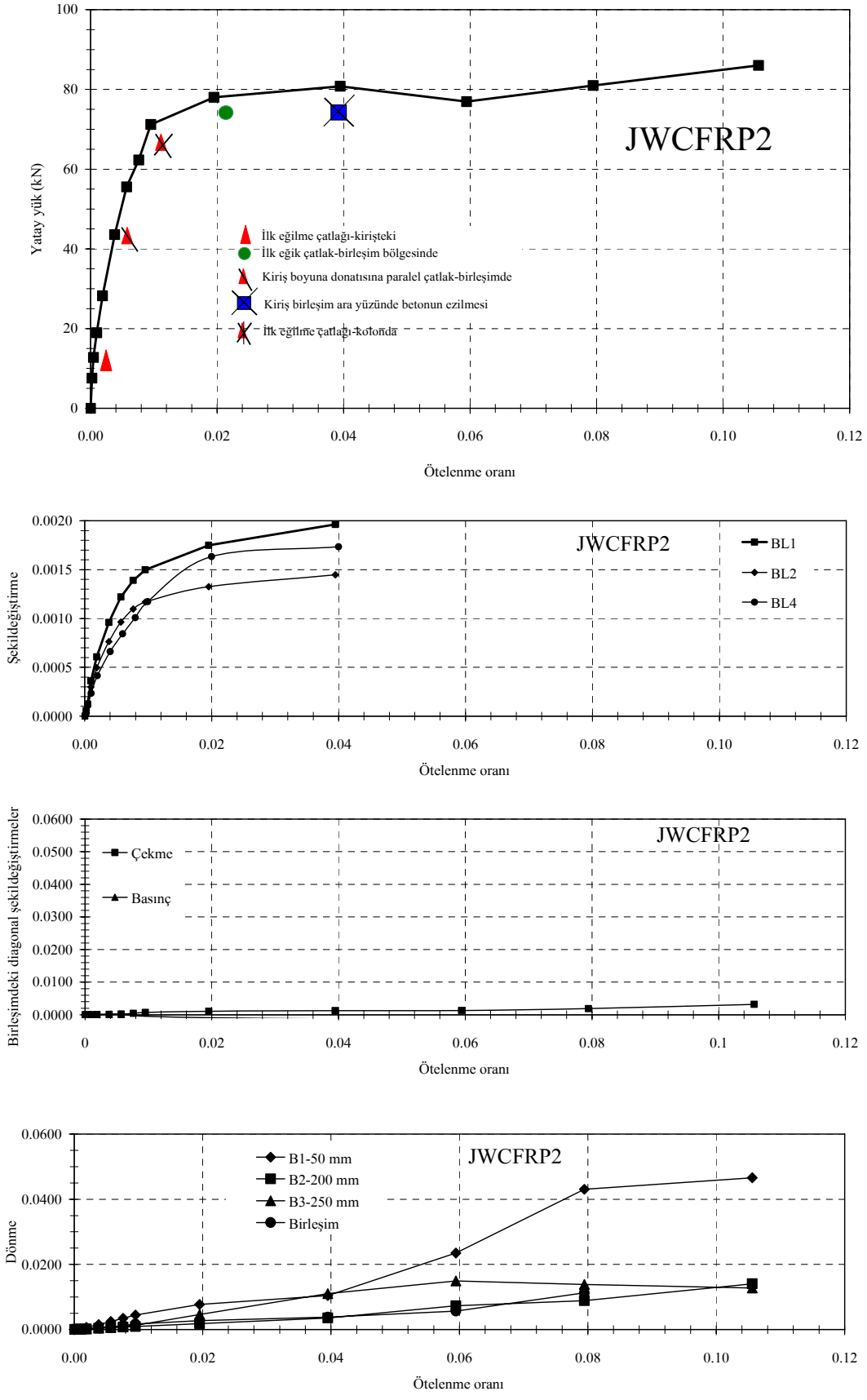
Şekil C.3.30 : JWSFRC numunesinin deney sonu görünümü (ön ve arka yüz).



