

**DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ BETONARME
YAPILARDA ZAYIF KOLON-GÜÇLÜ KİRİŞ BİRLEŞİMLERİ
İÇİN ALTERNATİF BİR DETAY ÖNERİSİ**

Alper BÜYÜKKARAGÖZ

**DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

MART 2007

ANKARA

Alper BÜYÜKKARAGÖZ tarafından hazırlanan “DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ BETONARME YAPILARDA ZAYIF KOLON-GÜÇLÜ KİRİŞ BİRLEŞİMLERİ İÇİN ALTERNATİF BİR DETAY ÖNERİSİ” adlı bu tezin Doktora tezi olarak uygun olduğunu onaylarım.

Prof. Dr. Abdussamet ARSLAN

Tez Yöneticisi

Bu çalışma, jürimiz tarafından oy birliği ile İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Doktora tezi olarak kabul edilmiştir.

Başkan: : Prof. Dr. Mehmet Emin TUNA

Üye : Prof. Dr. Abdussamet ARSLAN

Üye : Prof. Dr. Sıddık ŞENER

Üye : Prof. Dr. Tekin GÜLTOP

Üye : Doç. Dr. Kurtuluş SOYLUK

Tarih : 13/03/2007

Bu tez, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü tez yazım kurallarına uygundur.

TEZ BİLDİRİMİ

Tez içindeki bütün bilgilerin etik davranış ve akademik kurallar çerçevesinde elde edilerek sunulduğunu, ayrıca tez yazım kurallarına uygun olarak hazırlanan bu çalışmada orijinal olmayan her türlü kaynağa eksiksiz atıf yapıldığını bildiririm.

Alper BÜYÜKKARAGÖZ

**DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ BETONARME
YAPILARDA ZAYIF KOLON-GÜÇLÜ KİRİŞ BİRLEŞİMLERİ
İÇİN ALTERNATİF BİR DETAY ÖNERİSİ
(Doktora Tezi)**

Alper BÜYÜKKARAGÖZ

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
Mart 2007**

ÖZET

Betonarme yapılarda geniş kullanım alanları yaratmak gibi çeşitli sebeplerden dolayı kolonlar kirişlerden daha zayıf yapılmaktadır. Kirişlerin döşeme ile birlikte yapılması sonucu taşıma gücünün tasarlanandan daha yüksek olması neticesinde çerçeve hasarı daha çok kolonlarda olmaktadır.

Kullanım alanı kısıtlı projelerde, imalat esnasında kesiti büyütmeden kolon kapasitesini arttırmak için kolonda ve düğüm noktasında lifli betonlar veya yüksek oranda donatı kullanılmaktadır. Bu yöntemlerde ya fazla bir kapasite artışı sağlanamamakta veya kullanılan fazla donatı sebebiyle kolonda basınç göçmesi meydana gelmektedir.

Bu çalışmada, bir çerçevenin dış düğüm noktasından elde edilmiş 15 adet kolon-kiriş birleşim elemanı, deprem etkilerine benzer tekrarlanan tersinir yükler altında test edilmiştir. Kolon ve birleşim bölgesi için bilinen yöntemlerden daha basit, pratik ve ucuz bir öneri getirilmiş, kullanılan kesme çivili levhalar sonucunda kolon kapasitesi arttırılmıştır. Kolon ve kirişlerin rijitlik, süneklik, enerji tüketimi ve dayanımları gibi bazı kriterler incelenmiştir.

Nonlineer analiz çalışmasında Ansys 8.0 sonlu eleman paket programı kullanılarak elde edilen veriler deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar doğrultusunda kolon-kiriş birleşimleri ve detayları için öneriler oluşturulmuştur.

Bilim Kodu	:911.1.144
Anahtar Kelimeler	:Kolon-Kiriş Birleşimi, Kesme Çivisi, Ansys, Tersinen Yükler
Sayfa Adedi	:308
Tez Yöneticisi	:Prof.Dr. Abdussamet ARSLAN

**AN ALTERNATIVE DETAIL SUGGESTION FOR WEAK COLUMN-
STRONG BEAM CONNECTIONS IN REINFORCED CONCRETE
STRUCTURES UNDER EARTHQUAKE EFFECT
(PhD Thesis)**

Alper BÜYÜKKARAGÖZ

**GAZI UNIVERSITY
INSTITUTE OF SCIENCE AND TECHNOLOGY**

March 2007

ABSTRACT

In reinforced concrete structures, columns are more weakly constructed than beams due to various reasons such as production of large usage areas. The frame damage occurs in columns because the beams are built together with slabs so that they have more carrying capacity than expected.

In projects with limited usage areas, fibrous concretes or high percentage of reinforcements are used in columns and joints in order to increase the column capacity without enlarging the cross-section during production. In these methods, either there is inadequate increament in capacity or brittle collapse in columns take place secondary to excessive usage of reinforcement.

In this study, 15 column-beam connection elements were tested under reversed cyclic loads that simulate earthquake loading. In addition to well-known methods for column connections and joints, herein a simple, practical and cheap suggestion is made and as a result of utilization of panels with shear stud, the column capacity is increased. Also in this study criteria for columns and beams such as rigidity, flexibility, energy consumption and resistance are examined.

In nonlinear analysis study, the obtained data are compared with experiment results by using the Ansys 8.0 finite element package program. In the direction of the findings, suggestions for column-beam joints and details are developed.

Science Code	: 911.1.144
Key Words	:Column-Beam joints, Shear Stud, Ansys, Cyclic Loads
Page Number	:308
Thesis Advisor	:Prof.Dr. Abdussamet ARSLAN

TEŞEKKÜR

Tezimin hazırlanmasındaki emeği ve katkılarından dolayı sayın hocam ve tez danışmanım Prof. Dr. Abdussamet ARSLAN’a teşekkürlerimi sunarım. Deney elemanlarının hazırlanmasındaki katkılarından dolayı ASTAŞ Prefabrik’e, desteklerini ve sevgilerini daima hissettiğim sevgili eşime ve anneme sonsuz teşekkür ederim.

Bilimsel Araştırma Projesi adı altında 06-2004/51 kod numaralı tezime verdiği destekten dolayı Gazi Üniversitesi’ne teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET	iv
ABSTRACT	vi
TEŞEKKÜR	viii
İÇİNDEKİLER	ix
ÇİZELGELERİN LİSTESİ	xii
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	xiv
RESİMLERİN LİSTESİ	xxi
SİMGELER	xxii
1. GİRİŞ	1
2. AMAÇ VE KAPSAM	3
2.1. Amaç	3
2.2. Kapsam	4
3. GEÇMİŞTE YAPILAN ÇALIŞMALAR	6
4. DENEYSEL ÇALIŞMA	14
4.1. Genel	14
4.2. Deney Elemanları	15
4.3. Malzeme Dayanımları	40
4.3.1. Donatı	40
4.3.2. Kesme çivisi	40
4.3.3. Levha	41
4.3.4. Beton	41
4.4. Deney Düzeni	45
4.4.1. Yükleme düzeni	45
4.4.2. Ölçüm düzeni	47
4.5. Ölçümlerin Değerlendirilmesi	48
4.5.1. Kiriş ucundaki net deplasmanların hesabı	48
4.5.2. Kayma ve eğilme deformasyonlarının hesabı	49
4.5.3. Moment-eğrilik ilişkisinin hesabı	54

Sayfa

4.5.4. Rijitliklerin hesabı	56
4.5.5. Enerji tüketme kapasitelerinin hesabı.....	56
4.5.6. Süneklik oranlarının hesabı.....	57
5. DENEYLER	58
5.1. AR Elemanı Deneyi	58
5.2. A1 Elemanı Deneyi	64
5.3. A2 Elemanı Deneyi	69
5.4. A3 Elemanı Deneyi	74
5.5. A4 Elemanı Deneyi	79
5.6. BR Elemanı Deneyi	84
5.7. B1 Elemanı Deneyi	89
5.8. B2 Elemanı Deneyi	94
5.9. B3 Elemanı Deneyi	99
5.10. B4 Elemanı Deneyi	104
5.11. CR Elemanı Deneyi.....	109
5.12. C1 Elemanı Deneyi	114
5.13. C2 Elemanı Deneyi	119
5.14. C3 Elemanı Deneyi	124
5.15. C4 Elemanı Deneyi	129
5. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ.....	134
6.1. Dayanım ve Davranış	134
6.2. Süneklik.....	161
6.3. Rijitlik.....	163
6.4. Enerji Tüketimi	166
6.5. Moment-Eğrilik İlişkisi	171
6.6. Yük Kayma Deformasyonu İlişkisi.....	188
7. NONLINEER SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ ANALİZİ.....	220
7.1. Malzeme Özellikleri.....	223
7.1.1. Genel.....	223
7.1.2. Beton.....	225

Sayfa

7.1.3. Hognestad beton modeli	227
7.1.4. Multilineer izotropik pekleşmeli plastisite	231
7.1.5. Çelik.....	232
7.2. Ansys Sonlu Eleman Modeli	234
7.2.1. Genel.....	234
7.2.2. Nonlineer analiz	234
7.2.3. Eleman tipleri ve nitelikleri	236
7.2.4. Malzeme özelliklerinin modelde tanımlanması	238
7.2.5. Modelleme	249
7.3. Sonlu Eleman Analiz ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması	256
8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	283
8.1. Sonuçlar.....	284
8.2. Öneriler.....	286
KAYNAKLAR.....	288
EK-1 Deney elemanlarının resimleri	292
ÖZGEÇMİŞ.....	308

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 4.1. Deney programı.....	16
Çizelge 4.2. Deney eleman tipine göre kesme çivisi boyut ve aralıkları.....	21
Çizelge 4.3..Donatı dayanımları	40
Çizelge 4.4. Kesme çivisi dayanımları	40
Çizelge 4.4. Kesme çivisi dayanımları	40
Çizelge 4.5. Levha dayanımları.....	41
Çizelge 4.6.1 m ³ beton için karışım oranları.....	42
Çizelge 4.7. Deney elemanlarının beton basınç dayanımları.....	43
Çizelge 6.1. Deney sonuçlarının özeti	135
Çizelge 6.2. Dayanım oranlarının karşılaştırılması	136
Çizelge 6.3. Deney elemanı süneklikleri	161
Çizelge 6.4. Deney elemanı rijitlikleri.....	165
Çizelge 6.5. Deney elemanı enerji tüketim değerleri.....	166
Çizelge 7.1. σ - ϵ grafiğinin tanımlanan noktaları.....	230
Çizelge 7.2. AR Deney elemanı malzeme özellikleri.....	240
Çizelge 7.3. A1 Deney elemanı malzeme özellikleri	240
Çizelge 7.4. A2 Deney elemanı malzeme özellikleri	241
Çizelge 7.5. A3 Deney elemanı malzeme özellikleri	241
Çizelge 7.6. A4 Deney elemanı malzeme özellikleri	242
Çizelge 7.7. BR Deney elemanı malzeme özellikleri	242
Çizelge 7.8. B1 Deney elemanı malzeme özellikleri.....	243
Çizelge 7.9. B2 Deney elemanı malzeme özellikleri.....	243
Çizelge 7.10. B3 Deney elemanı malzeme özellikleri.....	244
Çizelge 7.11. B4 Deney elemanı malzeme özellikleri.....	244
Çizelge 7.12. CR Deney elemanı malzeme özellikleri	245
Çizelge 7.13. C1 Deney elemanı malzeme özellikleri.....	245
Çizelge 7.14. C2 Deney elemanı malzeme özellikleri.....	246
Çizelge 7.15. C3 Deney elemanı malzeme özellikleri.....	246

Çizelge**Sayfa**

Çizelge 7.16. C4 Deney elemanı malzeme özellikleri	247
Çizelge 7.17. Deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması	280

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 4.1. Deney elemanlarının kenar düğüm detayları	15
Şekil 4.2. Kolonda kullanılan kesme çivisi ve levha detayları.....	22
Şekil 4.3. AR deney elemanı donatı detayı.....	23
Şekil 4.4. A1 deney elemanı donatı detayı.....	24
Şekil 4.5. A2 deney elemanı donatı detayı.....	25
Şekil 4.6. A3 deney elemanı donatı detayı.....	26
Şekil 4.7. A4 deney elemanı donatı detayı.....	27
Şekil 4.8. BR deney elemanı donatı detayı	28
Şekil 4.9. B1 deney elemanı donatı detayı.....	29
Şekil 4.10. B2 deney elemanı donatı detayı.....	30
Şekil 4.11. B3 deney elemanı donatı detayı.....	31
Şekil 4.12. B4 deney elemanı donatı detayı.....	32
Şekil 4.13. CR deney elemanı donatı detayı	33
Şekil 4.14. C1 deney elemanı donatı detayı.....	34
Şekil 4.15. C2 deney elemanı donatı detayı.....	35
Şekil 4.16. C3 deney elemanı donatı detayı.....	36
Şekil 4.17. C4 deney elemanı donatı detayı.....	37
Şekil 4.18. Ölçüm ve yükleme düzeneği.....	46
Şekil 4.19. Deney elemanı deformasyon bileşenleri	48
Şekil 4.20. Deney elemanı kayma deformasyonları	50
Şekil 4.21. Deney elemanı eğilme deformasyonları.....	55
Şekil 5.1. AR deney elemanı deplasman çevrim grafiği.....	62
Şekil 5.2. AR deney elemanı yük çevrim grafiği	62
Şekil 5.3. AR deney elemanı yük toplam deplasman grafiği	63
Şekil 5.4. AR deney elemanı yük net deplasman grafiği	63
Şekil 5.5. A1 deney elemanı deplasman çevrim grafiği	67
Şekil 5.6. A1 deney elemanı yük çevrim grafiği.....	67
Şekil 5.7. A1 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği.....	68

Şekil	Sayfa
Şekil 5.8. A1 deney elemanı yük net deplasman grafiği.....	68
Şekil 5.9. A2 deney elemanı deplasman çevrim grafiği	72
Şekil 5.10. A2 deney elemanı yük çevrim grafiği	72
Şekil 5.11. A2 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği.....	73
Şekil 5.12. A2 deney elemanı yük net deplasman grafiği.....	73
Şekil 5.13. A3 deney elemanı deplasman çevrim grafiği	77
Şekil 5.14. A3 deney elemanı yük çevrim grafiği	77
Şekil 5.15. A3 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği.....	78
Şekil 5.16. A3 deney elemanı yük net deplasman grafiği.....	78
Şekil 5.17. A4 deney elemanı deplasman çevrim grafiği	82
Şekil 5.18. A4 deney elemanı yük çevrim grafiği	82
Şekil 5.19. A4 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği.....	83
Şekil 5.20. A4 deney elemanı yük net deplasman grafiği.....	83
Şekil 5.21. BR deney elemanı deplasman çevrim grafiği	87
Şekil 5.22. BR deney elemanı yük çevrim grafiği.....	87
Şekil 5.23. BR deney elemanı yük toplam deplasman grafiği	88
Şekil 5.24. BR deney elemanı yük net deplasman grafiği	88
Şekil 5.25. B1 deney elemanı deplasman çevrim grafiği.....	92
Şekil 5.26. B1 deney elemanı yük çevrim grafiği	92
Şekil 5.27. B1 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği.....	93
Şekil 5.28. B1 deney elemanı yük net deplasman grafiği.....	93
Şekil 5.29. B2 deney elemanı deplasman çevrim grafiği.....	97
Şekil 5.30. B2 deney elemanı yük çevrim grafiği	97
Şekil 5.31. B2 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği.....	98
Şekil 5.32. B2 deney elemanı yük net deplasman grafiği.....	98
Şekil 5.33. B3 deney elemanı deplasman çevrim grafiği.....	102
Şekil 5.34. B3 deney elemanı yük çevrim grafiği	102
Şekil 5.35. B3 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği.....	103
Şekil 5.36. B3 deney elemanı yük net deplasman grafiği.....	103
Şekil 5.37. B4 deney elemanı deplasman çevrim grafiği.....	107

Şekil	Sayfa
Şekil 5.38. B4 deney elemanı yük çevrim grafiği	107
Şekil 5.39. B4 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği	108
Şekil 5.40. B4 deney elemanı yük net deplasman grafiği	108
Şekil 5.41. CR deney elemanı deplasman çevrim grafiği	112
Şekil 5.42. CR deney elemanı yük çevrim grafiği	112
Şekil 5.43. CR deney elemanı yük toplam deplasman grafiği	113
Şekil 5.44. CR deney elemanı yük net deplasman grafiği	113
Şekil 5.45. C1 deney elemanı deplasman çevrim grafiği	117
Şekil 5.46. C1 deney elemanı yük çevrim grafiği	117
Şekil 5.47. C1 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği	118
Şekil 5.48. C1 deney elemanı yük net deplasman grafiği	118
Şekil 5.49. C2 deney elemanı deplasman çevrim grafiği	122
Şekil 5.50. C2 deney elemanı yük çevrim grafiği	122
Şekil 5.51. C2 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği	123
Şekil 5.52. C2 deney elemanı yük net deplasman grafiği	123
Şekil 5.53. C3 deney elemanı deplasman çevrim grafiği	127
Şekil 5.54. C3 deney elemanı yük çevrim grafiği	127
Şekil 5.55. C3 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği	128
Şekil 5.56. C3 deney elemanı yük net deplasman grafiği	128
Şekil 5.57. C4 deney elemanı deplasman çevrim grafiği	132
Şekil 5.58. C4 deney elemanı yük çevrim grafiği	132
Şekil 5.59. C4 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği	133
Şekil 5.60. C4 deney elemanı yük net deplasman grafiği	133
Şekil 6.1. AR, A1, A3 deney elemanlarının zarf eğrileri	140
Şekil 6.2. AR, A1, A2 deney elemanlarının zarf eğrileri	141
Şekil 6.3. AR, A3, A4 deney elemanlarının zarf eğrileri	143
Şekil 6.4. AR, A1, A2, A3, A4 deney elemanlarının zarf eğrileri	144
Şekil 6.5. BR, B1, B3 deney elemanlarının zarf eğrileri	147
Şekil 6.6. BR, B1, B2 deney elemanlarının zarf eğrileri	150
Şekil 6.7. BR, B3, B4 deney elemanlarının zarf eğrileri	151

Şekil	Sayfa
Şekil 6.8. BR, B1, B2, B3, B4 deney elemanlarının zarf eğrileri.....	153
Şekil 6.9. CR, C1, C3 deney elemanlarının zarf eğrileri	154
Şekil 6.10. CR, C1, C2 deney elemanlarının zarf eğrileri.....	157
Şekil 6.11. CR, C3, C4 deney elemanlarının zarf eğrileri.....	158
Şekil 6.12. CR, C1, C2, C3, C4 deney elemanlarının zarf eğrileri.....	160
Şekil 6.13. AR, A1, A2, A3, A4 deney elemanlarının enerji tüketimi grafikleri.....	168
Şekil 6.14. BR, B1, B2, B3, B4 deney elemanlarının enerji tüketimi grafikleri.....	169
Şekil 6.15. CR, C1, C2, C3, C4 deney elemanlarının enerji tüketimi grafikleri.....	170
Şekil 6.16. AR deney elemanı moment-eğrilik grafiği	173
Şekil 6.17. A1 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	174
Şekil 6.18. A2 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	175
Şekil 6.19. A3 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	176
Şekil 6.20. A4 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	177
Şekil 6.21. BR deney elemanı moment-eğrilik grafiği	178
Şekil 6.22. B1 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	179
Şekil 6.23. B2 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	180
Şekil 6.24. B3 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	181
Şekil 6.25. B4 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	182
Şekil 6.26. CR deney elemanı moment-eğrilik grafiği	183
Şekil 6.27. C1 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	184
Şekil 6.28. C2 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	185
Şekil 6.29. C3 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	186
Şekil 6.30. C4 deney elemanı moment-eğrilik grafiği.....	187
Şekil 6.31. AR deney elemanı yük-kayma açısı grafiği.....	190
Şekil 6.32. A1 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	191
Şekil 6.33. A2 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	192
Şekil 6.34. A3 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	193
Şekil 6.35. A4 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	194
Şekil 6.36. BR deney elemanı yük-kayma açısı grafiği.....	195
Şekil 6.37. B1 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	196

Şekil	Sayfa
Şekil 6.38. B2 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	197
Şekil 6.39. B3 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	198
Şekil 6.40. B4 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	199
Şekil 6.41. CR deney elemanı yük-kayma açısı grafiği.....	200
Şekil 6.42. C1 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	201
Şekil 6.43. C2 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	202
Şekil 6.44. C3 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	203
Şekil 6.45. C4 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği	204
Şekil 6.46. AR deney elemanının deformasyon bileşenleri	205
Şekil 6.47. A1 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	206
Şekil 6.48. A2 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	207
Şekil 6.49. A3 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	208
Şekil 6.50. A4 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	209
Şekil 6.51. BR deney elemanının deformasyon bileşenleri	210
Şekil 6.52. B1 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	211
Şekil 6.53. B2 deney elemanının deformasyon bileşenleri	212
Şekil 6.54. B3 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	213
Şekil 6.55. B4 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	214
Şekil 6.56. CR deney elemanının deformasyon bileşenleri	215
Şekil 6.57. C1 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	216
Şekil 6.58. C2 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	217
Şekil 6.59. C3 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	218
Şekil 6.60. C4 deney elemanının deformasyon bileşenleri.....	219
Şekil 7.1. Betonarme bir elemanın tipik yük-deplasman ilişkisi.....	225
Şekil 7.2. Donatısız betonun tek eksenli gerilme-şekil değiştirme eğrisi.....	226
Şekil 7.3. Hognestad modeline göre betonun σ - ϵ grafiği.....	228
Şekil 7.4. Sonlu eleman modelinde kullanılan betonun σ - ϵ grafiği	229
Şekil 7.5. Von Mises silindiri ve elipsi	231
Şekil 7.6. Donatı çeliğinin idealize edilmiş σ - ϵ ilişkisi	233
Şekil 7.7. Çeliğin elastik-tam plastik davranışı.....	233

Şekil	Sayfa
Şekil 7.8. Nonlinear analiz adımları	235
Şekil 7.9. Newton-Raphson nonlinear analiz tipleri	236
Şekil 7.10. Solid65 elemanı.....	237
Şekil 7.11. Link8 çubuk elemanı	237
Şekil 7.12. Solid45 elemanı.....	238
Şekil 7.13. AR deney elemanı modelinin ön görünüşü	250
Şekil 7.14. A1 deney elemanı modelinin ön görünüşü	251
Şekil 7.15. A2 deney elemanı modelinin ön görünüşü	251
Şekil 7.16. A3 deney elemanı modelinin ön görünüşü	252
Şekil 7.17. A4 deney elemanı modelinin ön görünüşü	252
Şekil 7.18. Ansys sonlu elemanlar programında donatı modellenmesi	254
Şekil 7.19. A4 deney elemanının mesnetleri ve etkitilen yükler	255
Şekil 7.20. Analiz sonucu AR deney elemanı yük-deplasman grafiği	256
Şekil 7.21. Analiz sonucu A1 deney elemanı yük-deplasman grafiği	256
Şekil 7.22. Analiz sonucu A2 deney elemanı yük-deplasman grafiği	257
Şekil 7.23. Analiz sonucu A3 deney elemanı yük-deplasman grafiği	257
Şekil 7.24. Analiz sonucu A4 deney elemanı yük-deplasman grafiği	258
Şekil 7.25. Analiz sonucu BR deney elemanı yük-deplasman grafiği.....	258
Şekil 7.26. Analiz sonucu B1 deney elemanı yük-deplasman grafiği	259
Şekil 7.27. Analiz sonucu B2 deney elemanı yük-deplasman grafiği	259
Şekil 7.28. Analiz sonucu B3 deney elemanı yük-deplasman grafiği	260
Şekil 7.29. Analiz sonucu B4 deney elemanı yük-deplasman grafiği	260
Şekil 7.30. Analiz sonucu CR deney elemanı yük-deplasman grafiği.....	261
Şekil 7.31. Analiz sonucu C1 deney elemanı yük-deplasman grafiği	261
Şekil 7.32. Analiz sonucu C2 deney elemanı yük-deplasman grafiği	262
Şekil 7.33. Analiz sonucu C3 deney elemanı yük-deplasman grafiği	262
Şekil 7.34. Analiz sonucu C4 deney elemanı yük-deplasman grafiği	263
Şekil 7.35. AR deney elemanında 55000 N yük altında oluşan çatlaklar.....	264
Şekil 7.36. AR deney elemanında 55000 N yük altında oluşan gerilmeler	264
Şekil 7.37. A1 deney elemanında 58000 N yük altında oluşan çatlaklar	265

Şekil	Sayfa
Şekil 7.38. A1 deney elemanında 58000 N yük altında oluşan gerilmeler.....	265
Şekil 7.39. A2 deney elemanında 52500 N yük altında oluşan çatlaklar	266
Şekil 7.40. A2 deney elemanında 52500 N yük altında oluşan gerilmeler.....	266
Şekil 7.41. A3 deney elemanında 59000 N yük altında oluşan çatlaklar	267
Şekil 7.42. A3 deney elemanında 59000 N yük altında oluşan gerilmeler.....	267
Şekil 7.43. A4 deney elemanında 51000 N yük altında oluşan çatlaklar	268
Şekil 7.44. A4 deney elemanında 51000 N yük altında oluşan gerilmeler.....	268
Şekil 7.45. BR deney elemanında 60000 N yük altında oluşan çatlaklar	269
Şekil 7.46. BR deney elemanında 60000 N yük altında oluşan gerilmeler	269
Şekil 7.47. B1 deney elemanında 62000 N yük altında oluşan çatlaklar.....	270
Şekil 7.48. B1 deney elemanında 62000 N yük altında oluşan gerilmeler	270
Şekil 7.49. B2 deney elemanında 64000 N yük altında oluşan çatlaklar.....	271
Şekil 7.50. B2 deney elemanında 64000 N yük altında oluşan gerilmeler	271
Şekil 7.51. B3 deney elemanında 62000 N yük altında oluşan çatlaklar.....	272
Şekil 7.52. B3 deney elemanında 62000 N yük altında oluşan gerilmeler	272
Şekil 7.53. B4 deney elemanında 65400 N yük altında oluşan çatlaklar.....	273
Şekil 7.54. B4 deney elemanında 65400 N yük altında oluşan gerilmeler	273
Şekil 7.55. CR deney elemanında 65000 N yük altında oluşan çatlaklar	274
Şekil 7.56. CR deney elemanında 65000 N yük altında oluşan gerilmeler	274
Şekil 7.57. C1 deney elemanında 76000 N yük altında oluşan çatlaklar.....	275
Şekil 7.58. C1 deney elemanında 76000 N yük altında oluşan gerilmeler	275
Şekil 7.59. C2 deney elemanında 77000 N yük altında oluşan çatlaklar.....	276
Şekil 7.60. C2 deney elemanında 77000 N yük altında oluşan gerilmeler	276
Şekil 7.61. C3 deney elemanında 73500 N yük altında oluşan çatlaklar.....	277
Şekil 7.62. C3 deney elemanında 73500 N yük altında oluşan gerilmeler	277
Şekil 7.63. C4 deney elemanında 70500 N yük altında oluşan çatlaklar.....	278
Şekil 7.64. C4 deney elemanında 70500 N yük altında oluşan gerilmeler	278

RESİMLERİN LİSTESİ

Resim	Sayfa
Resim 4.1. A1 deney elemanı beton dökümü öncesinde	38
Resim 4.2. A1 deney elemanında uygulanan küçük başlıklı kesme çivileri.....	39
Resim 4.3. A2 deney elemanında uygulanan geniş başlıklı kesme çivileri	39
Resim 5.1. AR deney elemanı deney sonu görünümü.....	61
Resim 5.2. A1 deney elemanı deney sonu görünümü.....	66
Resim 5.3. A2 deney elemanı deney sonu görünümü.....	71
Resim 5.4. A3 deney elemanı deney sonu görünümü.....	76
Resim 5.5. A4 deney elemanı deney sonu görünümü.....	81
Resim 5.6. BR deney elemanı deney sonu görünümü	86
Resim 5.7. B1 deney elemanı deney sonu görünümü.....	91
Resim 5.8. B2 deney elemanı deney sonu görünümü.....	96
Resim 5.9. B3 deney elemanı deney sonu görünümü.....	101
Resim 5.10. B4 deney elemanı deney sonu görünümü.....	106
Resim 5.11. CR deney elemanı deney sonu görünümü	111
Resim 5.12. C1 deney elemanı deney sonu görünümü.....	116
Resim 5.13. C2 deney elemanı deney sonu görünümü.....	121
Resim 5.14. C3 deney elemanı deney sonu görünümü.....	126
Resim 5.15. C4 deney elemanı deney sonu görünümü.....	131

SİMGELER

Bu çalışmada kullanılmış simgeler ve kısaltmalar açıklamaları ile birlikte aşağıda sunulmuştur.

Simgeler	Açıklama
c	D3 ve D4 LVDT eksenleri arası mesafe
D_i	i 'nci LVDT
d	Eğrilik hesabında kullanılan LVDT'lerin eksenleri arasındaki mesafe
$d_1, \dots, d_{16}$	D_i LVDT'sinden ölçülen deplasman
$d_{6x}, \dots, d_{15x}$	d_{ii} 'nin yataydaki izdüşümü
d_{1x}	Ortalama kesme deplasmanı
d_a	Deney elemanının rijit yatay ötelenmesi
d_{net}	Kiriş ucunun yatay yöndeki net deplasmanı
d_θ	Düğüm dönmesi sonucu d doğrultusunda oluşan deplasman
e	Eğrilik hesabı yapılan bölgenin birleşim bölgesi üzerindeki yüksekliği
E	Deney elemanı birikimli enerji tüketimi
$E_{kontrol}$	Kontrol deney elemanı birikimli enerji tüketimi
E_c	Beton elastisite modülü
f_1	İki eksenli ezilme gerilmesi
f_2	Bir eksenli ezilme gerilmesi
f_t	Eksenel çekme dayanımı
f_{bc}	İki eksenli basınç dayanımı
f_c	Beton basınç dayanımı
f_{su}	Kopma dayanımı
f_{sy}	Akma dayanımı
k_1, k_2, k_3	Eğrilikler
L	Kolon eksenine ile D1 LVDT'si arası mesafe
P	Tekil yük
V_u	En büyük kesme kuvveti

Simgeler	Açıklama
$V_{ukontrol}$	Kontrol deney elemanı en büyük kesme kuvveti
ϕ	Donatı çapı
θ	Dönme açısı
β	Ortalama kayma açısı
$\beta_0, \dots, \beta_7$	Kayma açıları
δ_y	Akma noktası deplasmanı
δ_{85}	En büyük yükün %85'ine düştüğü noktanın deplasmanı
$\delta_{85kontrol}$	Kontrol deney elemanı için en büyük yükün %85'ine düştüğü noktanın deplasmanı
ϵ_{c0}	En büyük gerilme düzeyine karşılık gelen birim şekil değiştirme
ϵ_c	Betonun birim şekil değiştirme değeri
ϵ_{cu}	En büyük birim şekil değiştirme değeri
σ_c	Betonun gerilme değeri
σ_e	Eşdeğer gerilme değeri
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Asal gerilmeler
σ_m	Hidrostatik gerilme değeri
σ_y	Akma anındaki gerilme değeri
Kısaltmalar	Açıklama
EMM	Genişleyen metal sonlu alan
LVDT	Elektronik deplasman ölçer (Lineer variable differential transformer)

1.GİRİŞ

Ülkemiz iki aktif deprem kuşağından biri olan Alp deprem kuşağında yer almakta olup, topraklarımızın büyük bir kısmı önemli derecede deprem tehdidi altındadır. Dolayısıyla ülkemiz sık ve sonuçları bakımından son derece üzücü ve tahribatı büyük olan depremlere maruz kalmaktadır. Son 10 yılda meydana gelmiş Erzincan (1992), Dinar (1995), Adana (1998) ve Adapazarı (1999) depremleri, bu önemli ve yıkımı büyük olan depremlerden sadece bir kaçıdır.

Büyük depremlerde yaşanan deneyimlerde görülmüştür ki, deprem kuvvetlerine maruz kalan yapılar ya önemli ölçüde hasara uğramış ya da göçmüşlerdir. Betonarme yapılarda sonuçları göçmeye yol açan hatalar kimi zaman malzeme ve çoğunlukla projeye uygun yapılmayan donatı detaylarından kaynaklanmaktadır. Deprem kuvvetleri etkisi altında taşıyıcı sistemi çerçevelerden oluşan ve depreme dayanıklılıkları yetersiz oldukları düşünülen yapıların güçlendirilmesi ve hasar görmüş olanların ise onarılması konusunda çeşitli çalışmalar yapılmış ve olumlu sonuçlar elde edilmiştir [1-4].

Betonarme yapılarda deprem kuvvetlerine maruz taşıyıcı sistem açısından kolon-kiriş birleşim bölgesi ve bu bölgenin depreme karşı davranışı son derece önemlidir. Daha önce olan depremlerde bu birleşim bölgesindeki etriye yetersizlikleri, çeşitli boyutlandırma hataları ve birleşim bölgesindeki taşıyıcı sistemde meydana gelen ani göçmeler sonucunda can kayıpları bir hayli fazla olmuştur. Deprem kuvvetlerine karşı yapı sünek davranmalı, gelen deprem kuvvetlerini başarılı bir şekilde sönümleyebilmelidir. İstenen yapının hasar görmemesi değil, ani göçmemesidir. Betonarme yapılarda geniş kullanım alanları yaratmak gibi çeşitli sebeplerden dolayı kolonlar kirişlerden daha zayıf yapılmakta ve ayrıca kirişlerin döşeme ile birlikte yapılması sonucu tasarlanandan daha yüksek taşıma güçlü olması neticesinde çerçeve hasarı daha çok kolonlarda olmaktadır. Bunun sonucunda kolonlarda oluşan kesme ve basınç hasarları nedeniyle gevrek ve ani kırılmalar meydana gelir.

Zayıf kolonlar için sonradan güçlendirme yapılarak kolon taşıma kapasitesi arttırılmaktadır. Zayıf kolonları güçlendirmek için daha önce yapılmış pek çok çalışma literatürde mevcuttur. Bu çalışmalarda genelde kolon, mantolama gibi çeşitli yöntemlerle güçlendirilmiştir. Fakat tüm bu yöntemlerde kolon kesiti büyütülerek projede kısıtlı olan kullanım alanı küçültülmektedir. İmalat esnasında kesiti büyütmeden kolon ve düğüm kapasitesini arttırmak için kolon düğüm noktasında lifli betonlar veya yüksek oranda donatı kullanılmaktadır. Bu yöntemlerde ise ya fazla bir kapasite artışı sağlanamamakta veya kullanılan fazla donatı oranı sebebiyle kolonda basınç göçmesi meydana gelmektedir.

Bu çalışmada, kolon ve birleşim bölgesi için bilinen yöntemlerin aksine basit, pratik ve ucuz bir öneri getirilmiş ve kolona belli bir rijitlik ve süneklik sağlanarak kolon ve düğüm kapasitesi arttırılmıştır. Kolon ve kirişlerin rijitlik, süneklik, enerji tüketimi ve dayanımları gibi bazı kriterler incelenmiştir.

Analitik çalışmada ise Ansys 8.0 sonlu eleman programı kullanılarak elde edilen veriler deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

2.AMAÇ VE KAPSAM

2.1 Amaç

Son yıllarda birçok ülke araştırmacıları tarafından betonarme yapılarda düğüm noktalarının incelenmesine önem verilmektedir. Özellikle son dönemde meydana gelen depremler sonucu yapılan incelemelerde birçok binanın göçmesi, düğüm noktaları detaylarına önem verilmemesinden kaynaklanmaktadır.

Deprem kuvvetine maruz yapılarda amaç, yapının deprem kuvvetlerine karşı sünek davranmasını sağlayarak yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinden meydana gelen enerjinin tüketilmesidir. Yapılarda en önemli taşıyıcı sistemler olan kolon ve kirişlerin deprem etkisi altındaki davranışları son derece önemlidir. Birleşim bölgesinde meydana gelen bir dayanım veya rijitlik kaybı, çerçevede büyük yanal ötelenmelere, ikinci mertebe etkilerinin doğmasına ve sistemin tamamen göçmesine neden olabilir.

Bu nedenlerle, birleşim bölgelerinde donatı detaylarında gerekli hassasiyetin gösterilmesi ve detayların yönetmeliklere uygun yapılması yapının depreme dayanımı açısından son derece önemlidir.

Klasik güçlendirme yöntemlerinde zayıf kolonu güçlendirmek için kolon kesit alanı büyütülmekte ve dolayısıyla depreme karşı bir dayanım sağlanmaktadır. Ancak bu yöntemde projedeki kullanım alanı kısıtlanmaktadır. Peki elimizdeki projede kullanım alanımıza göre kolon kesitlerini büyütme imkanımız yoksa ve kolonlar kirişlere göre daha zayıf kesite sahipse bu sorunu nasıl gidermeliyiz? Bu soruya cevap olabilecek olan bu çalışmada, kolon ve düğüm taşıma kapasitesini arttırmak için, levhalar üzerine çeşitli boyda kesme çivileri belirli aralıklarla kaynatılmış ve bu levhalar üretimden önce kalıp içerisine, etriye sıklaştırma bölgesi boyunca kolon içerisine yerleştirilmiştir. Elde edilen verilerin dayanım, rijitlik, süneklik ve enerji tüketimi açısından incelenmesi amaçlanmıştır.

Bu çalışmada toplam 15 adet deney elemanı, deprem etkilerine benzer tekrarlanan tersinir yükler altında test edilerek elde edilen sonuçlar irdelenmiştir. İncelenen değişkenler üç farklı beton dayanımına sahip elemanlarda kesme çivisinin başlık genişliği ve aralıklarının değişimidir. Bu özellikteki elemanlar, yine üç farklı beton dayanımına göre üretilmiş zayıf kolon-güçlü kiriş düğümünden oluşan 3 adet kontrol deney elemanı ile karşılaştırılmıştır.

2.2. Kapsam

Deneyisel çalışmada, çelik levha üzerine kesme çivileri kaynatılmış malzeme kullanılarak imal edilmiş zayıf kolon kolon-güçlü kiriş birleşim bölgesinin deprem etkisi altındaki davranışı incelenmiştir. Deney elemanları, kolon ve kirişlerden oluşan bir çerçevenin deprem yükleri altında deforme olmuş şekli göz önüne alınarak hazırlanmıştır. Bu şekilden elde edilen sistem, bir dış düğümün moment sıfır noktaları arasında kalan parçanın çıkarılmasıyla oluşturulmuştur. Deney elemanları, 12 adet kesme çivisi kaynatılmış çelik levhalar kullanılarak üretilmiş elemanlar ve 3 adet de kontrol elemanları olmak üzere toplam 15 adettir. Deney elemanlarının ayrıntısı aşağıda belirtilmiştir.

Karşılaştırma amacıyla üretilen kontrol deney elemanları;

- C14, C20 ve C30 beton dayanımlarına göre üretilmiş, zayıf kolon-güçlü kiriş düğümünden oluşan deney elemanları

Çelik levha üzerine kaynatılmış kesme çivilerinin başlık çaplarının değişiminin zayıf kolon ve birleşim bölgesine etkilerinin araştırılması amacıyla üretilen deney elemanları;

- 50 mm çapında başlık kesiti olan kesme çivisi elemanı ile çeşitli aralıklar için imal edilmiş deney elemanı
- 17 mm çapında başlık kesiti olan kesme çivisi elemanı ile çeşitli aralıklar için imal edilmiş deney elemanı

Farklı beton dayanımlarına göre üretilmiş deney elemanları;

- C14 beton dayanımına göre üretilmiş deney elemanları
- C20 beton dayanımına göre üretilmiş deney elemanları
- C30 beton dayanımına göre üretilmiş deney elemanları

Yukarıda bahsedilen deney elemanlarından elde edilen sonuçlar doğrultusunda, kolon ve kirişin dayanım, süneklik, enerji tüketimi ve rijitlik açısından ne gibi değişimler olduğu incelenmiştir. Kullanılan kesme çivileri ve beton dayanım farklılıklarının deprem davranışı üzerinde ki etkileri araştırılmıştır. Böylece yapılan bu deneyler sonucunda yapının davranışı hakkında önemli sonuçlar elde edilmiştir.

3. GEÇMİŞTE YAPILAN ÇALIŞMALAR

Kolon- kiriş birleşim bölgesi ve zayıf kolonlar için yapılan ilk çalışmalarda kolonlara sabit eksentrisite altında yükleme yapılmış, onarılmış betonarme kolonların yük taşıma kapasitesi ve deformasyonları incelenmiştir. Daha sonra tekdüze ve tersinir deprem yüklerine maruz bırakılmış kolonlara onarım ve güçlendirme teknikleriyle iyileştirmeler yapılmış, yük taşıma kapasiteleri, rijitlikleri, deformasyon yapabilirlikleri, kayma dayanımları, süneklikleri gibi çeşitli parametrelerdeki değişimler incelenmiştir. Sonraki çalışmalarda ise kolon-kiriş birleşim bölgesindeki donatı tipleri ve çeşitleri değiştirilmiş, kolon ve kiriş boyutları, donatı bindirme boyları, etriye sıklıkları gibi çeşitli parametrelerde değişiklikler yapılarak birleşim bölgesinin dayanımı, deformasyon yapabilirliği, sünekliklerindeki değişimler incelenmiştir [1-14].

Birleşim bölgesinde ve kolonlarda onarım ve güçlendirmeyle ilgili araştırmalar literatürde mevcuttur. Ancak birleşim bölgesinde, zayıf kolonların özel kesme çivileri kullanılarak güçlendirilmesiyle ilgili bir çalışmaya yurtiçi ve yurtdışı literatürde rastlanmamıştır. Kesme çivilerinin kullanımına, çift cidarlı sandwich panel yöntemi kullanılan bazı döşeme ve kirişlerde rastlanılmıştır.

Konuyla ilgili yapılan çalışmalar ;

Higazy, Elnashai ve Agbabianın çalışması

Son zamanlarda yapılan analitik çalışmalar orta-yüksek yapıların ara katlarındaki kolonlarda oluşan basınçta bazen çekme olacak kadar bir düşme olduğunu göstermiştir. Bu durum düşey yer hareketiyle beraber etki eden yüksek devirici momentlerin bir sonucudur. Bu gözlemlerin anlaşılmasıyla, kolondaki net çekme veya azaltılmış basınç altındaki orta açıklık kolon-kiriş birleşimlerinin deprem performanslarının araştırılması için mevcut çalışma başlatılmıştır. Altı adet sıradan ve abartılmış yüksek dayanımlı betonarme orta açıklık birleşiminin test edilmesi için gelişmiş bir senkronize sarma tablası kullanılmıştır. Panel bölgesi (PZ) saf kayma göçmesini garantileyerek düğüm kayma dayanımının gerçekçi olarak tahmin

edilmesini sağlayan alışılmamış bir tasarım yaklaşımı uyarlanmıştır. Sonuçlar, kolonda çekme gözlemlendiğinde, veya kolon basınç yükü önemli oranda düştüğünde, deformasyon yapabilirlikte bir artış ve kayma dayanımında kayıp olduğunu göstermektedir. Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar, düşey deprem hareketi oluşma ihtimali yüksek bölgelerde, eksenel çekmenin panel bölgesi kesme kapasitesi, düğüm sargılamadaki verim ve tüm yapının stabilitesi konularında yeterli bilgi sağlamıştır [1].

Febres ve Wight'in çalışması

Bu çalışmada, deprem yükü tipindeki yanal yüklere maruz kalan orta açıklıktaki geniş kolon-kiriş birleşimlerinin hesaplanması için yapılan deneysel bir araştırma sunulmuştur. Yarı statik yinelenir yükleme altındaki üç adet orta, geniş kolon-kiriş-döşeme birleşimi test edilmiştir. Kiriş genişliğinin kolon genişliğine oranına özel olarak dikkat edilerek betonarme düğümlerin yanal yüklere cevabını kontrol eden tasarım değişkenleri belirlenmiştir. Orta (interior) geniş kiriş birleşimleri uygun şekilde tasarlandığında, deformasyon kapasitesi ve yeterli dayanım elde edilmiştir. Birleşimler beklenen kapasitelere ulaşmış ve ciddi bir deformasyon geçmişi süresince bu kapasiteyi muhafaza etmişlerdir. Histeretik yanıt temel olarak boyuna donatının kenetlenme davranışı ve genel olarak kolon çekirdeği dışından geçen donatı tarafından kontrol edilmiş, deney numunelerinin verdiği yanıt aynı zamanda düğüm kesme davranışı, kiriş plastik mafsallarla ilerlemesi ve döşeme katkısı açılarından da incelenmiştir [2].

Stehle, Goldsworthy ve Mendis'in çalışması

Araştırmada, yarı-statik tekrarlı yanal yüklere maruz bırakılmış iki adet yarı ölçekli betonarme iç geniş şeritli kolon-kiriş birleşimi üzerinde yapılan deney sonuçları sunulmuştur. İlk birleşim herhangi bir deprem şartnamesi kullanılmadan detaylandırılmış, ikinci birleşim ise performansı artıran birkaç küçük değişiklik dışında benzer şekilde detaylandırılmıştır. İkinci birleşimde istenmeyen burulma ve kesme çatlaklarının oluşmasını engelleyecek şekilde donatı çubuklarının sıyrılmasını da içeren özel bir detaylandırma şekli bulunmaktadır. Bu birleşim uygulanan en fazla

%4'lük düşük ötelenmeye kadar çok iyi davranış sergilemiştir. Bu nedenle bu özel detaylandırma şekli kullanıldığında, mevcut şartnamelerde yüksek depremselliğe sahip bölgelerde giriş genişliğini sınırlandıran kısıtlandırmalar kaldırılabilir [3].

Hellesland ve Green'in çalışması

Yapılan deneysel çalışmalarda sabit eksentrisite altında yükleme yapılmış, onarılmış betonarme kolonların yük taşıma kapasitesi ve deformasyonları incelenmiştir. Dikdörtgen kesite sahip deney elemanları, dört ay boyunca devamlı sabit aksenal yüke tabi tutulmuştur. Sonraki aşamada tersinir yükleme de uygulanmıştır. Kısa zamanlı deformasyon kontrollü yüklemeler sonucu göçmeye ulaşılmıştır. Bunun üzerine çalışmalar güçlendirme konusundan uzaklaşıp, onarım konusu üzerinde yoğunluk kazanmıştır. Öncelikle hasar görmüş bölgedeki beton yontularak eski demirler çıkarılmış, yeni demirler takılarak üzerine yeniden beton dökülmüştür. Onarılmış kolonlara maximum kapasiteyle deformasyon kontrollü yükleme yapılmıştır. Hellesland ve Green birdöküm ve onarılmış elemanların deney sonuçlarını karşılaştırarak şu sonuçlara ulaşmıştır:

Onarılmış kolonların yük taşıma kapasitesi, tekdüze ve tersinir yüklemeye tabi tutulmuş birdöküm kontrol elemanlarının kapasitelerinden yaklaşık %20 daha az olduğu gözlemlenmiştir. Onarılmış kolon ile birdöküm kolon karşılaştırıldığında, onarılmış kolonun servis yükünde yaptığı sehim önemli oranda daha büyüktür, servis yüklemesi altındaki onarılmış elemanın rijitliği, birdöküm elemana oranla ~ %50- %90 civarındadır [4].

Jamaluddin ve Yassin'in çalışması

Bu çalışmada, sandwich panel sistem kullanılarak beton döşemelerin alt ve üst yüzeyleri kesme çivili levhalarla sarılmış, deneysel ve nümerik çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmada toplam altı adet deney elemanı test edilmiştir. Burada, 3 farklı döşeme sistemi için, 187.5 mm aralıklı olarak her bir döşemede toplam 31 adet kesme çivisi kullanılmış ve kesme çivileri çapraz ve düz aralıklarla levhalara

kaynatılmıştır. Deneyler sonucunda beton döşemelerle çelik levhalar arasındaki kompozit etkileşim sayesinde beton döşemede boyuna çatlak ilerlemesi gözlenmemiş ve kesme çivilerinin kesme dayanımına ulaşmasıyla deney elemanlarında göçme gerçekleşmiştir. Ayrıca kesme çivisi aralık ve yerleştirmelerinin elemanların moment kapasitelerine de önemli derecede etki ettiği gözlenmiştir [5].

Ghobarah ve Said'in çalışması

Geçmiş depremlerde, moment tesirlerine dayanan çerçeve yapıların göçmelerinin temel nedeni kolon-kiriş birleşimlerinin kesme göçmesi olarak belirlenmiştir. Mevcut yapıların düğümlerindeki kesme dayanımlarının iyileştirilmesi için etkili ve ekonomik iyileştirme yöntemleri gerekmektedir. Bu çalışmada, gelişmiş kompozit malzemeler kullanarak, betonarme kolon-kiriş birleşimleri için etkili ve seçici iyileştirme şemaları geliştirilmiştir. Çok sayıda betonarme kolon-kiriş birleşimi üretilmiştir. Düğümler, deprem öncesi imalat standartları kullanılarak sünek olmayacak şekilde detaylandırma özelliklerini benzeştirecek şekilde tasarlanmıştır. Kontrol numuneleri kiriş ucundan yinelenir yüklere maruz bırakıldıklarında düğümde kesme göçmesi oluşmuştur. Düğümün kesme dayanımını artırmak için, değişik lif ile sararak iyileştirme şemaları düğüm paneline uygulanmıştır. Denenen iyileştirme teknikleri, düğümün kesme dayanımını artırma ve kesme göçmesi modunu geciktirme hususunda başarılı olmuştur [6].

Doğan ve Robers'in çalışması

Bu çalışmada 9 adet çift cidarlı kompozit bir kirişte yorulma deneyleri yapılmıştır. Kullanılan kesme çivili levhalar donatısız beton kirişe dıştan kalıp gibi uygulanmış ve kesme çivilerindeki aralık değişimlerinin davranışa etkileri araştırılmıştır. Uygulamada kesme çivileri levhaya çift sıralı olarak kaynak tabancasıyla sabitlenmiştir. Göçmenin, kesme çivileri bağlantı noktasındaki dayanıma bağlı olduğu ortaya çıkmış ve kesme çivilerinin aralık ve dizilişlerinin davranışta etkin rol oynadığı görülmüştür [7].

Gülkan'ın çalışması

Onarılmış betonarme kiriş-kolon bağlantılarının elastik olmayan sonuçları Gülkan tarafından araştırılmıştır. Onarım öncesi ve sonrası kiriş-kolon birleşimleri tersinir yükler altında incelenmiştir. Tüm elemanlar artı şeklinde dökülmüştür. Kolon uçlarındaki reaksiyonları görmek için ters yükleme uygulanmıştır. Bu çalışmada incelenen toplam beş eleman yüksek bir bina çerçevesinin iç kısmındaki birleşimlerin birer modelidir. Elemanlar sismik etkiyi simüle etmesi için tersinir yükleme tabi tutulmuştur. Burada uygulanan onarım tekniği mantolamadır. Önceden saptanmış bir yükleme zincirinden sonra elemana onarım yapılmıştır. İşleme, öncelikle kolon donatısına kadar tıraşlama yapılarak başlanmıştır. Boyuna donatı ve etriyeler mevcut donatıya kaynaklanarak eklenmiştir. Yeni donatı ağı oluşturduktan sonra mevcut çekirdeğin üstüne bir kabuk oluşturacak şekilde beton dökülmüştür. Onarım tekniği hasar görmüş betonarme kolonun dayanımını artırmak konusunda efektif olmuştur. Gülkan'ın deneylerinde mantolanmış kolonun birdöküm davranış gösterdiği saptanmıştır [8].

Cronopulos'un çalışması

Bu çalışmada onarılmış/güçlendirilmiş betonarme kolonların tersinir yükler altındaki davranışı incelenmiştir. Cronopulos; bu deneyde hasar görmüş ve onarılmış/güçlendirilmiş betonarme kolon davranışını nitelik ve nicelik bazında incelemiştir. Çalışmada; eşit kesit metodu ile güçlendirme (aynı dayanımı sağlayabilmesi için lokal hasar görmüş çeliğin ve betonun yenilenmesi), sarmalama ile güçlendirme (ısıtılmış ve gerilmiş bilezikle kullanılması), mantolama ile güçlendirme (yerinde döküm veya püskürtme beton ile) teknikleri kullanılmıştır. Cronopulos onarılmış örneklerin davranışı hakkında ön çalışma ve deneyler yapmıştır. Davranış hakkındaki bilgiler onarılmış örneklerin deney sonuçları ile birdöküm elemanların deney sonuçları ile karşılaştırılarak elde edilmiştir. Sonuçları, hasar öncesi ve sonrası dayanımı, rijitlik ve düktilite oranlarını şekillendirerek ifade etmiştir. Bu çalışmanın sonucunda hasar görmüş ve sonradan iyileştirilmiş betonarme kolonların mekanik karakteristiği artırdığı gözlemlenmiştir [9].

Bett, Klinger ve Jirsa'nın çalışması

Bu araştırmada onarılmış ve güçlendirilmiş betonarme kolonların yanal yükleme altındaki sonuçları incelenmiştir. Ayrıca üç tip onarım ve güçlendirme tekniğinin etkinliği de incelenmiştir. Bu deneyler onarılmış ve güçlendirilmiş çerçevelerin tersinir yükler altındaki davranışlarının geniş çaptaki bir araştırmasıdır. Deneysel çalışmada 1950 ve 1960'larda A.B.D.'de deprem kuşağı içinde olan yerlerde uygulanmış tipik kolon dizaynlarının, 1/2 veya 1/3 ölçekli olarak üç adet kare kesitli kolon dizaynı yapılmıştır. Birinci eleman, hasar oluşuncaya kadar deneye tabi tutulmuş, daha sonra mantolonarak yeniden denenmiştir. Geriye kalan iki eleman ek çapraz bağlantılarla veya deney yapılmadan önce püskürtme beton ile yapılan manto ile güçlendirilmiştir. Burada tüm elemanlara bir dizi yanal hareket ve sabit eksenel yük uygulanmıştır. Her iki onarılmış ve güçlendirilmiş kolonlar orijinal kolonlardan daha iyi performans göstermiştir. Araştırma sonucunda; onarılmış ve güçlendirilmiş kolonlar yalın kolonlardan daha iyi performans göstermiştir. Ek çapraz bağın kullanıldığı veya kullanılmadığı manto ile güçlendirilmiş kolonların orijinal kolonlarla karşılaştırıldığında daha güçlü ve rijit olduğu görülmüştür. Onarılmış kolonlar da güçlendirilmiş kolonlar kadar iyi performans göstermiştir [10].

Yanarates'in çalışması

O.D.T.Ü.'de Yanarates'in yaptığı çalışmanın sadece onarılmış elemanla ilgili olan sonuçları aşağıda belirtilmiştir. Dört basit kolon eksantrik yüklemeye tabi tutulmuştur. Elemanlardan iki tanesi 130x230 mm'lik kesitli ve 6.50 m uzunluktadır. Bu elemanlarda 4 adet $\phi 10$ mm'lik boyuna donatı kullanılmıştır. Diğer ikisi ise 160x160 mm kesitinde $\phi 12$ 'lik 4 boyuna donatı kullanılarak 1.0 m uzunluğunda yapılmıştır. Transvers donatı olarak $\phi 4$ mm'lik demirler baz alınmış ve 100 mm ara ile yerleştirilmiştir. Eksenel yük altında basit kolon gibi hasar meydana gelene kadar yükleme yapılmıştır. Daha sonra tüm elemanlardaki hasar görmüş beton kısım temizlenerek çıkarılmıştır. Hasar görmüş kolonların transvers donatıları EMM (Genişleyen Metal Mesh) kullanılarak onarılmıştır. İlk iki örnekten bir tanesinin kesiti 180x180 mm'ye çıkarılmış, diğerinin ise 175x175 mm'ye dört adet $\phi 10$ mm'lik boyuna donatı kullanılarak kesiti alınmıştır. Diğer ikisi 4 adet $\phi 12$ 'lik demir

kullanılarak 2.30x2.30 mm'ye çıkarılmıştır. Onarım sırasında herhangi bir yükleme yapılmamıştır. Beton dayanımını aldığı zaman elemanlara eksenel yük uygulanmış fakat istenen sonuç elde edilememiştir. Transvers donatı olarak kullanılan EMM çok etkin bir çözüm olamamıştır. Sonuçlar Kent ve Park'ın Matematiksel Modeli'ne uygun olarak gerçekleşmiştir [11].

Suleiman, Tankut ve Ersoy'un çalışması

Bu çalışmada, mantolanarak onarılmış ya da güçlendirilmiş betonarme kolonların eksenel yük ve tek eğrilikli eğilme altındaki davranış ve dayanımı deneysel olarak incelenmiştir. Beş deney elemanından üçü tek düze yük ya da tersinir yük altında denenmiştir, sonra bu elemanlar mantolanmış ve yeniden deneye tabi tutulmuştur. Yapılan mantolamaya yalın deney elemanındaki hasara bağlı olarak onarım veya güçlendirme adı verilmiştir. Bunlara ek olarak iki birdöküm kontrol elemanı denenmiştir. Deney elemanlarının boyutları yalın eleman 160x160 mm ve 4 ϕ 12 boyuna, ϕ 4/10 etriyedir. Manto elemanının boyutları ise 230x230 mm ve 4 ϕ 12 boyuna, ϕ 8/10 etriyedir. Deney elemanı I şeklinde imal edilmiş ve tek eğrilikli olarak test edilmişlerdir. Onarılan ve güçlendirilen deney elemanlarında mantolamanın etkisi dayanım, süneklik, enerji tüketimi ve rijitlik bakımından incelenmiştir. Deney sonuçları, güçlendirilmiş mantolu elemanların hem monotonik hem de tersinir yükler altında birdöküm kontrol elemanı kadar iyi davrandığını göstermiştir. Onarım gören mantolu elemanlarda ise, hem rijitliğin, hem de dayanımın bir döküm kontrol elemanına oranla daha küçük olduğu gözlenmiştir [12].

Yumak, Tankut ve Ersoy'un çalışması

Bu çalışmada, çeşitli ankraj yöntemlerinin mantolanmış kolon davranışına etkileri incelenmiştir. Deneysel çalışma, beş adet kolon eleman ile (dört tanesi onarılmış, bir tanesi birdöküm kontrol elemanı), eksenel yük ve tersinir eğilme altında gerçekleştirilmiştir. Mantolama aşamasında da kolon deney elemanlarına aşağıdaki ankraj yöntemleri uygulanmıştır. Sözü edilen ankraj yöntemlerini karşılaştırmak amacıyla, birdöküm kontrol elemanı da deneye tabi tutulmuştur. Bu çalışmadaki eleman boyutları ve deney düzeneği R. Suleiman'ın eleman boyutları ve deney düzeneği ile

aynıdır. Bu çalışma sonucunda; epoksi ve mekanik kenetlenme yöntemiyle mantolanmış kolonların iyi davranış sergiledikleri izlenimi edinilmiştir [13].

Zaid, Shiohara ve Otani'nin çalışması

İki yarı ölçekli kolon-kiriş birleşiminden oluşan deney elemanı deprem etkilerine benzer tersinir tekrarlanan yük etkisi altında test edilmiştir. Her iki deney elemanı da düğümde kesmeden göçecek şekilde donatılandırılmıştır. Kullanılan yeni bir sistem sayesinde bir deney elemanı diğer deney elemanına göre %28 daha fazla yanıl ötelenme rijitliğine ulaşmıştır. Yeni kompozit detay sayesinde sadece kat kesme kapasitesini arttırmamış aynı zamanda düğüm deformasyonunu da azaltmıştır. Ayrıca göçme modu düğümde kesmeden değil kirişte eğilme şeklinde gerçekleşmiştir [14].

Büyükkaragöz'ün çalışması

Bu çalışmada, daha önceden deneysel çalışması yapılmış donatısız iki yüzeyi ince çelik plakla kaplı ortası betonla doldurulmuş ve birbirlerine beton derinliği boyunca ve çelik plakların iç yüzeylerine kaynatılmış ve iç içe geçirilmiş kesme çivileriyle tutturulmuş, çift cidarlı kompozit ve basit mesnetli bir kiriş sistemi ansys sonlu elemanlar programıyla analiz edilmiştir. Bu kirişlerin analizinde, ilk başta sabit iki noktaya etkiyen sabit statik yük altında 4 farklı kiriş modeli ele alınmış daha sonra ise sabit çelik levha kalınlığında farklı beton kalınlıkları için (veya tersi) kesme çivileri birleşim noktalarındaki optimum dizayn gerilmeleri göz önünde tutularak sisteme etkiyebilecek kuvvetlerin bulunmasına yönelik denklemler elde edilmiştir [15].

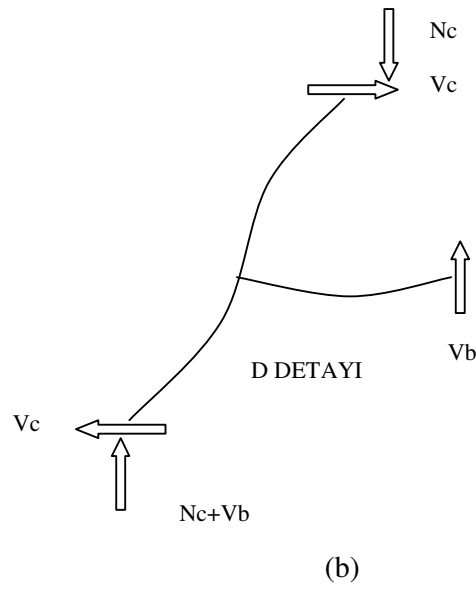
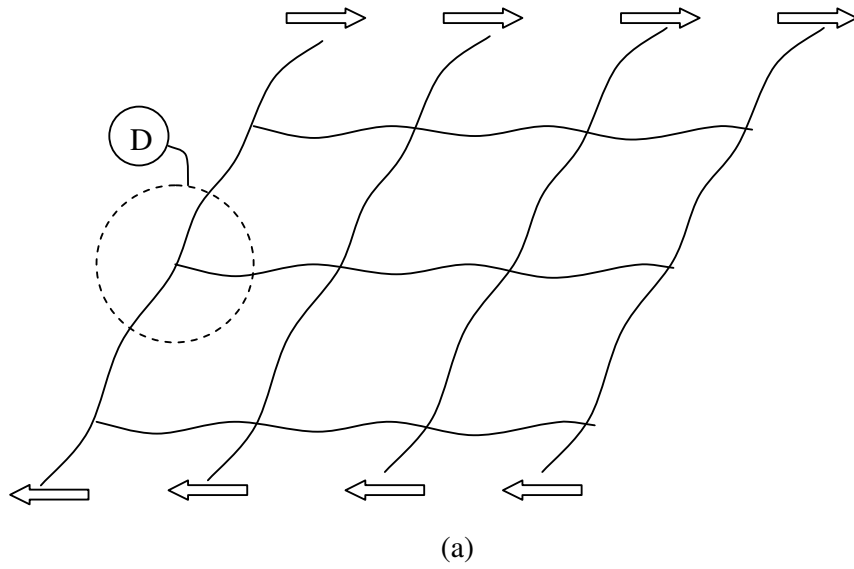
4. DENEYSEL ÇALIŞMA

4.1. Genel

Bu deneysel çalışmanın amacı, levha ve üzerine kaynatılmış kesme çivilerinden oluşan kompozit malzemenin üretim esnasında, zayıf kesitli kolona uygulanması ve üretilen elemanlara deprem yüklerini benzeştiren yükler uygulayarak zayıf kolon ve birleşim bölgelerinin davranış biçimini araştırmaktır. Deney elemanları, kolon ve kirişlerden oluşan sıradan bir çerçevenin deprem yükleri altında deforme olmuş şekli düşünülerek hazırlanmıştır. Böyle bir çerçevenin abartılmış deformasyon diyagramı Şekil 4.1a'da gösterilmiştir. Şekilden de anlaşıldığı gibi deprem yükleri etkileyen çerçevede moment sıfır noktaları yaklaşık olarak kolon ve kirişlerin ortalarında oluşmakta ve düğümlerin moment sıfır noktalarına kadar olan kısmı benzer davranış sergilemektedir [16]. Bu nedenlerden dolayı çerçeve davranışını temsil edebilmesi ve yük uygulanabilirliği sebebiyle deney elemanlarının oluşturduğu model, bir dış düğümün moment sıfır noktaları arasında kalan parçanın çıkartılmasıyla oluşturulmuştur (Şekil 4.1b). Deney elemanlarının boyut ve sayıları laboratuvar koşulları, incelenecek parametreler ve değişkenler göz önünde tutularak belirlenmiştir. Deney elemanları betonarme olarak üretilmiş ve boyutları 1/1 ölçeğinde hazırlanmıştır. Kontrol elemanlarda göçmenin kolonda oluşması için kirişin toplam taşıma gücünün, kolonun her iki yönündeki toplam taşıma gücünden fazla olması sağlanmış ve zayıf kolon-güçlü kiriş düğümü oluşturulmuştur. Diğer elemanlarda kullanılan kompozit malzeme yine zayıf kolon-güçlü kiriş düğümüne uygulanmış ayrıca etriye aralıkları daha da seyrekleştirilmiştir. Piyasada yapılan bina inşaatlarında kolon-kiriş birleşimlerinde imalat ve işçilik yönündeki bazı sıkıntılardan dolayı etriye sıklaştırmalarında gerekli itina gösterilmemektedir. Kullanılan kompozit malzemenin etriye sıklaştırmasına gerek kalmadan birleşimde ve kolonda oluşan hasarı engelleyerek hasarı daha güçlü olan kiriş konsolu dibine kaydıracağı düşünülmüştür.

4.2. Deney Elemanları

Deneylerde toplam 15 adet deney elemanı üretilmiş ve deneyleri yapılmıştır. Bu deney elemanlarında belirli değişkenler ve parametreler kullanılmış ve bu değişimlerin etkileri incelenmiştir. Bu deney elemanları ve değişkenler Çizelge 4.1’de verilmiştir.



Şekil 4.1. Deney elemanlarının kenar düğüm detayları a)Deprem yükleri etkiyen bir çerçevenin deformasyonu b)Kenar bir düğümün serbest cisim diyagramı

Çizelge 4.1. Deney programı

Deney Elemanı No	Deney Elemanı Adı	İşlem Türü	Beton Sınıfı
1	AR	Kontrol	C14
2	A1	Öneri 1	C14
3	A2	Öneri 2	C14
4	A3	Öneri 3	C14
5	A4	Öneri 4	C14
6	BR	Kontrol	C20
7	B1	Öneri 5	C20
8	B2	Öneri 6	C20
9	B3	Öneri 7	C20
10	B4	Öneri 8	C20
11	CR	Kontrol	C30
12	C1	Öneri 9	C30
13	C2	Öneri 10	C30
14	C3	Öneri 11	C30
15	C4	Öneri 12	C30

Deneyisel Değişkenler;

Deney programı, kolon- kiriş birleşimini benzeştiren bir dış düğümün moment sıfır noktaları arasında kalan parçasının çıkartılmasıyla oluşturulmuş olan deney elemanlarının, kiriş uç kısmından uygulanan yatay yükler altındaki davranışlarının araştırılması amacıyla düzenlenmiştir.

Deneyisel çalışmada üç temel değişken incelenmiştir.

- 1) Levhaya kaynaklı kesme çivilerinin aralıkları;
- 2) Levhaya kaynaklı kesme çivilerinin başlık genişlikleri;
- 3) Beton dayanım farklılıkları;

Deney programında test edilen elemanlar Çizelge 4.1’de verilmiştir. Tabloda verilen 1., 6. ve 11. elemanlar kontrol amaçlı olarak tasarlanan elemanlardır. Diğer deney elemanları zayıf kolonda sarılma bölgesi ve birleşim boyunca kesme çivisi ve çelik levhalardan oluşan kompozit malzemeye üretilerek güçlendirilmiş deney elemanlarından oluşmaktadır. 2 no’lu eleman C14 beton sınıfında, yaklaşık 14 Mpa basınç dayanımlı betondan üretilmiştir. Başlık genişliği 17 mm, gövde yüksekliği 165 mm, başlık yüksekliği 5 mm olan kesme çivileri, 50 mm genişliğinde 10 mm kalınlığında ve 1350 mm boyundaki 2 adet çelik levhaya kaynaklanmıştır. Her levhada 9 adet olmak üzere toplam 18 adet kesme çivisi kullanılmıştır. Bu elemanda üst levhadaki ilk kesme çivisi levha solundan 200 mm mesafede olup 1.ve 2. kesme çivisi arası 200 mm, 2-7. kesme çivileri arası 100 mm, 8. ve 9. kesme çivileri arası 200 mm, 9. kesme çivisinin levha sonuna olan mesafesi ise 50 mm’dir. Alt levhada 1. kesme çivisi levha solundan 50 mm mesafede olup 1.2. ve 3. kesme çivileri arası mesafe 200 mm, 3-8. kesme çivileri arası 100 mm, 8. ve 9. kesme çivileri arası 200 mm, 9. kesme çivisinin levhanın sonuyla olan mesafesi 200 mm’dir. 3 no’lu deney elemanı C14 beton sınıfından üretilmiştir. Başlık genişliği 50 mm, gövde yüksekliği 165 mm, başlık yüksekliği 5 mm olan kesme çivileri, 50 mm genişliğinde 10 mm kalınlığında ve 1350 mm boyundaki 2 adet çelik levhaya kaynaklanmıştır. Her levhada 9 adet olmak üzere toplam 18 adet kesme çivisi kullanılmıştır. Bu deney elemanındaki kesme çivisi aralıkları 2. deney elemanı ile aynıdır. 4 no’lu deney

elemanı C14 beton sınıfından üretilmiştir. Başlık genişliği 17 mm, gövde yüksekliği 165 mm, başlık yüksekliği 5 mm olan kesme çivileri, 50 mm genişliğinde 10 mm kalınlığında ve 1350 mm boyundaki 2 adet çelik levhaya kaynaklanmıştır. Her levhada 7 adet olmak üzere toplam 14 adet kesme çivisi kullanılmıştır. Bu elemanda üst levhadaki ilk kesme çivisi levha solundan 100 mm mesafede olup 1.ve 2. kesme çivisi arası 300 mm, 2-6. kesme çivileri arası 150 mm, 7. ve 8. kesme çivileri arası 300 mm, 8. kesme çivisinin levha sonuna mesafesi ise 50 mm'dir. Alt levhada ise 1. kesme çivisi levha solundan 50 mm mesafede olup 1., 2.ve 3. kesme çivileri arası mesafe 200 mm, 3-8. kesme çivileri arası 100 mm, 8. ve 9. kesme çivileri arası 200 mm, 9. kesme çivisinin levhanın sonuyla olan mesafe ise 200 mm'dir. 5 no'lu deney elemanı C14 beton sınıfından üretilmiştir. Başlık genişliği 50 mm, gövde yüksekliği 165 mm, başlık yüksekliği 5 mm olan kesme çivileri, 50 mm genişliğinde 10 mm kalınlığında ve 1350 mm boyundaki 2 adet çelik levhaya kaynaklanmıştır. Her levhada 7 adet olmak üzere toplam 14 adet kesme çivisi kullanılmıştır. Bu deney elemanındaki kesme çivisi aralıkları 4. deney elemanı ile aynıdır. 7 no'lu deney elemanı C20 beton sınıfında, yaklaşık 20 Mpa basınç dayanımlı betondan üretilmiş olup 2 no'lu deney elemanı ile aynı kesme çivisi boyut özelliklerine ve kesme çivisi aralıklarına sahiptir. 8 no'lu deney elemanı C20 beton sınıfından üretilmiştir. 3 no'lu deney elemanı ile aynı kesme çivisi boyut özelliklerine ve kesme çivisi aralıklarına sahiptir. 9 no'lu deney elemanı C20 beton sınıfından üretilmiştir. 4 no'lu deney elemanı ile aynı kesme çivisi boyut özelliklerine ve kesme çivisi aralıklarına sahiptir. 10 no'lu deney elemanı C20 beton sınıfından üretilmiştir. 5 no'lu deney elemanı ile aynı kesme çivisi boyut özelliklerine ve kesme çivisi aralıklarına sahiptir. 12 no'lu deney elemanı C30 beton sınıfında, yaklaşık 30 Mpa basınç dayanımlı betondan üretilmiştir. 2 no'lu deney elemanı ile aynı kesme çivisi boyut özelliklerine ve kesme çivisi aralıklarına sahiptir. 13 no'lu deney elemanı C30 beton sınıfından üretilmiştir. 3 no'lu deney elemanı ile aynı kesme çivisi boyut özelliklerine ve kesme çivisi aralıklarına sahiptir. 14 no'lu deney elemanı C30 beton sınıfından üretilmiştir. 4 no'lu deney elemanı ile aynı kesme çivisi boyut özelliklerine ve kesme çivisi aralıklarına sahiptir. 15 no'lu deney elemanı C30 beton sınıfından üretilmiştir. 5 no'lu deney elemanı ile aynı kesme çivisi boyut özelliklerine ve kesme çivisi aralıklarına sahiptir.

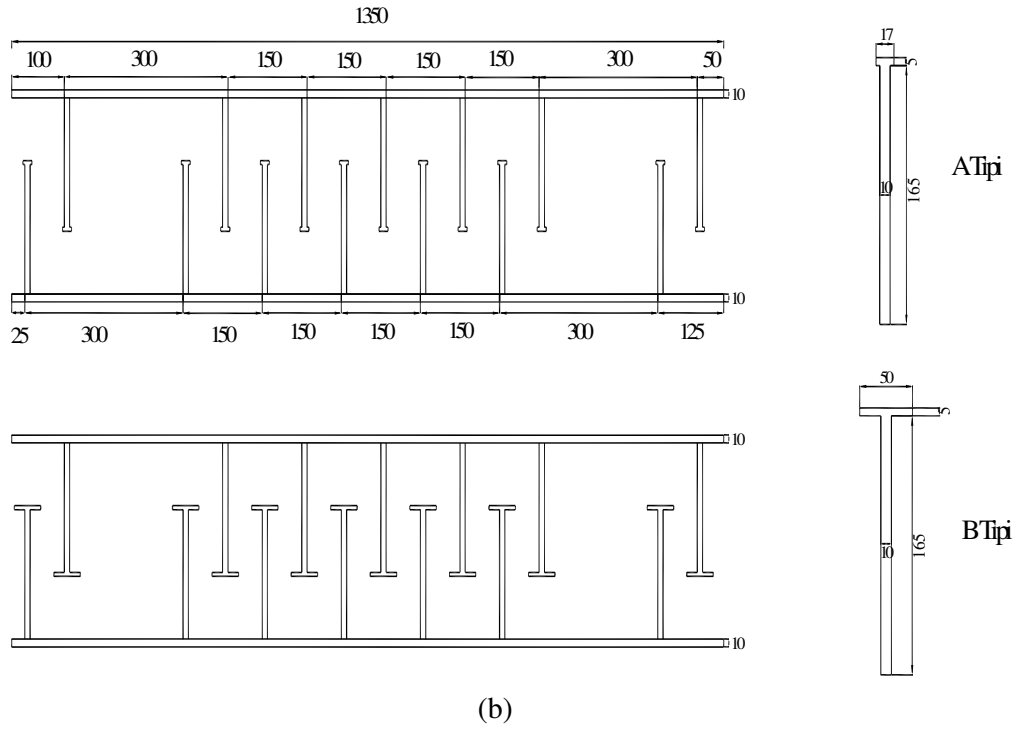
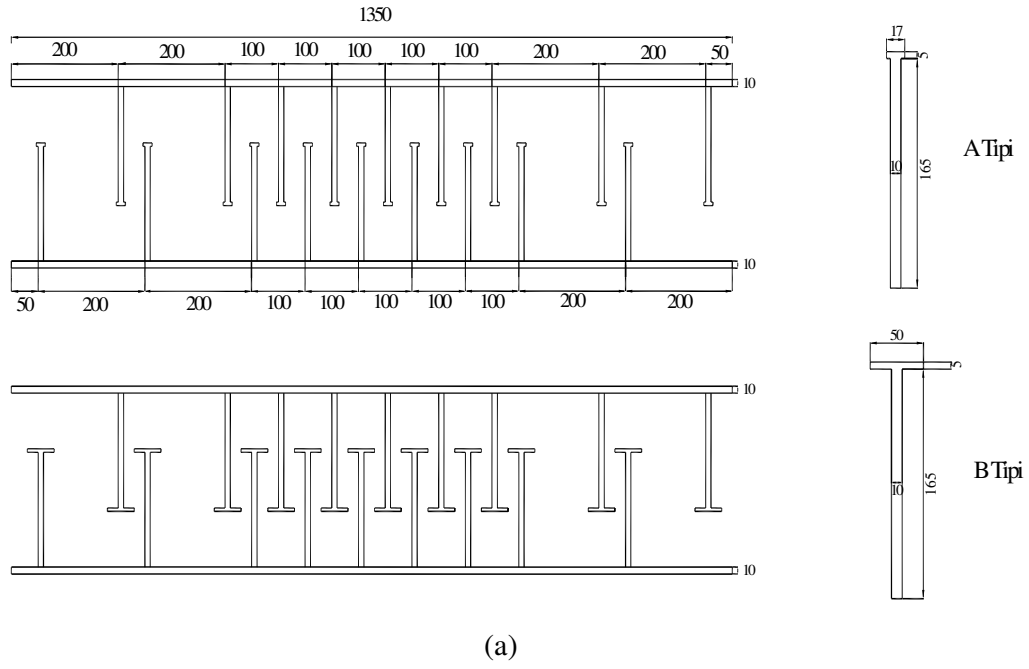
Deney elemanlarının üretiminde Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'teki [17] tasarım ilkeleri kullanılmıştır. 1,6 ve 11 no'lu kontrol deney elemanlarında kolonda boyuna donatı olarak 4 adet $\phi 16$ S420 inşaat demiri, kesme donatısı olarak sarılma bölgesi ve düğüm birleşimi boyunca 100 mm aralıklı, sarılma bölgesi haricinde ise 150 mm aralıklı $\phi 8$ S420 inşaat demiri kullanılmıştır. Kirişte ise boyuna donatı olarak sarılma bölgesinde 90 mm aralıklı, kiriş açıklığında ise 170 mm aralıklı 6 adet $\phi 16$ S420 inşaat demiri kullanılmış olup, çekme ve basınç bölgelerindeki donatıların uçları bükülerek kolon boyuna donatısına paralel olarak kolon içine doğru 180 mm uzatılmıştır. Kesme donatısı olarak $\phi 8$ S420 inşaat demiri kullanılmıştır. Donatılar ve elemanların kesitleri zayıf kolon güçlü kiriş prensibine göre göçme kolonda oluşacak şekilde detaylandırılmış ve üretilmiştir. Birleşim bölgesine kolon sarılma bölgesi boyunca üretim sırasında kompozit malzeme uygulanarak üretilen diğer güçlendirilmiş 12 adet deney elemanında ise kolonda boyuna donatı olarak 4 adet $\phi 16$ S420 inşaat demiri, kesme donatısı olarak tüm kolon boyunca 150 mm aralıklı $\phi 8$ S420 inşaat demiri kullanılmıştır. Kirişte ise boyuna donatı olarak sarılma bölgesinde 90 mm aralıklı, kiriş açıklığında ise 170 mm aralıklı 6 adet $\phi 16$ S420 inşaat demiri kullanılmış olup, çekme ve basınç bölgelerindeki donatıların uçları bükülerek kolon boyuna donatısına paralel olarak kolon içine doğru 180 mm uzatılmıştır. Diğer deney elemanlarında kesme çivisi kaynatılmış 1350 mm uzunluğundaki çelik levhalar birleşim bölgesi ve sarılma bölgesi boyunca etriyelerin üzerine tellerle bağlanmıştır. Levhalar kolon alt ve üst yüzeylerine 50 mm mesafeden, aralarında 200 mm mesafe kalacak biçimde monte edilmiştir. Her bir elemanda çekme ve basınç bölgelerine 2'şer adet olmak üzere toplam 4 adet kesme çivili çelik levha kullanılmıştır.

Klasik üretimde ve Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmeliğe göre kolon sarılma bölgelerinde ve birleşim boyunca etriye sıklaştırması yapılmaktadır. Fakat uygulamada, düğüm bölgelerinde etriye sıklaştırması fiziki koşullar ve işçilik yönünden oldukça zor yapılabilir. Dolayısıyla uygulanan çelik levhaların boyu etriye sıklaştırmasına gerek kalmayacak biçimde yönetmeliğe

göre sarılma bölgesi ve birleşim boyu göz önünde bulundurularak belirlenmiştir. Çelik levha ve kesme çivileri kolay uygulanabilir, ucuz ve pratik olması nedeniyle ve proje imkanlarına ve fiziki koşullara göre kesit büyütmenin mümkün olmadığı durumlarda etkin bir çözüm oluşturabileceği düşünülmüş ve kullanılmıştır. Çizelge 4.2’de kesme çivisi boyut ve özellikleri, deney programında yer alan deney elemanlarının geometrisi ve donatı detayları verilmiştir. Şekil 4.2’de kolonda kullanılan kesme çivisi ve levha detayları verilmiştir. Şekil 4.3-17’de ise deney elemanları donatı detayları verilmiştir.

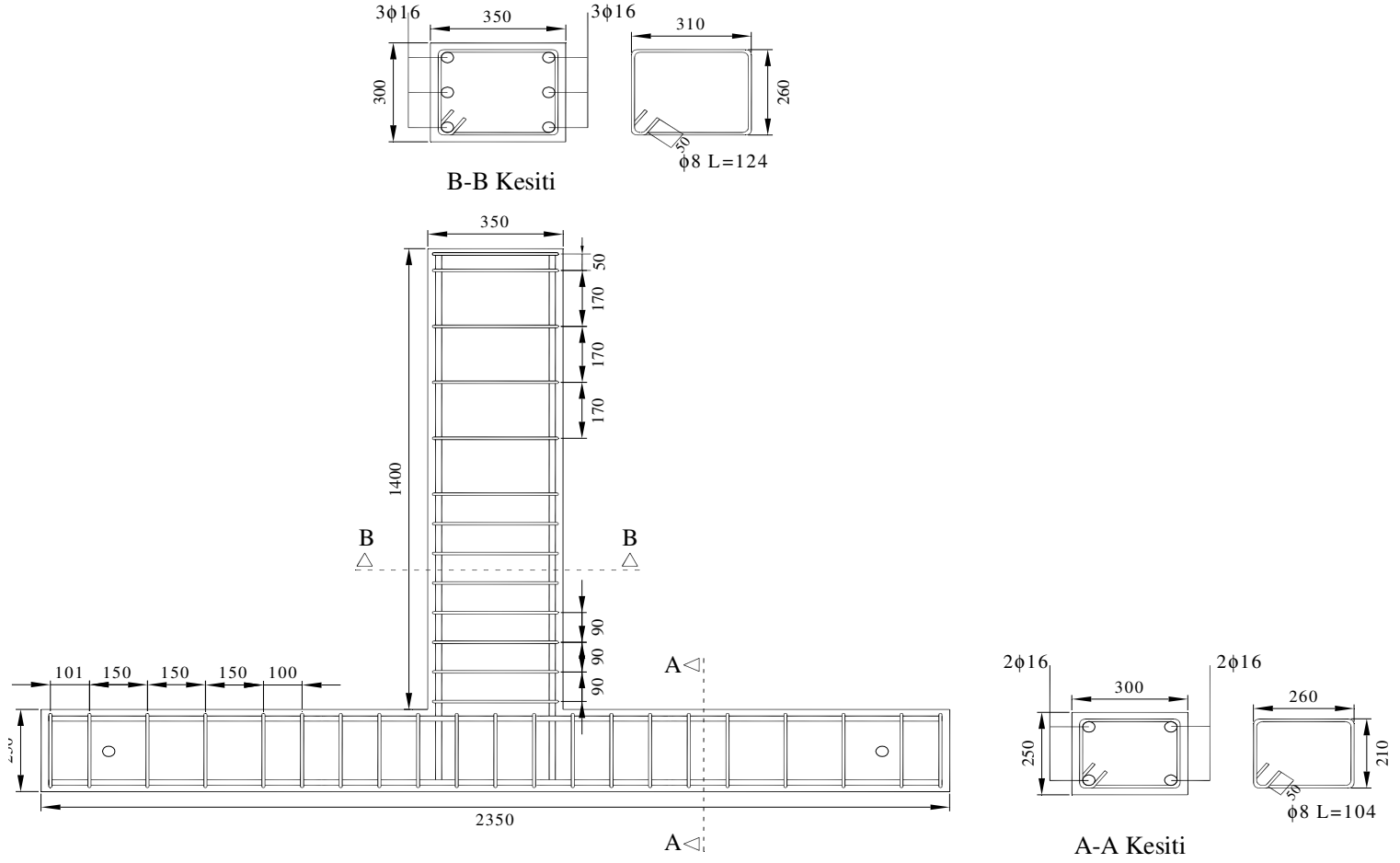
Çizelge 4.2- Deney eleman tipine göre kesme çivisi boyut ve aralıkları

Deney elemanları	Kesme çivisi toplam boyu	Kesme çivisi gövde boyu	Kesme çivisi başlık kalınlığı	Kesme çivisi başlık genişliği	Üst kesme çivileri arası mesafe (Sarıma bölgesi ve birleşim boyunca)	Alt kesme çivileri arası mesafe (Sarıma bölgesi ve birleşim boyunca)	Beton Sınıfı
AR	-	-	-	-	-	-	C14
A1	170	165	5	17	100	100	C14
A2	170	165	5	50	100	100	C14
A3	170	165	5	17	150	150	C14
A4	170	165	5	50	150	150	C14
BR	-	-	-	-	-	-	C20
B1	170	165	5	17	100	100	C20
B2	170	165	5	50	100	100	C20
B3	170	165	5	17	150	150	C20
B4	170	165	5	50	150	150	C20
CR	-	-	-	-	-	-	C30
C1	170	165	5	17	100	100	C30
C2	170	165	5	50	100	100	C30
C3	170	165	5	17	150	150	C30
C4	170	165	5	50	150	150	C30

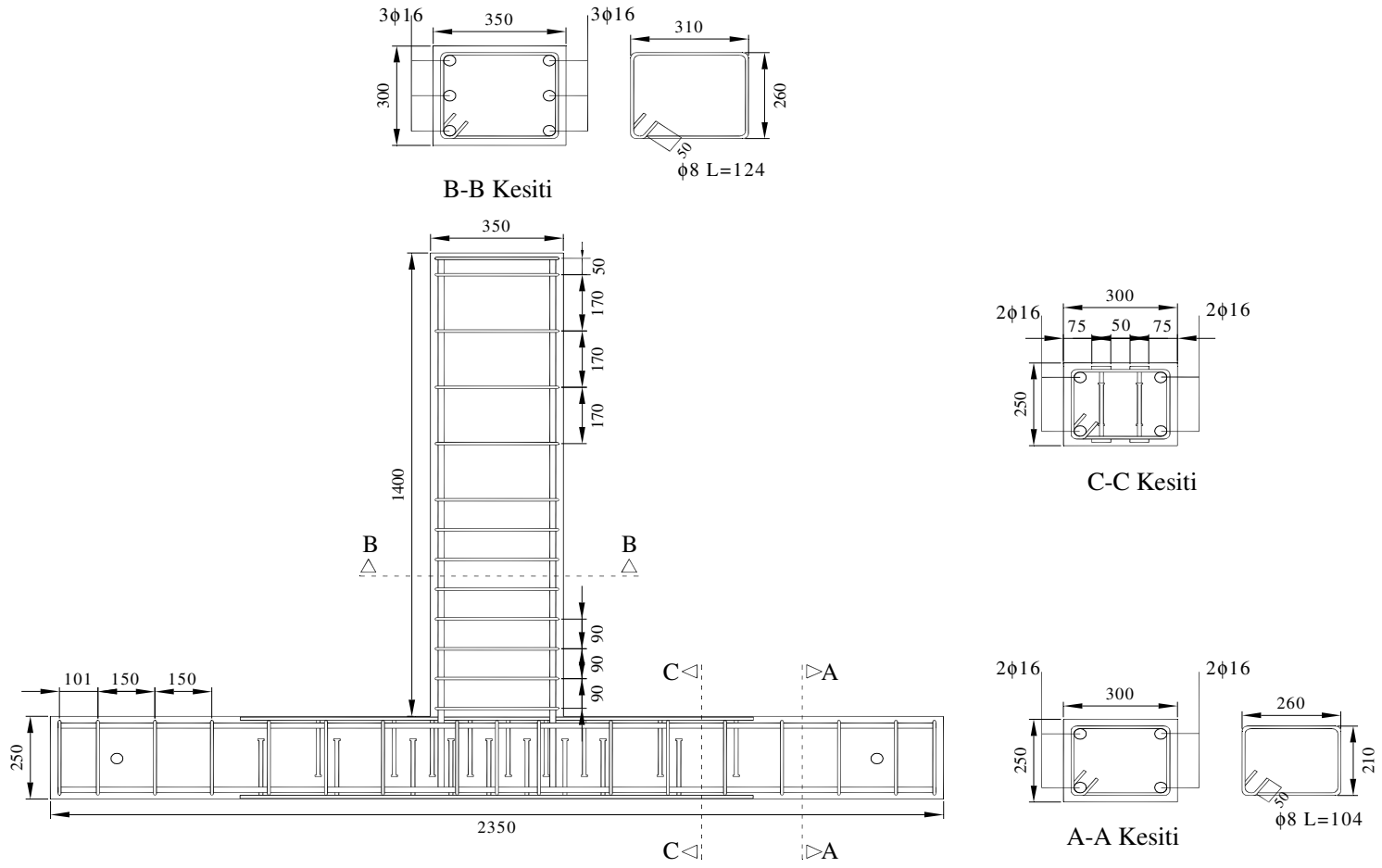


Şekil 4.2. Kolonda kullanılan kesme çivisi ve levha detayları a) Kesme çivisi aralığı sık
b) Kesme çivisi aralığı seyrek

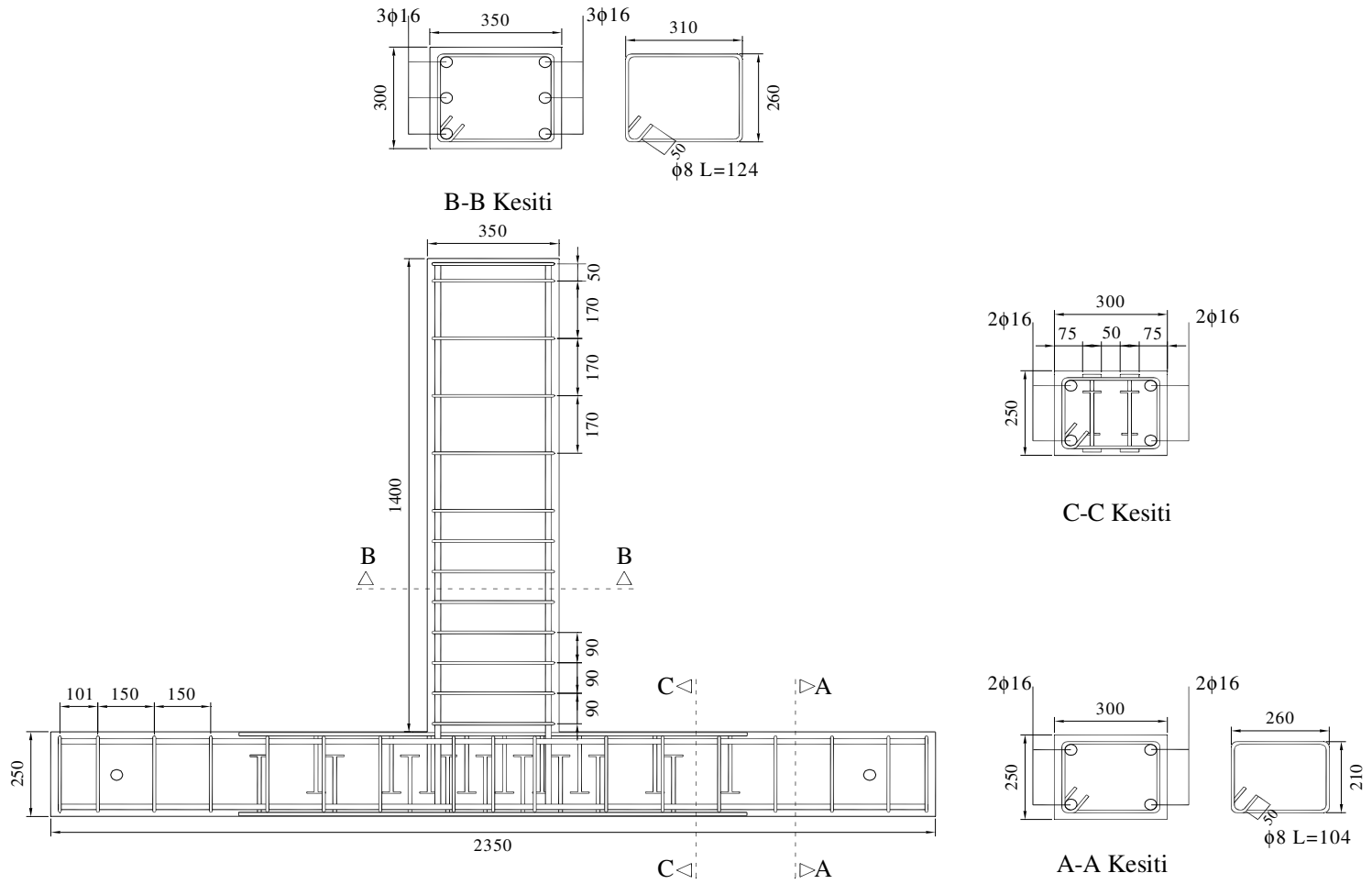
Şekil 4.3. AR deney elemanı donatı detayı



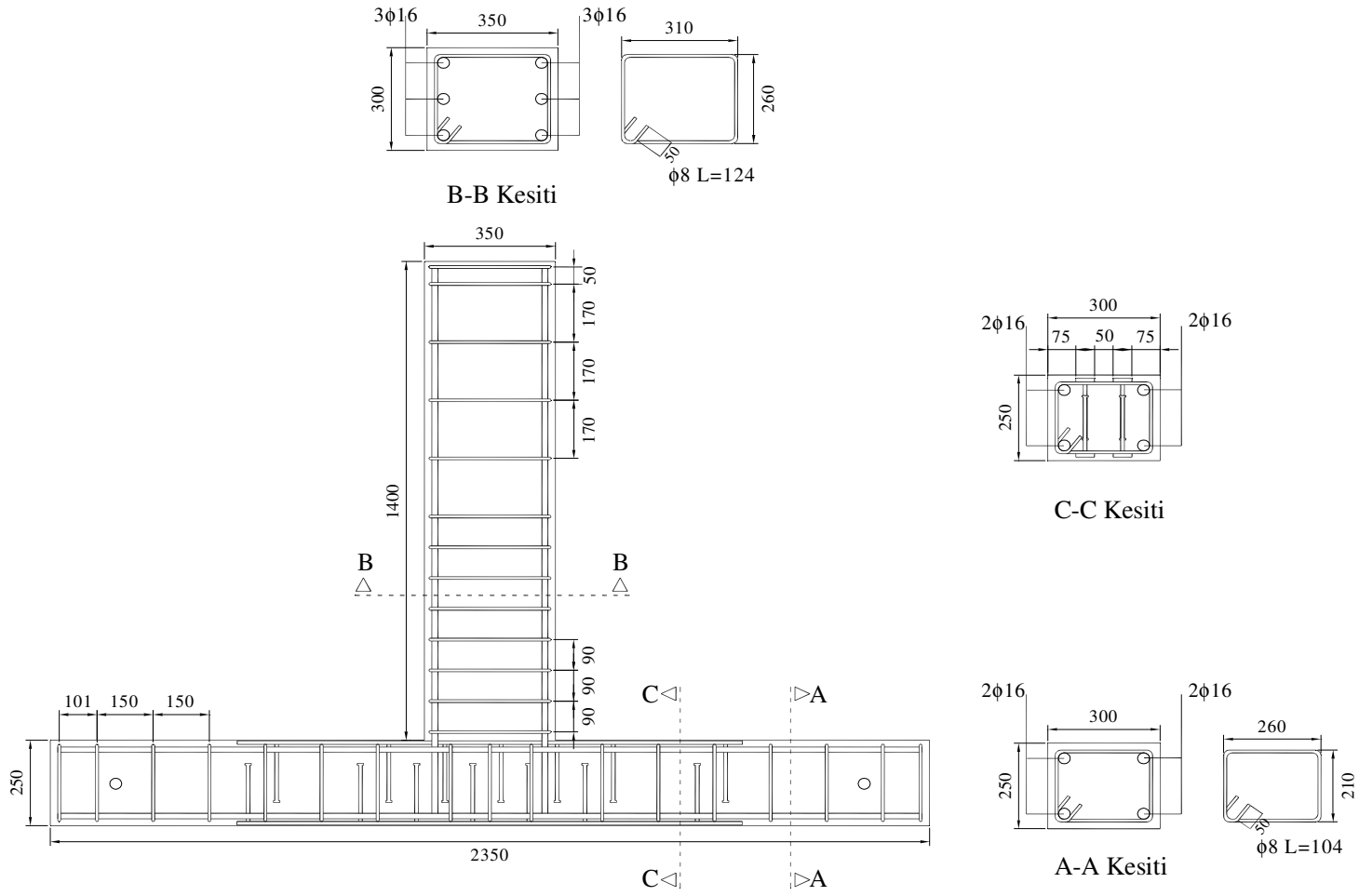
Şekil 4.4. A1 deney elemanı donatı detayı



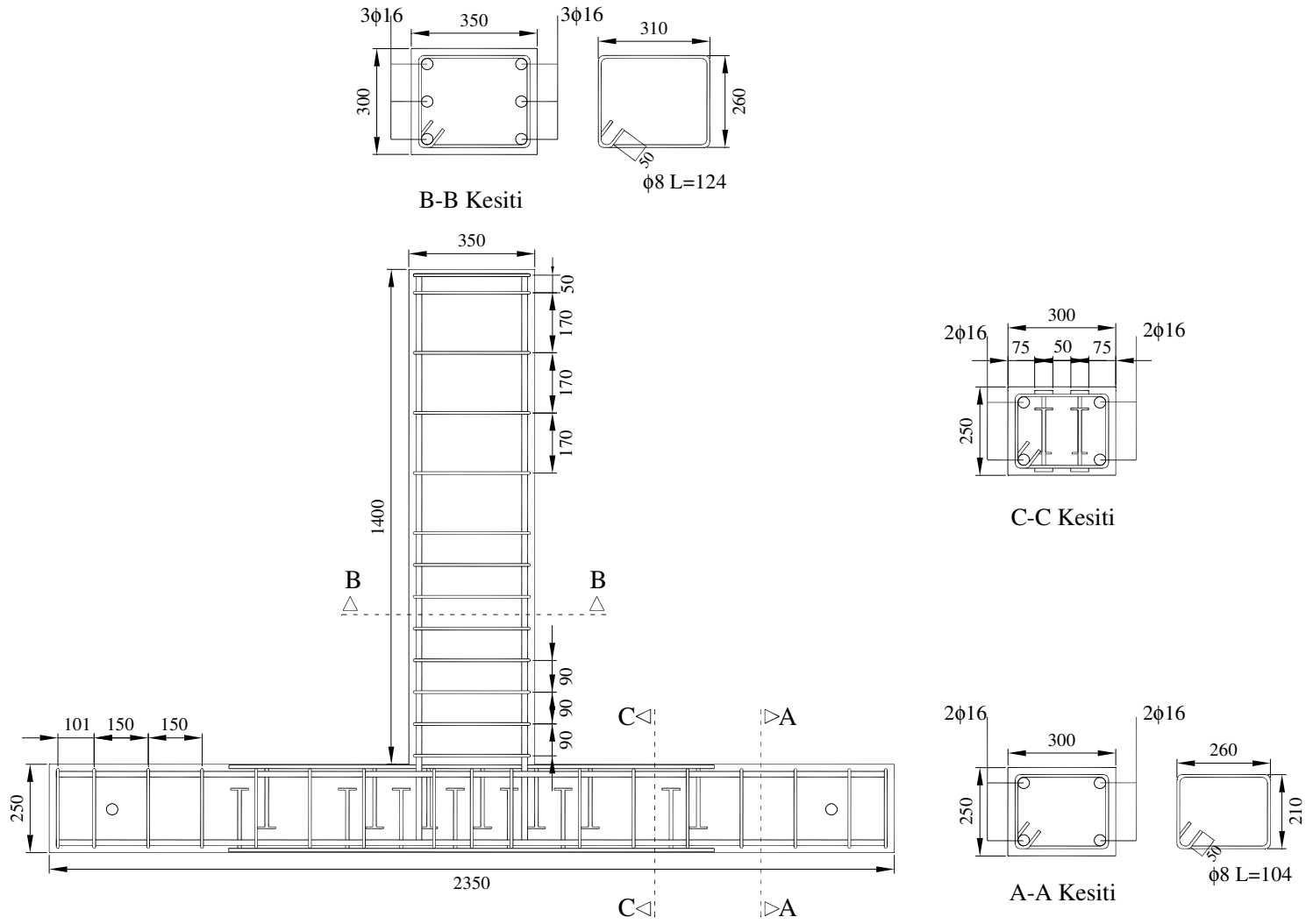
Şekil 4.5. A2 deney elemanı donatı detayı



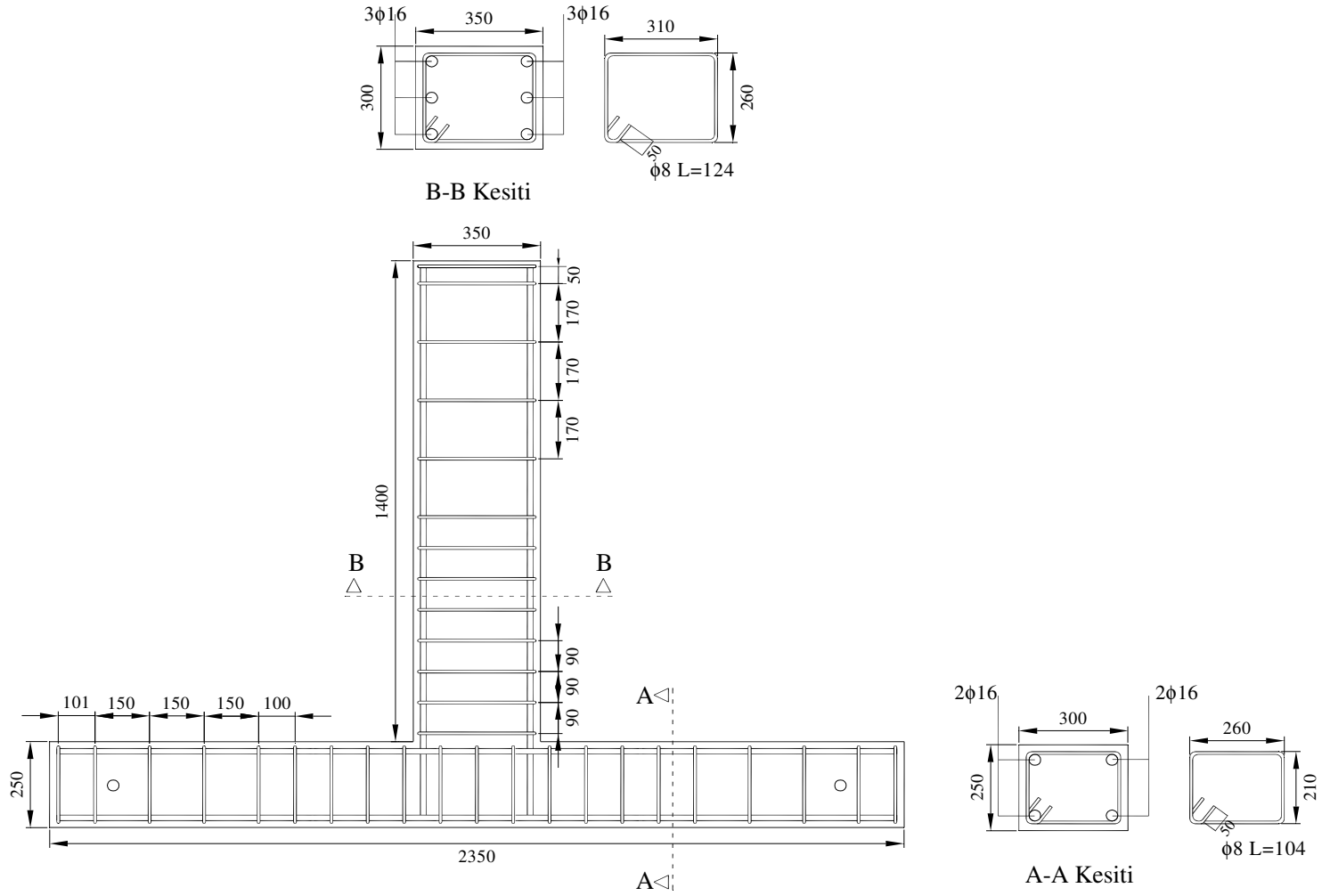
Şekil 4.6. A3 deney elemanı donatı detayı