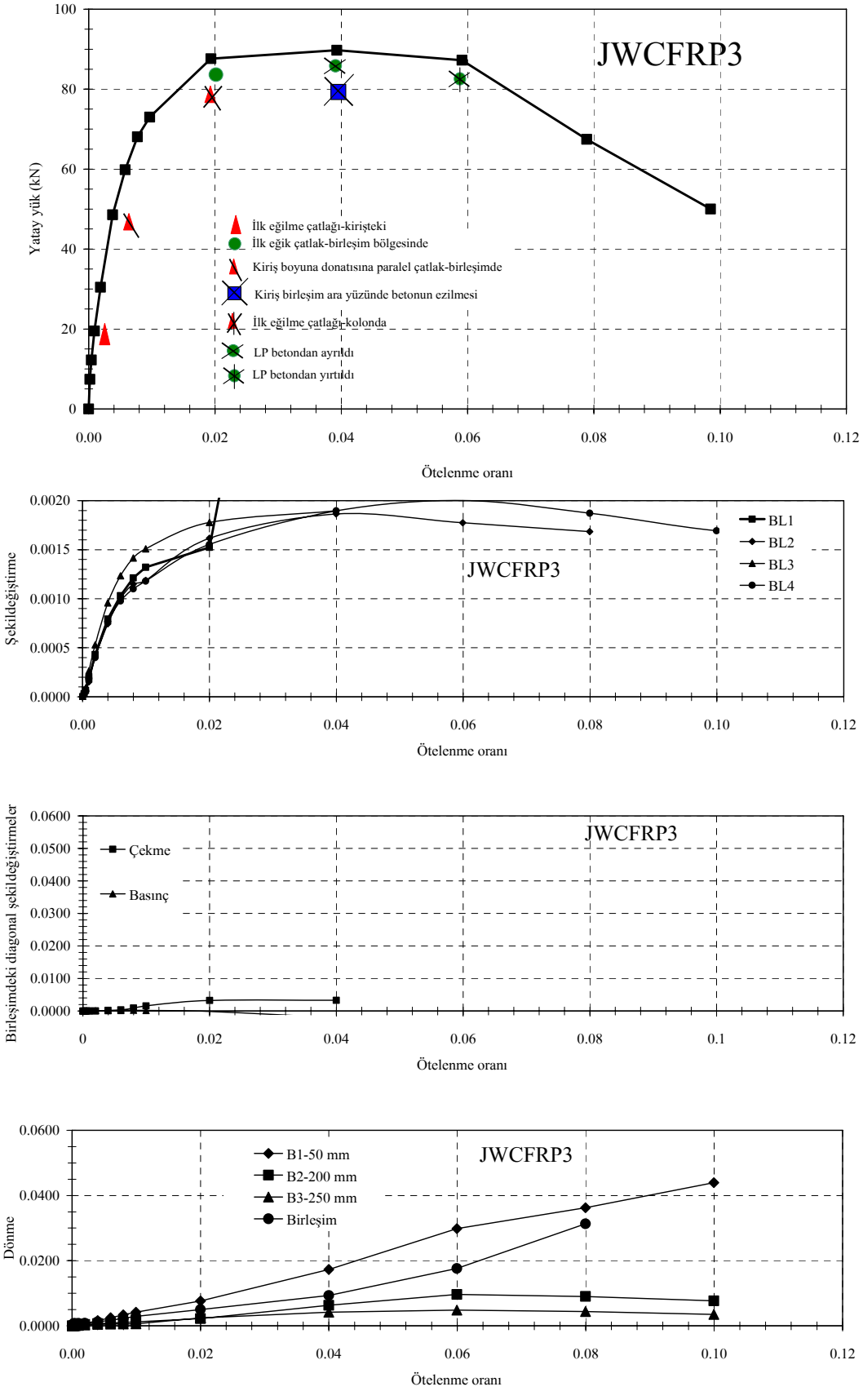
Şekil C.3.31 : JCFRP numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