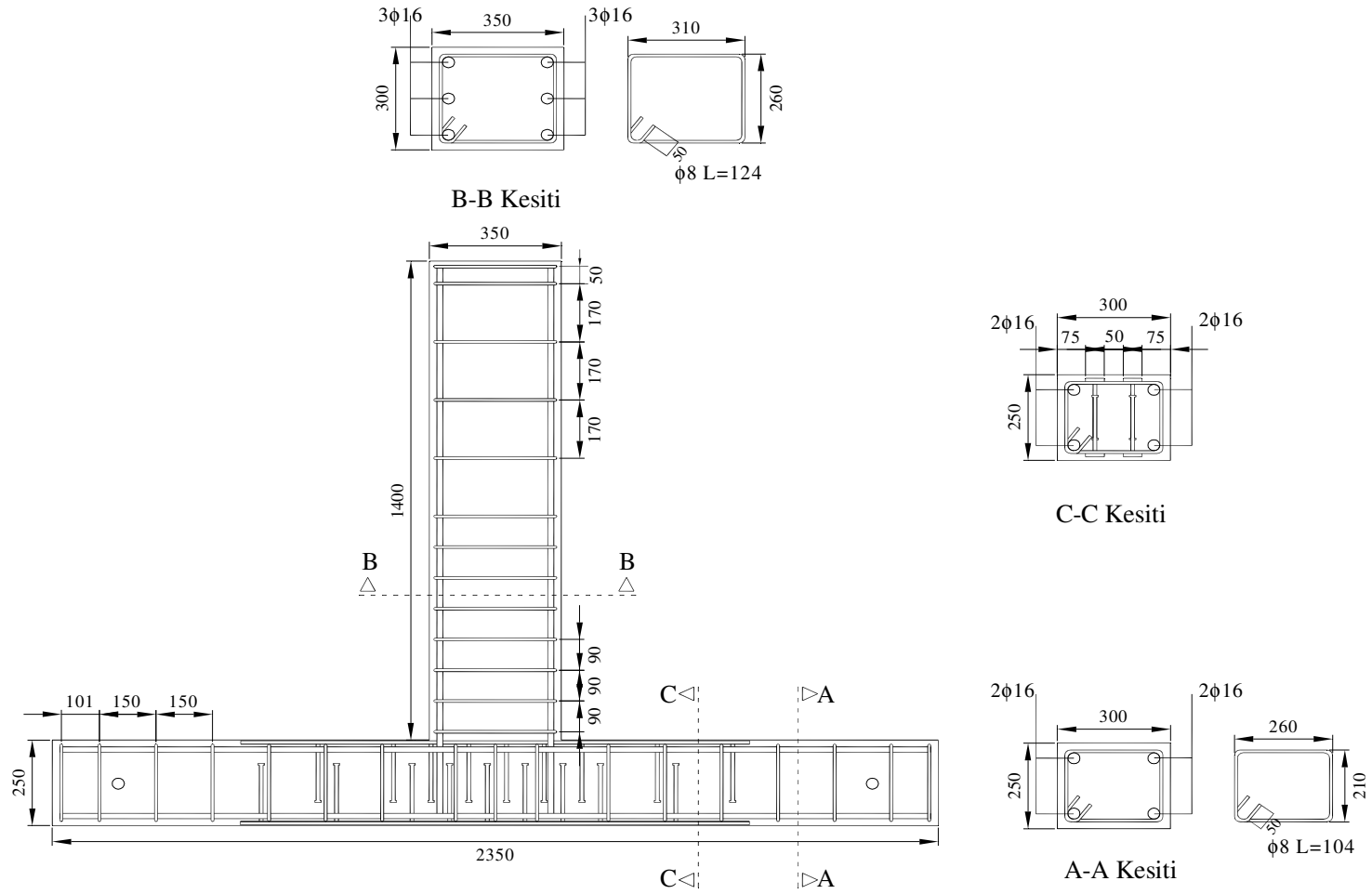
Şekil 4.7. A4 deney elemanı donatı detayı



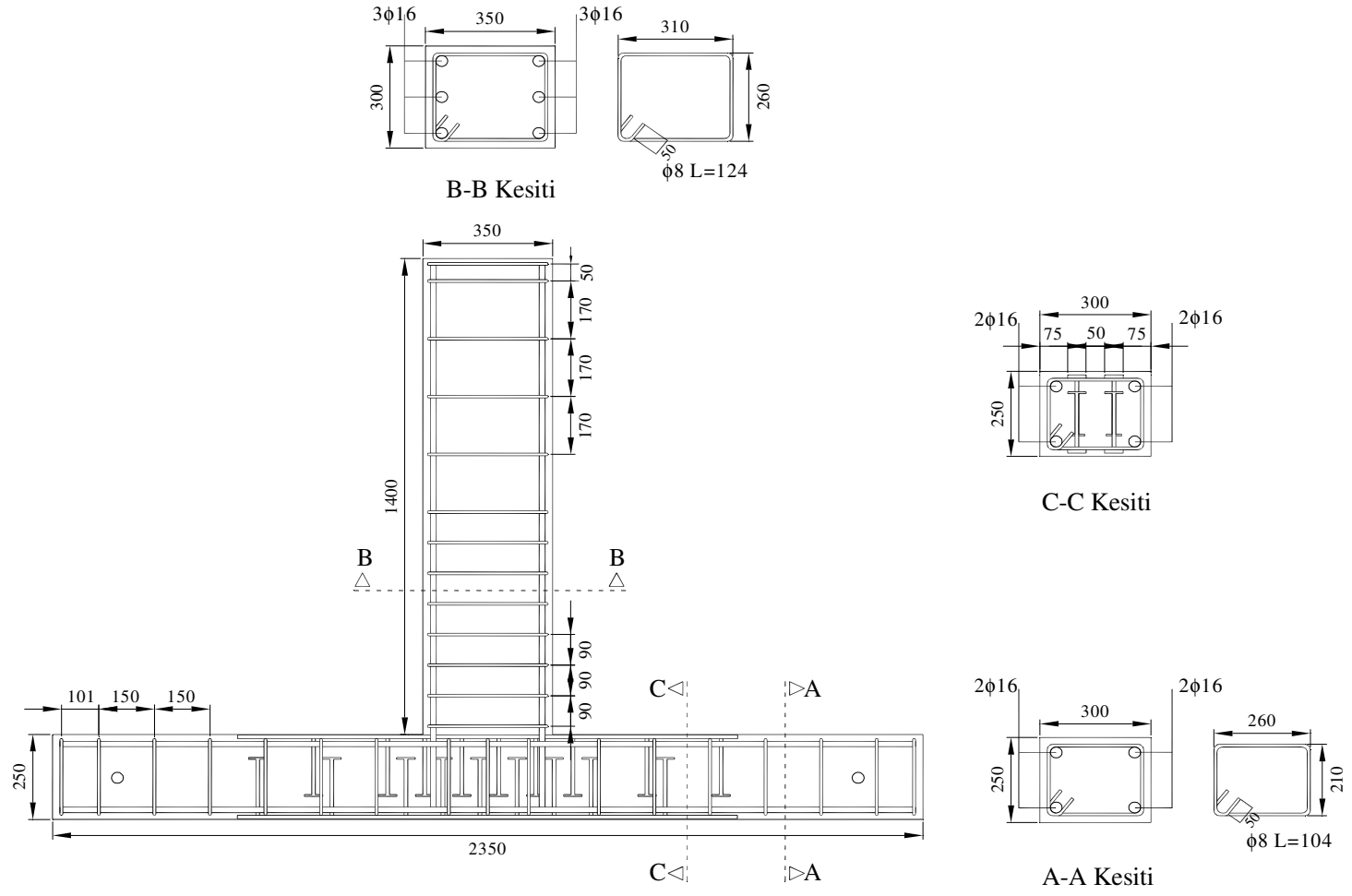
Şekil 4.8. BR deney elemanı donatı detayı



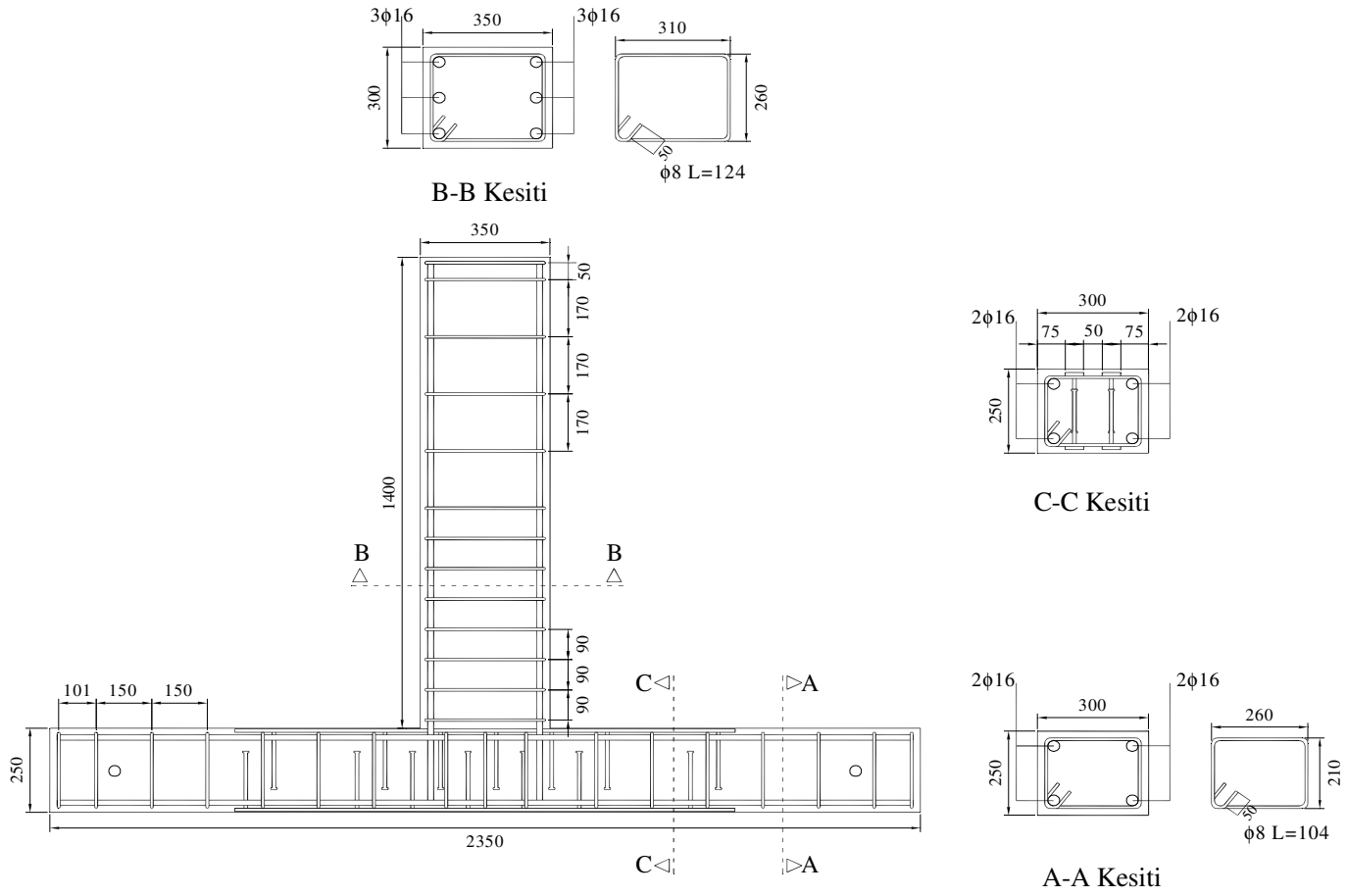
Şekil 4.9. B1 deney elemanı donatı detayı



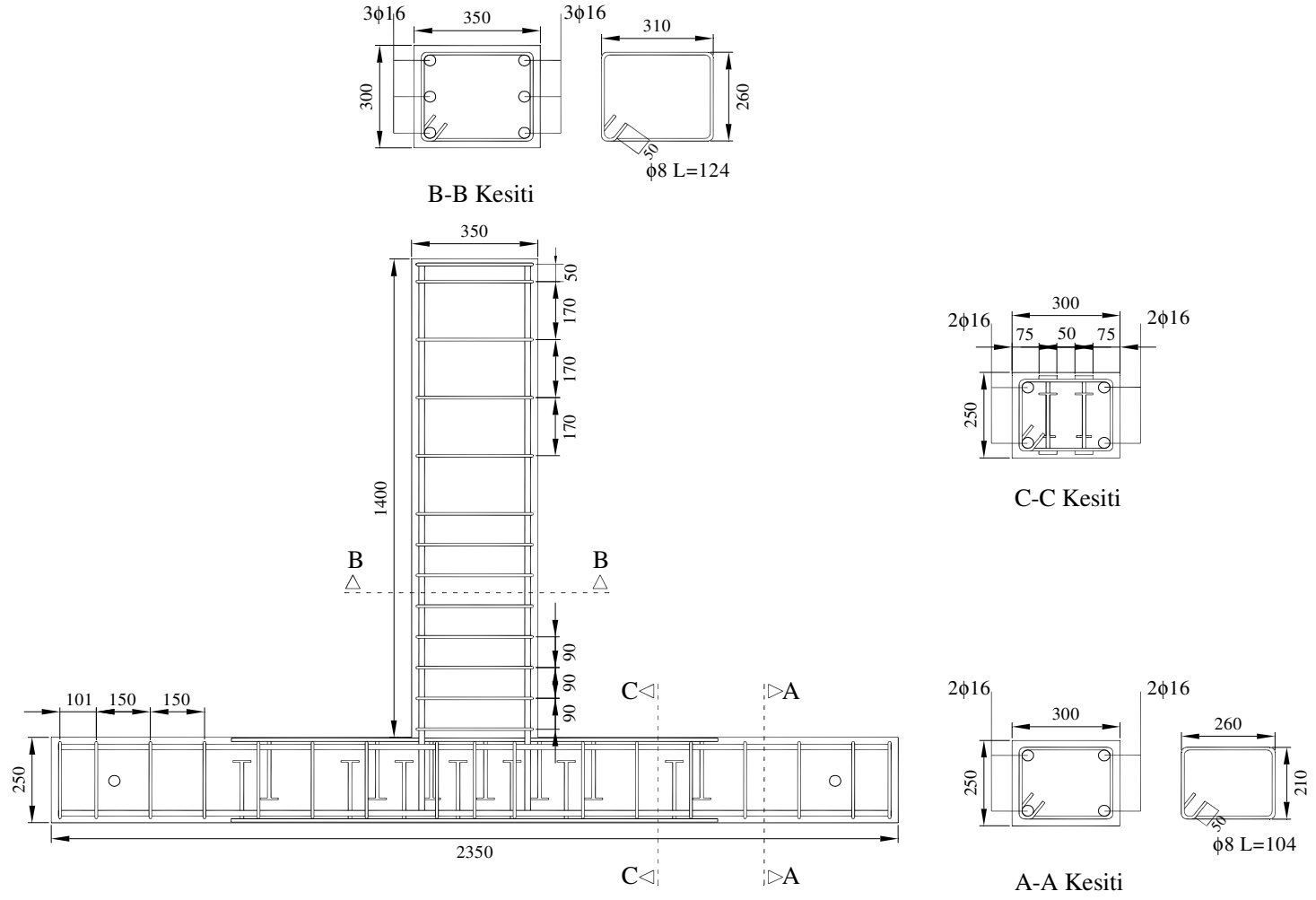
Şekil 4.10. B2 deney elemanı donatı detayı



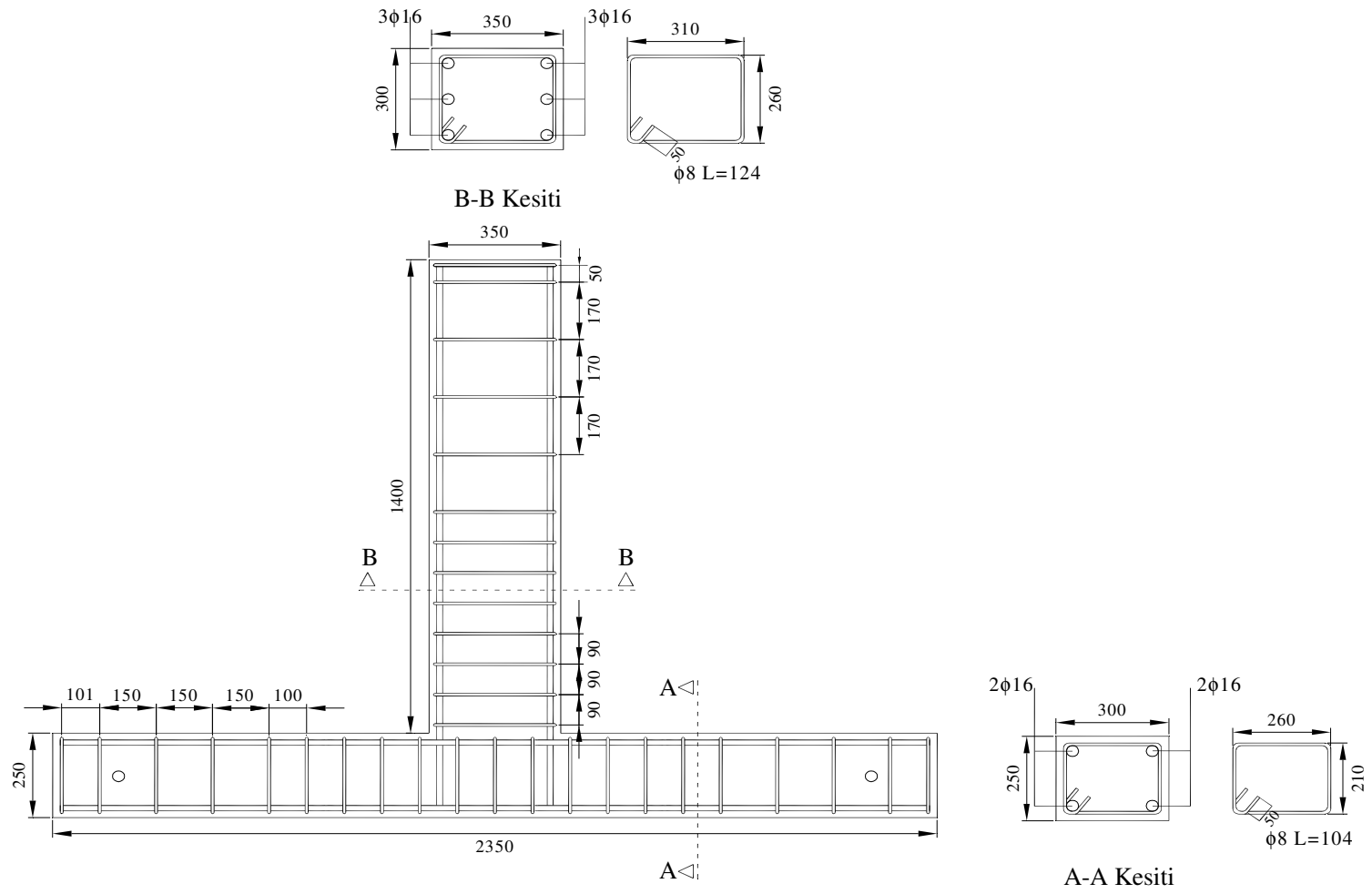
Şekil 4.1.1. B3 deney elemanı donatı detayı



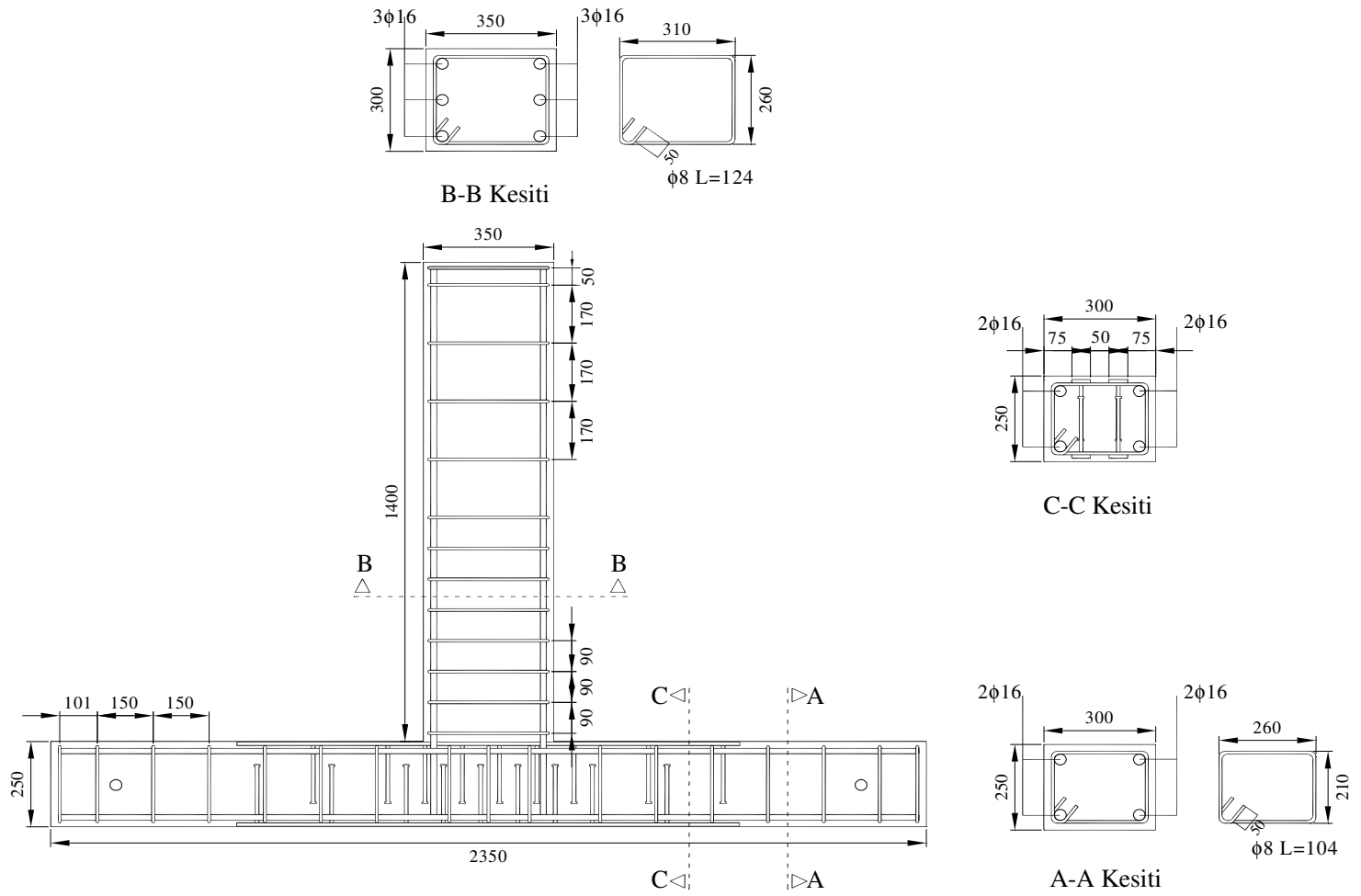
Şekil 4.12. B4 deney elemanı donatı detayı



Şekil 4.13. CR deney elemanı donatı detayı



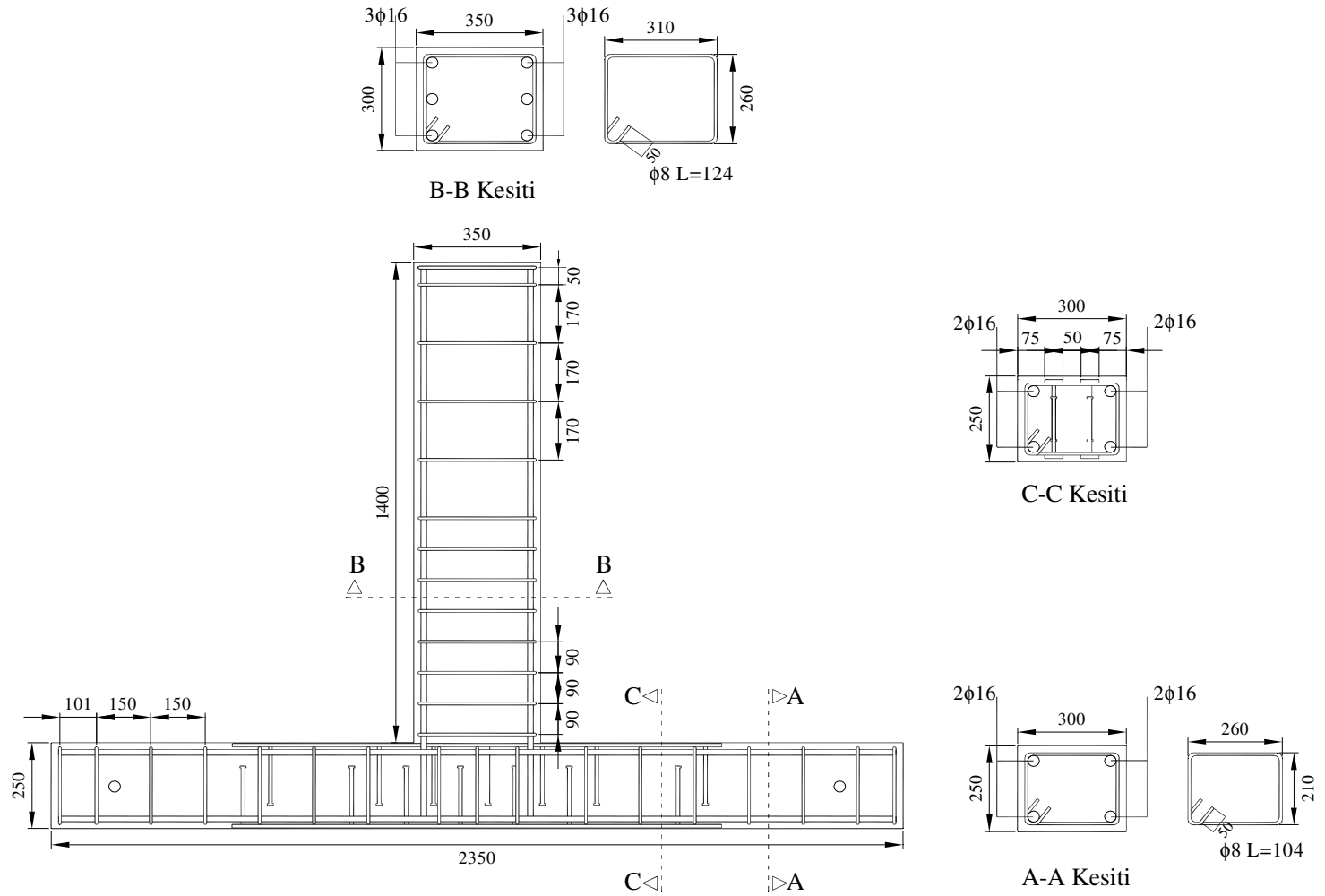
Şekil 4.14. C1 deney elemanı donatı detayı



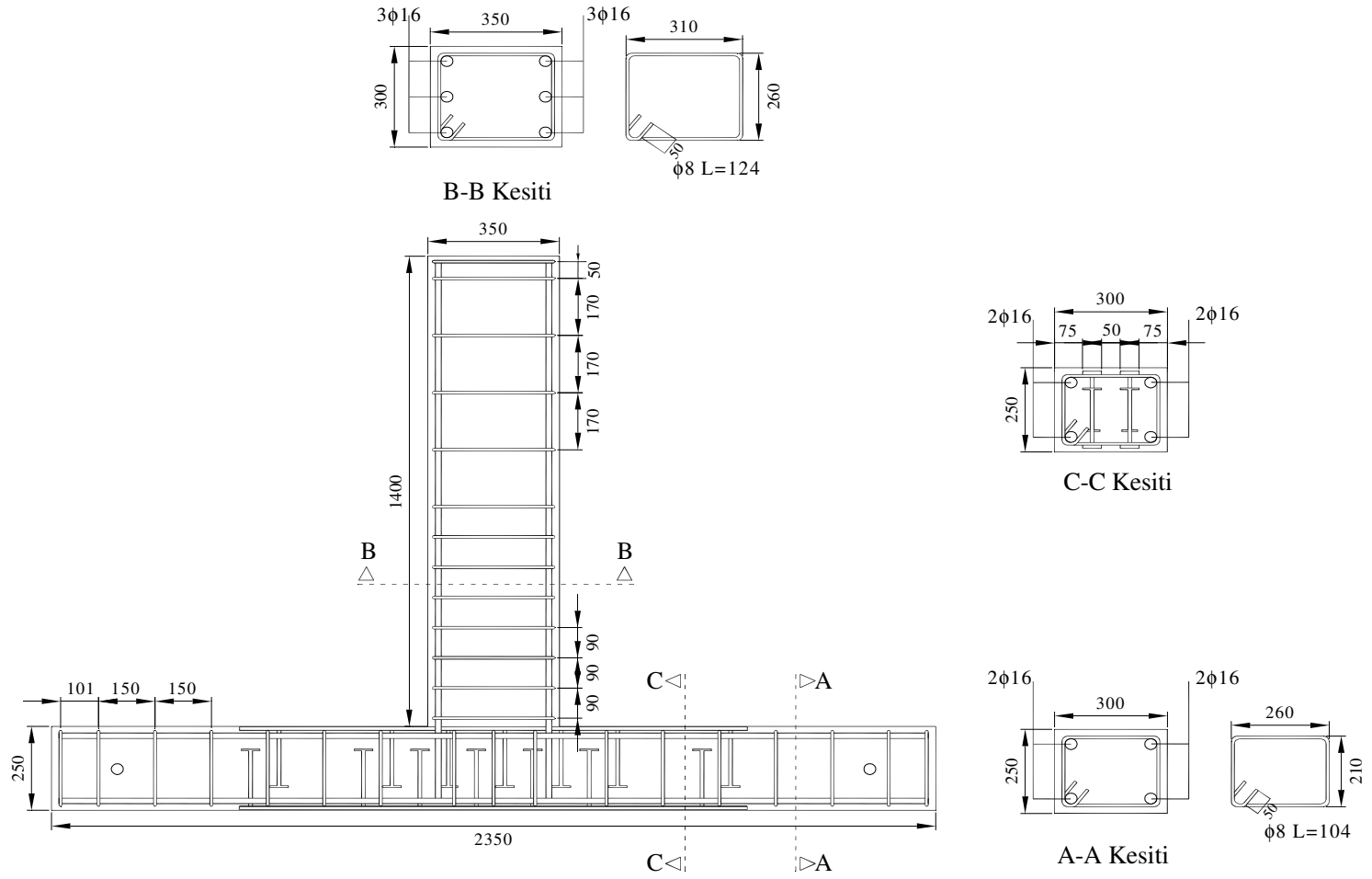
The technical drawing illustrates a reinforced concrete frame structure with the following details:

- Elevation View (Left):** Shows a vertical column (1400 mm high) and a horizontal beam (2350 mm long). The column has a width of 350 mm and is reinforced with 3 $\phi 16$ bars. The beam has a height of 250 mm and is reinforced with 2 $\phi 16$ bars. The column is divided into four segments of 170 mm each, with a total height of 1400 mm. The beam is divided into three segments of 101 mm, 150 mm, and 150 mm. Section lines A-A, B-B, and C-C are indicated.
- Section B-B Kesiti (Top Left):** A rectangular cross-section of the column with dimensions 350 mm (width) and 300 mm (height). It shows 3 $\phi 16$ reinforcement bars and a stirrup of $\phi 8$ L=124.
- Section C-C Kesiti (Top Right):** A rectangular cross-section of the column with dimensions 310 mm (width) and 260 mm (height). It shows 3 $\phi 16$ reinforcement bars and a stirrup of $\phi 8$ L=124.
- Section A-A Kesiti (Bottom Right):** A rectangular cross-section of the beam with dimensions 300 mm (width) and 250 mm (height). It shows 2 $\phi 16$ reinforcement bars and a stirrup of $\phi 8$ L=104.

Şekil 4.16. C3 deney elemanı donatı detayı



Şekil 4.17. C4 deney elemanı donatı detayı



Deney elemanlarının üretilmesi;

Deney elemanları ASTAŞ prefabrik beton tesislerine götürülen 3 mm kalınlığında sacdan üretilmiş çelik kalıp kullanılarak üretilmiştir. Donatılar dışarıda bağ telleriyle bağlanarak hazırlanmıştır. Daha sonra, dışarıda üretilerek getirilmiş kesme çivili levhalar yine bağ telleriyle donatılara bağlanmıştır. Üretilen bu kafes sistem kalıp yağlandıktan sonra, çelik kalıp içerisine konulmuştur. Hazırlanan beton, kalıp içerisine dökülmüş ve vibratör kullanılarak kalıp içerisine boşluk bırakmadan yayılması sağlanmıştır. Bu işlemten sonra kalıbın yanlardan açılmaması için kalıbın çeşitli bölgeleri rijit U profilleriyle üstten desteklenmiştir. Beton döküm işlemleri tamamlanmış elemanlar buhar kürü uygulamasından sonra seyyar vinç vasıtasıyla kalıptan çıkarılmıştır. Beton döküm işlemi esnasında üretilen her deney elemanından 3 adet olmak üzere toplam 45 adet silindir numune alınmıştır. Alınan bu silindir numunelere de buhar kürü uygulanmıştır. Aşağıdaki resimlerde kesme çivili levhaların uygulandığı donatı kafesleri görülmektedir (Resim 4.1-4.3)



Resim 4.1. A1 deney elemanı beton dökümü öncesinde



Resim 4.2. A1 deney elemanında uygulanan küçük başlıklı kesme çivileri



Resim 4.3. A2 deney elemanında uygulanan geniş başlıklı kesme çivileri

4.3. Malzeme Dayanımları

4.3.1. Donatı

Deney elemanlarında kullanılan donatının özelliklerinde farklı değerler olmaması amacıyla gerekli tüm donatı topluca alınmış ve tüm deney elemanları aynı donatılarla üretilmiştir. Her çaptaki donatıdan 3'er adet numune alınarak çekme deneyi uygulanmıştır. Çekme deneyleri yapılırken yükleme hızının tüm deneylerde aynı olması sağlanmaya çalışılmıştır. Deneyler sonucunda her gruptaki numuneler arasındaki farklılıkların az olduğu gözlenmiştir. Çekme deneyinden elde edilen değerlerin ortalaması alınmış ve bu değerler Çizelge 4.3'de verilmiştir.

Çizelge 4.3. Donatı dayanımları

Donatı Çapı ϕ (mm)	Donatı Sınıfı	Akma Dayanımı f_{sy} (MPa)	Kopma Dayanımı f_{su} (MPa)
8	S420	504	778
16	S420	420	664

4.3.2. Kesme çivisi

Deney elemanlarında kullanılan kesme çivilerinden üç adet numune test edilmiş ve elde edilen değerlerin ortalamaları alınarak aşağıda verilmiştir. Kesme çivileri nervürlü inşaat demirinden elde edilmiştir (Çizelge 4.4).

Çizelge 4.4. Kesme çivisi dayanımları

Donatı Çapı ϕ (mm)	Donatı Sınıfı	Akma Dayanımı f_{sy} (MPa)	Kopma Dayanımı f_{su} (MPa)
10	S420	473	729

4.3.3. Levha

Deney elemanlarında kullanılan kesme çivilerinin kaynatıldığı levhalardan üç adet test edilmiş ve elde edilen değerlerin ortalamaları verilmiştir. Kullanılan levhalar 10×50 mm kesitindedir (Çizelge 4.5).

Çizelge 4.5. Levha dayanımları

Levha kesiti (mm)	Donatı Sınıfı	Akma Dayanımı f_{sy} (MPa)	Kopma Dayanımı f_{su} (MPa)
10×50 mm	S420	495	736

4.3.4. Beton

Deney elemanlarında üç farklı beton dayanımı kullanılmıştır. C14 sınıfı beton için karışımda kullanılan su/çimento oranı 0.7, C20 sınıfı beton için su/çimento oranı 0.55, C30 sınıfı beton için su/çimento oranı 0.45 olarak hesaplanmıştır. Agrega olarak dere malzemesi (tuvenan) kullanılmıştır. Beton karışımında iri agregası (çakıl) olarak 7-20 mm dane boyutlu malzeme, ince kum olarak 0-7 mm dane boyutlu malzeme kullanılmıştır. Çimento olarak PÇ-42.5 Portland Çimentosu kullanılmıştır. Beton karışım oranlarına göre 1 m³ beton için gerekli malzemeler Çizelge 4.6'da verilmiştir.

Çizelge 4.6. 1 m³ beton için karışım oranları

C14		
	Ağırlık (kg)	Ağırlıkça oranı (%)
Çimento	285	12
Çakıl (7-20)	1040	44.16
Kum (0-7)	830	35.24
Su	200	8.6
Toplam	2355	100
C20		
	Ağırlık (kg)	Ağırlıkça oranı (%)
Çimento	345	14.65
Çakıl (7-20)	1040	44.16
Kum (0-7)	780	33.12
Su	190	8.07
Toplam	2355	100
C30		
	Ağırlık (kg)	Ağırlıkça oranı (%)
Çimento	410	17.4
Çakıl (7-20)	1040	44.16
Kum (0-7)	720	30.57
Su	185	7.87
Toplam	2355	100

Deney elemanlarının üretimi sırasında, her beton karışımından en az üç adet olmak üzere, 150 mm çapında ve 300 mm yüksekliğinde standart silindir numuneler alınmıştır. Bu numuneler, üretilen deney elemanlarıyla aynı şartlarda buhar kürüne tabii tutularak korunmuştur. Deney elemanlarına ve silindir numunelere uygulanan buhar kürü; buhardan yararlanılarak, sıcaklık ve nemi yüksek bir ortamın sağlanmasıyla betona erken dayanım kazandırmayı öngören bir yöntemidir. Buhar kürü uygulanmadan önce elemanlar ve silindir numuneler üç saat bekletilmeye

bırakılmış, daha sonra elemanların üzeri kapatılarak 80 C° sıcaklıkta, ortalama 15 saat buhar kürü uygulanmıştır [18].

Beton silindir numuneleriyle deney elemanları, deneylerin yapıldığı aynı günlerde test edilmiştir. Standart silindir numuneleri için yapılan basınç deneyleri sonucunda elde edilen ortalama basınç dayanım değerleri, deney elemanları için Çizelge 4.7’de verilmiştir.

Çizelge 4.7. Deney elemanlarının beton basınç dayanımları

Deney Elemanı	Beton Basınç Dayanımı (Ortalama) f_c (MPa)	Beton Basınç Dayanımları f_c (MPa)
AR	14.1	13.7
		14.2
		14.3
A1	15.2	14.9
		15.6
		15.2
A2	13.6	14.0
		13.7
		13.2
A3	13.1	13.4
		13.3
		12.8
A4	14.9	14.7
		15.1
		15.0

Çizelge 4.7. (Devam) Deney elemanlarının basınç dayanımları

BR	19.2	19.3
		18.9
		19.4
B1	19.4	19.2
		19.1
		19.9
B2	19.6	19.8
		19.3
		19.7
B3	18.5	18.4
		18.9
		18.2
B4	21.7	21.4
		21.8
		21.9
CR	28.9	28.9
		29.2
		28.6
C1	29.3	29.2
		29.5
		29.2
C2	30.1	29.8
		30.3
		30.2
C3	29.5	29.3
		29.6
		29.6
C4	29.3	29.1
		29.8
		29.0

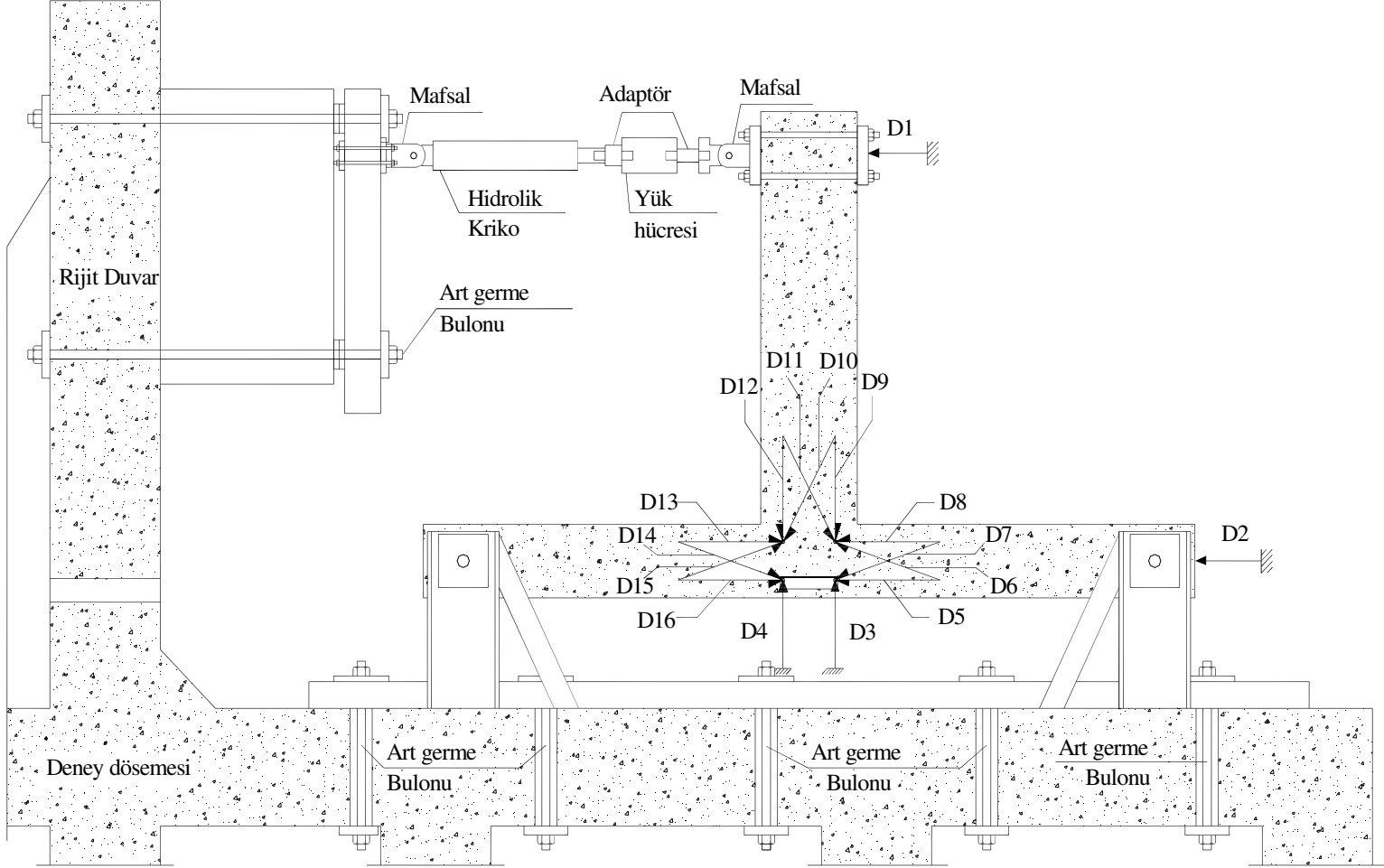
4.4. Deney Düzeni

4.4.1. Yükleme düzeni

Deneyler Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nün Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda bulunan rijit platformda yapılmıştır. Platform 400 mm kalınlığında rijit döşeme ve duvardan oluşmakta olup, platformda 800 mm aralıklı delikler bulunmaktadır. Deneyin kolay uygulanabilirliği ve laboratuvar şartları nedeniyle deney elemanları, gerçek yapıdakine göre pozitif yönde 90° döndürülmüştür. Dolayısıyla kolonlar yatay, kirişler ise üst yüzü solda kalacak şekilde düşey konuma getirilmiştir. Deney elemanının kolonlardan mesnetlenmesi için rijit döşemeye deliklerden geçirilen art germe bulonlarıyla sıkılarak bağlanmış olan çelik bir deney düzeneği kullanılmıştır. Deney elemanı ilkesi gereğince kolon uçları mafsallı olarak mesnetlenmiştir. Bunu sağlamak için çelik deney düzeneğinden ve kolon uçlarında üretim esnasında oluşturulan dairesel deliklerden geçirilmiş yuvarlak çelik pimler kullanılmıştır.

Deprem etkilerine benzer tekrarlanan tersinir yükleme uygulayabilmek için rijit platform duvarı ile deney elemanı arasında bir yükleme düzeneği oluşturulmuştur. Yükleme düzeneği çelik çubuklarla, rijit duvarda bulunan deliklerden sıkılarak mesnetlenmiştir. Yükleme düzeneğinin her iki ucuna düşey yönde hareket sağlamak amacıyla iki adet mafsallı bağlanmıştır. Bu iki mafsallı arasına 1000 kN basma, 500 kN çekme kapasiteli iki yönde hareket edebilen hidrolik bir krik ve deney elemanına etkiyen yükü ölçmek için 300 kN basma kapasiteli bir yük hücresi konarak mafsallardan bağlanmıştır. Deneylerde kullanılan hidrolik krik 300 mm'lik genliğe sahiptir. Yük hücresinden okunan değerler bilgisayar ortamına aktarılmıştır. Deneyler deplasman kontrollü olarak yapılmıştır. Yükleme hızı kontrollü ve deney elemanında oluşan çatlakların oluşum ve gelişimini gözleyecek bir düzende yapılmıştır. Şekil 4.18'de deney ve yükleme düzeneği verilmiştir.

Şekil 4.18. Ölçüm ve yükleme düzeniği



4.4.2. Ölçüm düzeni

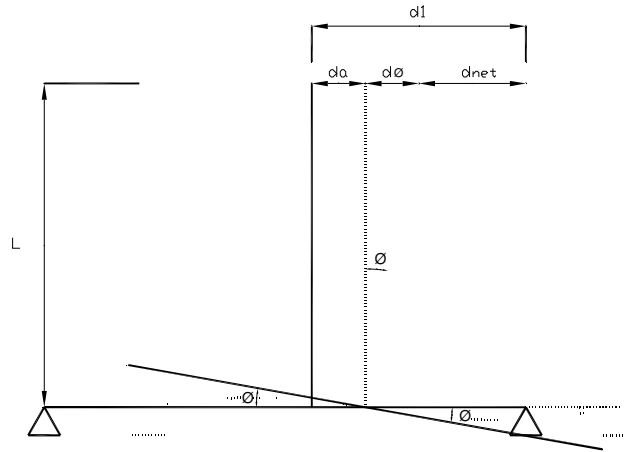
Deneyler esnasında çeşitli doğrultulardaki deplasman ölçümleri için, 0.0001 mm'ye kadar olan deplasman değişimlerini elektronik olarak ölçebilen ve bunları bir data toplayıcı vasıtasıyla bilgisayara aktarabilen LVDT olarak adlandırılan elektronik deplasman ölçme aletleri kullanılmıştır. Bilgisayarda deney sırasında deplasman ve yük değerlerini grafik olarak ekrana yansıtabilen ve istenilen yüke karşı gelen deplasmanı görmemizi sağlayan bir yazılım kullanılmıştır. Deneylerde her deney elemanı için toplam 16 adet LVDT kullanılmış ve her LVDT ye 'D' ile başlayan ve sonunda LVDT numarası bulunan bir ad verilmiştir. Rijit ötelenmeyi, rijit düğüm dönmesini ve konsol uç deplasmanını ölçen D1, D2, D3, D4 LVDT'leri deney elemanının dışına mesnetlenmişlerdir. Diğer LVDT'ler ise deney elemanına sabitlenmiş olan ölçüm çubuklarına bağlanmıştır. Deney elemanında plastik mafsallaşmanın olabileceği bölgeler olan kiriş (düğüm noktası üst) ve kolonun sol ve sağ bölgelerinden ölçümler alınmıştır. Bütün deney elemanlarında ölçümler aynı bölgelerden alınmıştır. Deneylerde kullanılan LVDT'lerin hangi amaçla kullanıldığı aşağıda verilmiştir.

D1	: Kiriş uç deplasman
D2	: Rijit yatay ötelenme
D3 ve D4	: Rijit düğüm dönmesi
D5 ve D8	: Birleşim sağ bölge eğrilik hesabı
D6 ve D7	: Birleşim sağ bölge kayma deformasyonları hesabı
D9 ve D12	: Birleşim üst bölge eğrilik hesabı
D10 ve D11	: Birleşim üst bölge kayma deformasyonları hesabı
D13 ve D16	: Birleşim sol bölge eğrilik hesabı
D14 ve D15	: Birleşim sol bölge kayma deformasyonları hesabı

4.5. Ölçümlerin Değerlendirilmesi

4.5.1. Kiriş ucundaki net deplasmanların hesabı

Deneylerde kirişin yatay doğrultudaki uç deplasmanının ölçümünde D1 LVDT'si kullanılmıştır. Deney elemanı ve ölçüm düzeneğinden de anlaşıldığı üzere kiriş mesnetlik yapan kolonların rijitliği sonsuz olmadığından, yük altında kolon-kiriş birleşiminde rijit dönmeler meydana gelecektir. Ayrıca kolon mesnetlerindeki olası boşluklardan dolayı deney elemanı yatay yönde az da olsa rijit ötelenme yapacaktır. D1 LVDT'sinden yapılan ölçümlerde bu iki deplasman olduğundan bizi asıl ilgilendiren kirişin kayma ve eğilme deformasyonlarının toplamından oluşan net deplasmandır. Şekil 4.19'da bir deney elemanının yükleme sırasında oluşan deformasyonları verilmiştir.



Şekil 4.19. Deney elemanı deformasyon bileşenleri

- θ : Düğüm dönme açısı
- d_1 : D1 LVDT' sinden ölçülen deplasman
- d_a : Deney elemanının rijit yatay ötelenmesi
- d_θ : Düğüm dönmesi sonucu d doğrultusunda oluşan deplasman
- d_{net} : Kiriş ucunun yatay yöndeki net deplasmanı
- L : Kolon eksenine ile D1 LVDT si arasındaki mesafe

Şekil 4.19'dan de görüldüğü üzere, kiriş ucundaki net deplasman, D1 LVDT'sinden ölçülen deplasmandan, rijit ötelenme ve dönmeden dolayı, D1 doğrultusunda oluşan

deplasmanın çıkarılmasıyla elde edilmiştir. Net deplasmanın hesaplanmasında aşağıda verilen denklemler kullanılmıştır. Kullanılan denklemlerde uç tarafı içeriye doğru hareket eden LVDT'lerden pozitif (+) ölçüm, dışarı doğru hareket eden LVDT'lerden ise negatif (-) ölçüm değerleri alınarak bu işaret kabulleri denklemlerde kullanılmıştır.

$$d_a = d_2 \quad (4.1)$$

$$d_\theta = \frac{d_4 - d_3}{c} \cdot L \quad (4.2)$$

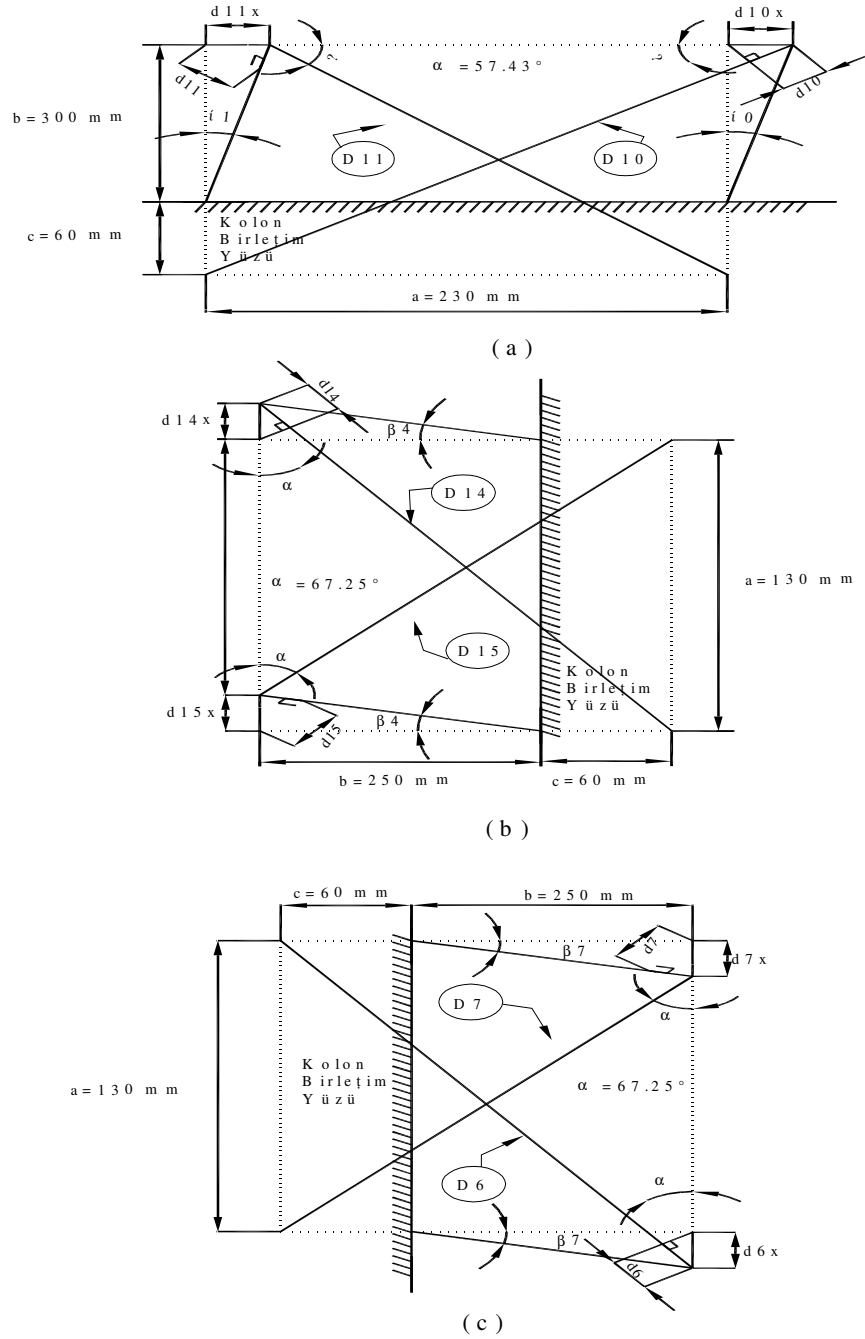
$$d_{net} = d_1 - d_a - d_\theta \quad (4.3)$$

d_1, d_2, d_3, d_4 : D1, D2, D3 ve D4 adlı LVDT'lerden ölçülen deplasmanlar

c : D3 ve D4 LVDT eksenleri arasındaki dik uzaklık (230 mm).

4.5.2. Kayma ve eğilme deformasyonları hesabı

Deney elemanlarında kolon ve kiriş üzerinden kayma deformasyonu amaçlı ölçümler alınmıştır. Her bölge için kayma açıları ve kayma deplasmanları ayrı ayrı hesaplanmıştır. Kesme kuvvetinin, kirişe uygulanan yüke eşit olduğu açıktır. Kolon ve kiriş üzerindeki deplasmanların önceki ve sonraki durumları Şekil 4.20'de şematik olarak verilmiştir. Bu şekillere göre kayma deplasmanları için gerekli formüller çıkarılarak aşağıda verilmiştir.



Şekil 4.20. Deney elemanı kayma deformasyonları a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge

Birleşim Üst Bölge

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{b+c}{a}\right) \quad (4.4)$$

$$d_{11x} = \frac{d_{11}}{\cos(\alpha)} \quad (4.5)$$

$$d_{10x} = -\frac{d_{10}}{\cos(\alpha)} \quad (4.6)$$

$$d_{1x} = \frac{d_{11x} + d_{10x}}{2} \quad (4.7)$$

$$\beta_1 = \frac{d_{11x}}{b} \quad (4.8)$$

$$\beta_0 = \frac{d_{10x}}{b} \quad (4.9)$$

$$\beta = \beta_{ort} = \frac{\beta_1 + \beta_0}{2} \quad (4.10)$$

α, a, b : Şekil 4.20’de gösterilmiştir.

d_{11x} : d_{11} in yataydaki izdüşümü

d_{10x} : d_{10} in yataydaki izdüşümü

d_{1x} : Ortalama yatay kayma deformasyonu

β_1, β_0 : Kayma açıları

β : Ortalama kayma açısı

Birleşim Sol Bölge

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{b+c}{a}\right) \quad (4.11)$$

$$d_{15x} = \frac{d_{15}}{\cos(\alpha)} \quad (4.12)$$

$$d_{14x} = -\frac{d_{14}}{\cos(\alpha)} \quad (4.13)$$

$$d_{1x} = \frac{d_{15x} + d_{14x}}{2} \quad (4.14)$$

$$\beta_5 = \frac{d_{15x}}{b} \quad (4.15)$$

$$\beta_4 = \frac{d_{14x}}{b} \quad (4.16)$$

$$\beta = \beta_{ort} = \frac{\beta_5 + \beta_4}{2} \quad (4.17)$$

α, a, b : Şekil 4.20’de gösterilmiştir.

d_{15x} : d_{15} in düşeydeki izdüşümü

d_{14x} : d_{14} in düşeydeki izdüşümü

d_{1x} : Ortalama yatay kayma deformasyonu

β_4, β_5 : Kayma açıları

β : Ortalama kayma açısı

Birleşim Sağ Bölge

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{b+c}{a}\right) \quad (4.18)$$

$$d_{7x} = \frac{d_7}{\cos(\alpha)} \quad (4.19)$$

$$d_{6x} = -\frac{d_6}{\cos(\alpha)} \quad (4.20)$$

$$d_x = \frac{d_{7x} + d_{6x}}{2} \quad (4.21)$$

$$\beta_7 = \frac{d_{7x}}{b} \quad (4.22)$$

$$\beta_6 = \frac{d_{6x}}{b} \quad (4.23)$$

$$\beta = \beta_{ort} = \frac{\beta_6 + \beta_7}{2} \quad (4.24)$$

α, a, b : Şekil 4.20’de gösterilmiştir.

d_{7x} : d_7 in düşeydeki izdüşümü

d_{6x} : d_6 in düşeydeki izdüşümü

d_x : Ortalama yatay kayma deformasyonu

β_6, β_7 : Kayma açıları

β : Ortalama kayma açısı

4.5.3. Moment-eğrilik ilişkisinin hesabı

Deney elemanı kolon ve kiriş bölgeleri üzerinde tanımlanmış olan bölgeler için moment ve eğrilik ilişkisi hesaplanmıştır. Eğrilik, birim boy başına düşen, radyan cinsinden rölatif dönme açısıdır. Eğriliğin belirlenebilmesi için seçilmiş iki kesit arasındaki dönme açısı radyan olarak bulunduktan sonra bu açı, iki kesit arasındaki uzaklığa bölündükten sonra eğrilik bulunur. Şekil 4.21’de kolon ve kiriş üzerindeki bölgelerde eğrilik hesabında kullanılacak olan LVDT’lerin deformasyon öncesi ve sonrası durumları gösterilmiştir. LVDT’lerin işaretleri dikkate alınarak hesaplanmış olan eğrilik bağıntıları aşağıda verilmiştir.

$$\theta_1 \cong \frac{d_9 - d_{12}}{a} \quad \text{olmak üzere} \quad k_1 = \frac{\theta_1}{b} = \frac{d_9 - d_{12}}{a \times b} \quad (4.25)$$

$$\theta_2 \cong \frac{d_{16} - d_{13}}{a} \quad \text{olmak üzere} \quad k_2 = \frac{\theta_2}{b} = \frac{d_{16} - d_{13}}{a \times b} \quad (4.26)$$

$$\theta_3 \cong \frac{d_5 - d_8}{a} \quad \text{olmak üzere} \quad k_3 = \frac{\theta_3}{b} = \frac{d_5 - d_8}{a \times b} \quad (4.27)$$

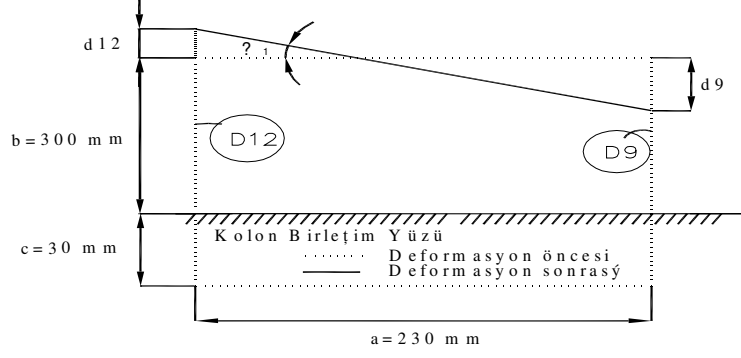
$\theta_1, \theta_2, \theta_3$: dönme açıları

k_1, k_2, k_3 : eğrilikler

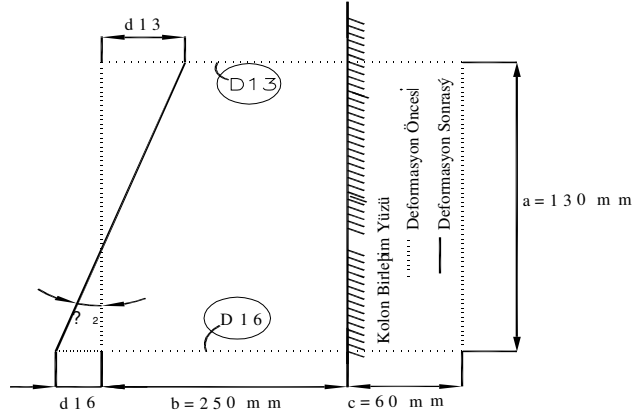
$d_5, d_8, d_9, d_{12}, d_{13}, d_{16}$: LVDT’lerden okunan deformasyonlar

a : Eğrilik hesabında kullanılan LVDT’lerin eksenleri arası mesafe

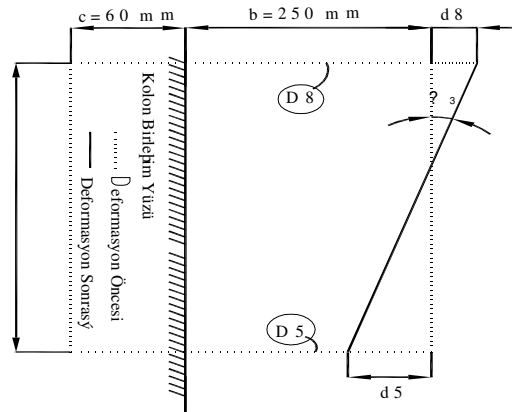
b : Eğrilik hesabı yapılan bölgenin birleşim bölgesi üzerindeki yüksekliği



(a)



(b)



(c)

Şekil 4.21. Deney elemanı eğilme deformasyonları a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge

4.5.4. Rijitliklerin hesabı

Deney elemanlarının rijitlikleri yük-deplasman grafikleri kullanılarak üç farklı noktada hesaplanmıştır. Bu noktalar; ilk eğilme çatlağının oluştuğu nokta, maksimum yük noktası ve göçme noktası olarak kabul edilen ve maksimum yük değerinin %85'ine tekabül eden noktadaki yük değeridir. Rijitlik değerleri hesaplanırken bu noktaları orijine birleştiren doğrular çizilerek bu doğruların eğiminden rijitlik değerleri hesaplanmıştır. Başlangıç rijitlik değeri, deney elemanlarında gözlenen ilk eğilme çatlağının oluştuğu yük düzeyini orijine birleştiren doğrunun eğimi kullanılarak hesaplanmıştır. Maksimum yükteki rijitlik, deney elemanlarının maksimum yük seviyesine ulaştıkları noktayı orjine bağlayan doğrunun eğimidir. Göçme rijitlik değerleri ise maksimum yükün %85'ine karşılık gelen yük düzeyindeki noktayı orjine bağlayan doğrunun eğiminden hesaplanmıştır.

4.5.5. Enerji tüketme kapasitelerinin hesabı

Deprem yükleri etkisi altındaki betonarme taşıyıcı herhangi bir sistem, davranışında elastik bölgede kalıyorsa bu sistem deprem tarafından verilen enerjiyi geri iletebilmektedir. Bu ise deprem etkisi küçük olduğunda veya yapı tamamen elastik davranış gösterecek şekilde tasarlanmışsa mümkün olabilir. Çok özel yapılar haricinde yapının elastik bölgede kalacak şekilde tasarlanması genelde ekonomik olmaz. Bu nedenle ekonomik bir tasarım için büyük deprem yükleri etkisi altındaki yapının, kendisine etkiyen yüklerin oluşturduğu enerjiyi başka enerjilere dönüştürebilmesi istenir. Enerjinin dönüşebilen kısmına tüketilen enerji denir. Betonarme taşıyıcı sistemler genelde elasto-plastik bir davranış gösterirler. Bu davranış esnasında enerjinin bir kısmı deformasyon enerjisine dönüşür ve tüketilir. Dönüşen enerji plastik bölgenin uzunluğuyla genelde doğru orantılıdır. Dolayısıyla yapıların enerji tüketebilme kapasiteleri son derece önemlidir. Sonuç olarak deney elemanlarının enerji tüketme kapasiteleri, yük-deplasman eğrisinin altında kalan alanların toplamına eşittir.

4.5.6. Süneklik oranlarının hesabı

Süneklik, dayanımda önemli bir kayıp olmadan deformasyon yapabilme kapasitesidir. Süneklik oranı ise dayanımda önemli bir kayıp olmadan oluşan en büyük deformasyonun akma anındaki deformasyona oranıdır. Dayanımda genelde %15 ila %20 arası kayıplar göz önüne alınır. Süneklik oranı yük-deplasman veya moment-eğrilik ilişkisinden bulunabilir. Bu çalışmada deplasman süneklikleri hesap edilerek süneklik oranları bulunmuştur. Bunun için elemanın yük-deplasman grafiğinin, monolitik deplasman dayanımının %85'ine denk gelen deformasyonu bulunmuştur. Bu deformasyonun elemana ait akma deformasyonuna bölünmesiyle de süneklik oranı elde edilmiştir.

5. DENEYLER

Bu bölümde deney programında yer alan elemanların deneyleri ve detayları anlatılmıştır. Deney elemanlarında gözlenen davranışlar ve deneylerde dikkat çekici notlar tutulmuş, ileri ve geri yükleme adımlarında çevrim numaralarıyla beraber bu bölümde sunulmuştur. Her deneyin anlatımında o deneyle ilgili yük ve deplasman geçmişinin çevrim sayısına bağlı grafikleri ile kat yatay deplasmanının ve net deplasmanının yüke karşı çizildiği yük-deplasman ve yük-net deplasman grafikleri verilmiştir. Deney elemanlarına ait bazı fotoğraflar da Ek-1’de verilmiştir. Deneylerin anlatımında deney elemanının deney döşemesi üzerindeki konumuna dikkat edilmiştir. Her deney elemanındaki çevrim sayısı aynı tutulmuş, deneyler deplasman kontrollü olarak başlatılmış ve sonlandırılmıştır. Deneyler, kiriş ucundan ölçüm yapan LVDT kapasitesinin tek yönde 120 mm’ye kadar ölçüm almasından dolayı, ileri çevrimde 100 mm ve geri çevrimde yine -100 mm deplasman değerlerine ulaşıldıktan sonra yükleme durdurularak sonlandırılmıştır.

5.1 AR Elemanı Deneyi

İşlem türü : Kontrol

Beton sınıfı : C14

Deney tarihi : 03/11/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 20 kN yükte ilk kılcal eğilme çatlağı birleşim sol ucunda kolonda oluşmuş ve kolon içerisine doğru ve ayrıca kiriş dibinden sağa doğru ikinci bir kılcal eğilme çatlağı gelişmiştir. Geri çevrimde -17 kN’da birleşimin sağ ucunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı kiriş ön yüzünden sola doğru gelişerek soldaki eğilme çatlağıyla birleşmiş, ayrıca ikinci bir eğilme çatlağı gelişerek kolon içerisine doğru ilerlemiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 22 kN yükte kiriş sol yüzündeki ikinci bir eğilme çatlak gelişmiştir. Maksimum 27 kN yüke ulaşılmıştır. Geri çevrimde -24 kN yüke ulaşılmış, herhangi yeni bir çatlak gelişimi gözlenmemiştir.

3.çevrim

İleri çevrimde 35 kN yükte sol tarafta oluşup kolon içerisine hareket eden çatlakta çatlak genişliği yaklaşık 1 mm kadar açılmış, yeni bir çatlak gelişimi gözlenmemiştir. Geri çevrimde -30 kN a kadar ulaşılmış, sağ tarafta kolon üzerinde ikinci bir eğilme çatlak gözlenmiştir.

4.çevrim

İleri çevrimde 37 kN'da, kolon üzerinde düğümde ilk eğik çatlak ve ardından ikinci eğik çatlak gelişmiş ve çatlak kolon sağ altına doğru yaklaşık 45 derecelik bir açıyla gelişerek ilerlemiştir. Geri çevrimde -31 kN yükte düğümde ters yönde eğik çatlak yaklaşık 45 derecelik açıyla gelişerek kolon sol altına doğru ilerlemiştir. Bu arada sağ tarafta daha önceden kolon içerisine doğru gelişen çatlak yaklaşık 2 mm genişliğe ulaşmıştır.

5.çevrim

İleri çevrimde düğümde oluşan eğik çatlak yukarı doğru belirli bir açıyla ilerlemiştir. Ulaşılan yük 42 kN'dur. Geri çevrimde -38 kN yüke ulaşılmıştır. Düğümde yeni eğik çatlaklar oluştuğu gözlenmiştir. Ayrıca her iki yöndeki basınç bölgesinde kiriş diplerindeki betonda ezilmeler meydana gelmiştir.

6.çevrim

İleri çevrimde 44 kN yüke ulaşılmıştır. Eğik çatlaklar ve kiriş dibinde sağa doğru gelişen çatlakların açılarak belirginleşmeye başladığı gözlenmiştir. Geri çevrimde ulaşılan yük -38 kN'dur. Yine ters yöndeki çatlaklarda belirginleşmeler ve düğüm noktasında üstte yeni eğik çatlaklar meydana gelmiştir.

7.çevrim

İleri çevrimde 47 kN yüke ulaşılmış, yük artışında azalma gözlenmiştir. Düğümde kolon üzerindeki eğik çatlak sol alta doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde -40 kN'da soldan gelen çatlaklar gelişmeye devam etmiş, üçüncü bir eğik çatlak gözlenmiştir.

8.çevrim

İleri çevrimde 37 mm deplasmanda ve 49 kN yükte kolon taşıma kapasitesine ulaşmıştır. 40 mm deplasmanda kolonun taşıma gücünde yaklaşık %6'lık bir azalma meydana gelmiştir. Oluşan çatlaklarda açılmalar meydana gelmiş, özellikle kiriş sol dibinden kolon içerisine açılı gelişen çatlakta çatlak genişliği yaklaşık 2 mm'ye ulaşmıştır.

9.çevrim

Taşıma gücündeki yük kaybı %14'e ulaşmıştır. Düğüm notasındaki betonda ezilme ve dökülme belirtileri gözlenmiştir.

10.çevrim

Yük kaybı %18 civarında oluşmuş, düğüm noktasındaki betonda dökülmeler olmuş, düğüm noktasında çok sayıda çatlak oluşumu gözlenmiştir.

11.çevrim

80 mm deplasman yapılmasına rağmen eleman 38 kN yük taşımaya devam etmiştir. Düğüm noktasındaki betonlar alındığında çekirdek betonunda da ezilmeler gözlenmiştir.

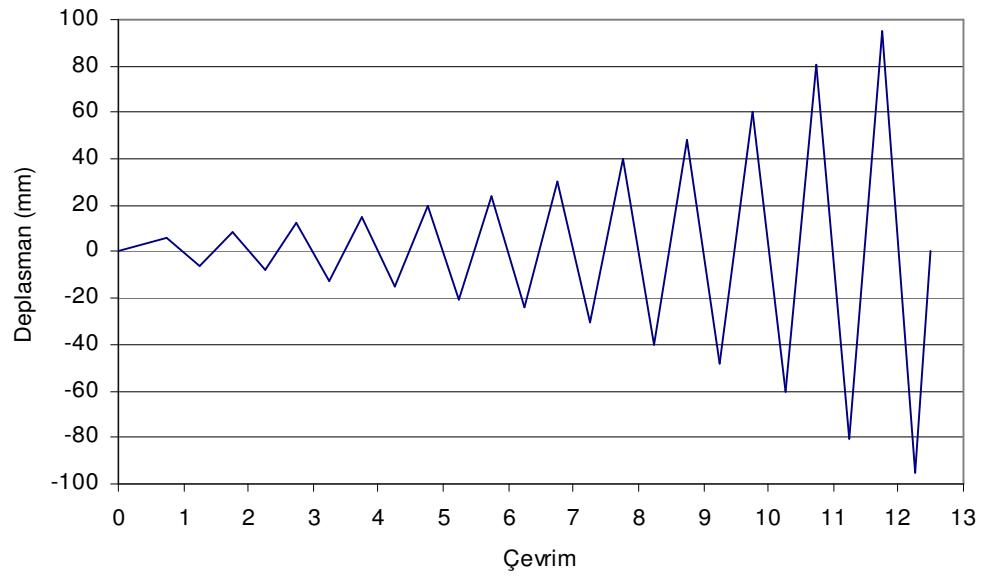
12.çevrim

95 mm deplasmanda deneye son verildiğinde kolon 32 kN yük alabilmiştir. Dayanım kaybı %35 olmuştur. Sonuç olarak düğümde oluşan ağır hasar sonucunda eleman göçmüştür. AR deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim

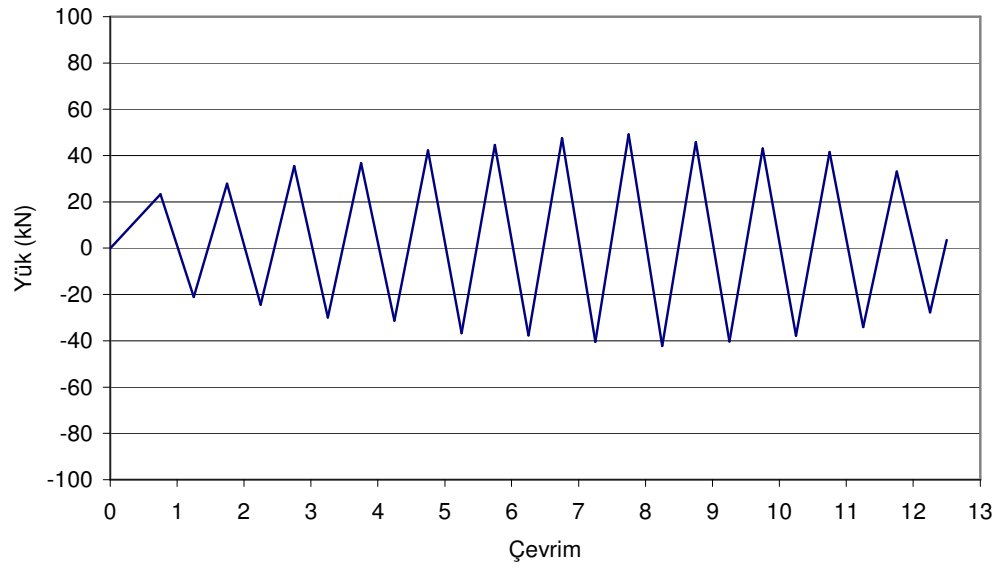
grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.1, Şekil 5.1-5.4).



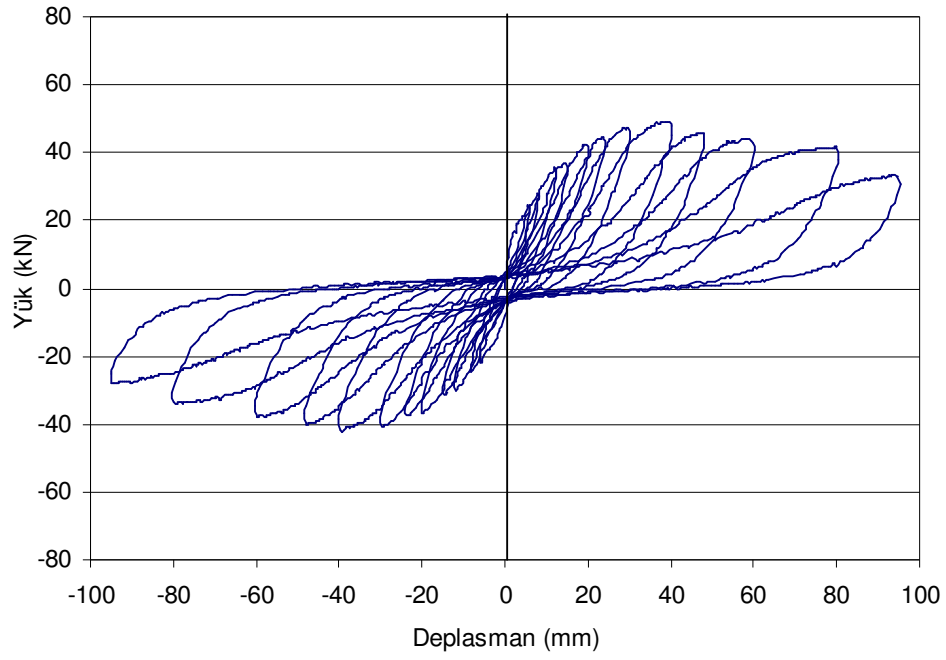
Resim 5.1. AR deney elemanı deney sonu görünümü



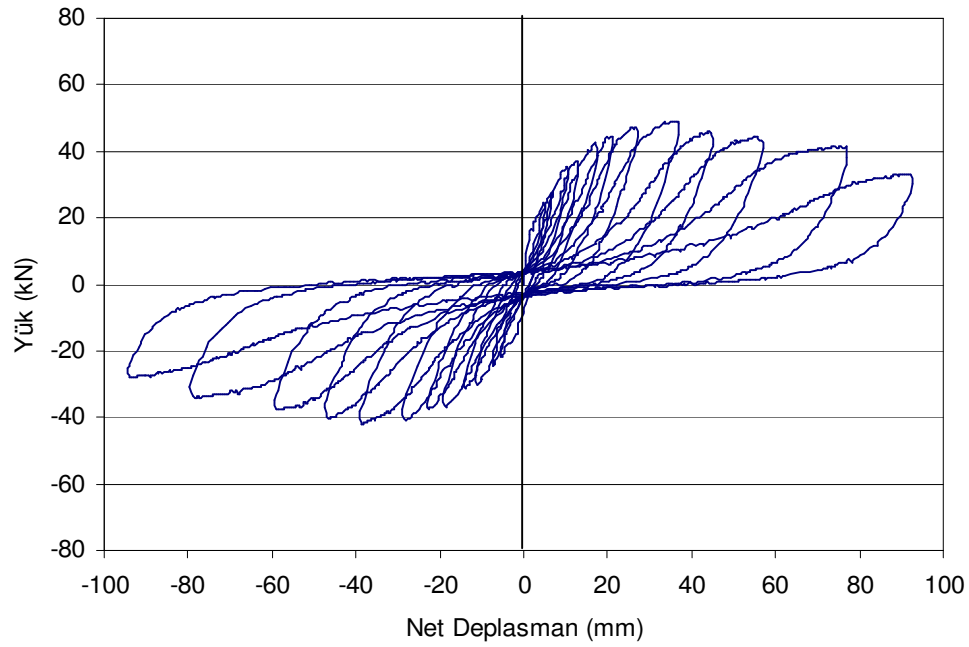
Şekil 5.1. AR deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.2. AR deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.3. AR deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.4. AR deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.2 A1 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri1

Beton sınıfı : C14

Deney tarihi : 27/11/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 24 kN yükte ilk kılcal eğilme çatlağı birleşim sol ucunda kiriş dibinde oluşmuştur. Kiriş dibinden 150 mm yukarıda kiriş sol yüzünde kılcal eğilme çatlağı oluşarak kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 17 kN yükte kolon kiriş birleşiminde kılcal eğilme çatlağı kolonun sağ yan yüzünden arkaya doğru ilerlemiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 28 kN yükte kiriş sol dibinden kolon içine doğru kılcal eğilme çatlağı gözlenmiştir. Kirişin sol yan yüzünde birleşimden 300 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı kiriş ön yüzüne doğru hareket etmiştir. Düğümde çatlak gözlenmemiştir. Geri çevrimde 30 kN'da birleşimden 150 mm yukarıda kiriş yan yüzünde kılcal eğilme çatlağı gözlenmiştir. Birleşimden 350 mm yukarıda kiriş yan yüzünde ikinci kılcal çatlak gözlenmiştir.

3.çevrim

İleri çevrimde kiriş yan yüzünden 300 mm yukarıda ikinci kılcal çatlak gözlenmiş ve kiriş ön yüzüne ilerlemiştir. Geri çevrimde 38 kN yükte düğümde herhangi bir çatlak gözlenmemiştir. Kiriş dibinde sağ tarafta oluşan çatlak sol taraftaki çatlakla birleşmiştir. Kiriş yan yüzünde birleşimden yukarıda dördüncü eğilme çatlağı gözlenmiştir.

4.çevrim

İleri çevrimde 46 kN yükte kirişin sol dibinde oluşan çatlak kolon içerisine doğru ilerlemiştir. Düğümde kılcal eğik çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 42 kN yükte düğümde ikinci kılcal eğik çatlak oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 43 kN yükte birleşimden 500 mm yukarıda kiriş yan yüzünde kılcal çatlak gözlenmiştir. Geri çevrimde 54 kN yükte kiriş yan yüzünde betonda ezilme belirtileri gözlenmiştir. Birleşimdeki eğik çatlak dallanma yaparak ikinci bir çatlak oluşturmuştur.

6.çevrim

İleri ve geri çevrimde kiriş dibinde sol ve sağ taraftaki çatlak genişlikleri yaklaşık 0.5 mm'ye ulaşmıştır.

7.çevrim

İleri yüklemede 62 kN yükte kiriş dibinde soldaki çatlak genişliği 1 mm'ye ulaşmıştır. Kiriş dibinde ve birleşimde çatlak sayısında artış gözlenmiştir. Geri yüklemede kolonda gelişen yeni çatlaklar gözlenmiştir.

8.çevrim

Elemandaki yük kaybı %3 düzeyine ulaşmış, ileri yüklemede 60 kN, geri yüklemede ise 55 kN yüke ulaşılmıştır.

9.çevrim

Yük kaybı %15'e ulaşmıştır. Düğümde ve kiriş dibinde betonda ezilme ve dökülme belirtileri gözlenmiştir.

10.evrim

Yük kaybı %22 ye ulaşmış, çatlak genişlikleri yaklaşık 2 mm'ye ulaşmıştır.

11.evrim

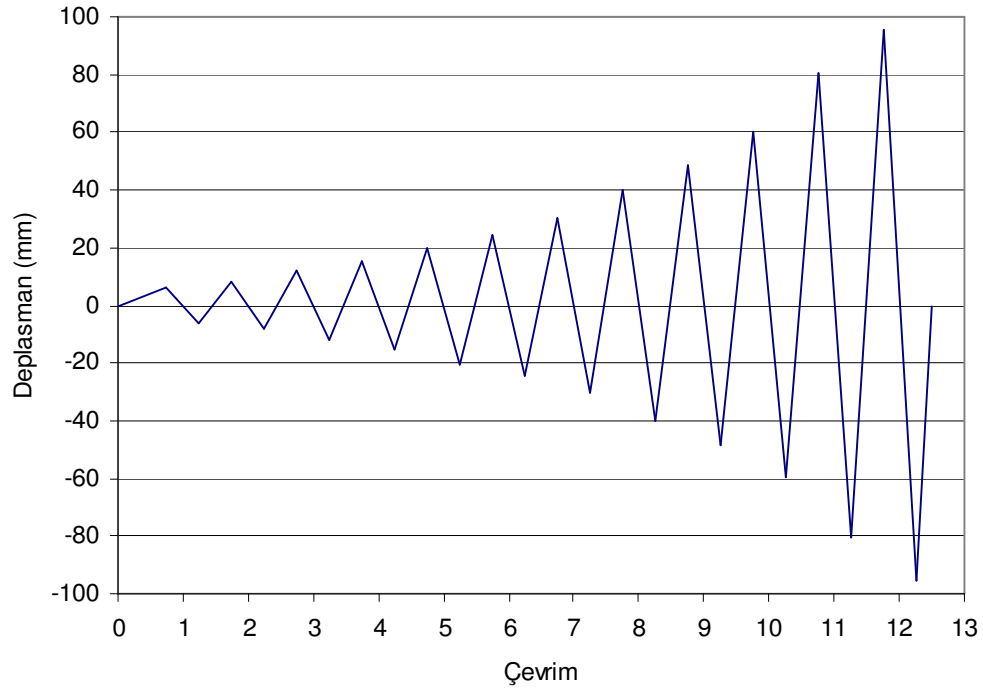
Yük kaybı %25 düzeyinde betonda dökülmeler ve donatıda burkulmalar gözlenmiştir.

12.evrim

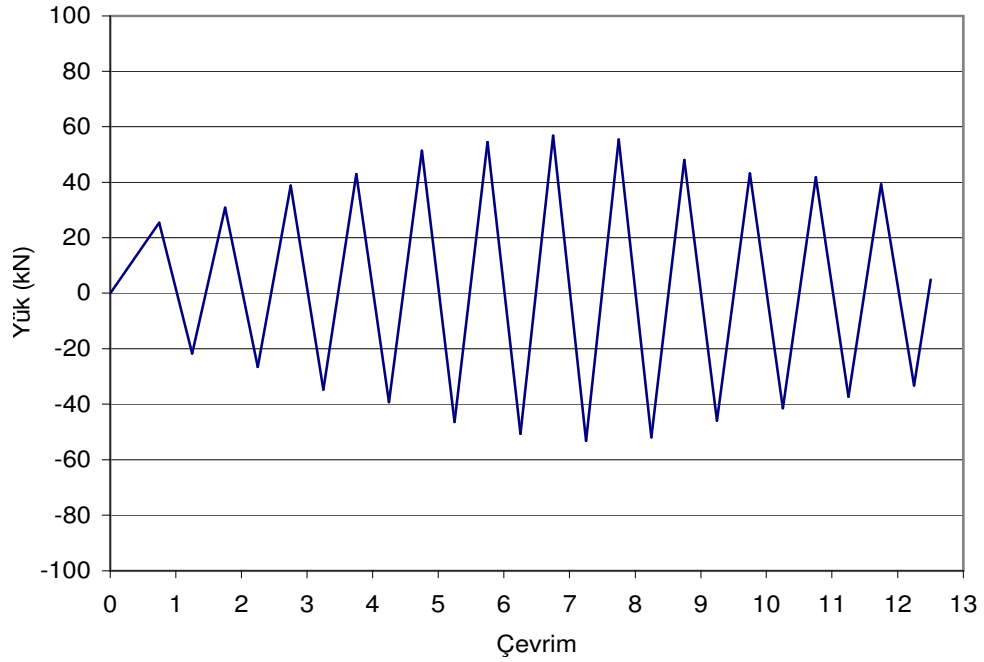
Bu aşamada 95 mm ileri ve geri çevrim yapılmış, elemanın daha kolay taşınabilmesi amacıyla eleman 0 konumuna getirilerek deney sonlandırılmıştır. Deney elemanında hasar düğüm ve düğüm üst bölgede yoğunlaşmıştır. A1 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.2, Şekil 5.5- 5.8).



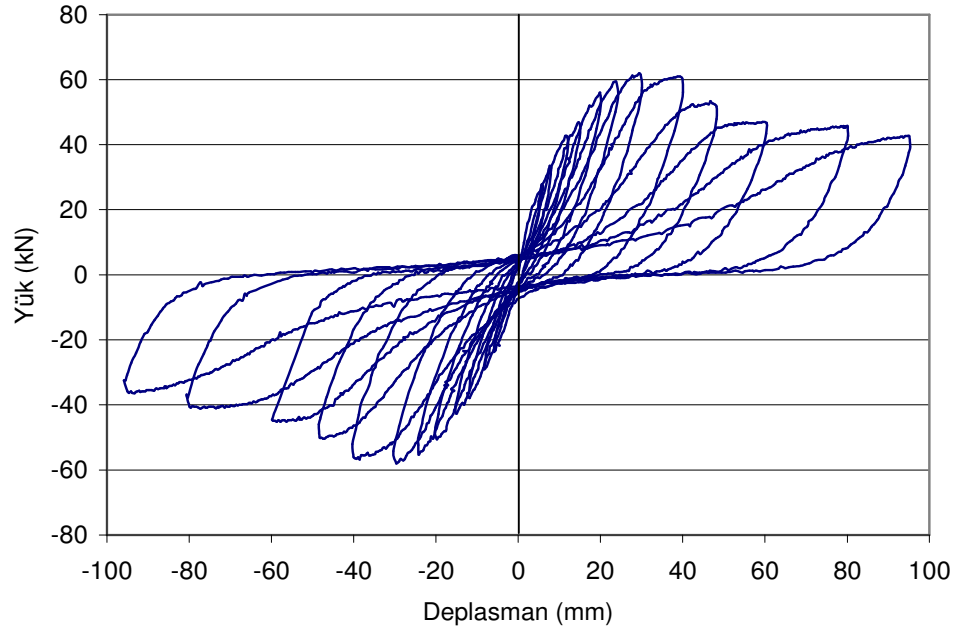
Resim 5.2. A1 deney elemanı deney sonu görünümü



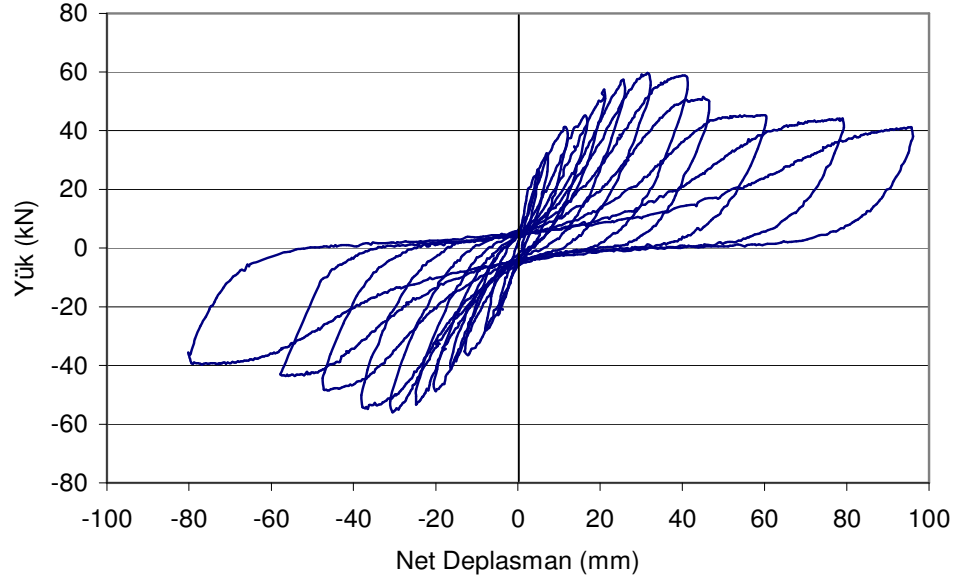
Şekil 5.5. A1 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.6. A1 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.7. A1 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.8. A1 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.3 A2 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri2

Beton sınıfı : C14

Deney tarihi : 6/11/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 24 kN yükte birleşimin sol tarafında oluşan kılcal eğilme çatlağı birleşim boyunca kiriş dibinden sağa doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 20 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuş ve soldan gelen çatlakla birleşmiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 30 kN yükte sol birleşimdeki çatlağın başlangıcından dik olarak kolon içerisine doğru ikinci bir çatlak oluşmuş, kirişin sol yan yüzünde birleşimden 200 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı gözlenmiştir. Geri çevrimde 24 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde birleşimden 200 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir.

3.çevrim

İleri çevrimde 38 kN yükte kiriş yan yüzünde oluşan eğilme çatlağı kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Kiriş dibinde sol birleşimdeki çatlak genişliği 0.1 mm olarak ölçülmüştür. Geri çevrimde kiriş ön yüzünde dipte oluşan çatlağın başlangıç noktasından ikinci bir çatlak oluşmuş ayrıca kiriş yan yüzünde birleşimden 400 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur.

4.çevrim

İleri çevrimde 42 kN yükte kiriş sol yan yüzünde birleşimden 500 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 34 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde oluşan çatlak arkaya doğru ilerlemiştir. Düşümde herhangi bir çatlak oluşumu gözlenmemiştir.

5.çevrim

İleri çevrimde 47 kN yükte kiriş dibinde solda daha önce oluşan çatlak genişliği yaklaşık 0.3 mm olarak ölçülmüş ve ayrıca düğümde kılcal eğik çatlak gözlenmiştir. Geri çevrimde 40 kN yükte birleşimde ters yönde kılcal eğik çatlak oluşmuştur.

6.çevrim

İleri çevrimde 52 kN yükte sol kiriş dibindeki kılcal çatlak kirişin yukarısına doğru yaklaşık 30 derecelik açıyla dallanma yaparak ikinci bir çatlak oluşturmuştur. Geri çevrimde ise 46 kN yükte kiriş sağ tarafında birleşimden 500 mm yukarıda beşinci kılcal eğilme çatlağı kiriş yan yüzünde oluşmuştur.

7.çevrim

İleri çevrimde 56 kN yükte birleşimin sol ucunda kiriş dibindeki çatlak genişliği 0.3 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde 48 kN yüke ulaşılmış ve yeni bir çatlak oluşumu gözlenmemiştir.

8.çevrim

İleri çevrimde 57 kN yükte sol kiriş dibindeki çatlak genişliği 0.6 mm'ye ulaşmış ayrıca düğümde yeni çatlak oluşumu gözlenmiştir. Ayrıca kolon üzerinde birleşimden 500 mm sağda kolon üst yüzünde kılcal eğilme çatlağı gözlenmiştir. Geri çevrimde kiriş dibinde sağda çatlak oluşumu çoğalmış ayrıca ezilen betonda kabarmalar gözlenmiştir.

9.çevrim

İleri çevrimde 52 kN yüke ulaşılmış dayanımda %10'luk bir azalma gözlenmiştir. Kiriş dibinde sol taraftaki ezilmiş betonda kabarma çok belirginleşmiştir. Geri çevrimde ise kiriş sağ dibindeki ezilen betonda kabarmalar belirgin hale gelmiş ve hasarın kiriş dibinde arttığı ve plastik mafsalin kiriş dibinde olduğu gözlenmiştir.

10 çevrim

İleri çevrimde 48 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %15'lik azalma gözlenmiştir. Kiriş sol yüzündeki donatılarda burkulmalar gözlenmiştir. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 4 mm'ye ulaşmış ve ayrıca düğümdeki betonda kabarmalar gözlenmiştir.

11.çevrim

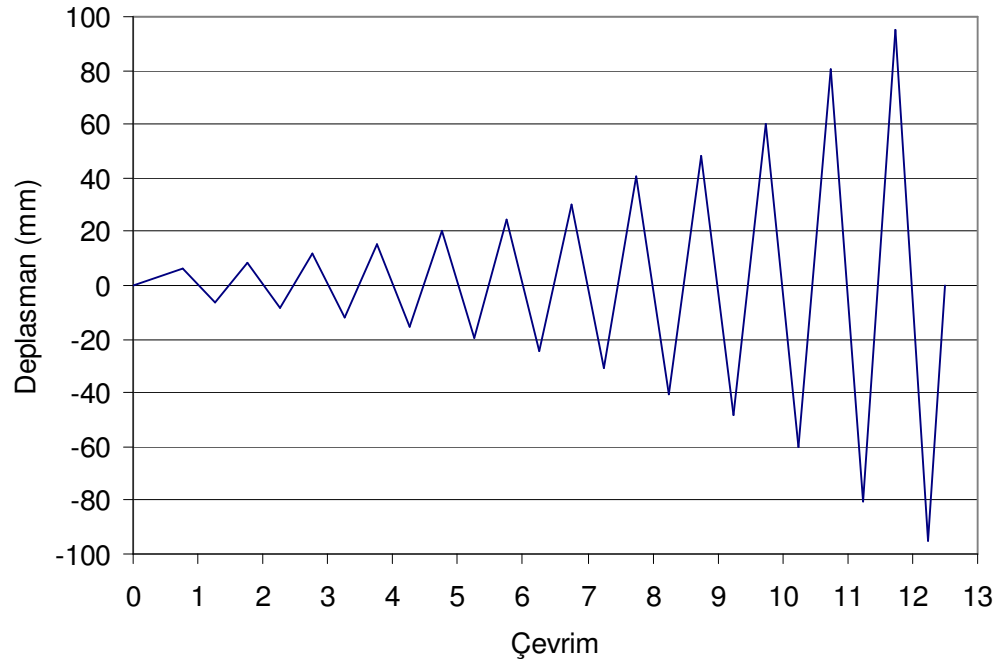
İleri çevrimde 45 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %22 olarak ölçülmüştür. Geri çevrimde ise 35 kN yüke ulaşılmıştır.

12. çevrim

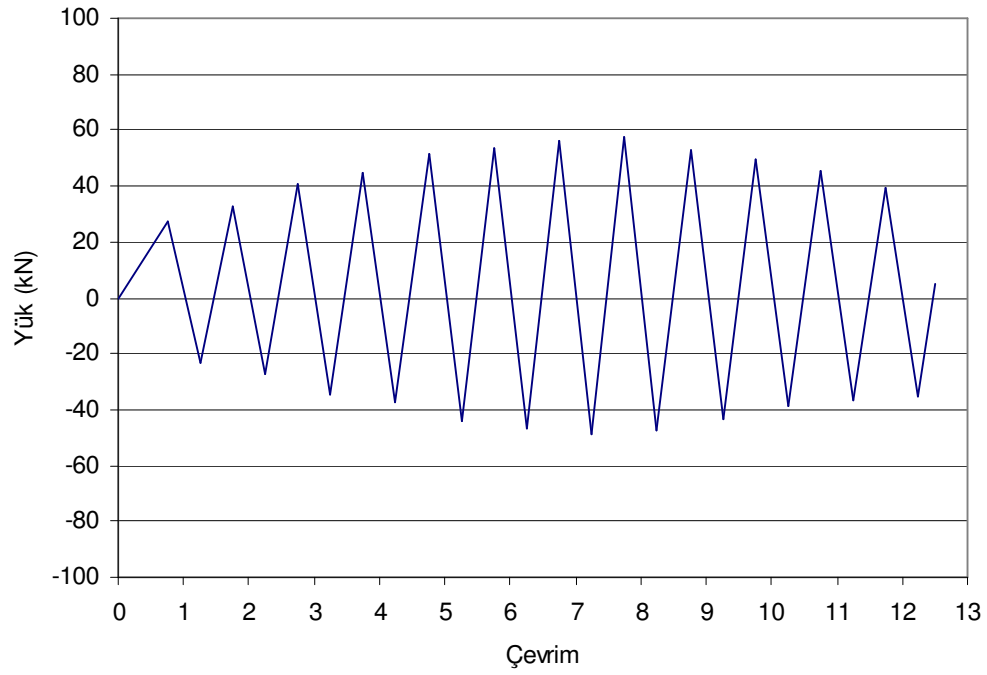
İleri çevrimde 39 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %32 olarak hesaplanmıştır. Geri çevrimde sağ kiriş dibindeki kabaran beton alınmış ve eleman ilk konumuna getirilerek deney sonlandırılmıştır. Kolon üzerindeki düğümde oluşan hasar kiriş dibine doğru yoğunlaşmıştır. A2 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.3, Şekil 5.9-5.12).



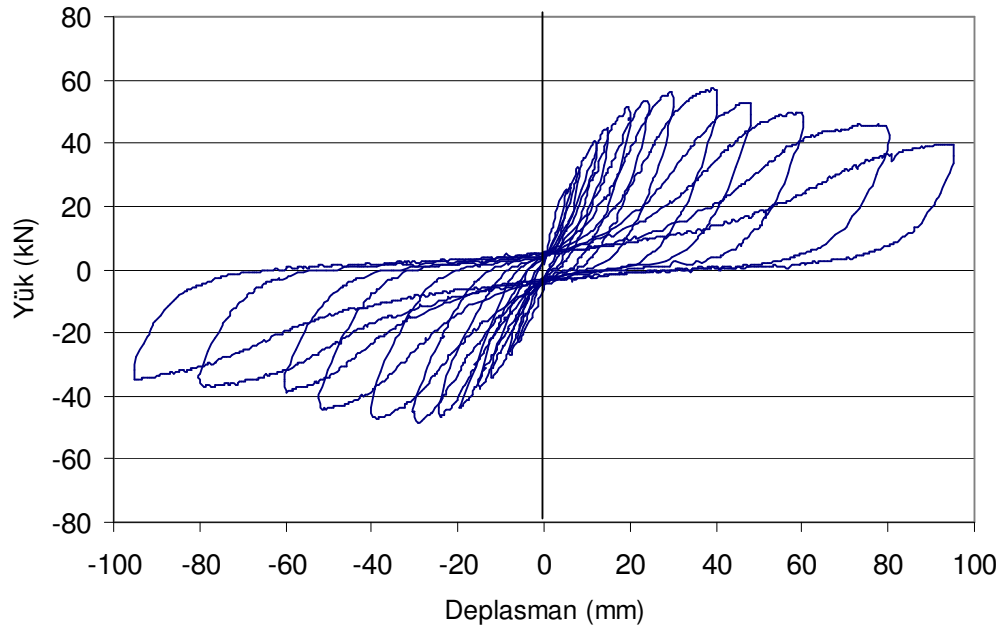
Resim 5.3. A2 deney elemanı deney sonu görünümü



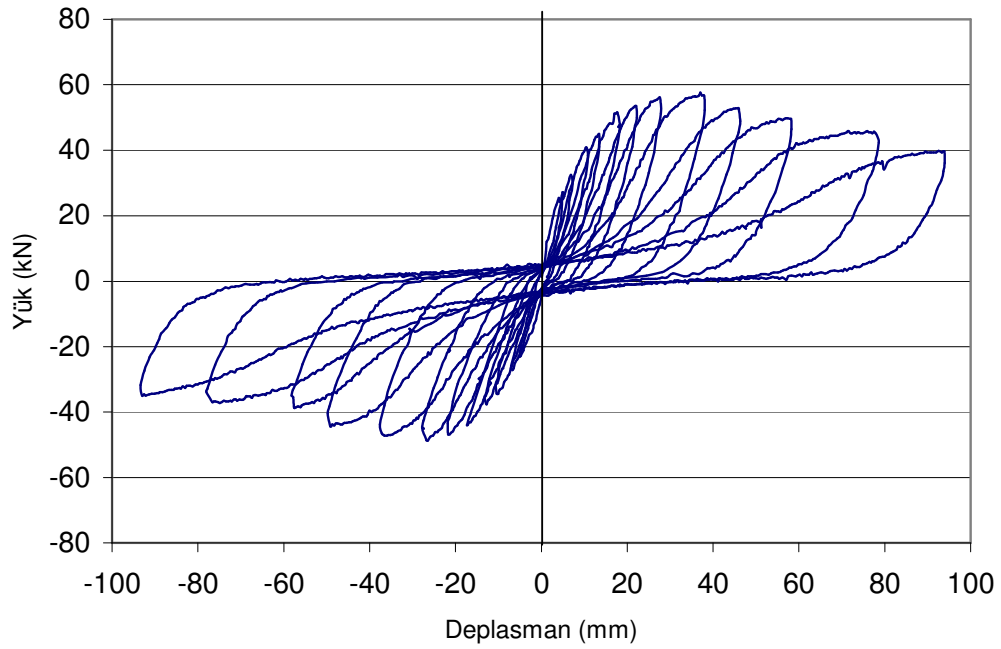
Şekil 5.9. A2 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.10. A2 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.11. A2 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.12. A2 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.4 A3 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri3

Beton sınıfı : C14

Deney tarihi : 10/11/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 26 kN yükte birleşimin sol tarafında oluşan kılcal eğilme çatlağı birleşim boyunca kiriş dibinden sağa doğru ilerlemiştir. Birleşimin sol tarafındaki çatlakta üst yüzden arkaya doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 21 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuş ve soldan gelen çatlakla birleşmiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 33 kN yükte sol birleşimdeki çatlağın başlangıcından dik olarak kolon içerisine doğru ikinci bir çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 25 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde birleşimden 100 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve 100 mm yukarıda ikinci bir çatlak oluşarak kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir.

3.çevrim

İleri çevrimde 40 kN yükte kiriş yan yüzünde oluşan eğilme çatlağı kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Kiriş dibinde sol birleşimdeki çatlak genişliği 0.1 mm olarak ölçülmüştür. Kiriş sol yan yüzünde birleşimden 30 ve 400 mm yukarıda iki tane kılcal eğilme çatlağı gözlenmiştir. Geri çevrimde kiriş sağ yan yüzünde oluşan çatlak kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir.

4.çevrim

İleri çevrimde 43 kN düğüm noktasında eğik çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 36 kN yükte düğüm noktasında ters yönde eğik çatlak oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 48 kN yükte kiriş yan yüzünde birleşimden 500 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı ve ayrıca kolon üst yüzünde birleşimden 100 mm solda yine kılcal eğilme çatlağı gözlenmiştir. Geri çevrimde 42 kN yükte birleşimde ters yönde ikinci bir kılcal eğik çatlak oluşmuştur.

6.çevrim

İleri çevrimde 49 kN yükte kiriş ön yüzündeki kılcal çatlakta sağa doğru ilerleme gözlenmiş kiriş yan yüzünde daha önce oluşan çatlaklar ise kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde ise 43 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde daha önce oluşan çatlaklar kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir.

7.çevrim

İleri çevrimde 50 kN yükte birleşimin sol ucunda kiriş dibindeki çatlak genişliği 0.4 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde 44 kN yüke ulaşılmış ve yeni bir çatlak oluşumu gözlenmemiştir.

8.çevrim

İleri çevrimde 51 kN yükte sol kiriş dibindeki çatlak genişliği 0.6 mm'ye ulaşmış ayrıca düğümde yeni çatlak oluşumu gözlenmiştir. Geri çevrimde kiriş dibinde sağda çatlak oluşumu çoğalmış ayrıca ezilen betonda kabarmalar gözlenmiştir.

9.çevrim

İleri çevrimde 47 kN yüke ulaşılmış dayanımda %9'luk bir azalma gözlenmiştir. Kiriş dibinde sol taraftaki ezilmiş betonda kabarma çok belirginleşmiştir. Geri çevrimde ise kiriş sağ dibindeki ezilen betonda kabarmalar belirgin hale gelmiş ayrıca düğümde kabaran betonda dökülmeler gözlenmiştir.

10.çevrim

İleri çevrimde 45 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %13'lük azalma gözlenmiştir. Kiriş sol yüzündeki donatılarda burkulmalar gözlenmiştir. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 5 mm'ye ulaşmıştır.

11.çevrim

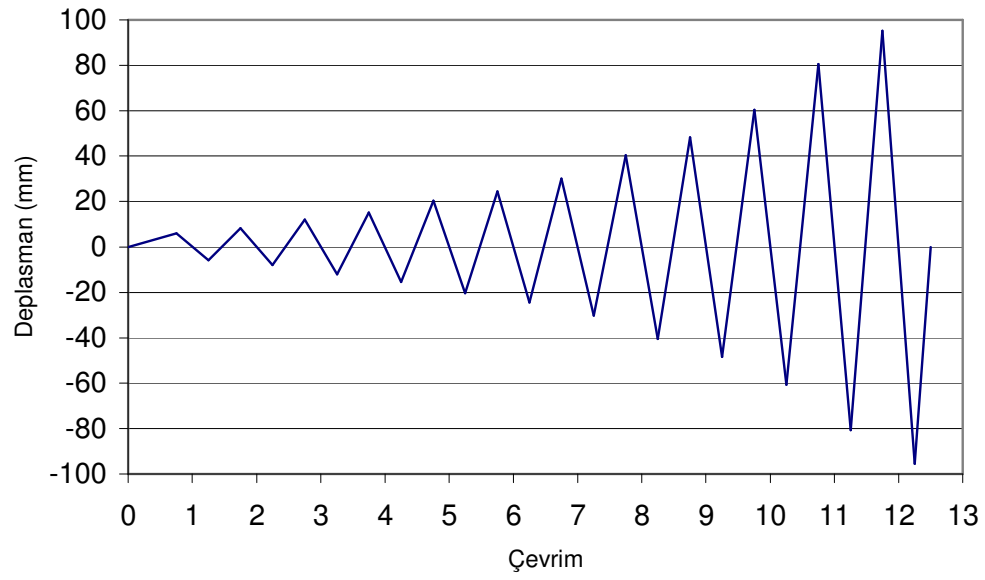
İleri çevrimde 40 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %21 olarak ölçülmüştür. Geri çevrimde ise 36 kN yüke ulaşılmıştır.

12. çevrim

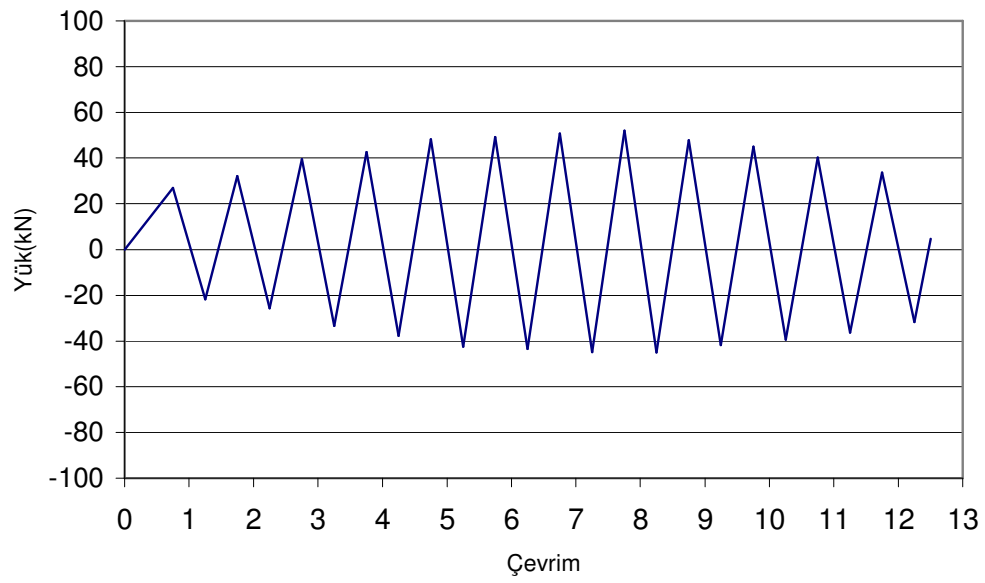
İleri çevrimde 33 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %36 olarak hesaplanmıştır. Geri çevrimde sağ kiriş dibindeki kabaran beton alınmıştır ve eleman ilk konumuna getirilerek deney sonlandırılmıştır. Hasar düğüm üst bölge ve kiriş dibinde oluşmuştur. A3 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.4, Şekil 5.13-5.16).



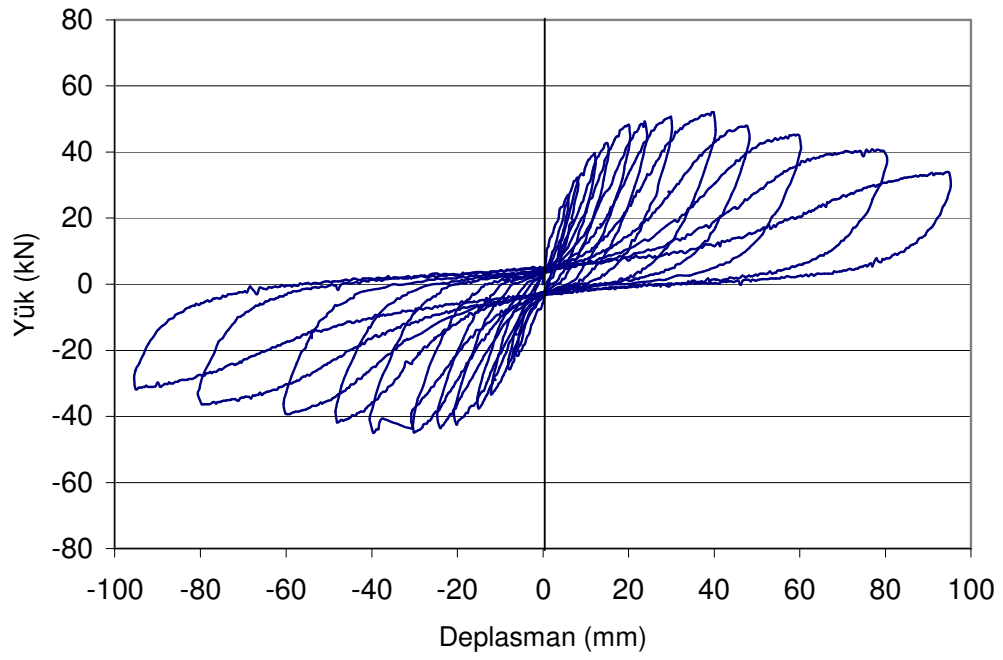
Resim 5.4. A3 deney elemanı deney sonu görünümü



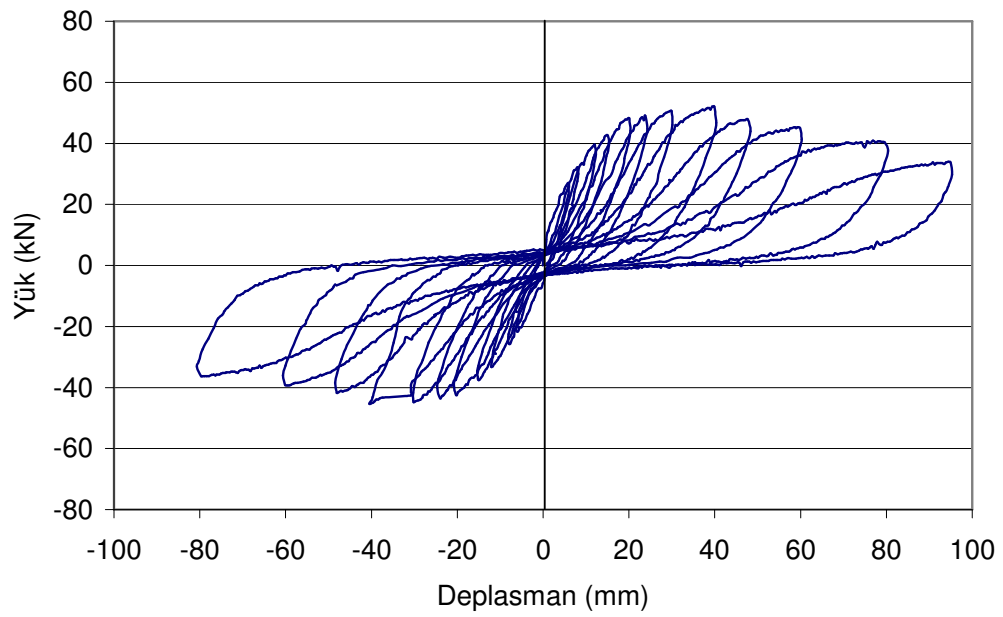
Şekil 5.13. A3 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.14. A3 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.15. A3 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.16. A3 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.5 A4 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri4

Beton sınıfı : C14

Deney tarihi : 20/11/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 29 kN yüke kadar ulaşılmıştır. 25 kN yükte birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ikinci bir eğilme çatlağı ise kolon içine doğru gelişmiştir. Kiriş sol yüzünden 10 ve 15 yukarıda iki kılcal çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 25 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuş ve soldan gelen çatlakla birleşmiş ve kiriş dibinden arkaya doğru ilerlemiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 32 kN yükte kiriş dibinden 100 mm yukarıda kiriş ön yüzünde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve ayrıca yine kiriş dibinden 300 mm yukarıda kiriş yan yüzünde kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 30 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde birleşimden 100 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve 100 mm yukarıda ikinci bir çatlak oluşmuştur. Kiriş dibinde oluşan kılcal eğilme çatlağı dallanma yaparak ikinci bir çatlak oluşturmuş ve kolon içine doğru dik olarak ilerlemiştir.

3.çevrim

İleri çevrimde 41 kN yükte kiriş yan yüzünde en üstte oluşan eğilme çatlağı kiriş ön yüzüne doğru yaklaşık 150 mm ilerlemiştir. Geri çevrimde 39 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde kiriş dibinden 500 mm yukarıda 4. bir kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur.

4.çevrim

İleri çevrimde 43 kN yükte düğüm noktasında eğik çatlak oluşmuştur. Sol tarafta kiriş dibindeki çatlak genişliği 0.3 mm genişliğe ulaşmıştır. Geri çevrimde 42 kN yükte düğüm noktasında ters yönde eğik çatlak oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 50 kN yükte kiriş dibinde soldaki çatlak genişliği yaklaşık 0.5 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde 49 kN yükte sağ tarafta kiriş yan yüzündeki çatlak kiriş ön yüzüne doğru gelişmiştir.

6.çevrim

İleri çevrimde 52 kN yükte kiriş düğüm noktasında önceden oluşmuş olan eğik çatlağın yaklaşık 30 mm yukarısında ikinci bir kılcal eğik çatlak gözlenmiştir. Geri çevrimde ise 52 kN yükte düğüm noktasında ikinci bir kılcal eğik çatlak gözlenmiş, kiriş dibinde oluşan çatlak ise belirginleşmiştir.

7.çevrim

İleri çevrimde 54 kN yükte birleşimin sol ucunda kiriş dibindeki çatlak genişliği 2 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde 56 kN yüke ulaşılmış ve yeni bir çatlak oluşumu gözlenmemiştir.

8.çevrim

İleri çevrimde 56 kN yükte sol kiriş dibindeki çatlak genişliği 4 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde kiriş dibinde sağda ezilen betonda kabarmalar gözlenmiştir.

9.çevrim

İleri çevrimde 51 kN yüke ulaşılmış dayanımda %9'luk bir azalma gözlenmiştir. Kiriş dibinde sol taraftaki ezilmiş betonda kabarma çok belirginleşmiştir. Geri çevrimde ise kiriş sağ dibindeki ezilen betonda kabarmalar belirgin hale gelmiş ayrıca düğümde kabaran betonda dökülmeler gözlenmiştir.

10 çevrim

İleri çevrimde 46 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %18'lik azalma gözlenmiştir. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 6 mm'ye ulaşmıştır.

Kiriş dibinde ve düğüm üstünde kiriş dibine yakın bölgede kabaran beton dökülmüştür.

11.çevrim

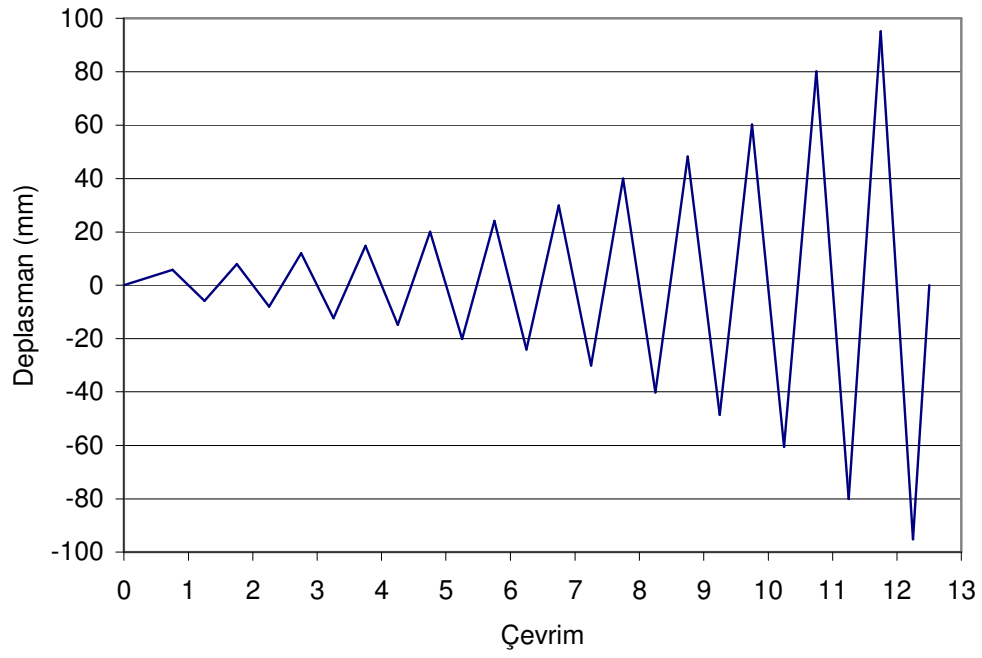
İleri çevrimde 43 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %23 olarak ölçülmüştür. Geri çevrimde ise 41 kN yüke ulaşılmıştır.

12. çevrim

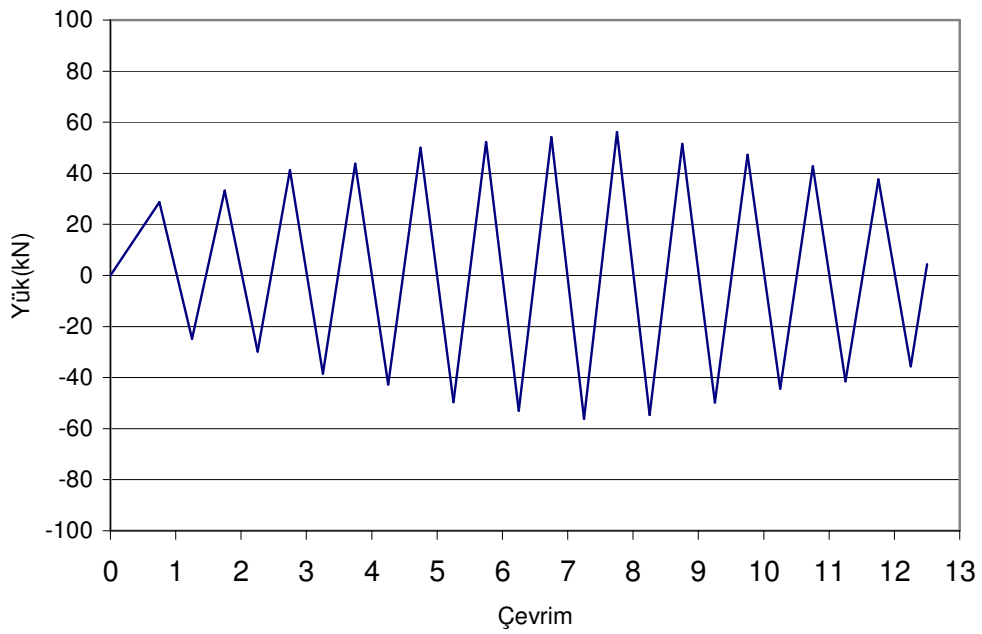
İleri çevrimde 37 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %34 olarak hesaplanmıştır. Geri çevrimde sağ kiriş dibindeki kabaran beton alınmış ve eleman ilk konumuna getirilerek deney sonlandırılmıştır. Düğümde ve kiriş dibindeki kabaran betonlar alındıktan sonra hasarın kiriş dibinde yoğunlaştığı gözlenmiştir. A4 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.5, şekil 5.17-5.20).



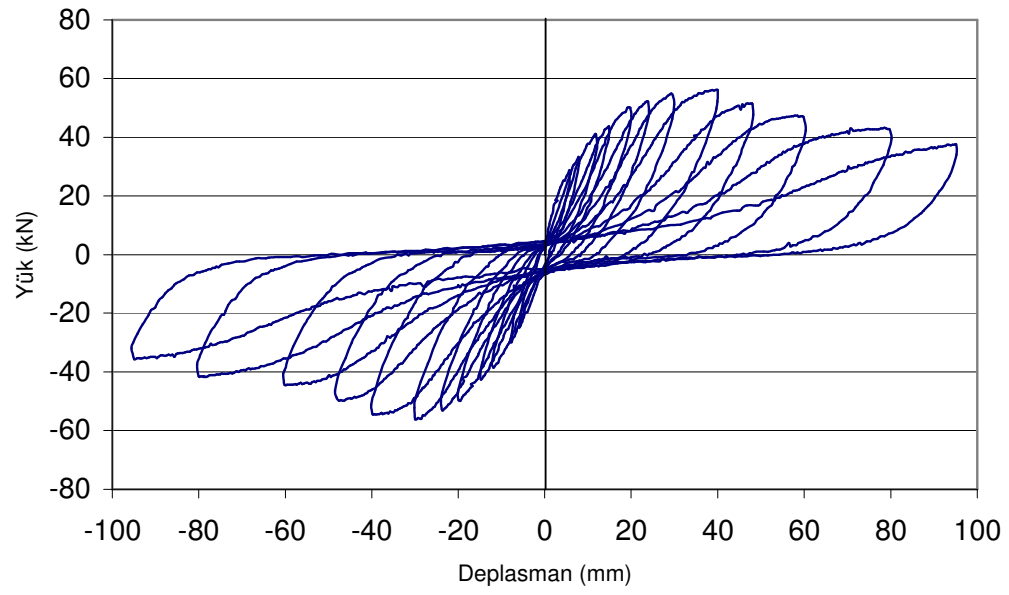
Resim 5.5. A4 deney elemanı deney sonu görünümü



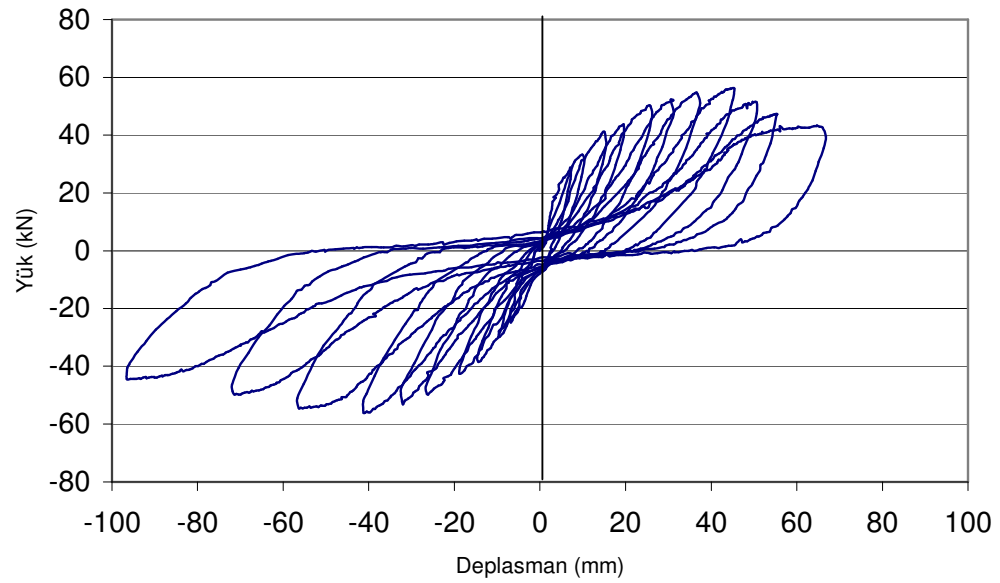
Şekil 5.17. A4 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.18. A4 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.19. A4 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.20. A4 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.6 BR Elemanı Deneyi

İşlem türü : Kontrol

Beton sınıfı : C20

Deney tarihi : 28/11/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 24 kN yüke kadar ulaşılmıştır. 22 kN yükte birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ikinci bir eğilme çatlağı ise kolon içine doğru gelişmiştir. Geri çevrimde 12 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuş ve soldan gelen çatlakla birleşmiş ve kiriş dibinden arkaya doğru ilerlemiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 28 kN yükte kiriş dibinden sağ tarafta oluşan çatlağın başlangıcından ikinci bir çatlak kolon içerisine doğru kılcal eğik çatlak oluşturmuştur. Geri çevrimde 24 kN yükte kiriş sağ tarafında birleşimden 200 ve 500 mm yukarıda iki adet kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur.

3.çevrim

İleri çevrimde 36 kN yükte kiriş sol dibinden 100 mm yukarıda kiriş ön yüzünde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş sol yan yüzüne ilerlemiştir. Geri çevrimde 31 kN yükte kolon ön yüzünde oluşan çatlaklarda dallanmalar oluşmuştur.

4.çevrim

İleri çevrimde 42 kN yükte düğüm noktasında daha önce 45 derecelik bir açıyla oluşan eğik çatlağın alt ucunda iki adet 135 derecelik ve yaklaşık 100 derecelik açıyla yeni çatlaklar oluşmuştur. Geri çevrimde 35 kN yükte düğüm noktasında ters yönde eğik çatlak oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 50 kN yükte kiriş dibinde soldaki çatlak genişliği yaklaşık 0.3 mm'ye ulaşmıştır. Birleşimden 300, 500 ve 700 mm solda kolon üst yüzünde kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur. Geri çevrimde 42 kN yükte kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 0.4 mm'ye ulaşmıştır.

6.çevrim

İleri çevrimde 53 kN yükte kiriş düğüm noktasında daha önce oluşmuş olan eğik çatlaklara ilaveten düğümün en dibinden yaklaşık 100 mm yukarıda tabana paralel yaklaşık 150 mm uzunluğunda bir çatlak meydana gelmiştir. Geri çevrimde 46 kN yükte düğüm noktasında yaklaşık 80 mm uzunluğunda birbirini kesen 45 ve 135 derece açılı iki adet eğik çatlak grubu oluşmuştur.

7.çevrim

İleri çevrimde 56 kN yükte birleşimden 15 sağda kolon ön yüzünde yaklaşık 100 mm uzunluğunda düşey eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 46 kN yükte düğümde çok sayıda kılcal eğik çatlak oluşmuştur.

8.çevrim

İleri çevrimde 58 kN yükte sol kiriş dibindeki çatlak genişliği 3 mm'ye ulaşmıştır. Düğümde oluşan eğik çatlakların en büyüğünün genişliği yaklaşık 1 mm'ye ulaşmıştır.

9.çevrim

İleri çevrimde 56 kN yüke ulaşılmış dayanımda %4'lük bir azalma gözlenmiştir. Düğümdeki eğik çatlak genişliği yaklaşık 3 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde ise eğik çatlak genişliği yaklaşık 4 mm'ye ulaşmıştır.

10 çevrim

İleri çevrimde 51 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %12'lik azalma gözlenmiştir. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 6 mm'ye ulaşmıştır.

11.çevrim

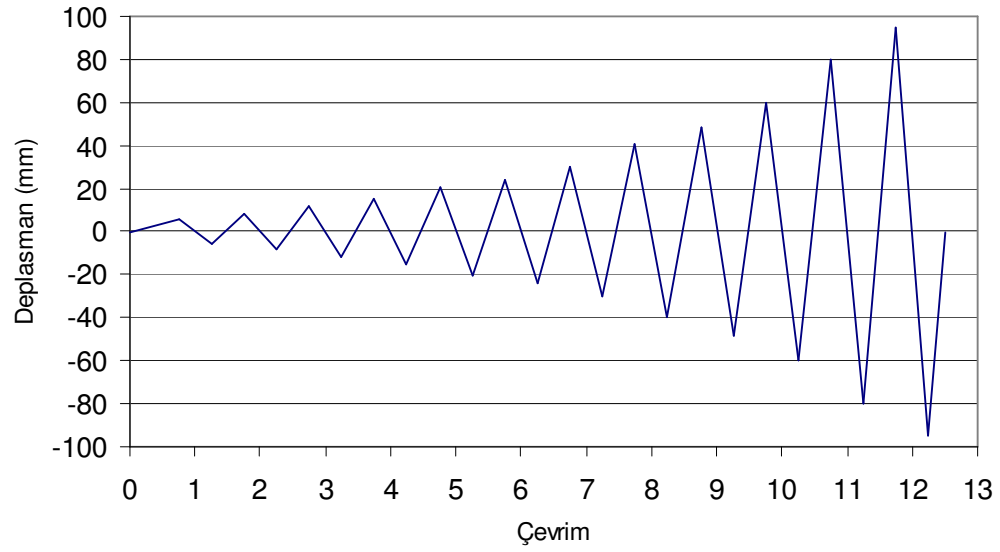
İleri çevrimde 46 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %20 olarak ölçülmüştür. Geri çevrimde düğüm noktasında tabanda üçgen görünümlü beton blok LVDT'lere zarar vermeden çıkarılmıştır.

12. çevrim

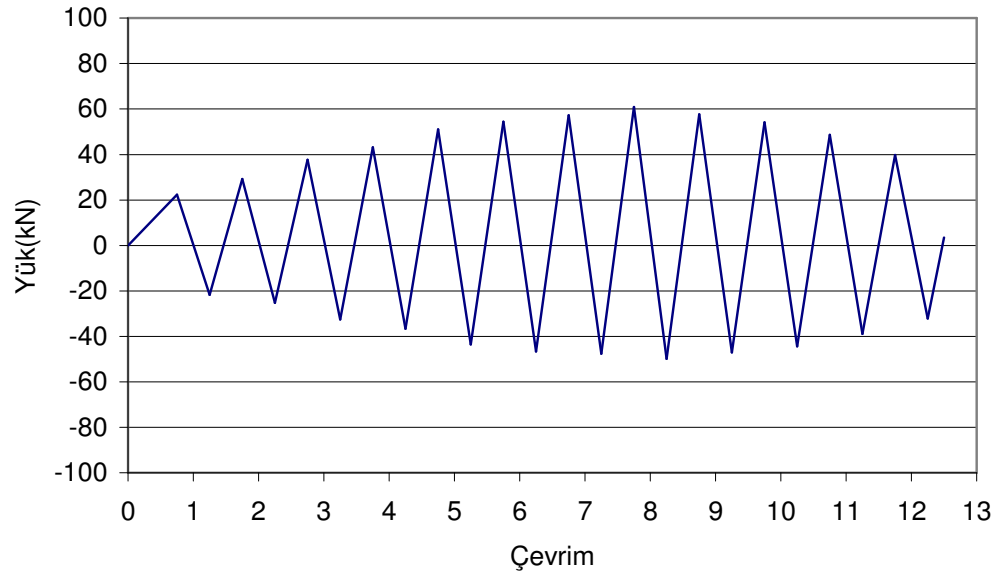
İleri çevrimde 36 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %37 olarak hesaplanmıştır. Düğümde altta kolon alt dibinde yaklaşık 500 mm genişliğindeki kabuk betonu LVDT'lere herhangi bir zarar vermeden deney düzeneği üzerine düşmüştür. Geri çevrimde düğüm arka kısmında kabaran beton alınmıştır. Deney sonunda yapılan incelemede göçme, düğüm göçmesi şeklinde oluşmuştur. BR deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.6, Şekil 5.21-5.24).



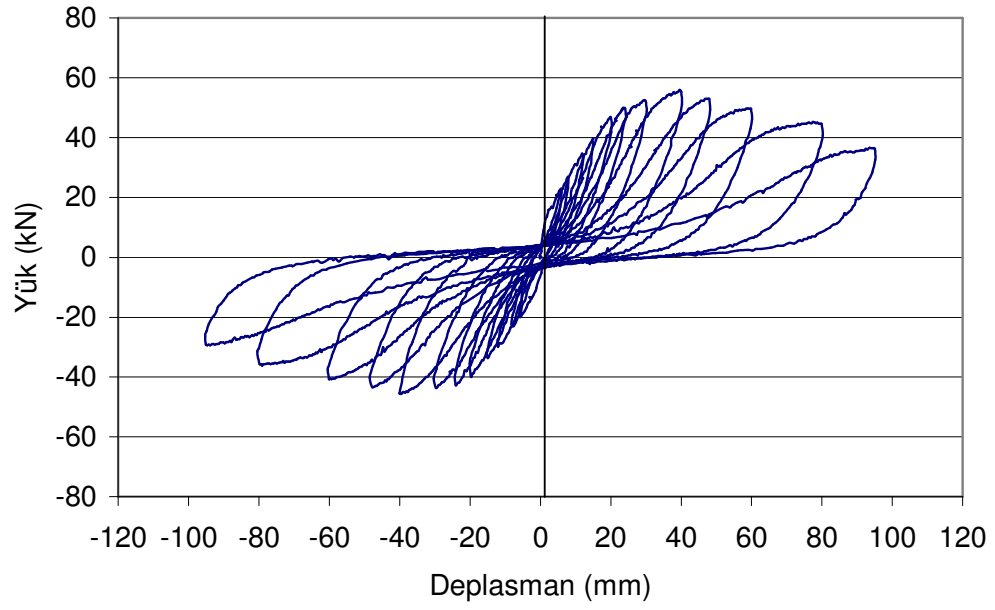
Resim 5.6. BR deney elemanı deney sonu görünümü



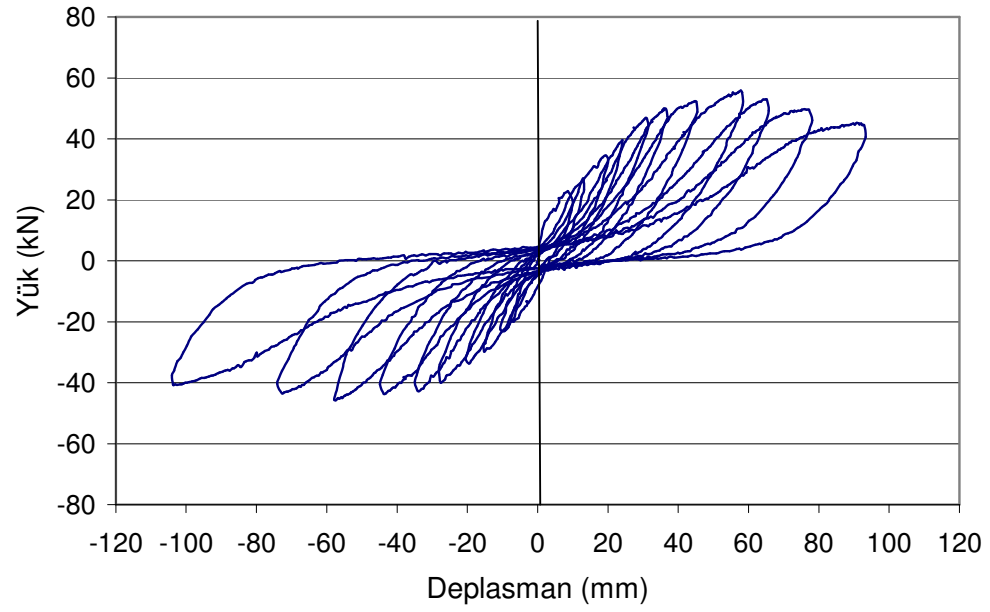
Şekil 5.21. BR deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.22. BR deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.23. BR deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.24. BR deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.7 B1 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri 5

Beton sınıfı : C20

Deney tarihi : 02/12/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 26 kN yüke kadar ulaşılmıştır. 23 kN yükte birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve ön yüzden sağa ilerlemiştir. Kiriş ön yan yüzünde ve birleşimden 300 mm yukarıda kiriş sol tarafında kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 21 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuş ve sola doğru ilerlemiştir. Kiriş sağ yan yüzünde kiriş dibinden 100 ve 500 mm yukarıda iki adet kılcal eğilme çatlağı oluşarak kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 32 kN yükte solda kiriş dibinde oluşan çatlak sağ taraftaki çatlakla birleşmiştir. Kiriş sol dibindeki çatlak ikinci bir çatlak oluşturarak kolon içerisine doğru dik bir şekilde yaklaşık 50 mm kadar ilerlemiştir. Geri çevrimde 34 kN yükte kiriş birleşiminden 80 mm yukarıda kiriş sağ yan yüzünde kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur.

3.çevrim

İleri çevrimde 40 kN yükte kiriş sol dibinde oluşan çatlak genişliği yaklaşık 0.1 mm. Geri çevrimde 43 kN yüke ulaşılmış ve yeni bir çatlak oluşumu gözlenmemiştir.

4.çevrim

İleri çevrimde 46 kN yükte birleşimden 400 mm solda kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kolon ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Düğümde kılcal eğik çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 49 kN yükte düğümde kılcal eğik çatlak oluşmuştur. Birleşimden 300 mm sağda eğilme çatlağı oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 50 kN yükte kiriş yan yüzünde 300 ve 500 mm yukarıda oluşan eğilme çatlakları kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 59 kN yüke ulaşılmış kiriş sağ dibindeki çatlak genişliği 0.2 mm'ye ulaşmıştır.

6.çevrim

İleri çevrimde 53 kN yükte kiriş sol dibinde oluşan çatlak kolon dibine kadar ilerlemiştir. Geri çevrimde 61 kN yükte kiriş ön sağ yüzünde kiriş dibinden 200 ve 300 mm yukarıda eğilme çatlakları oluşmuştur.

7.çevrim

İleri çevrimde 54 kN yükte kiriş dibinde ikinci bir eğilme çatlağı oluşarak kiriş dibini boydan boya geçerek kiriş sağ dibine kadar ilerlemiştir. Geri çevrimde 62 kN yüke ulaşılmış kiriş sağ dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 0.3 mm.

8.çevrim

İleri çevrimde 48 kN yüke ulaşılmış dayanımda %11'lik bir azalma gözlenmiştir. Düğümde yeni yaklaşık 50 mm boyunda kılcal eğik çatlakları oluşmuştur. Geri çevrimde düğümde betonda hafif kabarmalar gözlenmiştir.

9.çevrim

İleri çevrimde 41 kN yüke ulaşılmış dayanımda %25'lik bir azalma gözlenmiştir. Kiriş sol dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 3 mm'ye ulaşmıştır. Belirgin bir biçimde kiriş dibinde solda oluşan çatlak düğümün yaklaşık 80 mm üstünden kiriş dibine paralel olarak hareket etmiştir. Geri çevrimde sağda kiriş dibinde oluşmuş olan çatlak düğümün 80 mm üstünde soldan gelen çatlakla birleşmiştir.

10 çevrim

İleri çevrimde 36 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %33'lük azalma gözlenmiştir. Kiriş sol dibindeki çatlak genişliği 3.5 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 4 mm'ye ulaşmıştır.

11.çevrim

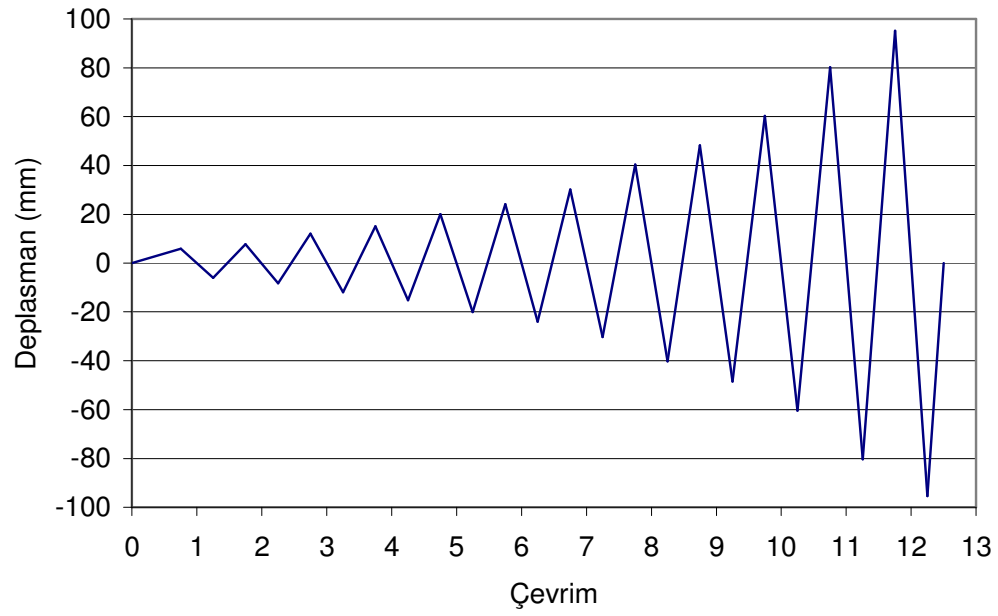
İleri çevrimde 35 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %35 olarak ölçülmüştür. Kiriş dibinde betonda belirgin kabarmalar oluşmuştur.

12. çevrim

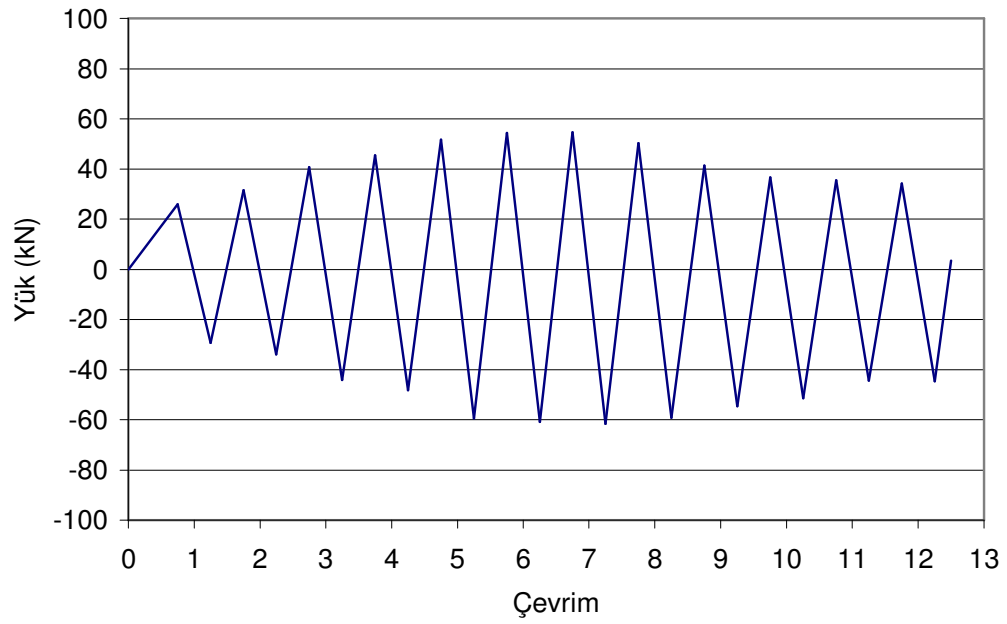
İleri çevrimde 33 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %37 olarak hesaplanmıştır. Deney sonucunda hasar, düğüm ve düğüm üst bölgede yoğunlaşmış, kiriş dibinde geniş bir eğilme çatlağı meydana gelmiştir. B1 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.7, Şekil 5.25-5.28).



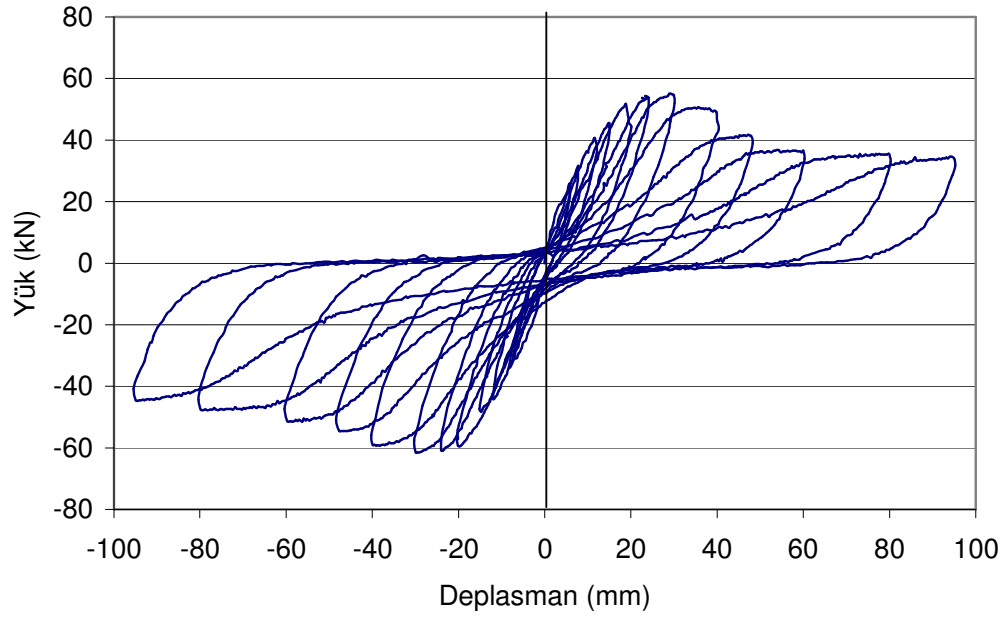
Resim 5.7. B1 deney elemanı deney sonu görünümü



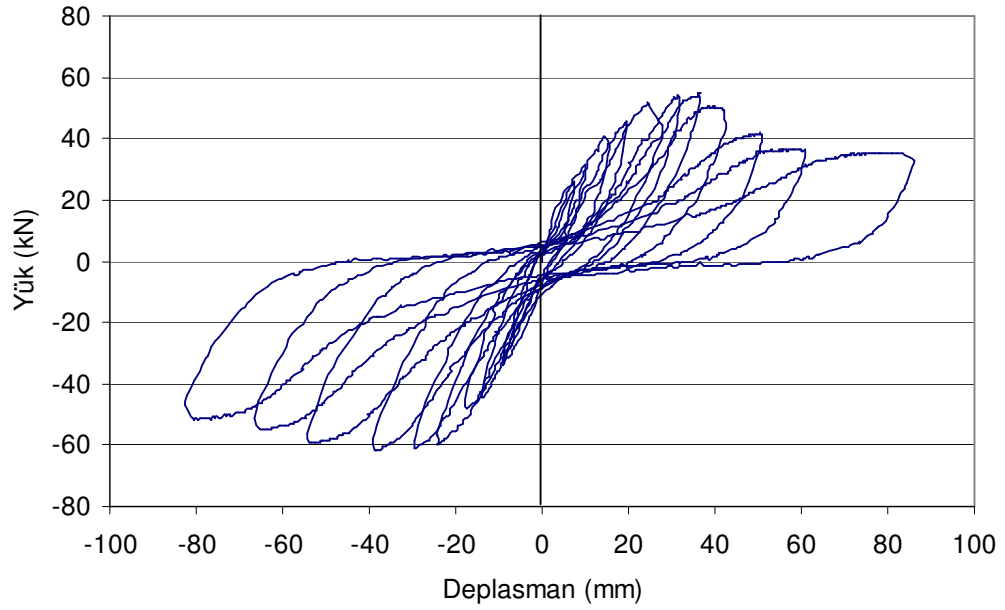
Şekil 5.25. B1 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.26. B1 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.27. B1 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.28. B1 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.8 B2 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri 6
Beton sınıfı : C20
Deney tarihi : 09/12/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 30 kN yüke kadar ulaşılmıştır. 28 kN yükte birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve ön yüzden sağa ilerlemiştir. Kiriş ön yan yüzünde ve birleşimden 300 mm yukarıda kiriş sol tarafında kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 21 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuş ve sola doğru ilerleyerek soldan gelen çatlakla birleşmiştir. Kiriş sağ yan yüzünde kiriş dibinden 300 mm yukarıda eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne ilerlemiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 36 kN yüke ulaşılmıştır. Geri çevrimde 34 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde kiriş dibinden 500 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur.

3.çevrim

İleri çevrimde 47 kN yükte kiriş sol dibinden 150 mm yukarıda eğilme çatlağı oluşarak kiriş ön yüzüne ilerlemiştir. Birleşimden 300 mm solda kolon üst yüzünde kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 44 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde birleşimden 100 ve 350 mm yukarıda kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur. Birleşimden 200 mm sağda kolon üst yüzünde kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur.

4.çevrim

İleri çevrimde 54 kN yükte kiriş dibinden 500 mm solda kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kolon ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Düğümde kılcal eğik çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 48 kN yükte kiriş dibinden 500 mm yukarıda sağda eğilme çatlağı oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 62 kN yükte düğümde ikinci bir kılcal eğik çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 56 kN yükte düğümde ters yönde eğik çatlak oluşmuştur. Kiriş dibinde sağdaki çatlak genişliği yaklaşık 0.2 mm'ye ulaşmıştır.

6.çevrim

İleri çevrimde 66 kN yükte yeni bir çatlak gelişimi gözlenmemiştir. Geri çevrimde 58 kN yükte kiriş sağ dibindeki çatlak genişliği 0.3 mm'ye ulaşmıştır.

7.çevrim

İleri çevrimde 68 kN yükte kiriş sol dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 0.2 mm. Geri çevrimde 58 kN yüke ulaşılmış kiriş sağ dibindeki çatlak genişliği 0.6 mm'ye ulaşmıştır.

8.çevrim

İleri çevrimde 70 kN yüke ulaşılmıştır. Geri çevrimde düğümde betonda düğümün üst kısmında kabarmalar gözlenmiştir.

9.çevrim

İleri çevrimde 61 kN yüke ulaşılmış dayanımda %13'lük bir azalma gözlenmiştir. Kiriş sol dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 3 mm'ye ulaşmıştır. Kiriş sol dibinden 800 mm yukarıda eğilme çatlağı oluşmuştur.

10 çevrim

İleri çevrimde 50 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %29'luk azalma gözlenmiştir. Kiriş sol dibindeki çatlak genişliği 6 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 5 mm'ye ulaşmıştır.

11.çevrim

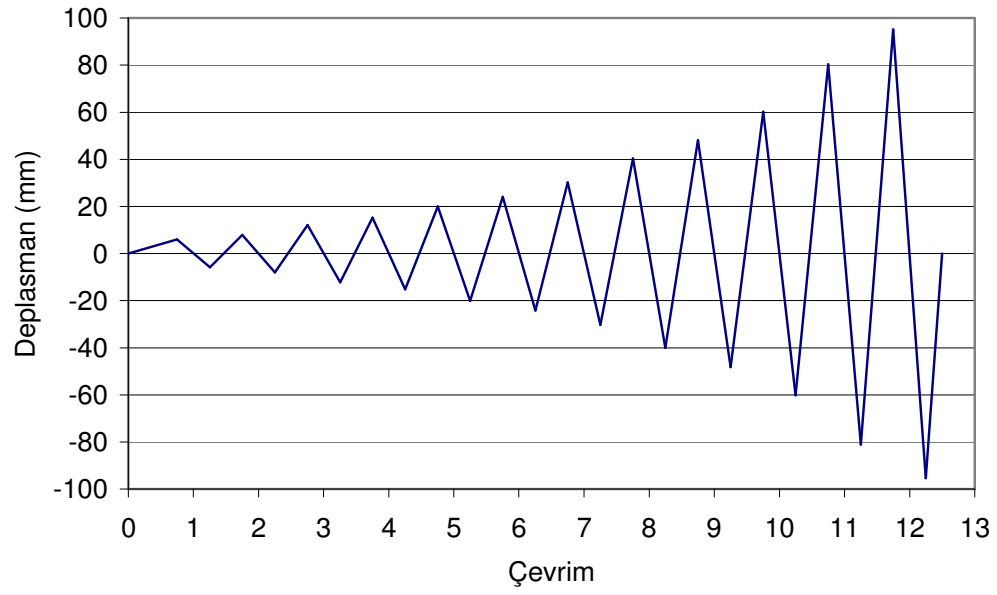
İleri çevrimde 45 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %35 olarak ölçülmüştür. Kiriş dibinde ağır hasar oluşmuş ve kabaran beton dökülmüştür.

12. çevrim

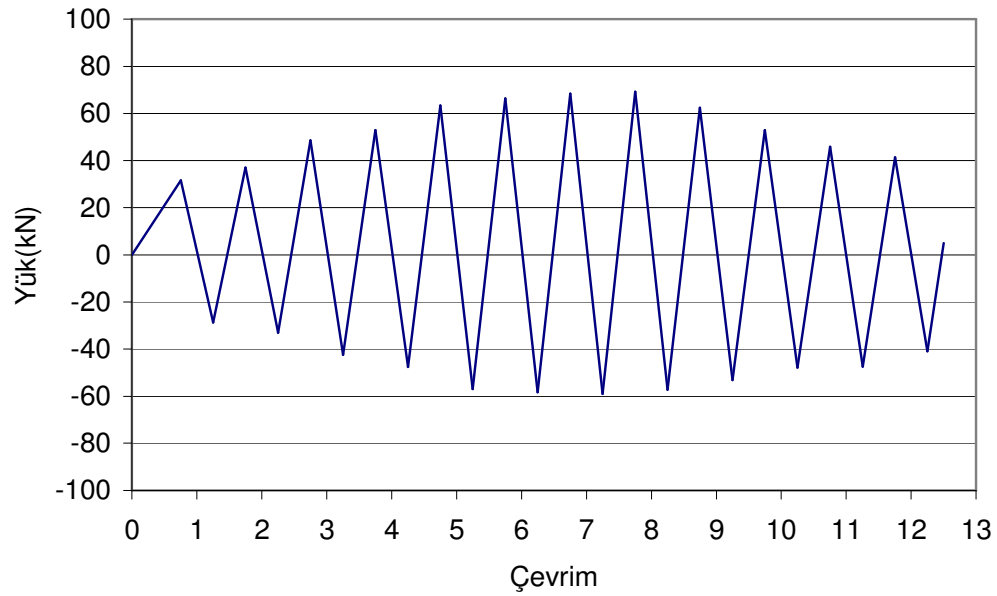
İleri çevrimde 41 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %41 olarak hesaplanmıştır. Düğümde önde ve arkada kabaran beton çıkarılmış kiriş dibinde donatılarda burkulma gözlenmiştir. Düğüm bölgesindeki beton kabarmış ve kiriş dibinde eğilme yüzeyi meydana gelmiştir. B2 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.8, Şekil 5.29-5.32).



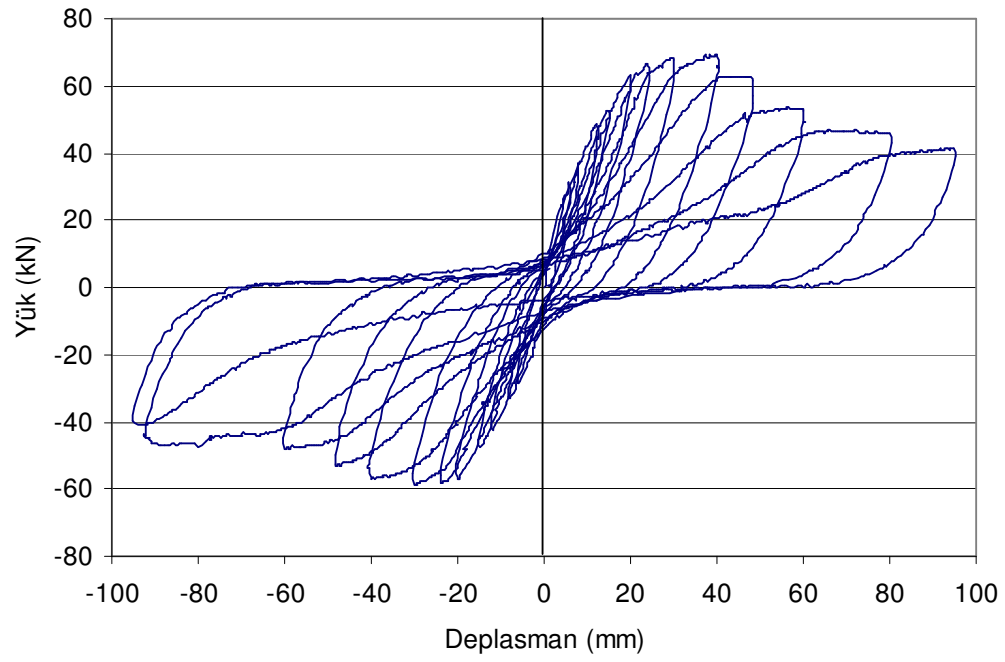
Resim 5.8. B2 deney elemanı deney sonu görünümü



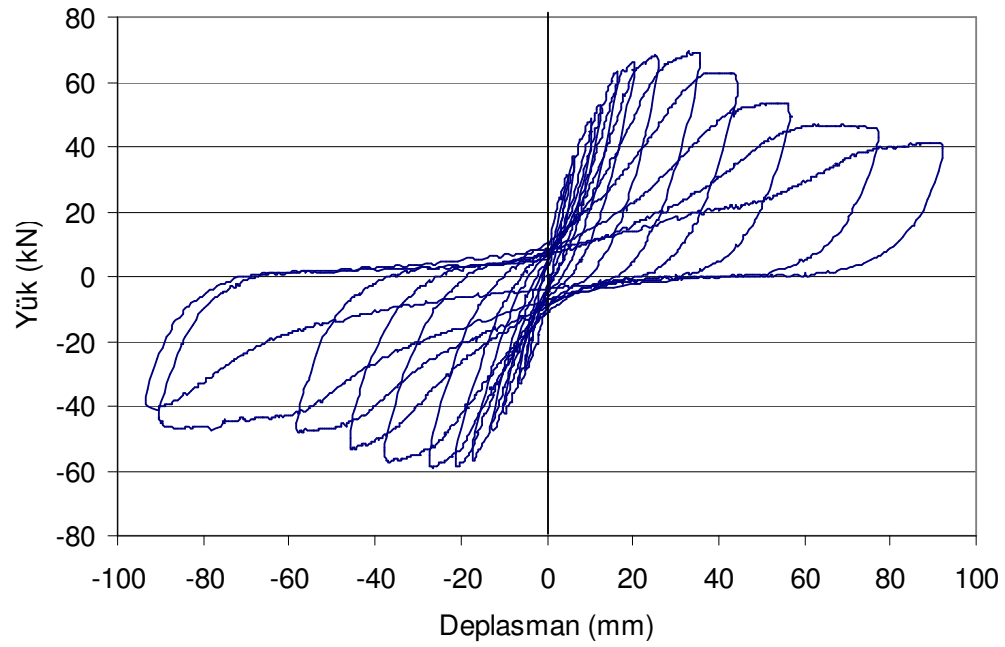
Şekil 5.29. B2 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.30. B2 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.31. B2 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.32. B2 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.9 B3 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri 7

Beton sınıfı : C20

Deney tarihi : 10/12/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 30 kN yüke kadar ulaşılmıştır. 29 kN yükte birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve ön yüzden sağa ilerlemiştir. Kiriş ön yan yüzünde ve birleşimden 200 mm yukarıda kiriş sol tarafında kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 18 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuş ve sola doğru ilerleyerek soldan gelen çatlakla birleşmiştir. Kiriş sağ yan yüzünde kiriş dibinden 300 mm yukarıda eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne ilerlemiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 36 kN yüke ulaşılmıştır. Sol kiriş dibinde oluşan çatlak kolon içerisine doğru yaklaşık 120 mm ilerlemiştir. Geri çevrimde 28 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde kiriş dibinden 500 mm yukarıda kiriş sağ yan yüzünde eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir.

3.çevrim

İleri çevrimde 46 kN yükte birleşimden 200 ve 500 mm solda kolon üst yüzünde kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 38 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde birleşimden 300 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzünde yaklaşık 100 mm ilerlemiştir.

4.çevrim

İleri çevrimde 52 kN yükte kiriş dibinden 500 mm solda kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kolon ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 41 kN yükte kiriş dibinden 800 mm yukarıda kiriş ön yüzünde eğilme çatlağı oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 58 kN yükte düğümde yaklaşık 250 mm uzunluğunda kılcal eğik çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 49 kN yükte düğümde ters yönde yaklaşık 220 mm uzunluğunda eğik çatlak oluşmuştur. Kiriş dibinde sağdaki çatlak genişliği yaklaşık 0.2 mm'ye ulaşmıştır.

6.çevrim

İleri çevrimde 61 kN yükte kiriş dibinden 800 mm yukarıda kiriş sol yan yüzünde eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 52 kN yükte kiriş sol dibindeki çatlak genişliği 0.2 mm'ye ulaşmıştır. Kiriş dibinden 100 mm yukarıda oluşan eğilme çatlağı kiriş ön yüzünden yaklaşık 170 mm sola ilerlemiştir.

7.çevrim

İleri çevrimde 64 kN yükte kiriş sol dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 0.3 mm. Geri çevrimde 51 kN yüke ulaşılmış ve düğümde yaklaşık 120 mm boyunda ikinci bir eğik çatlak gözlenmiştir.

8.çevrim

İleri çevrimde 62 kN yüke ulaşılmış, dayanımda %3'lük bir azalma gözlenmiştir. Birleşimden 450 mm solda kolon ön yüzünde kılcal çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde birleşimden 30 mm yukarıda kiriş ön yüzünde oluşan çatlak düğüm bölgesine doğru ilerlemiştir.

9.çevrim

İleri çevrimde 53 kN yüke ulaşılmış dayanımda %17'lik bir azalma gözlenmiştir. Kiriş sol dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 0.6 mm'ye ulaşmıştır. Düğümde yeni bir eğik çatlak gözlenmiştir ve genişliği yaklaşık 0.25 mm'dir. Geri çevrimde kiriş sağ dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 0.7 mm.

10 çevrim

İleri çevrimde 50 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %22'lik azalma gözlenmiştir. Kiriş sol dibindeki çatlak genişliği 2 mm'ye ulaşmıştır. Düğümdeki en büyük çatlak genişliği yaklaşık 0.3 mm.

11.çevrim

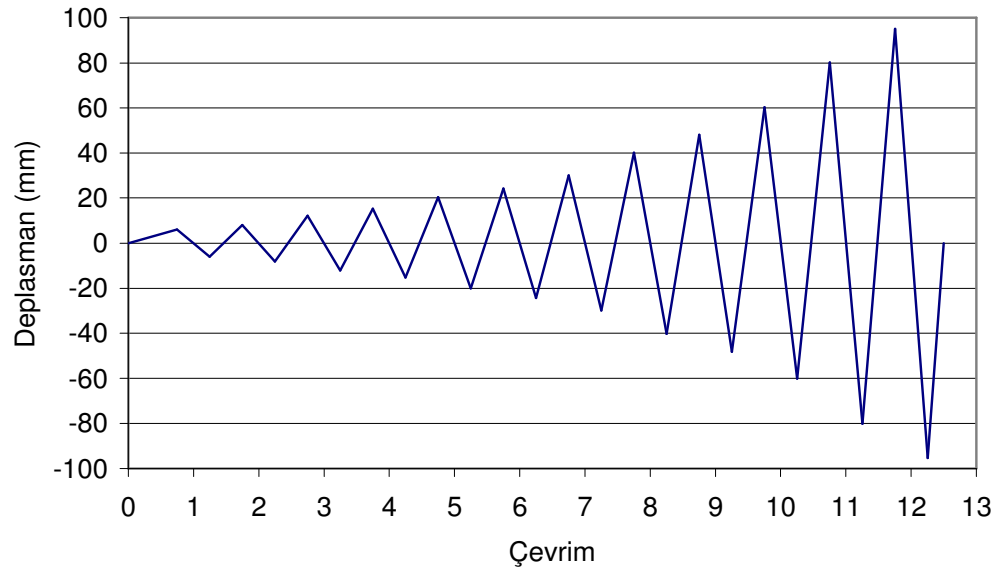
İleri çevrimde 48 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %25 olarak ölçülmüştür. Kiriş dibinde ağır hasar oluşmuş ve düğüm bölgesiyle kiriş dibi arasındaki beton kabararak dökülmüştür.

12. çevrim

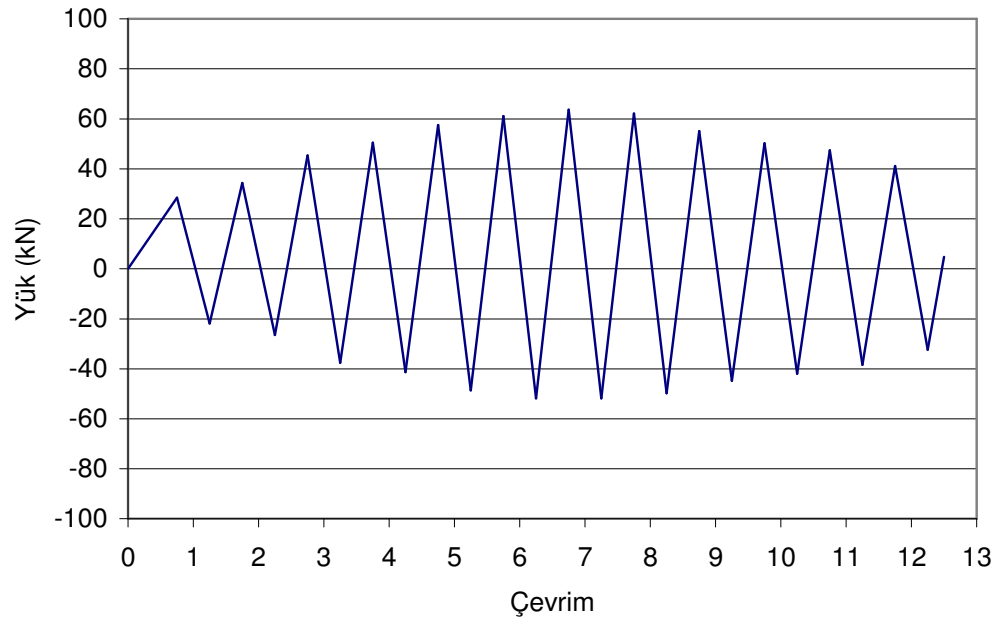
İleri çevrimde 41 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %36 olarak hesaplanmıştır. Deney sonucunda hasarın kiriş dibinde yoğunlaştığı gözlenmiştir. B3 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.9, Şekil 5.33-5.37).



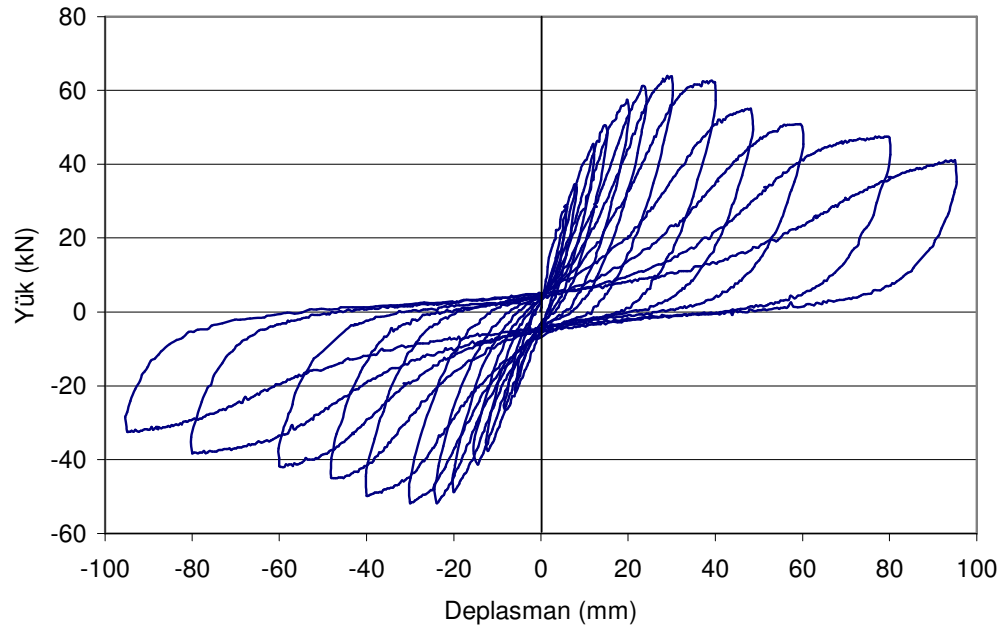
Resim 5.9. B3 deney elemanı deney sonu görünümü



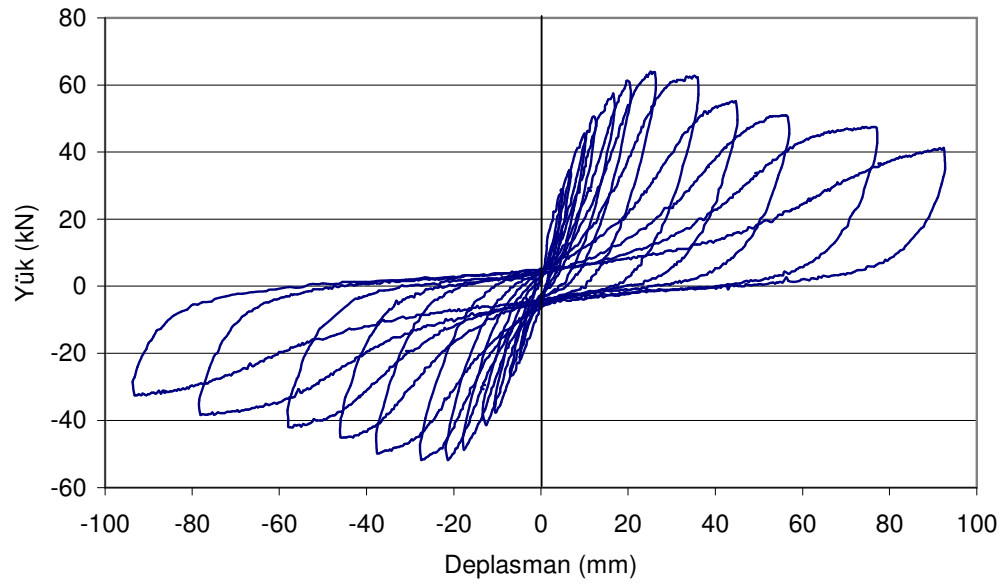
Şekil 5.33. B3 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.34. B3 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.35. B3 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.36. B3 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.10 B4 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri 8

Beton sınıfı : C20

Deney tarihi :04/12/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 33 kN yüke kadar ulaşılmıştır. Birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve ön yüzden sağa ilerlemiştir. Kiriş ön yan yüzünde ve birleşimden 250 mm yukarıda kiriş sol tarafında kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 22 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuştur. Kiriş sağ yan yüzünde kiriş dibinden 200 mm yukarıda eğilme çatlağı oluşmuştur.

2.çevrim

İleri çevrimde 41 kN yüke ulaşılmıştır. Sol kiriş dibinde oluşan çatlakla sağ tarafta oluşan çatlak kiriş ön yüzünde birleşmiştir. Kiriş sol yan yüzünde kiriş dibinden 350 mm yukarıda ikinci bir eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 31 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde kiriş dibinden 500 mm yukarıda kiriş sağ yan yüzünde eğilme çatlağı oluşmuştur.

3.çevrim

İleri çevrimde 49 kN yükte düğüm noktasında eğik çatlak oluşmuştur. Birleşimden 600 mm solda kolon üstünde eğilme çatlağı oluşmuş ve kolon ön yüzüne ilerlemiştir. Geri çevrimde 42 kN yükte kiriş sağ yan yüzünde birleşimden 100 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur.

4.çevrim

İleri çevrimde 55 kN yükte kiriş dibinden 100 ve 500 mm yukarıda kiriş üzerinde eğilme çatlakları oluşmuş ve kiriş ön yüzüne ilerlemiştir. Geri çevrimde 47 kN yükte düğümde eğik çatlak oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 64 kN yükte düğümde oluşan kesme çatlakları ilerlemiş ve yaklaşık 200 mm uzunluğa ulaşmıştır. Geri çevrimde 55 kN yükte düğümden 500 mm sağda yeni bir çatlak oluşumu gözlenmiştir. Kiriş dibinde sağdaki çatlak genişliği yaklaşık 0.3 mm'ye ulaşmıştır.

6.çevrim

İleri çevrimde 65 kN yükte kiriş dibinde oluşan çatlakta dallanma oluşarak ikinci bir çatlak meydana gelmiştir. Geri çevrimde 57 kN yükte kiriş dibinden yukarıda oluşan çatlakların kiriş ön yüzünde birleştikleri gözlenmiştir.

7.çevrim

İleri çevrimde 67 kN yükte kiriş sol dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 0.3 mm. Geri çevrimde 56 kN yüke ulaşılmış ve düğümde yeni oluşmuş kılcal eğik çatlaklar gözlenmiştir.

8.çevrim

İleri çevrimde 69 kN yüke ulaşılmıştır. Kiriş sol dibindeki çatlak genişliği gözle görülür bir biçimde artmış ezilen betonda ayrılma gözlenmiştir. Geri çevrimde kiriş dibindeki çatlak ve hasar oluşumu belirginleşmiş ve hasar kiriş dibinde yoğunlaşmıştır.

9.çevrim

İleri çevrimde 61 kN yüke ulaşılmış dayanımda %11'lik bir azalma gözlenmiştir. Kiriş sol dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 0.9 mm'ye ulaşmıştır. Düğümde yeni bir eğik çatlak gözlenmiştir. Geri çevrimde kiriş sağ dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 0.8 mm.

10. çevrim

İleri çevrimde 54 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %22'lik azalma gözlenmiştir. Kiriş sol dibindeki çatlak genişliği 3 mm ye ulaşmıştır. Düğüm noktasındaki kabuk betonunda kabarmalar belirginleşmiştir.

11.çevrim

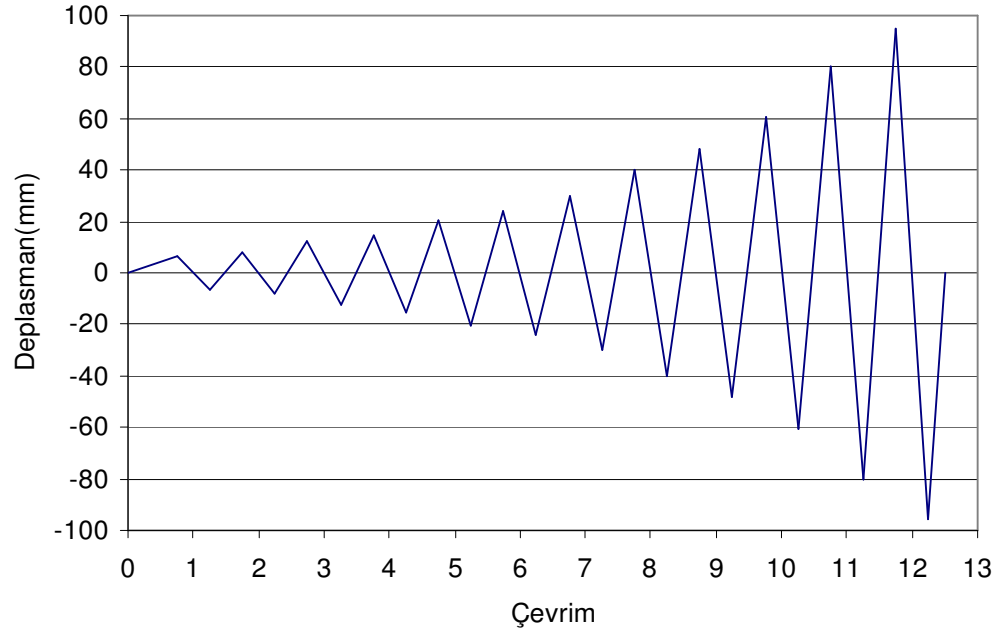
İleri çevrimde 48 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %30 olarak ölçülmüştür. Kiriş dibinde betonda yarılmalar gözlenmiştir.

12. çevrim

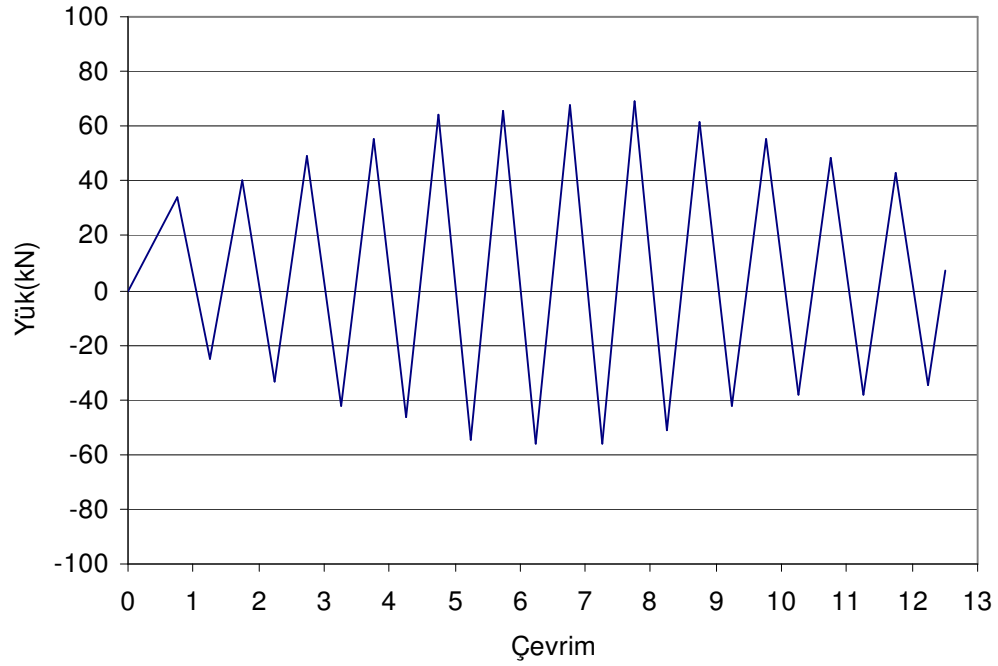
İleri çevrimde 43 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %37 olarak hesaplanmıştır. Deney sonucunda hasarın düğüm ve kiriş dibinde yoğunlaştığı gözlenmiştir. B4 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.10, Şekil 5.37-5.40).



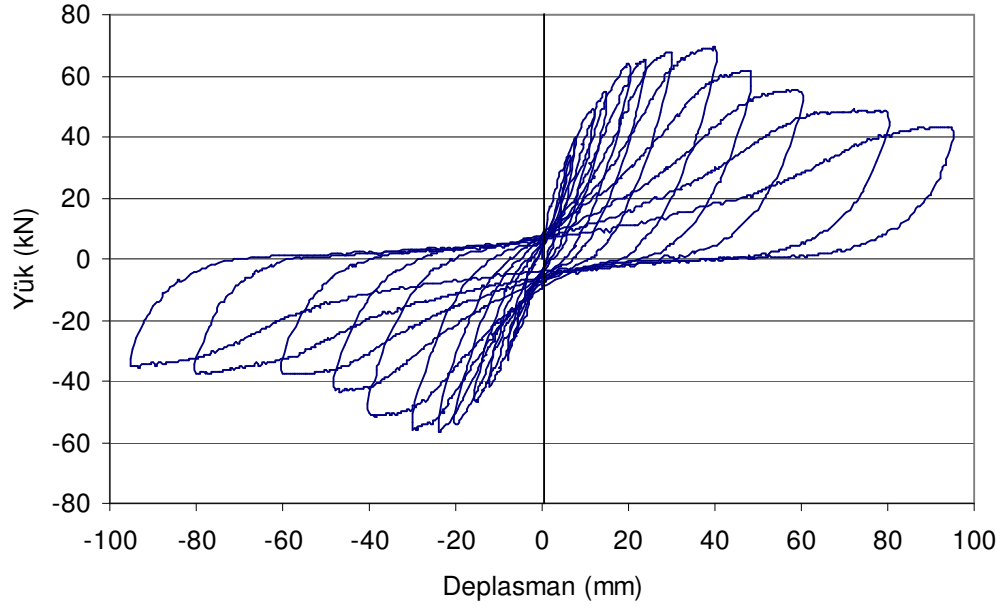
Resim 5.10. B4 deney elemanı deney sonu görünümü



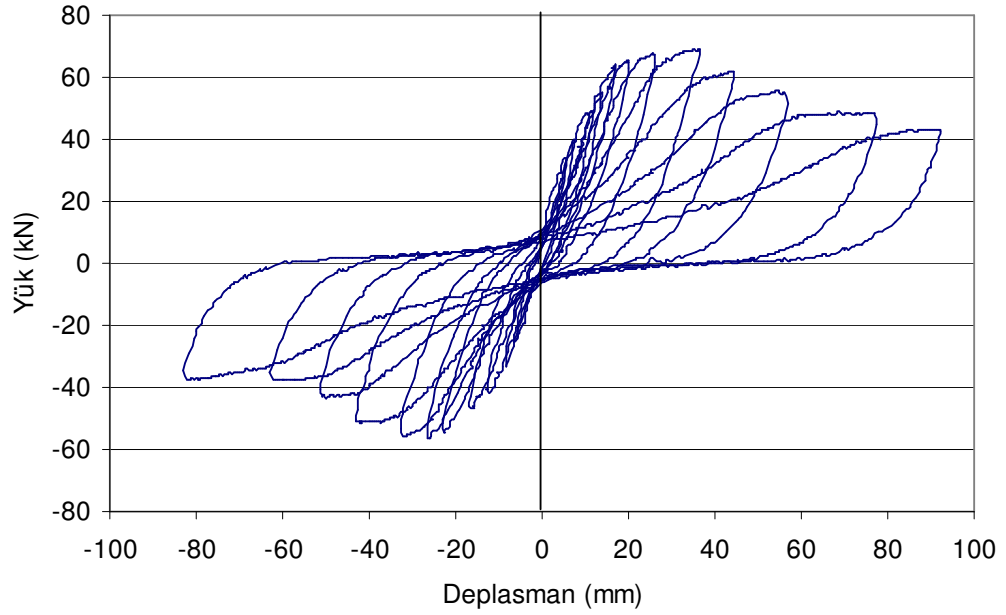
Şekil 5.37. B4 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.38. B4 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.39. B4 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.40. B4 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.11 CR Elemanı Deneyi

İşlem türü : Kontrol

Beton sınıfı : C30

Deney tarihi :12/10/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 37 kN yüke kadar ulaşılmıştır. Birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlakları oluşmuş ikinci bir eğilme çatlakları ise kolon içine doğru gelişmiştir. Geri çevrimde 25 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlakları oluşmuş ve soldan gelen çatlakla birleşmiş ve kiriş dibinden arkaya doğru ilerlemiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 45 kN yükte kiriş dibinden sağ tarafta oluşan çatlakların başlangıcından ikinci bir çatlak kolon içerisine doğru kılcal eğik çatlak oluşturmuştur. Geri çevrimde 33 kN yükte kiriş sağ tarafında birleşimden 25 yukarıda kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur.

3.çevrim

İleri çevrimde 56 kN yükte kiriş sol dibinden 100 mm yukarıda kiriş ön yüzünde kılcal eğilme çatlakları oluşmuş ve kiriş ön yüzünden kiriş dibine doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 44 kN yükte kolon ön yüzünde yeni oluşan çatlaklar gözlenmiştir.

4.çevrim

İleri çevrimde 61 kN yükte düğüm noktasında daha önce 45 derecelik bir açıyla oluşan eğik çatlakların üst kısmında yeni bir eğik çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 49 kN yükte düğüm noktasında ters yönde eğik çatlak oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 68 kN yükte kiriş dibinde soldaki çatlak genişliği yaklaşık 0.3 mm'ye ulaşmıştır. Birleşimden 600 ve 700 mm solda kolon üst yüzünde kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur. Geri çevrimde 60 kN yükte kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 0.5 mm'ye ulaşmıştır.

6.çevrim

İleri çevrimde 70 kN yükte düğüm bölgesinde çatlak genişlikleri yaklaşık 0.6 mm olarak ölçülmüştür. Geri çevrimde 62 kN yükte düğüm noktasında yeni çatlak oluşumları gözlenmiştir.

7.çevrim

İleri çevrimde 68 kN yüke ulaşılmış dayanımda %3'lük bir azalma gözlenmiştir. Geri çevrimde 62 kN yükte düğümde çok sayıda kılcal eğik çatlak oluşmuştur.

8.çevrim

İleri çevrimde 67 kN yüke ulaşılmış dayanımda %4'lük bir azalma gözlenmiştir. Düğümde oluşan eğik çatlakların en büyüğünün genişliği yaklaşık 1 mm'ye ulaşmıştır.

9.çevrim

İleri çevrimde 63 kN yüke ulaşılmış dayanımda %10'luk bir azalma gözlenmiştir. Düğümdeki eğik çatlak genişliği yaklaşık 3 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde ise eğik çatlak genişliği yaklaşık 4 mm'ye ulaşmıştır.

10 çevrim

İleri çevrimde 58 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %17'lik azalma gözlenmiştir. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 6 mm'ye ulaşmıştır.

11.çevrim

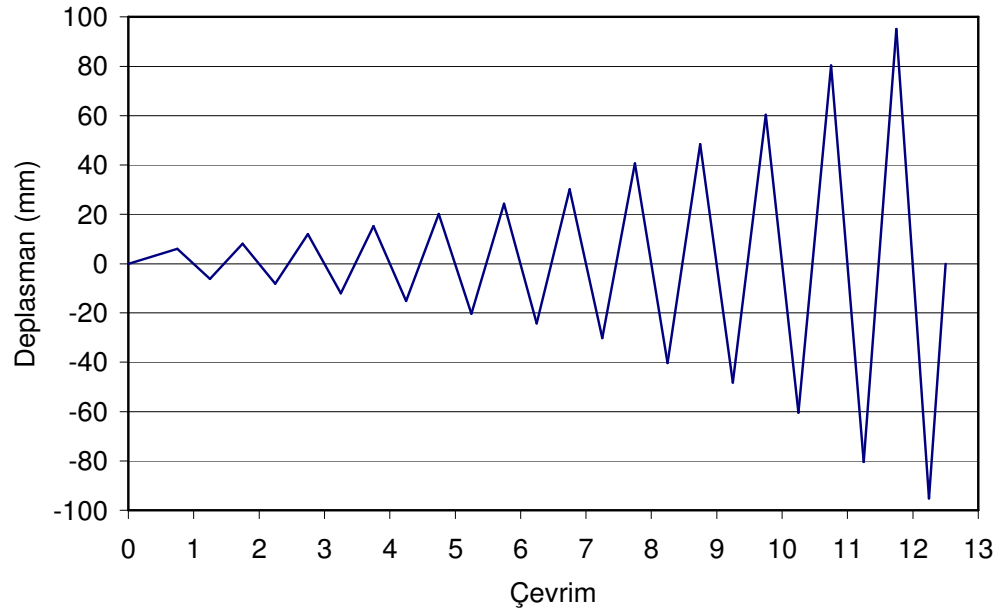
İleri çevrimde 53 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %24 olarak ölçülmüştür. Geri çevrimde düğüm dibindeki beton üçgen görünümlü beton blok parçalanarak düşmüştür.

12. çevrim

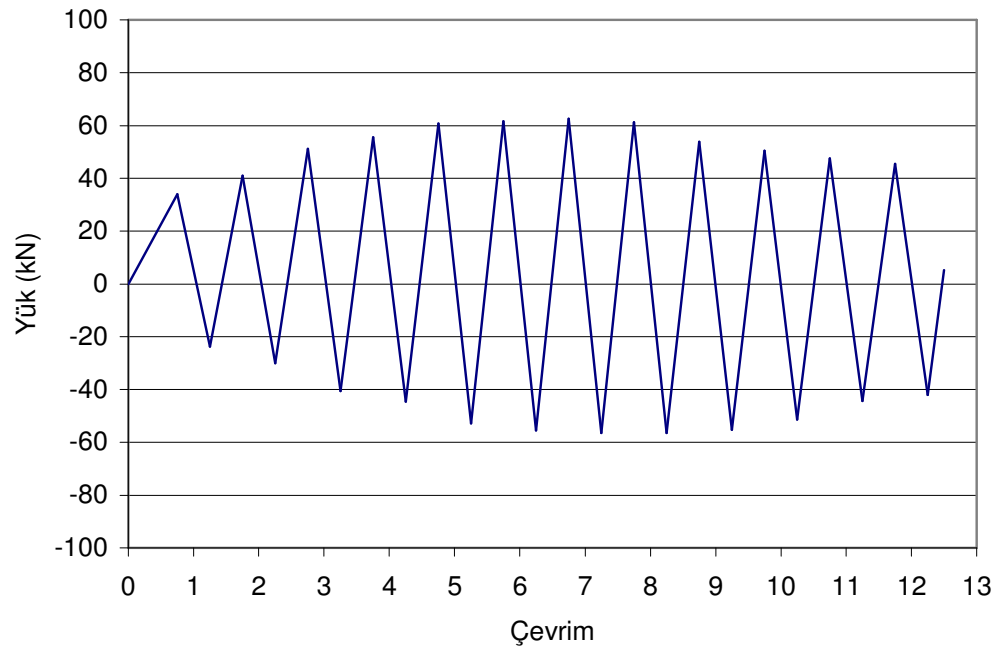
İleri çevrimde 46 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %34 olarak hesaplanmıştır. Geri çevrimde düğüm arka kısmında kabaran beton elle alınmıştır. Deney sonunda hasar bölgesinin genişlediği ve hasarın birleşimden 150 mm soldaki kolon üst yüzüne kadar yayıldığı gözlenmiştir. Göçme, düğümde meydana gelen eğik çatlaklar sonucunda gerçekleşmiştir. CR deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.11, Şekil 5.41-5.44).



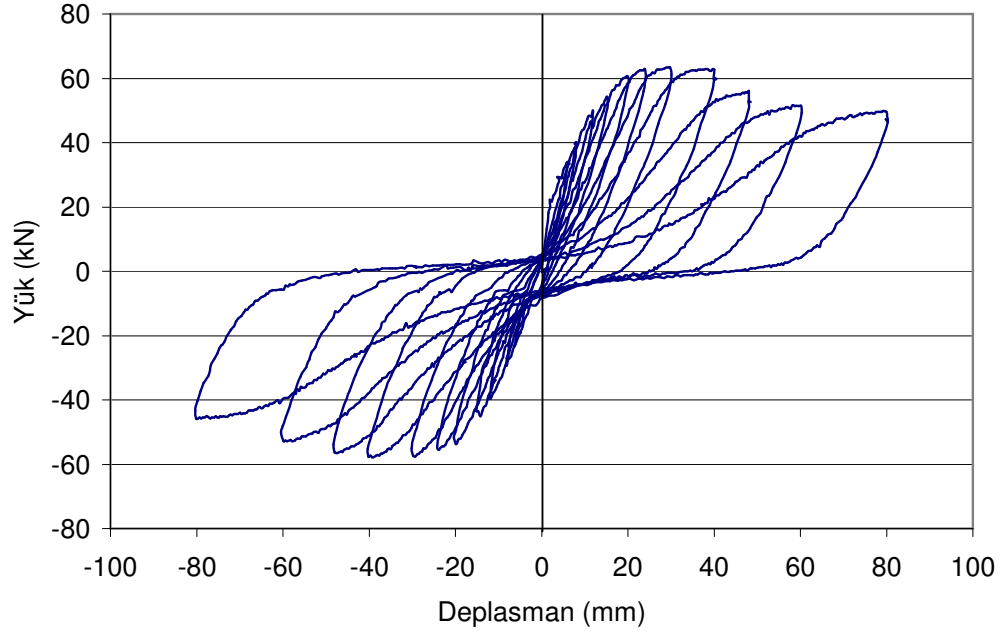
Resim 5.11. CR deney elemanı deney sonu görünümü



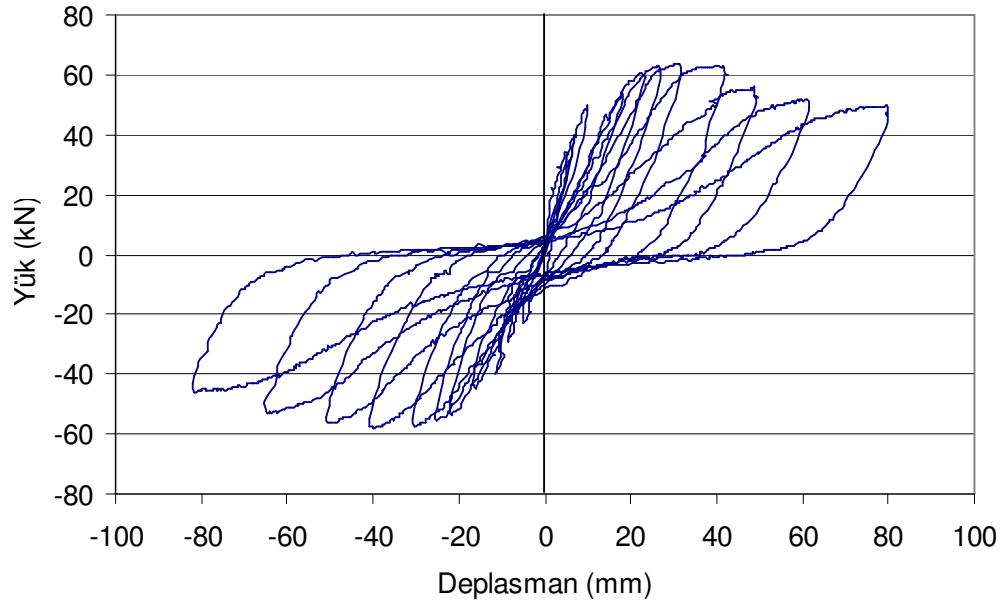
Şekil 5.41. CR deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.42. CR deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.43. CR deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.44. CR deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.12 C1 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri 9

Beton sınıfı : C30

Deney tarihi : 23/10/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 39 kN yüke kadar ulaşılmıştır. Birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 24 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuş ve soldan gelen çatlakla birleşmiş ve kiriş dibinden arkaya doğru ilerlemiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 43 kN yükte birleşimden 200 ve 300 mm yukarıda kiriş sol yüzünde kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur. 200 mm yukarıda oluşan çatlak kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 40 kN yüke ulaşılmıştır.

3.çevrim

İleri çevrimde 54 kN yüke ulaşılmıştır. 33 kN yükte birleşimin solunda kolonun içine doğru çatlak oluşumu gözlenmiştir. Geri çevrimde 45 kN yükte birleşimin sağ tarafında yeni bir çatlak oluşarak kolon içerisine doğru dik olarak ilerlemiştir.

4.çevrim

İleri çevrimde 63 kN yükte düğüm birleşimden 250 mm solda kolon üzerinde kılcal çatlak oluşmuş ve kolon ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 62 kN yükte birleşimden 250 mm sağda kolon üzerinde yeni bir çatlak oluşarak 30 mm kolon ön yüzüne ilerlemiştir.

5.çevrim

İleri çevrimde 71 kN yükte kiriş dibinde birleşimden 100 mm yukarıya kadar olan bölgedeki ezilen beton kabarmıştır. Düğümde eğik çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 67 kN yükte birleşimden 400 ve 500 mm yukarıda kiriş sağ yan yüzünde iki adet yeni çatlaklar oluşmuştur. Düğümde eğik çatlak oluşmuştur.

6.çevrim

İleri çevrimde 72 kN yükte birleşimin solundaki çatlak genişliği yaklaşık 1 mm genişliğe ulaşmıştır. Birleşimden 500 mm yukarıda oluşan çatlak kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 67 kN yükte birleşimden 50 mm yukarıda kiriş yan yüzünde oluşan çatlak kiriş ön yüzüne ilerlemiştir.

7.çevrim

İleri çevrimde 73 kN yüke ulaşılmıştır birleşimden 500 mm solda kolonda yeni bir çatlak oluşmuş ve kolon ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 69 kN yükte birleşimden 500 mm sağda kolonda yeni bir çatlak oluşmuştur.

8.çevrim

İleri çevrimde 74 kN yüke ulaşılmıştır. Birleşimde kiriş dibinde betonda kabarmalar ve yarılmalar oluşmaya başlamıştır.

9.çevrim

İleri çevrimde 72 kN yüke ulaşılmış dayanımda %3'lük bir azalma gözlenmiştir. Birleşimdeki çatlak genişliği yaklaşık 3 mm'ye ulaşmıştır.

10 çevrim

İleri çevrimde 71 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %4'lük bir azalma gözlenmiştir. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 4 mm'ye ulaşmıştır.

11.çevrim

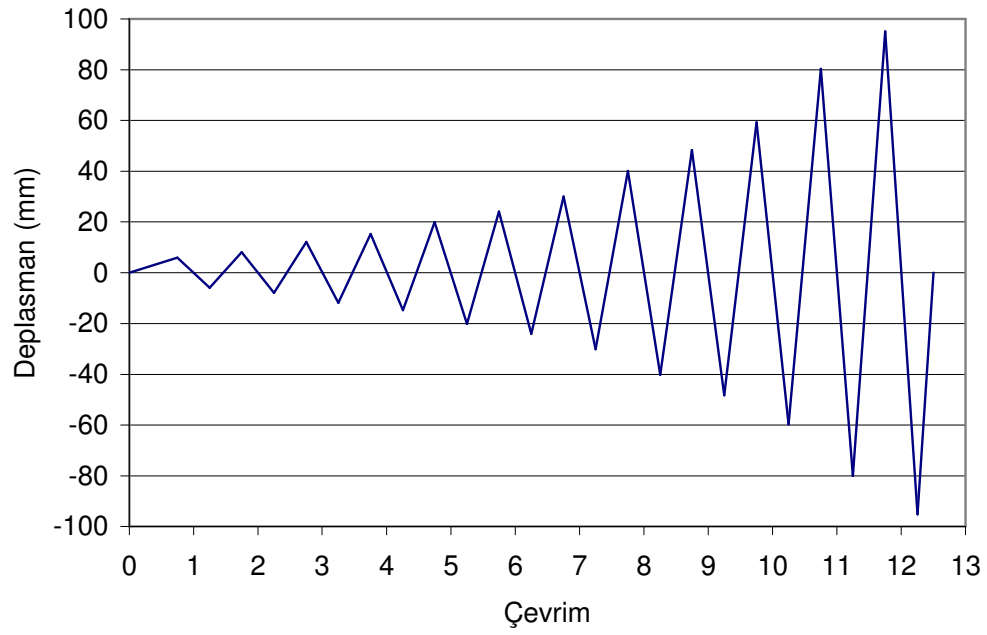
İleri çevrimde 68 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %9 olarak ölçülmüştür. Birleşimin sol ve sağ tarafında kiriş dibindeki ezilen betonlar dökülmüş ve donatılarda burkulmalar gözlenmiştir.

12. çevrim

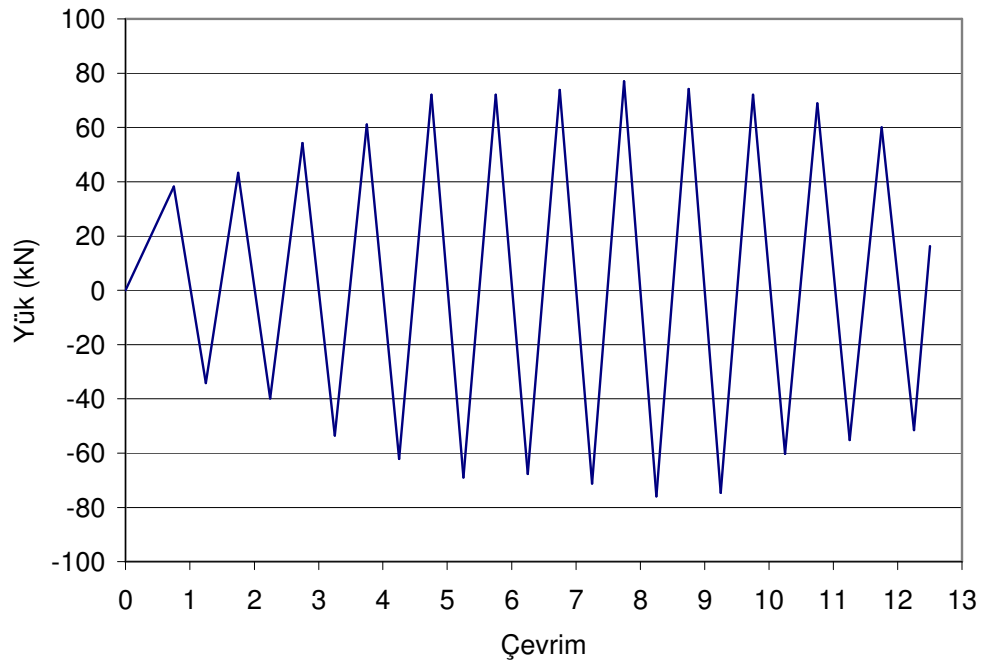
İleri çevrimde 60 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %19 olarak hesaplanmıştır. Deney sonunda mekanizmanın tamamen kiriş dibinde olduğu gözlenmiştir. Göçme, kiriş dibinde plastik mafsall oluşumu sonucunda gerçekleşmiştir. Düğüm bölgesindeki hasar ise sadece kılcal çatlak oluşumuyla sınırlı kalmış ve tabanda kolon sol alt yüzeyinde kabuk betonda da her hangi bir kabarma belirtisi gözlenmemiştir. C1 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.12, Şekil 5.45-5.48).



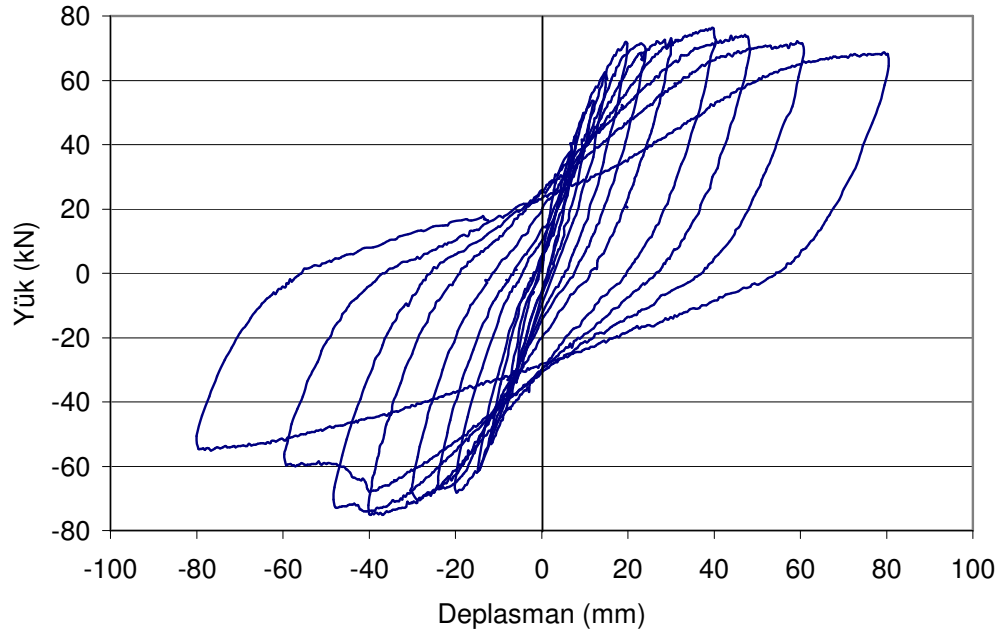
Resim 5.12. C1 deney elemanı deney sonu görünümü



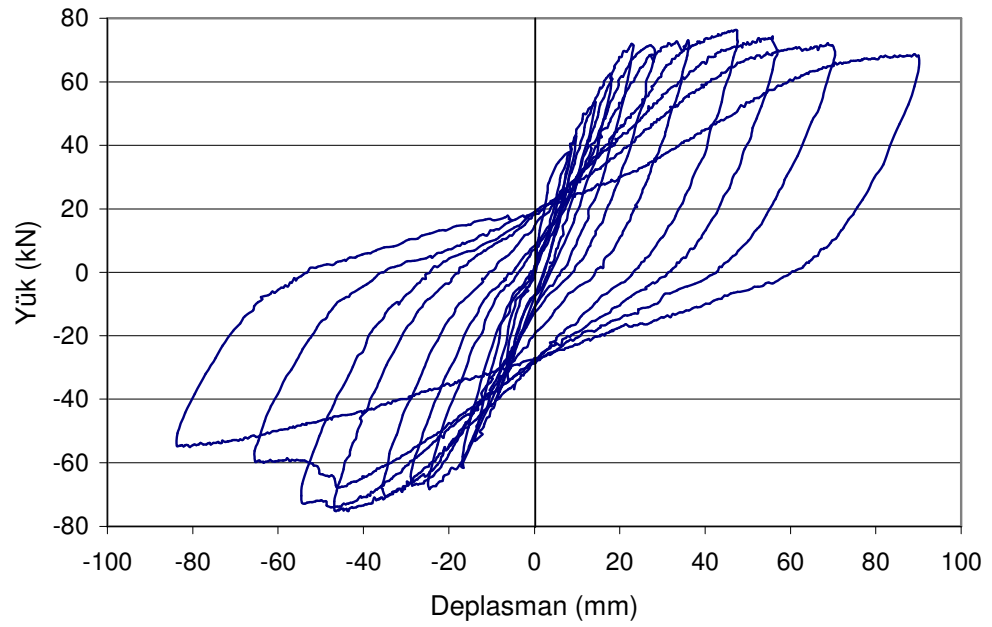
Şekil 5.45. C1 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.46. C1 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.47. C1 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.48. C1 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.13 C2 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri10
Beton sınıfı : C30
Deney tarihi : 27/10/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 32 kN yüke kadar ulaşılmıştır. Birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Birleşimden 100 mm yukarıda kiriş sol yan yüzünde kılcal çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 20 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuştur. Kiriş sağ yan yüzünde birleşimden 100 mm yukarıda kılcal çatlak oluşmuş ve kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 38 kN yükte birleşimden 300 ve 400 mm yukarıda kiriş sol yüzünde kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur. Birleşimde oluşan çatlak sağdan gelen çatlakla birleşmiştir. Geri çevrimde 33 kN yüke ulaşılmıştır.