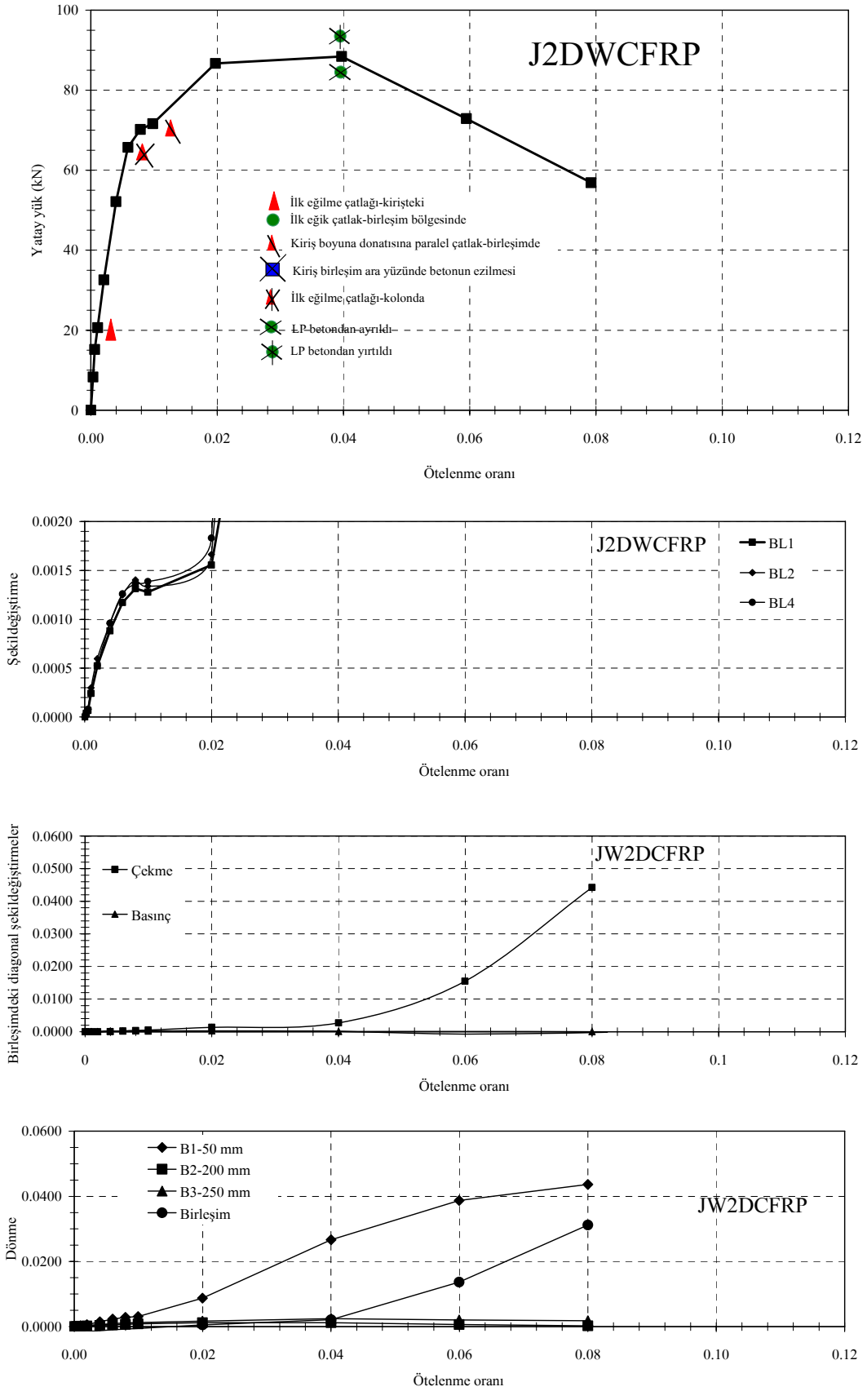
Şekil C.3.32 : JWCFRP numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