3.çevrim

İleri çevrimde 51 kN yüke ulaşılmıştır. Daha önce birleşimden yukarıda kiriş sol yan yüzünde oluşmuş olan çatlaklar kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 45 kN yüke ulaşılmıştır.

4.çevrim

İleri çevrimde 59 kN yükte birleşimden 300 mm solda kolon üzerinde kılcal çatlak oluşmuş ve kolon ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Birleşimden 350 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 54 kN yükte birleşimden 200 mm sağda kolon üzerinde yeni bir çatlak oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 66 kN yükte düğümde eğik çatlak oluşmuştur. Geri çevrimde 60 kN yükte düğümde ters yönde eğik çatlak oluşmuştur.

6.çevrim

İleri çevrimde 69 kN yükte birleşimin solundaki çatlak genişliği yaklaşık 1 mm genişliğe ulaşmıştır. Birleşimden 50 mm yukarıda oluşan çatlak kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Birleşimden 500 mm solda kolonda kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 60 kN yükte birleşimden 500 mm sağda kolonda çatlak oluşmuştur.

7.çevrim

İleri çevrimde 70 kN yüke ulaşılmıştır birleşimden sol birleşimdeki çatlak genişliği 2 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde 63 kN yükte sağ birleşimdeki çatlak genişliği 3 mm'ye ulaşmıştır.

8.çevrim

İleri çevrimde 76 kN yüke ulaşılmıştır. Düğümde üst bölgede betonda kabarmalar gözlenmiştir.

9.çevrim

İleri çevrimde 76 kN yüke ulaşılmış birleşimdeki betonda ciddi hasar oluşumu ve çatlak genişliklerinde önemli ölçüde artış gözlenmiştir.

10 çevrim

İleri çevrimde 71 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %7'lik bir azalma gözlenmiştir. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 5 mm'ye ulaşmıştır.

11.çevrim

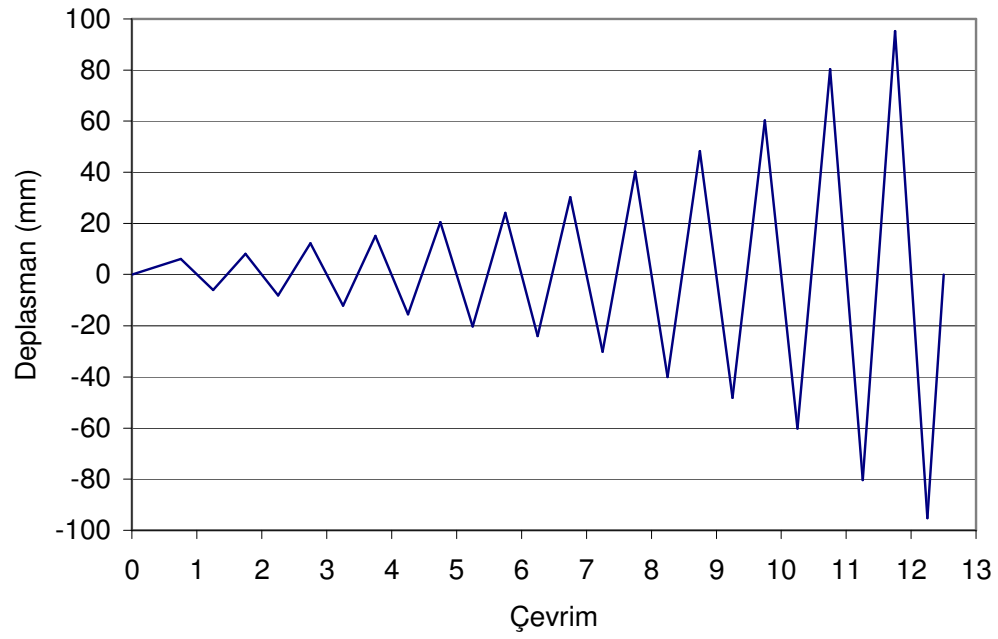
İleri çevrimde 68 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %10 olarak ölçülmüştür. Birleşimin sol ve sağ tarafında kiriş dibindeki ezilen betonlar dökülmüş ve donatılarda burkulmalar gözlenmiştir.

12. çevrim

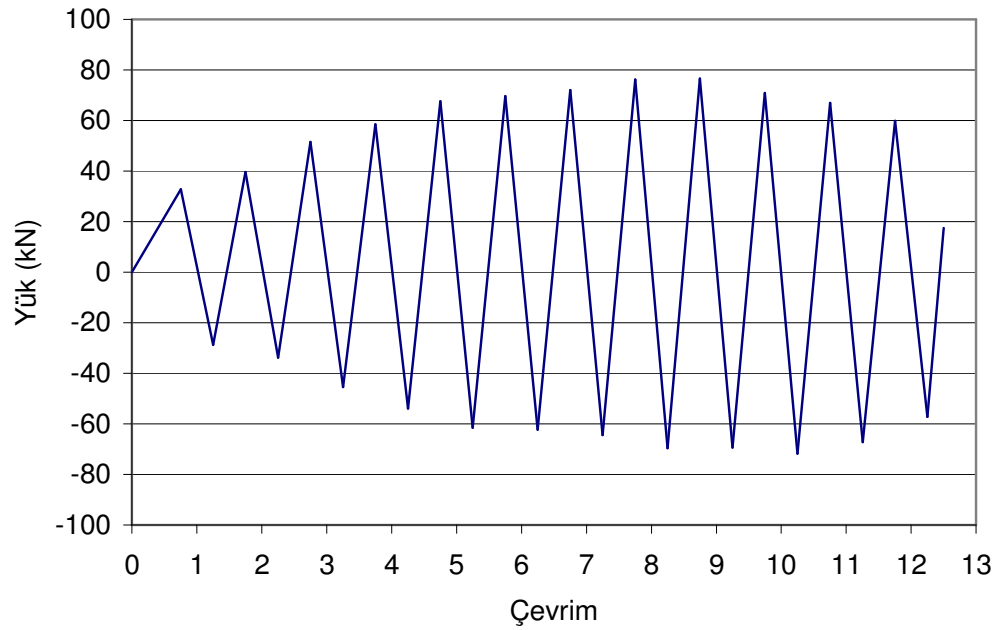
İleri çevrimde 58 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %31 olarak hesaplanmıştır. Deney sonunda mekanizmanın tamamen kiriş dibinde olduğu gözlenmiştir. Kiriş dibindeki donatılarda burkulmalar meydana gelmiştir. Deney elemanı kiriş dibinde eğilmeden göçmüştür. C2 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.13, Şekil 5.49-5.52).



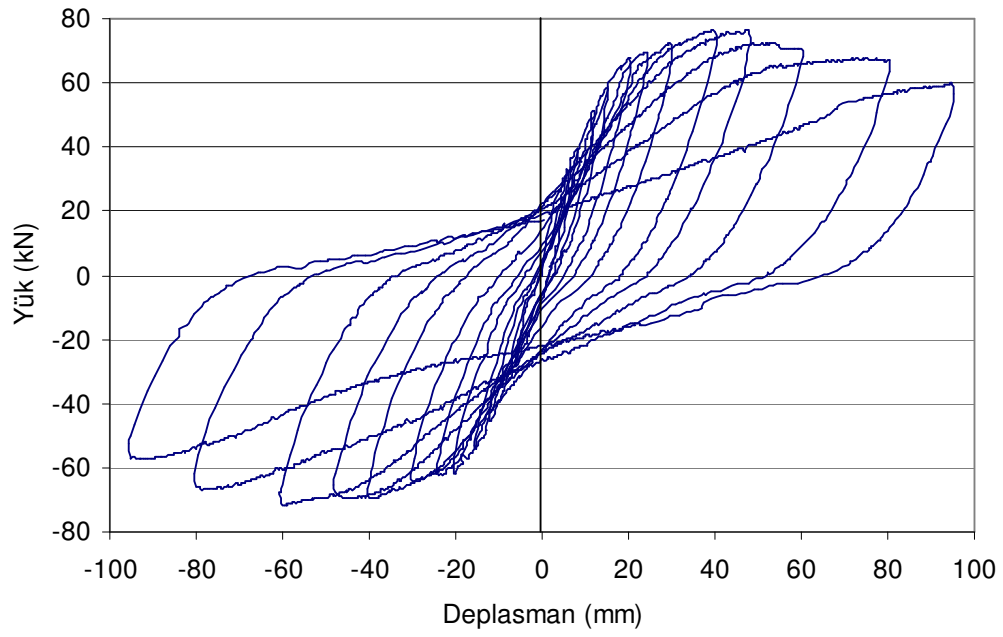
Resim 5.13. C2 deney elemanı deney sonu görünümü



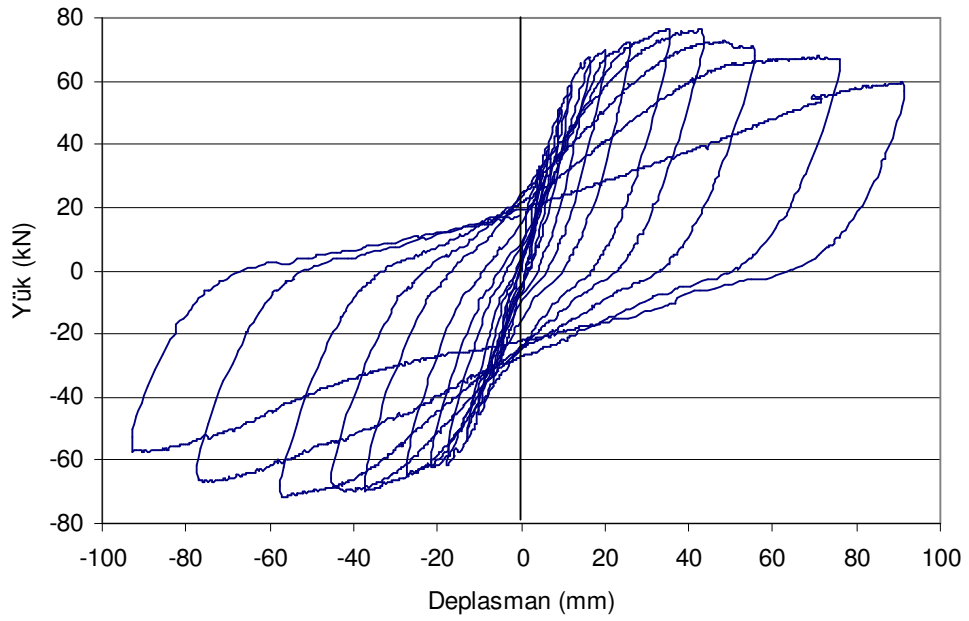
Şekil 5.49. C2 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.50. C2 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.51. C2 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.52. C2 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.14 C3 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri11

Beton sınıfı : C30

Deney tarihi : 20/10/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 27 kN yüke kadar ulaşılmıştır. Birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kolon içerisine doğru 30 derecelik bir açıyla ilerlemiş daha sonra birleşime paralel olarak birleşim boyunca kiriş ön yüzünden sağa doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 29 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuş ve soldan gelen çatlakla birleşmiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 33 kN yükte birleşimde ikinci bir kılcal çatlak oluşmuş ve önceki çatlağın üstünde kiriş ön yüzünden sağa doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 36 kN yüke ulaşılmıştır. Birleşimin sağında yeni bir çatlak oluşarak kolon içerisine dik bir şekilde ilerlemiştir.

3.çevrim

İleri çevrimde 42 kN yüke ulaşılmıştır. Birleşimin solunda yeni bir çatlak oluşmuş ve kolon yüksekliğinin 2/3 ü kadar bir mesafede kolon içerisine doğru ilerlemiştir. Çatlak genişliği 1 mm'den daha az. Birleşimdeki çatlak genişliği ise yaklaşık 1 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde 47 kN yüke ulaşılmıştır. Birleşimden 350 ve 450 mm yukarıda kiriş sağ yan yüzünde kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur.

4.çevrim

İleri çevrimde 48 kN yükte birleşimden 350 mm solda kolon üzerinde kılcal çatlak oluşmuş ve kolon ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Birleşimden 350 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 53 kN yükte birleşimden 150 mm yukarıda kolon üzerinde yeni bir çatlak oluşmuştur.

Birleşimden 450 mm sağda kolonda yaklaşık 0.1 mm genişliğinde kılcal çatlaklar oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 59 kN yüke ulaşılmıştır. Solda birleşimde oluşan çatlaklar ilerlemiştir. Geri çevrimde 60 kN yüke ulaşılmıştır.

6.çevrim

İleri çevrimde 61 kN yükte düğümde eğik çatlak oluşmuştur. Birleşimden 500 mm solda kolonda kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 63 kN yükte düğümde ters yönde eğik çatlak oluşmuştur.

7.çevrim

İleri çevrimde 63 kN yüke ulaşılmıştır birleşimden sol birleşimdeki çatlak genişliği 3 mm'ye ulaşmıştır. Birleşimde yeni bir çatlak oluşarak birleşimin 100 mm yukarısına diagonal olarak ilerlemiştir. Geri çevrimde 64 kN yükte sağ birleşimdeki çatlak genişliği 3 mm'ye ulaşmıştır.

8.çevrim

İleri çevrimde 66 kN yüke ulaşılmıştır. Düğümde yeni bir diagonal çatlak oluşmuştur. Sol birleşimdeki çatlak genişliği yaklaşık 4 mm'ye ulaşmıştır. Birleşimin solundaki betonda ezilmeler oluşmuştur.

9.çevrim

İleri çevrimde 61 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %7'lik bir azalma gözlenmiştir. Birleşimdeki betonda çatlaklarda artma ve betonda kabarmalar oluşmuştur.

10. çevrim

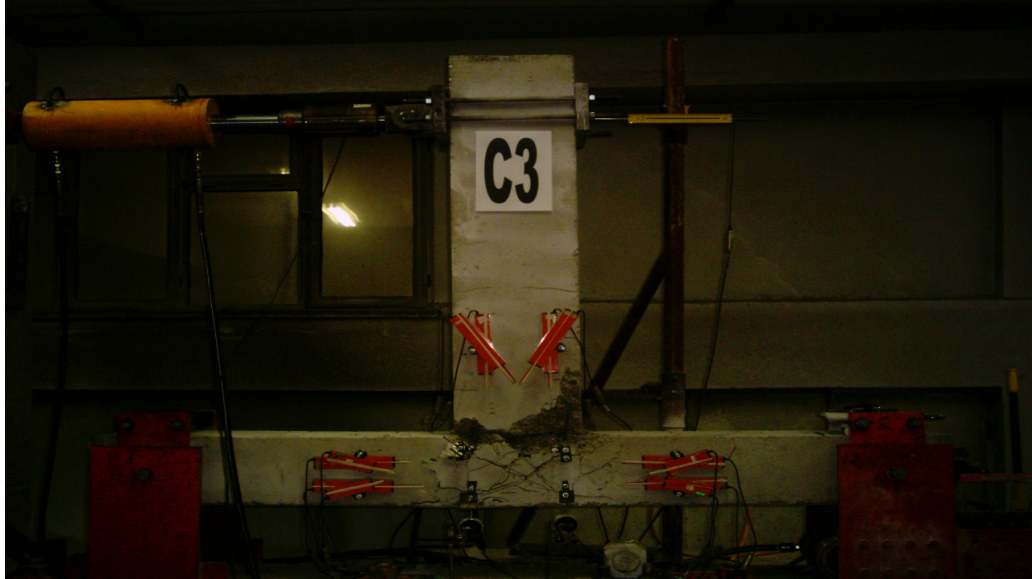
İleri çevrimde 50 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %24'lük bir azalma gözlenmiştir. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 5 mm'ye ulaşmıştır.

11.çevrim

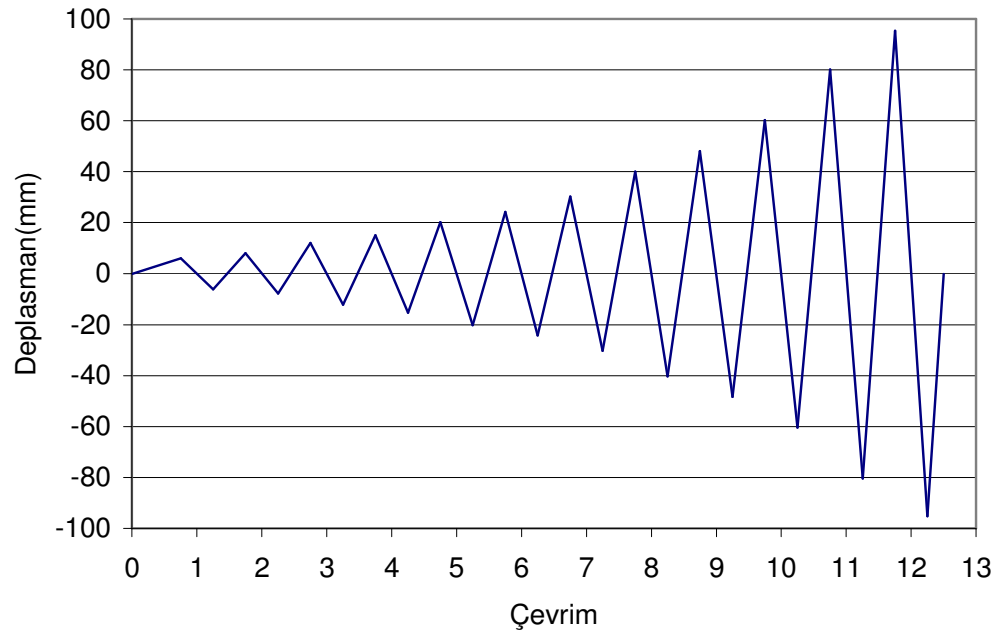
İleri çevrimde 45 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %31 olarak ölçülmüştür. Birleşimin sol ve sağ tarafında kiriş dibindeki ezilen betonlar dökülmüş ve donatılarda burkulmalar gözlenmiştir.

12. çevrim

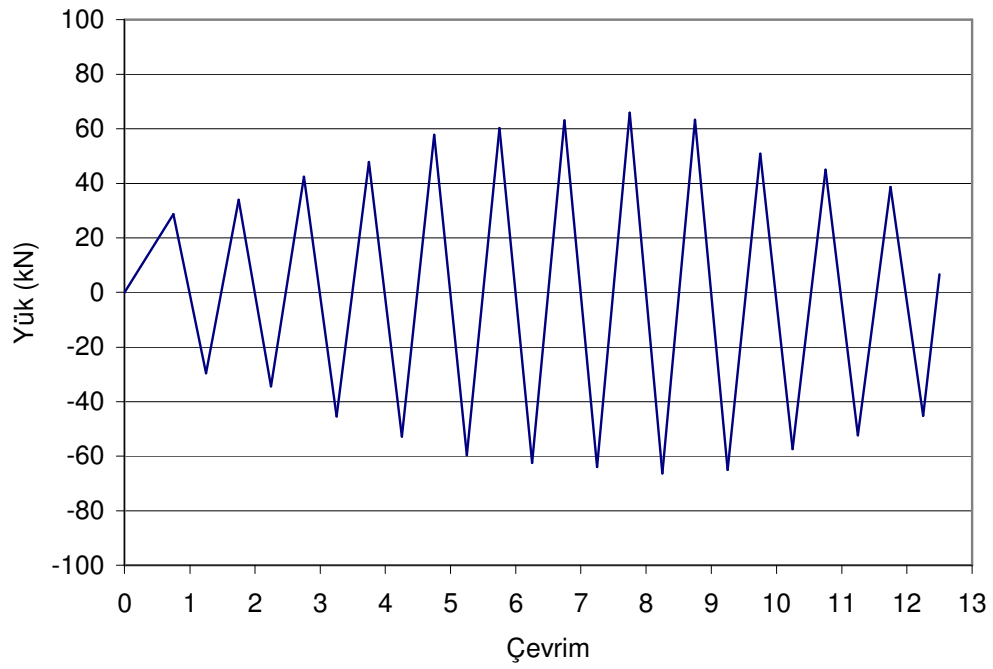
İleri çevrimde 38 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %42 olarak hesaplanmıştır. Deney sonunda mekanizmanın tamamen kiriş dibinde olduğu gözlenmiştir. Düğüm bölgesindeki betonda ise kabarmalar oluşmuştur. C3 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.14, Şekil 5.53-5.56).



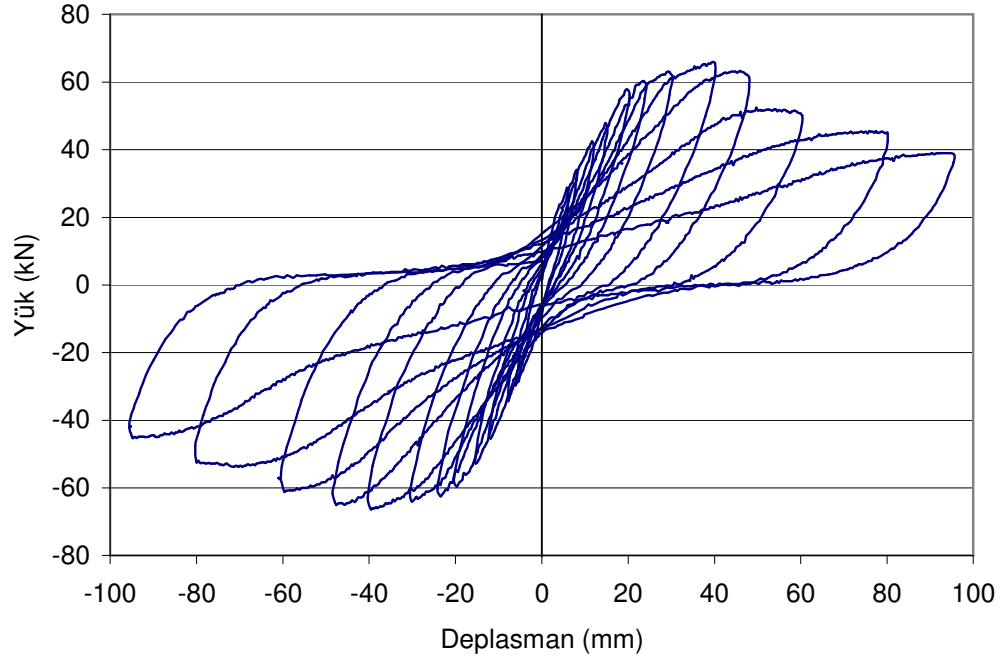
Resim 5.14. C3 deney elemanı deney sonu görünümü



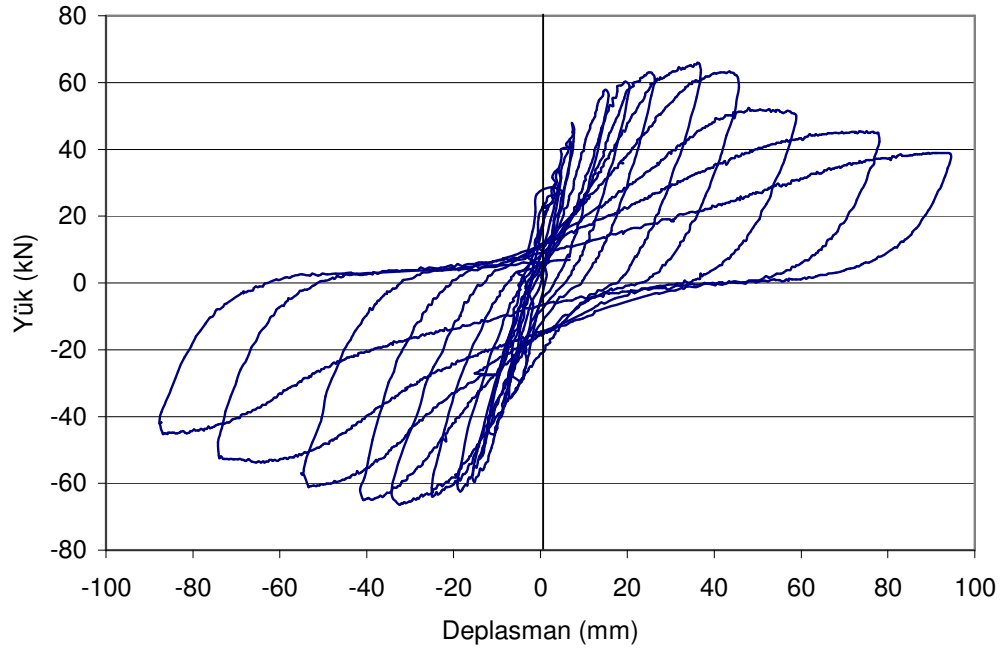
Şekil 5.53. C3 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.54. C3 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.55. C3 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.56. C3 deney elemanı yük net deplasman grafiği

5.15 C4 Elemanı Deneyi

İşlem türü : Öneri12

Beton sınıfı : C30

Deney tarihi : 16/10/2004

1.çevrim

İleri çevrimde 33 kN yüke kadar ulaşılmıştır. Birleşimin solunda kiriş dibinde kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve birleşime paralel olarak birleşim boyunca kiriş ön yüzünden sağa doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 24 kN yükte kirişin sağ dibinde birleşimde eğilme çatlağı oluşmuş ve soldan gelen çatlakla birleşmiştir.

2.çevrim

İleri çevrimde 40 kN yükte birleşimde ikinci bir kılcal çatlak oluşmuş ve önceki çatlağın üstünde kiriş ön yüzünden aşağı ve sağa doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 30 kN yüke ulaşılmıştır.

3.çevrim

İleri çevrimde 52 kN yüke ulaşılmıştır. Birleşimin solunda yeni bir çatlak oluşmuş ve kolon yüksekliğinin 1/3'ü kadar bir mesafede kolon içerisine doğru ilerlemiştir. Çatlak genişliği 1 mm den daha az. Birleşimdeki çatlak genişliği ise yaklaşık 1 mm'ye ulaşmıştır. Geri çevrimde 42 kN yüke ulaşılmıştır. Birleşimden 300 ve 500 mm yukarıda kiriş sağ yan yüzünde kılcal eğilme çatlakları oluşmuştur.

4.çevrim

İleri çevrimde 60 kN yükte birleşimden 300 mm solda kolon üzerinde kılcal çatlak oluşmuş ve kolon ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Birleşimden 300 mm yukarıda kılcal eğilme çatlağı oluşmuş ve kiriş ön yüzüne doğru ilerlemiştir. Geri çevrimde 51 kN yükte birleşimden 450 mm sağda kolonda kılcal çatlaklar oluşmuştur.

5.çevrim

İleri çevrimde 64 kN yüke ulaşılmıştır. Solda birleşimde oluşan çatlaklar ilerlemiştir. Geri çevrimde 59 kN yüke ulaşılmıştır.

6.çevrim

İleri çevrimde 70 kN yükte düğümde eğik çatlak oluşmuştur. Birleşimden 500 mm solda kolonda kılcal eğilme çatlağı oluşmuştur. Geri çevrimde 60 kN yükte düğümde ters yönde eğik çatlak oluşmuştur.

7.çevrim

İleri çevrimde 72 kN yüke ulaşılmıştır birleşimden sol birleşimdeki çatlak genişliği 3 mm'ye ulaşmıştır. Birleşimde yeni bir çatlak oluşarak birleşimin 50 mm yukarısına diagonal olarak ilerlemiştir. Geri çevrimde 63 kN yükte sağ birleşimdeki çatlak genişliği 2 mm'ye ulaşmıştır.

8.çevrim

İleri çevrimde 69 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %4'lük bir azalma gözlenmiştir. Düğümde yeni bir diagonal çatlak oluşmuştur. Sol birleşimdeki çatlak genişliği yaklaşık 4 mm'ye ulaşmıştır. Birleşimin solundaki betonda ezilmeler oluşmuştur.

9.çevrim

İleri çevrimde 65 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %10'luk bir azalma gözlenmiştir. Birleşimdeki betonda meydana gelen çatlaklarda çoğalma ve betonda kabarmalar oluşmuştur.

10. çevrim

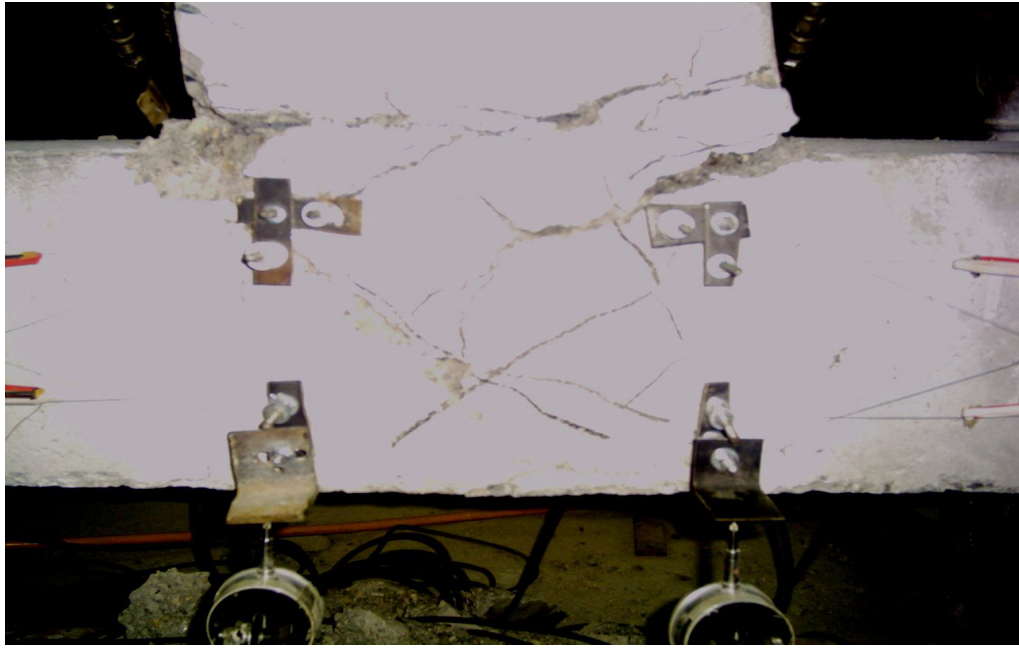
İleri çevrimde 60 kN yüke ulaşılmış ve dayanımda %17'lik bir azalma gözlenmiştir. Geri çevrimde ise sağ kiriş dibindeki çatlak genişliği yaklaşık 5 mm'ye ulaşmıştır.

11.çevrim

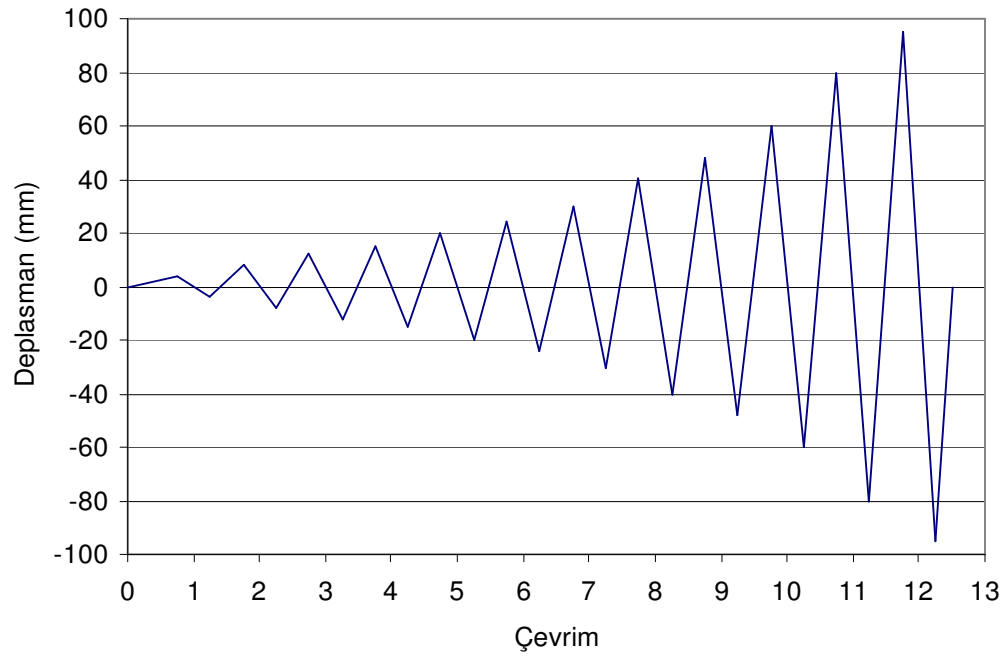
İleri çevrimde 57 kN yüke ulaşılmış ve dayanımdaki azalma %21 olarak ölçülmüştür. Birleşimin sol ve sağ tarafında kiriş dibindeki ezilen betonlar dökülmüş ve donatılarda burkulmalar gözlenmiştir.

12. çevrim

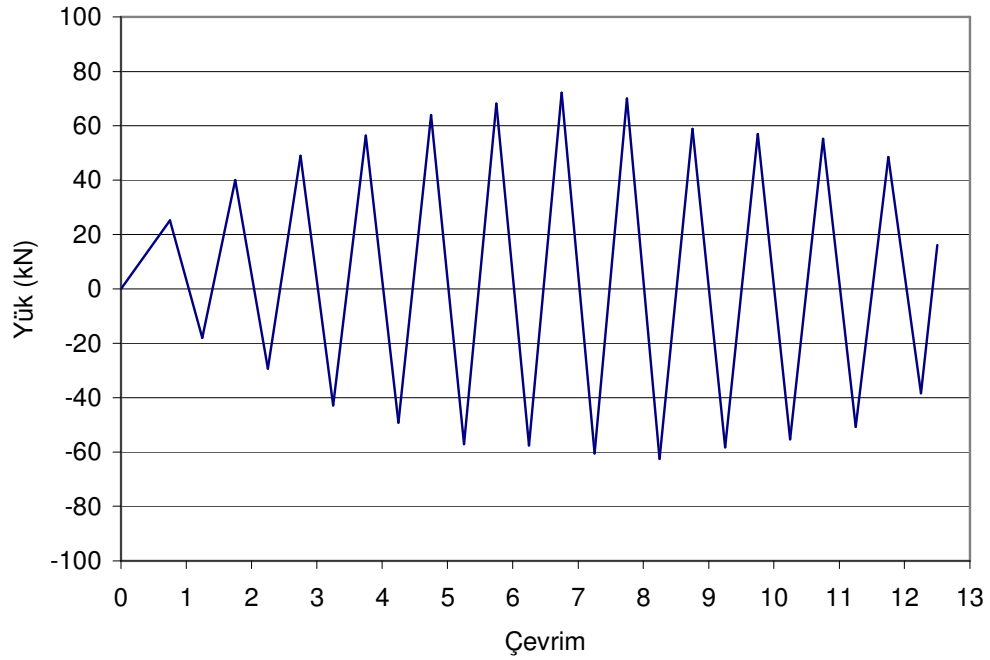
İleri çevrimde 47 kN yüke ulaşılmış dayanım kaybı %35 olarak hesaplanmıştır. Deney sonunda deney elemanı konsol kiriş dibinde eğilmeden göçmüştür. Düğüm bölgesindeki betonda ise kılcal çatlaklar meydana gelmiştir. C4 deney elemanının deney sonu görünümü, yük ve deplasman çevrim grafikleri ile yük toplam deplasman ve yük net deplasman grafikleri aşağıda verilmiştir (Resim 5.15, Şekil 5.57-5.60).



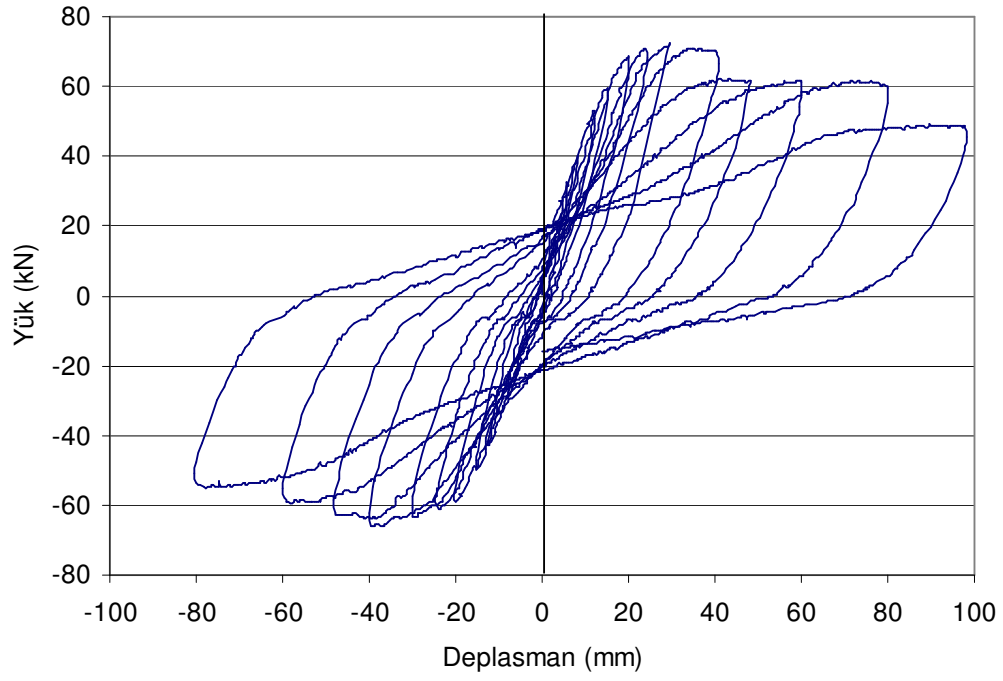
Resim 5.15. C4 deney elemanı deney sonu görünümü



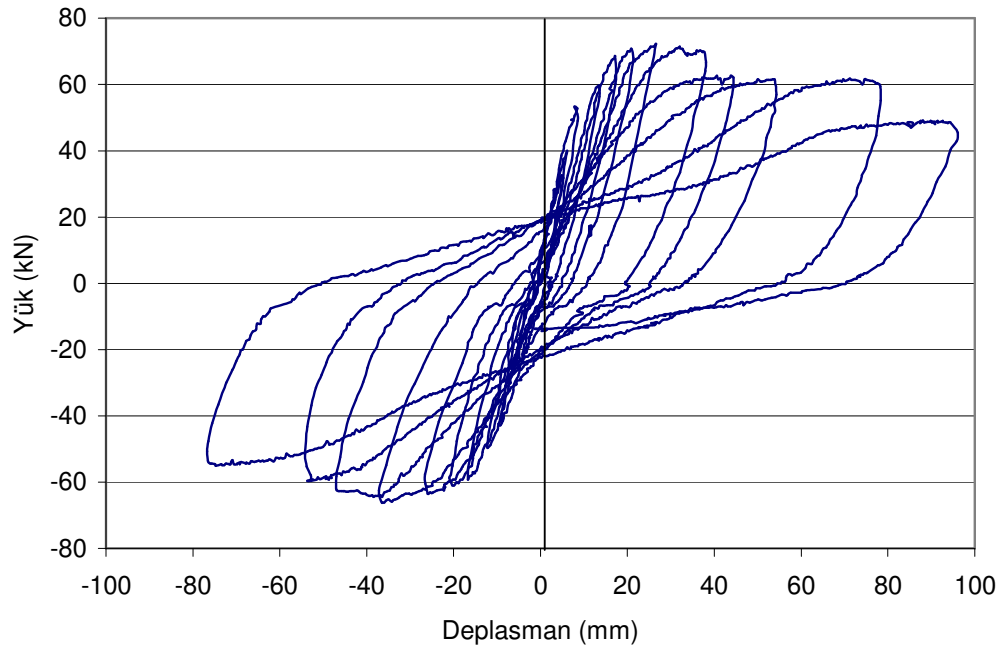
Şekil 5.57. C4 deney elemanı deplasman çevrim grafiği



Şekil 5.58. C4 deney elemanı yük çevrim grafiği



Şekil 5.59. C4 deney elemanı yük toplam deplasman grafiği



Şekil 5.60. C4 deney elemanı yük net deplasman grafiği

6. DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu bölümde yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. Deney elemanlarının dayanım, davranış, rijitlik, süneklik, enerji tüketimi, moment-eğrilik, yük-kayma deformasyonu gibi özellikleri başlıklar altında incelenmiştir. Deney elemanları karşılaştırılarak kesme çivisi aralık ve başlık genişliklerindeki değişimlerin deney elemanı davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır.

6.1 Dayanım ve Davranış

Deney elemanlarının dayanımları ve genel davranış karakterleri zarf eğrilerinin incelenmesi sonucu yorumlanmıştır. Zarf eğrileri yük-deplasman grafiklerinde her çevrimde ulaşılan maksimum yük değerleri ve bu değerlere karşılık gelen deplasmanlar dikkate alınarak çizilmiştir. Deney elemanlarının test sonuçları Çizelge 6.1’de verilmiştir. Deney sonuçlarının özetlendiği çizelgede deney elemanları; oluşan ilk eğilme çatlağı yük değerleri, ilk eğik çatlak yük değerleri, ileri ve geri çevrimlerdeki en büyük yük kapasiteleri verilerek karşılaştırılmıştır. Çizelge 6.2’de ise deney elemanlarının dayanım oranları karşılaştırılmıştır.

Çizelge 6.1. Deney sonuçlarının özeti

Deney Elemanı No	Beton Sınıfı	Deney Elemanı Adı	İlk Eğilme Çatlağı Yüğü (kN)	Düğümde İlk Eğik Çatlak Yüğü (kN)	Maksimum Yüğü (kN)	
					İleri Çevrim	Geri Çevrim
1	C14	AR	20	37	48	42
2	C14	A1	23	46	61	55
3	C14	A2	24	47	57	48
4	C14	A3	26	43	53	45
5	C14	A4	25	43	56	55
6	C20	BR	22	38	56	49
7	C20	B1	23	49	62	62
8	C20	B2	28	54	69	57
9	C20	B3	29	58	64	53
10	C20	B4	31	60	68	50
11	C30	CR	31	48	63	58
12	C30	C1	37	68	71	71
13	C30	C2	31	66	76	70
14	C30	C3	28	62	67	67
15	C30	C4	32	70	72	63

Çizelge 6.1’de C14 sınıfı betonla üretilen A grubu deney elemanlarından kontrol deney elemanında, oluşan ilk eğilme çatlağı yüğü ve maksimum yüğü kapasitesi daha küçük çıkmıştır. A3 elemanında oluşan ilk eğilme çatlağı 26 kN yükte oluşmuş iken, A2 elemanında düğümde oluşan ilk eğik çatlak 47 kN yükte gözlenmiştir. Maksimum yüğü kapasitesine göre ise ileri çevrimde A1, geri çevrimde ise A1 ve A4 deney elemanları en büyük yüğü kapasitelerine ulaşmışlardır. B grubu deney elemanlarından B4 deney elemanında ilk eğilme çatlağı yüğü 31 kN, ilk eğik çatlak yüğü ise 60 kN yükte oluşmuştur. Maksimum yüğü kapasiteleri ise ileri çevrimde B2 deney elemanında en yüksek değeri olan 69 kN’a çıkmış, geri çevrimde ise B1

elemanında 62 kN'a çıkmıştır. C grubu deney elemanlarında ilk eğilme çatlağı yükü en yüksek değer olan 37 kN yükü C1 deney elemanından, ilk eğik çatlak yükü ise 70 kN yükü C4 deney elemanından elde edilmiştir. Maksimum yük kapasiteleri ise ileri çevrimde 76 kN'la C2 deney elemanından, geri çevrimde ise 71 kN yükü C1 deney elemanından elde edilmiştir.

Çizelge 6.2. Dayanım oranlarının karşılaştırılması

Deney Elemanı No	Beton Sınıfı	Deney Elemanı Adı	V_u (kN) İleri Çevrim	$\frac{V_u}{V_{u_{kontrol}}}$	Dayanımda Artış (%)
1	C14	AR	48	1	-
2	C14	A1	61	1.27	27.1
3	C14	A2	57	1.18	18.8
4	C14	A3	53	1.10	10.4
5	C14	A4	56	1.17	16.7
6	C20	BR	56	1	-
7	C20	B1	62	1.11	10.7
8	C20	B2	69	1.23	23.2
9	C20	B3	64	1.14	14.3
10	C20	B4	68	1.21	21.4
11	C30	CR	63	1	-
12	C30	C1	71	1.13	12.7
13	C30	C2	76	1.21	20.6
14	C30	C3	67	1.06	6.3
15	C30	C4	72	1.14	14.3

Çizelge 6.2'de deney elemanlarının maksimum yük kapasiteleri verilmiştir. Çizelgeye göre A grubu elemanlarda en büyük dayanım artışı %27.1 ile A1 elemanında görülmüştür. B grubu elemanlarda en büyük dayanım artışı %23.2 ile B2 elemanında saptanmıştır. C grubu deney elemanlarında ise en yüksek dayanım artışı

% 20.6 ile C2 deney elemanında görülmüştür. Beton dayanımının en düşük olduğu A grubu deney elemanlarında kesme çivisi aralığı sık olan A1 deney elemanında kesme çivisi aralığının sık olması, zayıf kesite sahip kolonun dayanımını önemli ölçüde arttırmıştır. B ve C grubu elemanlarda ise sık aralıklı ve geniş başlıklı kesme çivilerinin kullanıldığı deney elemanlarındaki dayanım artışı daha fazla olmuştur. Beton dayanımının artmasıyla birlikte kullanılan kesme çivisi aralık ve başlık genişliğinin dayanım üzerindeki etkisi de daha çok belirginleşmiştir. Örneğin C20 beton sınıfında üretilmiş deney elemanlarından kesme çivisi aralıkları aynı sıklıkta olan B1 ve B2 deney elemanlarından B1 deney elemanının dayanımı 62 kN iken, kesme çivisi başlık genişliği daha büyük olan B2 deney elemanının dayanımı 69 kN olarak elde edilmiştir. C20 beton sınıfına sahip deney elemanlarından kesme çivisi genişliği daha büyük olan B2 elemanı, B1 elemanından %11.3 daha fazla bir dayanıma ulaşmıştır. C30 beton sınıfına sahip olan elemanlardan aynı aralık fakat farklı başlık genişliklerine sahip olan C3 ve C4 deney elemanlarından kesme çivisi başlık genişliği daha büyük olan C4 deney elemanının dayanımı C3 deney elemanının dayanımından %8 daha büyük çıkmıştır. Kesme çivisi aralığının sıklaştırılması, kesme çivisi aralığı seyrek olan elemanlara göre C14 beton sınıfına sahip elemanlarda dayanımı % 15 arttırmış, C20 beton sınıfına sahip elemanlarda dayanımı %3 azaltmış, C30 beton dayanımına sahip elemanlarda ise dayanımı %6 daha fazla arttırmıştır. Kesme çivisi aralığının sıklaştırıldığı ve kesme çivisi başlık genişliğinin büyütüldüğü elemanlarda, kesme çivisi aralığı seyrek ve kesme çivisi başlık genişliği küçük elemanlara göre dayanım, C14 beton sınıfına sahip elemanlarda %7, C20 beton sınıfına sahip elemanlarda %8 ve C30 beton sınıfına sahip elemanlarda ise %13 artmıştır.

Şekil 6.1’de AR, A1, A3 deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte başlık genişliği 17 mm olan kesme çivilerindeki aralık değişimlerinin deney elemanlarının davranış ve dayanımı üzerindeki etkileri yorumlanmıştır. Grafikte üst sınırı A1 deney elemanının, alt sınırı ise AR deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Aradaki davranışı ise A3 deney elemanı göstermiştir.

İleri yüklemede, birleşim ve sargı bölgesi boyunca kesme çivisi aralıkları 100 mm olan A1 deney elemanı 61 kN yük taşımıştır. A1 deney elemanı, kontrol AR elemanından %27.1, A3 deney elemanından %15 daha fazla yük taşımıştır. Kesme çivisi aralıkları 150 mm olan A3 deney elemanı 53 kN yük taşımıştır. A3 deney elemanı kontrol AR elemanından %10.4 daha fazla yük taşımıştır.

Geri yüklemede ise en yüksek dayanım 55 kN yük ile yine A1 deney elemanında gözlenmiştir. AR kontrol deney elemanı ise 42 kN yük taşıyarak en düşük dayanımı sergilemiştir.

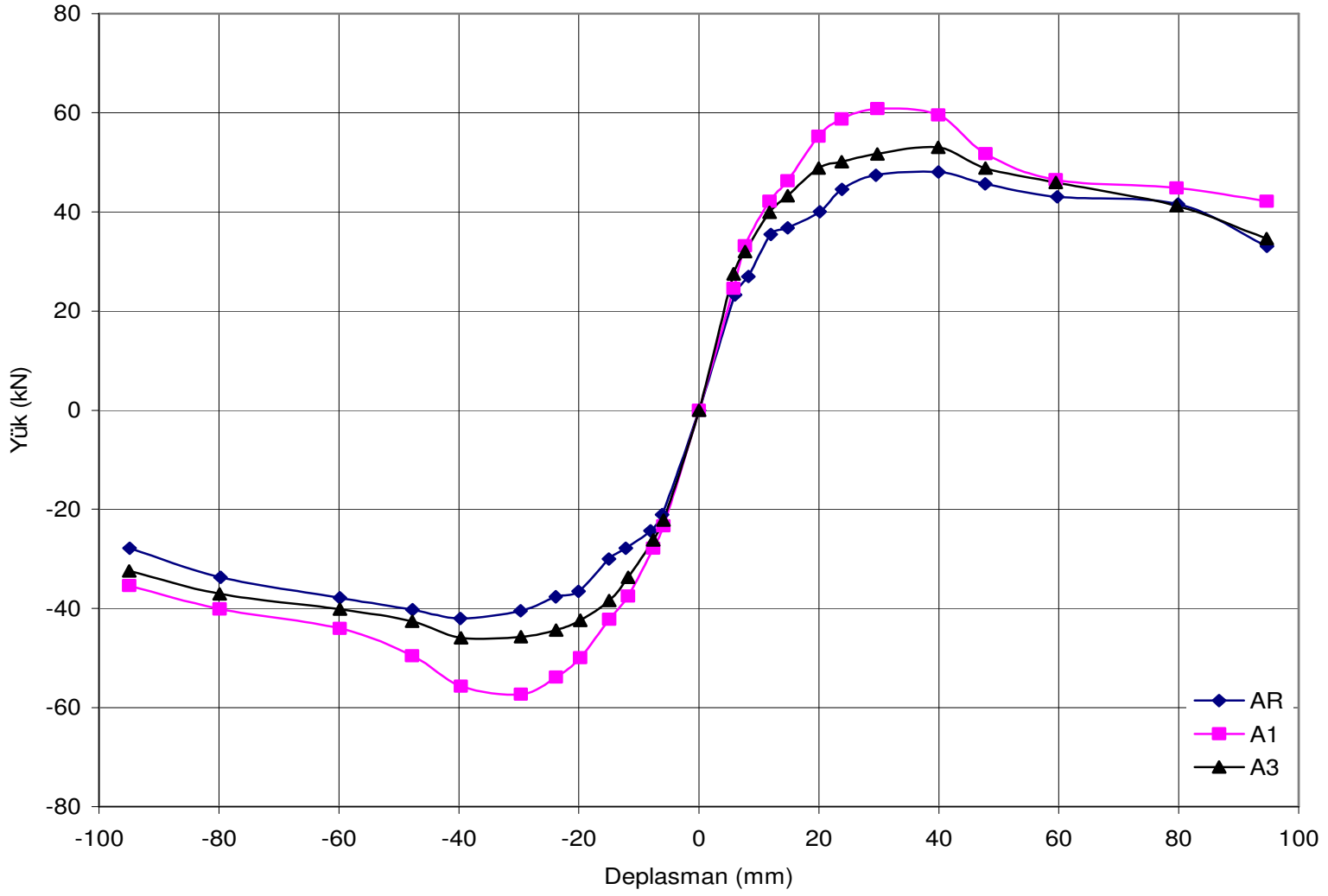
Kontrol AR deney elemanı maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. A1 deney elemanı 30 mm deplasman yapmıştır. A3 deney elemanı ise 40 mm deplasman değerine ulaşmıştır. Geri yüklemede ise AR kontrol deney elemanı maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. A1 deney elemanı maksimum yük kapasitesine 30 mm deplasman altında, A3 deney elemanı ise 40 mm deplasman altında ulaşmıştır. Geri yüklemede A1 deney elemanı, A3 deney elemanından %13 daha az deplasman yaparak maksimum yük kapasitesine ulaşmıştır.

Şekil 6.2’de AR, A1, A2 deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte birleşim ve sargı bölgesi boyunca 100 mm aralıklı kesme çivilerinin başlık genişliği değişiminin deney elemanlarının davranış ve dayanımı üzerindeki etkileri yorumlanmıştır. Grafikte üst sınırı A1 deney elemanının, alt sınırı ise AR deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Aradaki davranışı ise A2 deney elemanı göstermiştir.

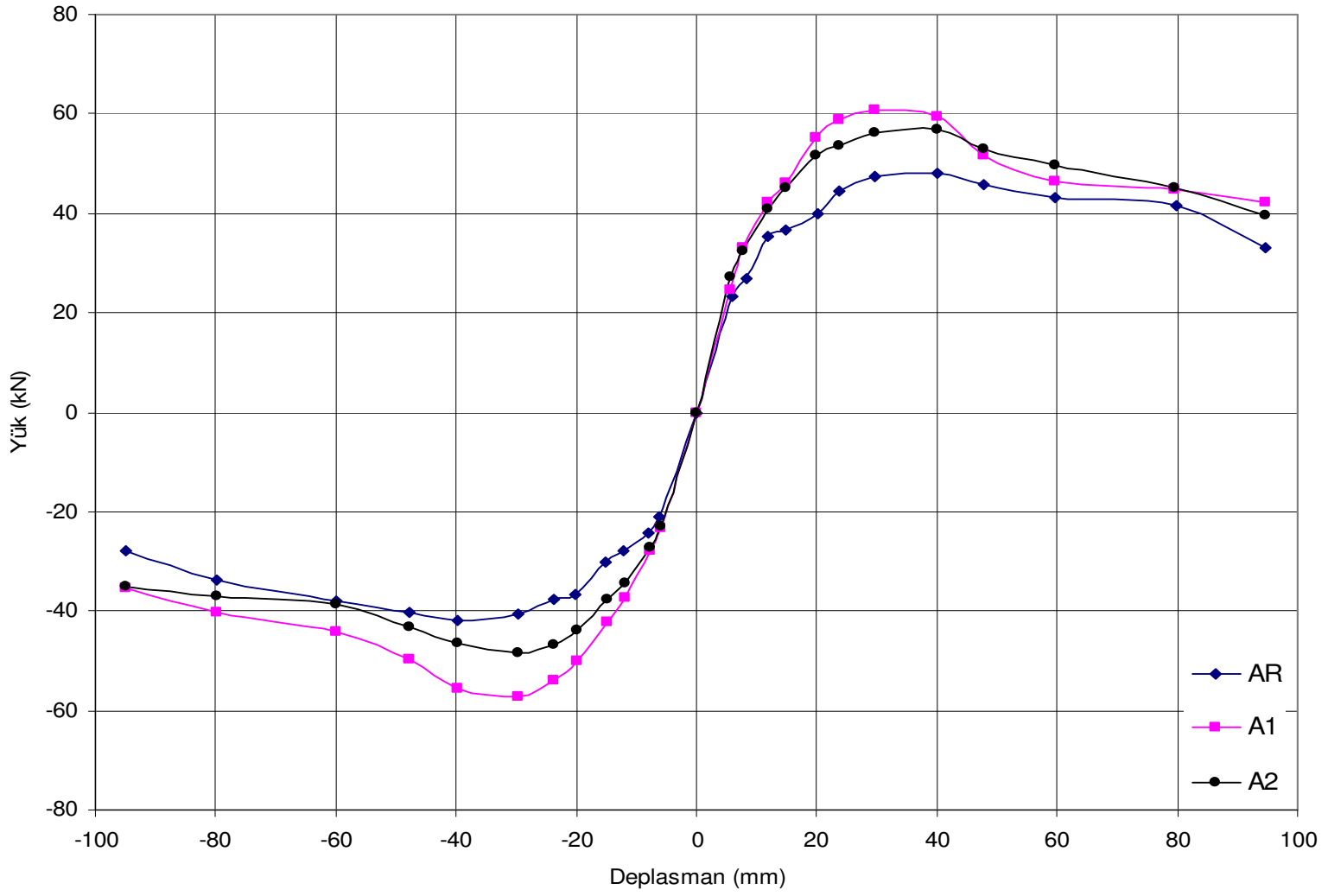
Kesme çivisi başlık genişliği 17 mm olan A1 deney elemanı 61 kN yük taşımıştır. A1 deney elemanı, kontrol AR elemanından %27.1, A2 deney elemanından %7 daha fazla yük taşımıştır. Kesme çivisi başlık genişliği 50 mm olan A2 deney elemanı 57 kN yük taşımıştır. A2 deney elemanı kontrol AR elemanından %18.8 daha fazla yük taşımıştır.

Geri yüklemede ise en büyük dayanım 55 kN yük ile yine A1 deney elemanında gözlenmiştir. AR kontrol deney elemanı ise 42 kN yük taşıyarak en küçük dayanımı sergilemiştir. Kontrol deney elemanı AR maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. A1 deney elemanı 40 mm deplasman yapmıştır. A2 deney elemanı da yine 40 mm deplasman değerine ulaşmıştır. A1 ve A2 deney elemanları davranış açısından birbirlerine çok yakın davranış göstermişlerdir. Geri yüklemede ise AR kontrol deney elemanı 40 mm deplasman yapmıştır. A1 deney elemanı maksimum yük kapasitesine 30 mm deplasman altında, A2 deney elemanı da yine 40 mm deplasman altında ulaşmıştır. Geri yüklemede de A1 ve A2 deney elemanları davranış açısından birbirlerine çok yakın davranış göstermişlerdir.

Şekil 6.1. AR, A1, A3 deney elemanlarının zarf eğrileri



Şekil 6.2. AR, A1, A2 deney elemanlarının zarf eğrileri



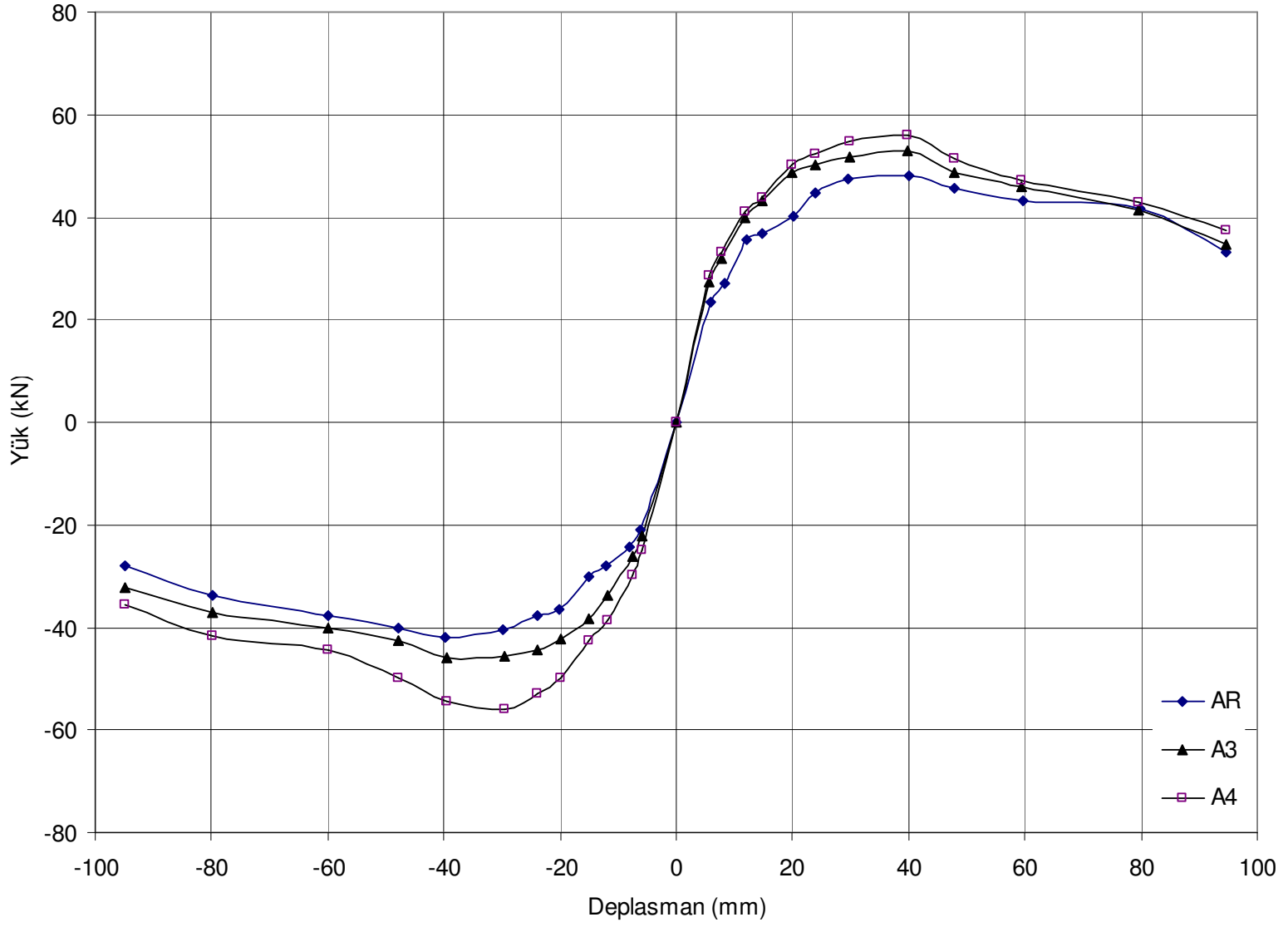
Şekil 6.3’de AR, A3, A4 deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte birleşim ve sargı bölgesi boyunca 150 mm aralıklı kesme çivilerinin başlık genişliği değişiminin deney elemanlarının davranış ve dayanımı üzerindeki etkileri yorumlanmıştır. Grafikte üst sınırı A4 deney elemanının, alt sınırı ise AR deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Aradaki davranışı ise A3 deney elemanı göstermiştir.

Kesme çivisi başlık genişliği 17 mm olan A3 deney elemanı 53 kN yük taşımıştır. A3 deney elemanı, kontrol AR elemanından %10.4 daha fazla, A4 deney elemanından %6 daha az yük taşımıştır. Kesme çivisi başlık genişliği 50 mm olan A4 deney elemanı 56 kN yük taşımıştır. A2 deney elemanı kontrol AR elemanından %18.8 daha fazla yük taşımıştır.

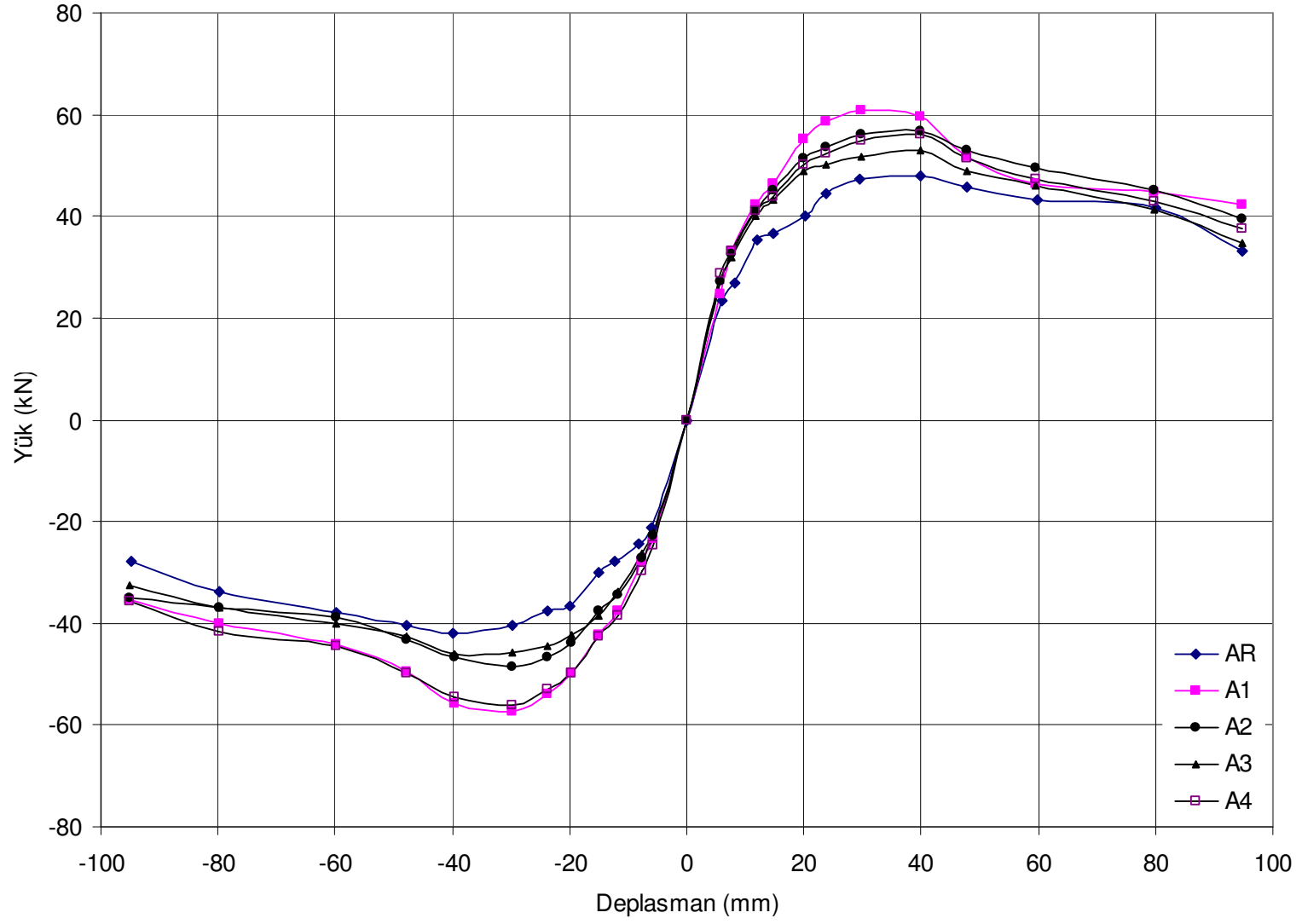
Geri yüklemede ise en büyük dayanım 55 kN yük ile A2 ve A4 deney elemanlarında gözlenmiştir. AR kontrol deney elemanı ise 42 kN yük taşıyarak en küçük dayanımı sergilemiştir.

Kontrol deney elemanı AR maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. A3 deney elemanı 40 mm deplasman yapmıştır. A4 deney elemanı da yine 40 mm deplasman değerine ulaşmıştır. A3 ve A4 deney elemanları davranış açısından birbirlerine çok yakın davranış göstermişlerdir. Geri yüklemede ise AR kontrol deney elemanı maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. A3 deney elemanı 40 mm deplasman altında, A4 deney elemanı ise 30 mm deplasman altında maksimum yük kapasitelerine ulaşmıştır. Geri yüklemede A4 deney elemanı, A3 deney elemanından %13 daha az deplasman yapmıştır.

Şekil 6.4’de ise C14 sınıfı betondan üretilmiş bütün deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte üst sınırı A1 grubu deney elemanının, alt sınırı ise AR kontrol deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Arada ise A2, A3 ve A4 deney elemanları bulunmaktadır. Dayanım açısından A1 deney elemanı maksimum dayanımla 61 kN yük taşımışken, AR kontrol deney elemanı 42 kN yükle en az yükü taşımıştır.



Şekil 6.3. AR, A3, A4 deney elemanlarının zarf eğrileri



Şekil 6.4. AR, A1, A2, A3, A4 deney elemanlarının zarf eğrileri

Şekil 6.5’de BR, B1, B3 deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte başlık başlığı 17 mm olan kesme çivilerindeki aralık değişimlerinin deney elemanlarının davranış ve dayanımı üzerindeki etkileri yorumlanmıştır. Grafikte üst sınırı B3 deney elemanının, alt sınırı ise BR deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Aradaki davranışı ise B1 deney elemanı göstermiştir.

Birleşim boyunca kesme çivisi aralıkları 100 mm olan B3 deney elemanı 64 kN yük taşımıştır. B3 deney elemanı kontrol BR elemanından %14.3, B1 deney elemanından %3.2 daha fazla yük taşımıştır. Birleşim ve sarılma bölgesi boyunca kesme çivisi aralıkları 150 mm olan B1 deney elemanı 62 kN yük taşımıştır. B1 deney elemanı kontrol AR elemanından %10.7 daha fazla yük taşımıştır.

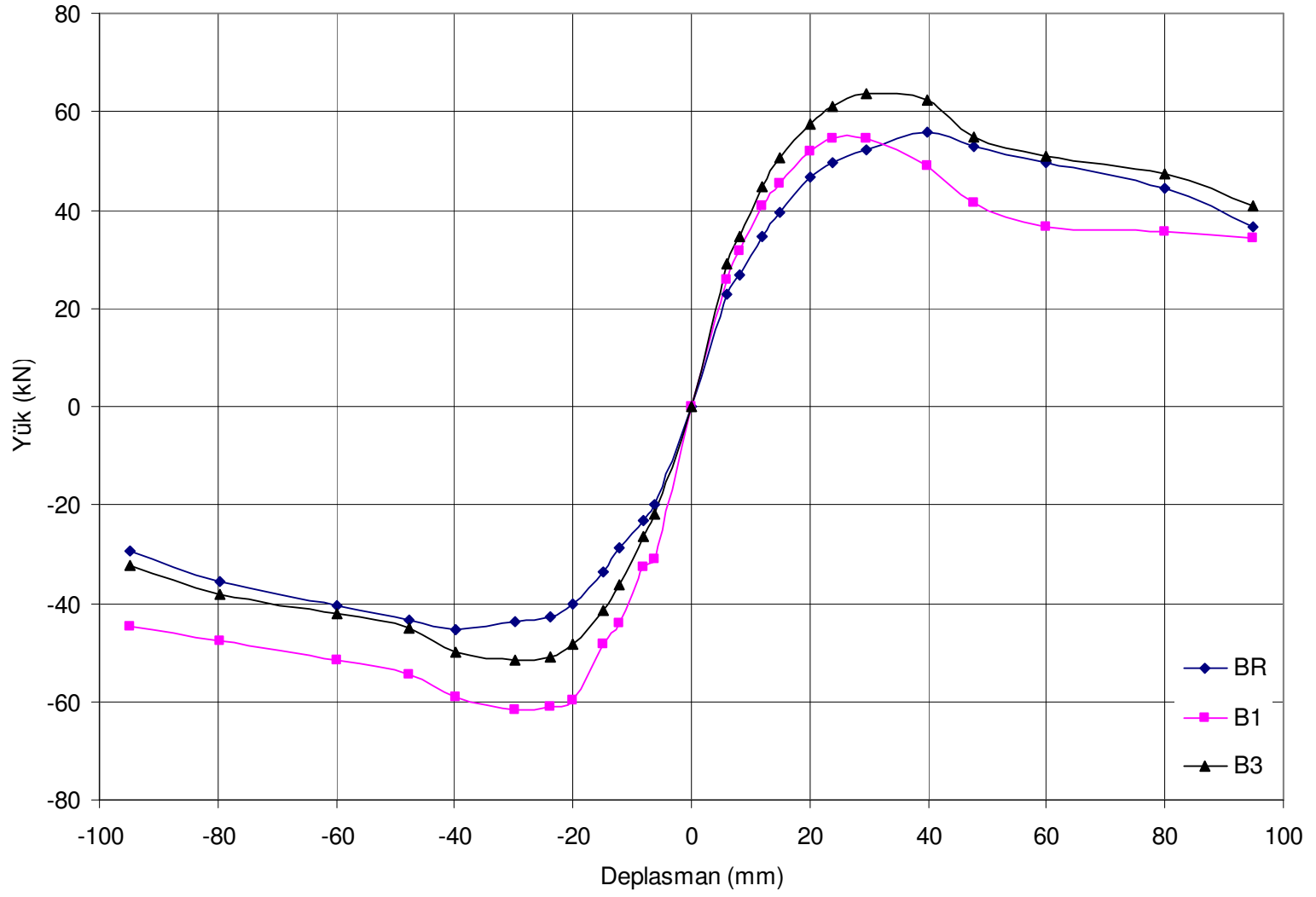
Geri yüklemede ise maksimum dayanım 62 kN yük ile B1 deney elemanında gözlenmiştir. BR kontrol deney elemanı ise 49 kN yük taşıyarak en küçük dayanımı sergilemiştir.

Kontrol BR deney elemanı maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. B1 deney elemanı maksimum yük altında 30 mm deplasman yapmıştır. B3 deney elemanı da yine 30 mm deplasman değerine ulaşmıştır. B1 ve B3 deney elemanları davranış açısından birbirlerine çok yakın davranış göstermişlerdir. Geri yüklemede ise BR kontrol deney elemanı maksimum yük altında 40 mm deplasman yapmıştır. B1 deney elemanı en yük kapasitesine 30 mm deplasman altında, B3 deney elemanı da 30 mm deplasman altında ulaşmıştır.

Şekil 6.6’da BR, B1, B2 deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte birleşim ve sarılma bölgesi boyunca 100 mm aralıklı kesme çivilerinin başlık genişliği değişiminin deney elemanlarının davranış ve dayanımı üzerindeki etkileri yorumlanmıştır. Grafikte üst sınırı B2 deney elemanının, alt sınırı ise BR deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Aradaki davranışı ise B1 deney elemanı göstermiştir.

Kesme çivisi başlık genişliği 50 mm olan B2 deney elemanı 69 kN yük taşımıştır. B2 deney elemanı, kontrol BR elemanından %23.2, B1 deney elemanından %11.3 daha fazla yük taşımıştır. Kesme çivisi başlık genişliği 17 mm olan B1 deney elemanı 62 kN yük taşımıştır. B1 deney elemanı kontrol BR elemanından %10.7 daha fazla yük taşımıştır.

Şekil 6.5. BR, B1, B3 deney elemanlarının zarf eğrileri



Geri yüklemede ise maksimum dayanım 62 kN yük ile B1 deney elemanında gözlenmiştir. BR kontrol deney elemanı ise 49 kN yük taşıyarak en küçük dayanımı sergilemiştir.

Kontrol BR deney elemanı maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. B1 deney elemanı 30 mm deplasman yapmıştır. B2 deney elemanı ise 40 mm deplasman değerine ulaşmıştır. B1 deney elemanı, B2 deney elemanından %13.3 daha az deplasman yaparak maksimum yük kapasitesine ulaşmıştır. Geri yüklemede ise BR kontrol deney elemanı maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. B1 deney elemanı maksimum yük kapasitesine 30 mm deplasman altında, B2 deney elemanı da yine 30 mm deplasman altında ulaşmıştır. Geri yüklemede B1 ve B2 deney elemanları davranış açısından birbirlerine çok yakın davranış göstermişlerdir.

Şekil 6.7’de BR, B3, B4 deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte birleşim ve sarılma bölgesi boyunca 150 mm aralıklı kesme çivilerinin başlık genişliği değişiminin deney elemanlarının davranış ve dayanımı üzerindeki etkileri yorumlanmıştır. Grafikte üst sınırı B4 deney elemanının, alt sınırı ise BR deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Aradaki davranışı ise B3 deney elemanı göstermiştir.

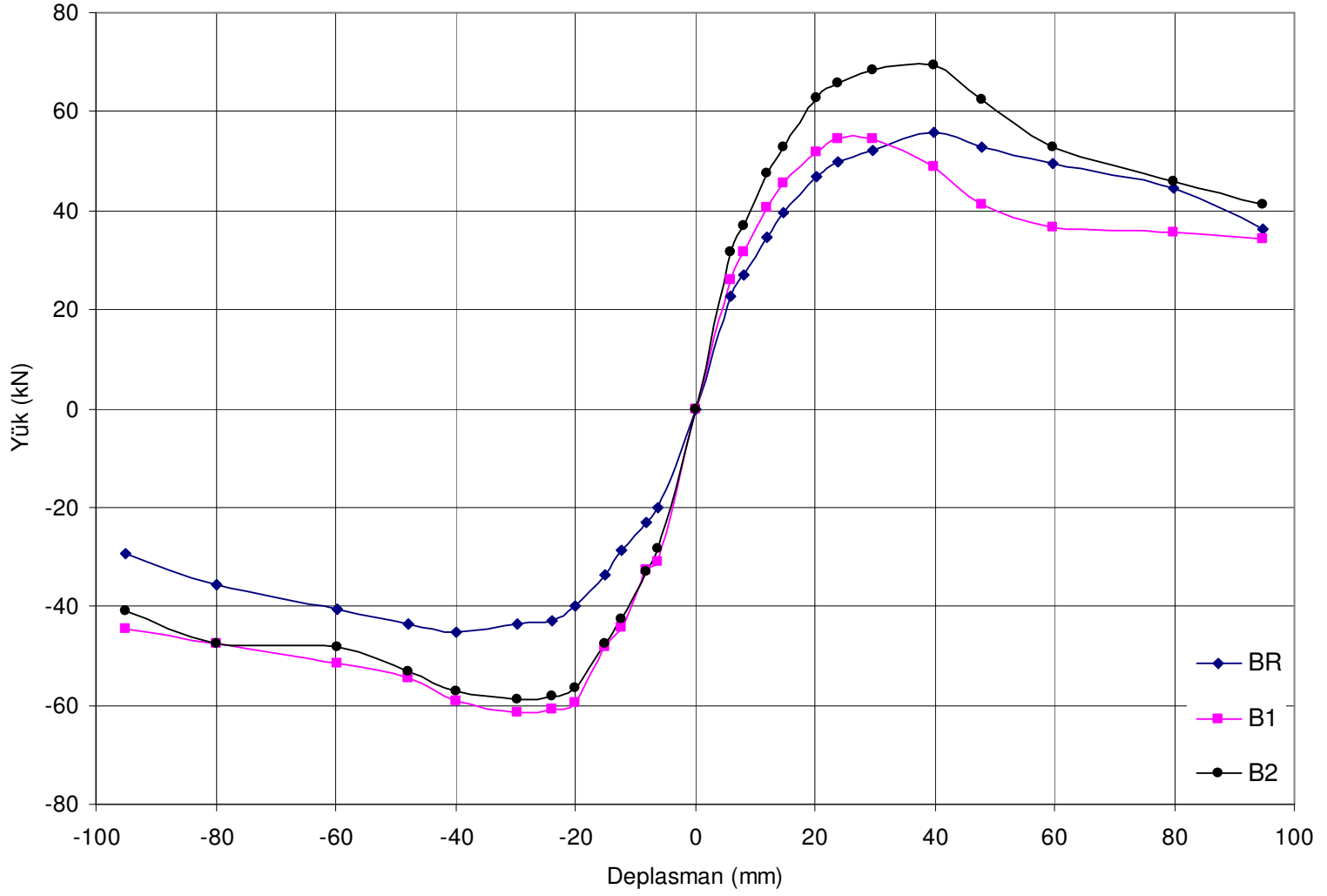
Kesme çivisi başlık genişliği 50 mm olan B4 deney elemanı 68 kN yük taşımıştır. B4 deney elemanı, kontrol BR elemanından %21.4, B3 deney elemanından %6.3 daha fazla yük taşımıştır. Kesme çivisi başlık genişliği 17 mm olan B3 deney elemanı 64 kN yük taşımıştır. B3 deney elemanı kontrol BR elemanından %14.3 daha fazla yük taşımıştır.

Geri yüklemede ise maksimum dayanım 53 kN yük ile B3 deney elemanında gözlenmiştir. BR kontrol deney elemanı ise 49 kN yük taşıyarak en küçük dayanımı sergilemiştir.

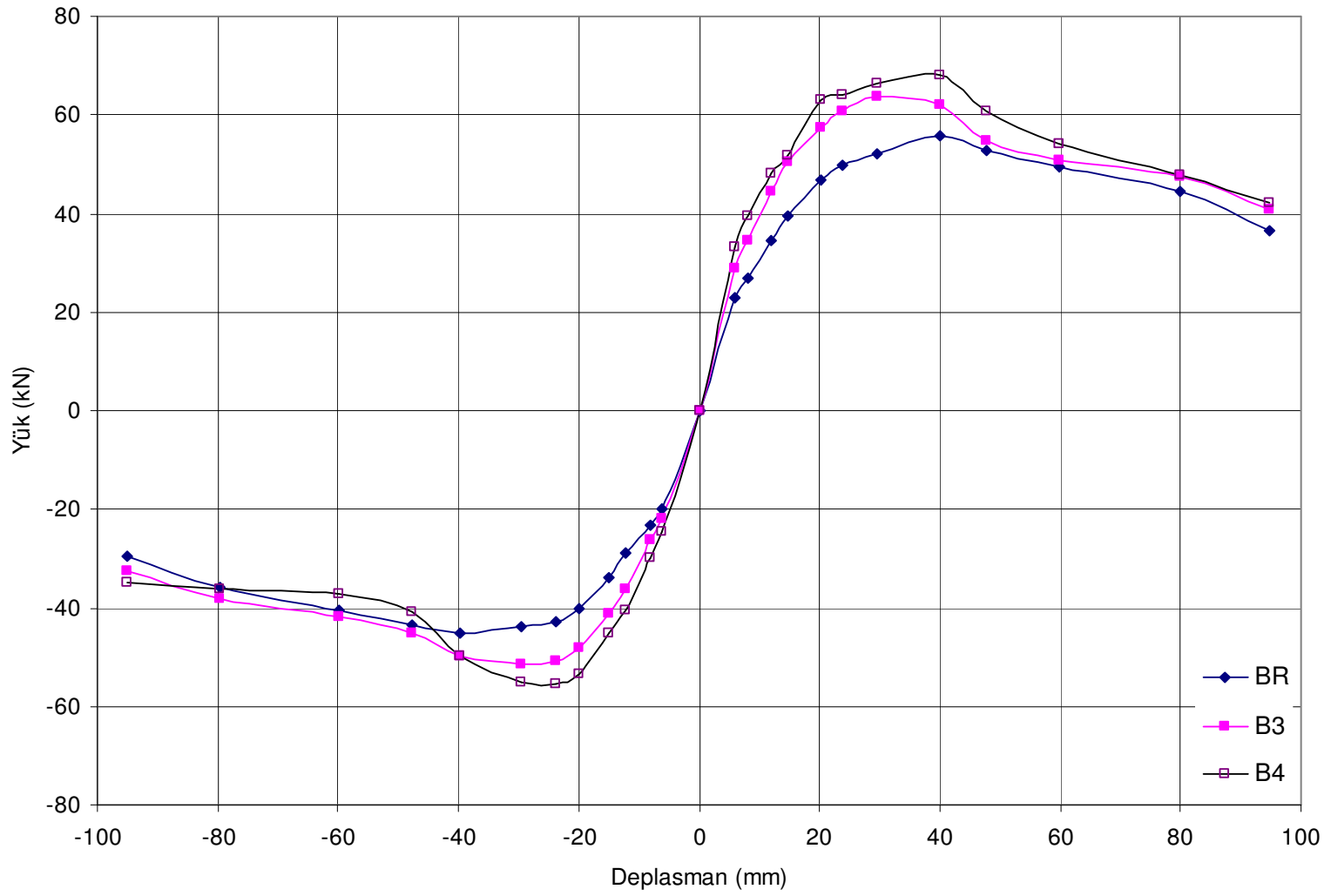
Kontrol BR deney elemanı maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. B3 deney elemanı ise 30 mm deplasman yapmıştır. B4 deney elemanı maksimum yük

altında 40 mm deplasman değerine ulaşmıştır. B3 deney elemanı, B4 deney elemanından %13.3 daha az deplasman yaparak maksimum yük kapasitesine ulaşmıştır. Geri yüklemede ise BR kontrol deney elemanı maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. B3 deney maksimum yük kapasitesine 30 mm deplasman altında, B4 deney elemanı ise 24 mm deplasman altında ulaşmıştır. Geri yüklemede B3 deney elemanı, B4 deney elemanından %12.5 daha az deplasman yaparak maksimum yük kapasitesine ulaşmıştır.

Şekil 6.6. BR, B1, B2 deney elemanlarının zarf eğrileri



Şekil 6.7. BR, B3, B4 deney elemanlarının zarf eğrileri



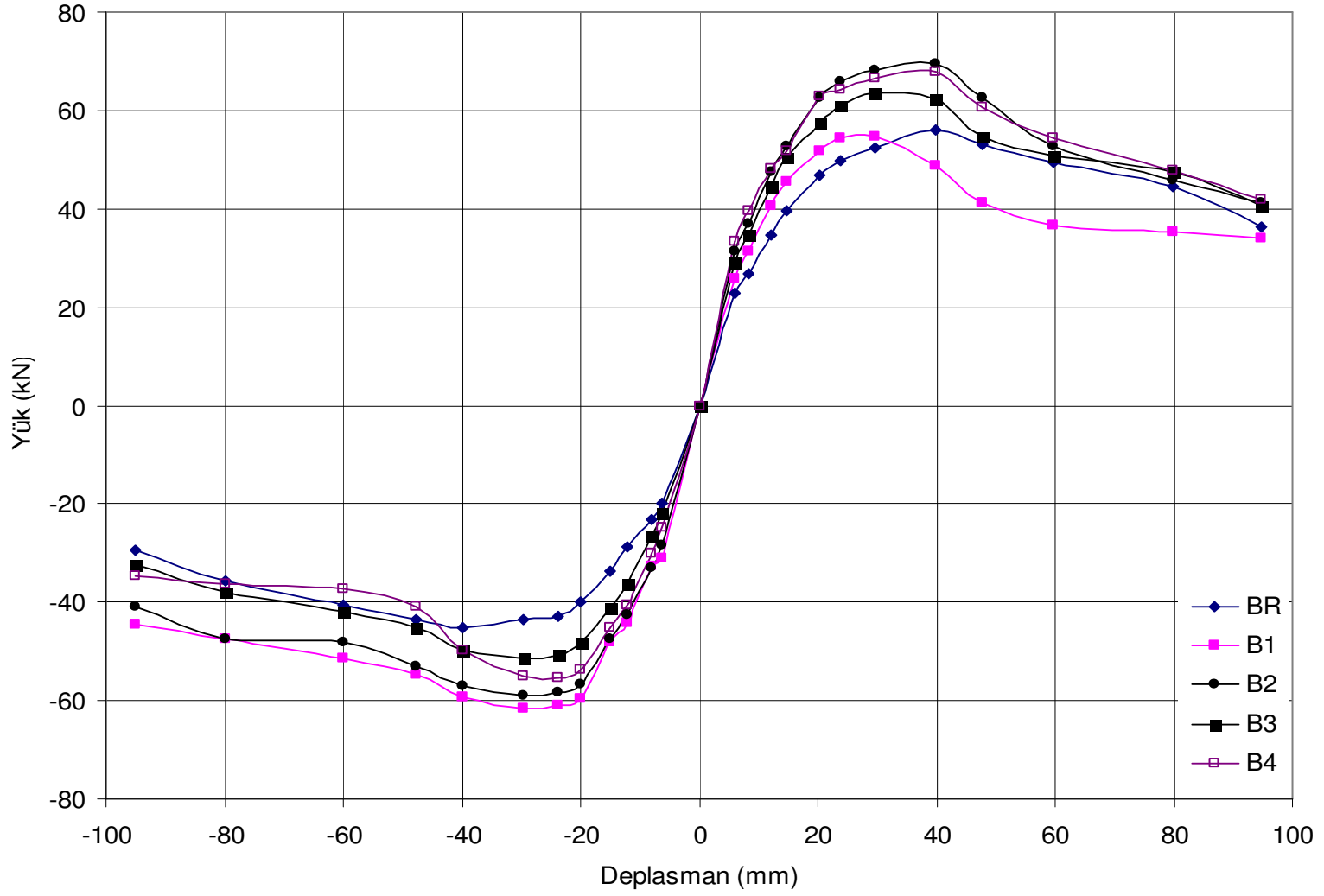
Şekil 6.8’de C20 sınıfı betondan üretilmiş bütün deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte üst sınırı B2 grubu deney elemanı, alt sınırı ise BR kontrol deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Arada ise B1, B3 ve B4 deney elemanları bulunmaktadır. Dayanım açısından B2 deney elemanı maksimum dayanımla 69 kN yük taşımışken, BR kontrol deney elemanı 56 kN yükü en küçük yükü taşımıştır.

Şekil 6.9’da CR, C1, C3 deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte başlık genişliği 17 mm olan kesme çivilerindeki aralık değişimlerinin deney elemanlarının davranış ve dayanımı üzerindeki etkileri yorumlanmıştır. Grafikte üst sınırı C1 deney elemanının, alt sınırı ise CR deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Aradaki davranışı ise C3 deney elemanı göstermiştir.

Birleşim ve sarılma bölgesi boyunca kesme çivisi aralıkları 100 mm olan C3 deney elemanı 67 kN yük taşımıştır. C3 deney elemanı, kontrol CR elemanından %6.3 daha fazla, C1 deney elemanından ise %6 daha az yük taşımıştır. Birleşim ve sarılma bölgesi boyunca kesme çivisi aralıkları 150 mm olan C1 deney elemanı 71 kN yük taşımıştır. C1 deney elemanı kontrol CR elemanından %12.7 daha fazla yük taşımıştır.

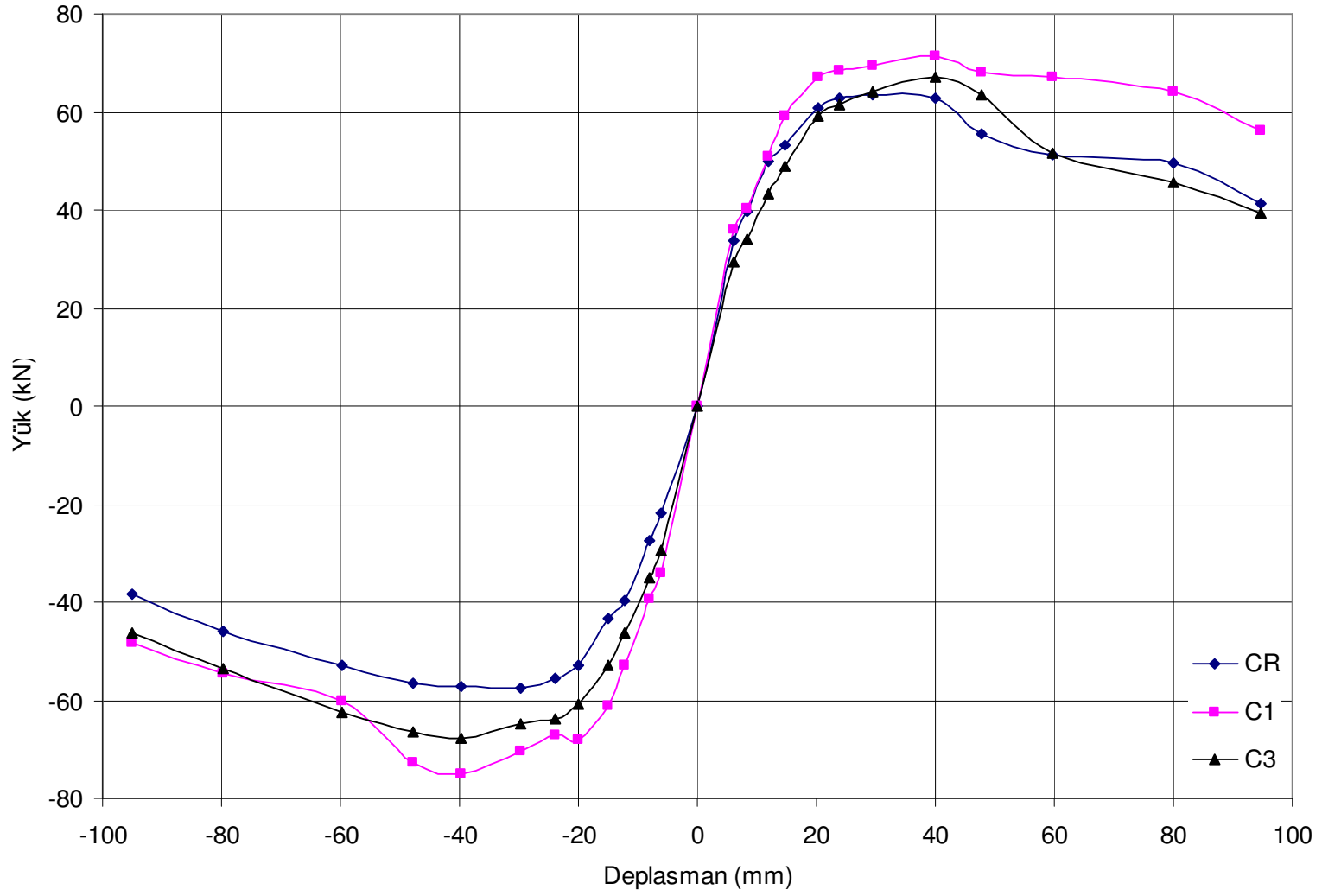
Geri yüklemede ise maksimum dayanım 75 kN yük ile C1 deney elemanında gözlenmiştir. CR kontrol deney elemanı ise 58 kN yük taşıyarak en küçük dayanımı sergilemiştir.

Kontrol CR deney elemanı maksimum yük anında 30 mm deplasman yapmıştır. C1 deney elemanı ise 40 mm deplasman yapmıştır. C3 deney elemanı da yine 40 mm deplasman değerine ulaşmıştır. C1 ve C3 deney elemanları davranış açısından birbirlerine çok yakın davranış göstermişlerdir. Geri yüklemede ise CR kontrol deney elemanı maksimum yük anında 30 mm deplasman yapmıştır. C1 deney elemanı maksimum yük kapasitesine 40 mm deplasman altında, C3 deney elemanı da yine 40 mm deplasman altında ulaşmıştır. C1 ve C3 deney elemanları davranış açısından birbirlerine çok yakın davranış göstermişlerdir.



Şekil 6.8. BR, B1, B2, B3, B4 deney elemanlarının zarf eğrileri

Şekil 6.9. CR, CR, C1, C3 deney elemanlarının zarf eğrileri



Şekil 6.10'da CR, C1, C2 deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte birleşim ve sarılma bölgesi boyunca 100 mm aralıklı kesme çivilerinin başlık genişliği değişiminin deney elemanlarının davranış ve dayanımı üzerindeki etkileri yorumlanmıştır. Grafikte üst sınırı C2 deney elemanının, alt sınırı ise CR deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Aradaki davranışı ise C1 deney elemanı göstermiştir.

Kesme çivisi başlık genişliği 50 mm olan C2 deney elemanı 76 kN yük taşımıştır. C2 deney elemanı, kontrol CR elemanından %20.6, C1 deney elemanından ise %7 daha fazla yük taşımıştır. Kesme çivisi başlık genişliği 17 mm olan C1 deney elemanı 71 kN yük taşımıştır. C1 deney elemanı kontrol CR elemanından %12.7 daha fazla yük taşımıştır.

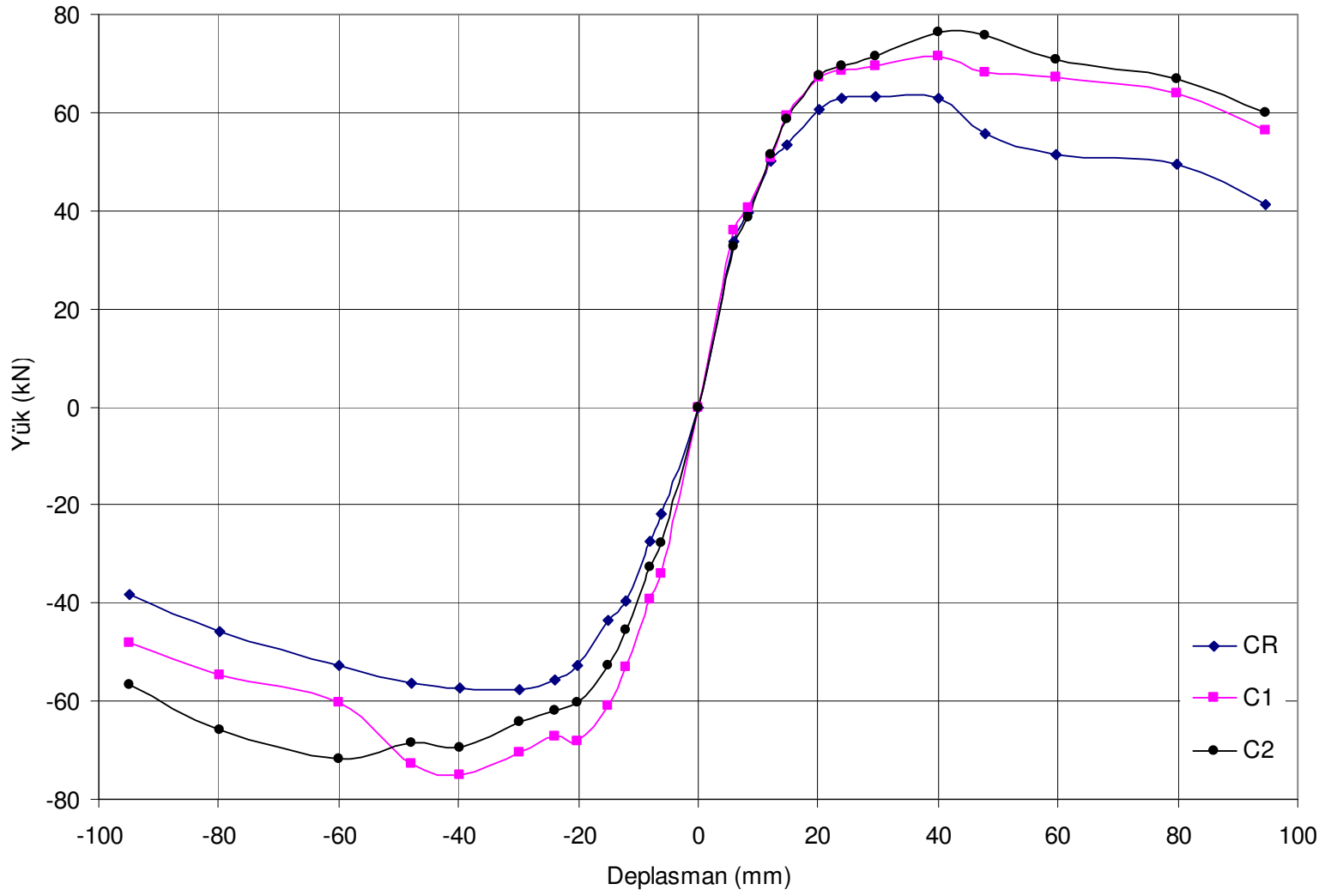
Geri yüklemede ise maksimum dayanım 75 kN yük ile C1 deney elemanında gözlenmiştir. CR kontrol deney elemanı ise 63 kN yük taşıyarak en küçük dayanımı sergilemiştir.

Kontrol CR deney elemanı maksimum yük anında 40 mm deplasman yapmıştır. C1 ve C2 deney elemanları da yine 40 mm deplasman değerine ulaşmıştır. Geri yüklemede ise CR kontrol deney elemanı maksimum yük anında 30 mm deplasman yapmıştır. C1 deney elemanı maksimum yük kapasitesine 40 mm deplasman altında, C2 deney elemanı da yine 40 mm deplasman altında ulaşmıştır. Geri yüklemede C1 ve C2 deney elemanları davranış açısından birbirlerine çok yakın davranış göstermişlerdir.

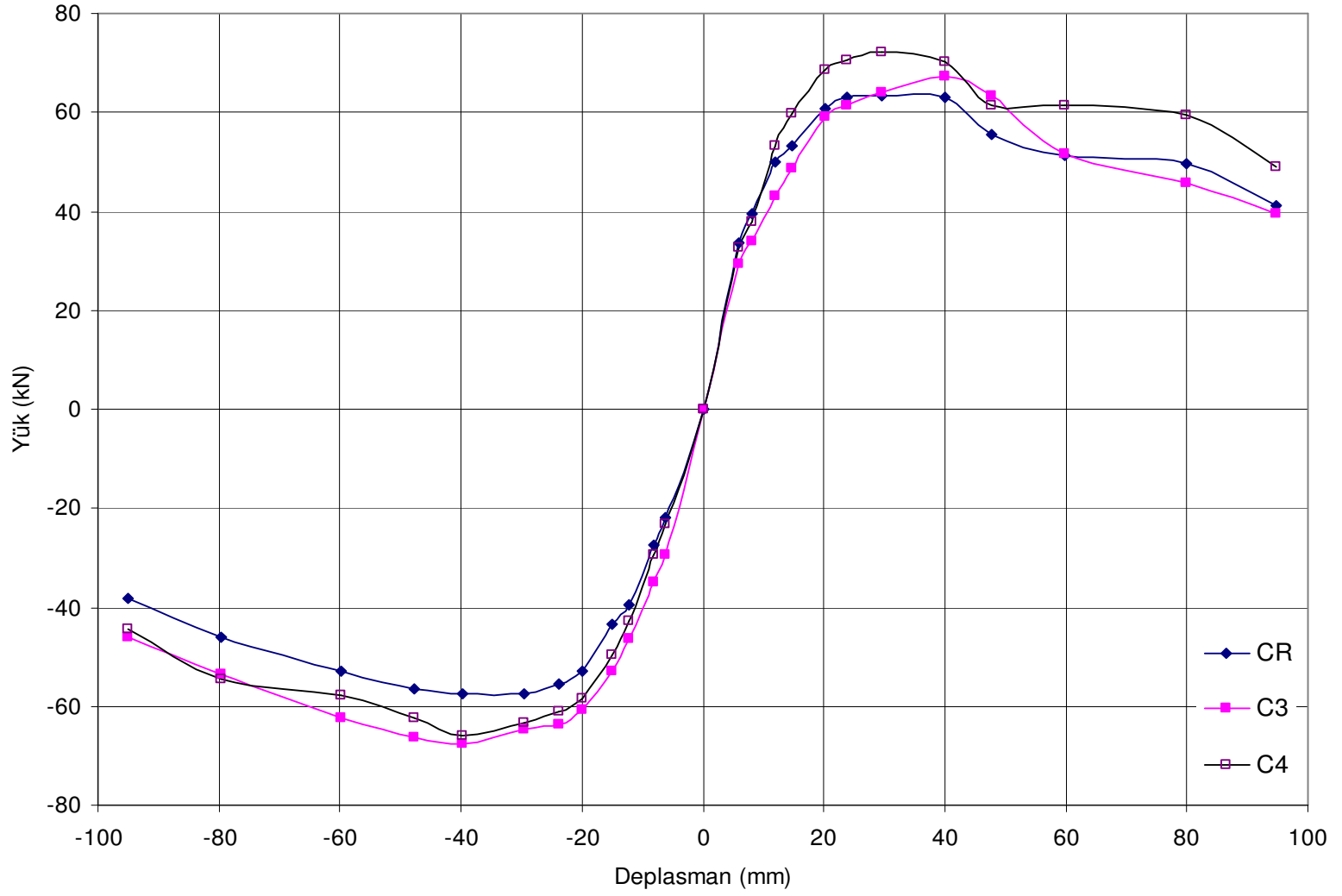
Şekil 6.11'de CR, C3, C4 deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte birleşim ve sarılma bölgesi boyunca 150 mm aralıklı kesme çivilerinin başlık genişliği değişiminin deney elemanlarının davranış ve dayanımı üzerindeki etkileri yorumlanmıştır. Grafikte üst sınırı C4 deney elemanının, alt sınırı ise CR deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Aradaki davranışı ise C3 deney elemanı göstermiştir.