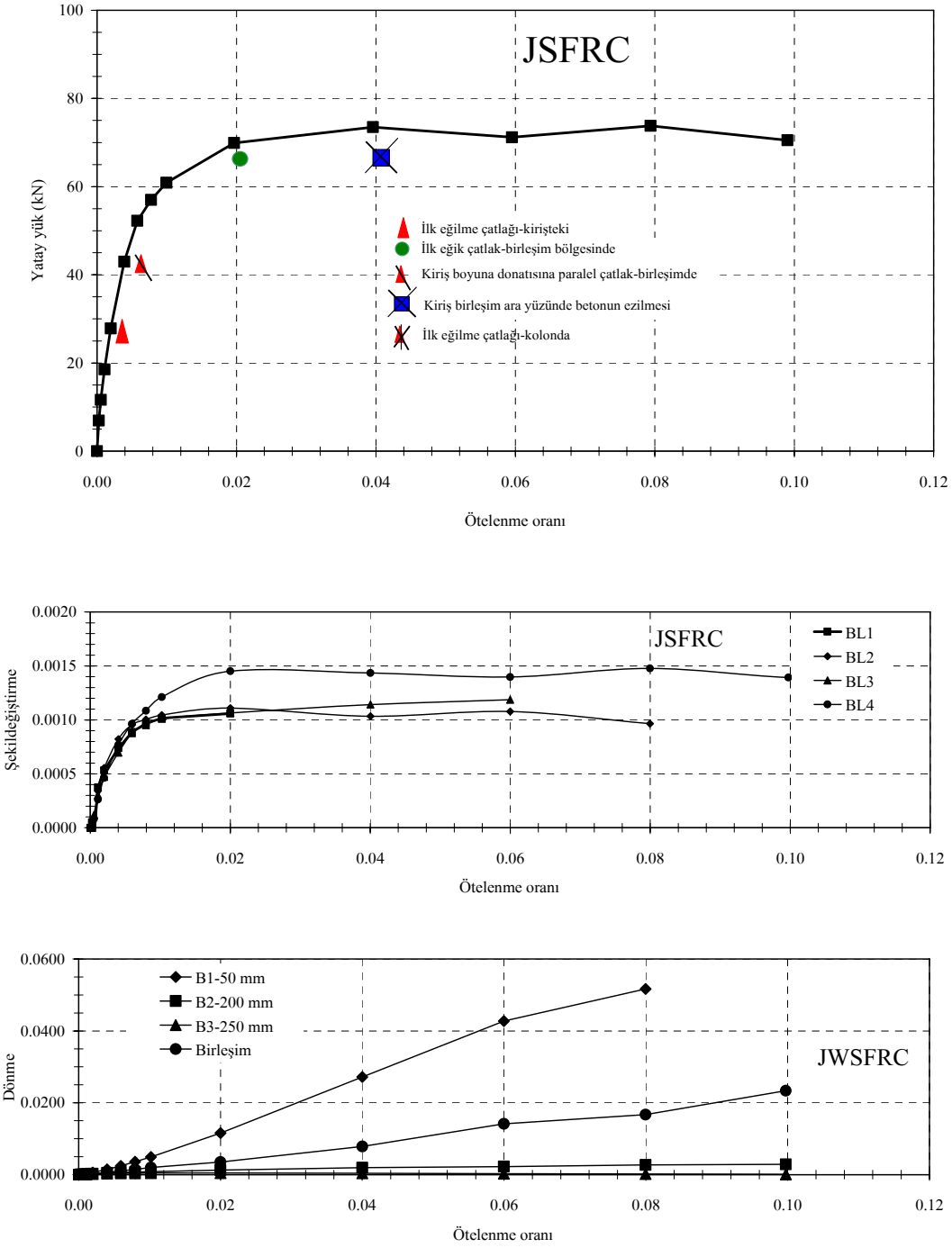
Şekil C.3.33 : JWCFRP2 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