Kesme çivisi başlık genişliği 50 mm olan C4 deney elemanı 72 kN yük taşımıştır. C4 deney elemanı, kontrol CR elemanından %14.3, C3 deney elemanından %7.5 daha fazla yük taşımıştır. Kesme çivisi başlık genişliği 17 mm olan C3 deney elemanı 67 kN yük taşımıştır. C3 deney elemanı kontrol BR elemanından %6.3 daha fazla yük taşımıştır.

Şekil 6.10. CR, C1, C2 deney elemanlarının zarf eğrileri



Şekil 6.11. CR, C3, C4 deney elemanlarının zarf eğrileri

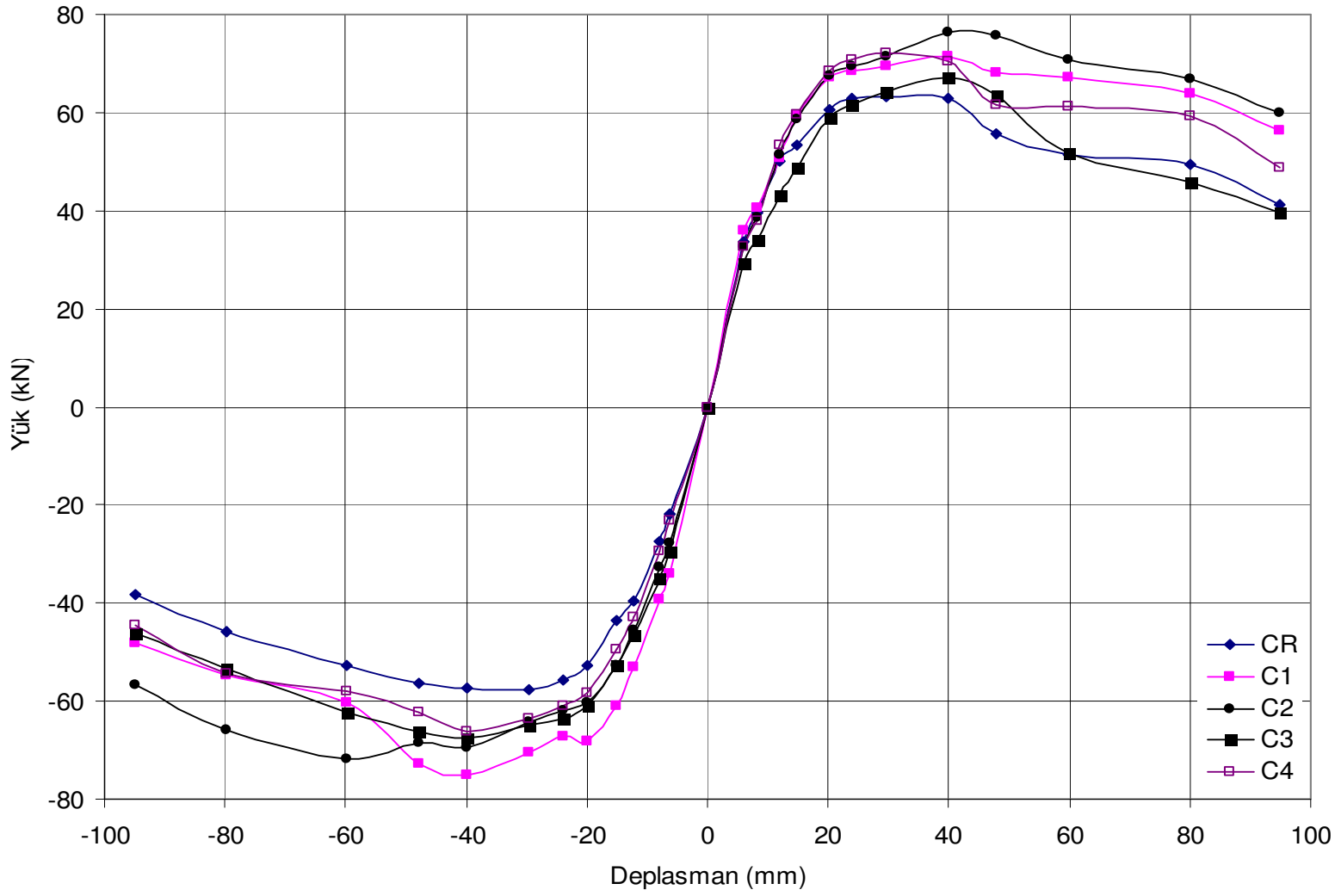


Geri yüklemede ise maksimum dayanım 68 kN yük ile C3 deney elemanında gözlenmiştir. CR kontrol deney elemanı ise 63 kN yük taşıyarak en küçük dayanımı sergilemiştir.

Kontrol CR deney elemanı maksimum yük anında 30 mm deplasman yapmıştır. C3 deney elemanı da 40 mm deplasman yapmıştır. C4 deney elemanı ise 30 mm deplasman değerine ulaşmıştır. C4 deney elemanı, C3 deney elemanından %13.3 daha az deplasman yaparak maksimum yük kapasitesine ulaşmıştır. Geri yüklemede ise CR kontrol deney elemanı maksimum yük anında 30 mm deplasman yapmıştır. C3 ve C4 deney elemanları maksimum yük kapasitesine 40 mm deplasman altında ulaşmışlardır. Geri yüklemede C4 ve C3 deney elemanları davranış açısından birbirlerine çok yakın davranış göstermişlerdir.

Şekil 6.12’de C30 sınıfı betondan üretilmiş bütün deney elemanlarının zarf eğrileri verilmiştir. Bu grafikte üst sınırı C2 grubu deney elemanının, alt sınırı ise CR kontrol deney elemanının oluşturduğu görülmektedir. Arada ise C1, C3 ve C4 deney elemanları bulunmaktadır. Dayanım açısından C2 deney elemanı maksimum dayanımla 76 kN yük taşımışken, CR kontrol deney elemanı 63 kN yükle en az yükü taşımıştır.

Şekil 6.12. CR, C1, C2, C3, C4 deney elemanlarının zarf eğrileri



6.2 Süneklik

Dayanımda önemli bir kayıp olmadan deplasman yapabilme kabiliyeti olarak tanımlanan süneklik, yapılarda istenilen bir davranıştır. Süneklik oranı ise dayanımda önemli bir kayıp olmadan oluşan en büyük deformasyonun akma anındaki deformasyona oranıdır. Dayanımda %15'e kadar olan kayıpların önemsiz olduğu kabul edilerek süneklik oranları bu kabule göre hesaplanmıştır. Çizelge 6.3'de deney elemanı süneklikleri verilmiştir.

Çizelge 6.3. Deney elemanı süneklikleri

Deney Elemanı	İleri çevrim			Geri çevrim		
	δ_y (mm)	δ_{85} (mm)	$\frac{\delta_{85}}{\delta_y}$	δ_y (mm)	δ_{85} (mm)	$\frac{\delta_{85}}{\delta_y}$
AR	20.3	82	4.04	-18.3	-71.1	3.89
A1	18	48.4	2.69	-18.6	-49.1	2.64
A2	17.8	63	3.54	-18	-51	2.83
A3	17.2	61.5	3.58	-17.1	-63.6	3.71
A4	18	57.2	3.18	-17.8	-53.2	2.99
BR	22.3	67.2	3.01	-18.7	-68.1	3.64
B1	15.3	42.6	2.78	-17.3	-52.4	3.03
B2	18.1	52.2	2.88	-16.5	-53.2	3.22
B3	17.9	48.3	2.70	-17.2	-50.4	2.93
B4	17.7	53.6	3.03	-16.3	-42.4	2.60
CR	15.4	52.9	3.44	-17.6	-75	4.26
C1	16.9	85.5	5.06	-17.2	-55.4	3.22
C2	18.8	83.9	4.46	-24.2	-86.6	3.58
C3	19.4	53.4	2.75	-18.6	-68.8	3.70
C4	16.1	60	3.73	-19.6	-68.2	3.48

Bazı deney elemanlarında akma noktası çok belirgin olmadığından, akma anındaki deplasman hesabında, eleman dayanımının %85'inden geçen yatay doğrunun deney

elemanının eğrisini kestiği nokta, akma anındaki deplasman (δ_y) olarak kabul edilmiştir. Süneklik oranlarının doğruluğu büyük oranda akma anındaki deplasmanın (δ_y) doğru ölçülmesine bağlıdır. Daha önce de belirtildiği gibi bazı elemanlarda akma noktası çok belirgin olmadığından, bu elemanlarda akma başlangıcı ile akmanın bittiği sınırlar diğer elemanlardan daha uzundur. Deney elemanlarının ileri çevrimlerdeki süneklik ve akma deplasmanı değerleri Çizelge 6.3’de verilmiştir. Bu çizelgede süneklik oranları (δ_{85}/δ_y)’ da verilmiştir.

Süneklik değerleri hesaplanırken çizelgeden de görüldüğü üzere ileri çevrimde A tipi deney elemanlarında en sünek davranış 4.04 değeri ile AR kontrol elemanında görülmüştür. A tipi deney elemanlarında süneklik oranları, kontrol eleman süneklik deplasman oranının en fazla %88’ine ulaşmışlardır.

B tipi elemanlarda kesme çivisi aralığı seyrek çivi başlık genişliği büyük olan B4 deney elemanı 3.03 değeri ile en sünek davranışı göstermiştir. C tipi deney elemanlarında ise süneklik oranları, kontrol eleman süneklik oranından %47’lere varan oranda daha büyük çıkmıştır.

C tipi deney elemanlarında, kesme çivisi aralığı sık çivi başlık genişliği küçük olan C1 deney elemanı 5.06 ile en sünek davranışı sergilemiştir ve kontrol deney elemanından 1.47 kat daha fazla sünek davranış göstermiştir.

Beton dayanımı en düşük olan elemanlarda, sık aralıklı ve 50 mm başlık çapına sahip kesme çivileri yerleştirilmiş A2 deney elemanı, seyrek aralıklı ve 17 mm başlık çapına sahip kesme çivileri yerleştirilmiş A3 deney elemanı ile yaklaşık olarak aynı süneklik oranına sahiptir. Aynı şekilde B1 deney elemanı ile B2 deney elemanı süneklik oranları da yaklaşık aynı olmuştur.

Geri çevrimde ise AR, BR ve CR deney elemanları en sünek davranışı sergilemişlerdir.

6.3 Rijitlik

Deney elemanlarının rijitlikleri yük-deplasman grafikleri kullanılarak üç farklı noktada hesaplanmıştır. Bu noktalar; ilk eğilme çatlağının oluştuğu nokta, maksimum yük noktası ve göçme noktası olarak kabul edilen ve maksimum yük değerinin %85'ine tekabül eden noktadaki yük değeridir. Bu noktaları orijine birleştiren doğrular çizilerek bu doğruların eğiminden rijitlik değerleri hesaplanmıştır. Elde edilen değerler Çizelge 6.4'de verilmiştir. Başlangıç rijitlik değerleri ilk eğilme çatlağının oluştuğu yüke göre hesaplanmıştır. Maksimum yükteki rijitlik değerleri, maksimum yük değerinden orijine çizilen doğrunun eğiminden hesaplanmıştır. Göçme rijitlik değerleri ise maksimum yükün %85'ine tekabül eden yük düzeyindeki noktayı orijine bağlayan doğrunun eğiminden hesaplanmıştır.

Çizelgeden de görüldüğü üzere A grubu elemanlarda başlangıç rijitliği en büyük olan eleman A4 deney elemanı olmuştur. A4 deney elemanı, AR, A1, A2, A3 deney elemanlarından sırasıyla %12, %8, %16, %19 daha fazla başlangıç rijitliğine sahiptir. Maksimum yük rijitliği en fazla olan eleman A1 deney elemanı olmuştur. A1 deney elemanı, AR, A2, A3, A4 deney elemanlarından sırasıyla %71, %44, %54, %46 daha fazla rijitliğe sahiptir. Göçme rijitliği açısından ise A1 deney elemanı en büyük göçme rijitliğine sahiptir. A1 deney elemanı, AR, A2, A3, A4 deney elemanlarından sırasıyla %110, %76, %71, %72 daha fazla göçme rijitliğine sahiptir.

B grubu elemanlarda başlangıç rijitliği en büyük olan eleman B4 deney elemanı olmuştur. B4 deney elemanı, BR, B1, B2, B3 deney elemanlarından sırasıyla %38, %29, %12, %14 daha fazla başlangıç rijitliğine sahiptir. Maksimum yük rijitliği en fazla olan eleman B3 deney elemanı olmuştur. B3 deney elemanı, BR, B2, B3, B4 deney elemanlarından sırasıyla %51, %23, %16, %23 daha fazla rijitliğe sahiptir. Göçme rijitliği açısından ise B2 deney elemanı en büyük göçme rijitliğine sahiptir. B2 deney elemanı, BR, B2, B3, B4 deney elemanlarından sırasıyla %42, %5, %12, %1 daha fazla göçme rijitliğine sahiptir.

C grubu elemanlarda ise başlangıç rijitliği en büyük olan eleman C1 deney elemanı olmuştur. C1 deney elemanı, CR, C1, C2, C3 deney elemanlarından sırasıyla %18, %17, %20, %21 daha fazla başlangıç rijitliğine sahiptir. Maksimum yük rijitliği en fazla olan eleman C4 deney elemanı olmuştur. C4 deney elemanı, CR, C1, C2, C3 deney elemanlarından sırasıyla %47, %17, %17, %33 daha fazla rijitliğe sahiptir. Göçme rijitliği açısından ise C3 deney elemanı en büyük göçme rijitliğine sahiptir. C3 deney elemanı, CR, C1, C2, C4 deney elemanlarından sırasıyla %24, %45, %13, %4 daha fazla göçme rijitliğine sahiptir.

Çizelge 6.4. Deney elemanı rijitlikleri (kN/mm)

Deney Elemanı	İleri Çevrimde Rijitlikler					Geri Çevrimde Rijitlikler				
	Başlangıç	Maksimum Yük	Göçme	<u>Maksimum Yük</u> Başlangıç	<u>Göçme</u> Maksimum Yük	Başlangıç	Maksimum Yük	Göçme	<u>Maksimum Yük</u> Başlangıç	<u>Göçme</u> Maksimum Yük
AR	5.19	1.20	0.52	0.23	0.43	5.38	1.05	0.51	0.20	0.49
A1	5.41	2.05	1.09	0.38	0.53	4.91	1.91	0.96	0.39	0.50
A2	5.02	1.42	0.83	0.28	0.58	4.28	1.62	0.78	0.38	0.48
A3	4.90	1.33	0.77	0.27	0.58	3.86	1.15	0.67	0.30	0.58
A4	5.83	1.40	0.79	0.24	0.56	4.19	1.87	0.95	0.45	0.51
BR	4.21	1.40	0.90	0.33	0.64	6.74	1.13	0.55	0.17	0.49
B1	4.49	1.72	1.22	0.38	0.71	6.67	2.05	0.97	0.31	0.47
B2	5.16	1.82	1.28	0.35	0.70	5.96	1.96	0.93	0.33	0.47
B3	5.07	2.12	1.14	0.42	0.54	4.01	1.72	0.81	0.43	0.47
B4	5.79	1.72	1.27	0.30	0.74	4.69	2.31	1.12	0.49	0.48
CR	5.98	1.52	0.86	0.25	0.57	3.71	1.92	0.70	0.52	0.36
C1	7.03	1.90	0.73	0.27	0.38	6.65	1.87	1.21	0.28	0.64
C2	6.03	1.91	0.94	0.31	0.49	5.74	1.20	0.70	0.21	0.58
C3	5.87	1.68	1.06	0.29	0.63	5.43	1.69	0.82	0.31	0.49
C4	5.82	2.23	1.02	0.38	0.45	3.91	1.65	0.80	0.42	0.48

6.4 Enerji Tüketimi

Deney programında yer alan elemanların enerji tüketimleri yük-deplasman grafikleri kullanılarak hesaplanmıştır. Her çevrim için yük-deplasman grafiklerinin altındaki alan hesaplanmıştır. Deprem etkisi altındaki yapı elemanlarının enerji tüketebilirliği çok önemlidir. Bu değerler hesaplanırken her çevrimde elde edilen değerler toplanmış ve birikimli enerji tüketim değerleri elde edilmiştir. Çizelge 6.5’de enerji tüketim değerleri ve oranları verilmiştir.

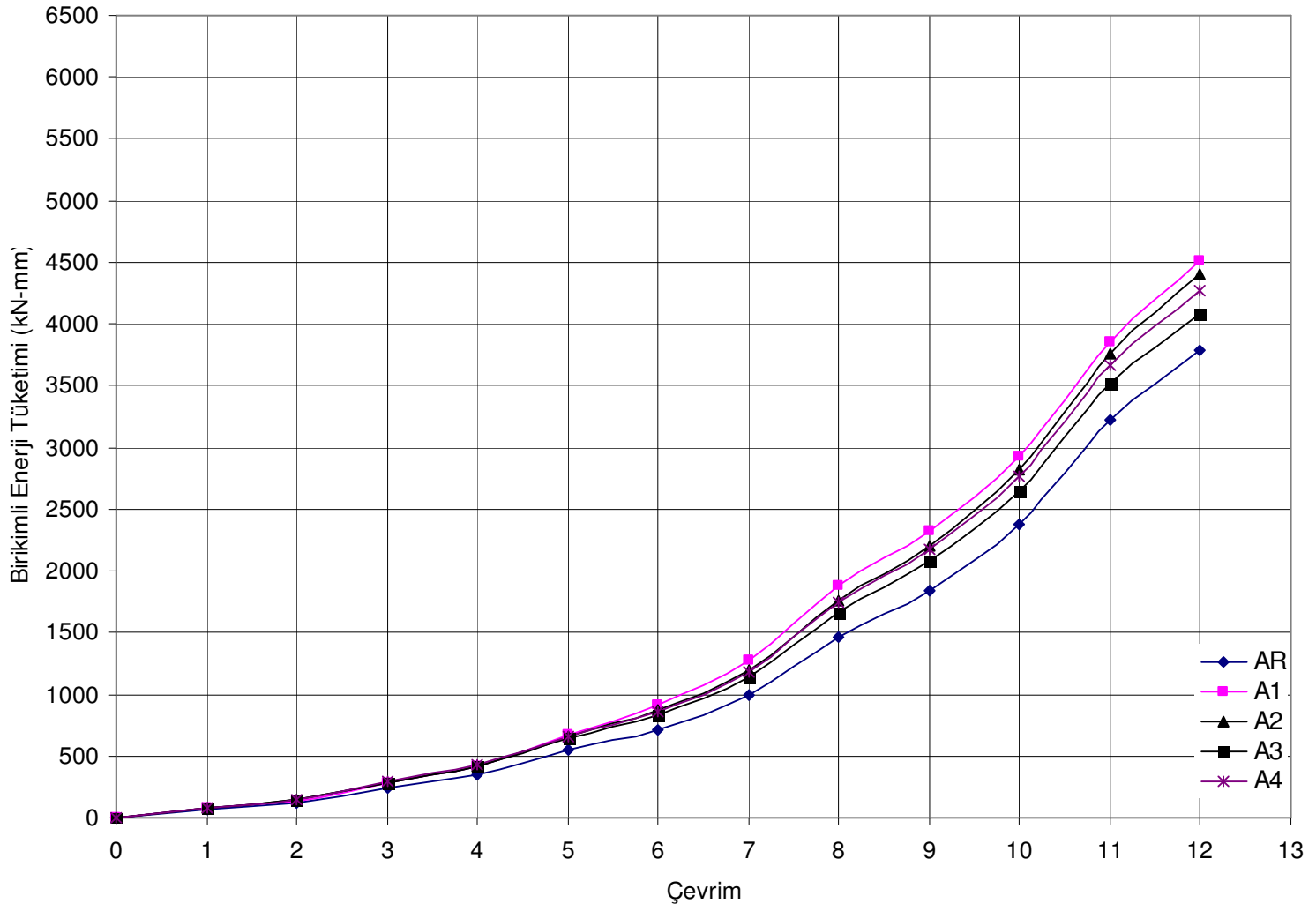
Çizelge 6.5. Deney elemanı enerji tüketim değerleri

Deney Elemanı	Birikimli Enerji Tüketimi (kN-mm)	Oranlar $\frac{E}{E_{kontrol}}$
AR	3781	1
A1	4511	1.19
A2	4400	1.16
A3	4084	1.08
A4	4265	1.13
BR	4207	1
B1	3779	0.90
B2	4976	1.18
B3	4707	1.12
B4	5074	1.21
CR	4855	1
C1	5820	1.20
C2	6078	1.25
C3	4814	0.99
C4	5544	1.14

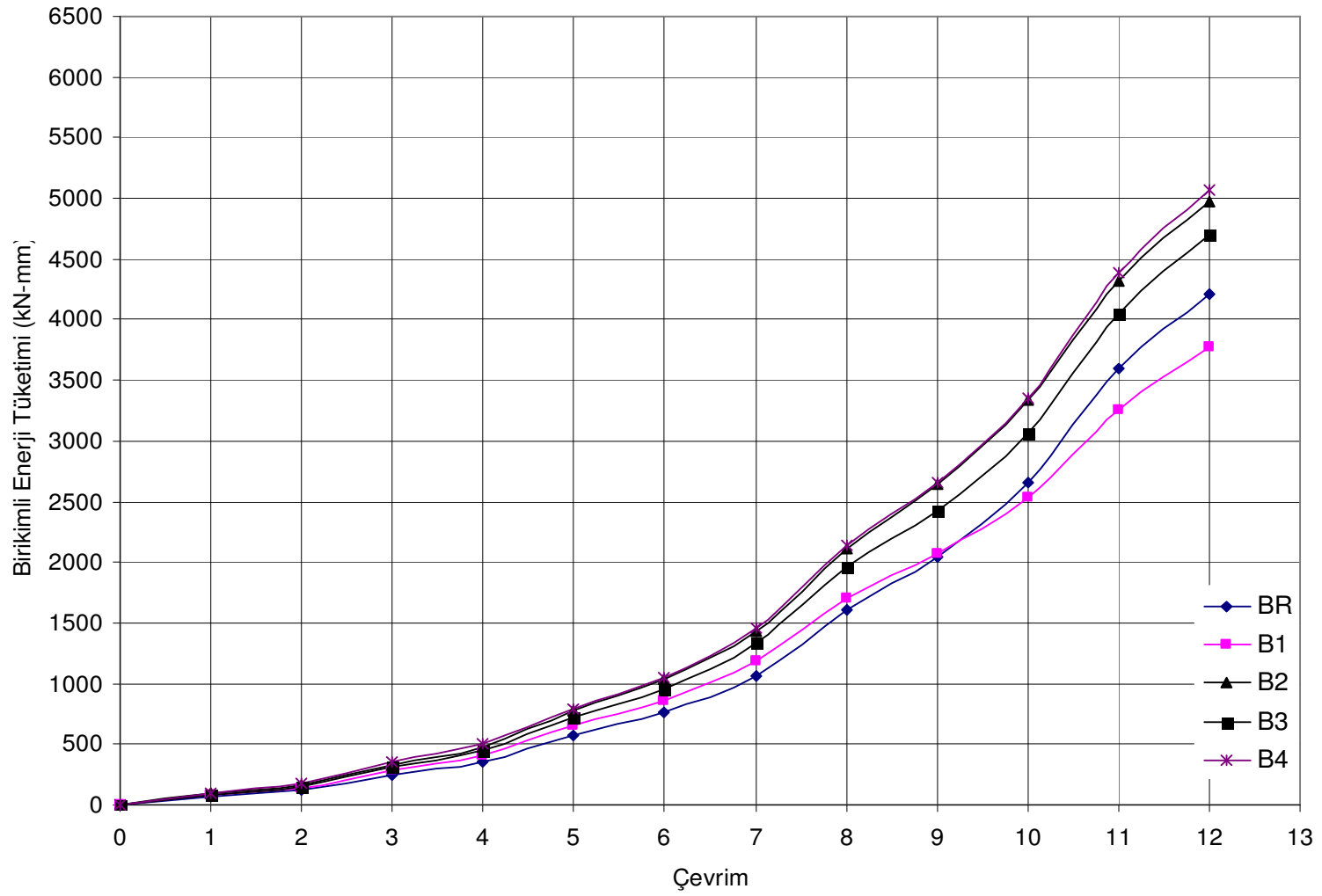
A tipi deney elemanlarında en büyük enerji tüketimi 4511 (kN-mm) ile A1 deney elemanında görülmüştür. A1 deney elemanının enerji tüketimi AR, A2, A3, A4 deney elemanlarından sırasıyla %19, %3, %10, %6 daha fazladır. B tipi deney elemanlarında en büyük enerji tüketimi 5074 (kN-mm) ile B4 deney elemanında görülmüştür. B4 deney elemanının enerji tüketimi BR, B1, B2, B3 deney elemanlarından sırasıyla % 21, %34, %2, %8 daha fazladır. C tipi deney elemanlarında en büyük enerji tüketimi 6078 (kN-mm) ile C2 deney elemanında görülmüştür. C2 deney elemanının enerji tüketimi CR, C1, C3, C4 deney elemanlarından sırasıyla %25, %4, %26, %10 daha fazladır. Enerji tüketimi oranlarından da görüldüğü üzere beton dayanımı daha yüksek olan C grubu deney elemanlarında kullanılan kompozit malzeme sayesinde enerji tüketim oranlarındaki en fazla artış sık aralıklı kesme çivisi kullanılan C1 deney elemanında gözlenmiştir. Kontrol deney elemanlarına kıyasla enerji tüketim artışı en az olan deney elemanı ise B1 deney elemanıdır. A, B ve C grubu deney elemanlarına ait enerji birikimli enerji tüketim grafikleri Şekil 6.13-6.15'te verilmiştir.

Çizelge 6.5 ve Şekil 6.13-6.15 incelendiğinde kesme çivisi aralıklarını sıklaştırılmasının enerji tüketimi üzerindeki etkisinin fazla olduğu görülmektedir. Özellikle yüksek dayanımlı betondan üretilmiş C grubu deney elemanlarında kesme çivisi aralıklarının sıklaştırılmasının ve başlık genişliği büyük kesme çivisi kullanılmasının enerji tüketimleri üzerindeki etkisi daha fazla olmuştur.

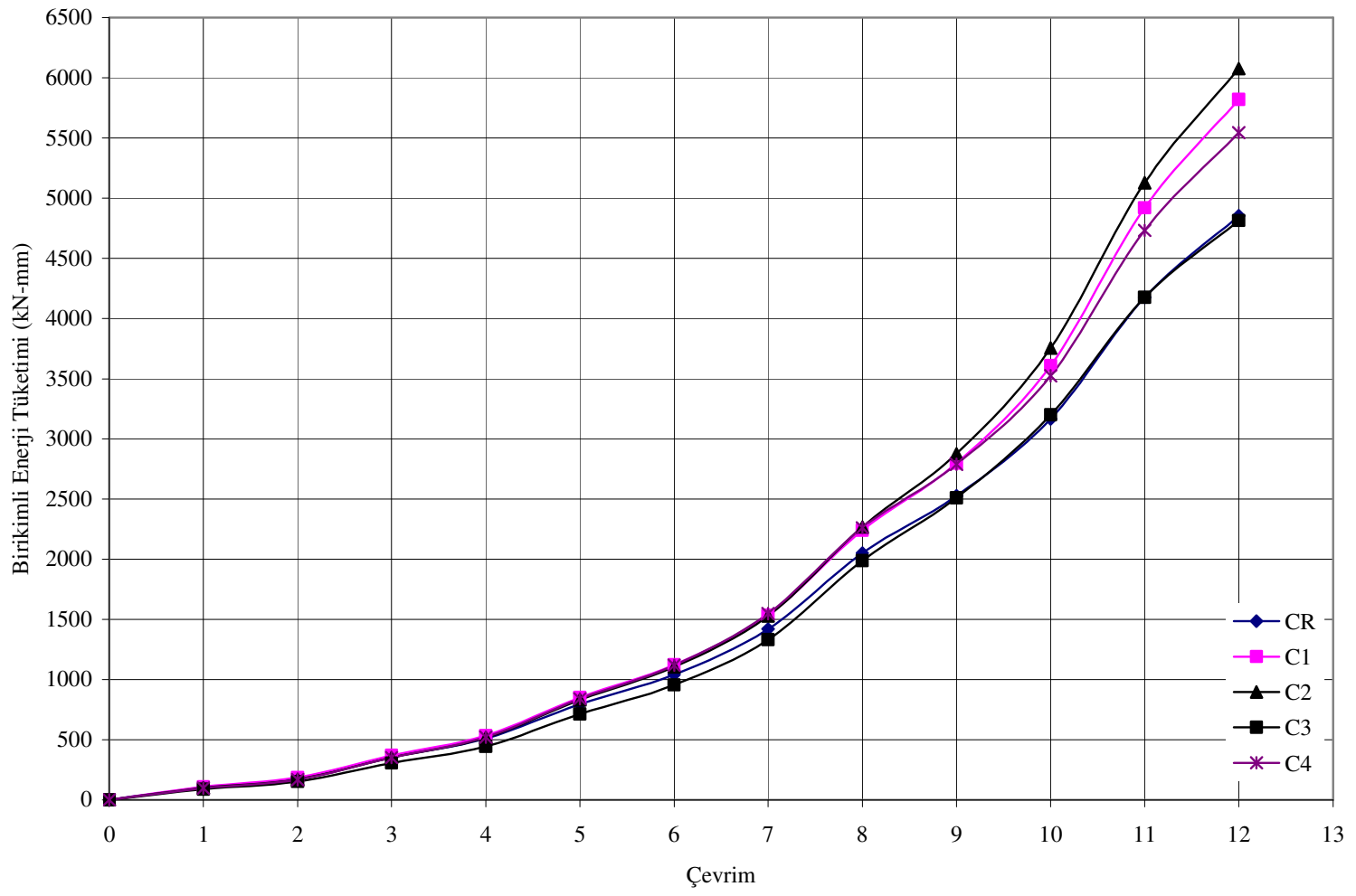
Şekil 6.13. AR, A1, A2, A3, A4 deney elemanlarının enerji tüketimi grafikleri



Şekil 6.14. BR, B1, B2, B3, B4 deney elemanlarının enerji tüketimi grafikleri



Şekil 6.15. CR, C1, C2, C3, C4 deney elemanlarının enerji tüketimi grafikleri



6.5. Moment –Eğrilik İlişkisi

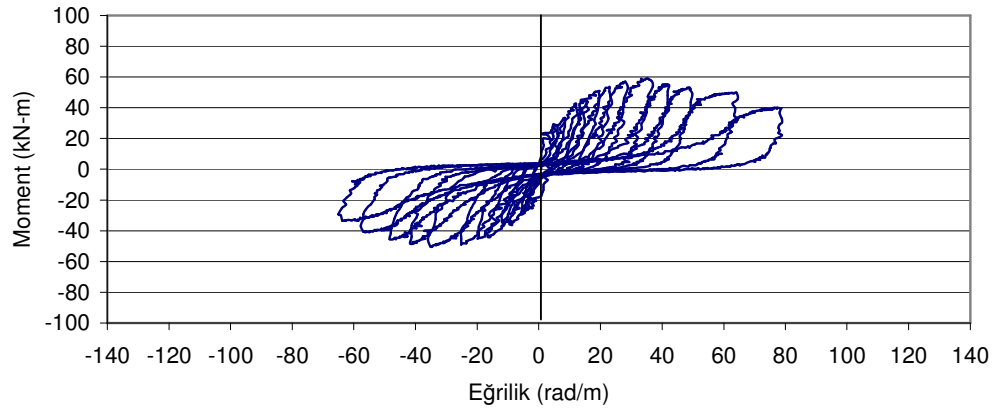
Betonarme deneylerinde eğrilik ölçümü alınacak bölgenin uzunluğuna karar vermek oldukça önemlidir. Seçilmiş olan bölgedeki oluşan çatlakların sayısı ve genişliği eğriliği etkilediğinden çatlak bölgesinin dar ve geniş tutulmasının çeşitli sakıncaları vardır. Ölçüm bölgesi dar tutulursa ölçüm uzunluğu dışında kalan bölgelerdeki çatlaklar eğriliği etkileyebilir. Ölçüm bölgesi uzun tutulursa ölçüm bölgesindeki dönme açısının sabit kalması nedeniyle, dönme açısının ölçüm bölgesi uzunluğuna oranı olan eğrilik, ölçüm bölgesi uzunluğuyla ters orantılı olarak değişecektir. Bu sebeple eğrilik hesapları, eleman üzerindeki çatlak dağılımı ve elemanlar arası kıyaslama yapabilmek açısından değerlendirilebilir.

Eğrilik ölçümleri üç bölgede yapılmıştır. Bunlar birleşim üst bölge, birleşim sol bölge ve birleşim sağ bölgedir. A grubu deney elemanlarında birleşim üst bölgeye göre bir kıyaslama yapıldığında eğriliği en fazla olan eleman A2 deney elemanı olmuştur. Bunun nedeni, zayıf olan kolon kesitinde kullanılan sık aralıklı ve geniş başlıklı kesme çivili levhaların kullanıldığı A2 deney elemanının zayıf kolon kesitinin rijitliğindeki önemli artıştan dolayı betondaki ezilme ve çatlakların ölçüm alınan bölge olan birleşim üst bölgesinde yoğunlaşmasıdır. Daha sonra A4 ve A1 elemanlarının eğrilikleri birbirlerine yakın çıkmış ve en az eğrilik beklendiği gibi AR deney elemanında gözlenmiştir. Birleşim sol bölgeye göre incelendiğinde en fazla eğrilik A4 deney elemanında görülmüştür. Daha sonra sırasıyla A1, A2 ve A3 elemanlarında en fazla eğrilik oluşumu gözlenmiştir. Birleşim sağ bölgeye göre ise; A2 elemanında en fazla eğrilik ölçümü gözlenmiştir. Daha sonra A3, A4, A1 ve AR deney elemanları eğrilik açısından en büyük eğrilik değerlerine sahip deney elemanlarıdır.

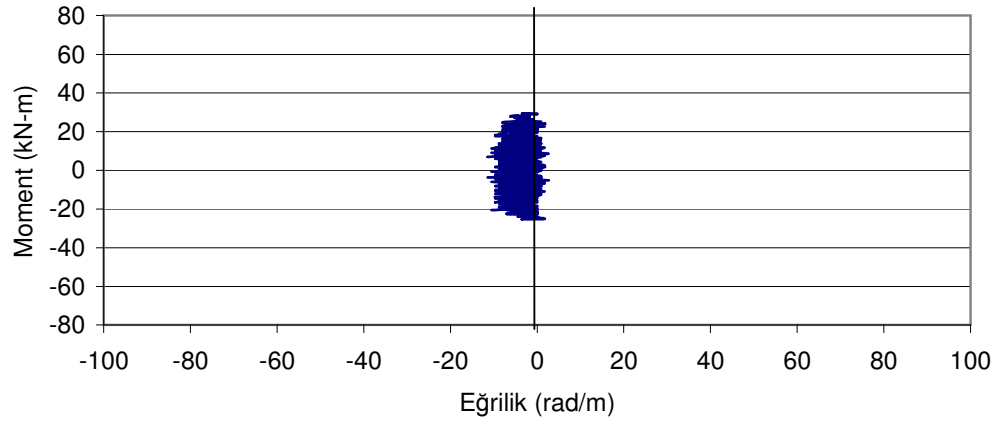
B grubu deney elemanlarında birleşim üst bölgeye göre bir kıyaslama yapıldığında eğriliği en fazla olan eleman B3 deney elemanı olmuştur. Daha sonra B2, B4 ve B1 elemanlarının eğrilikleri en büyük eğrilikler olarak ölçülmüş ve en az eğrilik BR deney elemanında gözlenmiştir. Birleşim sol bölgeye göre incelendiğinde en fazla

eğrilik B3 deney elemanında görülmüştür. Daha sonra sırasıyla BR, B4, B1 ve B2 elemanlarında en az eğrilik oluşumu gözlenmiştir. Birleşim sağ bölgeye göre ise; BR elemanında en fazla eğrilik ölçümü gözlenmiştir. Daha sonra B3, B4, B2 ve B1 deney elemanları eğrilik açısından en büyük eğrilik değerlerine sahip deney elemanlarıdır.

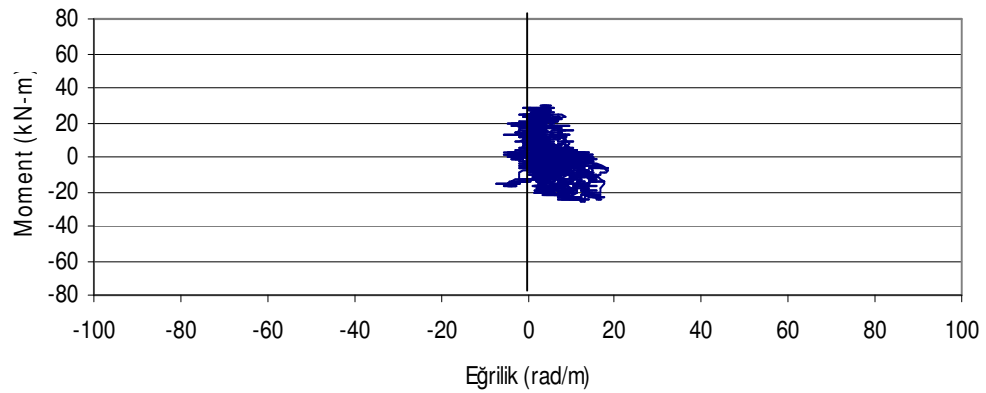
C grubu deney elemanlarında birleşim üst bölgeye göre bir kıyaslama yapıldığında eğriliği en fazla olan eleman C2 deney elemanı olmuştur. Daha sonra C1, C4 ve C3 elemanlarının eğrilikleri en büyük eğrilikler olarak ölçülmüştür. En az eğrilik ise CR deney elemanında gözlenmiştir. Birleşim sol bölgeye göre incelendiğinde en fazla eğrilik CR deney elemanında görülmüştür. Daha sonra sırasıyla C4, C2, C3 ve C1 elemanlarında en az eğrilik oluşumu gözlenmiştir. Birleşim sağ bölgeye göre ise C4 elemanında en fazla eğrilik ölçümü gözlenmiştir. Daha sonra C2, C3, CR ve C1 deney elemanları eğrilik açısından en büyük eğrilik değerlerine sahip deney elemanlarıdır. Bütün deney elemanlarında eğrilik değerlerine bakıldığında zaman elemanlara etkiyen momentin ve betondaki çatlak genişlik ve sayılarının çok arttığı anlarda eğrilik değerlerinde ani artışlar gözlenmiştir. Bundan dolayı değerlendirme yaparken ağırlıklı olarak eğriliğin yoğunlaştığı bölgeler göz önünde tutulmuştur. Beton dayanımı ve rijitliği daha fazla olan C grubu elemanlarda, elemanlar arasındaki eğrilik farkları daha belirgin olarak gözlenmiştir. Şekil 6.16-6.30'da deney elemanlarının moment-eğrilik grafikleri verilmiştir.



(a)

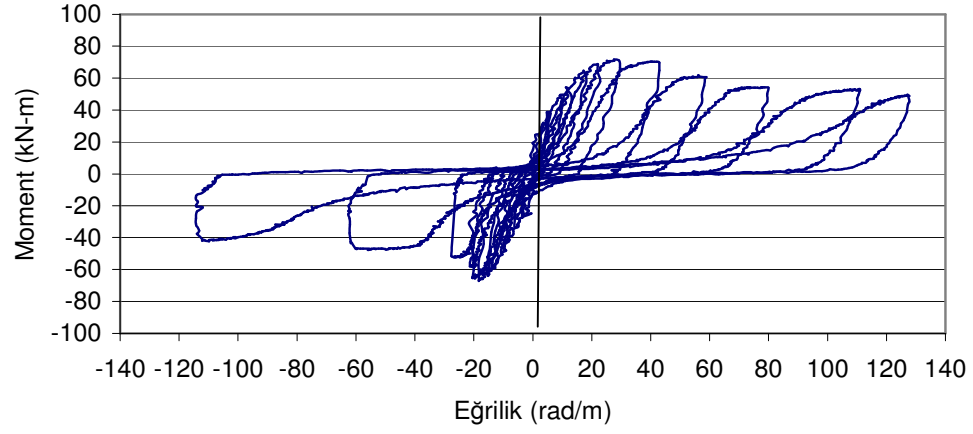


(b)

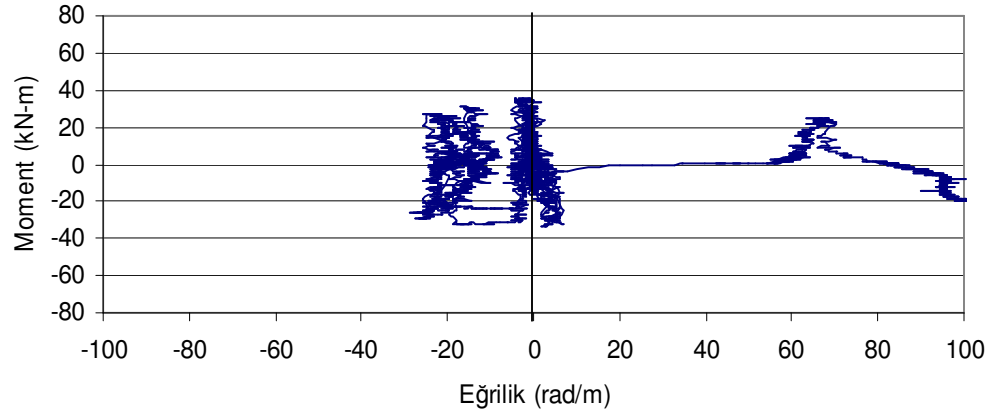


(c)

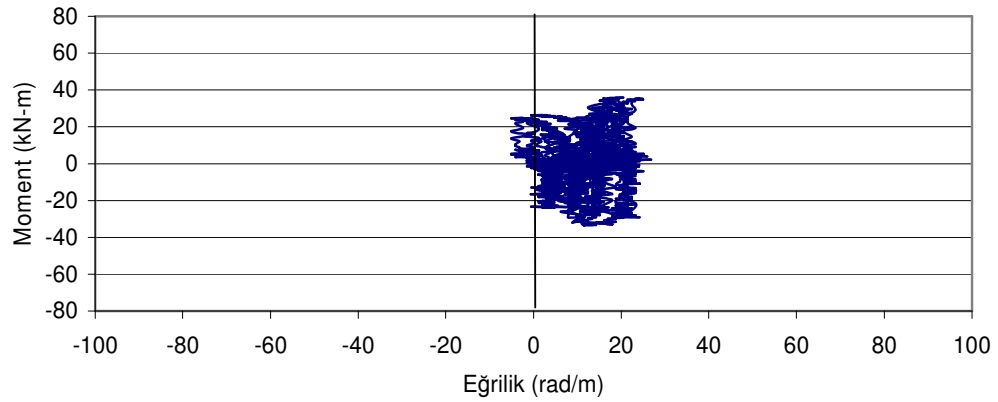
Şekil 6.16. AR deney elemanı moment-eğrilik grafiği a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge



(a)

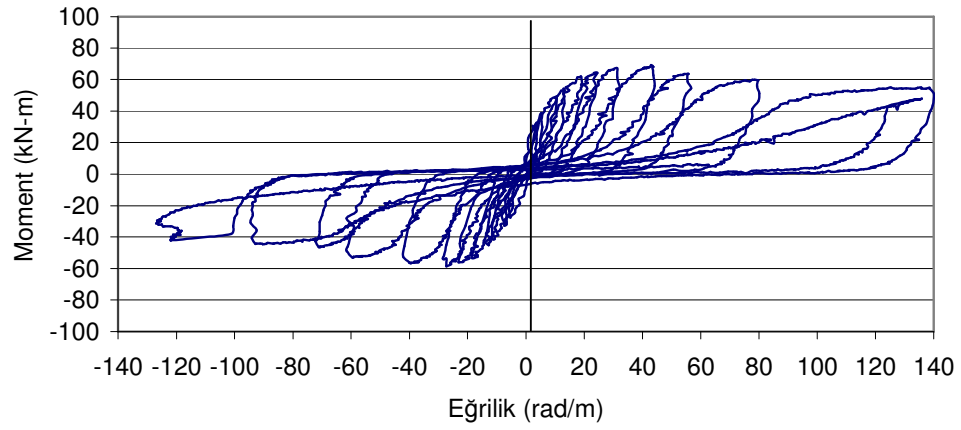


(b)

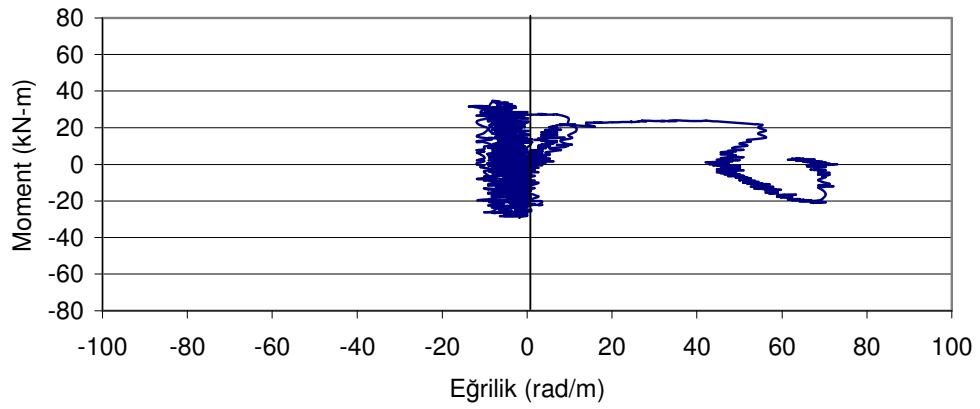


(c)

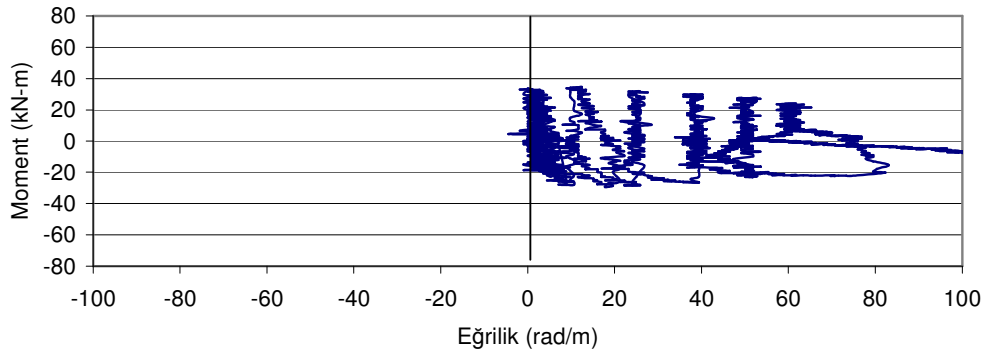
Şekil 6.17. A1 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

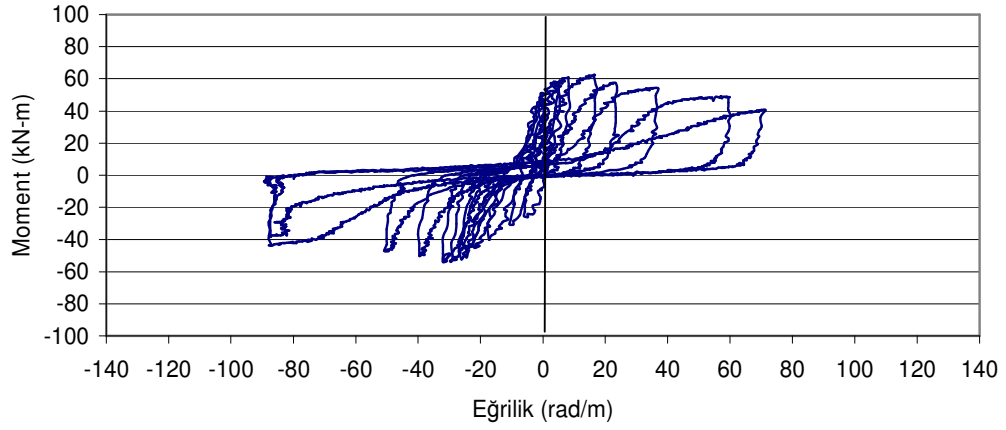


(b)

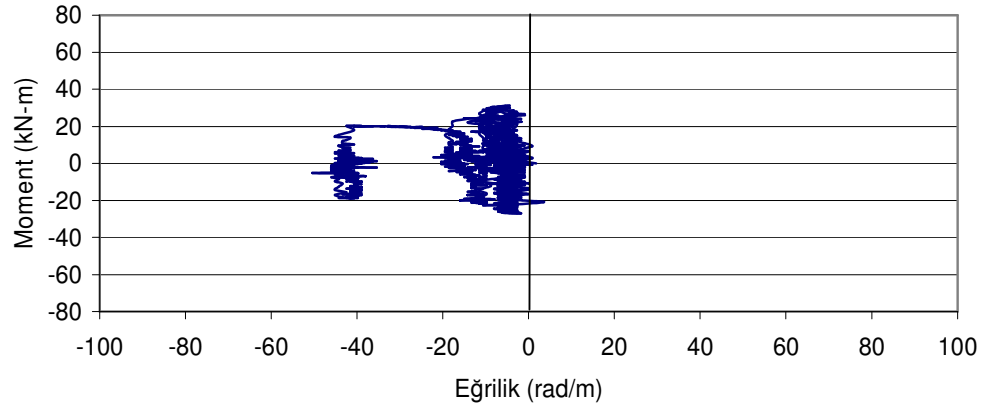


(c)

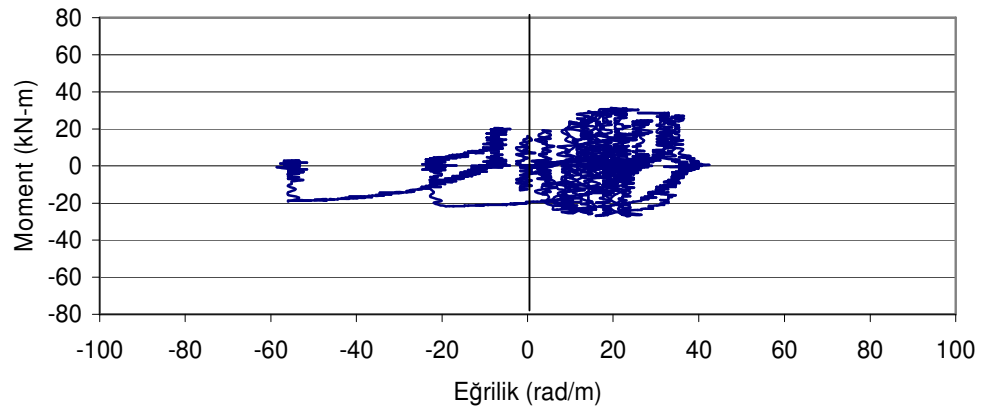
Şekil 6.18. A2 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

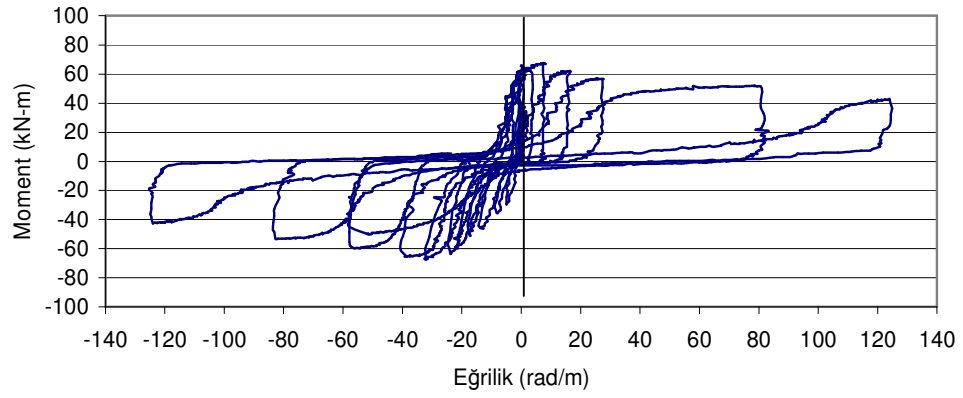


(b)

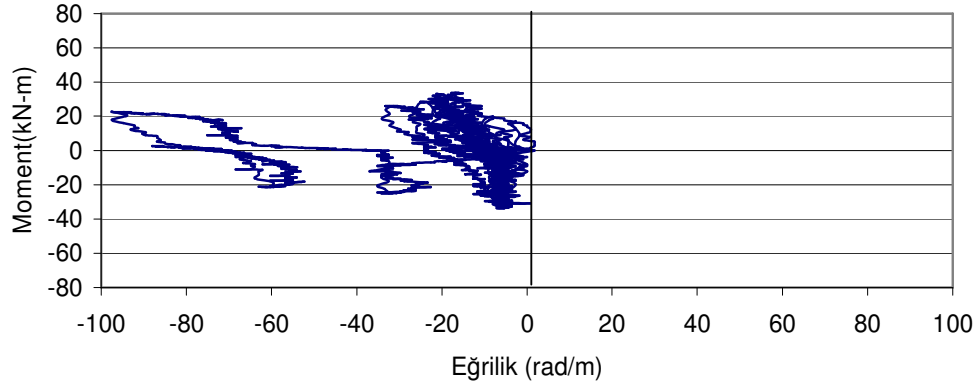


(c)

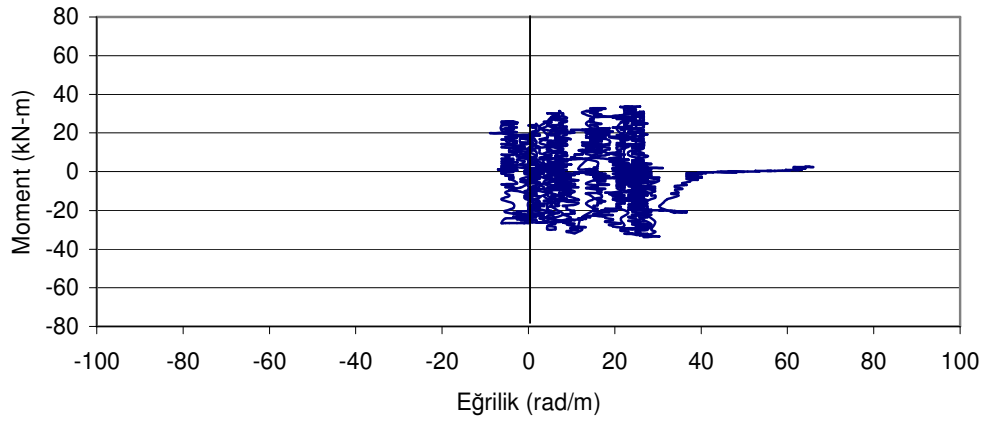
Şekil 6.19. A3 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

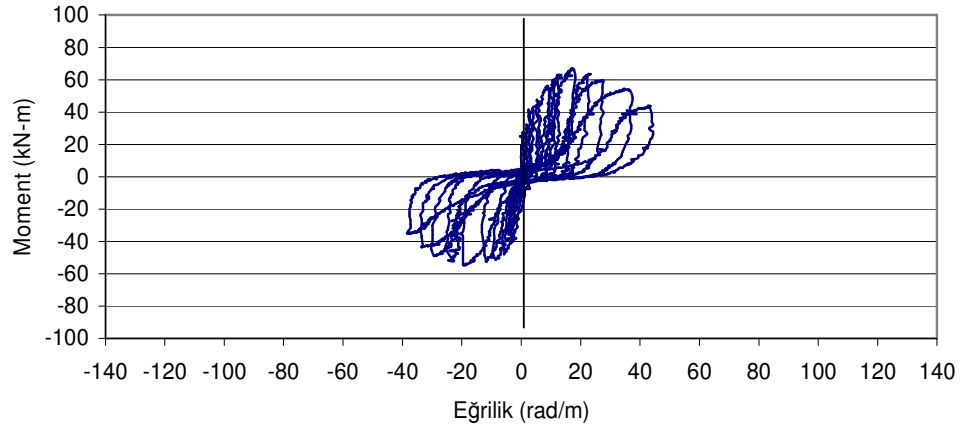


(b)

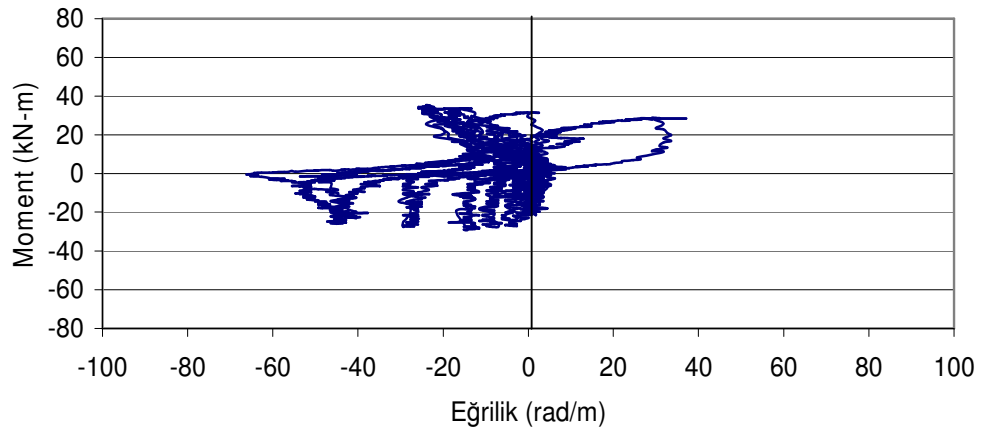


(c)

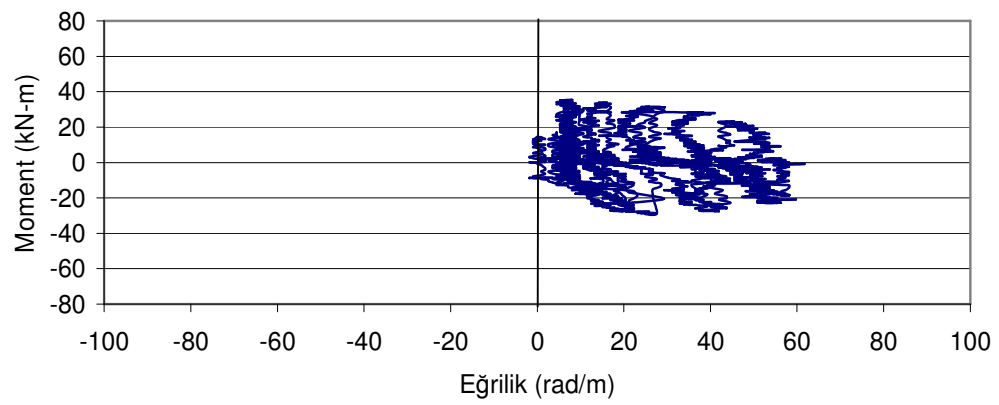
Şekil 6.20. A4 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

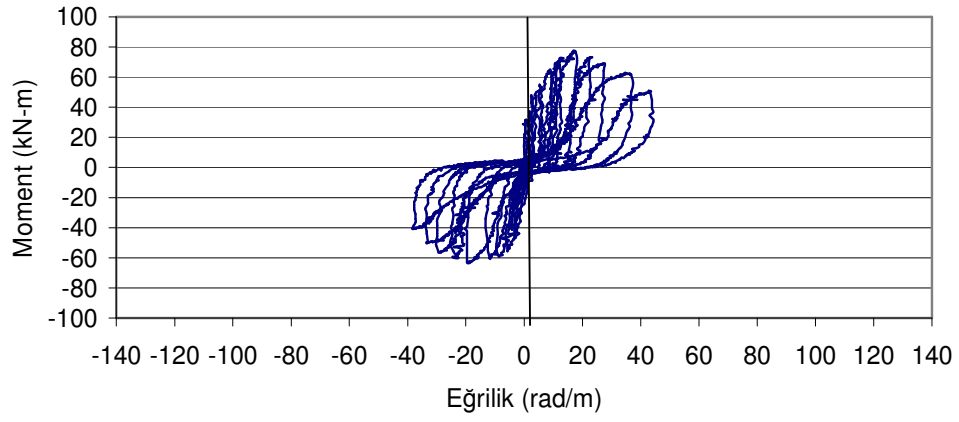


(b)

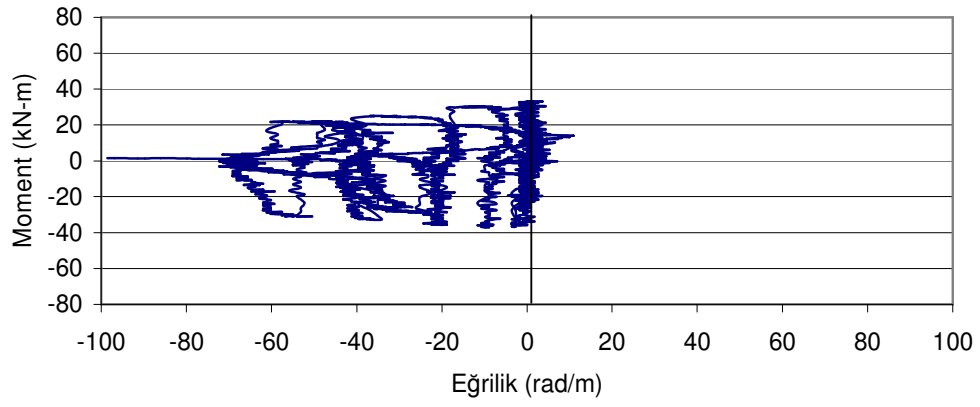


(c)

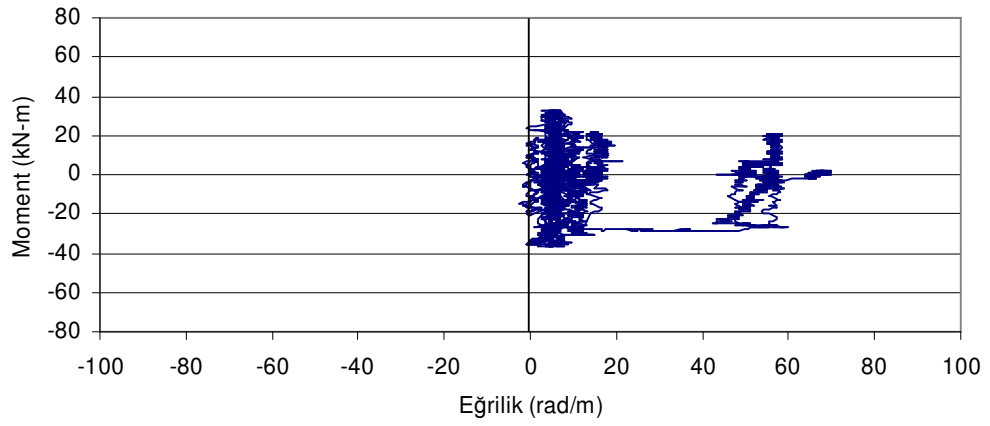
Şekil 6.21. BR deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

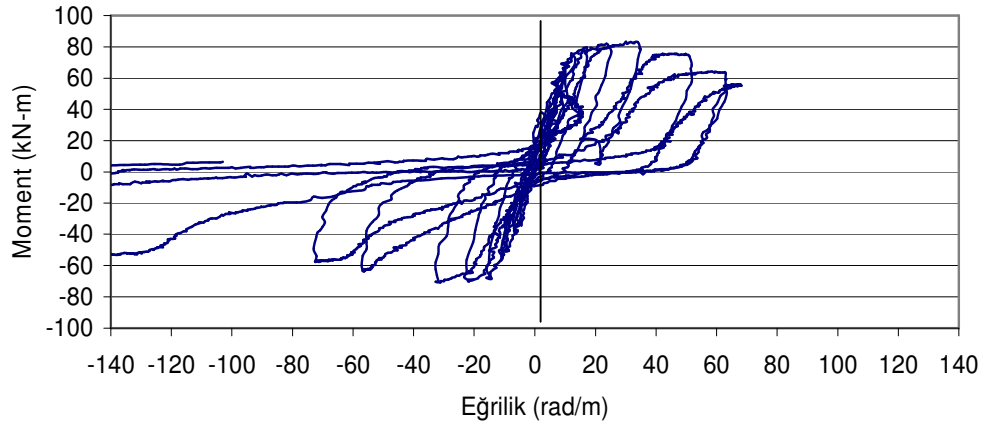


(b)

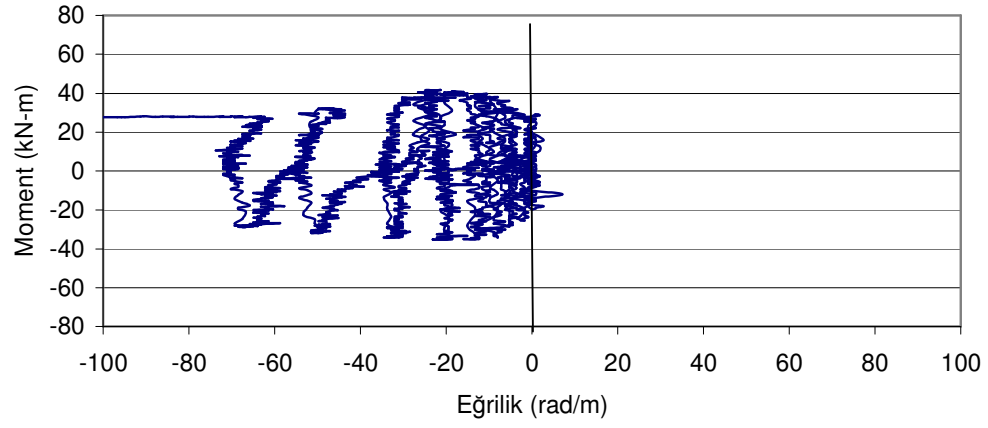


(c)

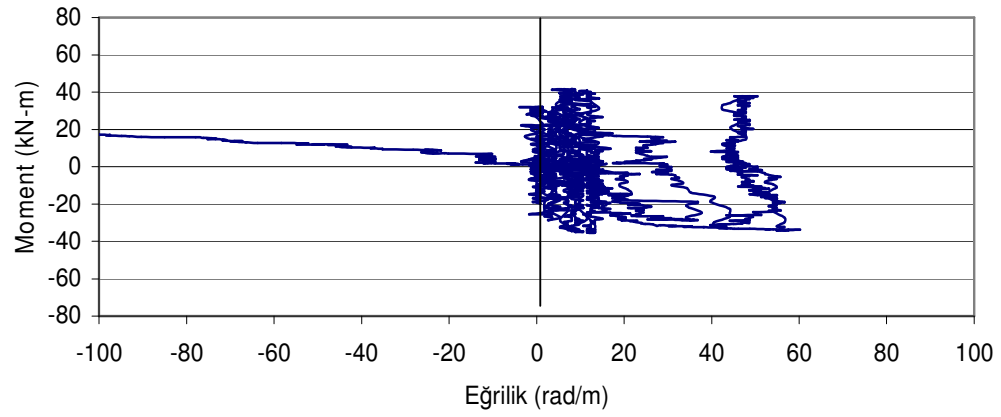
Şekil 6.22. B1 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

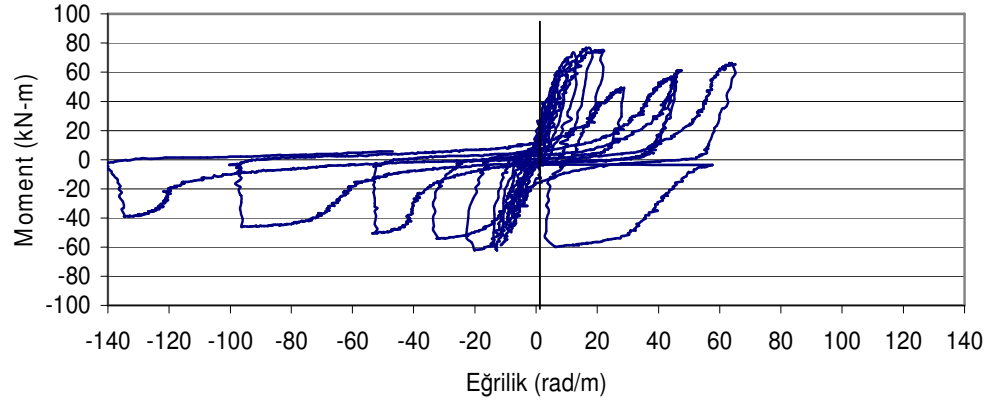


(b)

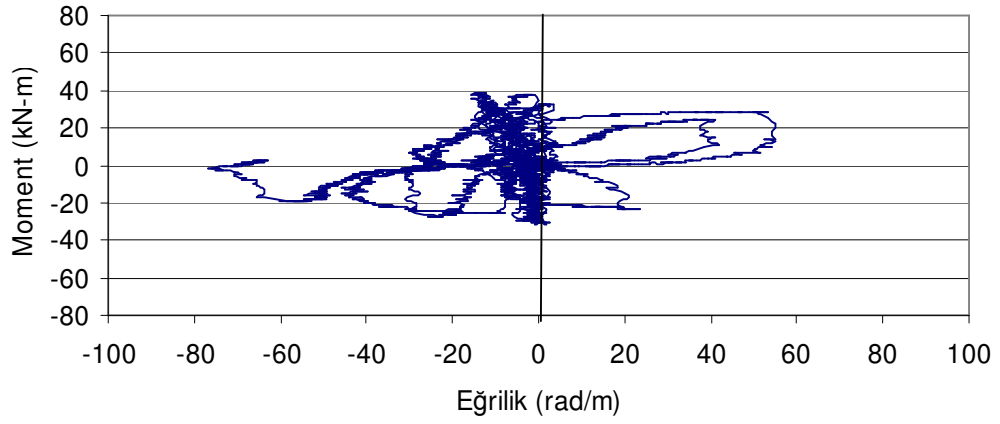


(c)

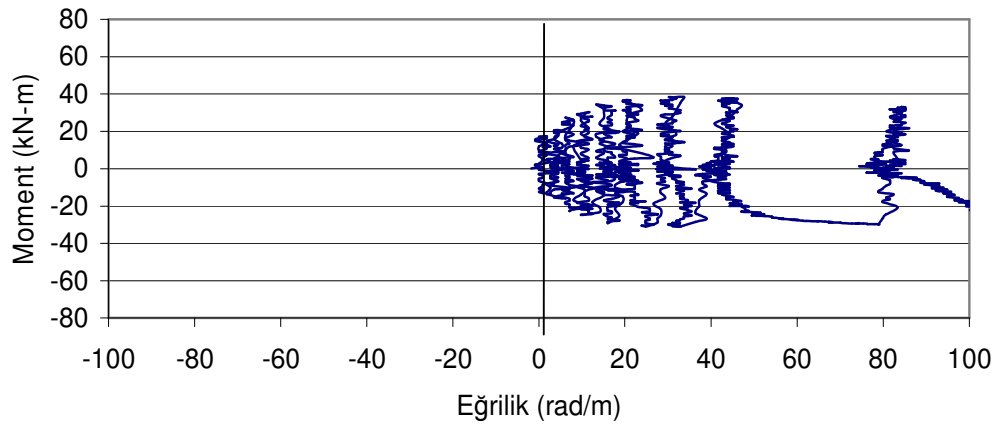
Şekil 6.23. B2 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

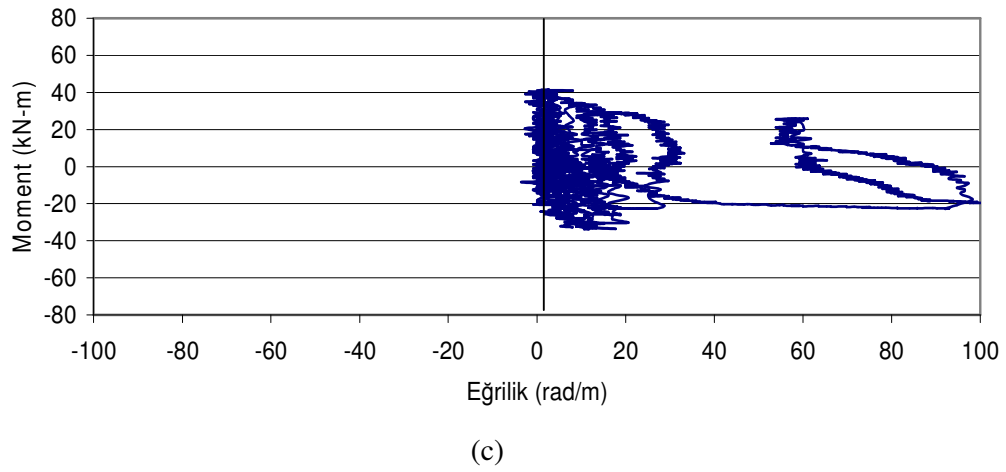
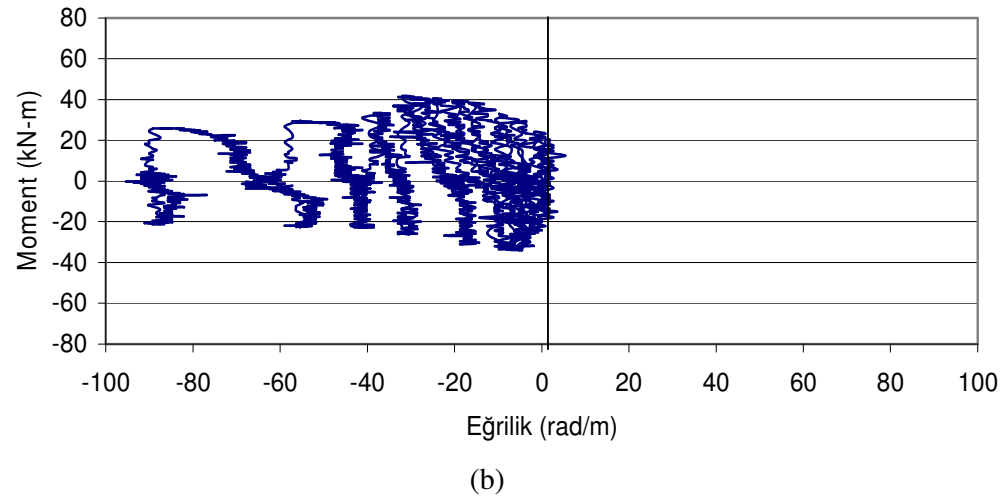
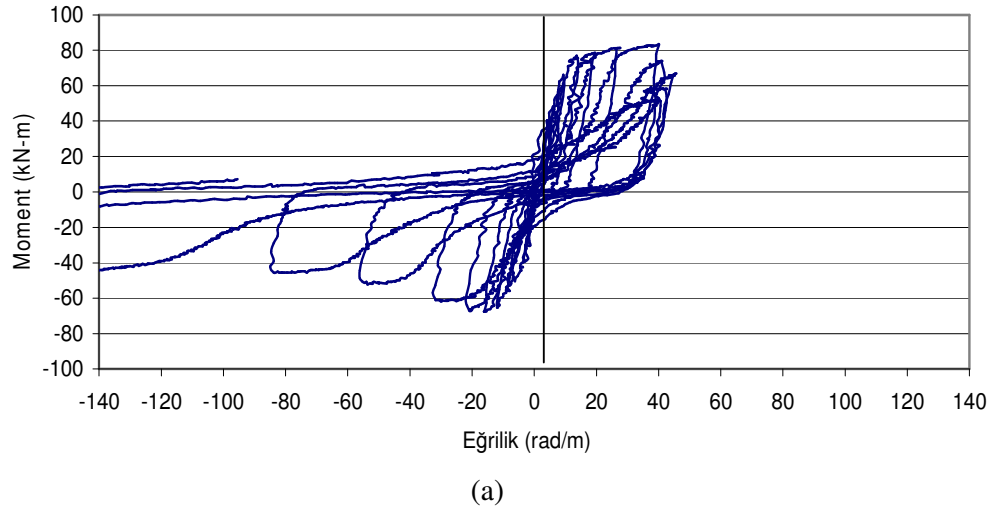


(b)

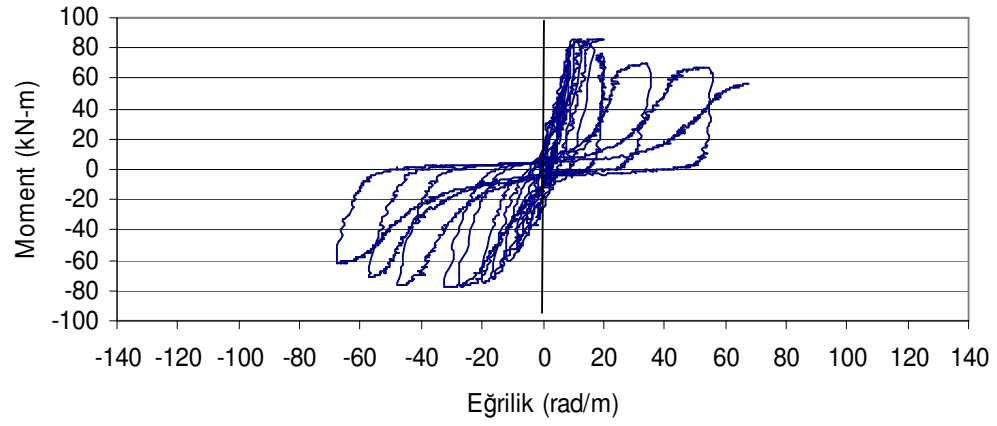


(c)

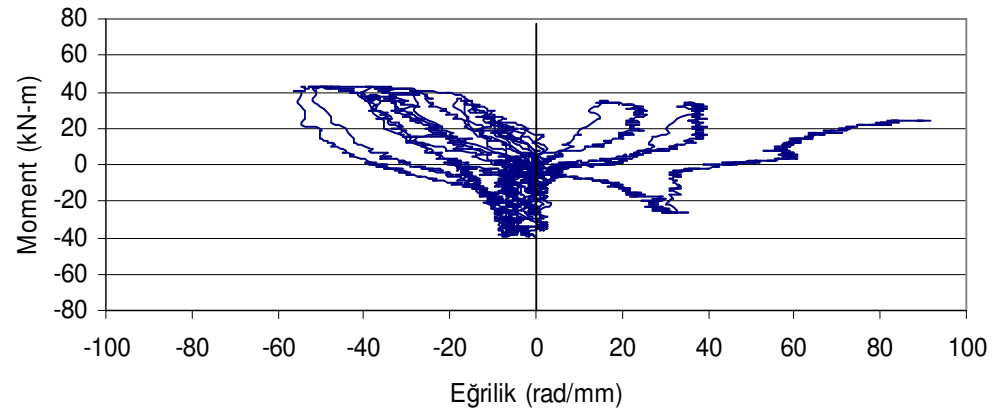
Şekil 6.24. B3 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



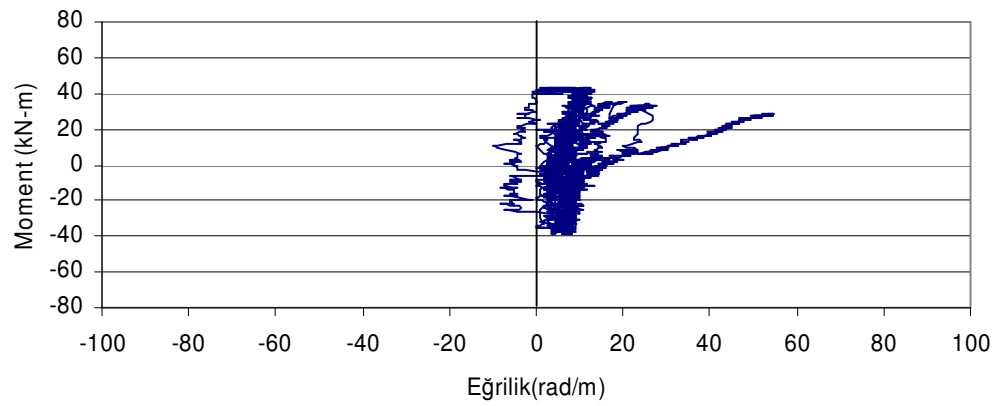
Şekil 6.25. B4 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge



(a)

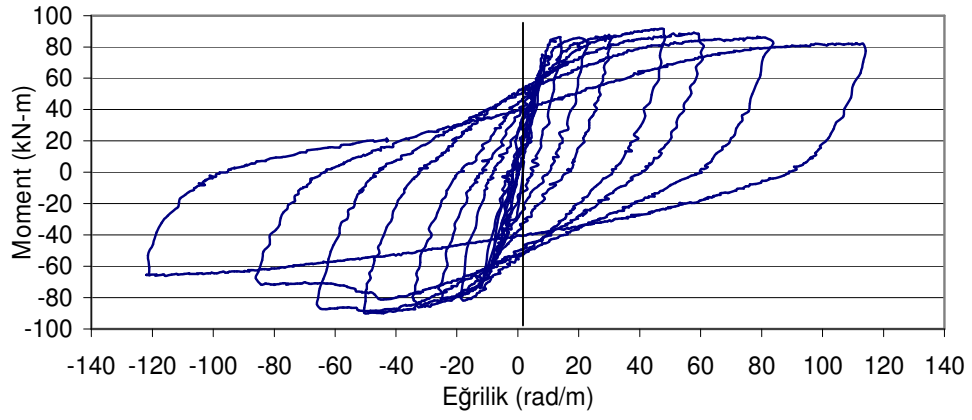


(b)

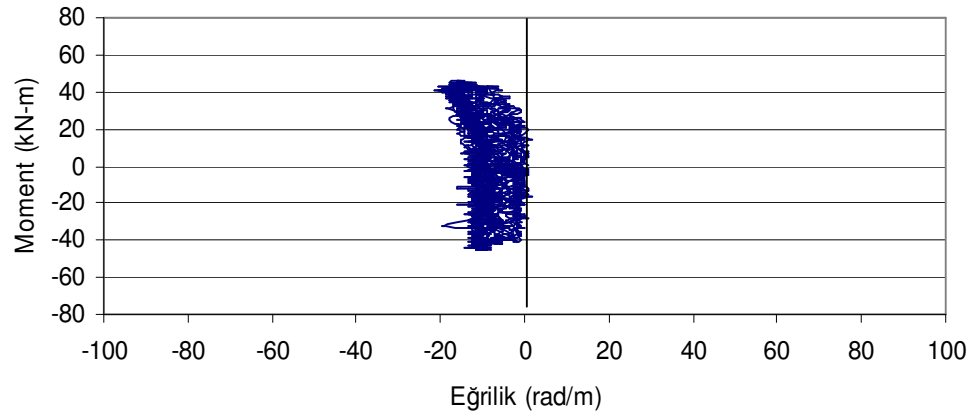


(c)

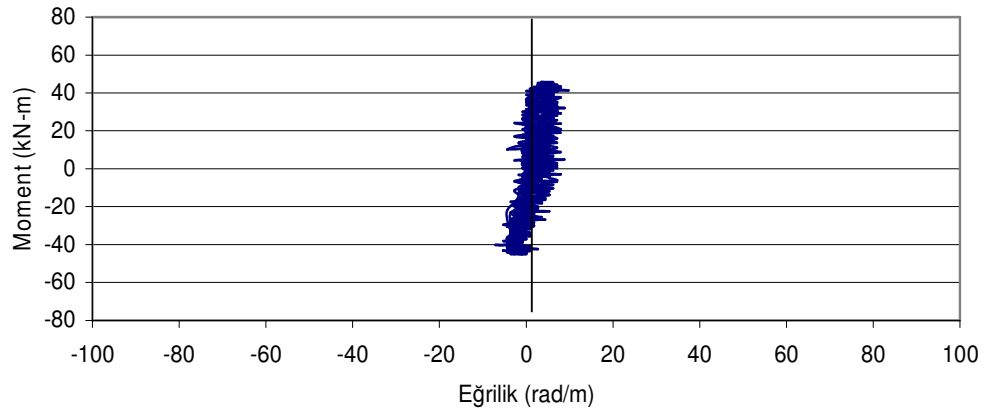
Şekil 6.26. CR deney elemanı moment-eğrilik grafiği a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge



(a)

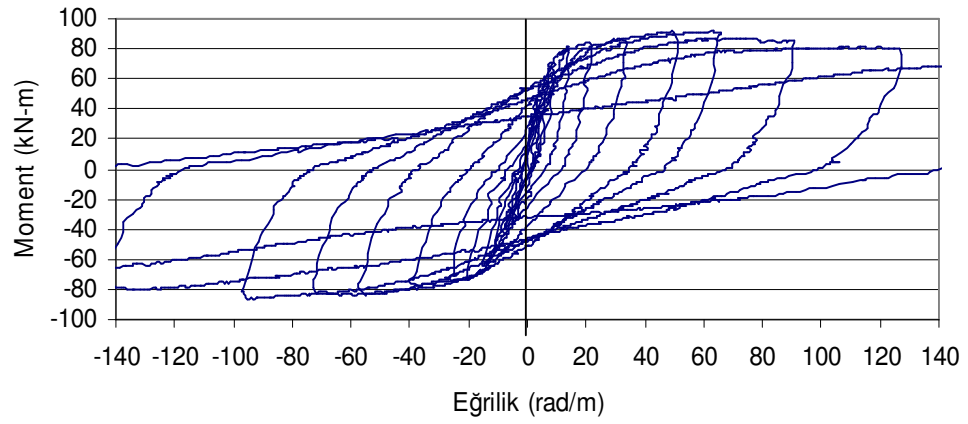


(b)

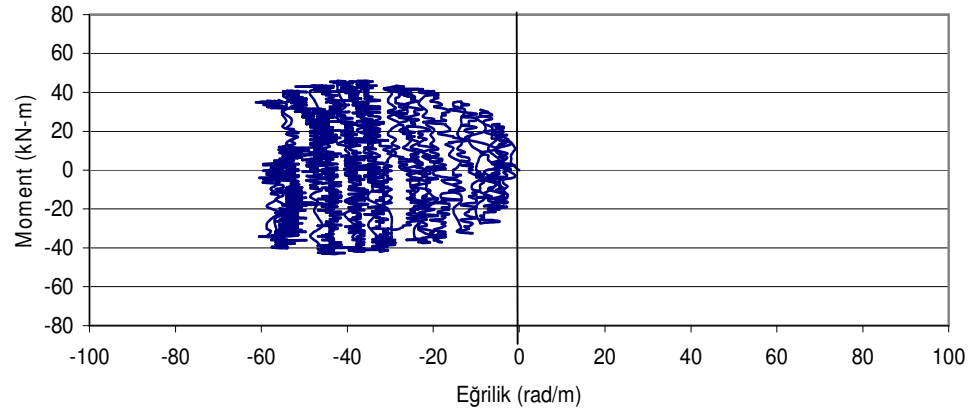


(c)

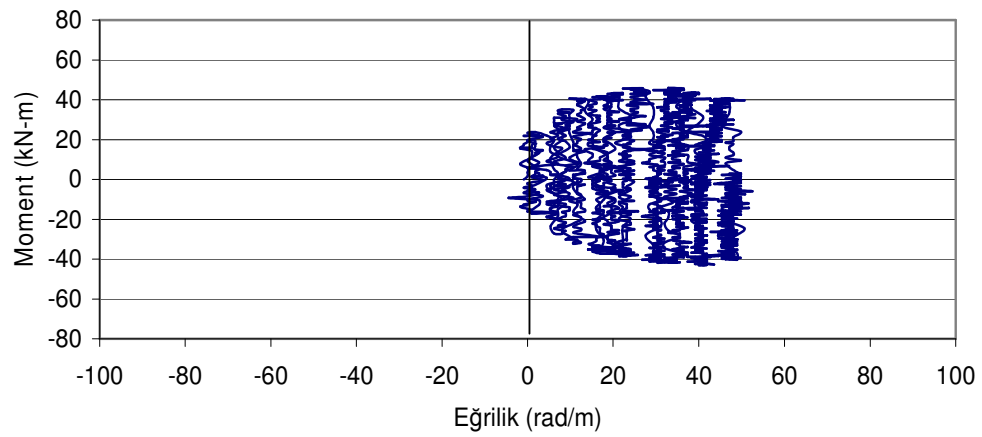
Şekil 6.27. C1 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

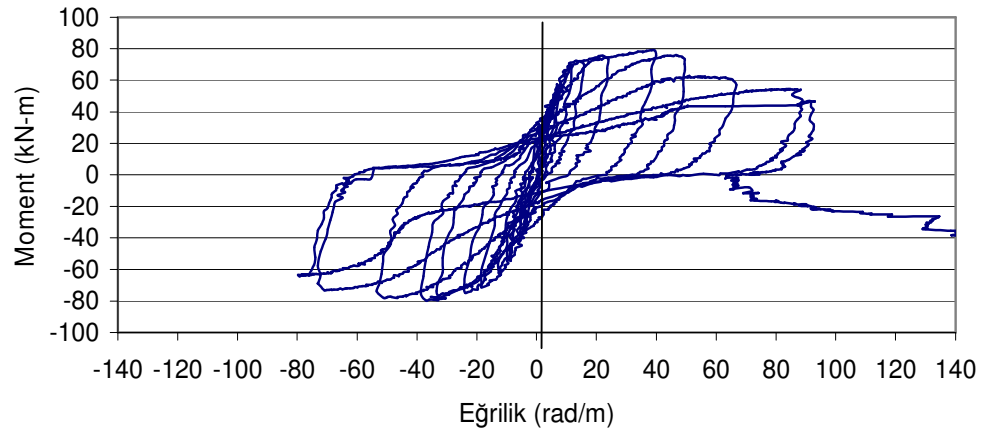


(b)

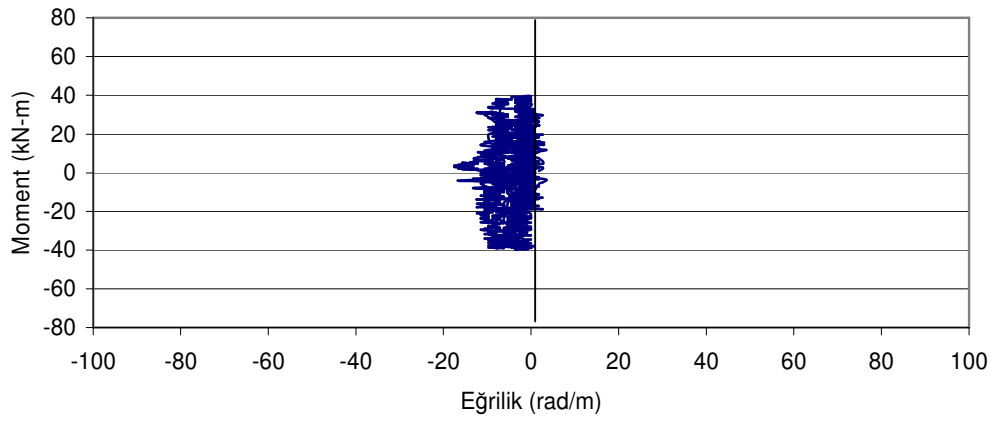


(c)

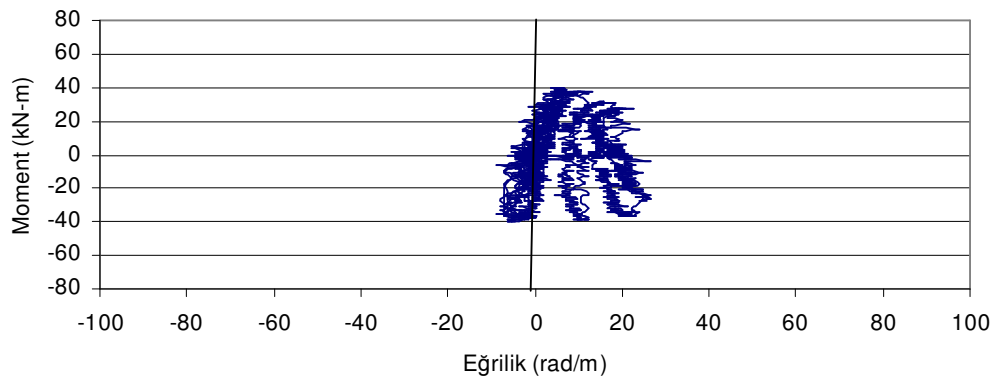
Şekil 6.28. C2 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

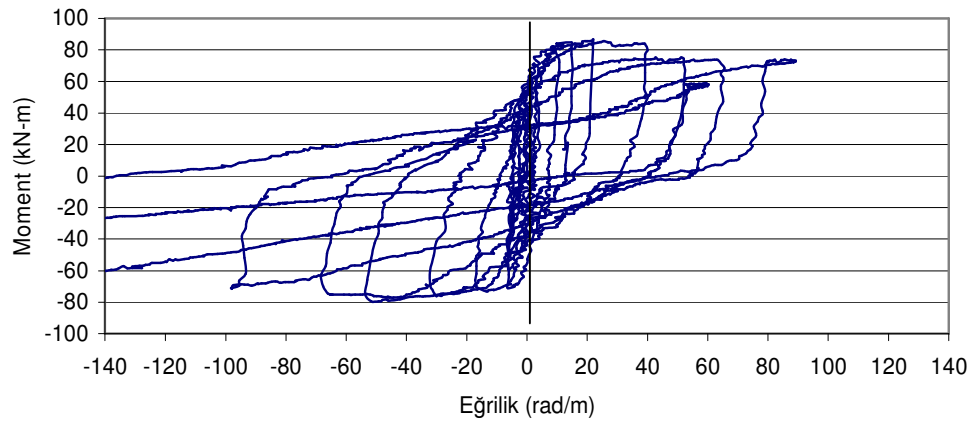


(b)

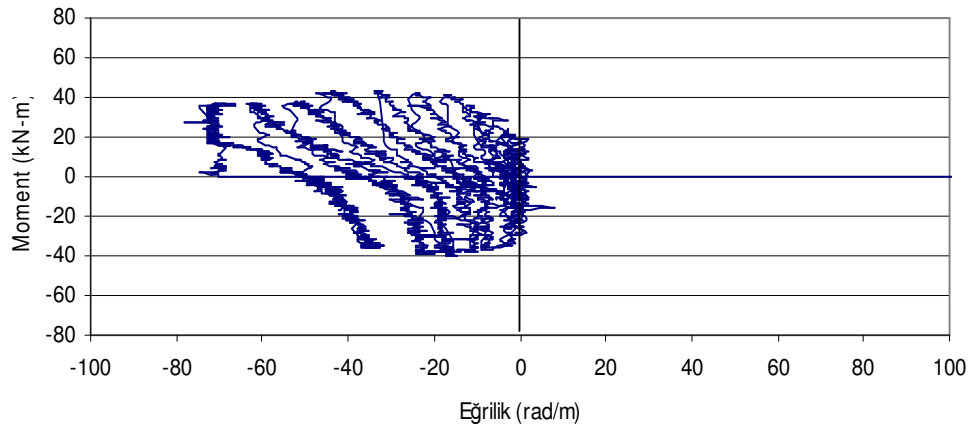


(c)

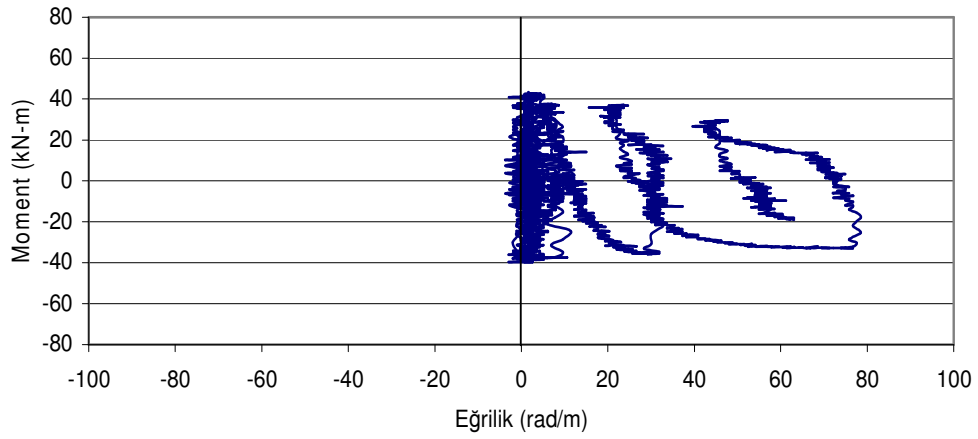
Şekil 6.29. C3 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)



(b)



(c)

Şekil 6.30. C4 deney elemanı moment-eğrilik grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge

6.6. Yük Kayma Deformasyonu İlişkisi

Her deney elemanının üç ayrı bölgesindeki (birleşim üst bölge, birleşim sol bölge ve birleşim sağ bölge) kayma deformasyonlarından ölçüm yapılmıştır. Bu bölgelerden alınan ölçümler ile kayma aılları ve yatay kayma deformasyonları hesaplanmıştır. Kiriş ucunda hesaplanmış olan yatay yöndeki net deplasman, eğilme ve kayma deformasyonlarının toplamıdır. Kirişteki yatay kayma deformasyonlarından, kiriş ucundaki yatay net ötelenmeler çıkarılarak kirişin eğilme deformasyonları bulunmuştur. Deney elemanlarının ölçüm bölgelerine göre kayma aıllarının kesme kuvvetine göre değişimi ve eğilme deformasyonlarının yüke göre değişimleri grafik olarak şekil 6.31-6.60' da verilmiştir.

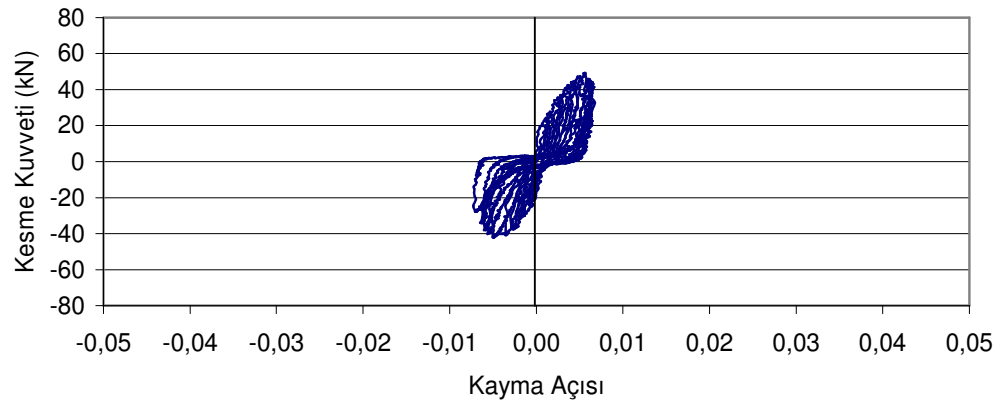
Deney elemanlarında genel olarak çevrim sayısı arttıkça büyük kayma deformasyonlarının oluştuğu gözlenmiştir. İleriki çevrimlerde bazı deney elemanlarının deformasyonları artarken, yk almalarındaki artış az olmuştur. Bunda, bir önceki çevrimde burkulan ve işaret değiştiren yük altında çekmeye çalışan donatıların etkisi olduğu dşnlmştir. Kayma deformasyonlarının yanı sıra bu donatılar çekme etkisi altında düzelinceye kadar etkili olarak yk alamamışlardır.

Deney elemanları incelendiğinde AR kontrol deney elemanına göre A1 deney elemanının, birleşim üst bölgede, her iki yöndeki çatlaklarının eşit ölçüde ve kiriş dibinde ölçüm alınan bölgede yoğunlaştığı gözlenmiştir. A2 deney elemanında ileri ve geri yönlerdeki kayma deformasyonları yaklaşık olarak eşit olarak lçlmştir. A1 deney elemanında ki kayma deformasyonu AR kontrol elemanındakinden beklendiği gibi daha büyük olmuştur. Bunun sebebi birleşim bölgesinde kullanılan kesme çivili levhanın düğüm bölgesini güçlendirmesi ve hasarı kiriş dibine kaydırmasından dolayı ölçüm bölgesindeki kayma deformasyonu daha büyük olmuştur. A3 ve deney elemanındaki kayma deformasyonu AR deney elemanına oldukça yakın olarak lçlmştir. A2 deney elemanında ileri yöndeki kayma deformasyonu geri yöndeki kayma deformasyonundan daha büyük çıkmıştır. Ayrıca A2 deney elemanında geri yöndeki eğilme deformasyonu eğilme ve kayma

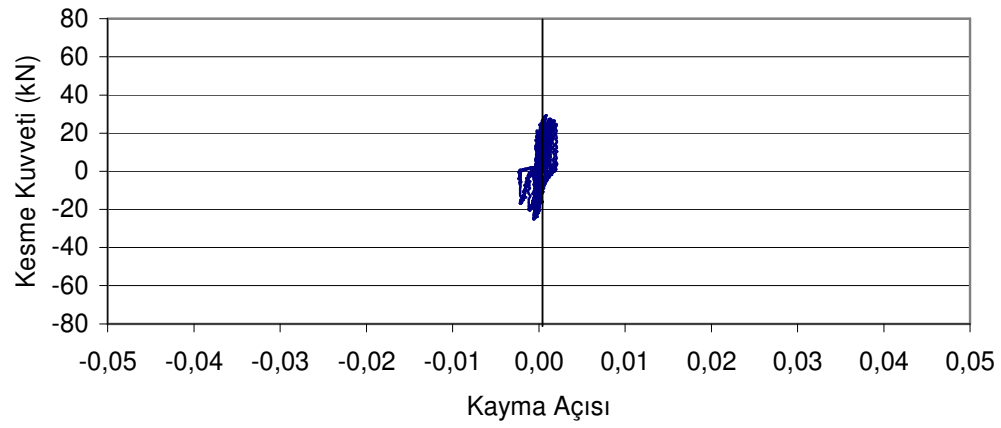
deformasyonlarının toplamından daha büyük çıkmıştır. Bunun sebebi ileri yönde meydana gelmiş olan kalıcı kayma deformasyonlarıdır.

B grubu deney elemanlarında BR kontrol deney elemanına göre B2, B3 ve B4 deney elemanlarında daha yoğun çatlak oluşmuştur. B1 deney elemanında geri yöndeki kayma deformasyonu ileri yöndeki kayma deformasyonuna göre daha küçük olmuştur. B2 deney elemanında ise bunun tersi gözlenmiştir. B3 deney elemanında ileri yöndeki eğilme deformasyonu, geri yöndeki kalıcı kayma deformasyonlarının oluşumundan dolayı eğilme ve kayma deformasyonlarının toplamından daha büyük olmuştur. B4 deney elemanında ise ileri yöndeki kayma deformasyonu daha büyük olmuştur.

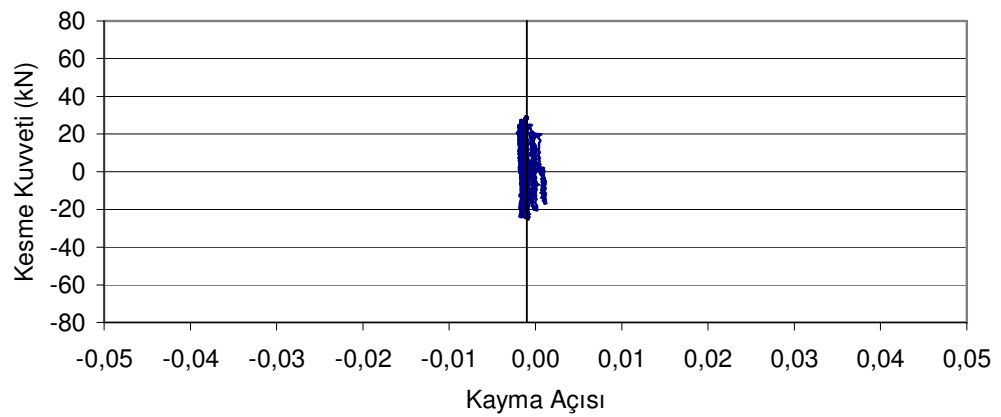
C grubu deney elemanlarında ise CR kontrol deney elemanına göre C1 deney elemanında ileri ve geri yöndeki kayma deformasyonları daha büyük olmuştur. C2 deney elemanında geri yöndeki kayma deformasyonu ileri yöndekinden oldukça büyük çıkmıştır. Özellikle C4 deney elemanında ileri yönde ki kayma deformasyonu oldukça az iken geri yöndeki kayma deformasyonundaki artış oldukça belirgin olmuştur.



(a)

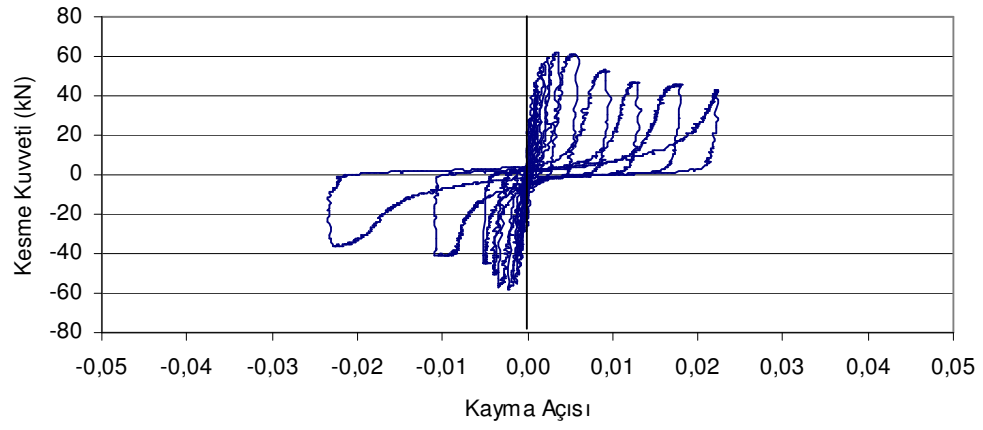


(b)

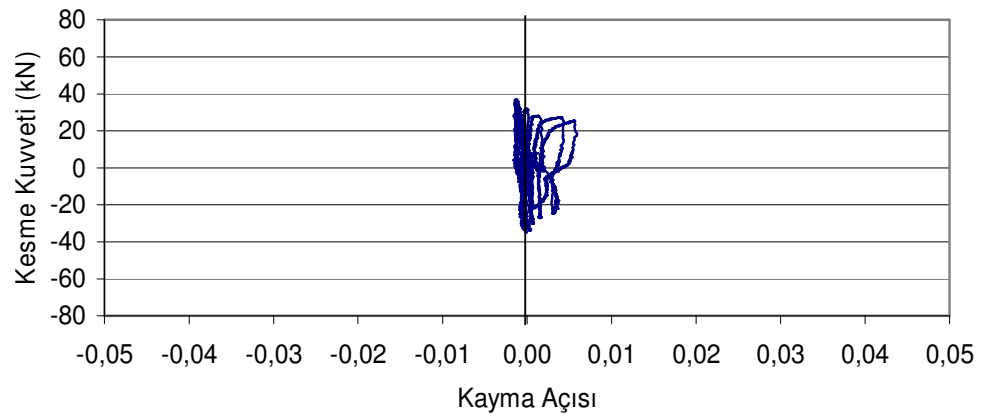


(c)

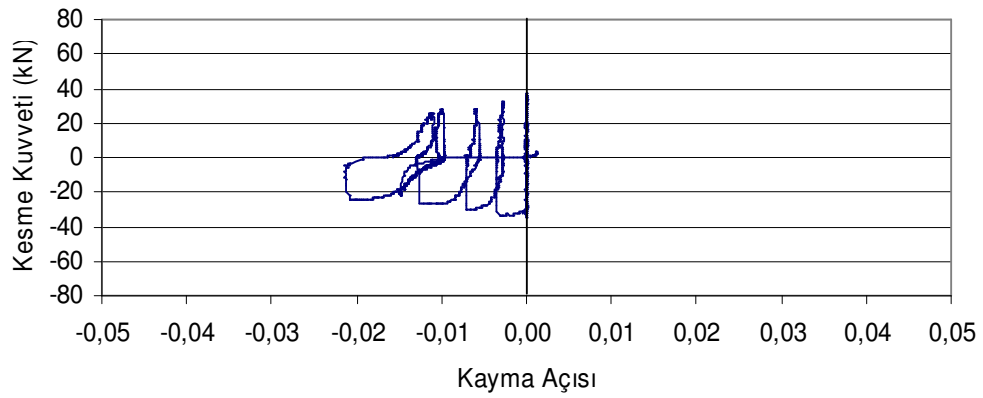
Şekil 6.31. AR deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

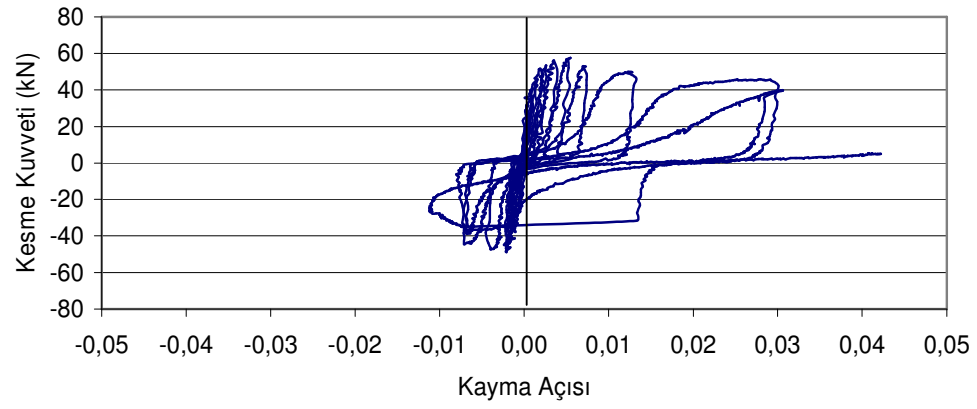


(b)

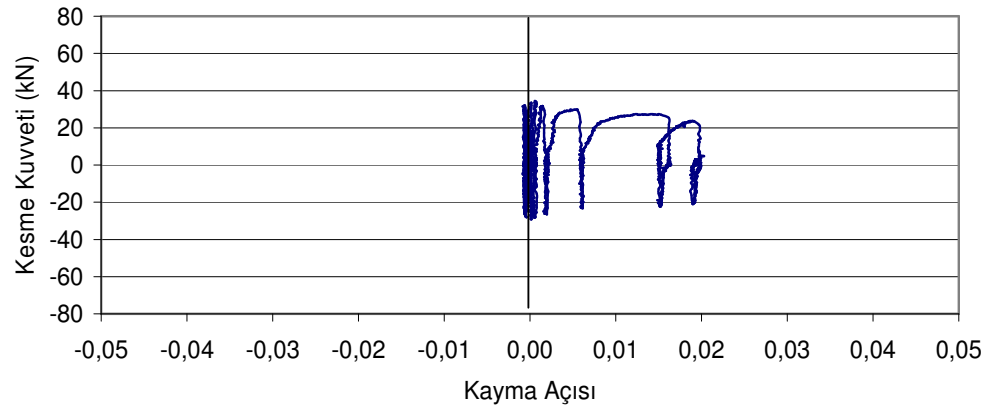


(c)

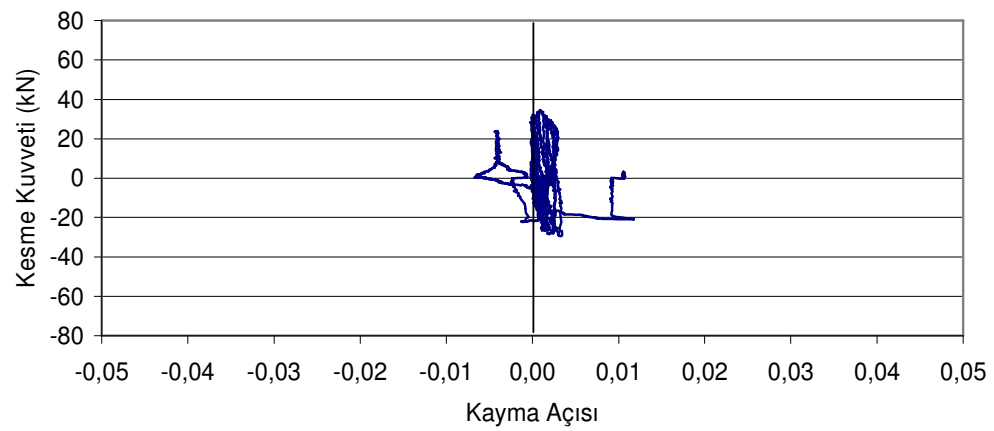
Şekil 6.32. A1 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge



(a)

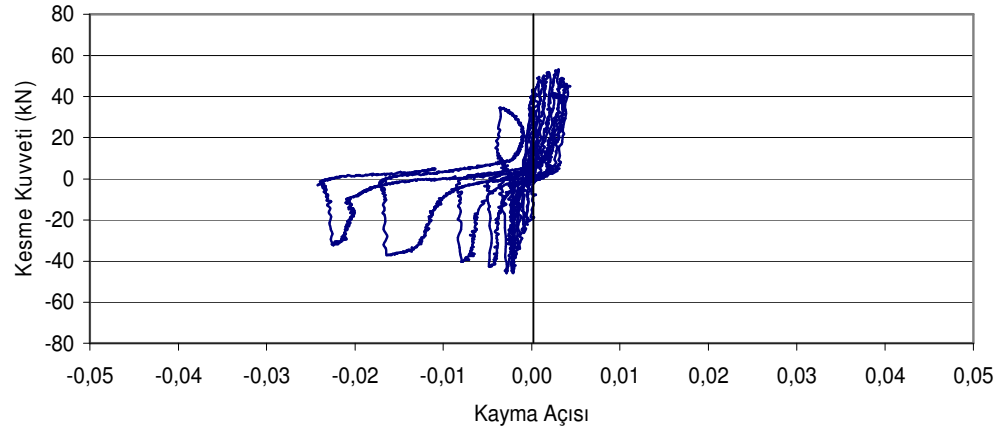


(b)

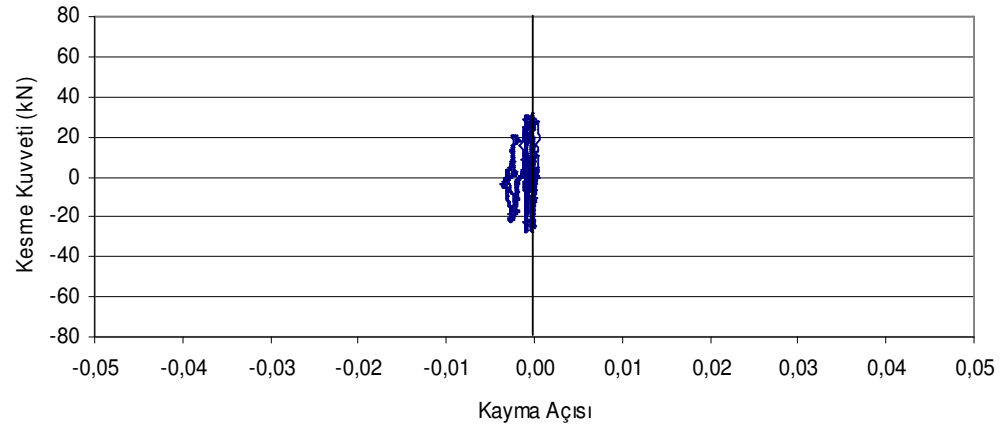


(c)

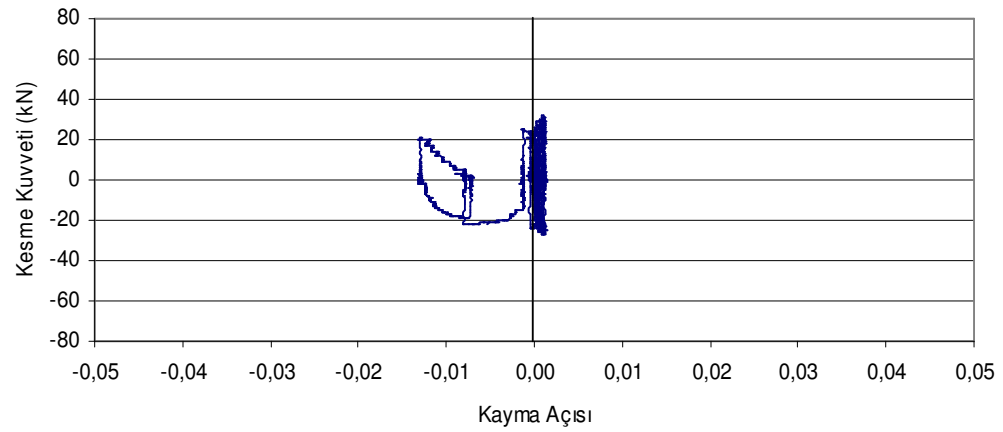
Şekil 6.33. A2 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

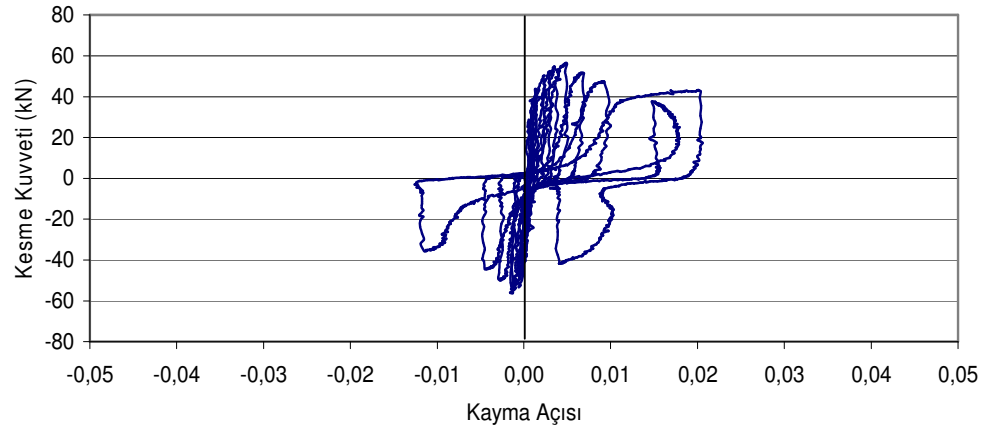


(b)

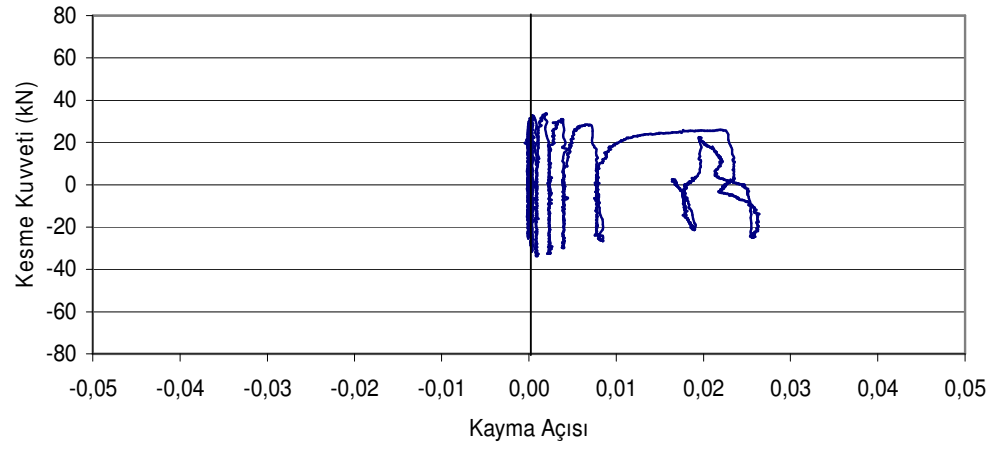


(c)

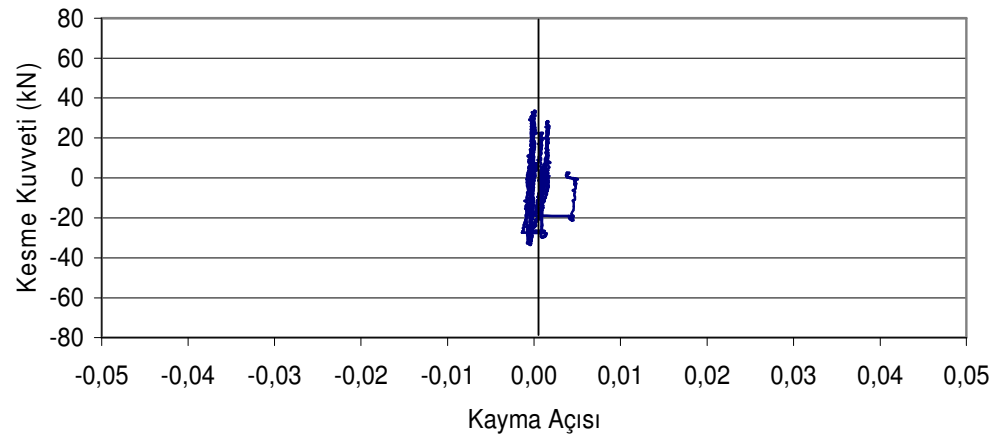
Şekil 6.34. A3 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

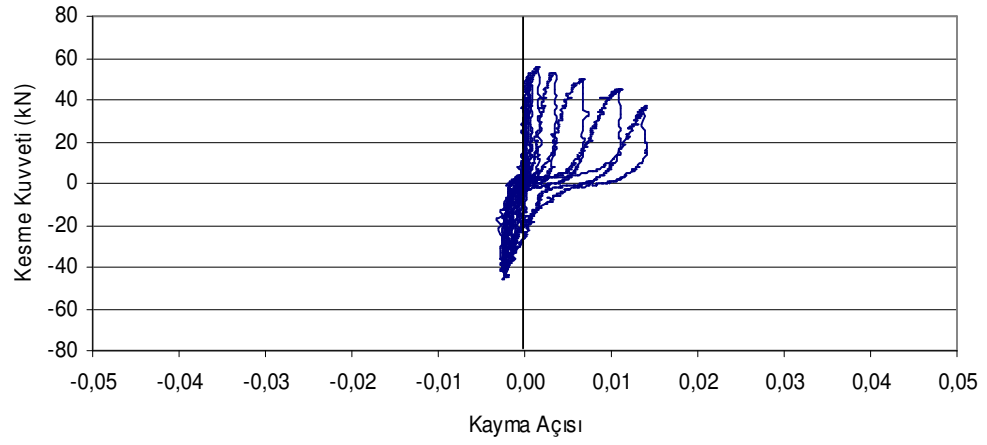


(b)

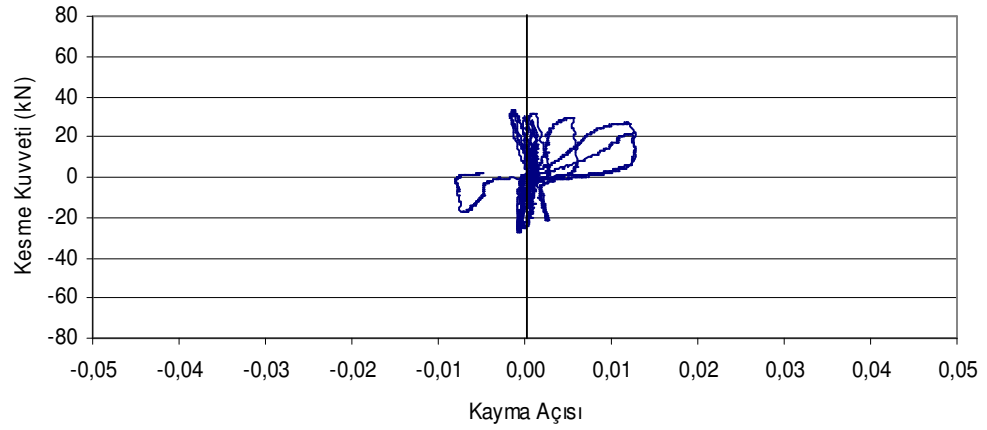


(c)

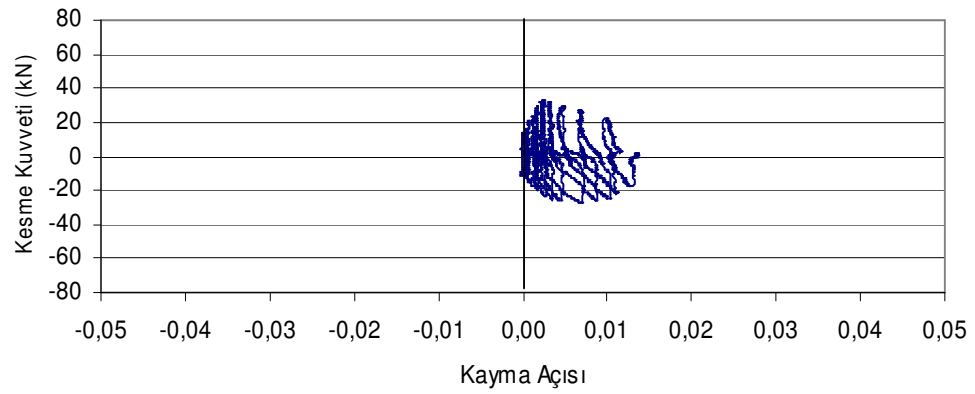
Şekil 6.35. A4 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge



(a)

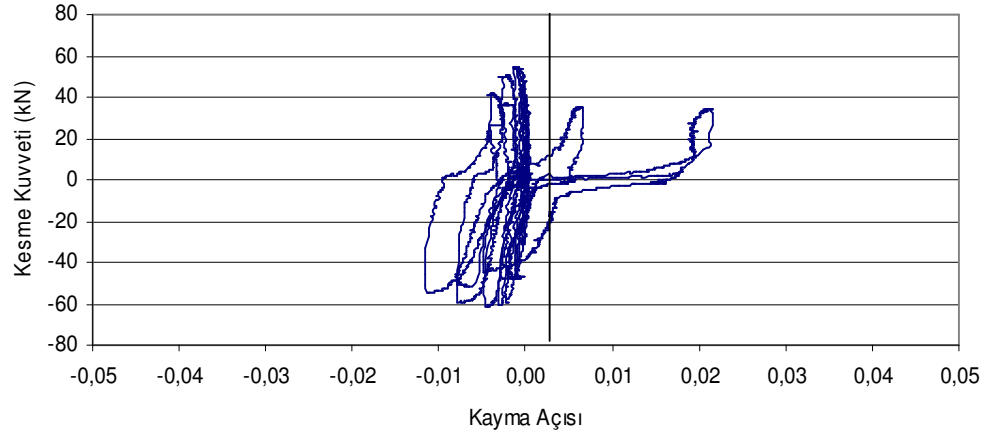


(b)

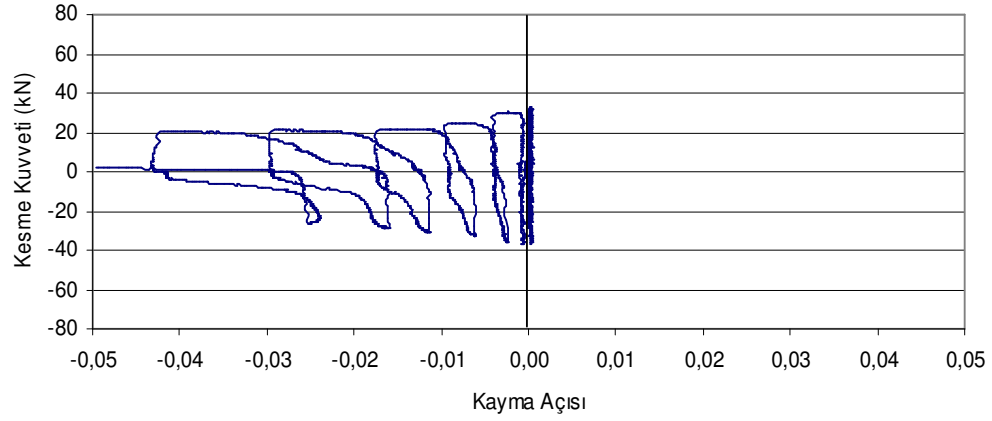


(c)

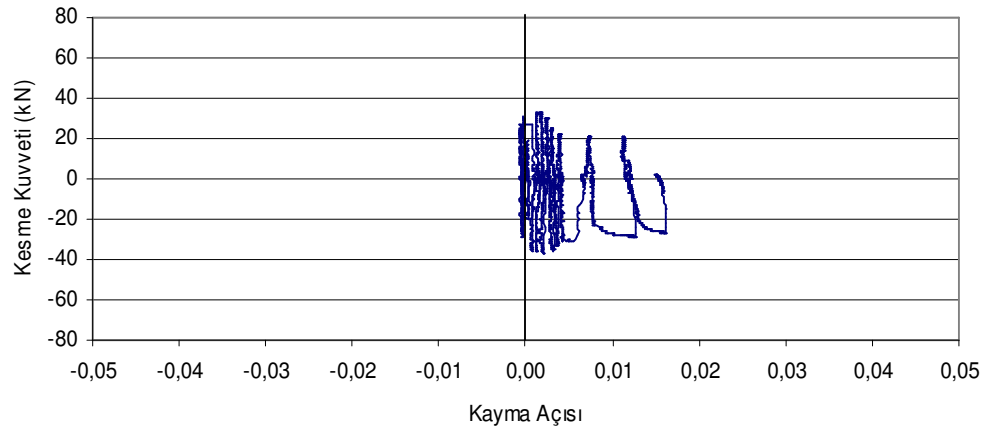
Şekil 6.36. BR deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge



(a)

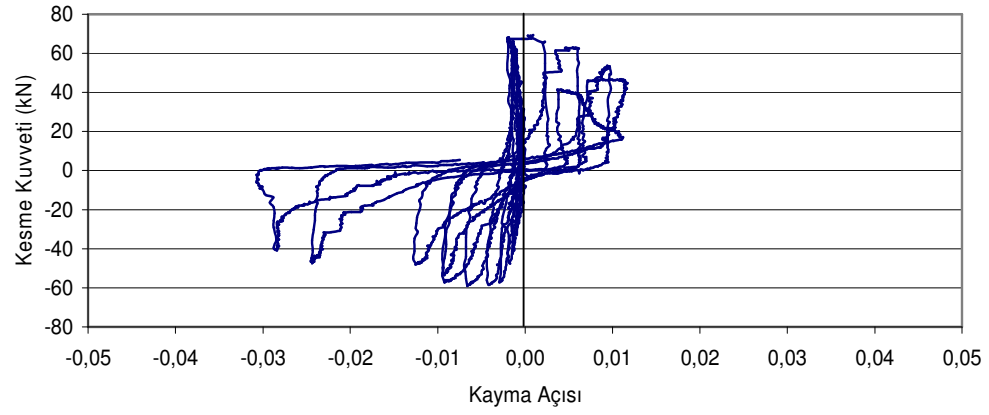


(b)

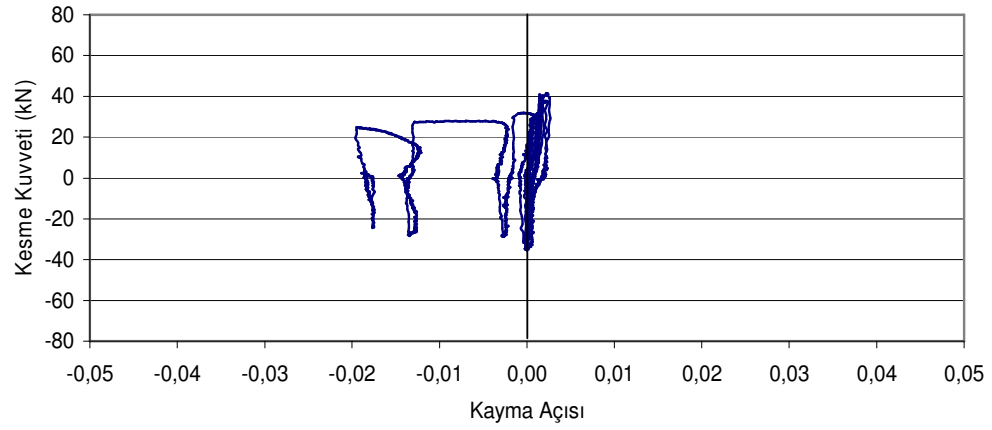


(c)

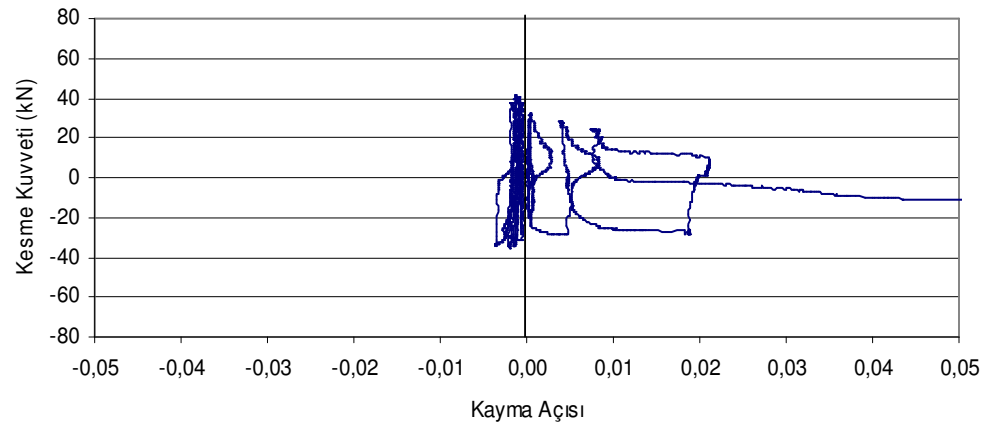
Şekil 6.37. B1 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

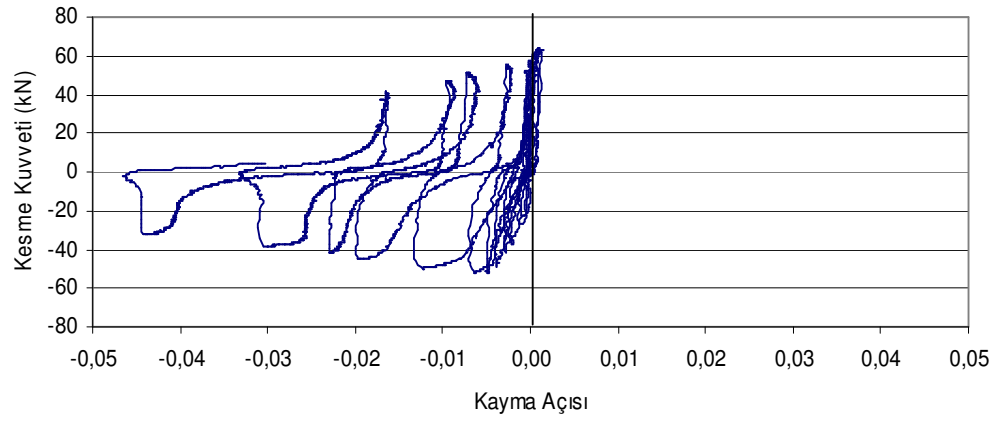


(b)

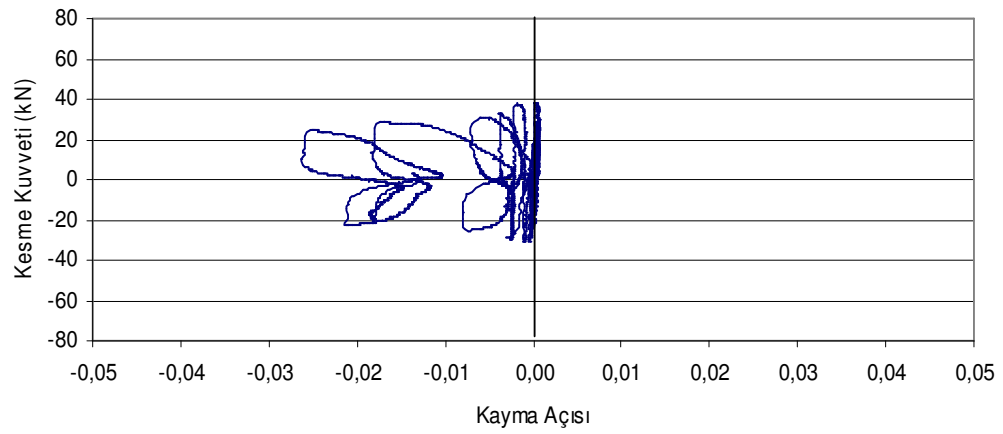


(c)

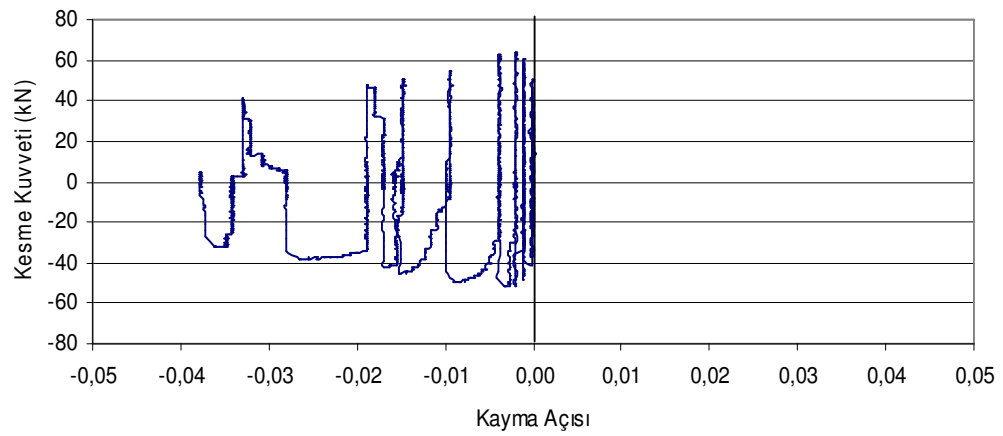
Şekil 6.38. B2 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

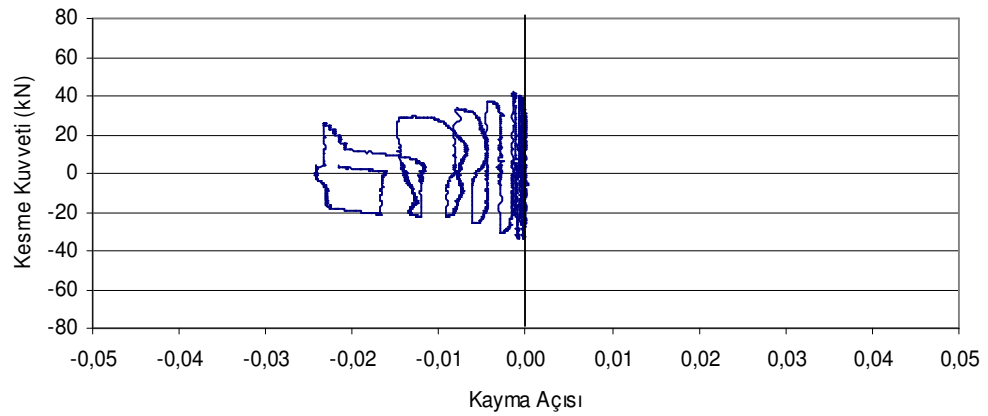
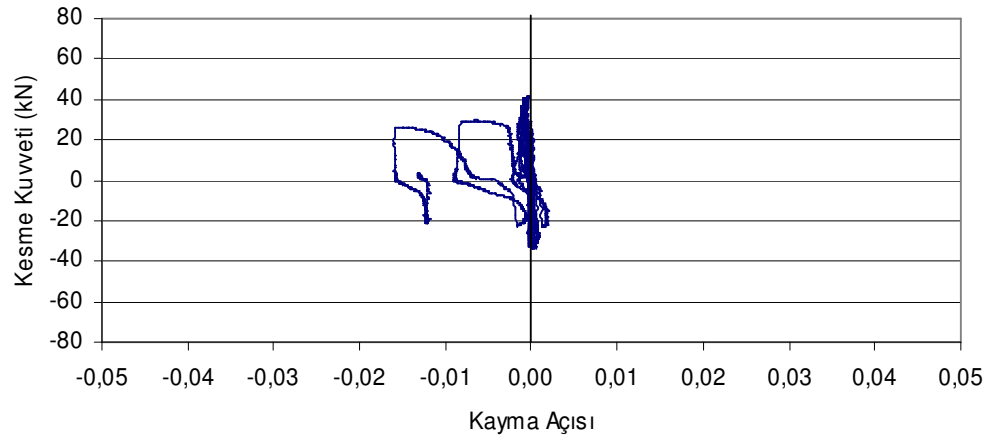
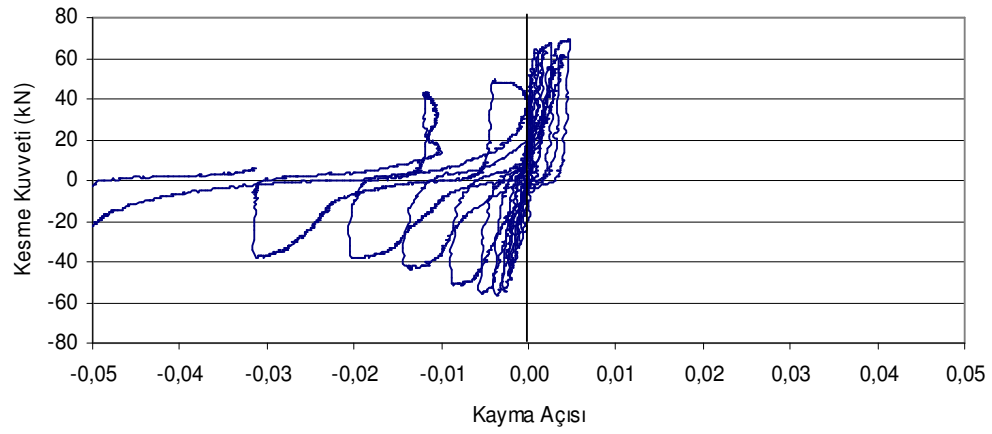


(b)

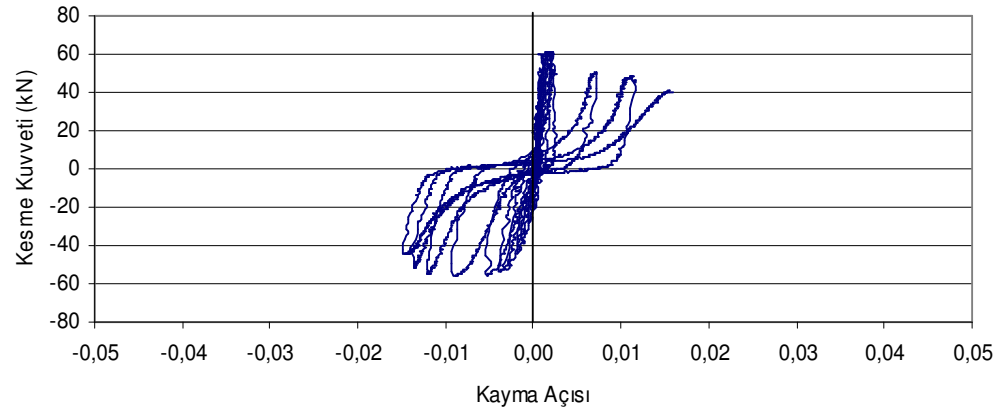


(c)

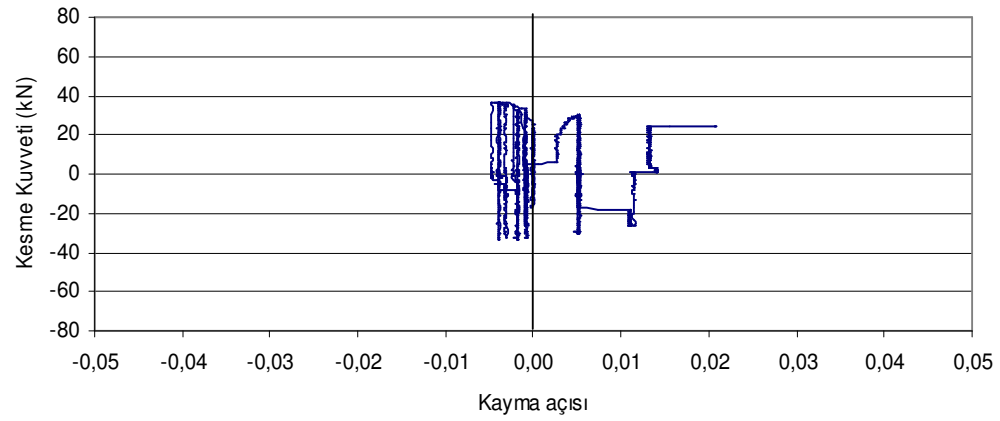
Şekil 6.39. B3 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



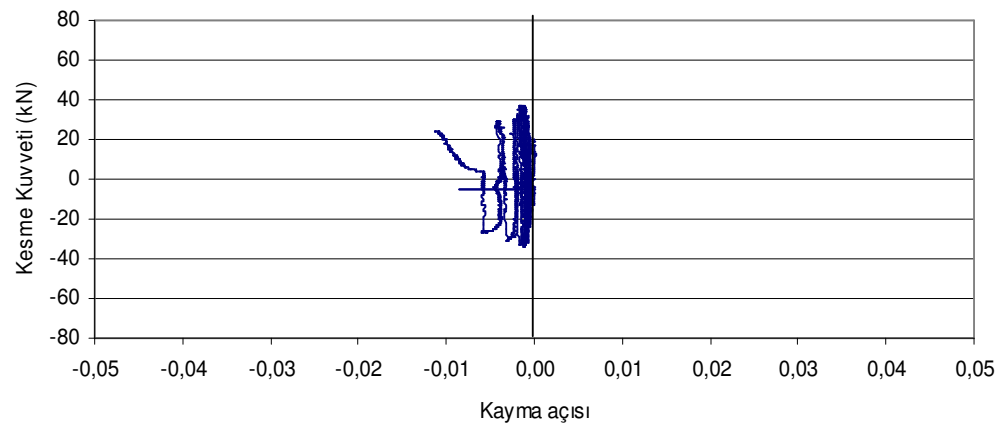
Şekil 6.40. B4 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

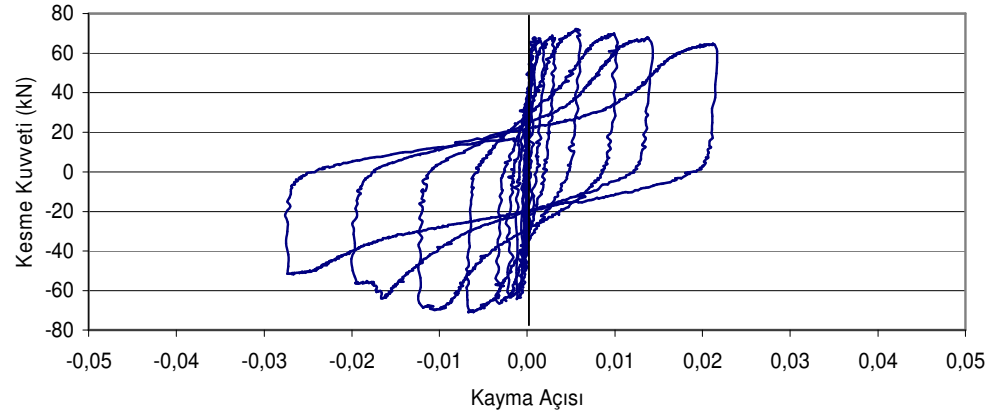


(b)

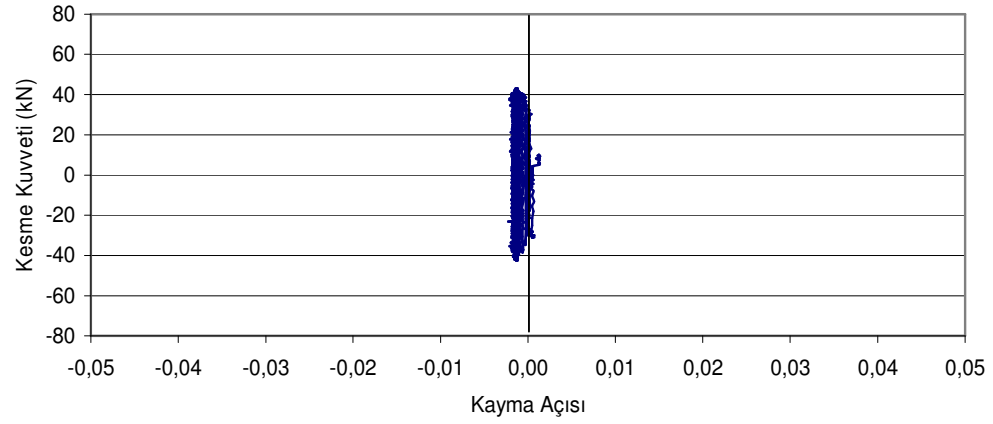


(c)

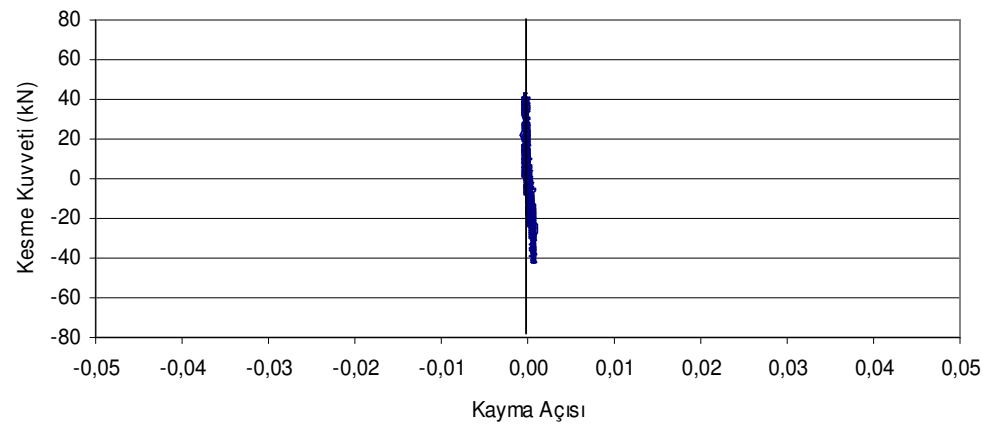
Şekil 6.41. CR deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge



(a)

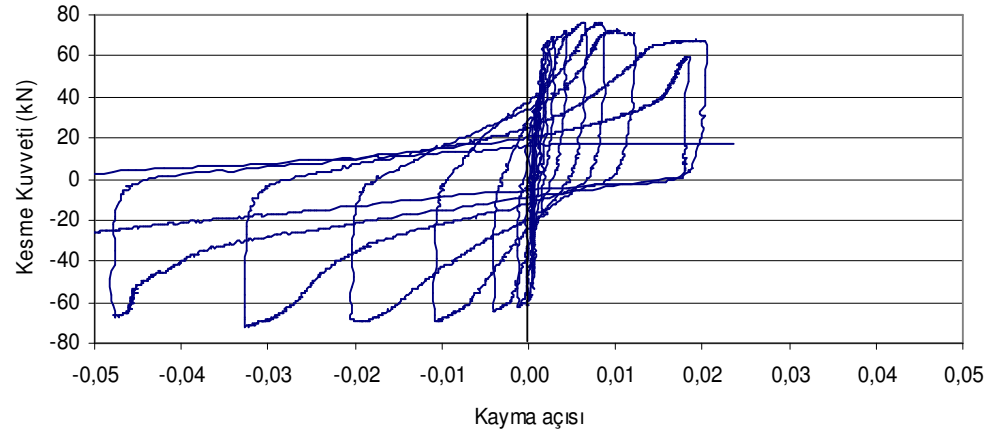


(b)

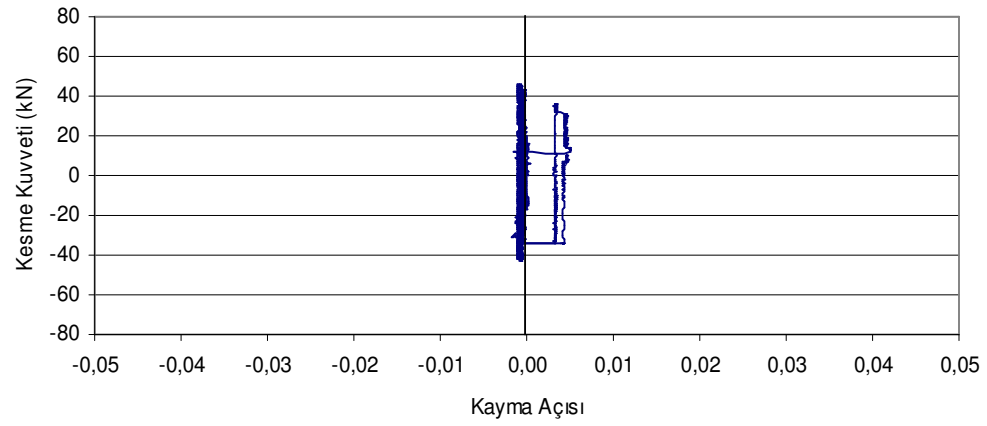


(c)

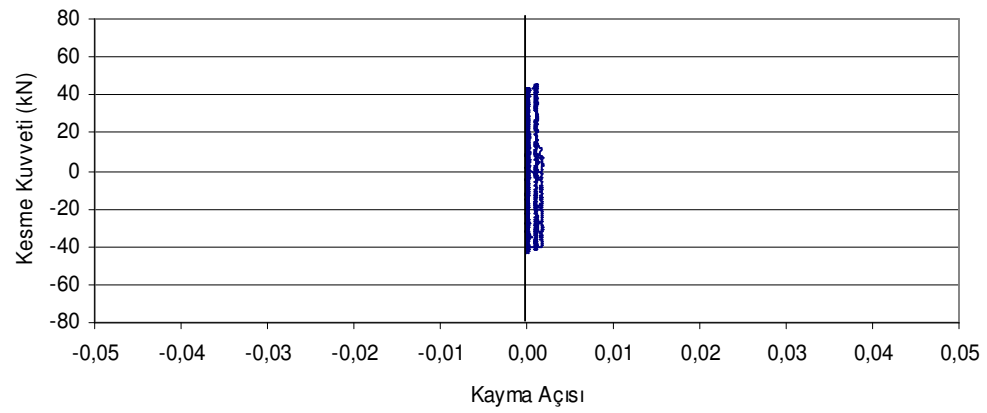
Şekil 6.42. C1 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge



(a)

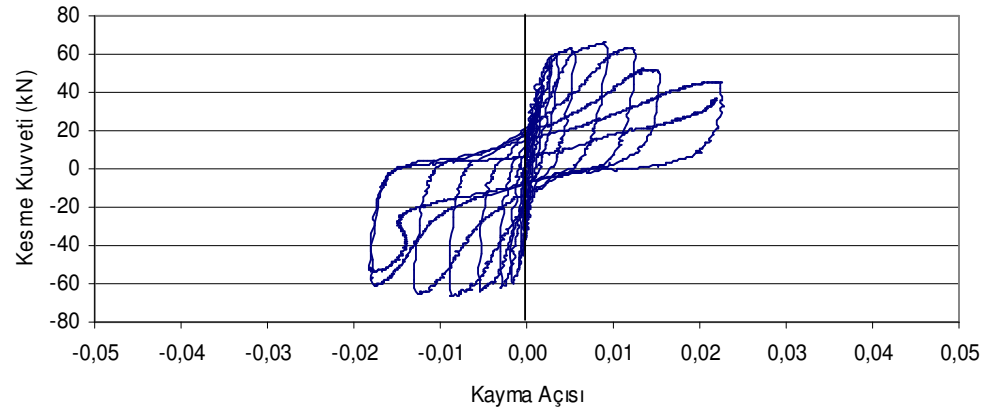


(b)

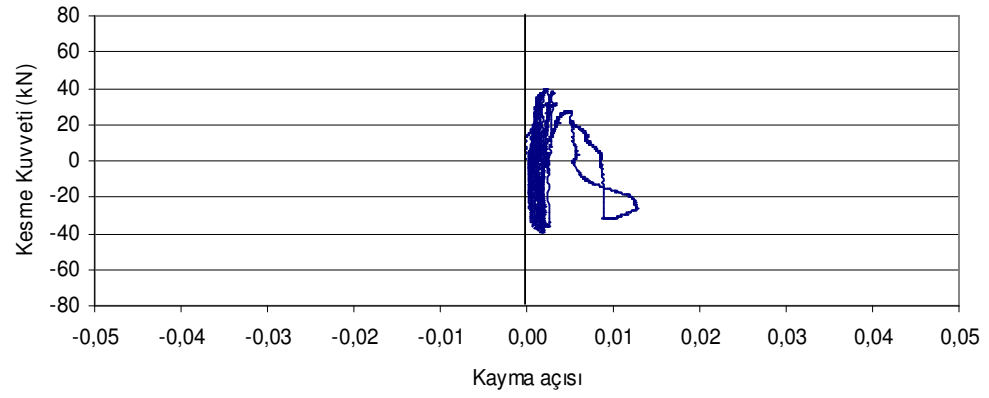


(c)

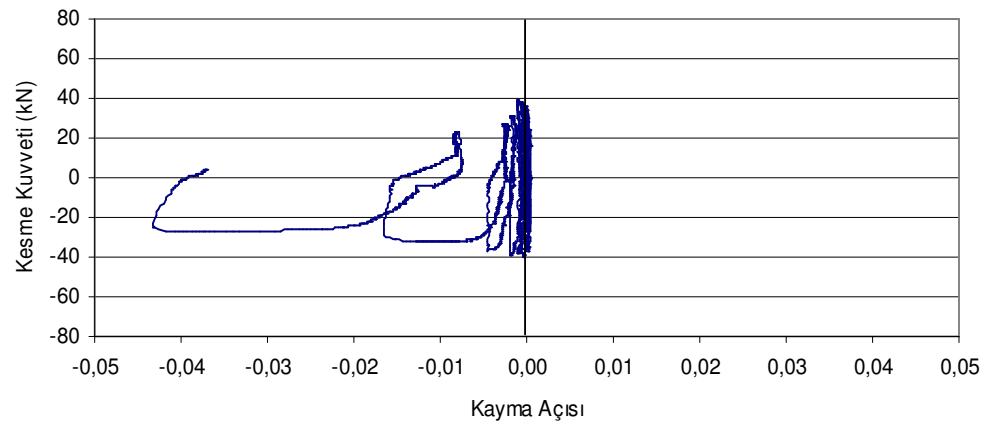
Şekil 6.43. C2 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge



(a)

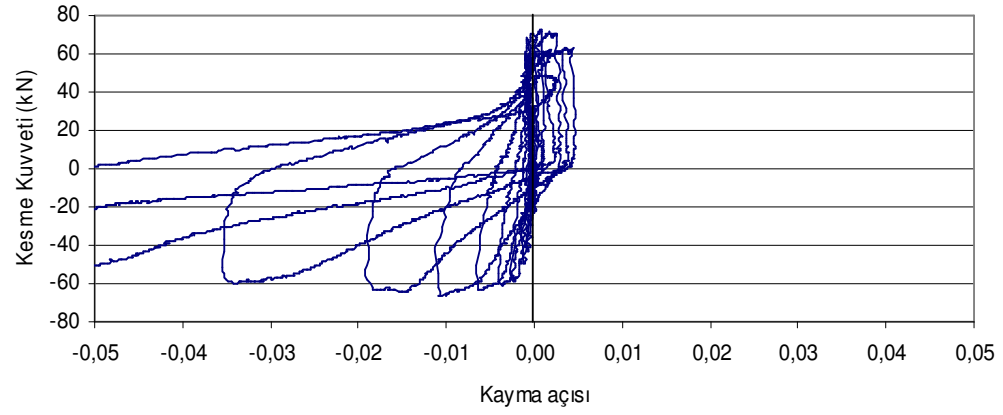


(b)

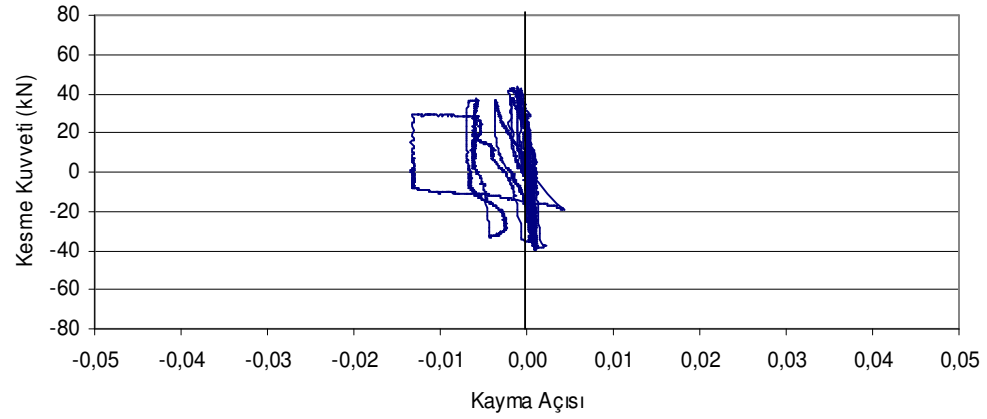


(c)

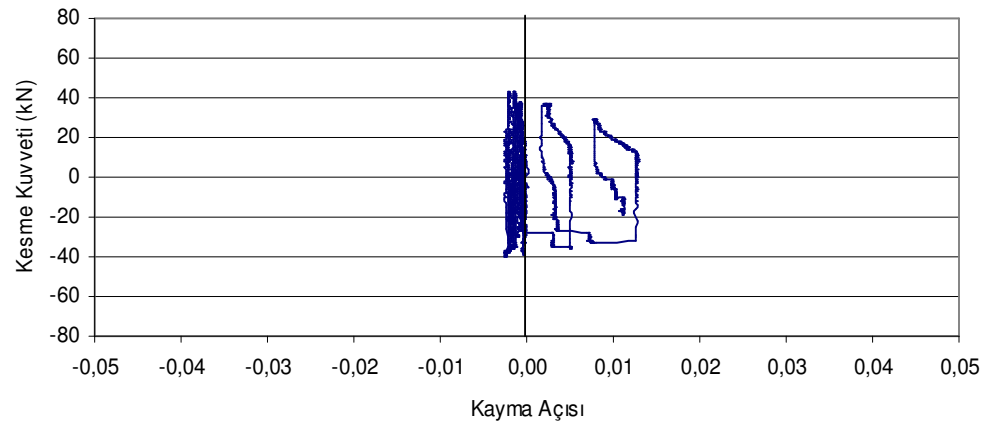
Şekil 6.44. C3 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a) Birleşim üst bölge b) Birleşim sol bölge c) Birleşim sağ bölge



(a)

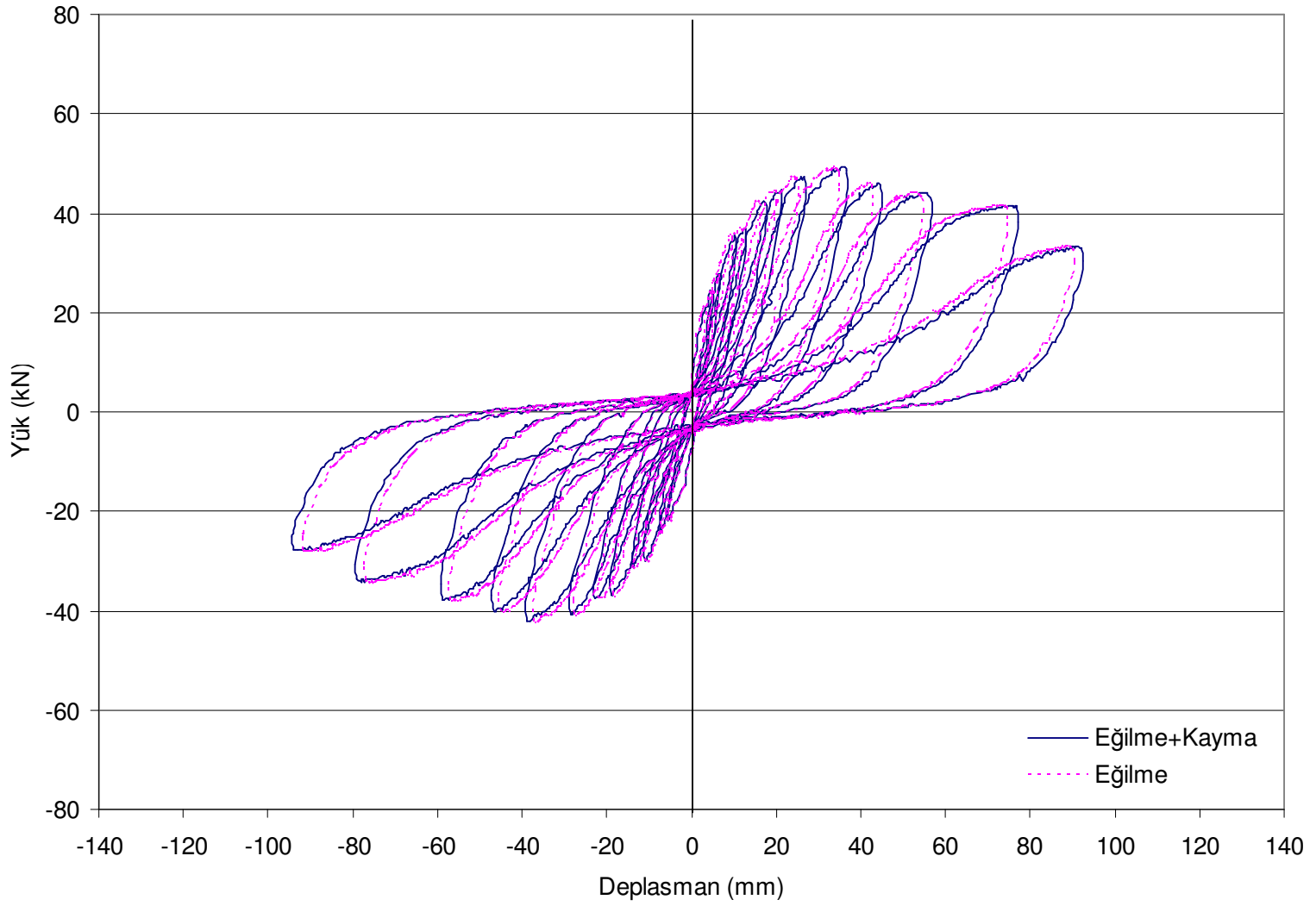


(b)



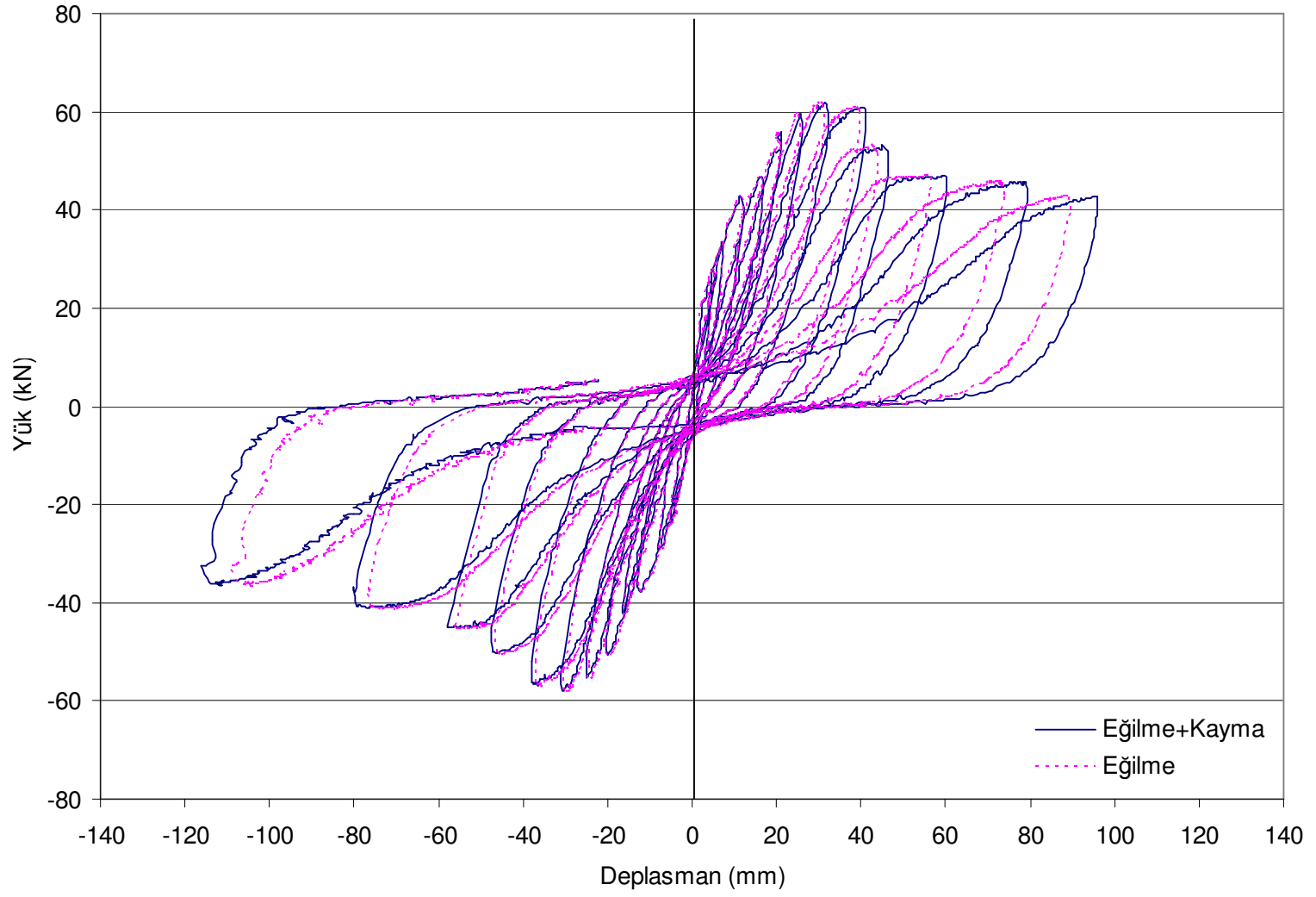
(c)

Şekil 6.45. C4 deney elemanı yük-kayma açısı grafiği a)Birleşim üst bölge b)Birleşim sol bölge c)Birleşim sağ bölge

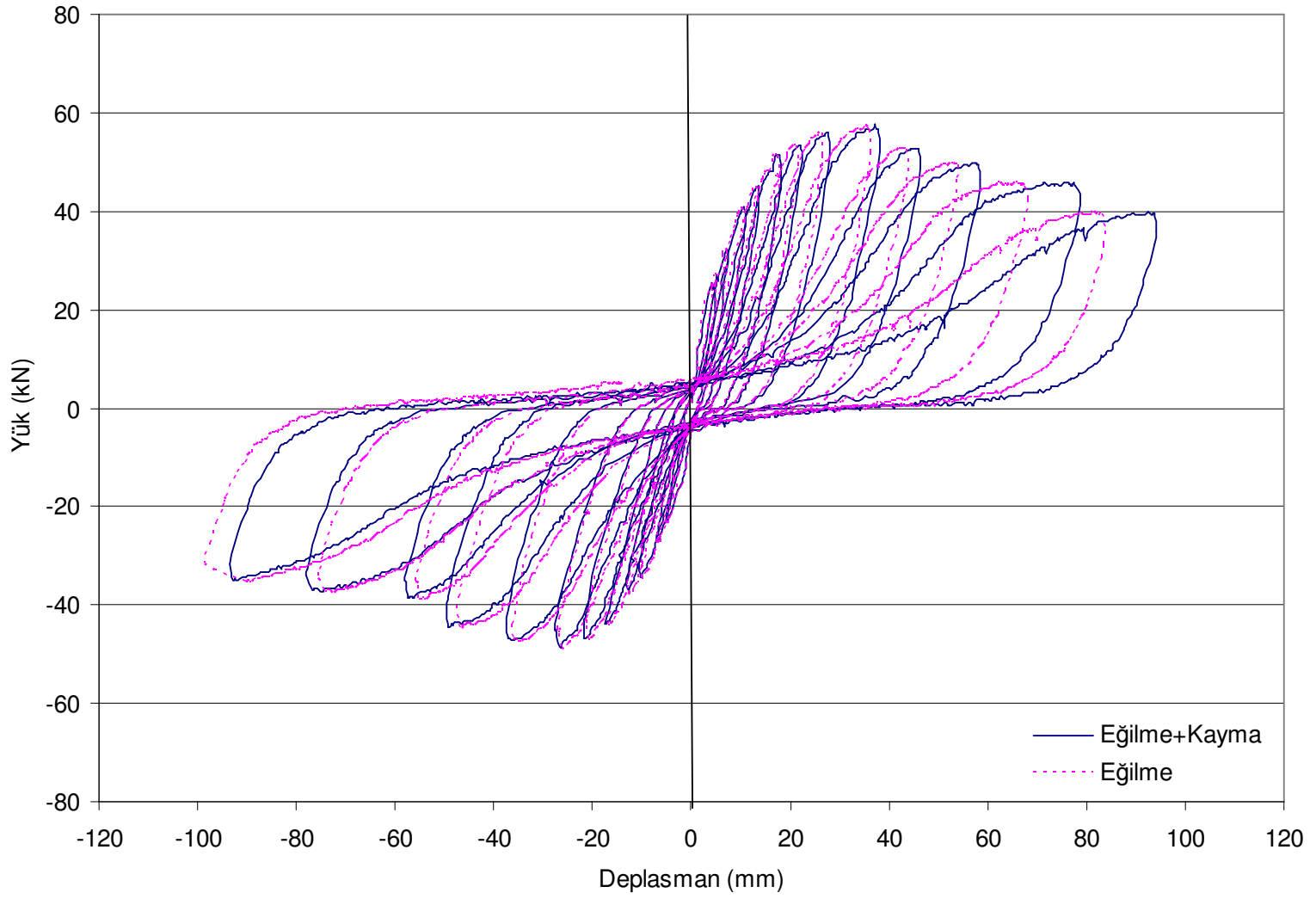


Şekil 6.46. AR deney elemanının deformasyon bileşenleri

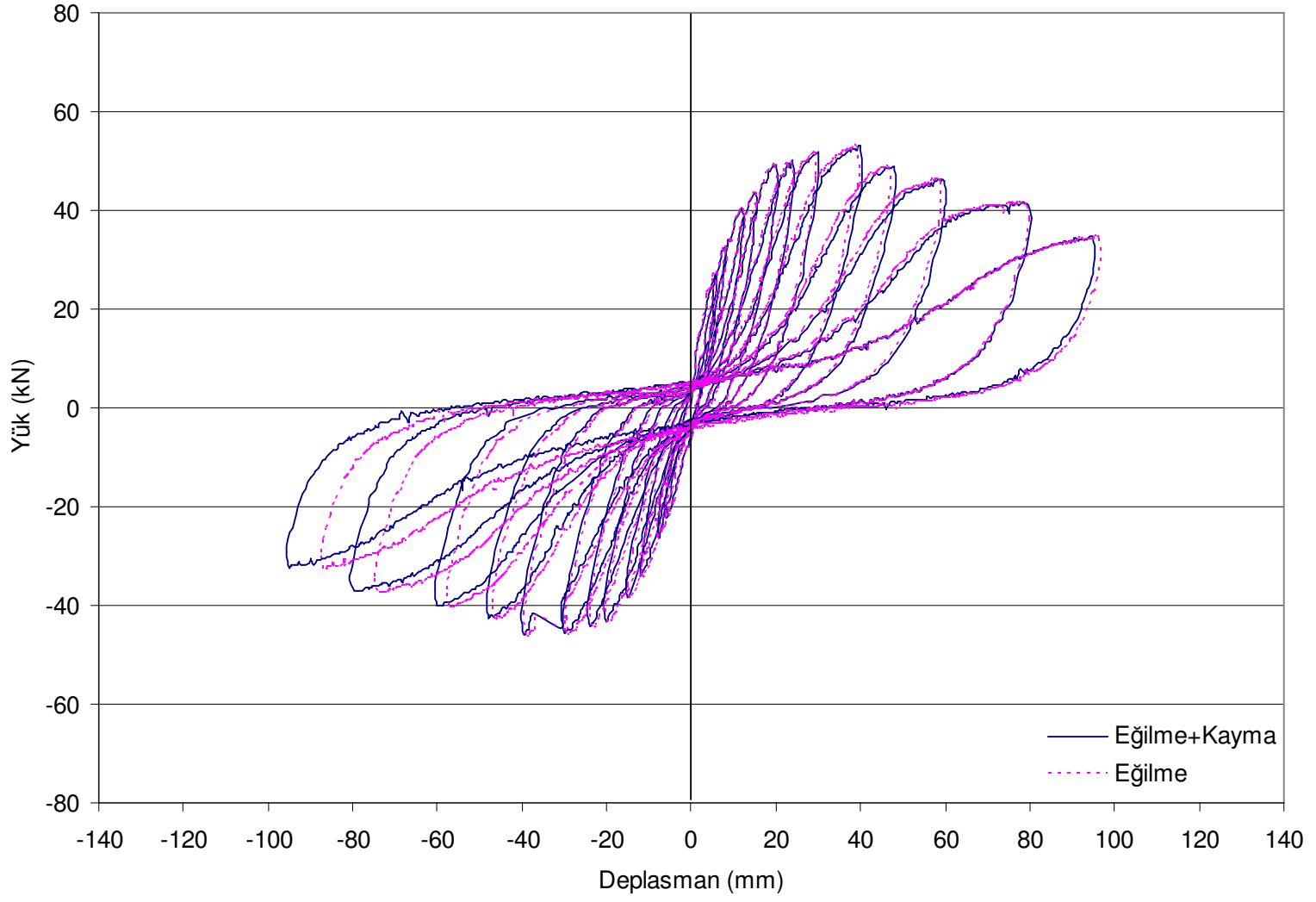
Şekil 6.47. A1 deney elemanının deformasyon bileşenleri



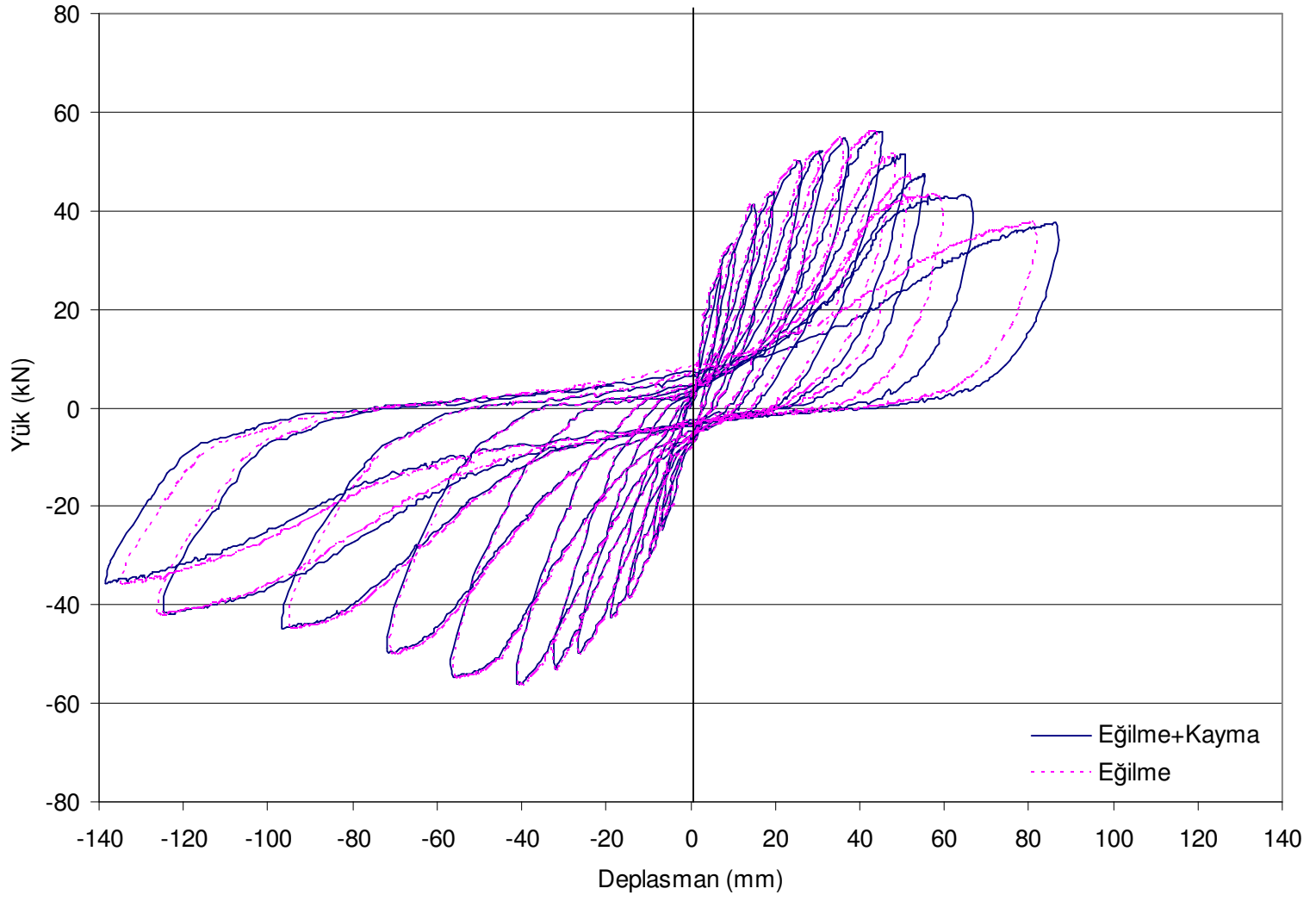
Şekil 6.48. A2 deney elemanının deformasyon bileşenleri



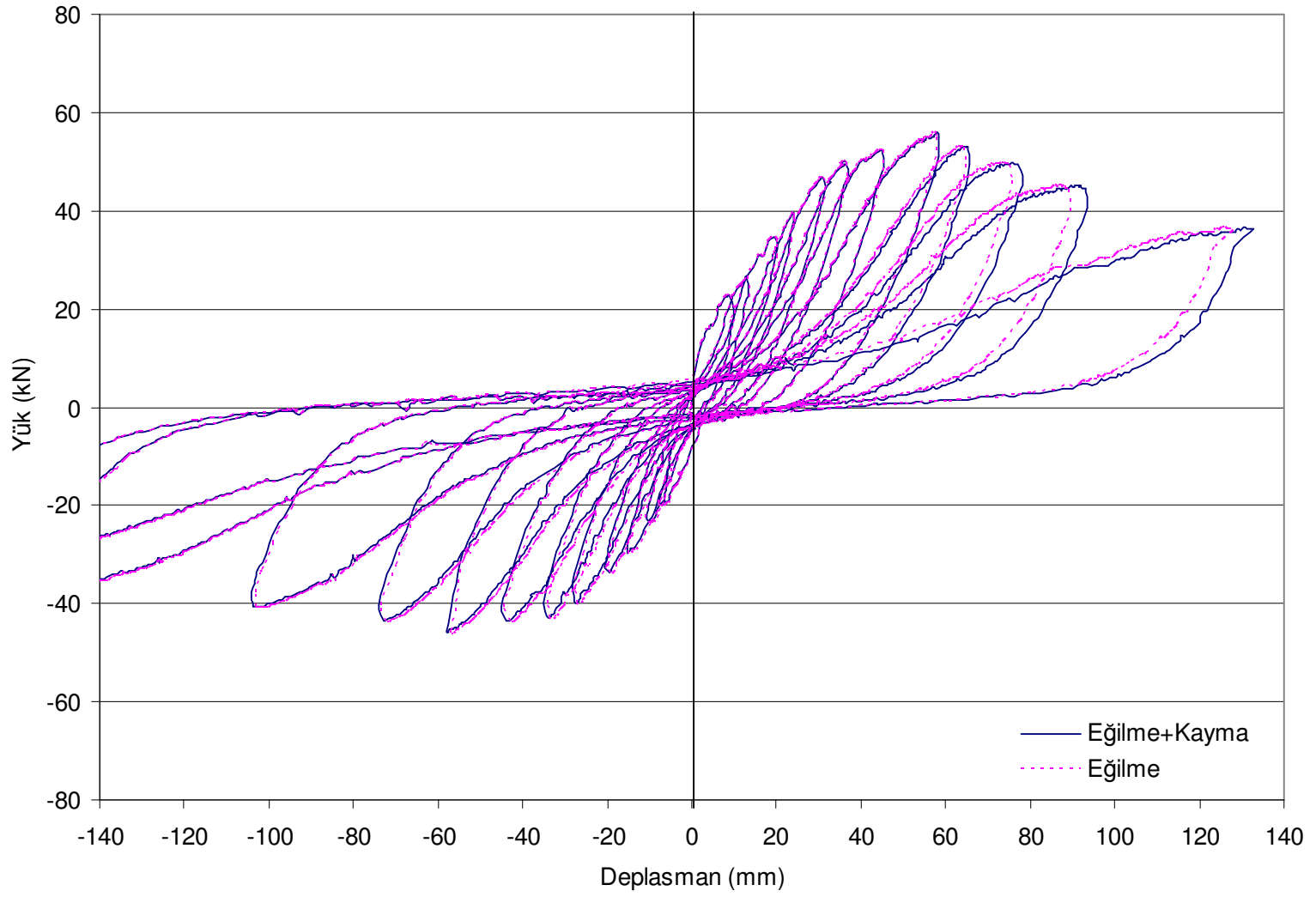
Şekil 6.49. A3 deney elemanının deformasyon bileşenleri



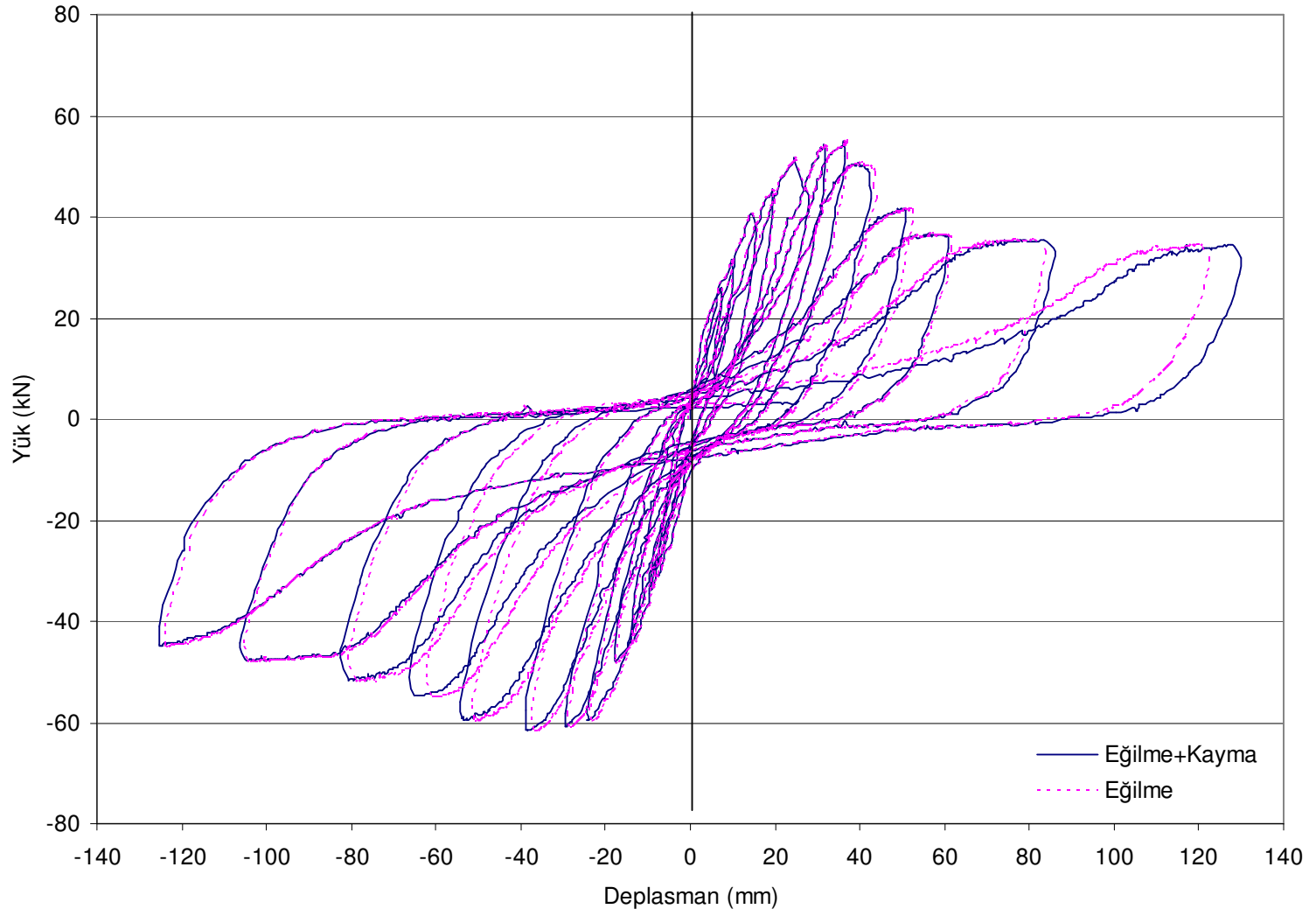
Şekil 6.50. A4 deney elemanının deformasyon bileşenleri



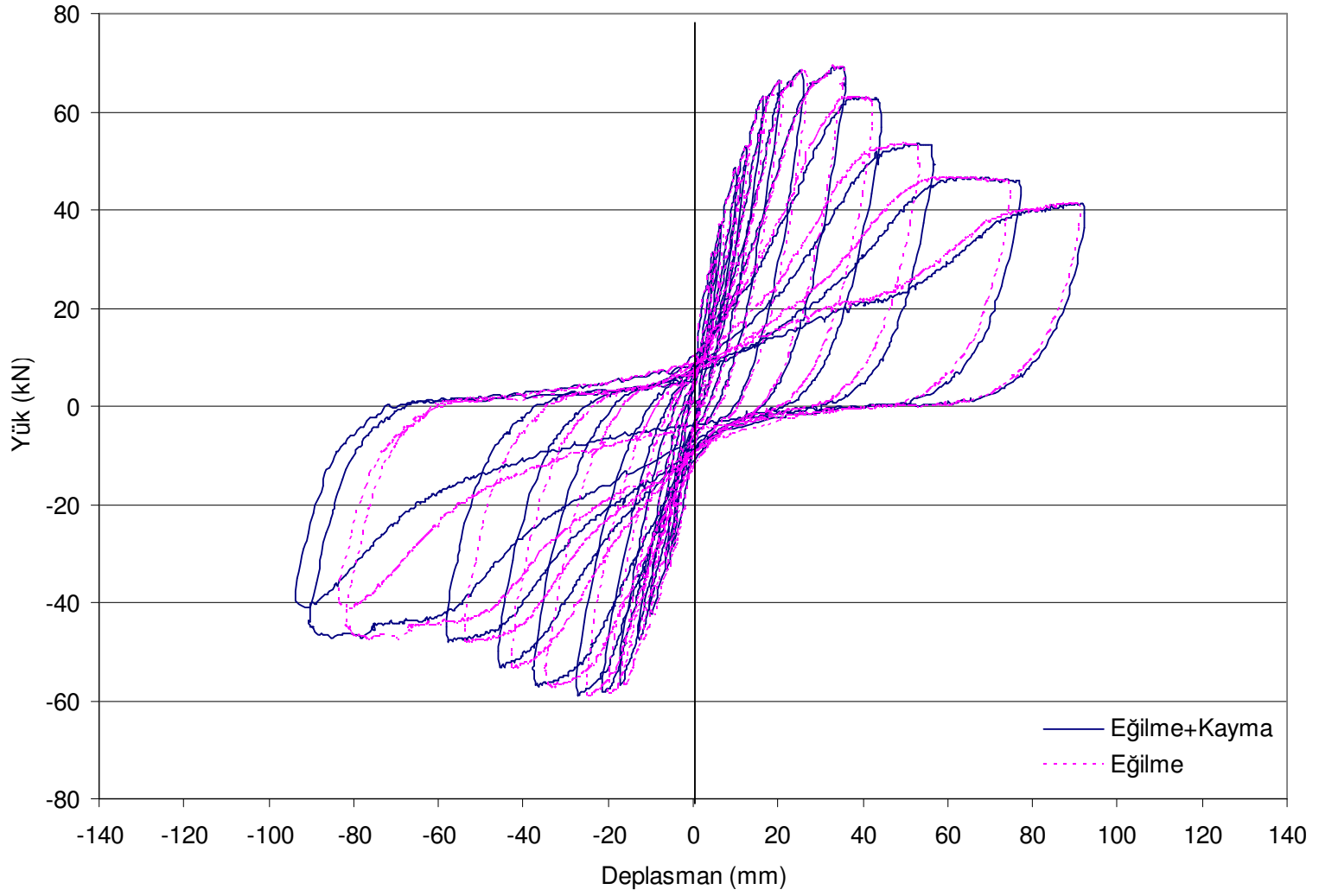
Şekil 6.51. BR deney elemanının deformasyon bileşenleri



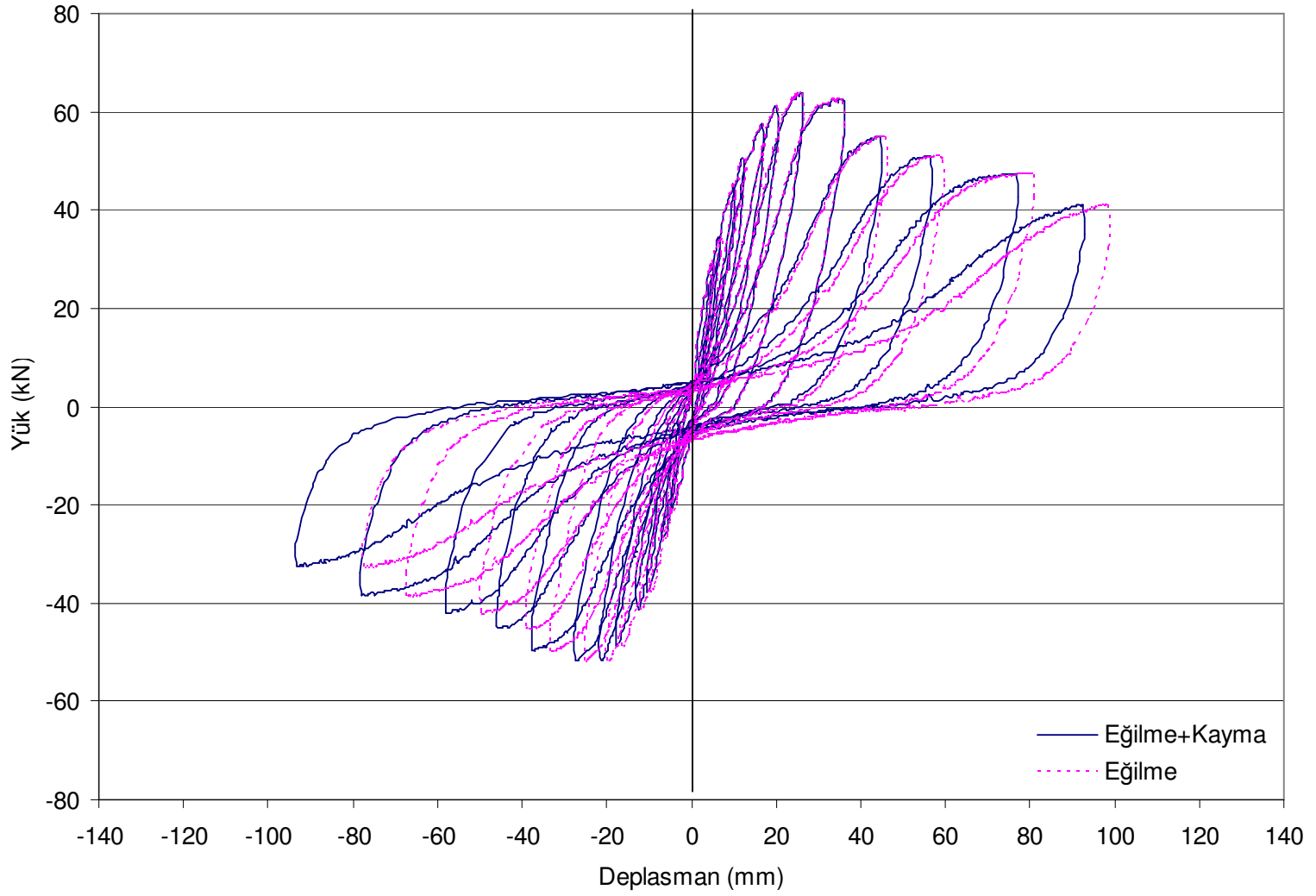
Şekil 6.52. B1 deney elemanının deformasyon bileşenleri



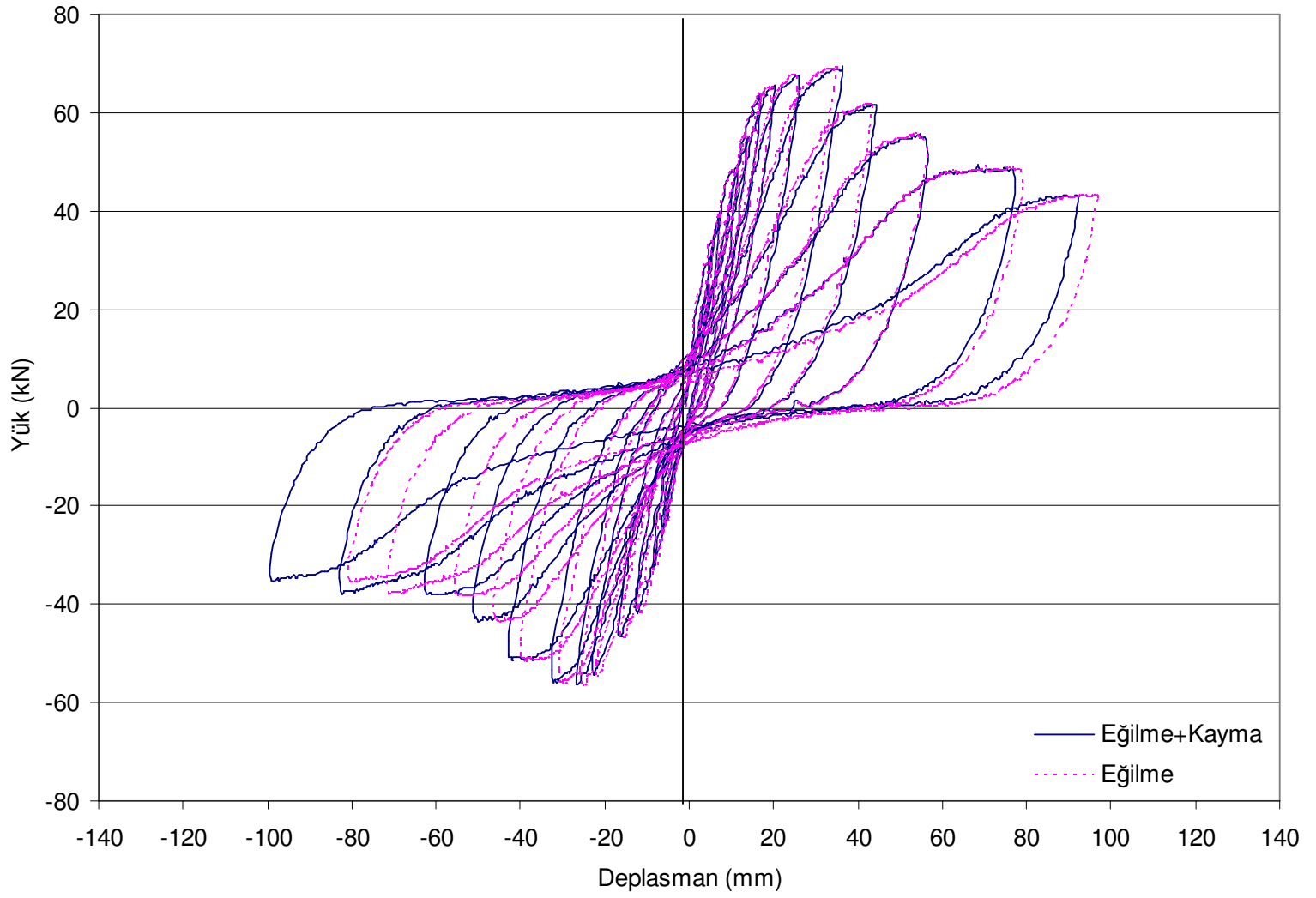
Şekil 6.53. B2 deney elemanının deformasyon bileşenleri



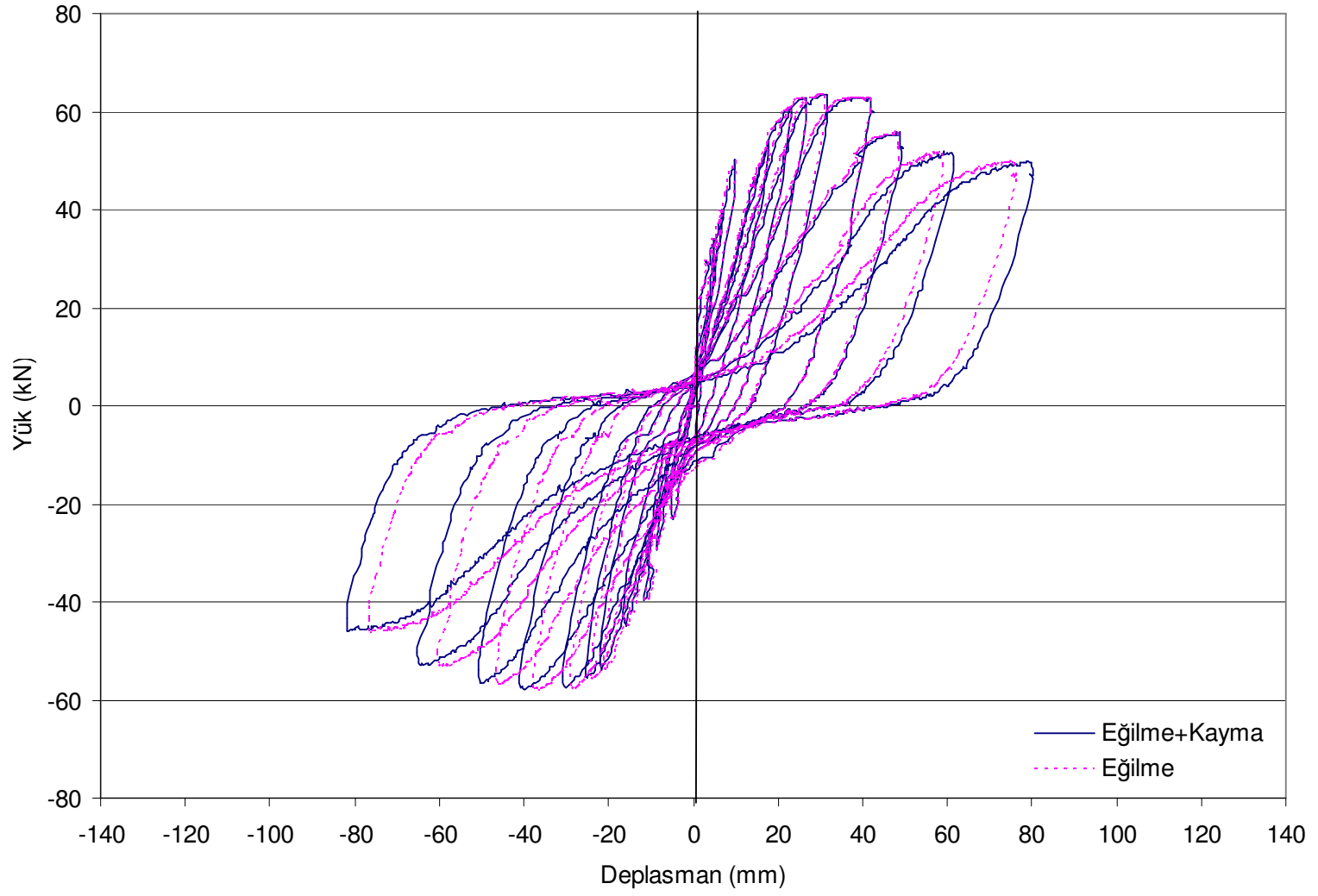
Şekil 6.54. B3 deney elemanının deformasyon bileşenleri



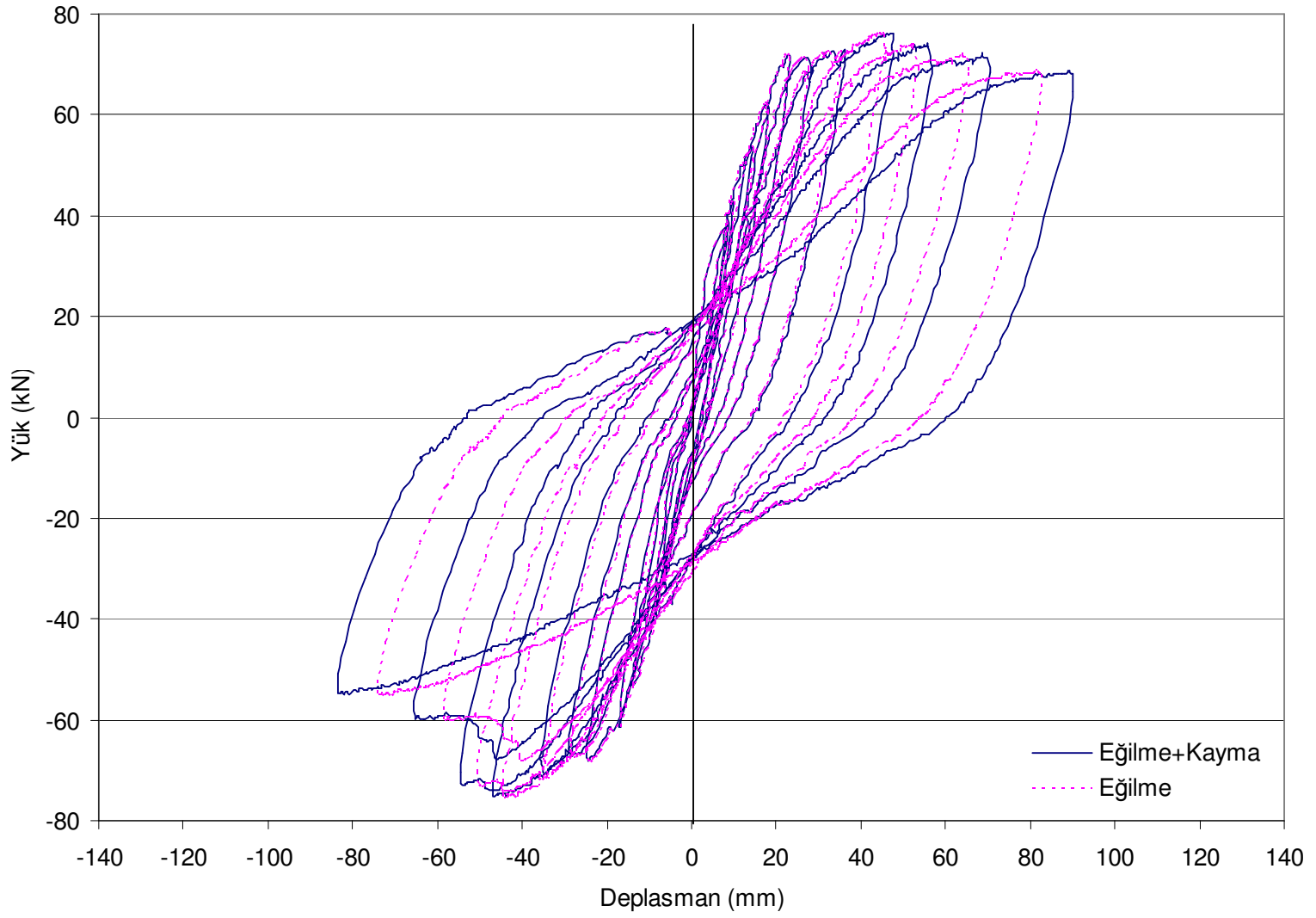
Şekil 6.55. B4 deney elemanının deformasyon bileşenleri



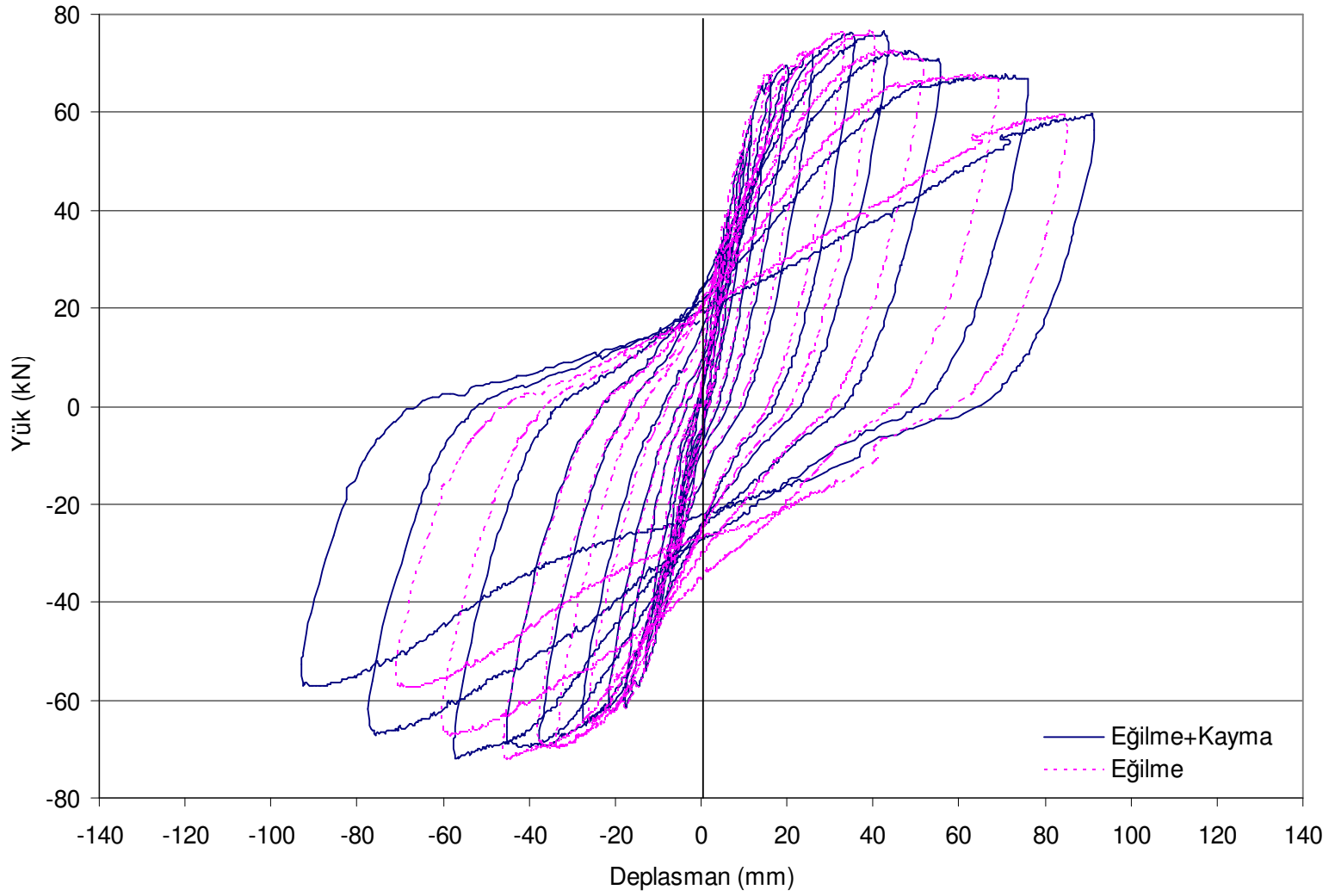
Şekil 6.56. CR deney elemanın deformasyon bileşenleri



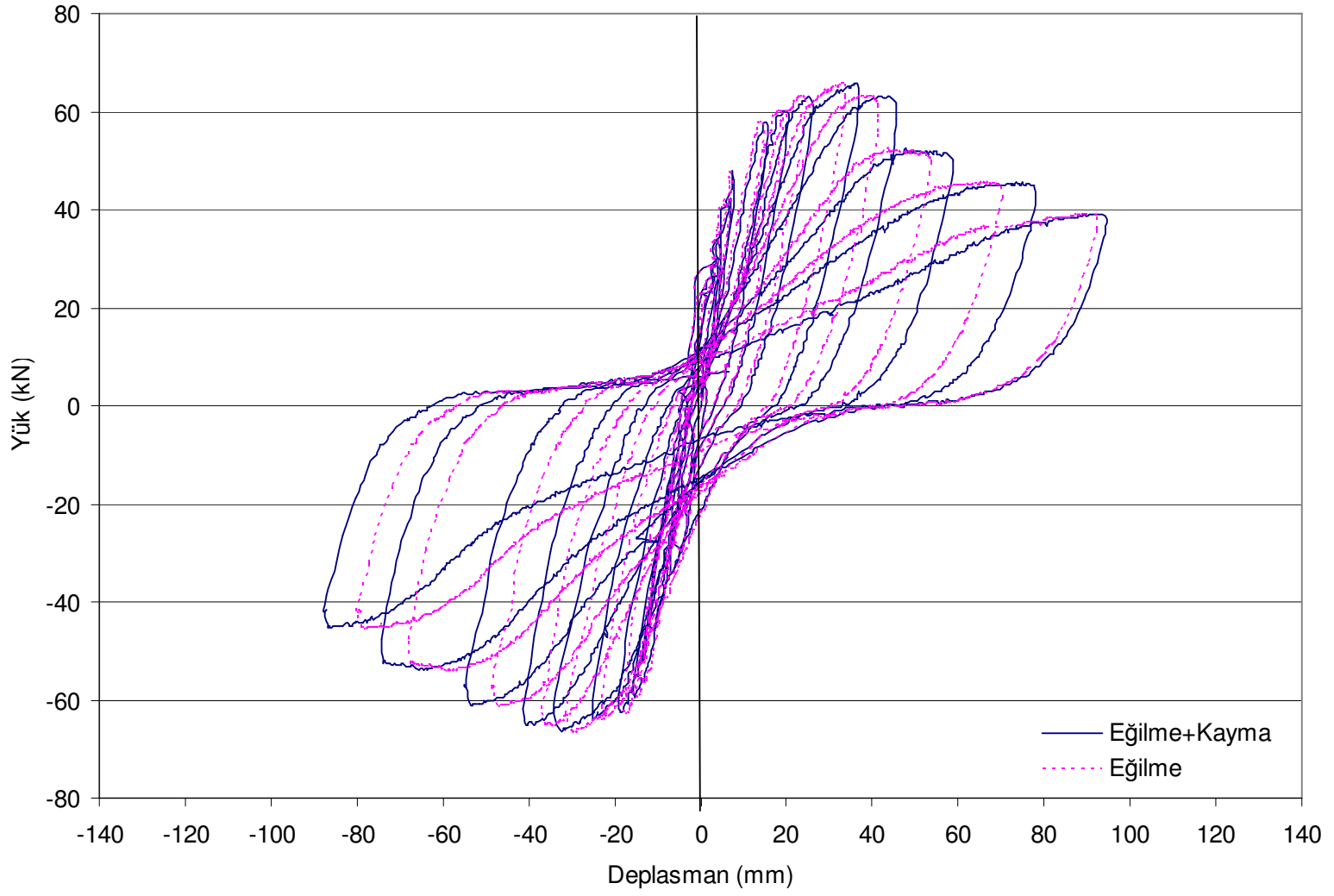
Şekil 6.57. C1 deney elemanının deformasyon bileşenleri



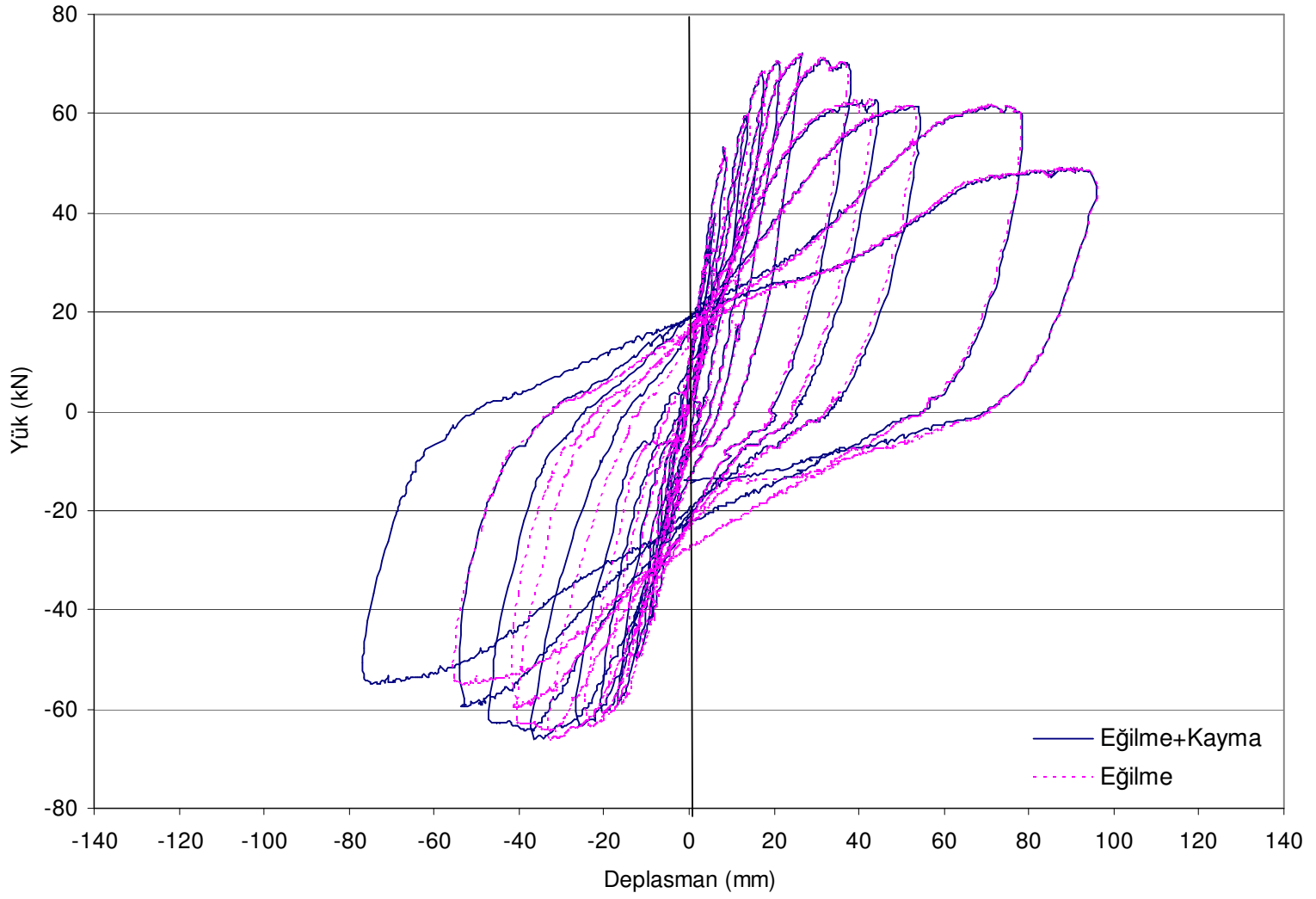
Şekil 6.58. C2 deney elemanının deformasyon bileşenleri



Şekil 6.59. C3 deney elemanının deformasyon bileşenleri



Şekil 6.60. C4 deney elemanının deformasyon bileşenleri



7. NONLINEER SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ ANALİZİ

Betonarme yapıların veya elemanların davranışını araştırmak için bilinen seçeneklerden biri laboratuarlarda deney yapmak, diğeri ise simülasyon teknikleri kullanmaktır. Araştırılmak istenen betonarme yapı ya da eleman, sınırlandırmalar olmadan bilgisayar ortamında oluşturulabilir. Burada, bilgisayarda oluşturulan modelin güvenilirliği ise, büyük ölçüde malzeme varsayımlarının doğruluğuna, modelin ve mesnetlenme şartlarının gerçeğe uygunluğuna bağlıdır.