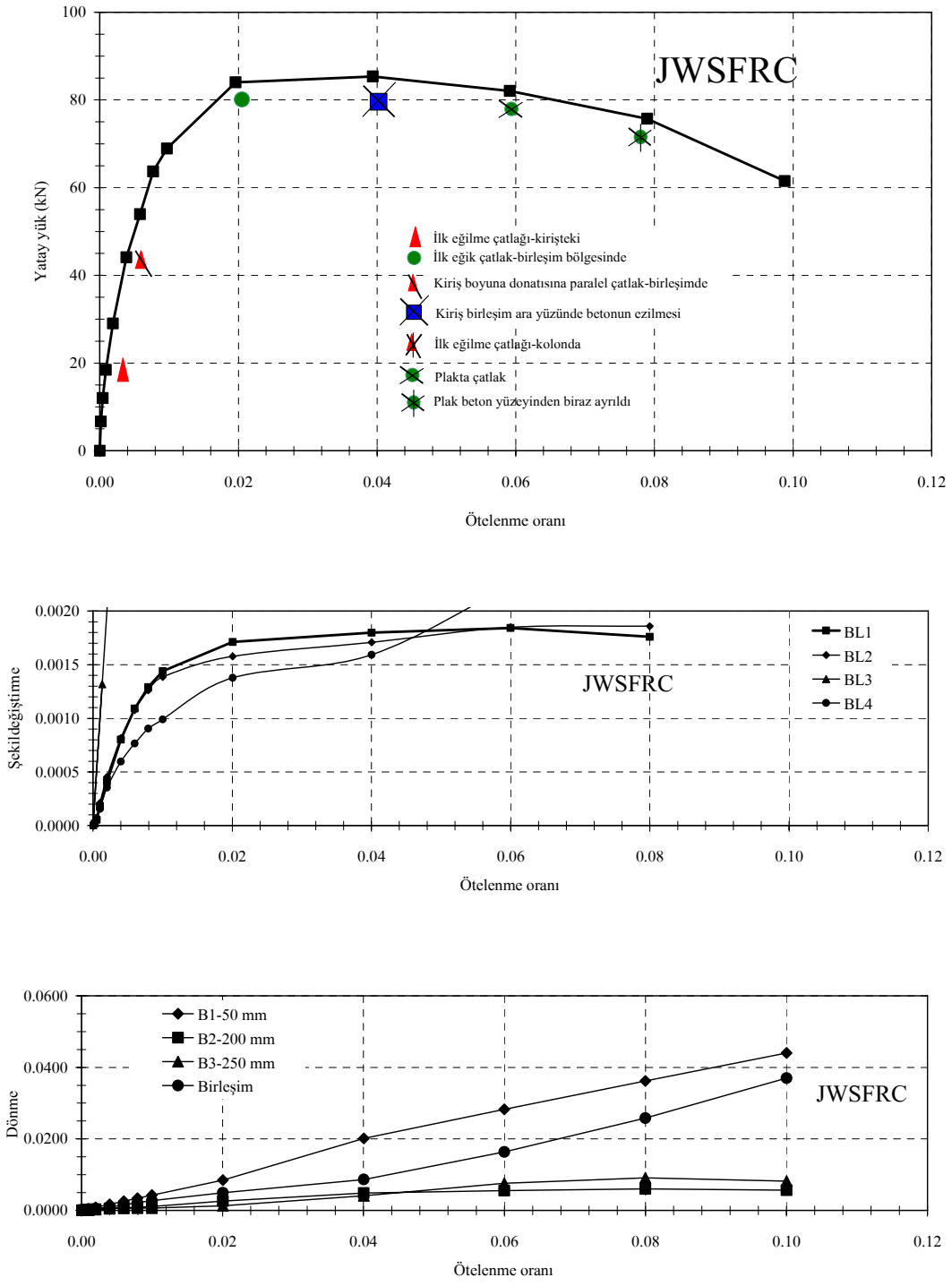
Şekil C.3.34 : JWCFRP3 numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