Son yıllarda teknolojinin hızla gelişip bilgisayar kapasitelerinin artması, araştırmacıları daha çok bilgisayarlardan faydalanmaya itmiştir. Bu bölümde daha önce deneysel çalışması yapılmış deney elemanlarının bilgisayar ortamında modellenmesi ve nonlinear sonlu elemanlar yöntemi ile analizi yapılmış, elde edilen sonuçlar deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Çalışmamızda, modelleme ve analizin gerçekleştirileceği bilgisayar programı olarak dünyada değişik mühendislik dallarınca yaygın şekilde kullanılan ve ülkemizde de son zamanlarda sıkça adını duyduğumuz Ansys 8.0 Sonlu Elemanlar Paket Programı seçilmiştir [19].

Sonlu elemanlar yöntemi, farklı mühendislik dallarınca, gerilme analizi gibi özel analizler gerektiren mühendislik problemlerinin çözümünde kullanılan nümerik bir metottur. Sonlu elemanlar yönteminin ilk kullanımı 1900'lü yıllara dayanır. 1950'lerde Boeing'in uçak kanatlarında bu yöntemi kullanmasından sonra 1960'lı yıllarda diğer mühendislik dallarınca da benimsenmiştir. Bütünüyle sonlu elemanlar yöntemini anlatan ilk kitap 1967 yılında Zienkiewicz ve Cheung tarafından yayınlanmıştır. Sonlu elemanlar yöntemini kullanarak analiz yapan Ansys paket programı ilk kez 1971 yılında geliştirildikten sonra 30 yılı aşkın süredir bu yöntem ile analizler yapılmaktadır.

Beton malzemesi ve doğal olarak betonarme elemanlar düşük yüklemeler dışında lineer davranmazlar. Davranışları genel olarak nonlinear özellik gösterir. Bu nedenle

gerçeğe yakın bir modelleme için nonlinear analiz gereklidir. Nonlinear analizde yükün adım adım etkililip, her adımın kendinden bir önceki adımın sonuçlarını temel alarak analize devam etmesiyle sürekli bir analiz oluşturulur. Bu sayede kirişin başlangıcından göçmesine kadar yük-deplasman grafiği çizilebilir. Buna karşın lineer analizde sadece verilen bir P yükü için deplasman değeri bulunabilir. Örneğin sıfırdan P'ye kadar olan ara değerlerdeki deplasmanlar ölçülemez. Bu nedenle çözümlemede nonlinear analiz tercih edilmiştir [20].

Bunun dışında klasik analitik yöntemlerle yapılacak analizlerde değişik yükleme durumlarında gerilme ve çatlak durumunu tespit etmek mümkün değildir. Ansys sonlu eleman programında değişik yükler altında her noktanın deplasmanı, kirişteki gerilmeler ve çatlak durumu tespit edilmiş, deneylerden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

Bugüne kadar davranışı kesin matematiksel modellere oturtulamayan beton malzemesi ve betonarme yapı elemanları hakkında pek çok deneysel ve teorik çalışmalar yapılmıştır. Betonun nonlinear davranışını sonlu elemanlar yöntemiyle çözmek amacıyla geçmişte yapılmış çeşitli çalışmalar mevcuttur [20-30].

Bunlardan ilki, betonarme yapı elemanlarının Ansys Sonlu Elemanlar Programı'nda nonlinear modellenmesi konusunu işleyen Antonio F. Barbosa ve Gabriel O. Riberio'nun çalışmasıdır. Bu çalışmada, aynı kiriş için iki farklı modelleme yapılmıştır. Modellemesi yapılan deney elemanı; 4.0 m açıklıklı, 200x350 mm kesitinde, düzgün yayılı yükle yüklenmiş basit mesnetli bir kiriştir. Donatı olarak yalnız 11.42 cm² alanlı çekme donatısı kullanılmıştır. Her iki modellemede de boyuna ve enine simetriden dolayı kiriş geometrisinin ¼'ü modellenmiştir [21].

Birinci modelde beton solid65 elemanı ile tanımlanırken, donatı için link8 çubuk elemanları kullanılmış (ayrık donatı), ikinci modelde ise donatılar solid65 elemanlarının bünyesinde hacimsel oranlarla tanımlanmıştır (gizli donatı). Her iki model de dört kere analiz edilmiştir. Beton için her analizde farklı malzeme modelleri oluşturulmuş (ezilmeli lineer elastik, elastik tam plastik (Drucker-Prager),

ezilme ihmal multilineer pekleşmeli (Von Mises) ve ezilmeli multilineer pekleşmeli), donatı için ise iki model kullanılmıştır (lineer elastik, elastik-tam plastik).

Bütün analizlerde yük-deplasman eğrileri düşük yüklemelerde birbirlerine çok yakın sonuçlar vermiştir. Başlangıçtaki lineer ilişki, betonda çatlama başlayınca ani bir rijitlik kaybı gösterip devamında yine yaklaşık lineer olarak devam etmiştir. Modeller arasındaki fark asıl servis yüklerinden sonra oluşmuştur. Lineer elastik modeller kısa zamanda göçmeye ulaşmış ve bir çözüm elde edilememiştir. En iyi sonuçlar ayırık donatılı modellemede, elastoplastik malzeme modelinin ve özellikle ezilmenin ihmal edildiği multilineer pekleşmeli modellerden elde edilmiştir.

Barbossa ve Riberio'nun çalışmasına göre ezilmenin ihmal edilmediği modellerde göçme düşük yük seviyelerinde oluşurken, en iyi yük geçmişi ezilmenin ihmal edildiği multilineer pekleşmeli modelden elde edilmiştir [22].

P. Fanning 2001 yılında yaptığı çalışmada [23] biri 3.0 m açıklıklı klasik, diğeri 9.0 m açıklıklı ön gerilmeli iki ayırık donatılı kirişi Ansys Sonlu Elemanlar Programı'nda modellemiş ve bulunan sonuçları deneysel sonuçlarla karşılaştırmıştır. Beton için Solid65, çelik ve ön germe kabloları için Link8 elemanları kullanılmış, beton ve çeliğin birim uzamaları aynı kabul edilmiştir. Klasik kiriş, yakınsamayı kolaylaştırma ve deney elemanlarıyla uyum sağlayabilme amacıyla deplasman kontrollü yüklenmiştir. 9.0 m'lik kirişi ön gerilmeli olarak tanımlamak için ise girilen ön gerilme kablolarına (Link8 elemanları) başlangıç şekil değiştirmesi verilmiştir. Ansys'in betonun nonlineer davranışını modellerken yaptığı kabulle, kullandığı elemanlar ve özellikle betonun içinde tanımlanan gizli çatlak modelinin gerçeğe ne kadar uyduğunu belirlemek için yapılmış bu çalışmadan elde edilen sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. 3.0 m'lik klasik kirişin göçme yükü sonlu eleman modelinde 66.1 kN olarak bulunurken, deneylerden bu değer 66.18 ve 66.7 kN olarak elde edilmiştir. İlk çatlağa kadar lineer devam eden yük-deplasman eğrisi, yaklaşık 17 kN'da ilk çatlak görüldükten sonra daha düşük bir rijitlikle deney sonuçlarıyla uyumlu bir biçimde devam etmiştir. Ancak, deneyden elde edilen maksimum kiriş orta nokta deplasmanı 45 mm iken, modelden elde edilen deplasman

27 mm'yi geçememiştir. Art germeli 9.0 m'lik kirişte ise sonlu eleman modeliyle bulunan göçme yükü, deneyden elde edilen göçme yükünden %12 daha düşük bulunmuştur.

Hemmaty, De Roeck ve Vandewalle ise betonarme elemanların modellenmesinde, beton ile donatı arasında deneysel çalışmalara dayalı bir nonlinear aderans-kayma kanununu hesaba katmışlardır. Aderans-kayma ilişkisini modellerken malzeme modellerinden de yararlanılabileceğini belirtip (azaltılmış çekme ve basınç dayanımlı beton malzemesi ile) asıl modellemeyi COMBIN39 spring (yay) elemanlarla yapmışlardır. Sonuç olarak Ansys'de spring elemanı için tanımlanan dört farklı malzeme modelinden elde edilen çatlak sonuçları, çekme deneyi uygulanan numunelerdeki çatlaklarla karşılaştırılmış ve betonarmede uygun aderans kayma kanunları kullanılarak donatı aderansının gerçekçi bir şekilde modellenebileceği belirtilmiştir [25].

Arnesen, Sorensen ve Bergan'ın çalışmasında iki program geliştirilmiştir. Birincisinde düzlem gerilme problemi ele alınmış ve plastisite teorisi kullanılmıştır. Bu programda iki boyutlu bir kiriş analiz edilmiştir. Bu kirişin dataları da Bresler-Scordelis kirişinden alınmıştır. Betonun modellenmesinde iki boyutlu dört düğüm noktalı düzlem elemanlar, donatı için ise iki düğüm noktalı çubuk elemanlar kullanılmıştır. Basınç altında beton malzemesinin davranışı Von Mises elipsiyle belirlenen elastik orantılılık sınırına kadar lineer elastik, ondan sonra da lineer pekleşmeli plastik olarak, donatı davranışı ise akma noktasından sonra pekleşmeli plastik olarak tanımlanmıştır. Çalışmanın sonucunda kiriş için yapılan modellemenin yetersiz geldiği belirtilmiştir [26].

7.1. Malzeme Özellikleri

7.1.1. Genel

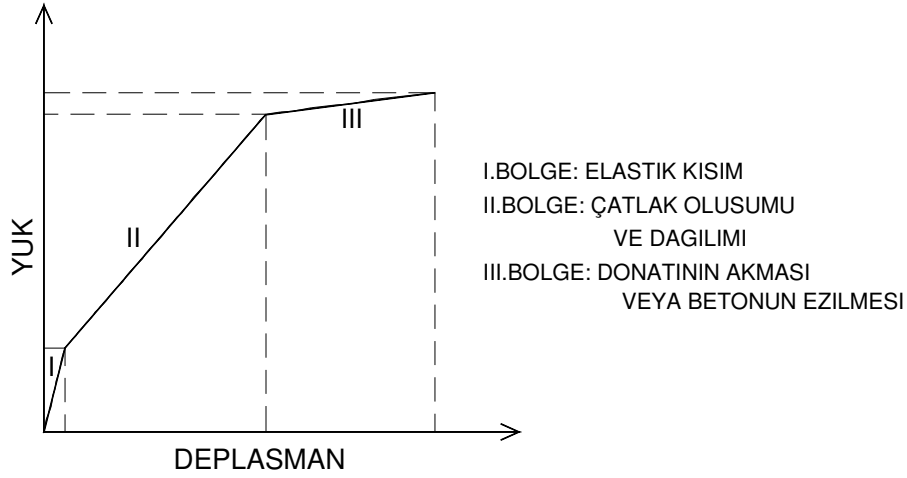
Betonarmenin davranışı üzerinde çalışırken betonarmeyi oluşturan iki esas bileşenin yani betonun ve çeliğin özellikleri ayrı ayrı ele alınmalıdır. Çelik, malzeme özellikleri gerçeğe uygun tanımlanabilen, homojen ve izotrop bir malzemeyken; beton, agrega,

çimento, kum ve bazen de kimyasal katkılardan oluşan heterojen ve anizotrop bir malzemedir. Bununla birlikte beton genel olarak makroskopik düzeyde homojen bir malzeme olarak kabul edilebilir.

Agrega ve çimento tek başlarına basınç altında lineer ve gevrek bir şekil değiştirme gösterirler. Oysa betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisi lineer değildir. Bu durum, betonun içindeki mikroçatlaklardan kaynaklanır. Bir malzemenin nonlinear gerilme-şekil değiştirme ilişkisi, yapının veya elemanın nonlinear davranışının en temel nedenidir.

Zamana bağlı olmayan diğer nonlinearite sebepleri betonu oluşturan maddelerin kendi aralarındaki etkileşimidir. Bunlara örnek olarak beton ile donatı arasındaki aderans, çatlamış betonda agrega kenetlenmeleri ve donatının kaldıraç etkisi verilebilir. Diğer taraftan zamana bağlı sünme, büzülme, sıcaklık değişimi gibi etkiler de nonlinearite nedenidir.

Şekil 7.1’de betonarme bir elemanın monotonik statik yüklemeler altında genel yük-deplasman eğrisi görülmektedir. Betonarme elemanların monotonik yüklemeler altındaki davranışları şekildeki gibi üç aşamada incelenebilir. I. Bölge’de düşük yükler altında beton henüz çatlamamıştır ve elastik davranış göstermektedir. II. Bölge çatlakların oluşup geliştiği kısımdır. III. Bölge ise donatının akması veya betonun ezilmesi ile göçmeye ulaşılan plastik kısımdır.



Şekil 7.1. Betonarme bir elemanın tipik yük-deplasman ilişkisi

Betonarmeyi oluşturan çelik ve betonun farklı mekanik ve kimyasal özelliklerinden dolayı, betonarme elemanların analizlerinde bu bileşenlerin özellikleri ayrı ayrı tanımlanır. Bu çalışmada analiz için yapılan yaklaşımlar ve varsayımlar aşağıdaki gibidir:

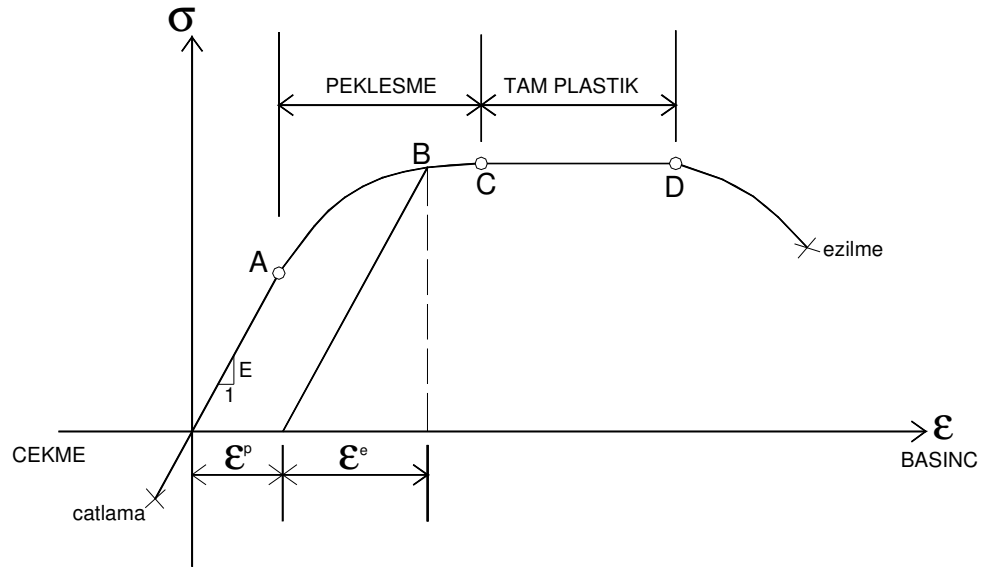
- Beton ve donatı çeliğinin malzeme modelleri ve rijitlikleri ayrı ayrı tanımlanmıştır.
- Çatlamış betonu tanımlamak için gizli çatlak modeli seçilmiştir.
- Donatı çeliği için ayırık donatı modeli seçilmiştir.
- Beton ve çelik arasında birim şekil değiştirme oranı eşit kabul edilmiş, yani beton ve çelik arasında tam aderans olduğu kabul edilmiştir. Bu nedenle beton ve çelik arasında ayrıca bir aderans elemanı (yay gibi) tanımlanmamıştır.

7.1.2. Beton

Beton, çekme ve basınç altında farklı mekanik özellikler gösterir. Ve bu özellikler betonun yaşı ile yakından ilgilidir. Örneğin beton zamanla dayanım kazanan bir malzemedir ve ilk yedi günde çok hızlı olan dayanım kazanımı sonra yavaşlayarak devam eder. Bu nedenle betonun dayanımı belirlemek için bir yaş sınırı konulmuştur. Bu sınır tüm yönetmeliklerde 28 gün olarak belirlenmiştir. Uzun süreli yüklemelerde

lineer davranış özelliği göstermezken, kısa süreli yükleme altında yapılan deneylerde betonun en azından kısa bir süre için lineer davrandığı kabul edilebilir.

Betonun çekme dayanımı basınç dayanımına oranla çok küçük olduğu için ve beton genelde basınca çalıştırıldığı için, betonun davranışını belirlemeye yönelik modeller basınç etkisi altındaki beton elemanlar için geliştirilmektedir. Şekil 7.2’de tek eksenli basınç yüklemesi altında bulunan beton elemanın tipik σ - ϵ eğrisi görülmektedir.



Şekil 7.2. Donatısız betonun tek eksenli gerilme-şekil değiştirme eğrisi

Beton malzemesi özellikle uzun süreli yüklemeler altında lineer özellik göstermez. Ama beton davranışını matematiksel modelleyebilmek için bazı kabuller yapılır. Bunlardan bir tanesi betonun orantılılık sınırına kadar (A noktası) lineer özellik gösterdiğidir. Uygulamada betonun dayanımının üçte birine erişmeyen düşük gerilmelerde ve kısa yüklemeler altındaki davranış doğrusal elastik kabul edilebilir ve bunun sonucu olarak elastisite modülü tanımlanabilir. Bundan sonra artan yük altında agrega ve çimento harcı ara yüzünde aderans çatlakları oluşmaya başlar ve yük arttıkça bu çatlaklar yayılırlar. Artan içsel çatlaklar nedeniyle beton zayıflamaya, rijitliği azalmaya başlar (A-C arası). Bundan sonra farklı beton modellemeleri vardır.

Betonun pekleşmeli plastik (work hardening elastoplastic) davrandığını kabul eden modelde C noktasından sonra dayanımda azalma görülür ve betonun ezilme sonucu göçtüğü gerilme düzeyi aslında maksimum gerilme seviyesinden küçüktür. Bu durum, betonarmede gerilme uyumu olarak adlandırılır ve bu gerilme kapasitesine ulaşan liften daha az yüklü liflere gerilme aktarımıyla olur. Betonun tam plastik olarak davrandığını kabul eden modellemelerde ise şekildeki C-D eğrisi oluşur. Betonun sabit gerilme altında deformasyonu artar ve aslında bu betonun sünekliğinin ölçülerindendir.

Betonun σ - ϵ eğrisi çok sayıda değişkenden etkilenir. Bu nedenle beton için tek bir eğri tanımlanması imkansızdır. Ancak problemlerin çözümü ve davranışın anlaşılabilmesi için matematiksel modellere ihtiyaç vardır. Bunun için, deneylerden elde edilen σ - ϵ eğrileri idealize edilip basitleştirilir. Bugüne kadar birçok beton modeli önerilmiştir. Hognestad, Kent ve Park, Sheikh ve Üzümeri bunlardan birkaçıdır. Bu çalışmada yaygın olarak kullanılan Hognestad beton modeli kullanılmıştır. Hognestad modelinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrisi betonun lineerliğinin sınırını ve plastik davranışını belirlemekte kullanılacak olan Multilineer İzotropik Pekleşmeli Plastisite (Von Mises) modelinde tanımlanacaktır.

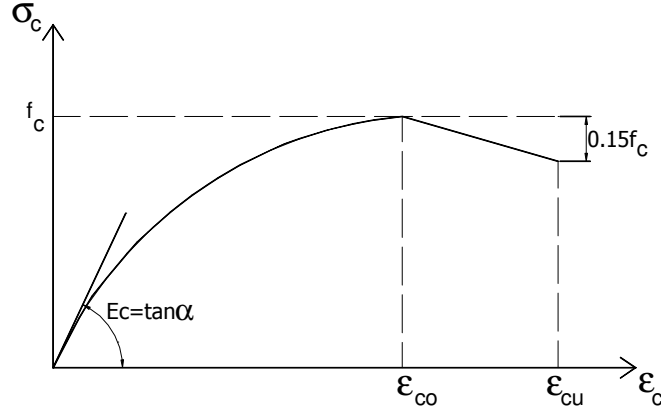
7.1.3. Hognestad beton modeli [31]

Modelde, σ - ϵ eğrisinin tepe noktasına kadar olan parçası ikinci derece bir parabol, düşüş parçası ise doğrusal varsayılmıştır. Hognestad metoduna göre betonun tipik σ - ϵ grafiği Şekil 7.3’de gösterilmiştir. Modelde, eğrinin tepe noktasına kadar olan parabolün denklemi Eş. 7.1 ile belirtilmiştir.

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (7.1)$$

Eğrinin tepe noktasında maksimum gerilme düzeyine karşılık gelen deformasyon değeri Eş. 7.2 kullanılarak belirlenebileceği gibi 0,002 olarak alınabileceği de belirtilmiştir.

$$\varepsilon_{c0} = \frac{2f_c}{E_c} \quad (7.2)$$

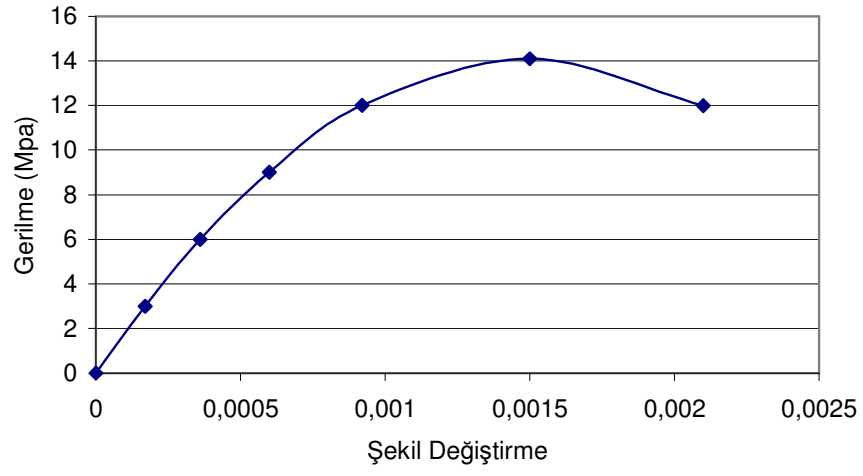


Şekil 7.3. Hognestad modeline göre betonun σ - ε grafiği

Elastisite modülünün bulunması için ise Hognestad tarafından Eş. 7.3'teki denklem önerilmiş ve her deney elemanı için bu formülasyona göre modelde kullanılacak elastisite modülü hesaplanmıştır.

$$E_c = 12680 + 460f_c \quad (\text{Mpa}) \quad (7.3)$$

Bu bilgiler ışığında ve elimizdeki verilere göre, modellemesi yapılacak deney elemanlarından AR deney elemanının σ - ε eğrisi beş noktada tanımlanarak Şekil 7.4'te görüldüğü gibi elde edilmiş ve örnek olarak verilmiştir. Bu beş noktanın bütün deney elemanları için değerleri Çizelge 7.1'de gösterilmiştir.



Şekil 7.4. Sonlu eleman modelinde kullanılan betonun σ - ε grafiği (AR deney elemanı)

Çizelge 7.1. σ - ε grafiğinin tanımlanan noktaları (σ birimi Mpa, ε değeri çarpanı 10^{-5})

Deney Elemanı	AR		A1		A2		A3		A4		BR		B1		B2		B3		B4		CR		C1		C2		C3		C4	
	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε
1.Nokta	3	17	3	16	3	17	3	17	3	16	4	19	4	2	4	20	4	2	4	18	6	24	6	24	6	25	6	25	6	25
2.Nokta	6	36	6	35	6	36	6	37	6	34	8	42	8	42	8	43	8	43	8	38	12	52	12	52	12	53	12	55	12	54
3.Nokta	9	60	9	56	9	60	9	63	9	56	12	69	12	70	12	70	12	71	12	62	18	85	18	86	18	87	18	90	18	90
4.Nokta	12	92	12	84	12	96	12	110	12	84	16	110	16	110	16	110	16	110	16	90	24	130	24	130	24	130	24	140	24	140
5.Nokta	14,1	150	15,5	165	13,3	140	12,2	130	14,9	150	18,5	170	19,4	180	19,2	180	18,2	170	22,1	190	28,9	220	28,7	220	28,4	220	27,6	220	26,8	210
6.Nokta	12	210	13,2	220	11,3	190	10,4	180	12,7	210	15,7	240	16,5	250	16,3	250	15,5	240	18,8	260	24,6	300	24,4	300	24,1	310	23,5	310	22,8	290

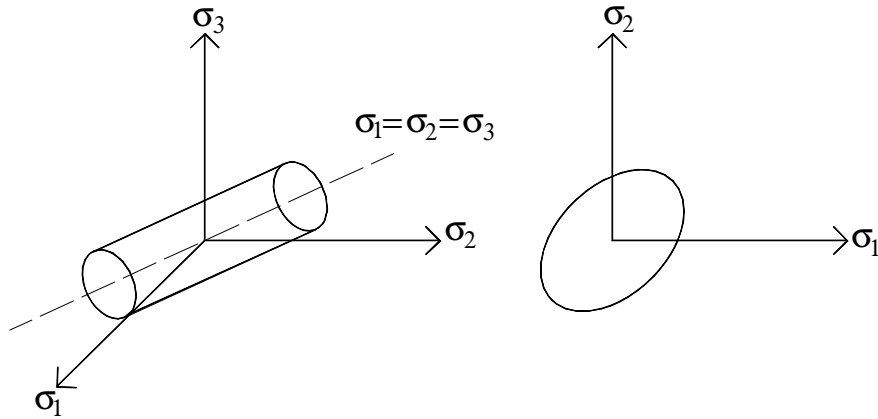
7.1.4. Multilineer izotropik pekleşmeli plastisite

1913 yılında Von Mises tarafından öne sürülen bu modelde, üç eksenli gerilme altında betonun davranışı aşağıdaki denklemle tanımlanmaktadır.

$$\sigma_e = \left[\frac{1}{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \right]^{1/2} \quad (7.4)$$

Burada, σ_y elastik davranıştan plastik davranışa geçişin dönüm noktasındaki gerilme değerini yani yenilme noktasını, σ_e eşdeğer gerilme değerini gösterirken, kabaca σ_y değeri bilinen bir malzemede, $\sigma_e < \sigma_y$ durumunu sağlayan tüm σ_e gerilme değerleri için malzemenin lineer-elastik davranış gösterdiği söylenebilir.

İki eksenli gerilme altında ($\sigma_3=0$) davranış bir elips ile üç eksenli gerilme altında bir silindir ile ifade edilebilmektedir. Kısaca, Von Mises elipsinin veya silindirinin içinde kalan gerilmeler altında beton lineer elastik davranışını sürdürmektedir. Bahsedilen Von Mises silindiri ve elipsi Şekil 7.5'te gösterilmiştir.



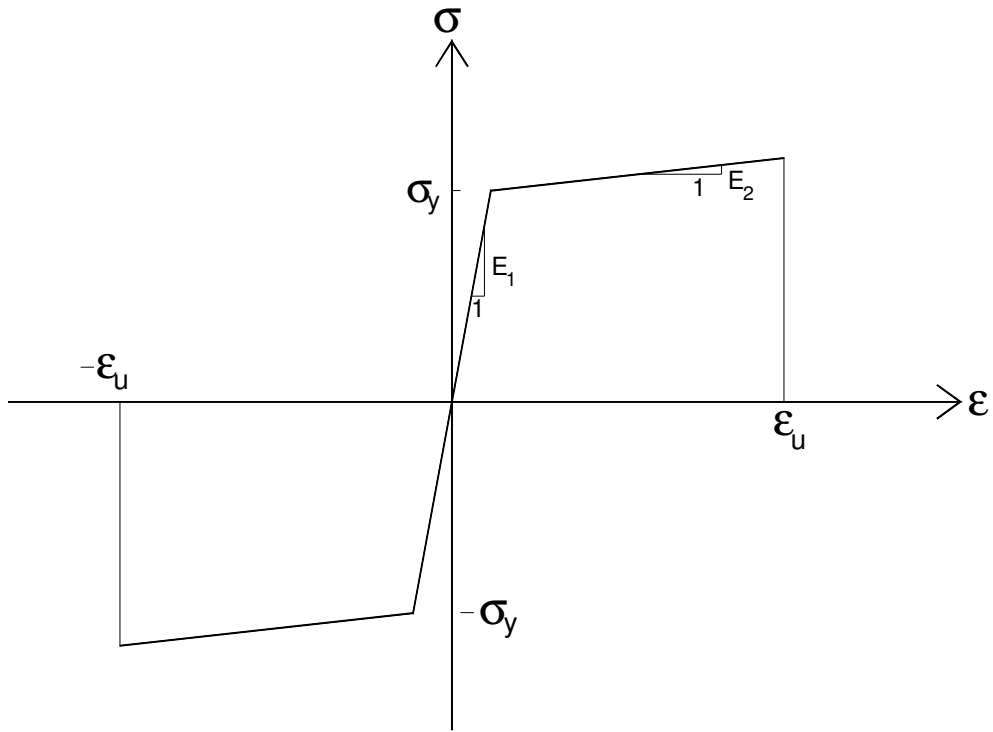
Şekil 7.5. Von Mises silindiri ve elipsi

7.1.5. Çelik

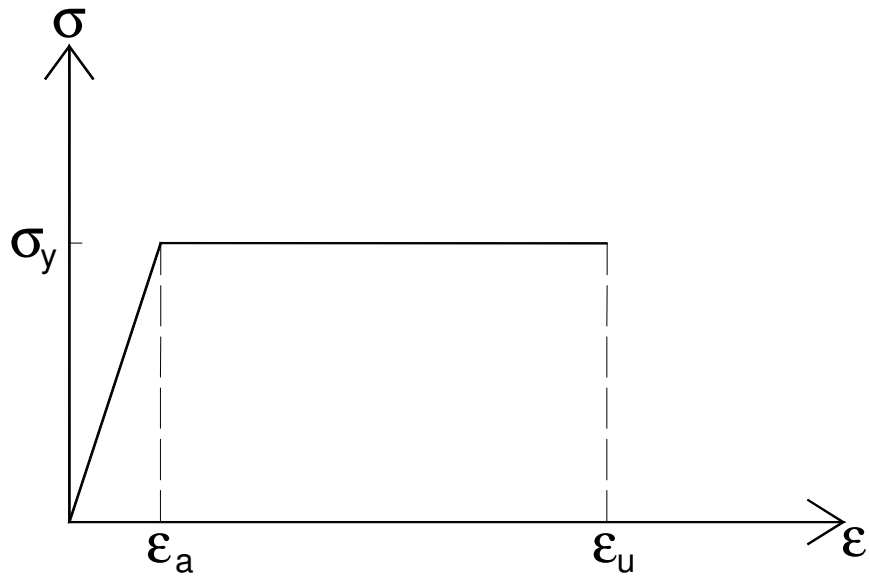
Çelik, betondan daha kolay ve gerçeğe yakın tanımlanabilir homojen ve izotrop bir malzemedir. Özellikleri beton gibi çevre koşullarına ve zamana bağlı değildir. Betonarme yapıların analizinde gerekli olan malzeme özellikleri için σ - ϵ eğrisini tanımlamak yeterlidir.

Donatı çeliğinin σ - ϵ eğrisini elde etmek için çekme deneyi yapılır. Çelik, çekmede de basınçta da aynı davranışı gösterir. Donatı çeliğinin gerilme-şekil değiştirme ilişkisi başlangıçta lineer elastiktir. Bu bölgede şekil değiştirmeler yükleme kaldırılınca geri döner. Bu elastiklik durumu orantılılık sınırına kadar, lineerlik de akma noktasına kadar devam eder. Orantılılık sınırından sonra plastik deformasyonlar oluşmaya başlar. Orantılılık sınırı ile akma noktası arasındaki fark çok küçüktür. Bu nedenle birleştirilip tek bir nokta olarak ele alınmıştır. Gerçekte akma noktasından sonra bir akma platosu ve onu takip eden bir pekleşme bölgesi bulunurken araştırmacılar modellemelerde çeliğin bu davranışını idealize ederek kullanırlar (Şekil 7.6).

Bu çalışmada akmadan sonraki dayanım artımı ihmal edilmiş, çelik malzemesi Von Mises akma kriterini esas alan lineer elastik-tam plastik (Bilineer izotropik pekleşmeli plastisite) olarak tanımlanmıştır (Şekil 7.7). Çekme donatısı, basınç donatısı ve etriyelerin akma gerilmeleri farklı olduğu için üç değişik çelik malzemesi oluşturulmuştur.



Şekil 7.6. Donatı çeliğinin idealize edilmiş σ - ϵ ilişkisi



Şekil 7.7. Çeliğin elastik-tam plastik davranışı

7.2. Ansys Sonlu Eleman Modeli

7.2.1. Genel

Sonlu elemanlar yöntemi, çeşitli mühendislik problemlerinin çözümlerinde kullanılan bir yöntemdir. Uygulama alanları gerilme analizlerinden, akışkanlar mekaniği ve ısı problemlerine kadar genişletilebilir. Günümüzde bilgisayar teknolojilerinin ve programlarının gelişmesiyle mühendisler için sonlu elemanlar yönteminin kullanımı kolaylaşmıştır.

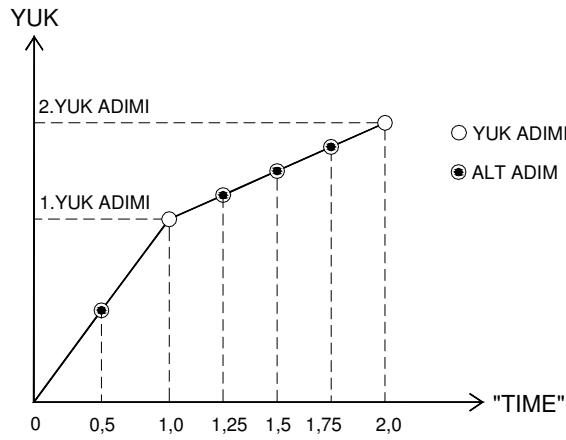
Daha önce deneyleri yapılan toplam 15 adet deney elemanının analizi sonlu elemanlar yöntemi ile yapılmıştır. Bu yöntemi uygulayan bilgisayar programları arasında Ansys Sonlu Elemanlar Programı seçilmiştir. Ansys Sonlu Elemanlar programı ilk kez 1971 yılında geliştirilmiş, otomotiv, elektronik, nükleer gibi pek çok mühendislik dalında analiz yapabilen genel amaçlı bir sonlu elemanlar analiz programıdır.

7.2.2. Nonlinear analiz

Nonlinear analizde yük yeterince küçük yük artımlarına bölünerek ard arda uygulanır. Bir yük adımı (load step) içinde yük artımı uygulanan her adıma alt adım (substep) denir. Her alt adımda yakınsama sağlanana kadar iterasyonlar yapılır.

Nonlinear analizin bir özelliği olarak kirişin analizinde yükler adım adım etkililmiş, her yük adımından sonra programın “yeniden başlat” özelliği kullanılarak yeniden yük verilmiş ve alt adım sayıları ayarlanmıştır. Alt adım adedi ve yük artımının büyüklüğünün yakınsamada etkisi vardır. Adımların küçülmesi, dolayısıyla yük artımının azalması çözümün daha kolay yakınsamasını ve sonuçların daha kesin olmasını sağlar. Bunun yanında işlem hacmi büyür ve analizin süresi uzar.

Deney elemanlarına uygulanan yük, her analizden önce “time” olarak belirtilip her yük adımının sonunda bu değere ulaşılmasıyla analiz bitirilmektedir. Bir yük adımında, yükün hangi aralıklarla arttırılacağı alt adım sayısı (substep number) ile belirlenir. Kirişe etkitilen yükün alt adım sayısına bölünmesiyle yük arttırım miktarı belirlenmiş olur. Sonuç olarak alt adım sayısı ile yük arttırım miktarının çarpımı “time” olarak adlandırılan yük miktarını göstermektedir.

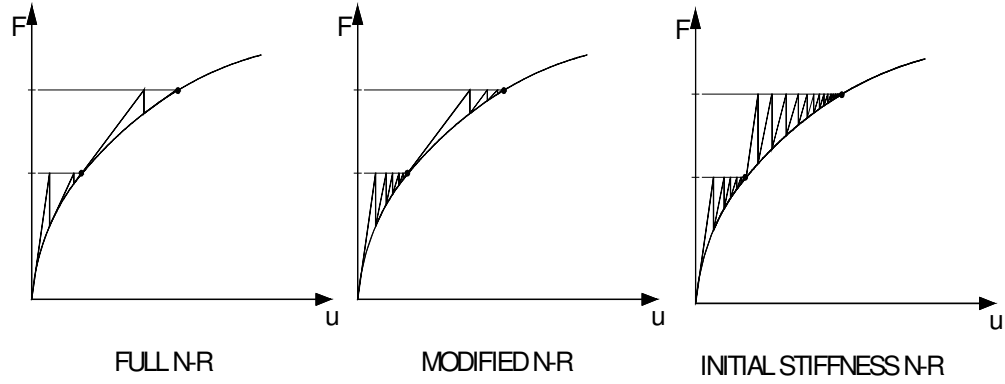


Şekil 7.8. Nonlinear analiz adımları

Nonlinear analizde bir diğer yol ise time değerini bir sayaç olarak kullanmaktır. Bu durumda program birinci yük adımında time değerini 1.0; ikinci yük adımında 2.0 olarak alır. Yük arttırım miktarını ise “time step size” belirler. Şekil 7.8’de bu tip bir analizin adımları görülmektedir. Burada birinci yük adımında “time step size” olarak 0.5, ikinci yük adımında ise 0.25 olarak verilmiştir.

Ansys Sonlu Elemanlar Programı nonlinear problemlerin çözümü için Newton-Raphson metodunu kullanır. Newton-Raphson metodunda üç yaklaşım vardır. Ansys Sonlu Eleman Programı’nda analiz için istenilen yaklaşım seçilebileceği gibi programa otomatik tercih de ettirilebilir.

- 1) Full (tam) N-R
- 2) Modified (modifiye) N-R
- 3) Initial Stiffness (başlangıç rijitlikli) N-R



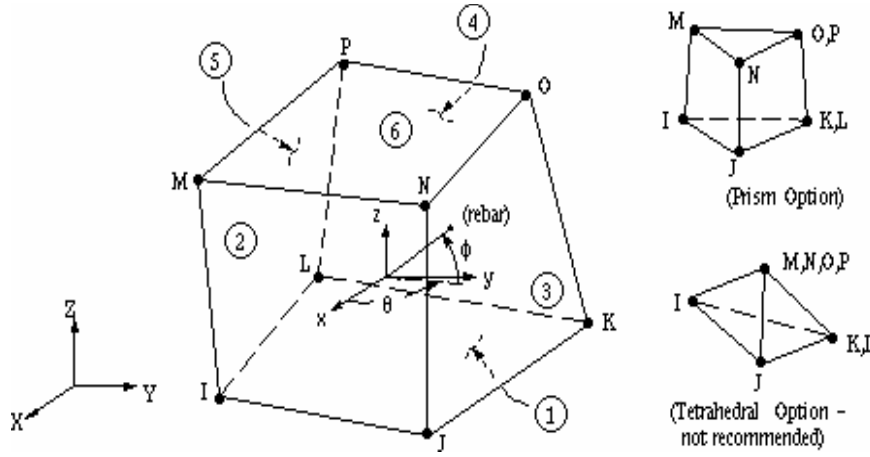
Şekil 7.9. Newton-Raphson nonlineer analiz tipleri

Şekil 7.9’da gösterilen Newton-Raphson analiz tiplerinden, Full (tam) N-R opsiyonu her iterasyonda rijitlik matrisini güncellerken Modified (modifiye) N-R opsiyonu rijitliği her alt adımda (substep) yalnızca bir kere günceller. Bu güncelleme işlemi statik analizde yalnızca ilk iterasyonda, dinamik analizde ikinci iterasyonda yapılır. Son olarak Initial Stiffness N-R opsiyonunda her iterasyonda başlangıçtaki elastik rijitlik değeri kullanılır.

Ansys Sonlu Elemanlar Programı’nda Solid65 eleman tipi için Başlangıç Rijitlik (Initial Stiffness) opsiyonu kullanılmaktadır [19].

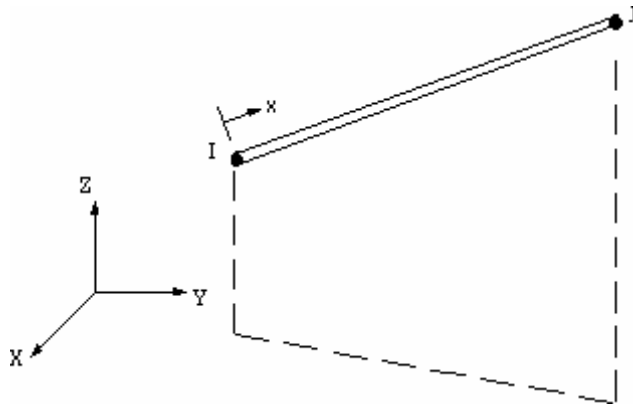
7.2.3. Eleman tipleri ve nitelikleri

Deney elemanlarında beton modellemesi için Ansys’in bünyesinde yer alan eleman tiplerinden Solid65 elemanı kullanılmıştır. Solid65, beton ve betonarme elemanlar için ayrılmış, çekmede çatlama, basınçta ezilme, plastik deformasyon ve sünme özelliklerini barındıran 8 düğüm noktalı solid elemandır. Her düğüm noktasında x, y ve z yönlerinde 3 ötelenme serbestlik derecesine sahiptir. Donatısız olarak da kullanılabileceği gibi, bünyesinde üç farklı malzeme ve kesit özellikli donatı tanımlanabilir.



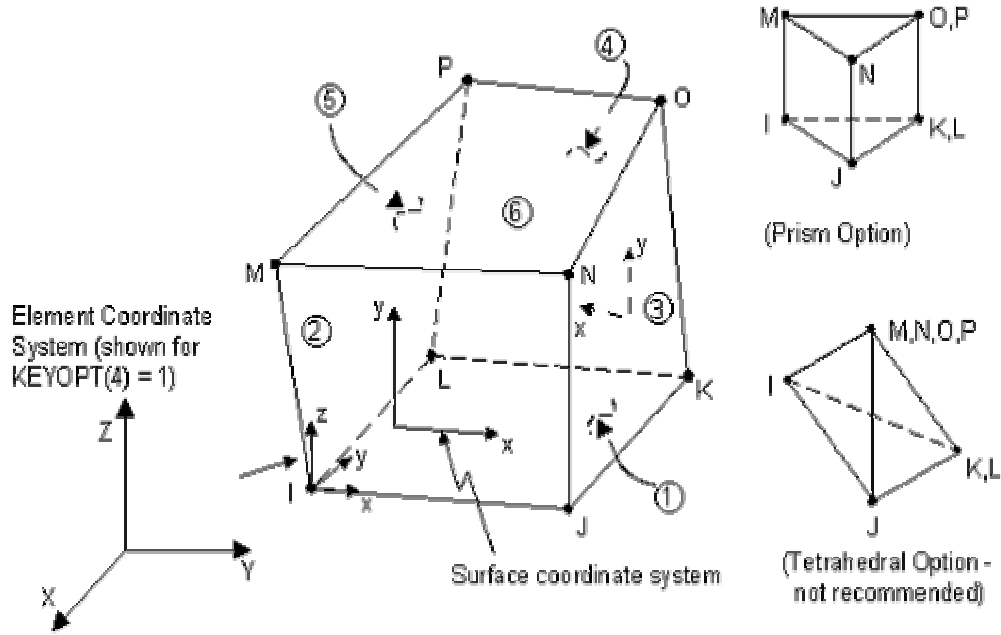
Şekil 7.10. Solid65 elemanı

Donatı tanımlamak için ise yine Ansys Sonlu Elemanlar Programının bünyesinde yer alan Link8 iki düğüm noktalı çubuk elemanı kullanılmıştır. Link8 elemanının da her bir düğüm noktasında x, y, z yönlerinde üç ötelenme serbestlik derecesi vardır. Tek eksenli çekme ve basınç elemanıdır, eğilme hesaba katılmaz. Solid65 elemanının şekli Şekil 7.10'da, Link8 çubuk elemanının şekli de Şekil 7.11'de gösterilmiştir.



Şekil 7.11. Link8 çubuk elemanı

Yükün uygulandığı bölgede betonla yük arasında yük aktarımı için kullanılan çelik levha, kesme çivileri ve kesme çivilerinin kaynaklandığı levhalar ise Solid45, sekiz düğüm noktalı solid eleman ile tanımlanmıştır. Solid45 elemanı da x, y ve z yönlerinde üç öteleme serbestlik derecesine sahiptir (Şekil 7.12).



Şekil 7.12. Solid45 elemanı

7.2.4. Malzeme özelliklerinin modelde tanımlanması

Bu bölümde deney elemanlarının tanımlanmasında kullanılan malzeme modelleri özetlenecektir. Çizelge 7.2-7.16'da malzeme modelleri tanımlanmıştır.

Beton için bir, donatılar için çekme, basınç donatılarının, etriyelerin, kesme çivilerinin ve levhaların akma dayanımları farklı olduğundan beş farklı malzeme özelliği tanımlanmıştır. 1 numaralı malzeme modeli Solid65 eleman tipi için, 2 ve 3 numaralı malzeme modelleri sırasıyla $\phi 8$ etriye, $\phi 16$ çekme ve basınç donatıları için, 4 ve 5 numaralı malzeme modelleri ise sırasıyla kesme çivisi ve levhalar için oluşturulmuştur.

Hognestad Modeli'ne göre oluşturulan ve değerleri daha önce gösterilen betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisini tanımlayan altı noktanın değerleri Çizelge 4.2'de de gösterilmiştir. 2, 3 ve 4 numaralı donatılara ait malzeme modellerine ait satırlarda çeliğin tüm donatılarda eşit olan elastisite modülü ve f_y akma dayanımları gösterilmiştir. Beton başlığı altında gösterilen değerler Ansys'de William-Warnke

modelini tanımlamak için kullanılan parametrelerdir [19]. Bu parametreler kısaca tanımlanacak olursa,

- 1) Açık çatlak için kesme transfer katsayısı.
- 2) Kapalı çatlak için kesme transfer katsayısı.
- 3) Tek eksenli çekme dayanımı.
- 4) Tek eksenli basınç dayanımı.
- 5) İki eksenli basınç dayanımı.
- 6) 7 ve 8. sabitlerle kullanılan hidrostatik gerilme durumu
- 7) Ambient hidrostatik gerilme durumu altında iki eksenli basınç dayanımı
- 8) Ambient hidrostatik gerilme durumu altında tek eksenli basınç dayanımı
- 9) Çatlamış durum için rijitlik çarpanı.

Çizelge 7.2. AR Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(Mpa)	19150	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00017	3
		2.Nokta	0,00036	6
		3.Nokta	0,0006	9
		4.Nokta	0,00092	12
		5.Nokta	0,0015	14,1
		6.Nokta	0,0021	12
		Beton		
		ShrCf-Op	0.4	
		ShrCf-Cl	1	
		UnTensSt (MPa)	1,31	
		UnCompSt (MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	504	
3	Link8	Tan.Mod		20
		Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
4	Solid45	fy(Mpa)	420	
		Tan.Mod	20	
		Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
5	Solid45	Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	473	
		Tan.Mod	20	
		Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
6	Solid45	PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	495	
		Tan.Mod	20	

Çizelge 7.3. A1 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(Mpa)	19810	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00016	3
		2.Nokta	0,00035	6
		3.Nokta	0,00056	9
		4.Nokta	0,00084	12
		5.Nokta	0,00165	15,5
		6.Nokta	0,0022	13,2
		Beton		
		ShrCf-Op	0.4	
		ShrCf-Cl	1	
		UnTensSt (MPa)	1,38	
		UnCompSt (MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	504	
3	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	420	
4	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	473	
5	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	495	
		Tan.Mod	20	

Çizelge 7.4. A2 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri	
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli	
		EX(Mpa)	18800
		PRXY	0,3
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli	
			Şekil Değ. Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00017 3
		2.Nokta	0,00036 6
		3.Nokta	0,0006 9
		4.Nokta	0,00096 12
		5.Nokta	0,0014 13,3
		6.Nokta	0,0019 11,3
		Beton	
		ShrCf-Op	0.4
		ShrCf-Cl	1
		UnTensSt (MPa)	1,28
		UnCompSt (MPa)	-1
		BiCompSt	0
		HydroPrs	0
		BiCompSt	0
		UnTensSt	0
		TenCrFac	0
2	Link8	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	504
3	Link8	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	420
4	Solid45	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	473
5	Solid45	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	495

Çizelge 7.5. A3 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri	
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli	
		EX(Mpa)	18290
		PRXY	0,3
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli	
			Şekil Değ. Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00017 3
		2.Nokta	0,00037 6
		3.Nokta	0,00063 9
		4.Nokta	0,0011 12
		5.Nokta	0,0013 12,2
		6.Nokta	0,0018 10,4
		Beton	
		ShrCf-Op	0.4
		ShrCf-Cl	1
		UnTensSt (MPa)	1,22
		UnCompSt (MPa)	-1
		BiCompSt	0
		HydroPrs	0
		BiCompSt	0
		UnTensSt	0
		TenCrFac	0
2	Link8	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	504
3	Link8	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	420
4	Solid45	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	473
5	Solid45	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	495

Çizelge 7.6. A4 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(Mpa)	19500	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00016	3
		2.Nokta	0,00034	6
		3.Nokta	0,00056	9
		4.Nokta	0,00084	12
		5.Nokta	0,0015	14,9
		6.Nokta	0,0021	12,7
		Beton		
		ShrCf-Op	0.4	
		ShrCf-Cl	1	
		UnTensSt (MPa)	1,35	
		UnCompSt (MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	504	
3	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	420	
4	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	473	
5	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	495	
		Tan.Mod	20	

Çizelge 7.7. BR Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(Mpa)	21190	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00019	4
		2.Nokta	0,00042	8
		3.Nokta	0,00069	12
		4.Nokta	0,0011	16
		5.Nokta	0,0017	18,5
		6.Nokta	0,0024	15,7
		Beton		
		ShrCf-Op	0.4	
		ShrCf-Cl	1	
		UnTensSt (MPa)	1,51	
		UnCompSt (MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2.0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	504	
3	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2.0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	420	
4	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2.0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	473	
5	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2.0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	495	
		Tan.Mod	20	

Çizelge 7.8. B1 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(Mpa)	21600	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,0002	4
		2.Nokta	0,00042	8
		3.Nokta	0,0007	12
		4.Nokta	0,0011	16
		5.Nokta	0,0018	19,4
		6.Nokta	0,0025	16,5
		Beton		
		ShrCf-Op	0.4	
		ShrCf-Cl	1	
		UnTensSt (MPa)	1,54	
		UnCompSt (MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	504	
		Tan.Mod	20	
3	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	420	
		Tan.Mod	20	
4	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	473	
		Tan.Mod	20	
5	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	495	
		Tan.Mod	20	

Çizelge 7.9. B2 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(Mpa)	21510	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,0002	4
		2.Nokta	0,00043	8
		3.Nokta	0,0007	12
		4.Nokta	0,0011	16
		5.Nokta	0,0018	19,2
		6.Nokta	0,0025	16,3
		Beton		
		ShrCf-Op	0.4	
		ShrCf-CI	1	
		UnTensSt (MPa)	1,53	
		UnCompSt (MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	504	
3	Link8	Tan.Mod		20
		Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
4	Solid45	fy(Mpa)	420	
		Tan.Mod	20	
		Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
5	Solid45	Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	473	
		Tan.Mod	20	
		Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
5	Solid45	PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	495	
		Tan.Mod	20	

Çizelge 7.10. B3 Deney elemanı malzeme özellikleri Çizelge 7.11. B4 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(Mpa)	21050	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,0002	4
		2.Nokta	0,00043	8
		3.Nokta	0,00071	12
		4.Nokta	0,0011	16
		5.Nokta	0,0017	18,2
		6.Nokta	0,0024	15,5
		Beton		
		ShrCf-Op	0.4	
		ShrCf-Cl	1	
		UnTensSt (MPa)	1,49	
		UnCompSt (MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	504	
		Tan.Mod	20	
3	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	420	
		Tan.Mod	20	
4	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	473	
		Tan.Mod	20	
5	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	495	
		Tan.Mod	20	

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(Mpa)	22850	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00018	4
		2.Nokta	0,00038	8
		3.Nokta	0,00062	12
		4.Nokta	0,0009	16
		5.Nokta	0,0019	22,1
		6.Nokta	0,0026	18,8
		Beton		
		ShrCf-Op	0.4	
		ShrCf-Cl	1	
		UnTensSt (MPa)	1,65	
		UnCompSt (MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	504	
		Tan.Mod	20	
3	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	420	
		Tan.Mod	20	
4	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	473	
		Tan.Mod	20	
5	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	495	
		Tan.Mod	20	

Çizelge 7.12. CR Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	EL Tipi	Malzeme Özellikleri	
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli	
		EX(Mpa)	25970
		PRXY	0,3
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli	
			Şekil Değ. Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00024 6
		2.Nokta	0,00052 12
		3.Nokta	0,00085 18
		4.Nokta	0,0013 24
		5.Nokta	0,0022 28.9
		6.Nokta	0,0030 24.6
		Beton	
		ShrCf-Op	0.4
		ShrCf-Cl	1
		UnTensSt (MPa)	1,88
		UnCompSt (MPa)	-1
		BiCompSt	0
		HydroPrs	0
		BiCompSt	0
		UnTensSt	0
		TenCrFac	0
2	Link8	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	504
3	Link8	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	420
4	Solid45	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	473
5	Solid45	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	495

Çizelge 7.13. C1 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	EL Tipi	Malzeme Özellikleri	
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli	
		EX(Mpa)	25880
		PRXY	0,3
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli	
			Şekil Değ. Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00024 6
		2.Nokta	0,00052 12
		3.Nokta	0,00086 18
		4.Nokta	0,0013 24
		5.Nokta	0,0022 28,7
		6.Nokta	0,0030 24,4
		Beton	
		ShrCf-Op	0.4
		ShrCf-Cl	1
		UnTensSt (MPa)	1,88
		UnCompSt (MPa)	-1
		BiCompSt	0
		HydroPrs	0
		BiCompSt	0
		UnTensSt	0
		TenCrFac	0
2	Link8	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	504
3	Link8	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	420
4	Solid45	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	473
5	Solid45	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	495

Çizelge 7.14. C2 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(Mpa)	25740	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00025	6
		2.Nokta	0,00053	9
		3.Nokta	0,00087	18
		4.Nokta	0,0013	24
		5.Nokta	0,0022	28,4
		6.Nokta	0,0031	24,1
		Beton		
		ShrCf-Op	0.4	
		ShrCf-Cl	1	
		UnTensSt (MPa)	1,87	
		UnCompSt (MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	504	
		Tan.Mod	20	
3	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	420	
		Tan.Mod	20	
4	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	473	
		Tan.Mod	20	
5	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	495	
		Tan.Mod	20	

Çizelge 7.15. C3 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri		
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli		
		EX(Mpa)	25380	
		PRXY	0,3	
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli		
			Şekil Değ.	Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00025	6
		2.Nokta	0,00055	12
		3.Nokta	0,0009	18
		4.Nokta	0,0014	24
		5.Nokta	0,0022	27,6
		6.Nokta	0,0031	23,5
		Beton		
		ShrCf-Op	0.4	
		ShrCf-CI	1	
		UnTensSt (MPa)	1,84	
		UnCompSt (MPa)	-1	
		BiCompSt	0	
		HydroPrs	0	
		BiCompSt	0	
		UnTensSt	0	
		TenCrFac	0	
2	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	504	
		Tan.Mod	20	
3	Link8	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	420	
		Tan.Mod	20	
4	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	473	
		Tan.Mod	20	
5	Solid45	Lineer Isotropik		
		EX(Mpa)	2,0E+5	
		PRXY	0,3	
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli		
		fy(Mpa)	495	
		Tan.Mod	20	

Çizelge 7.16. C4 Deney elemanı malzeme özellikleri

Malz. No.	El. Tipi	Malzeme Özellikleri	
1	Solid65	Lineer Isotropik Pekleşmeli	
		EX(Mpa)	25000
		PRXY	0,3
		Multilineer Isotropik Pekleşmeli	
			Şekil Değ. Ger. (Mpa)
		1.Nokta	0,00025 6
		2.Nokta	0,00054 12
		3.Nokta	0,0009 18
		4.Nokta	0,0014 24
		5.Nokta	0,0021 26,8
		6.Nokta	0,0029 22,8
		Beton	
		ShrCf-Op	0.4
		ShrCf-CI	1
		UnTensSt (MPa)	1,81
		UnCompSt (MPa)	-1
		BiCompSt	0
		HydroPrs	0
		BiCompSt	0
		UnTensSt	0
		TenCrFac	0
2	Link8	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	504
3	Link8	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	420
4	Solid45	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	473
5	Solid45	Lineer Isotropik	
		EX(Mpa)	2,0E+5
		PRXY	0,3
		Bilinear Isotropik Pekleşmeli	
		fy(Mpa)	495
		Tan.Mod	20

İlk iki maddedeki kesme transfer katsayısı, çatlak yüzeyleri arasında kesme kuvveti transferini gösterir. 0.0' dan 1.0'a kadar bir aralıkta tanımlanır. Bu katsayının 0.0 olması çatlağın düzgün yüzeyli bir çatlak olduğunu ve yüzeyler arasında bir transfer olmayacağını, 1.0 olması ise pürüzlü çatlak olduğunu ve transferde bir kayıp olmayacağını gösterir. Bu katsayılardan ilkinin 0.4'den daha büyük olmaması, ikincisinin de 1.0 olması daha önce yapılan çalışmalardan beton için en uygun değerler olarak belirlenmiştir [22].

Üçüncü maddedeki betonun tek eksenli çekme dayanımı, Eş. 7.5'den elde edilmiştir. Eş. 6.5, TS500'de Mpa cinsinden eksenel çekme dayanımı olarak tanımlanmıştır [33].

$$f_t = 0,35\sqrt{f_c} \quad (7.5)$$

Dördüncü maddedeki tek eksenli basınç dayanımı ise deneysel verilerde mevcuttur. Yakınsama hatalarını engellemek için betonun ezilmesi ihmal edilmiştir. Bunun için betonun tek eksenli basınç dayanımına -1 girilmiştir.

İki eksenli basınç dayanımı, hidrostatik gerilme durumu ve hidrostatik gerilme durumuna bağlı iki eksenli ve tek eksenli basınç dayanımları Ansys'in bünyesinde tanımlıdır. Bu nedenle bu değerleri 0 olarak girmek yeterlidir.

Beşinci maddedeki iki eksenli basınç dayanımı da çekme dayanımı gibi tek eksenli basınç dayanımına bağlıdır. Eş. 7.6'daki gibi ifade edilir.

$$f_{bc} = 1,2 f_c \quad (7.6)$$

Altıncı maddedeki hidrostatik gerilme durumu σ_1 , σ_2 ve σ_3 asal gerilmelerine bağlı olarak Eş. 7.7'de tanımlanmış gerilme bileşenidir.

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (7.7)$$

Hidrostatik gerilme durumuna bağlı iki eksenli ezilme gerilmesi Eş. 7.8 ile hesaplanmaktadır.

$$f_1 = 1,45 f_c \quad (7.8)$$

Hidrostatik gerilme durumuna bağlı bir eksenli ezilme gerilmesi yine tek eksenli basınç dayanımına bağlıdır.

$$f_2 = 1,725 f_c \quad (7.9)$$

7.2.5. Modelleme

Ansys sonlu elemanlar programında deney elemanlarının modellemesi yapılırken grafik ekrandan (GUI) yararlanılmıştır. Ansys programı başlıca iki kısımdan oluşmaktadır:

- Başlangıç aşaması (Begin Level)
- İşlemci aşaması (Processor level)

Başlangıç aşaması programa ilk girildiğinde karşılaşılan bölümdür. İşlemci aşamasına ana menü aracılığıyla bu bölümden geçilir. Analizlerin çoğu işlemci aşamasında yapılır. Ansys’de tipik bir analiz üç ayrı işlemci adımı kullanmayı gerektirir.

- Pre-Processor
- Solution
- General Post-Processor

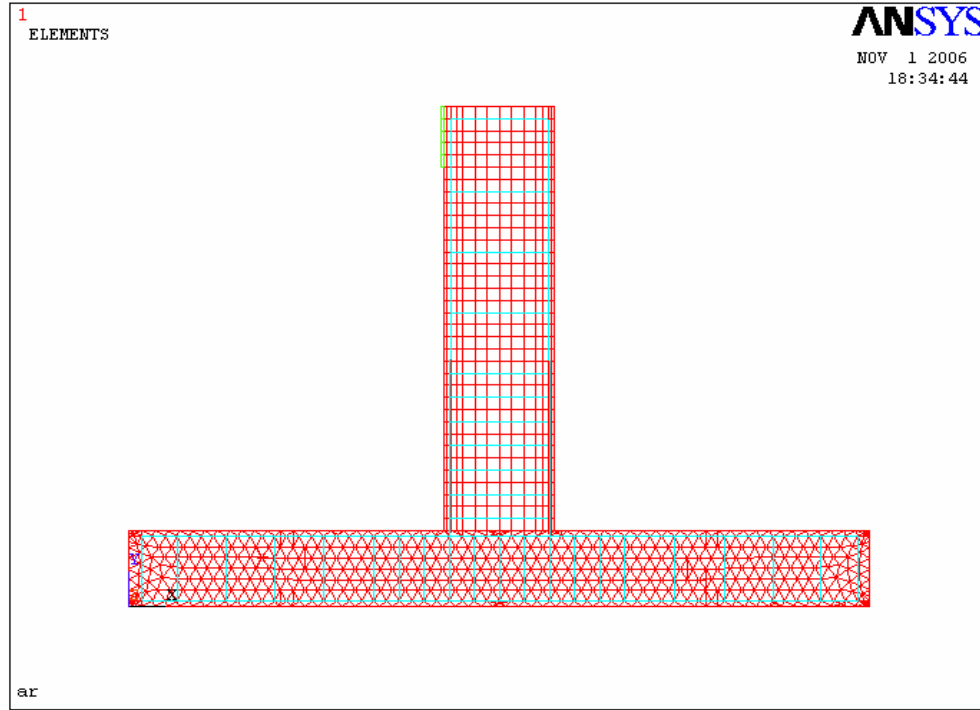
Pre-Processor (PREP7); Modelin geometrisinin ve malzeme modelinin oluşturulup, eleman tiplerinin ve niteliklerinin belirtildiği, elemanlara malzeme özelliklerinin

atandığı kısımdır. Ayrıca model geometrisi ile malzeme modelleri tamamlandıktan sonra modeli sonlu alanlara bölme işlemi (mesh) de bu kısımda yapılır.

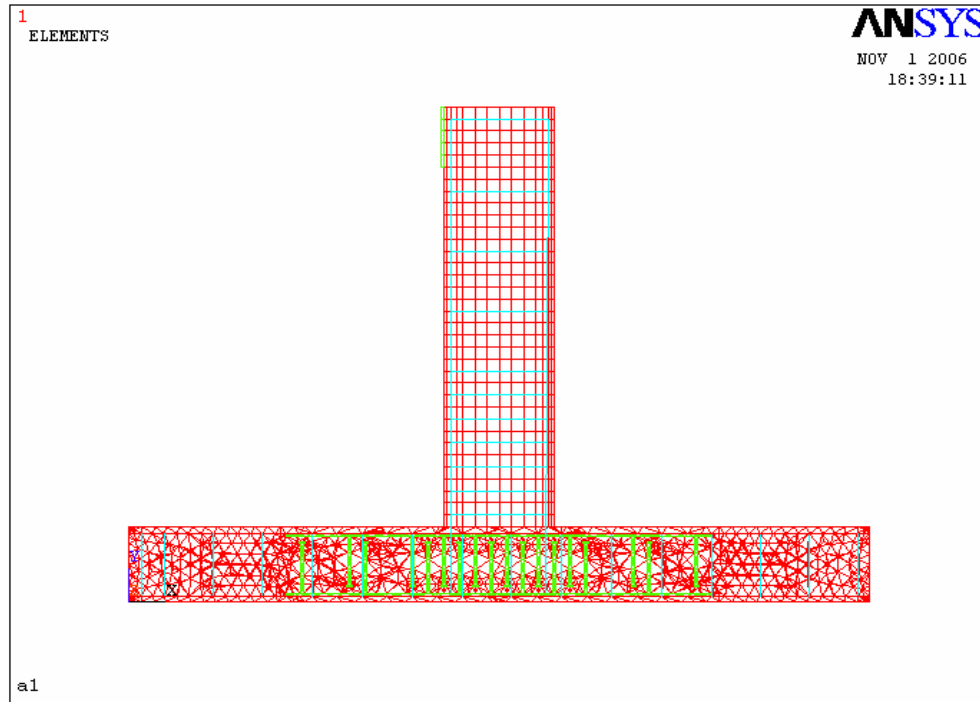
Solution; Analiz ayarlarının yapılıp, mesnet şartlarının ve yükleme durumunun belirlendiği kısımdır. Bu işlemlerden sonra analiz için çözüm işlemleri de buradan yapılır.

Postprocessor; Analiz sonuçlarının gösterildiği kısımdır. Sonuçlar, istenilen yük adımı ve alt adım seviyesinde ya da istenilen “time” değerinde gösterilebilir.

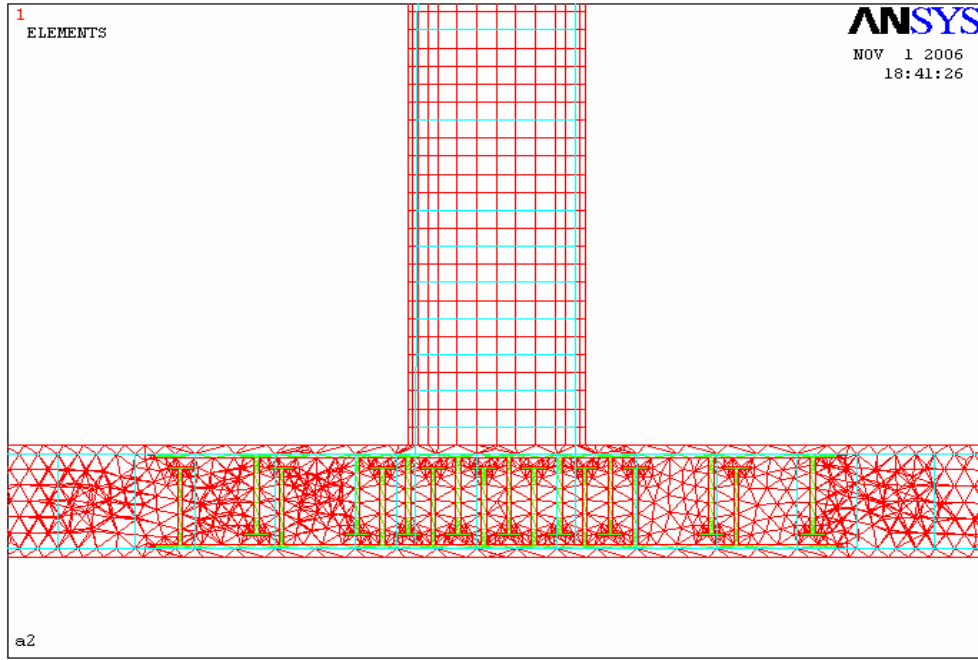
Solid65 elemanının tanımlanabilmesi için elemanın üç boyutlu tanımlanması gerekmektedir. Kesme çivileri ve levhaların beton içerisindeki etkilerinin görülebilmesi için modelleme 10 mm kalınlığında bir kesit için yapılmıştır. Deney elemanlarının x ve y düzlemlerindeki boyutları birebir aynı tutulmuştur. Yani kolon uzunluğu 2350 mm, yüksekliği 250 mm, kiriş uzunluğu 1400 mm, yüksekliği ise 350 mm olarak modellenmiştir. Şekil 7.13-7.17’de modellemesi yapılan A grubu deney elemanları gösterilmiştir.



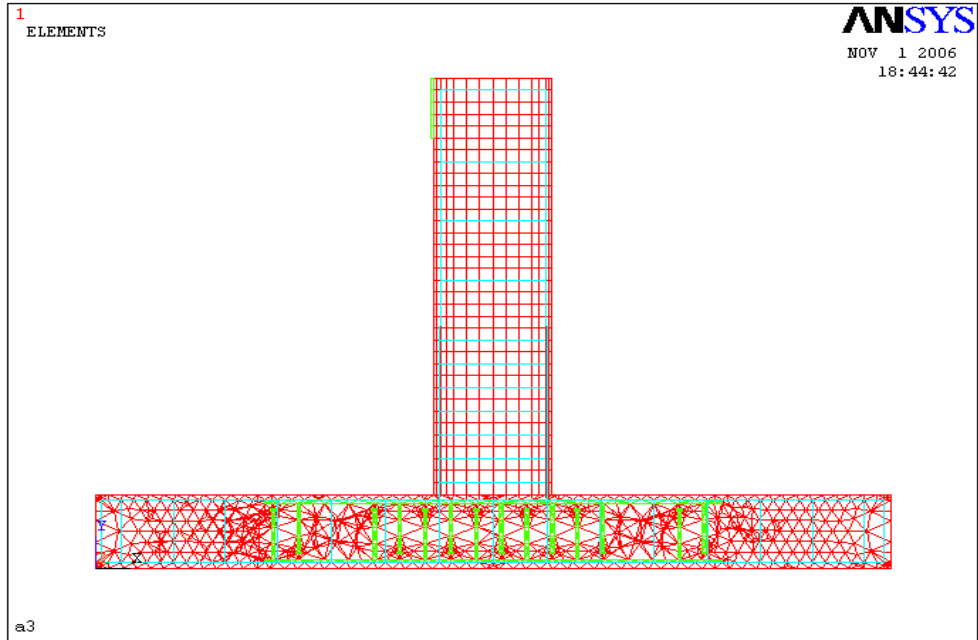
Şekil 7.13. AR deney elemanı modelinin ön görünüşü



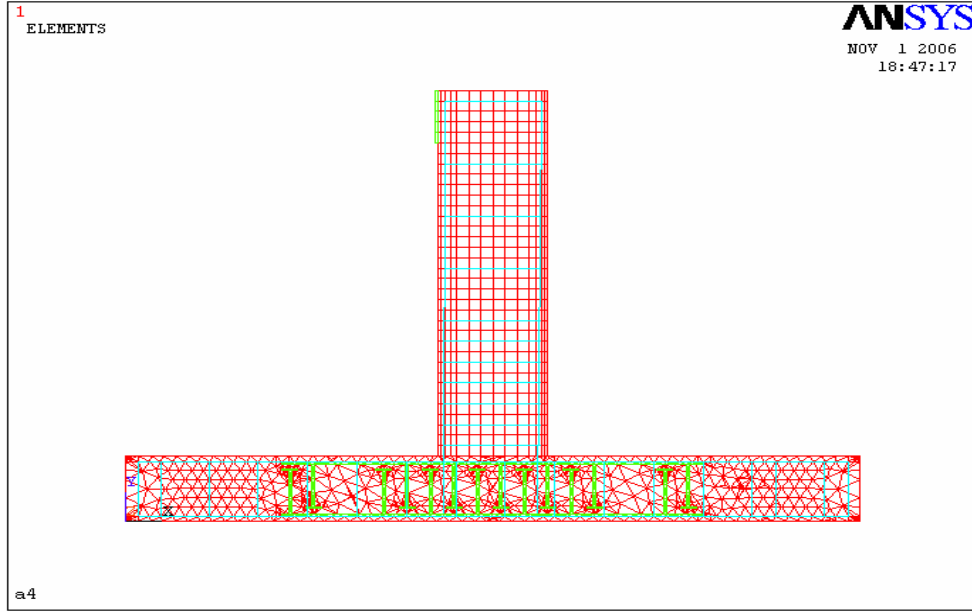
Şekil 7.14. A1 deney elemanı modelinin ön görünüşü



Şekil 7.15. A2 deney elemanı modelinin ön görünüşü



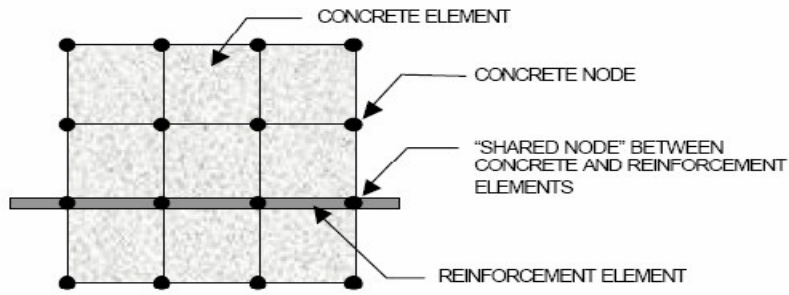
Şekil 7.16. A3 deney elemanı modelinin ön görünüşü



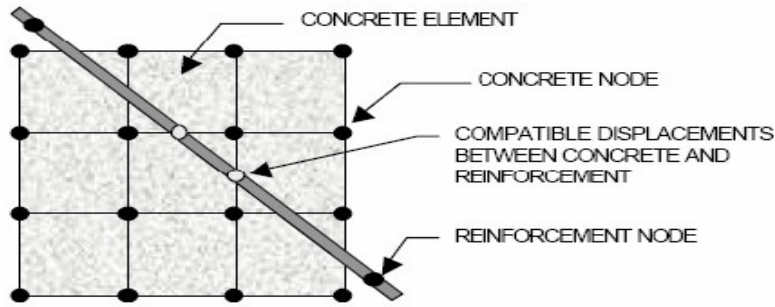
Şekil 7.17. A4 deney elemanı modelinin ön görünüşü

Betonun donatı içerisinde tanımlanması için sonlu eleman modellenmesinde üç yöntem vardır. Birinci yöntem, donatının ayrık (discrete reinforcement) olarak tanımlanması, yani donatının link8 elemanı olarak noktalar arasında oluşturulması yöntemidir. İkinci yöntem gömülü (embedded reinforcement) olarak beton içerisinde dağınık tanımlanması yöntemidir. Üçüncü yöntem ise gizli (smeared reinforcement) olarak beton tanımlanmasında kullanılan solid65 elemanı içerisinde x, y ve z yönlerinde donatı oranı oluşturulması yöntemidir.

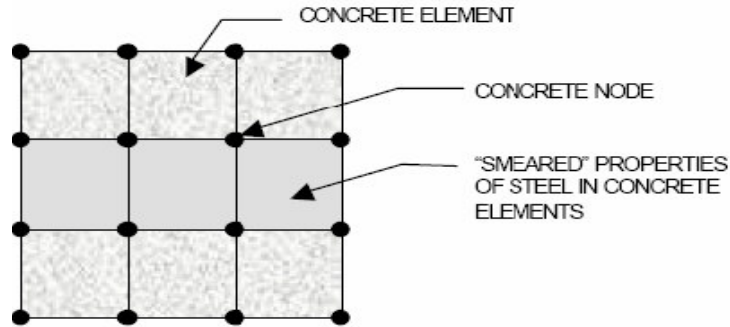
Bu yöntemlerden birinci olan ayrık tanımlama yönteminde donatı, betonu oluşturan sonlu alan noktalarından tanımlandığı için bu yöntemde daha güvenilir ve deneysel verilere daha yakın sonuçlar elde edilmektedir [30]. Şekil 7.18’de donatı tanımlama yöntemleri görülmektedir.



(a)



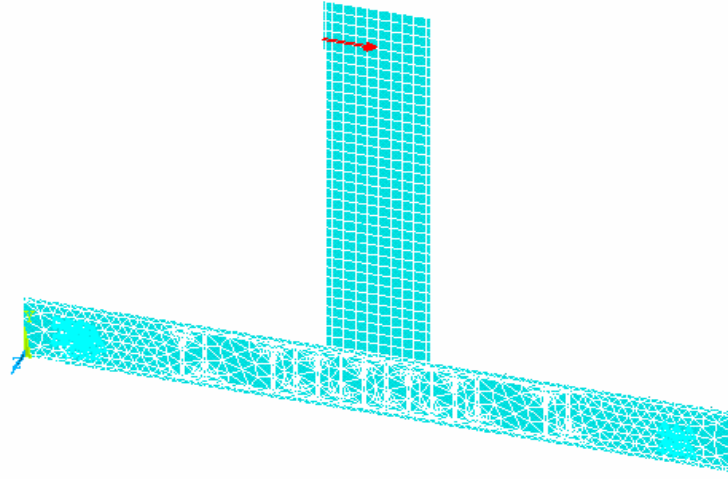
(b)



(c)

Şekil 7.18. Ansys sonlu elemanlar programında donatı modellenmesi a) ayrık (discrete reinforcement) modelleme b) gömülü (embedded reinforcement) modelleme c) gizli (smeared reinforcement) modelleme

Deney düzeneğine uygun olarak kiriş kolon kiriş birleşiminin 1200 mm üstünden tekil yük (P) etkilmiştir. Mesnetler ise kiriş kenarlarından 175 mm ötede ve kolon ortasında tanımlanmıştır. Şekil 7.19'da Ansys Sonlu Elemanlar Programı'nda modellenen deney elemanlarından bir tanesi mesnetler ve üzerine etkitilen yüklerle birlikte görülmektedir.



Şekil 7.19. A4 deney elemanının mesnetleri ve etkitilen yükler

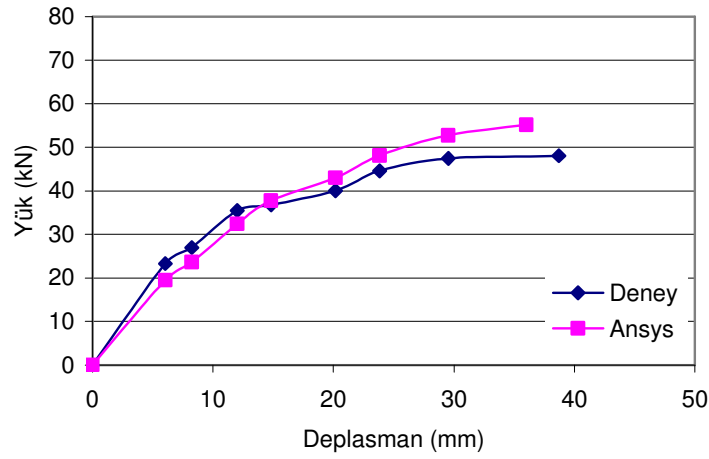
15 adet deney elemanından sadece A grubu deney elemanlarının model görünüşleri yukarıda verilmiştir. Diğer B ve C grubu deney elemanlarında değişken parametre yalnızca beton dayanımı olduğundan ve donatı, kesme çivisi ve levha detayları A grubu elemanlarla aynı olduğundan, B ve C grubu deney elemanlarının model görünüşlerinin verilmesine gerek görülmemiştir.

Geometrik modellemekten sonra yük, time parametresine eşitlenerek yük artırımları alt adım (substep) sayıları ile belirlenmiştir. Her yük adımı bitince analiz otomatik olarak durdurulmuş ve deplasmanlar ile gerilmeler kontrol edilip sorun olmadığı düşünülünce yeni bir time değeri belirlenerek restart opsiyonu ile analize devam edilmiştir.

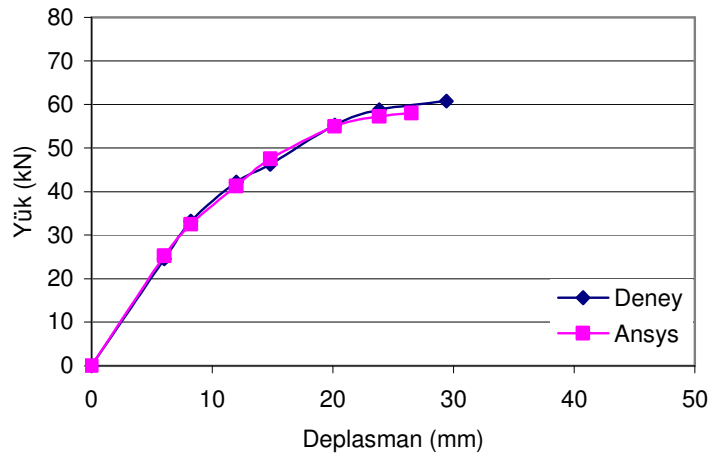
Analizler esnasında Ansys beton modellemesinde, plastik deformasyon hesaba katılmadıkça betonun göçmeye kadar lineer davranacağı görülmüştür. Bu yüzden betonun Multilineer İzotropik pekleşmeli plastisiteli (Von Mises) davranışı da mutlaka tanımlanmalıdır.

7.3. Sonlu Eleman Analiz ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması

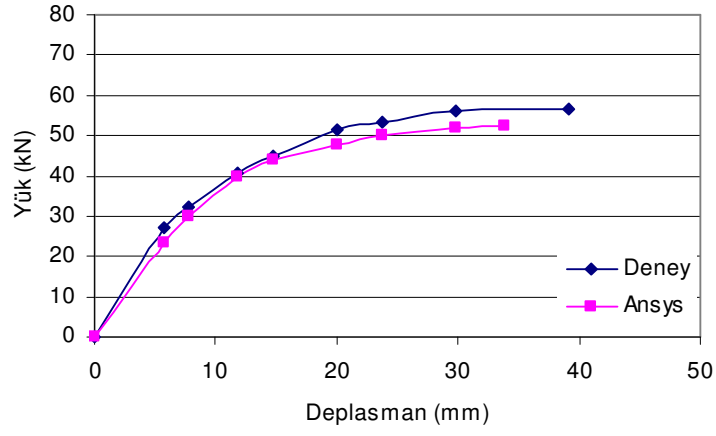
Yapılan analiz sonuçlarına göre, deney elemanlarının deney sonuçlarından elde edilen yük-deplasman değerleri (en büyük yük anına kadar), Ansys sonlu elemanlar programıyla yapılmış olan analiz sonuçları ile karşılaştırılarak aşağıda verilmiştir (Şekil 7.20-7.34).