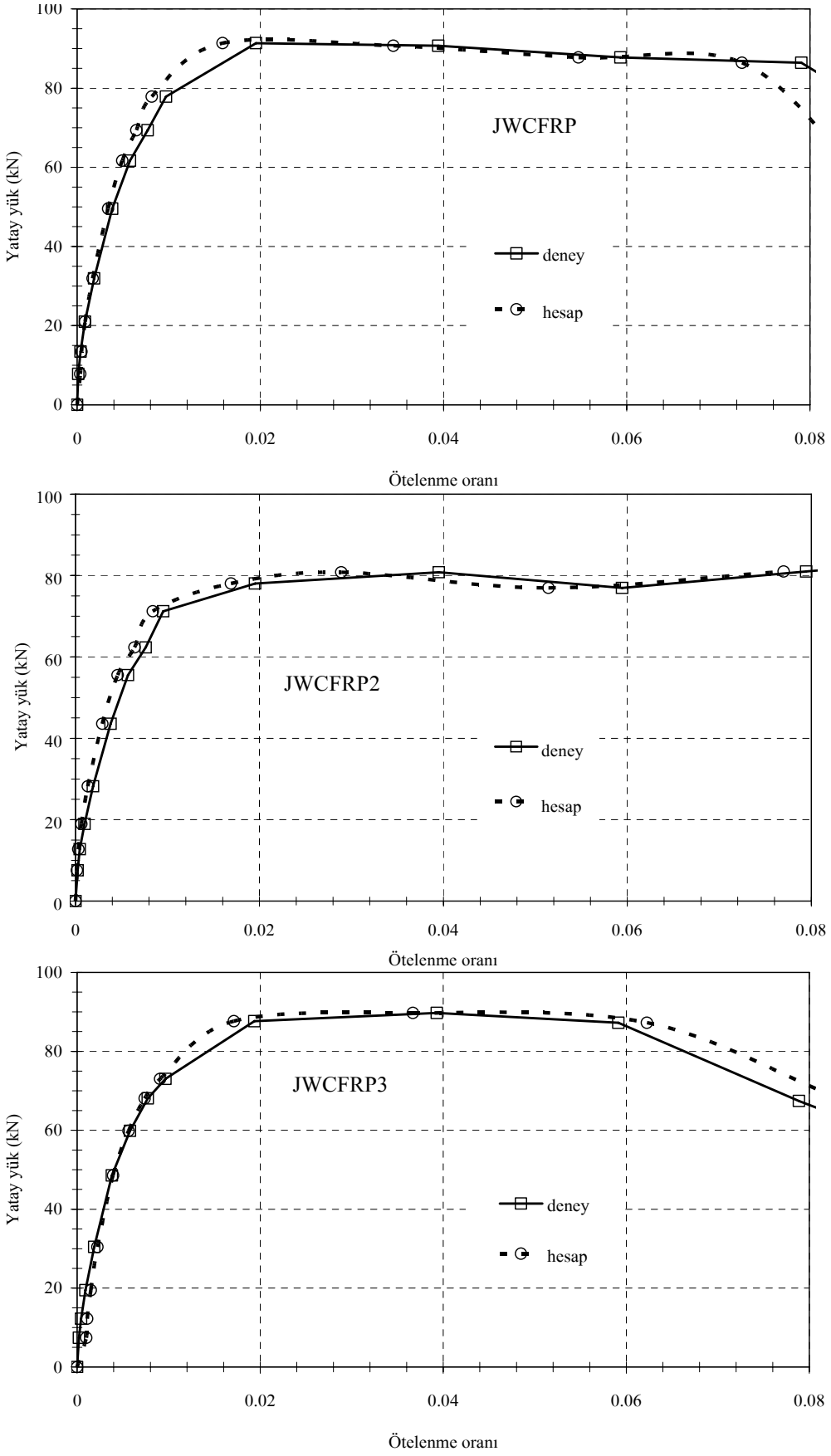
Şekil C.3.35 : J2DWCFRP numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



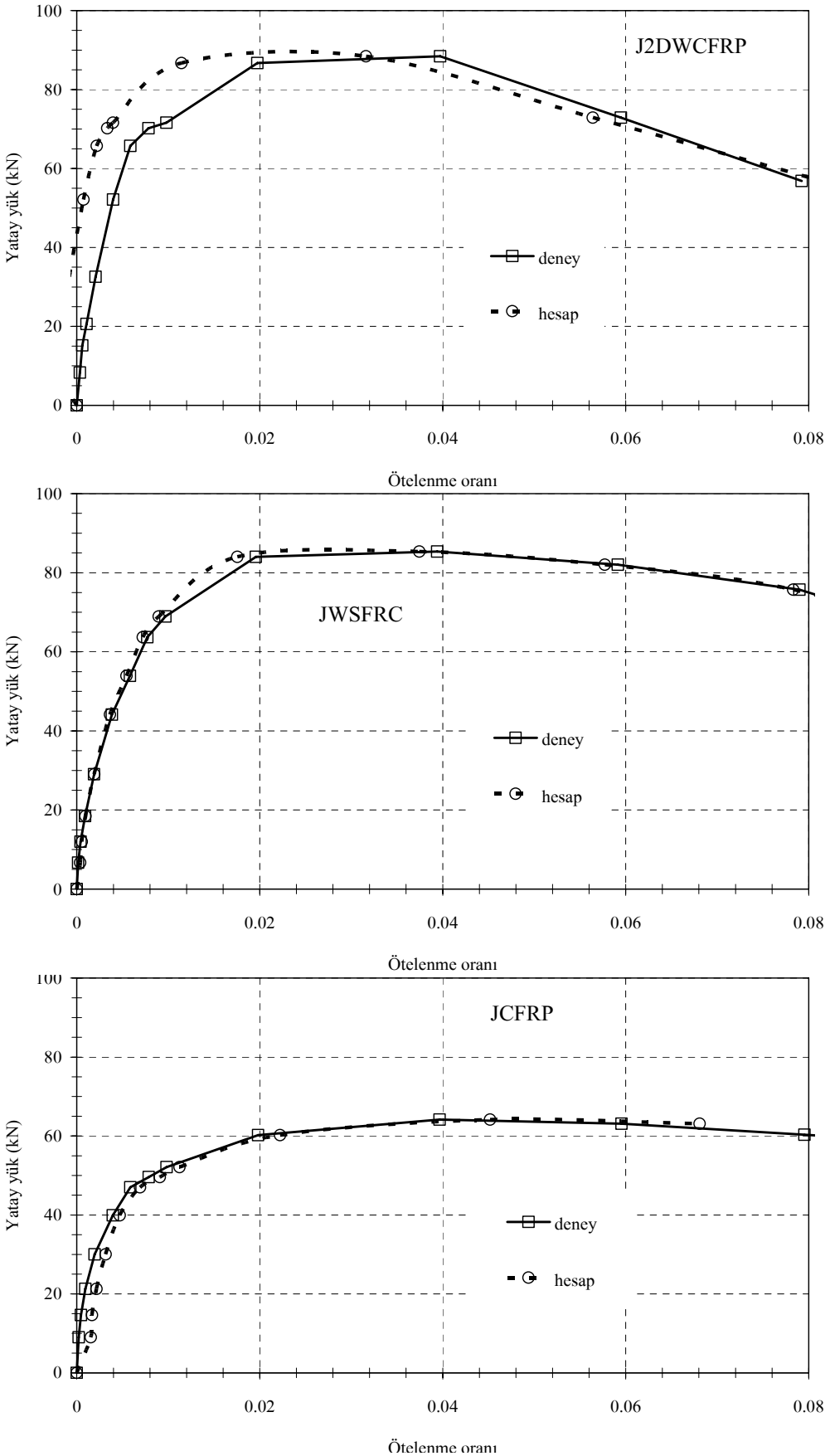
Şekil C.3.36 : JSFRC numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



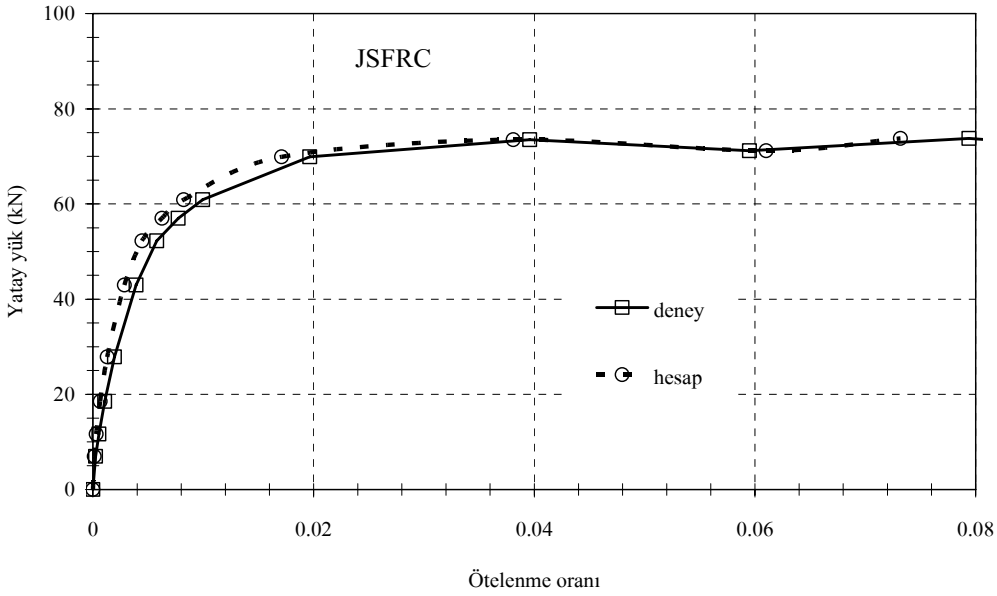
Şekil C.3.37 : JSFRC numunesi için çevrimsel yüklemeden elde edilen zarf eğrileri.



Şekil C.3.38 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması.

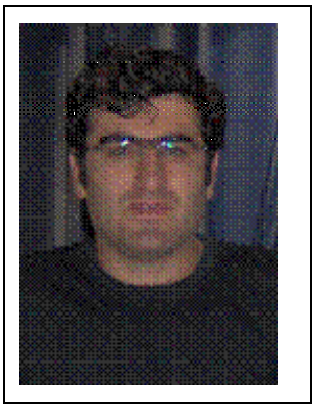


Şekil C.3.38 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması (devam).



Şekil C.3.38 : Farklı bölgelerdeki dönmelerden elde edilen toplam öteleme oranının deney ile karşılaştırılması (devam).

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: İdris Bedirhanoğlu

Doğum Yeri ve Tarihi: Cizre, 01.01.1975

Adres: İTÜ İnşaat Fakültesi, Betonarme Çalışma Gr.
Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı
Maslak/İSTANBUL

Lisans Üniversite:

Yayın Listesi:

- **Bedirhanoglu, I**., Ilki, A., Pujol, S., and Kumbasar, N. "Seismic Behavior of Joints Built with Plain Bar and Low-Strength Concrete,". Submitted to ACI Structural Journal, October 2008.

- Ilki, A., C. Demir, **I. Bedirhanoglu,** Kumbasar, N. "Seismic Retrofit of Brittle and Low Strength RC Columns using Fiber Reinforced Polymer and Cementitious Composites", Advances in Structural Engineering, 2009, Vol. 12, No. 3, pp. 325-347.

- **Bedirhanoglu, I.,** A. Ilki, O. Inecik and N. Kumbasar. "Retrofit of Concrete Panels with Prefabricated HPFRCC Plates," 14th World Conference on Earthquake Engineering, 14WCEE, Beijing, China.

- Ilki, A., **I. Bedirhanoglu** and N. Kumbasar, "Seismic Retrofit of Beam-Column Joints with FRP Sheets," Fifth International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, ACMBS-V, Winnipeg, Manitoba, 2008.

- **Bedirhanoglu, I,** A. Ilki, Y. Candan, M.A. Tasdemir, "Celik Lif Icerigi, Sicak Kur ve Lif Korozyonunun Cimento Esasli Yuksek Performansli Kompozitlerin Mekanik Davranisina Etkisi," Yedinci Ulusal Beton Kongresi, Beton 2007, 215-223, Istanbul, 2007.

- Ilki, A., **I. Bedirhanoglu,** Y. Candan and N. Kumbasar, "Retrofit of Low Strength Concrete Panels with FRP Sheets," FRPRCS-8, Patras, 2007.

- Ilki, A., **I. Bedirhanoglu,** I.H. Basegmez, C. Demir, N. Kumbasar, "Shear Retrofit of Low Strength Reinforced Concrete Short Columns with GFRP Composites," 3rd International Conference on Composites in Civil Engineering (CICE2006), Miami, 2006.

- Ilki, A., **I. Bedirhanoglu,** C. Demir, N. Kumbasar, "Prediction of the Behavior of FRP Confined RC Columns under Axial Load and Flexure," 2nd International FIB Congress, Naples, 2006.

- Ilki, A., C. Demir, **I. Bedirhanoglu,** N. Kumbasar, "Flexural Behavior of FRP Jacketed Reinforced Concrete Columns," Proc.Third International Conference on Composites in Construction, Lyon, 2005.

- Ilki, A., K. Darılmaz, C. Demir, **I. Bedirhanoglu**, N. Kumbasar, "Non-linear Seismic Analysis of a Reinforced Concrete Building with FRP Jacketed Columns," Proc. fib Symposium Keep Concrete Attractive, Budapest, 2005.

- **Bedirhanoğlu, İ**, Şahin, U, "Düşük, orta ve yüksek dayanımlı betonların elastisite modüllerinin bulanık mantık ile belirlenmesi," Bilimde Modern Yöntemler Sempozyumu, BMSY 2005.

- **Bedirhanoglu, I.** and A. Ilki, "Theoretical Moment-Curvature Relationships for Reinforced Concrete Members and Comparison with Experimental Data," Proc. 6th International Conference on Advances in Civil Engineering, Istanbul, 2004.

Dergi hakemlikleri:

- ACI, Structural Journal.