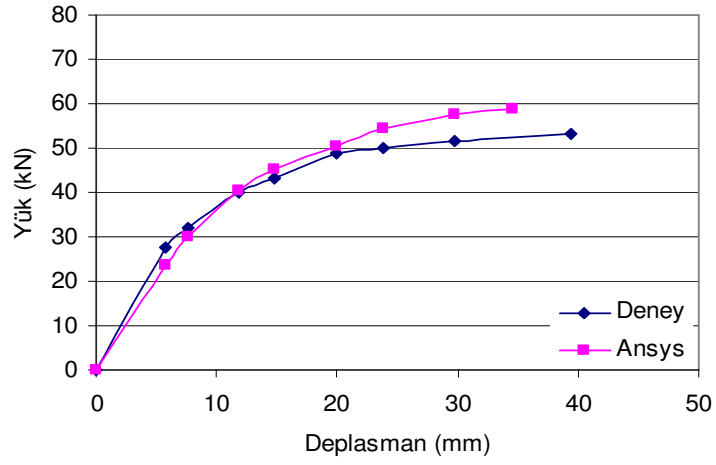
Şekil 7.20. Analiz sonucu AR deney elemanı yük-deplasman grafiği



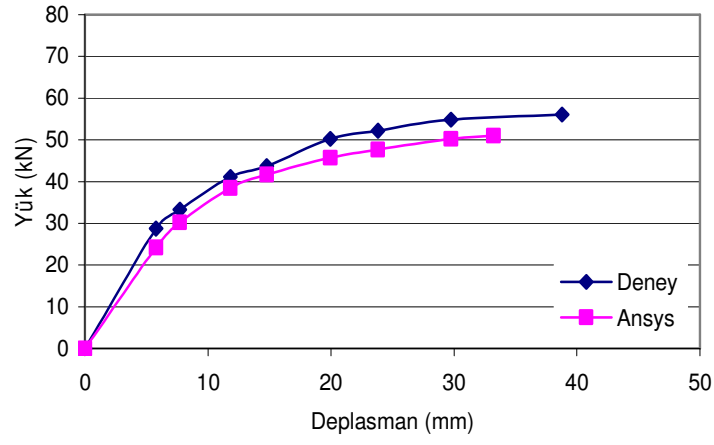
Şekil 7.21. Analiz sonucu A1 deney elemanı yük-deplasman grafiği



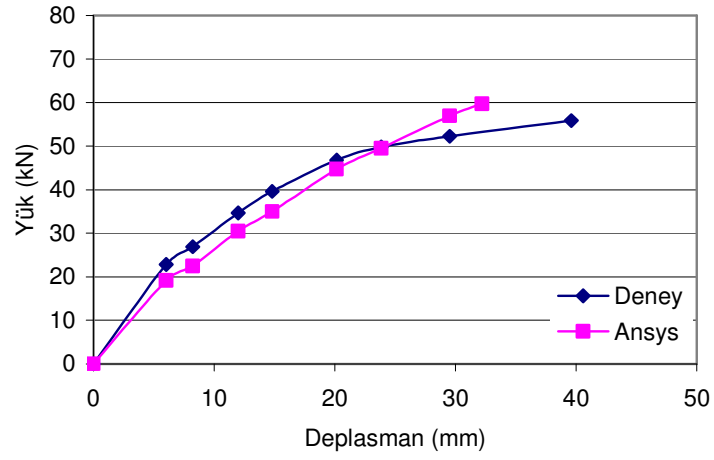
Şekil 7.22. Analiz sonucu A2 deney elemanı yük-deplasman grafiği



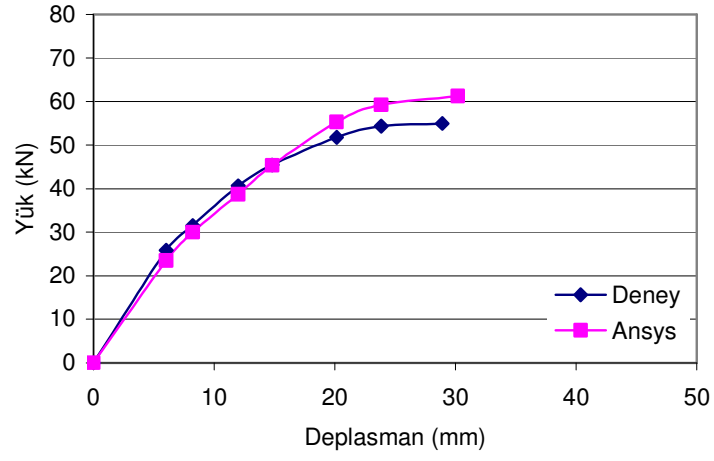
Şekil 7.23. Analiz sonucu A3 deney elemanı yük-deplasman grafiği



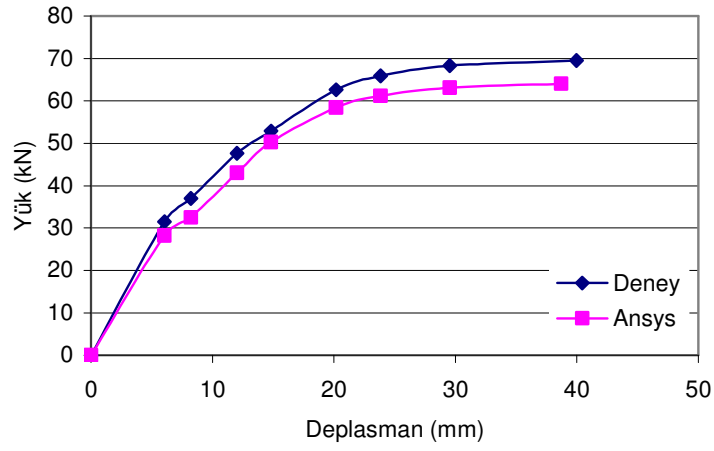
Şekil 7.24. Analiz sonucu A4 deney elemanı yük-deplasman grafiği



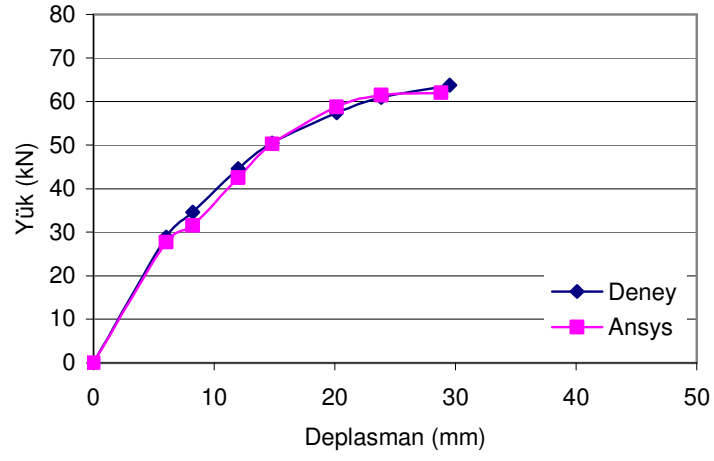
Şekil 7.25. Analiz sonucu BR deney elemanı yük-deplasman grafiği



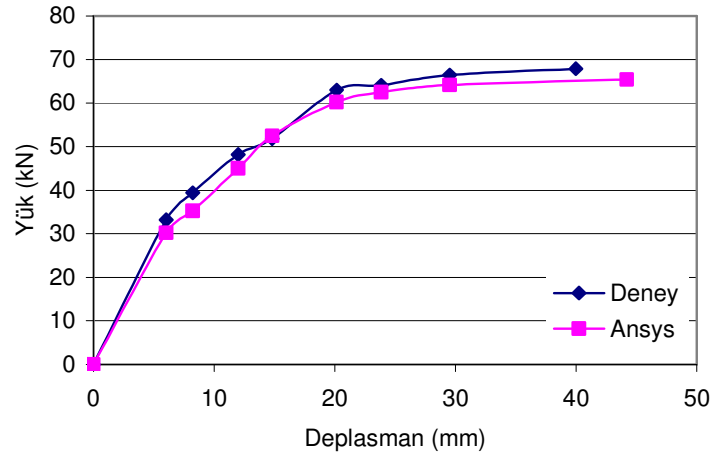
Şekil 7.26. Analiz sonucu B1 deney elemanı yük-deplasman grafiği



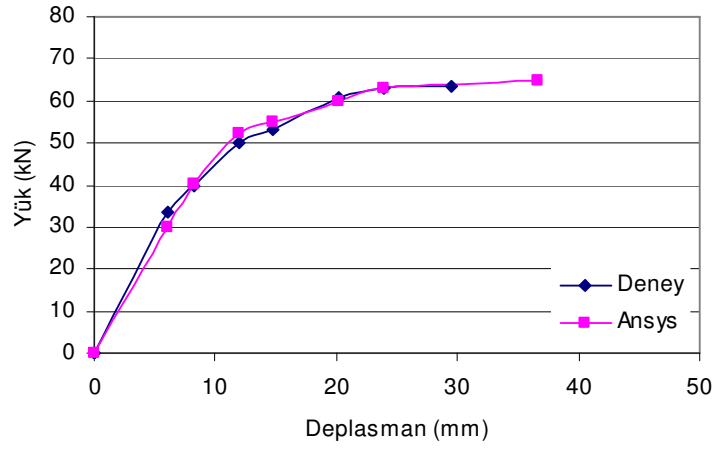
Şekil 7.27. Analiz sonucu B2 deney elemanı yük-deplasman grafiği



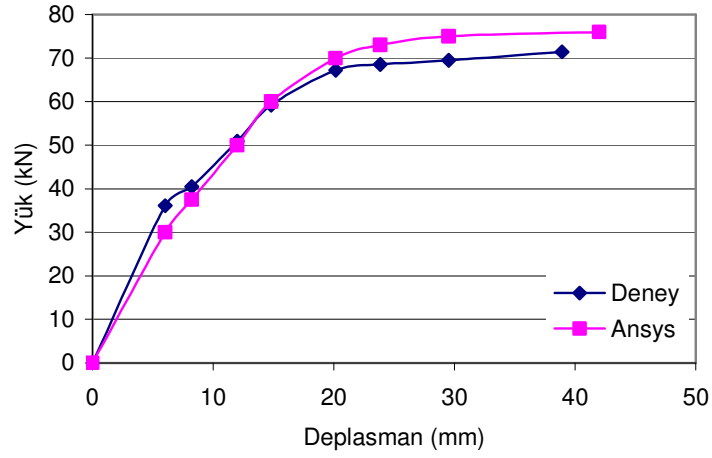
Şekil 7.28. Analiz sonucu B3 deney elemanı yük-deplasman grafiği



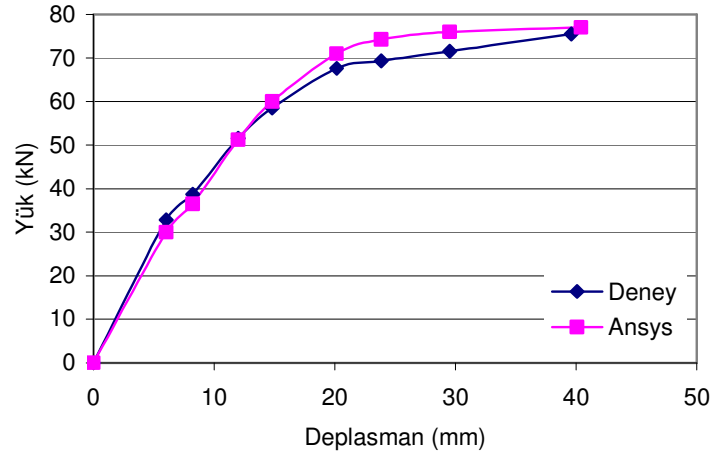
Şekil 7.29. Analiz sonucu B4 deney elemanı yük-deplasman grafiği



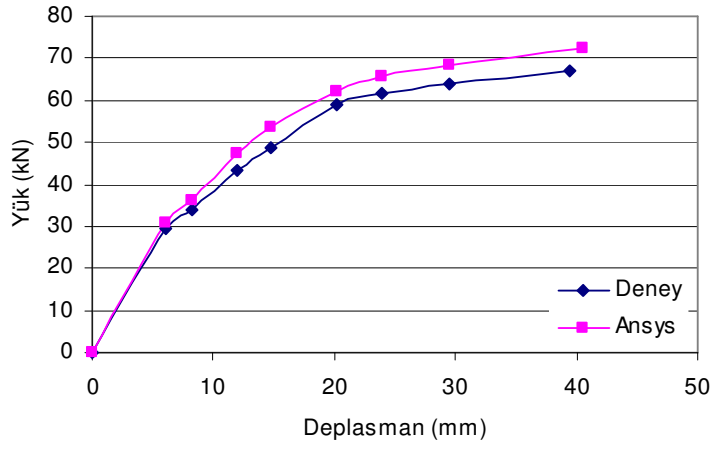
Şekil 7.30. Analiz sonucu CR deney elemanı yük-deplasman grafiği



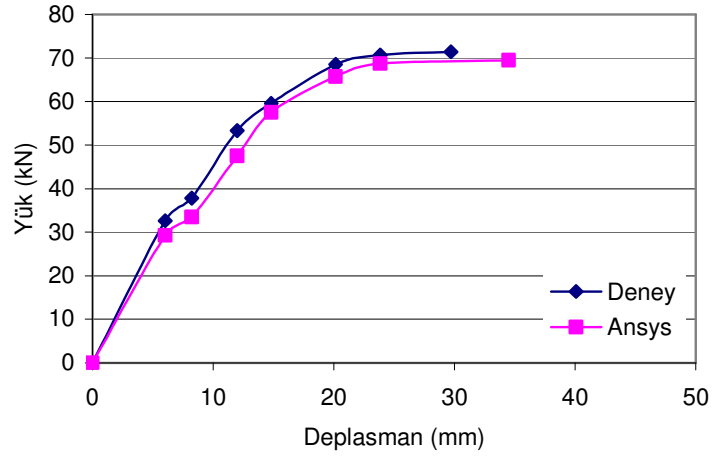
Şekil 7.31. Analiz sonucu C1 deney elemanı yük-deplasman grafiği



Şekil 7.32. Analiz sonucu C2 deney elemanı yük-deplasman grafiği

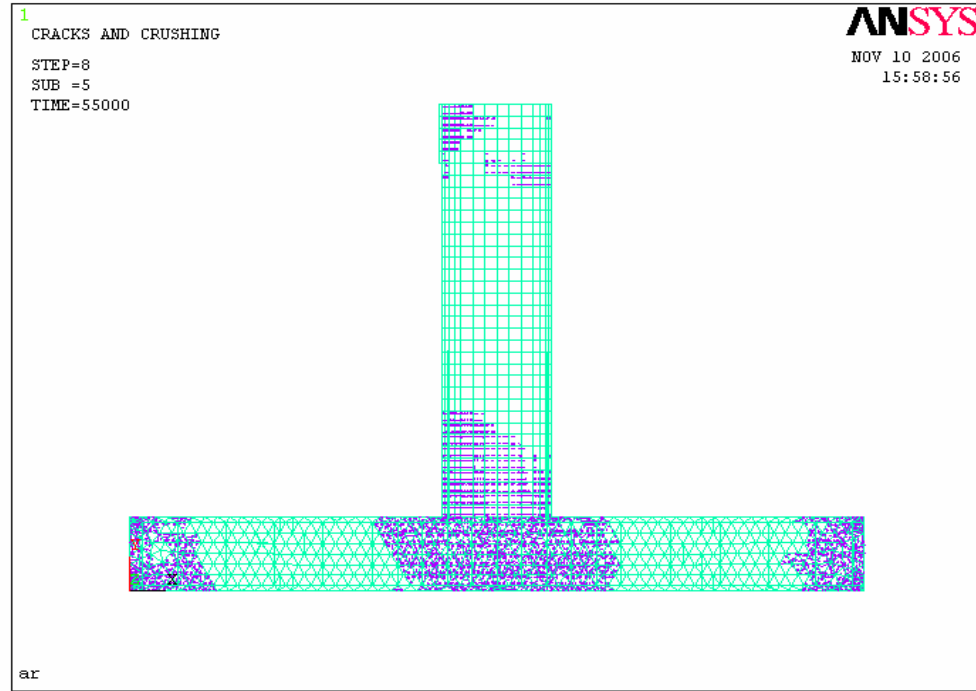


Şekil 7.33. Analiz sonucu C3 deney elemanı yük-deplasman grafiği

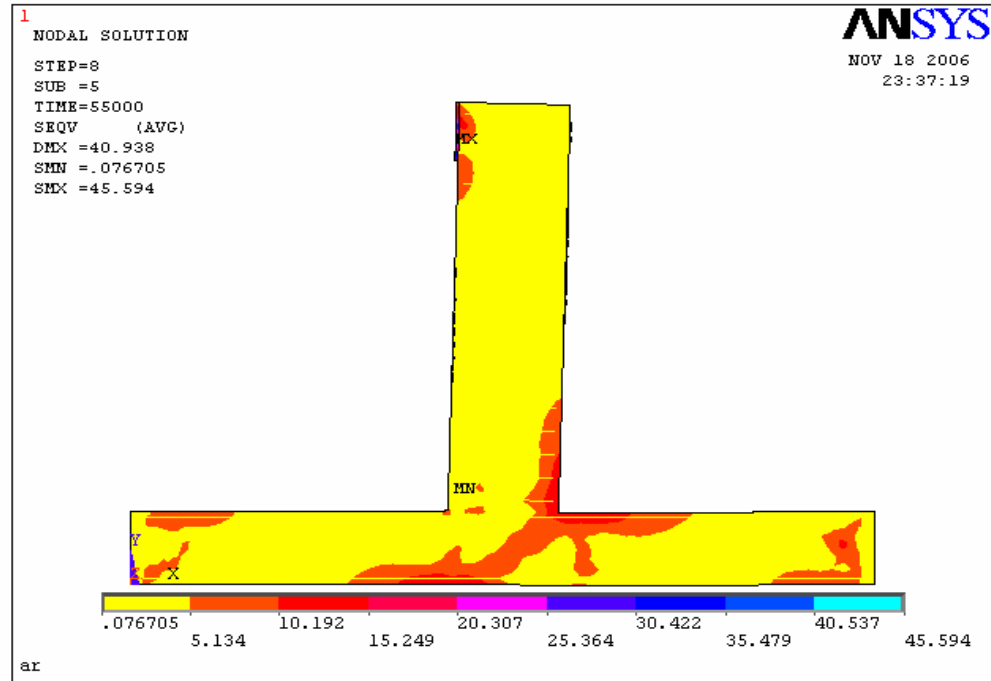


Şekil 7.34. Analiz sonucu C4 deney elemanı yük-deplasman grafiği

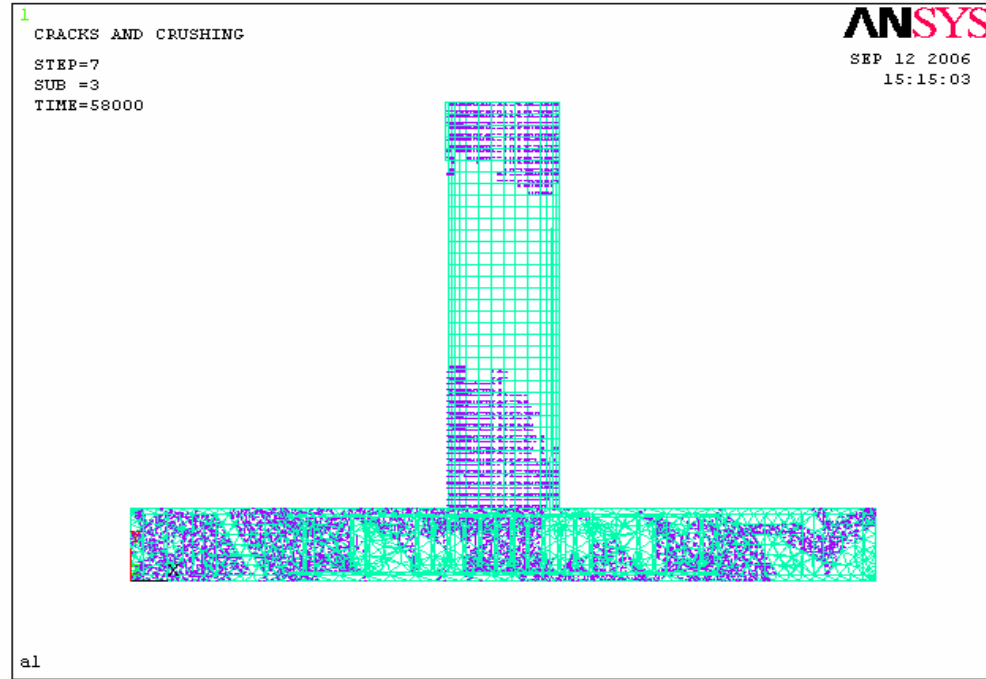
Yukarıda verilen diyagramlar sonucunda elde edilen deney ve analiz sonuçları arasında oldukça yakın değerler elde edilmiştir. Taşıma gücüne ulaşıldıktan sonra yanal yöndeki ötelenmeler sonsuz olduğundan, Ansys sonlu eleman programı iterasyonlar sonucunda yakınsama sağlayamamış ve program analizi bu anda sonlandırmıştır. Aşağıdaki resimlerde ise analiz programından elde edilen iki farklı yük durumunda sırasıyla ilk çatlak oluşum anında ve en büyük yük altında deney elemanlarında oluşan çatlaklar ve Von Mises gerilme değerleri verilmiştir (Şekil 7.35-7.64).



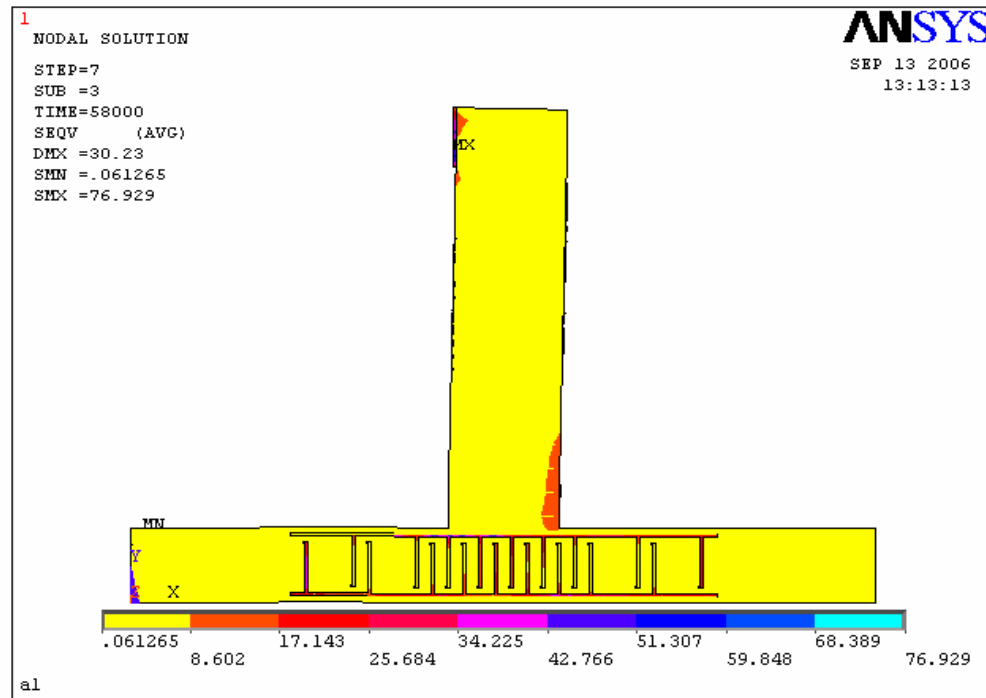
Şekil 7.35. AR deney elemanında 55000 N yük altında oluşan çatlaklar



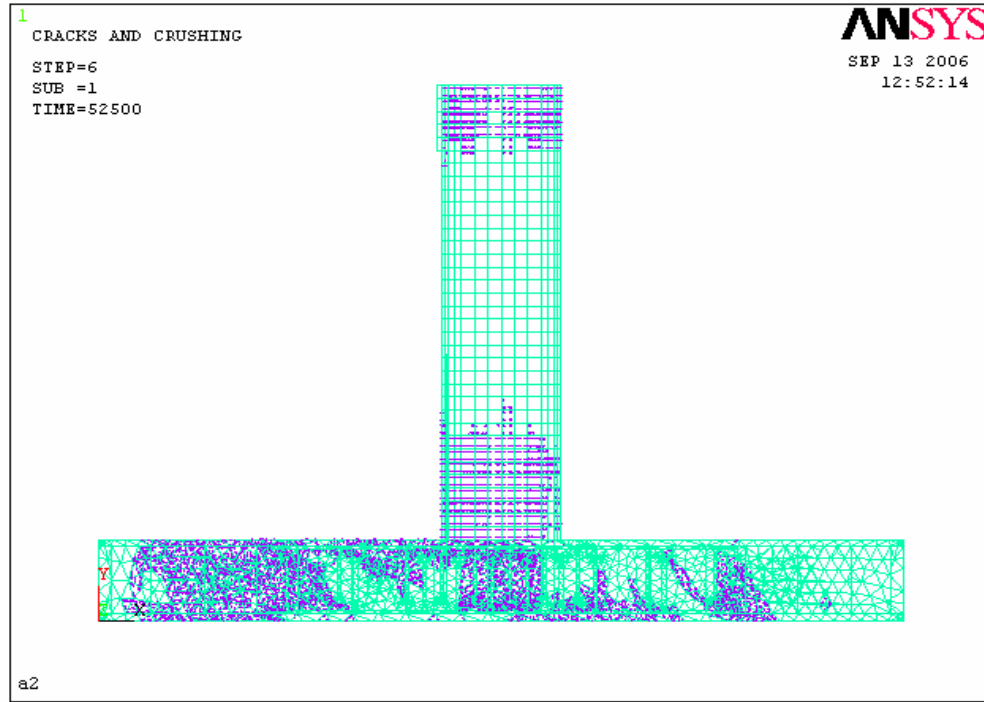
Şekil 7.36. AR deney elemanında 55000 N yük altında oluşan gerilmeler



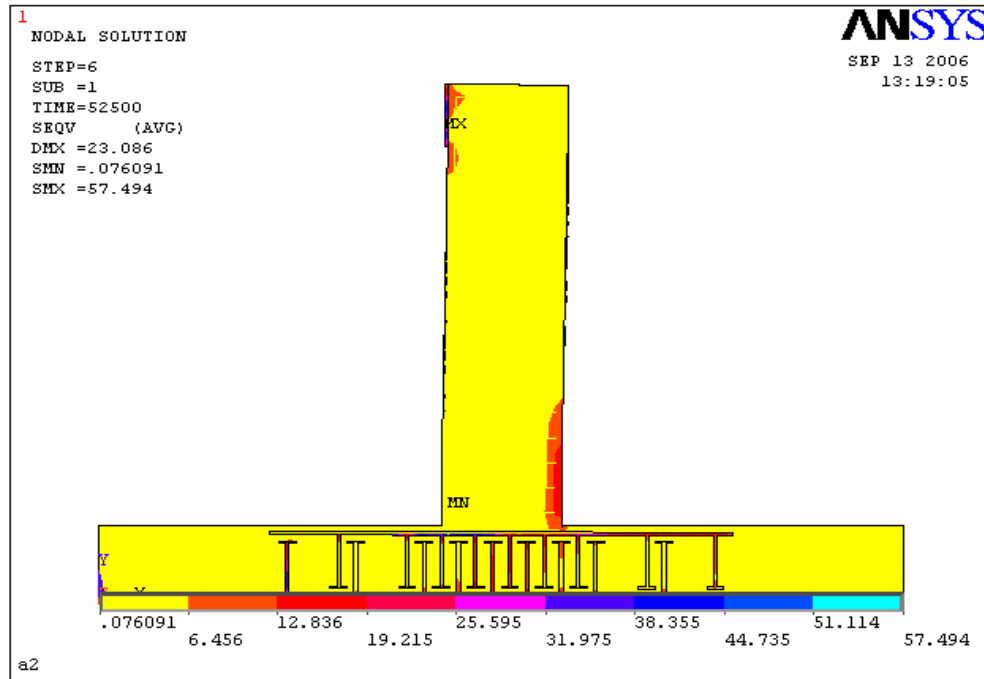
Şekil 7.37. A1 deney elemanında 58000 N yük altında oluşan çatlaklar



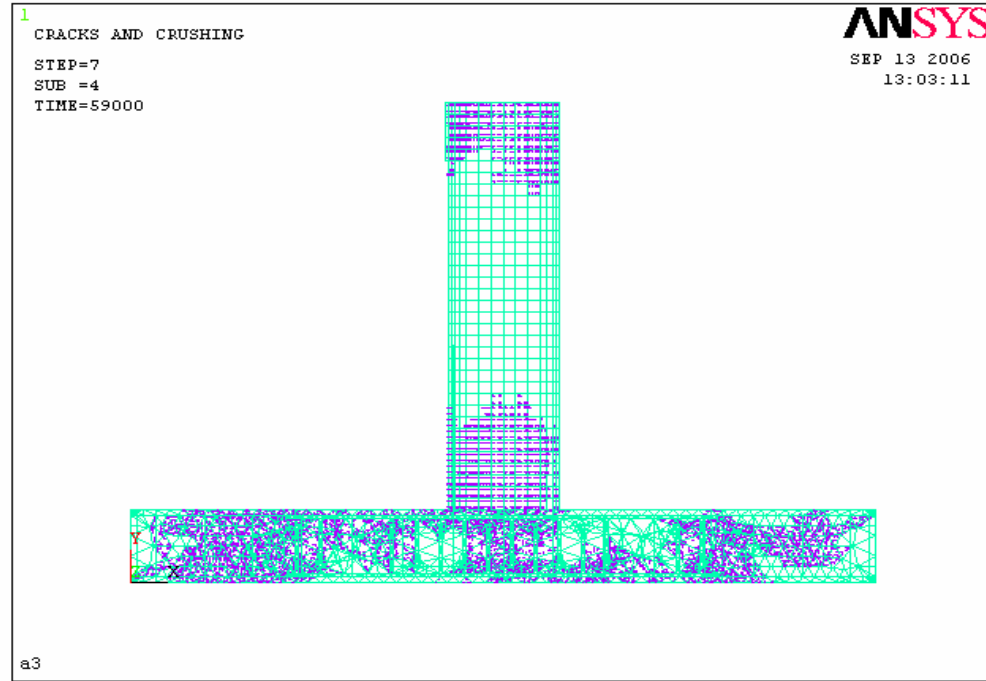
Şekil 7.38. A1 deney elemanında 58000 N yük altında oluşan gerilmeler



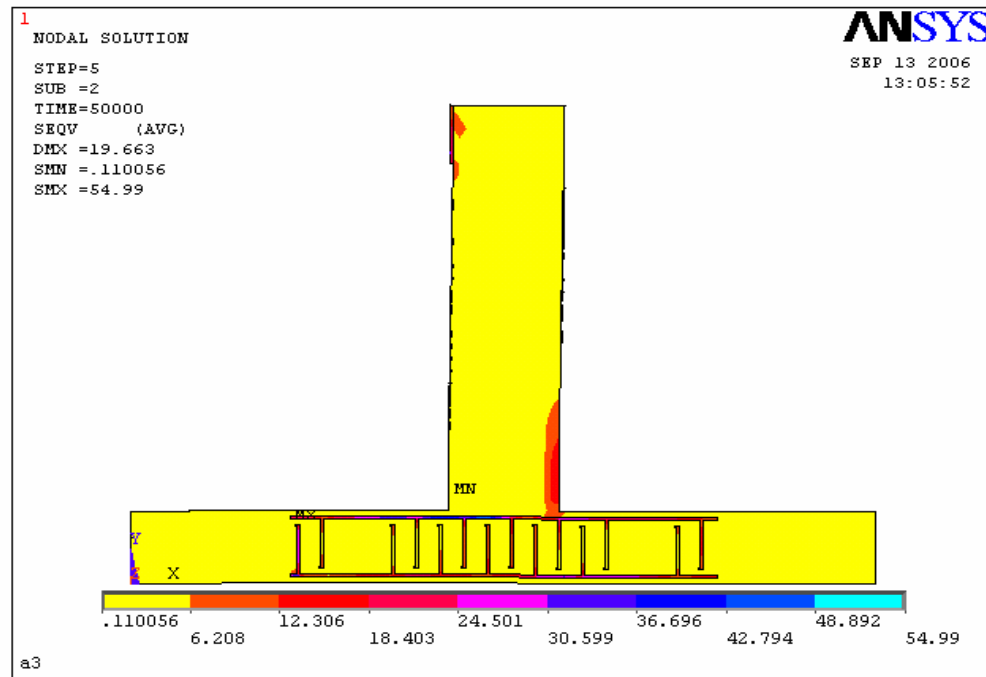
Şekil 7.39. A2 deney elemanında 52500 N yük altında oluşan çatlaklar



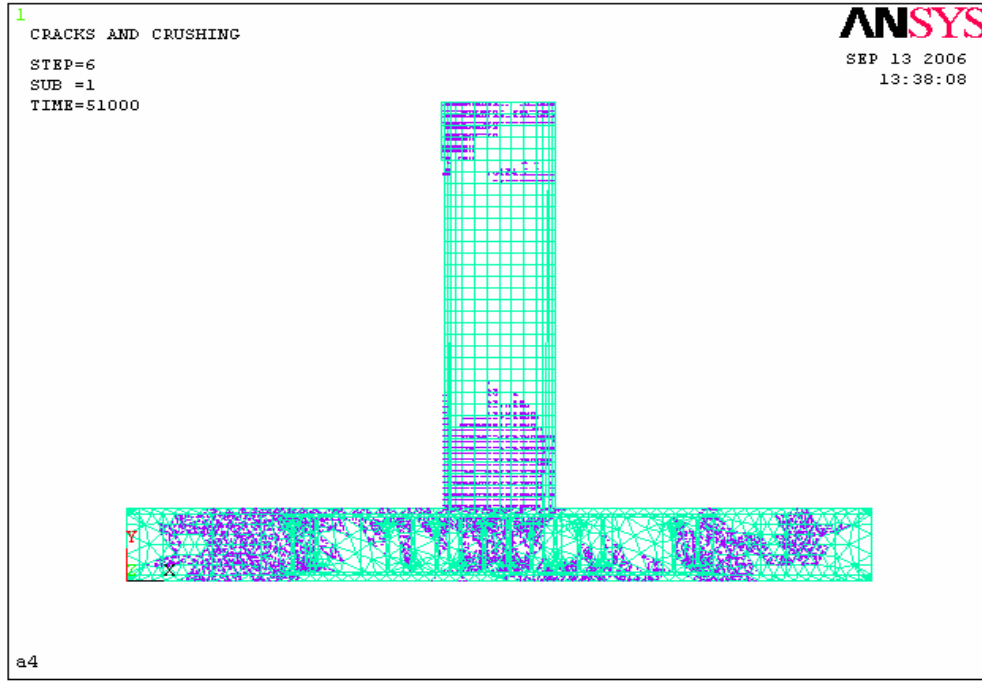
Şekil 7.40. A2 deney elemanında 52500 N yük altında oluşan gerilmeler



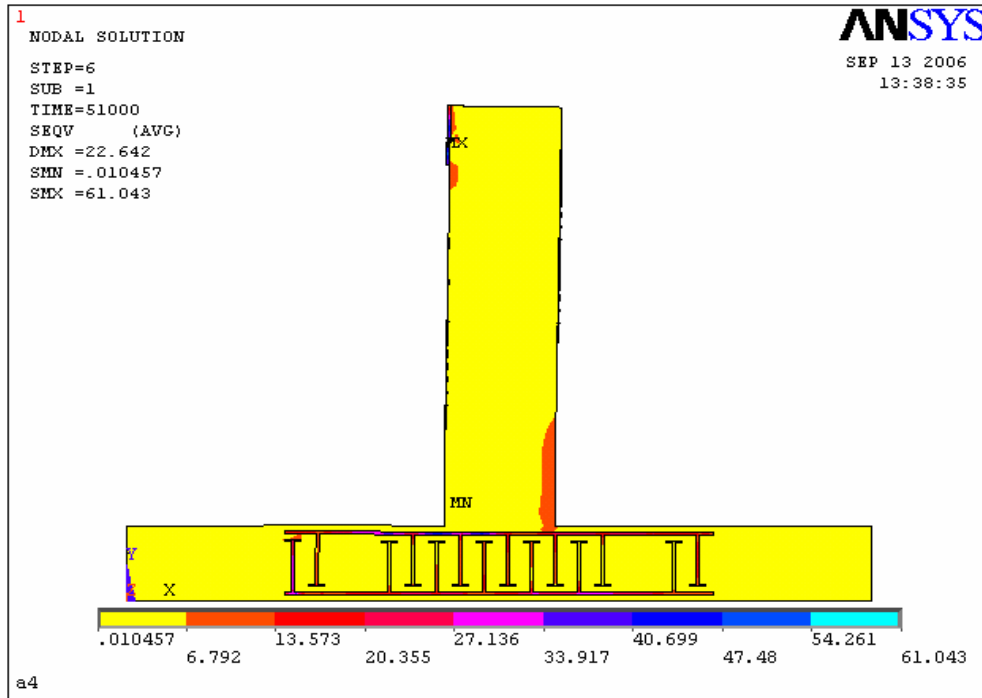
Şekil 7.41. A3 deney elemanında 59000 N yük altında oluşan çatlaklar



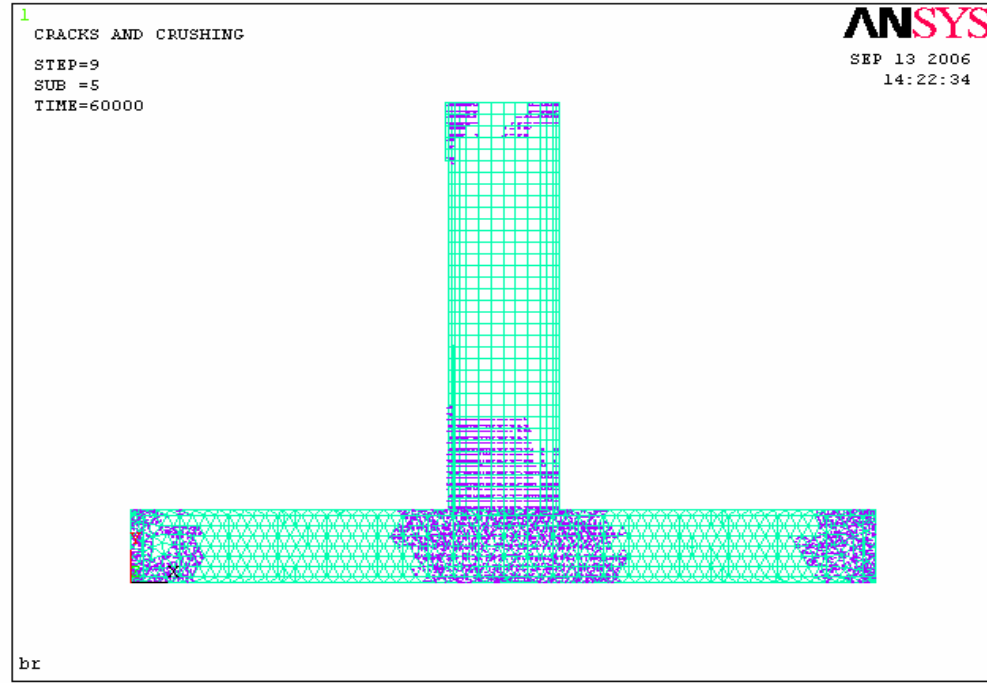
Şekil 7.42. A3 deney elemanında 59000 N yük altında oluşan gerilmeler



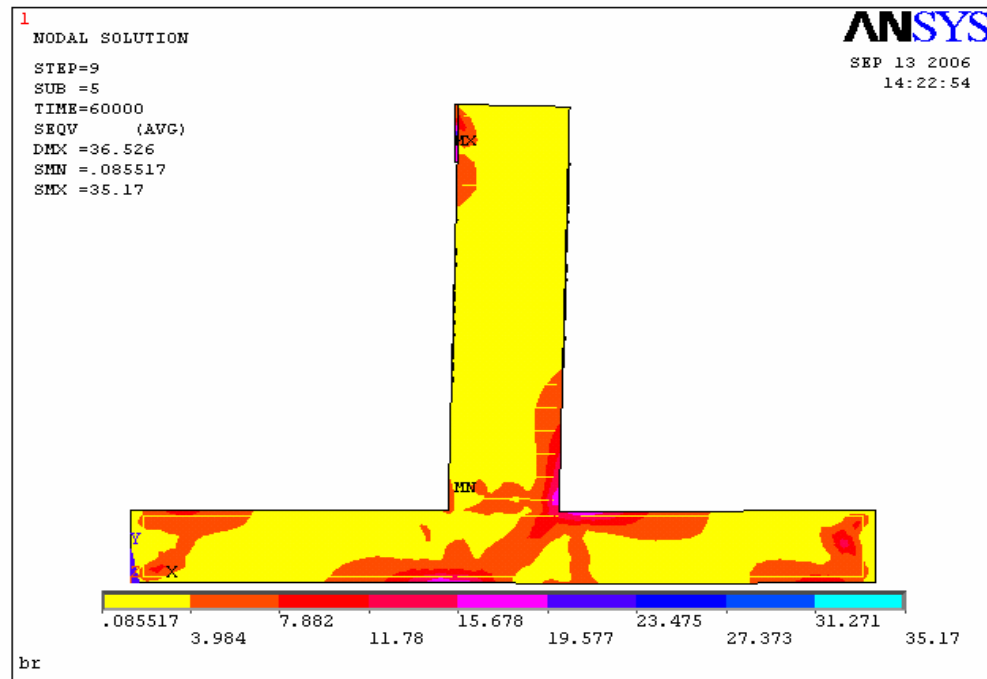
Şekil 7.43. A4 deney elemanında 51000 N yük altında oluşan çatlaklar



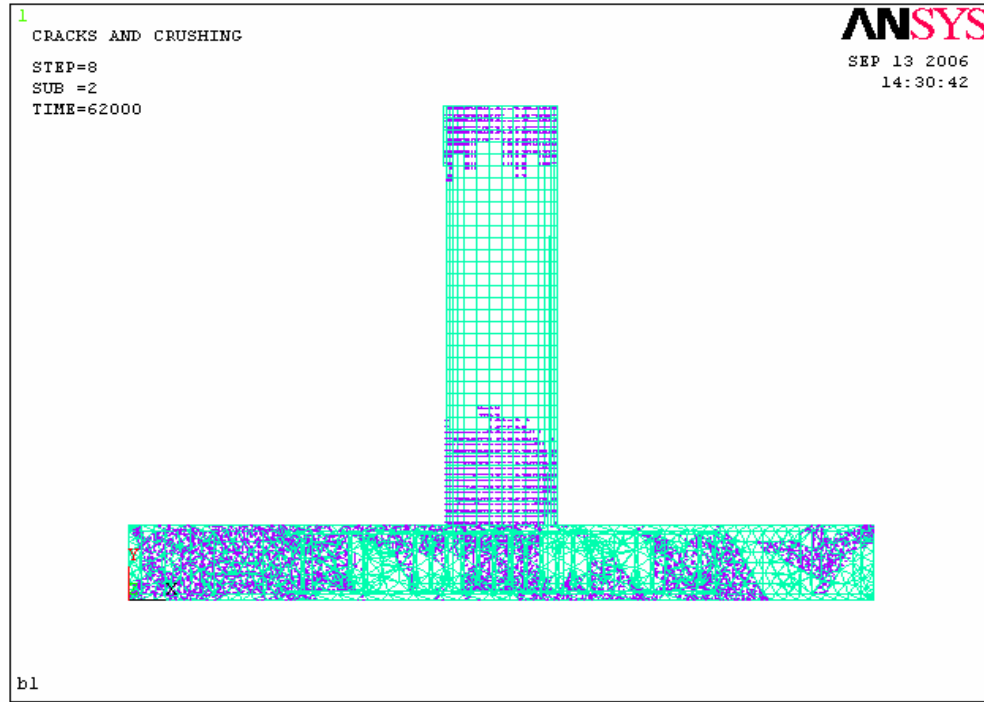
Şekil 7.44. A4 deney elemanında 51000 N yük altında oluşan gerilmeler



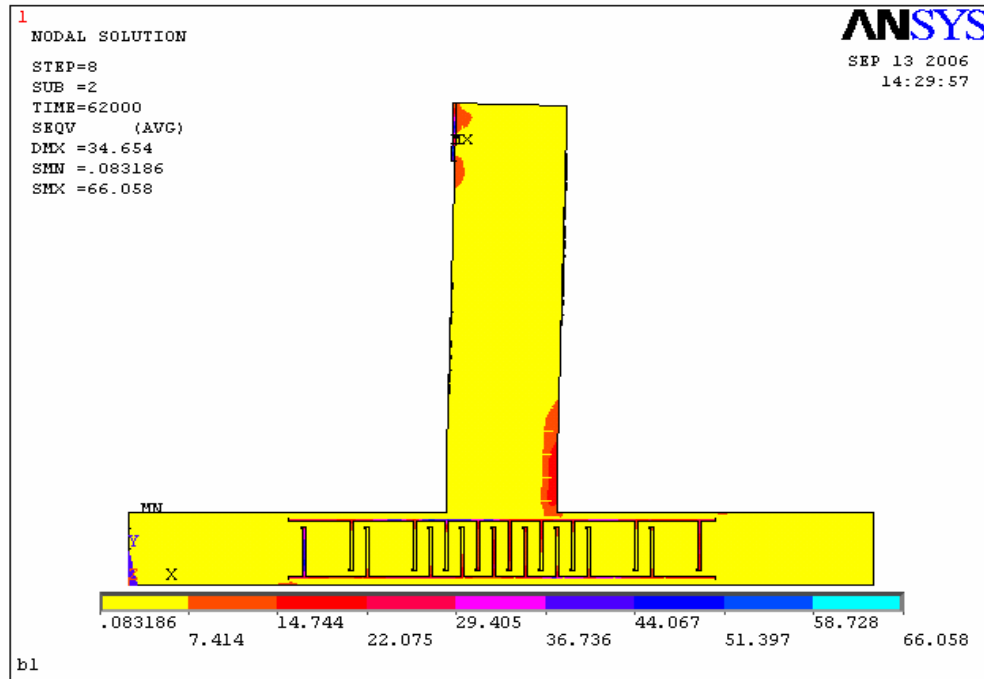
Şekil 7.45. BR deney elemanında 60000 N yük altında oluşan çatlaklar



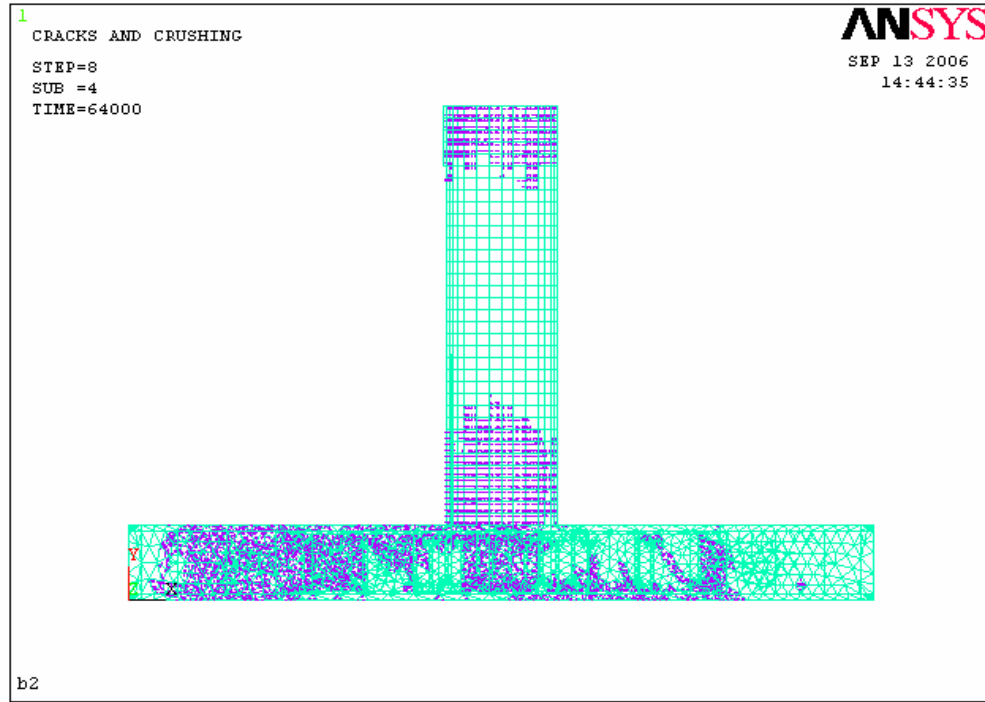
Şekil 7.46. BR deney elemanında 60000 N yük altında oluşan gerilmeler



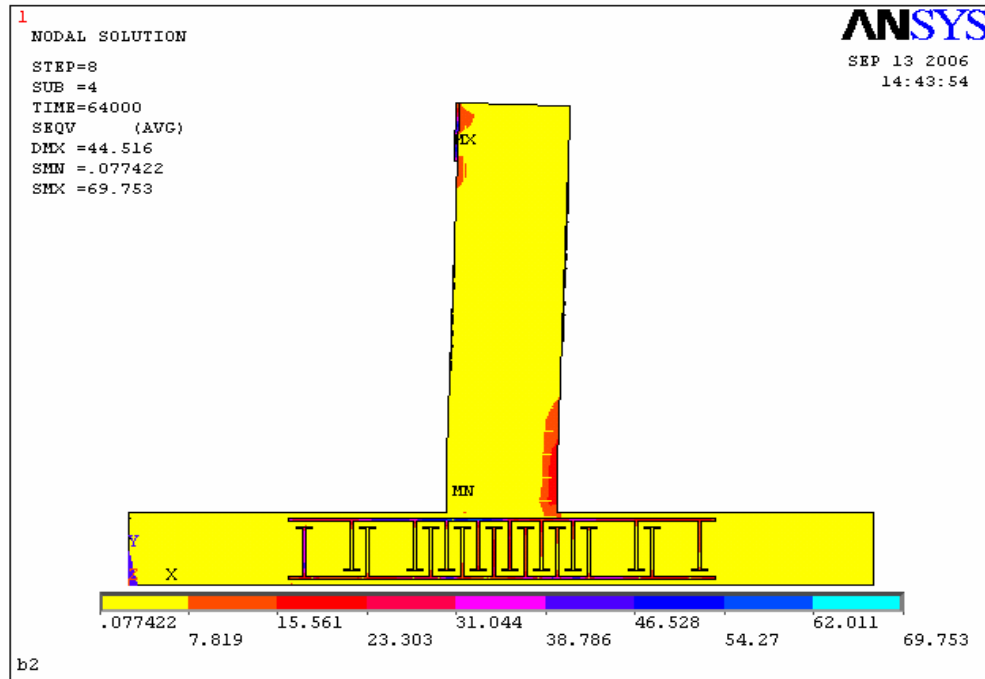
Şekil 7.47. B1 deney elemanında 62000 N yük altında oluşan çatlaklar



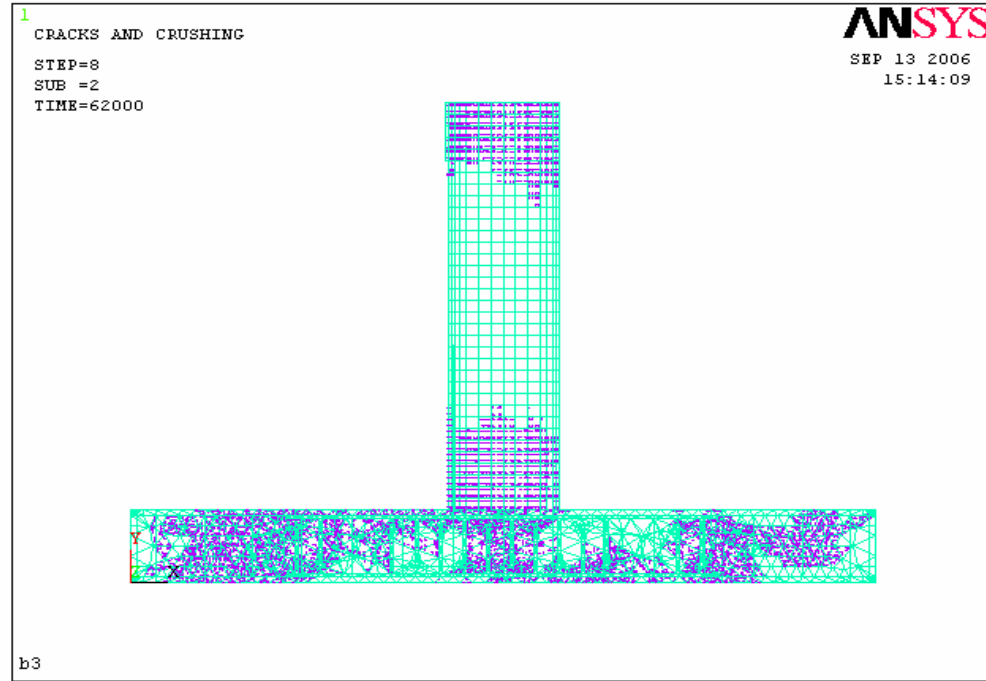
Şekil 7.48. B1 deney elemanında 62000 N yük altında oluşan gerilmeler



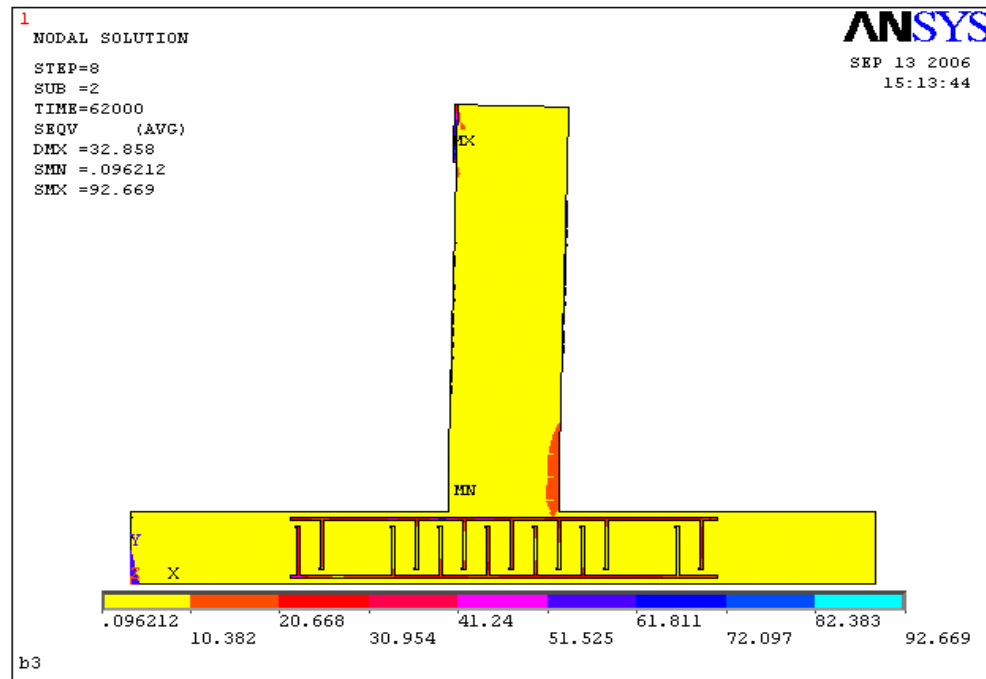
Şekil 7.49. B2 deney elemanında 64000 N yük altında oluşan çatlaklar



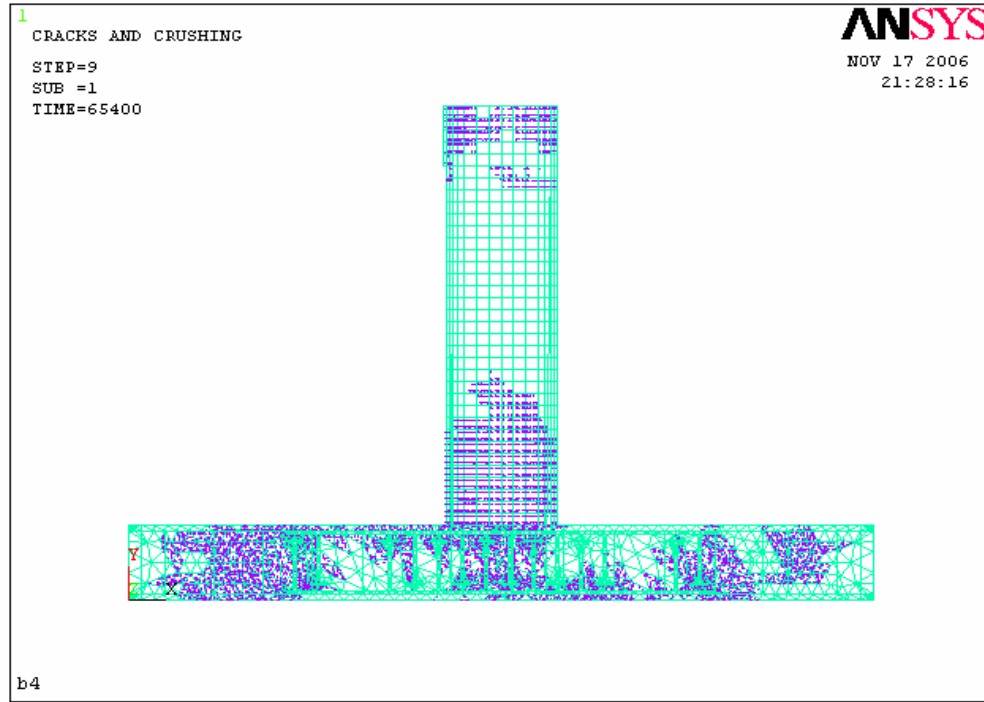
Şekil 7.50. B2 deney elemanında 64000 N yük altında oluşan gerilmeler



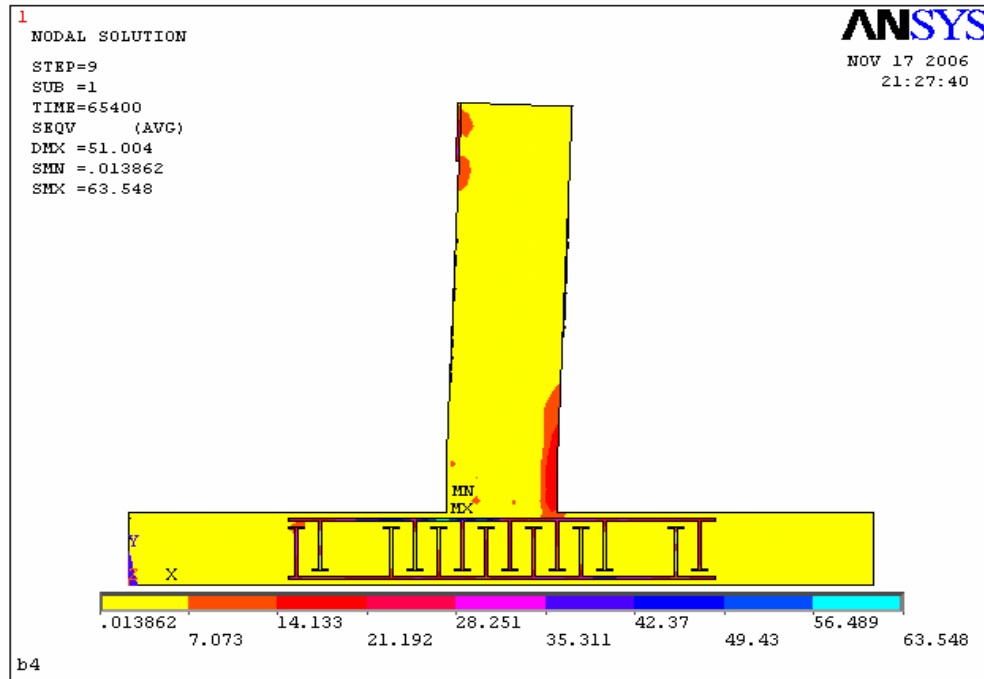
Şekil 7.51. B3 deney elemanında 62000 N yük altında oluşan çatlaklar



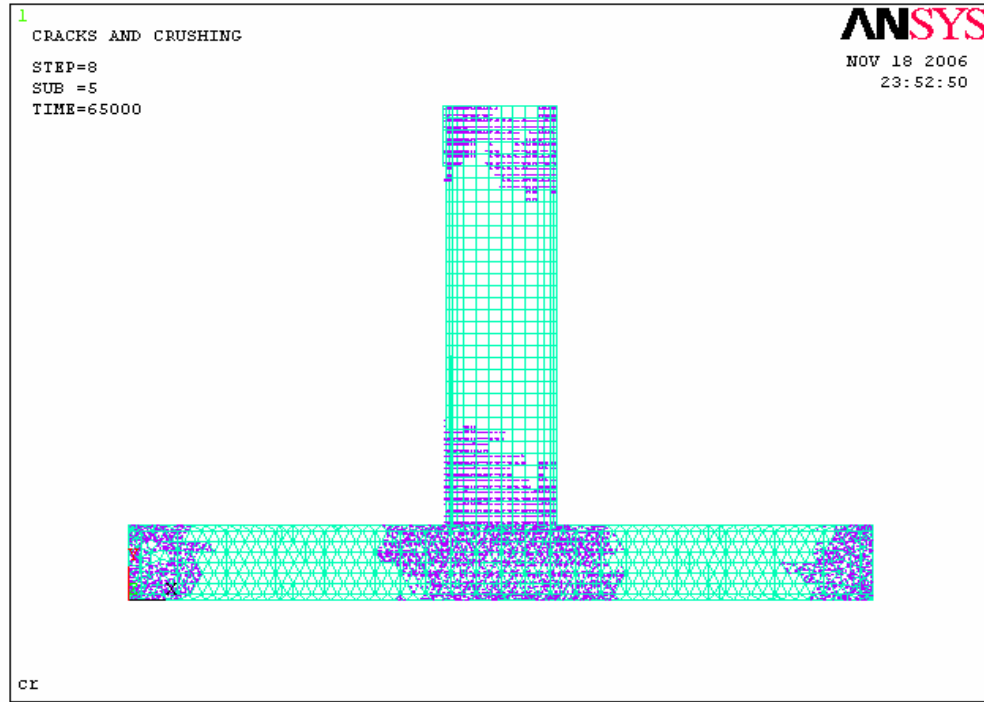
Şekil 7.52. B3 deney elemanında 62000 N yük altında oluşan gerilmeler



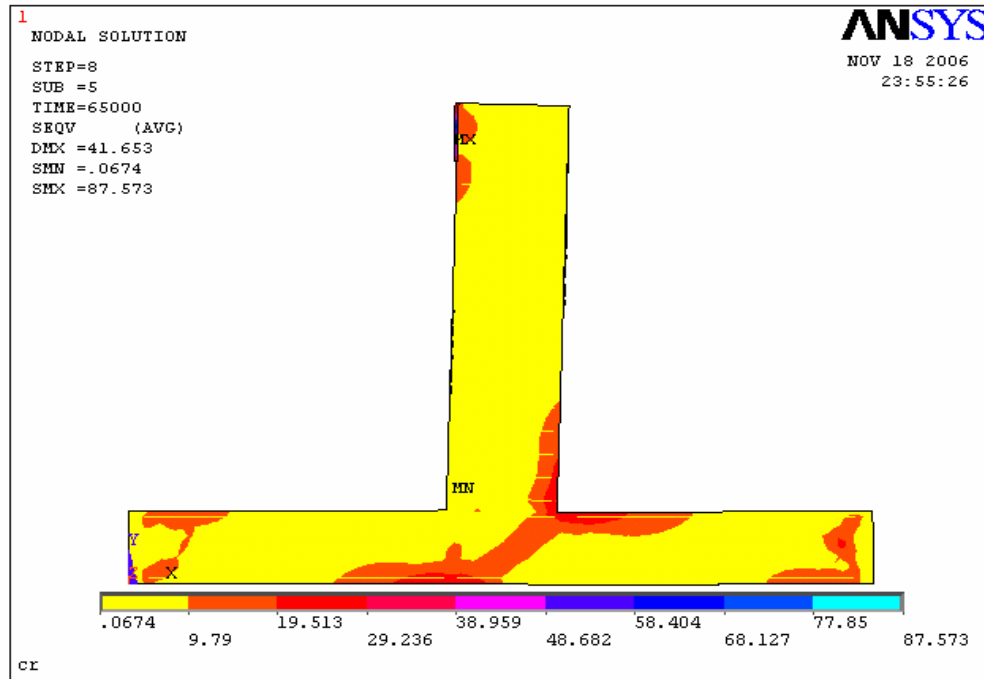
Şekil 7.53. B4 deney elemanında 65400 N yük altında oluşan çatlaklar



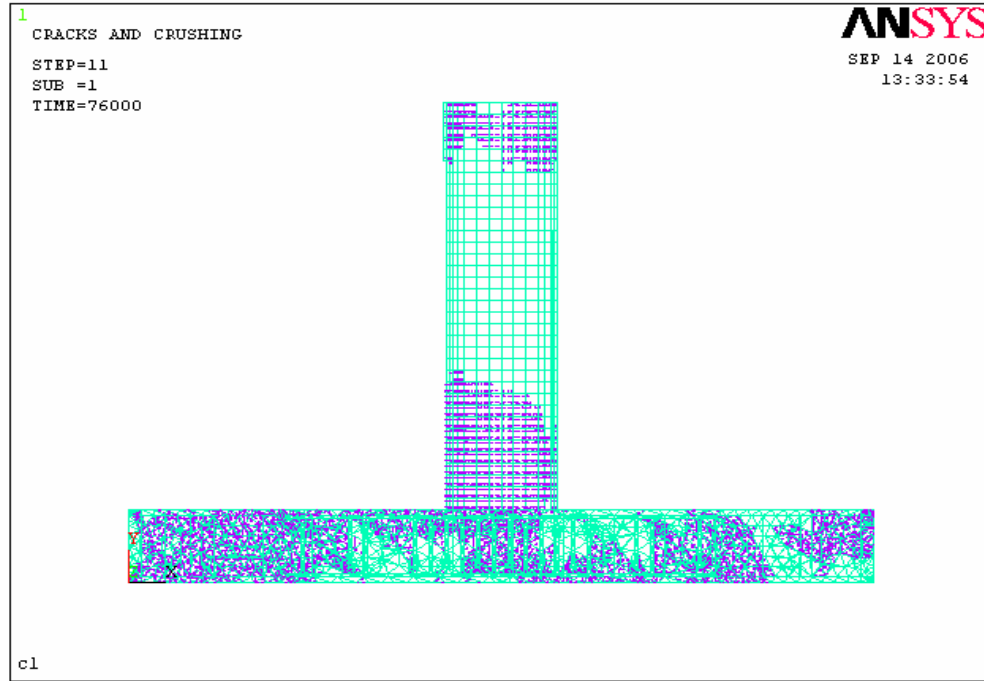
Şekil 7.54. B4 deney elemanında 65400 N yük altında oluşan gerilmeler



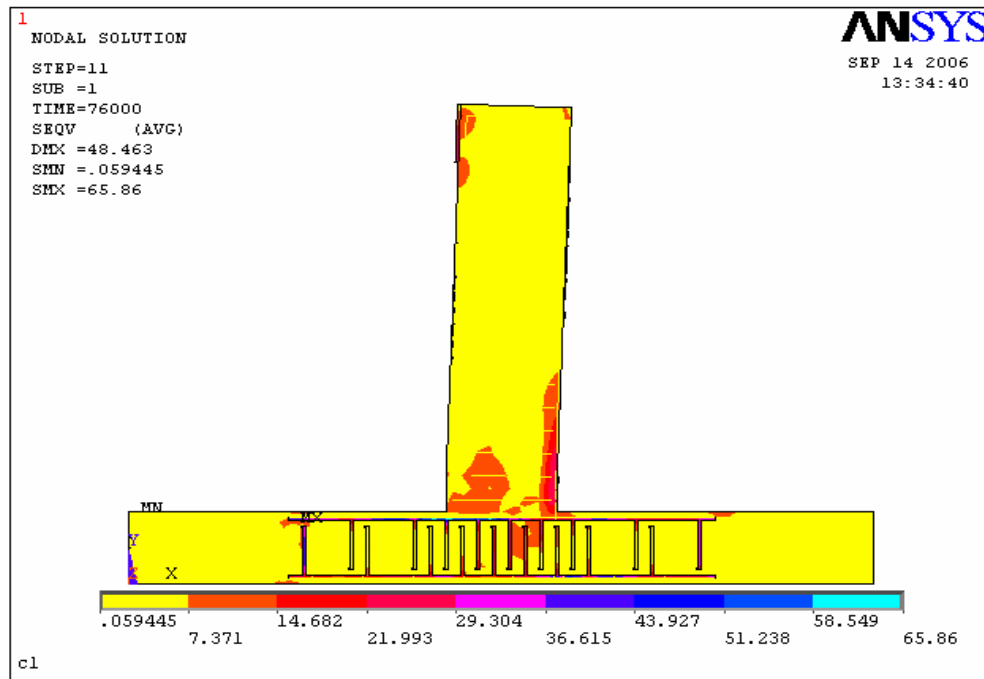
Şekil 7.55. CR deney elemanında 65000 N yük altında oluşan çatlaklar



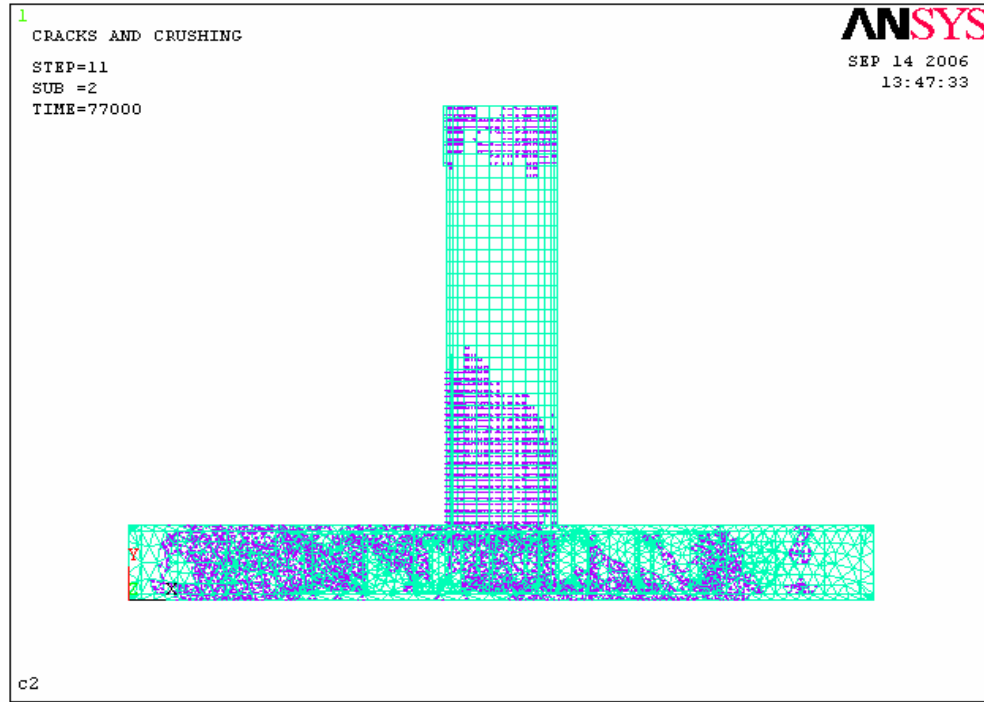
Şekil 7.56. CR deney elemanında 65000 N yük altında oluşan gerilmeler



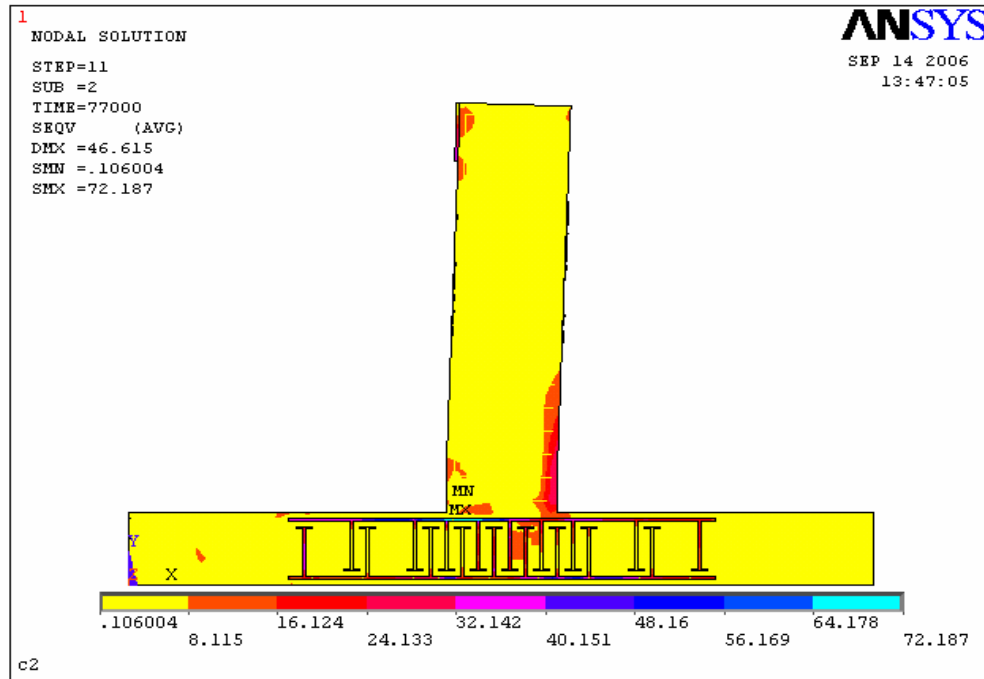
Şekil 7.57. C1 deney elemanında 76000 N yük altında oluşan çatlaklar



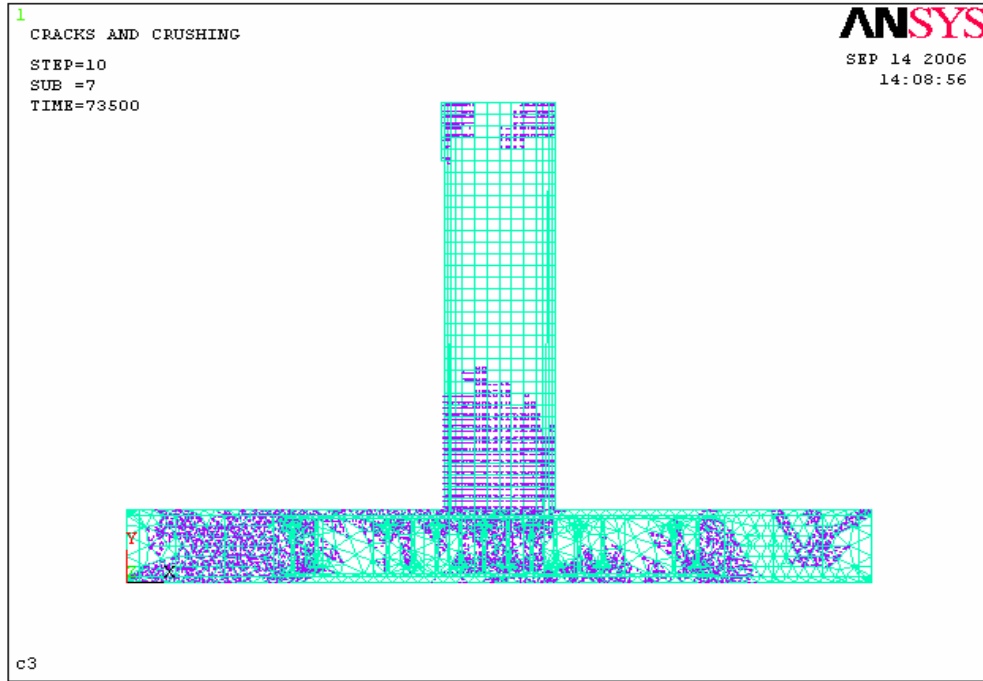
Şekil 7.58. C1 deney elemanında 76000 N yük altında oluşan gerilmeler



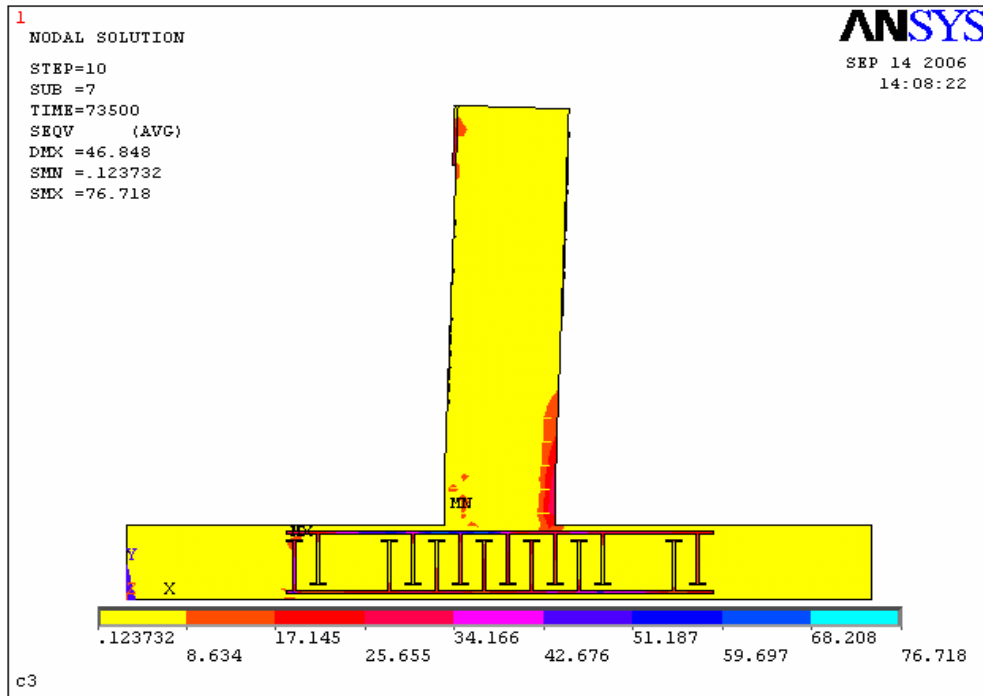
Şekil 7.59. C2 deney elemanında 77000 N yük altında oluşan çatlaklar



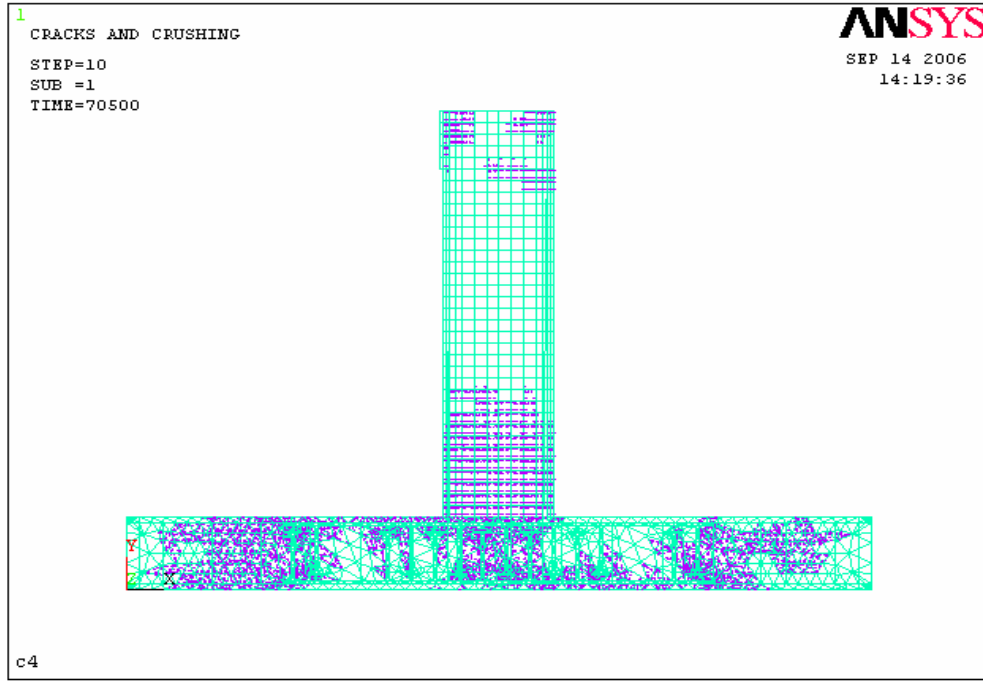
Şekil 7.60. C2 deney elemanında 77000 N yük altında oluşan gerilmeler



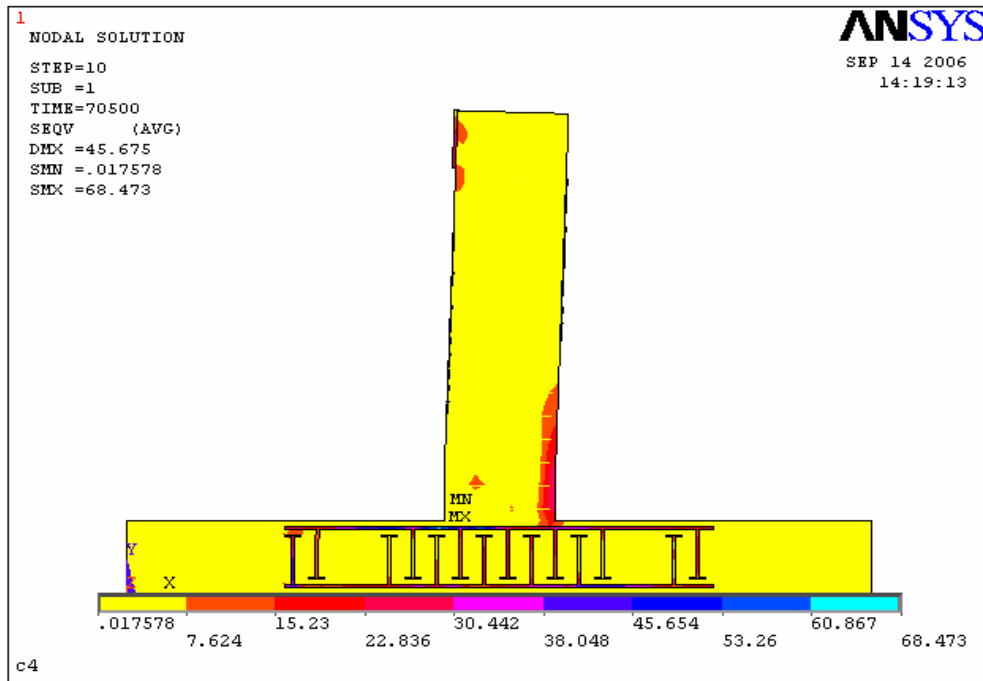
Şekil 7.61. C3 deney elemanında 73500 N yük altında oluşan çatlaklar



Şekil 7.62. C3 deney elemanında 73500 N yük altında oluşan gerilmeler



Şekil 7.63 C4 deney elemanında 70500 N yük altında oluşan çatlaklar



Şekil 7.64. C4 deney elemanında 70500 N yük altında oluşan gerilmeler

Zayıf kolon-güçlü kiriş kontrol deney elemanlarında çatlak yoğunluğu, zayıf olan kolon üzerinde ve kolon-kiriş birleşiminde yoğunlaşmıştır. Mesnetlerin olduğu bölgelerde de oluşan gerilme yığılmalarından dolayı çatlak oluşumları gözlenmiştir. Ayrıca referans deney elemanlarında gerilme yığılmaları düğüm bölgesinde yoğunlaşmıştır.

Sık aralıklı ve geniş başlığa sahip kesme çivileri, zayıf kolon üzerinde daha iyi bir sargı etkisi yaratarak dayanım artışı yaratmış ve oluşan çatlaklar kiriş üzerinde ve birleşim bölgesine yakın noktalarda yoğunlaşmıştır. Referans elemanlarında düğüm bölgesinde yoğunlaşmış olan gerilmeler özellikle düğüm bölgesindeki çelik levha ve kesme çivileri tarafından alınmış ve bir kısım gerilmelerin ise üst birleşim bölgesi ve kiriş dibinde olduğu gözlenmiştir. Aşağıdaki çizelgede deney elemanlarından elde edilen deney ve model sonuçları karşılaştırılmıştır (Çizelge 7.17).

Çizelge 7.17. Deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması

Deney Elemanı	AR			A1			A2			A3			A4		
	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)
Maksimum Yük (kN)	48.1	55	15	60.7	58	4.6	56.8	52.5	8.1	53	59	11.1	56.1	51	11
Deplasman (mm)	38.7	36.0	7.5	29.4	26.5	10.9	39.1	33.8	15.7	39.4	34.6	13.8	38.8	33.2	16.8

Deney Elemanı	BR			B1			B2			B3			B4		
	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)
Maksimum Yük (kN)	55.9	60	7,3	55	62	12.7	70	64	9.3	63.7	62	2.7	68	65.4	4
Deplasman (mm)	39.6	32.2	23	28.9	30.2	4.5	40	38.7	3.4	29.7	28.8	3.1	40.1	44.2	10.1

Çizelge 7.17. (Devam) Deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması

Deney Elemanı	CR			C1			C2			C3			C4		
	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)	Deney	Model	Fark (%)
Maksimum Yük (kN)	63	65	3.1	71.4	76	6.4	76.3	77	0.9	67.2	73.5	9.3	71.4	70.5	1.0
Deplasman (mm)	29.1	36.7	26.1	38.9	42	8	39.6	40.4	2.0	39.5	40.5	2.5	29.7	34.5	16.1

Deney sonuçlarıyla model analiz sonuçlarının karşılaştırılması sonucunda, en büyük yük ve deplasman değerlerinin genellikle yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Özellikle C4 deney elemanı için, deney sonuçları ve analiz sonuçlarından elde edilen yükler arasında %2.7 gibi oldukça küçük bir fark oluşmuştur ki bu sonlu eleman yöntemiyle yapılan bir analizde elde edilebilecek çok başarılı bir sonuçtur. Yine aynı C4 deney elemanı için deplasmanlar arasında ise %16.1'lik bir fark elde edilmiştir. Yükler açısından en yakın sonuç %2.7 ile C4 deney elemanının analizinden, deplasman açısından en yakın sonuç ise %2.5 ile C3 deney elemanından elde edilmiştir.

Modelleme yapılırken yük adımları ve aralıkları oldukça küçük tutularak mümkün olduğu kadar hassas çözüm yapılmaya çalışılmıştır. Sonlu eleman analizinde her ne kadar mümkün olduğunca fazla hassasiyette ve çoklukta veri elde edilmek istense de deney sırasında deney elemanının ölçümelerini yapan data logger aleti kadar hassas ve yoğun bir veri almak oldukça zordur. Bu kadar detaylı ve çok noktada veri alabilmek için oldukça kapasiteli bir bilgisayara ihtiyaç duyulmaktadır. Bu nedenle model elemanında akma noktasının net tespiti veri azlığından dolayı tam olarak tahmin edilemediğinden, akma yükü ve akma anındaki deplasman değerleri literatürdeki diğer çalışmalarda da olduğu gibi bu çalışmada da deney elemanından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılamamıştır.

8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Betonarme yapılarda deprem kuvvetlerine maruz kalan taşıyıcı sistem açısından kolon-kiriş birleşim bölgesi ve bu bölgenin depreme karşı davranışı son derece önemlidir. Daha önce olan depremlerde bu birleşim bölgesindeki etriye yetersizlikleri ve çeşitli boyutlandırma hataları sonucunda birleşim bölgesindeki taşıyıcı sistemde meydana gelen ani göçmeler sonucunda can kayıpları bir hayli fazla olmuştur. Deprem kuvvetlerine karşı yapı sünek davranmalı, gelen deprem kuvvetlerini başarılı bir şekilde sönümleyebilmelidir. İstenen yapının hasar görmemesi değil, ani göçmemesidir. Betonarme geniş kullanım alanları yaratmak gibi çeşitli nedenlerden dolayı kolonlar kirişlerden daha zayıf yapılmaktadır. Ayrıca kirişlerin döşeme ile birlikte yapılması sonucu tasarlanandan daha yüksek taşıma güçlü olması neticesinde çerçeve hasarı daha çok kolonlarda olmaktadır. Bunu sonucunda kolonlarda oluşan kesme ve basınç hasarları yüzünden kolonda gevrek ve ani bir kırılma meydana gelir.

Zayıf kolonlar için daha önce yapılmış pek çok çalışma literatürde mevcuttur. Bu çalışmalarda genelde kolon mantolama gibi çeşitli yöntemlerle güçlendirilmiştir. Fakat tüm bu yöntemlerde hem kolon kesiti büyütülmekte, bu sayede projede kısıtlı olan kullanım alanı küçültülmektedir.

Bu çalışmada, kullanım alanı kısıtlı projelerde kolon kesiti arttırılmadan, kolon ve birleşim bölgesi için bilinen yöntemlerin aksine basit, pratik ve ucuz bir öneri getirilmiştir. Deney elemanlarında kolon kesitlerini büyütmeden, levhalar üzerine çeşitli boyda kesme çivileri belirli aralıklarla kaynatılmış ve bu levhalar üretimden önce, etriye sıklaştırma bölgesi ve birleşim boyunca kolon içerisine yerleştirilmiştir. Kesme çivileri başlık genişliği, kesme çivileri arasındaki mesafe ve beton dayanımı araştırmada incelenen temel değişkenlerdir.

Deney elemanları, bir çerçevenin dış düğümün moment sıfır noktaları arasında kalan parçanın çıkarılmasıyla oluşturulmuştur. Gazi Üniversitesi Yapı Mekaniği

Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiş deneysel çalışmada deney elemanlarının dayanım, rijitlik, süneklik, enerji tüketimi davranışları incelenmiştir.

Deneysel çalışmada 15 adet deney elemanı deprem etkilerine benzer tekrarlanan tersinir yükler altında test edilmiştir. Deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar Ansys sonlu eleman programından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

8.1. Sonuçlar

Deneysel çalışmada kesme çivisi aralığı, kesme çivisi başlık genişliği ve beton dayanımı değişimi gösteren deney elemanlarının dayanım, rijitlik, süneklik ve enerji tüketim kapasiteleri incelenmiştir. Yapılmış olan belirli sayıdaki deneylerden ve sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- Uygulanan yöntem zayıf kesitli kolonlar için önerilebilecek bir yöntem olarak görünmektedir. Kesme çivili levhalar kolonun dayanım ve rijitliğini önemli derecede arttırmaktadır.
- Kesme çivili levhaların kullanıldığı deney elemanlarının dayanımlarında, kontrol deney elemanlarına göre %6.3-%27.1 arasında değişen artışlar gözlenmiştir. Özellikle kesme çivisi aralığı küçük ve kesme çivisi başlık genişliği daha büyük olan deney elemanlarındaki artış daha belirgin olmuştur.
- Dayanım açısından düşük beton dayanımına sahip A grubu deney elemanlarından kesme çivisi aralığı küçük olan A1 deney elemanında dayanım artışı %27.1 ile en büyük değer olarak elde edilmiştir. B ve C grubu deney elemanlarında ise kesme çivisi aralığı sık ve kesme çivisi kafa genişliği büyük olan deney elemanları en büyük dayanım artışına ulaşmıştır.
- Deney elemanlarından A ve B grubu deney elemanlarında yeterli bir süneklik artışı sağlanamamıştır.

- C grubu deney elemanlarında ise %8-%47 arasında değişen süneklik artışları olduğu gözlenmiştir. Kullanılan kesme çivili çelik levha sisteminin yüksek dayanımlı betonda süneklik açısından daha iyi sonuçlar verdiği anlaşılmıştır.
- Kontrol elemanına göre başlangıç rijitliğinde; A4 deney elemanında %12, B4 deney elemanında %38 ve C1 deney elemanında %18 artış olmuştur.
- Özellikle C grubu deney elemanlarında kolonda ve birleşim bölgesinde ciddi hasar gözlenmemiş, oluşan çatlaklar kılcal düzeyde kalmış, plastik mafsallarda kırış dibinde oluşmuştur.
- Sık aralıklı kesme çivili levhalar enerji tüketiminde %12-%25 arasında artışlar sağlamıştır. En fazla enerji tüketimi artışı C2 deney elemanından elde edilmiştir.
- Sonlu eleman modelinden elde edilen yük değerleriyle deney elemanlarından elde edilen yük değerleri arasında farklılıklar gözlenmiştir. Bunun nedenlerinden biri olarak, deney elemanının sahip olduğu gerçek malzeme dayanımları ile betondan alınan üç numunenin kırılmasıyla elde edilen dayanımlar arasında bir fark olabileceği düşünülmektedir. Aynı durum donatı için de geçerlidir, üçer adet beton ve demir numuneden elde edilen sonuçların ortalaması modellemede veri olarak girilmiş olup, bu değerlerle deney elemanlarının dayanımları arasında bir fark olabileceği düşünülmektedir.
- Beton, daha önce de bahsedildiği gibi, heterojen ve anizotrop bir malzeme iken, modelde literatürde uygulandığı gibi homojen ve izotrop olarak tanımlandığından, deney sonuçlarıyla birebir uyum sağlanamamıştır. Buna rağmen literatürle karşılaştırıldığında oldukça yakın sonuçlar elde edilmiştir.
- Bilgisayar modeliyle deney sonuçları arasında fark oluşturabilecek bir diğer nokta da donatı tanımlanmasından kaynaklanmıştır. Bilgisayar modelinde donatı, betonda

oluşturulan sonlu alanlar (mesh) arasındaki noktalardan eleman tanımlanması şeklinde oluşturulduğundan, betonla donatı arasında tam aderans olduğu var sayılmıştır.

- Bilgisayar modeli ile deney sonuçları arasında fark oluşturabilecek bir diğer önemli nokta da sınır koşullarıdır. Bilgisayar modelinde mesnet tanımlamaları kusursuz olarak uygulanmıştır. Ancak deney düzeneği oluşturulurken mesnet koşullarının kabullere birebir uydurulmasında sıkıntılar yaşanabilir. Mesnet koşulları açısından deney elemanları ile model elemanları arasında bir uyumsuzluk olduğu ve bu durumun sonuçlar üzerinde etkisinin olabileceği de unutulmamalıdır.

8.2. Öneriler

Bu çalışma sonucunda, kullanılan kesme çivili levhalar sayesinde, kullanım alanı kısıtlı projeler için kolon kesiti büyütülmeden kolon dayanımında önemli derecede artışlar elde edilmiş ve hasarın kolonda değil kiriş dibinde oluşması sağlanmıştır. Kirişlerin kolonlardan daha sünek davranmasından dolayı oluşan hasar sonucunda ani göçmelerin oluşmayacağı öngörülmüştür. Bu araştırmaya farklı boyutlar katıp geliştirebilecek öneriler bu bölümde verilmiştir.

- Çerçeve de kullanılan kesme çivilerinde değişik aralık, derinlik ve başlık genişlikleri için daha fazla sayıda deneyler yapılarak bu değişimlerin genel davranış üzerindeki etkileri araştırılmalıdır. Bu sonuçlardan genel denklemler elde edilebilir.
- Kullanılan kesme çivili levhaların genişlikleri ve kolon ön yüzünden olan mesafeleri değiştirilerek yeni deneyler yapılmalı ve davranış üzerindeki etkileri incelenmelidir.
- Kullanılan kesme çivili levhaların düşük beton dayanımlı deney elemanlarında düğüm bölgesinde, düğümde oluşan eğik çatlaklara paralel veya farklı açılarda kullanılmasının davranış üzerindeki etkileri incelenmelidir.

- Kolon ve kiriş kesitleri değiştirilerek kullanılan kesme çivili levhaların hangi kesitler için daha uygulanabilir sonuçlar verdiği araştırılmalıdır.
- Kesme çivili levhaların kolonda eksenel yük altındaki davranışlarının incelenmesi üzerinde de araştırmalar yapılabilir.
- Sonlu eleman modellemesinde deneysel davranış sonuçlarına daha yakın değerler elde edebilmek için eleman modellemesinde daha yoğun meshler kullanılmalı ve yük adım aralıkları daha sık yapılmalıdır. Bunun için ise daha kapasiteli bilgisayarlar kullanılmalıdır.
- Literatürde sonlu eleman analizi için en güvenli sonuçların ayırık donatı tanımlanmasından elde edildiği ve bu analizde de ayırık donatıdan daha kesin ve yakın sonuçların elde edildiği anlaşılmıştır. Fakat bu tanımlama donatıyla beton arasında tam aderans olduğu varsayılarak yapılmaktadır. Bunun her zaman yakın sonuçlar vereceği düşünülmemeli ve farklı çalışmalar için beton içinde tanımlanan gizli donatılı modeller oluşturularak incelenmelidir.
- Yükleme ve mesnet koşulları için daha farklı modeller oluşturularak çok daha fazla deney elemanı için deneyler yapılmalı ve yükleme ve mesnet koşullarındaki değişimlerin sonuçlar üzerindeki etkileri araştırılmalıdır.

KAYNAKLAR

1. Higazy, M., Elnashai, S., Agbabian, S. “Behaviour of beam-column connections under axial column tension”, *Journal of Structural Engineering*, 122 (5): 511 (1996).
2. Febres, C., Wight, J., “Experimental study of reinforced concrete interior wide beam-column connections subjected to lateral loading”, *Structural Journal*, 98 (4): 572-582 (2001).
3. Stehle, J., Goldsworthy H., Mendis P., “Reinforced concrete interior wide – beam-column connections subjected to lateral earthquake loading”, *ACI Structural Journal*, 98 (3): 270-279 (2001).
4. Hellesland, J., Gren, R., “Tests of reinforced concrete columns”, *ACI Journal Proceedings*, 69 (12): 770-774 (1972).
5. Jamaluddin, N., Jassin, A., “Evaluation of locally - produced steel sections on the performance of steel – concrete beams”, *Proceeding of NSF Workshop*, Kuala Lumpur, 155 (2001).
6. Ghobarah, A., Said, A. “Seismic rehabilitation of beam-column joints using FRP laminates”, *Journal of Earthquake Engineering*, 5 (1): 113-129 (2001).
7. Roberts, T.M., Dogan, O., “Fatigue of welded shear connections in steel-concrete-steel sandwich beams”, *Journal of Constructional Steel Research*, 45, (3): 301-320 (1998).
8. Gulkan, P., “The inelastic response of repaired reinforced concrete beam-column connections”, *6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, 10 – 14 (1977).
9. Cronopulos, M.P., “Response of repaired/strengthened r.c. columns under cyclic actions”, *Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering* 5 Lisbon (1986).
10. Bett, B.J., Klingher, R.E. and Jirsa, J.O., “Lateral load response of strengthened and repaired reinforced concrete columns”, *ACI Journal*, 85, (1988).
11. Yanarateş, M.S., “Use of expanded metals as shear/confinement reinforcement in concrete members, phase 1, axially loaded columns”, M.Sc. Thesis, *Civil Engineering Department, Middle East Technical University*, Ankara, Turkey, 1-90 (1990).
12. Suleiman, R.E., Tankut, A.T., Ersoy, U. “Repair and strengthening of reinforced concrete column”, Ph.D. Thesis, *Civil Engineering Department, Middle East Technical University*, Ankara, Turkey, 1-176 (1991).

13. Yumak, Y., Tankut, A.T., Ersoy U., “Effects of bar devolopment methods on jacked column behaviour”, M.S. Thesis, **Civil Engineering Department, Middle East Technical University**, Ankara, Turkey, 1-5 (1991).
14. Zaaaid S., Shiohara H., Otani S., “ Test of a joint reinforcing detail improving joint capacity of R/C interior beam-column joint”, The 1st Japan Korea Seminer on Earthquake Engineering for Building Structures, **Seul National University**, Seul, Korea, Oct.30-31 (1999).
15. Büyükkaragöz, A. “Çift cidarlı kompozit kirişlerin sonlu elemanlar yöntemiyle gerilme analizi ve optimum dizaynı”, Yüksek Lisans Tezi, **İnşaat Anabilim Dalı, Kırıkkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü**, Kırıkkale, Türkiye,42-71 (2000).
16. Aykaç, S., “Onarılmış/güçlendirilmiş betonarme kirişlerin deprem davranışı”, Doktora Tezi, **İnşaat Mühendisliği Bölümü, Gazi Üniversitesi Mühendislik – Mimarlık Fakültesi**, Ankara, Türkiye, 14-15 Ağustos 2000.
17. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”, Ankara, 39-47 (1997).
18. Türk Standartları Enstitüsü, “Önyapımlı Beton Elemanlara Atmosfer Basıncı Altında Buhar Kürü Uygulama Kuralları”, Ankara, 2-3 (1984).
19. Lawrence, K. L., “Ansys Tutorial Release 8.0 and 7.1”, **SDC Publications**, Canonsburg, 1.1-2.25 (2002).
20. Wolanski, A. J., “Flexural behaviour of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis”, Degree of master of science, **Faculty of Graduate School, Marquette University**, Wisconsin, 1-48 (2004).
21. Barbosa, F., Riberio, O. “Analysis of reinforced concrete structures using ansys nonlinear concrete model”, **Computational Mechanics**, Barcelona, Spain, (1998).
22. Kachlakev, D., Miller, T., “Finite element modelling of reinforced concrete structures streghened with FRP laminates”, **Final Report, Oregon**, SPR 316, (2001).
23. Fanning, P., “Nonlinear models of reinforced and post-tensioned concrete beams”, **Electronic Journal of Structural Engineering**, 2: 111-119 (2001).
24. Kwak, H. G. and Filippou, F. C., “Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic loads”, **UCB/SEMM-90/14**, California, 13-37 (1990).

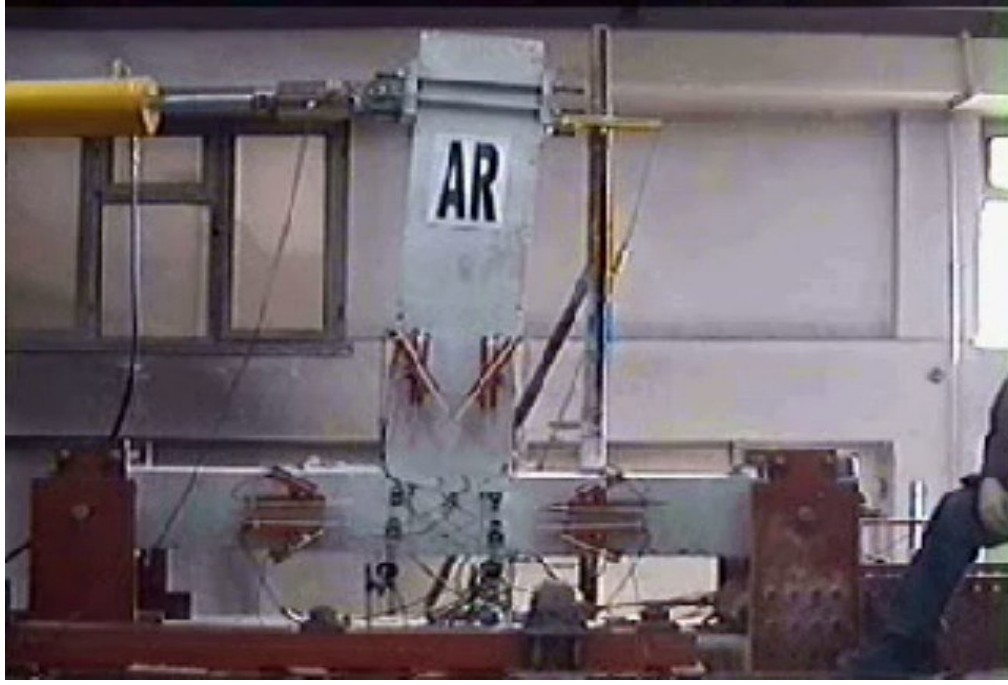
25. Hemmaty Y., De Roeck G., Vandewalle L., “Finite element modelling of corner joints in reinforced concrete frames”, ***International Conference Concrete 2000, Economic and Durable Construction through Excellence***, University of Dundee, Concrete Technology Unit, Dundee, UK, 465-472 (1993).
26. Arnesen, A., Sorensen, S. I. and Bergan, P. G., “Nonlinear analysis of reinforced concrete”, ***Computers and Structures***, 12: 571-579 (1979).
27. Ashour, A. F. and Morley, C. T., “Three dimensional nonlinear finite element modelling of reinforced concrete structures”, ***Finite Elements in Analysis and Design***, 15: 43-55 (1993).
28. Bergan, P. G. and Holand, I., “Nonlinear finite element analysis of concrete structures”, ***Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering***, 17: 443-467 (1979).
29. Chan, H. C., Cheung, Y. K. And Huang, Y.P., “Nonlinear modelling of reinforced concrete structures”, ***Computers&Structures***, 53 (5): 1099-1107 (1994).
30. Kachlakev, D., Miller, T., “Finite element modelling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates”, ***Final Report, Oregon***, SPR 316, (2001).
31. Ersoy U., Özcebe G., “Betonarme”, ***Evrin Yayinevi***, İstanbul, 59 (2001).
32. Willam, K. J. and Warnke, E. P., “Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete”, ***IABSE, Report No.19***, Bergamo, 1-30 (1974).
33. Türk Standartları Enstitüsü, TS500, “Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları”, Ankara, 12-13 (2000).

EKLER

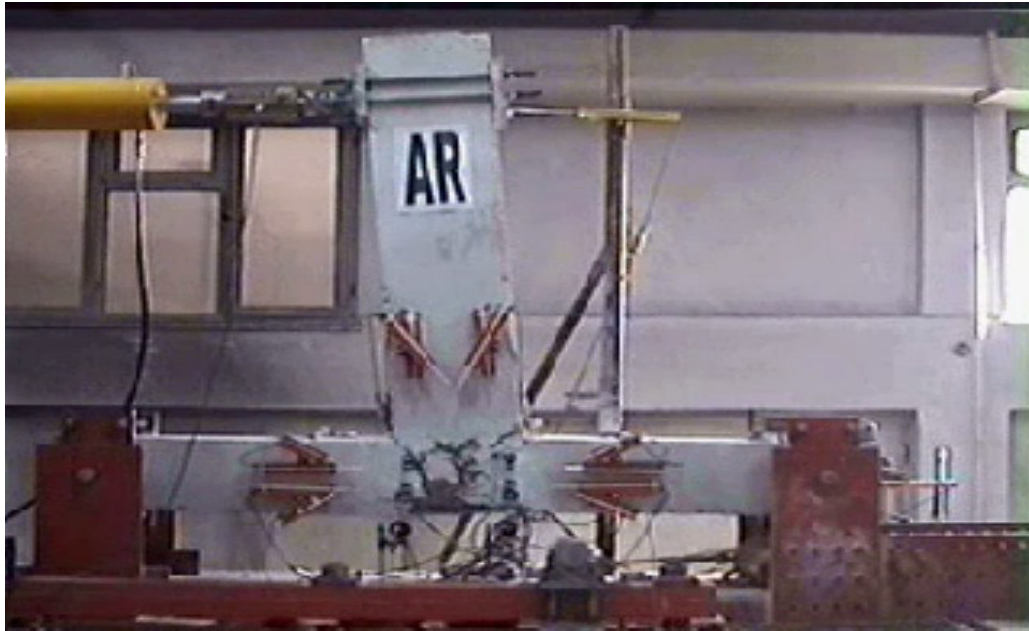
EK-1 Deney elemanlarının resimleri

Bu bölümde deney elemanlarından deneyler yapılırken çekilmiş olan resimler verilmiştir. Her deney elemanının ismi deney numunesi üzerinde görülmektedir. Her deney elemanı için iki resim verilmiş olup ilk resim göçme anında çekilmiş olan fotoğrafı ikinci resim ise deney sonunda çekilmiş olan fotoğrafı göstermektedir.

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri

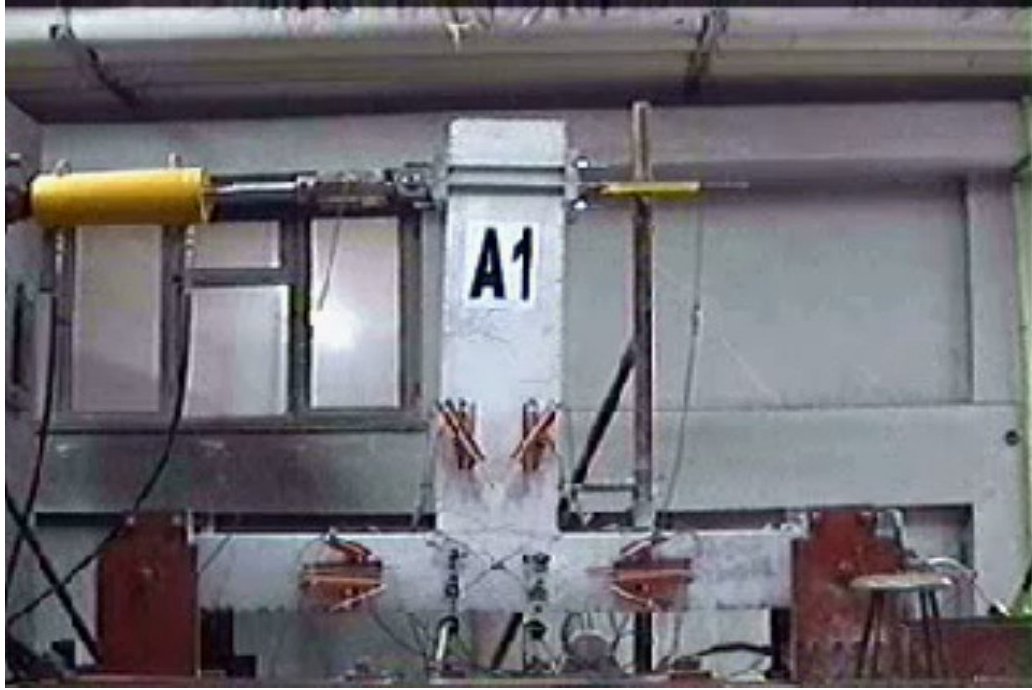


Resim 1.1. AR deney elemanı göçme anı

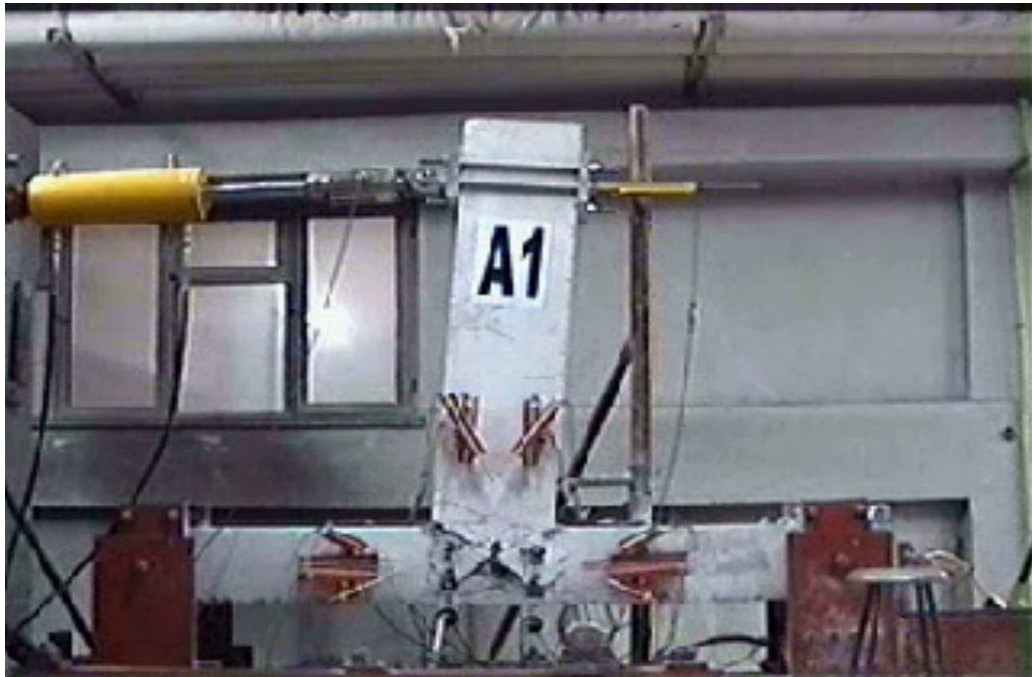


Resim 1.2. AR deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri

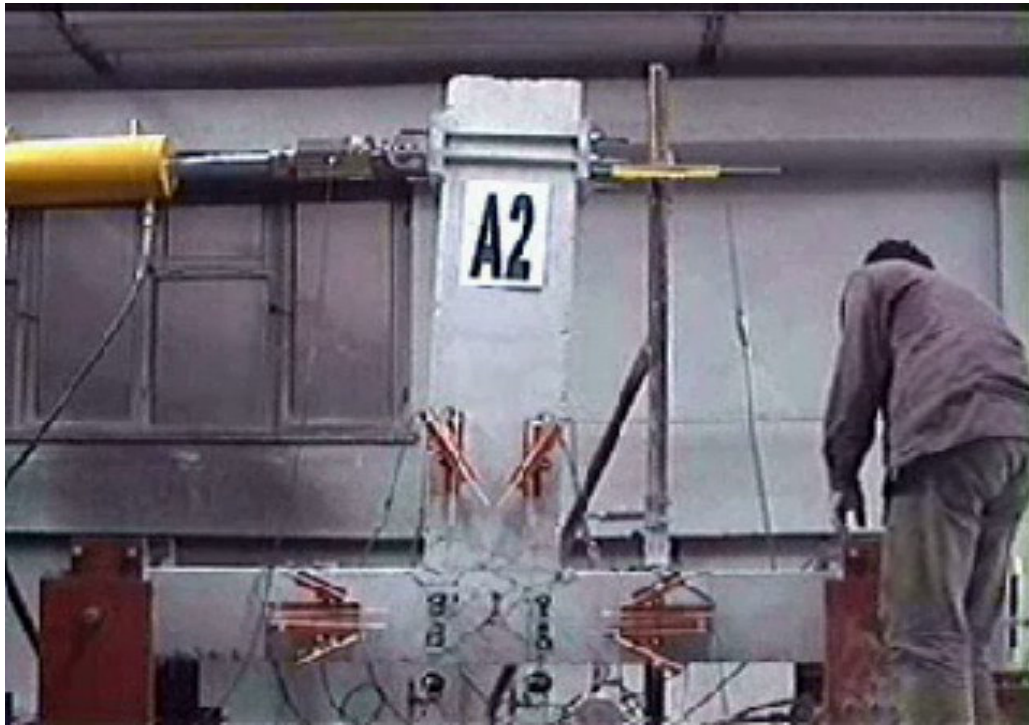


Resim 1.3. A1 deney elemanı göçme anı

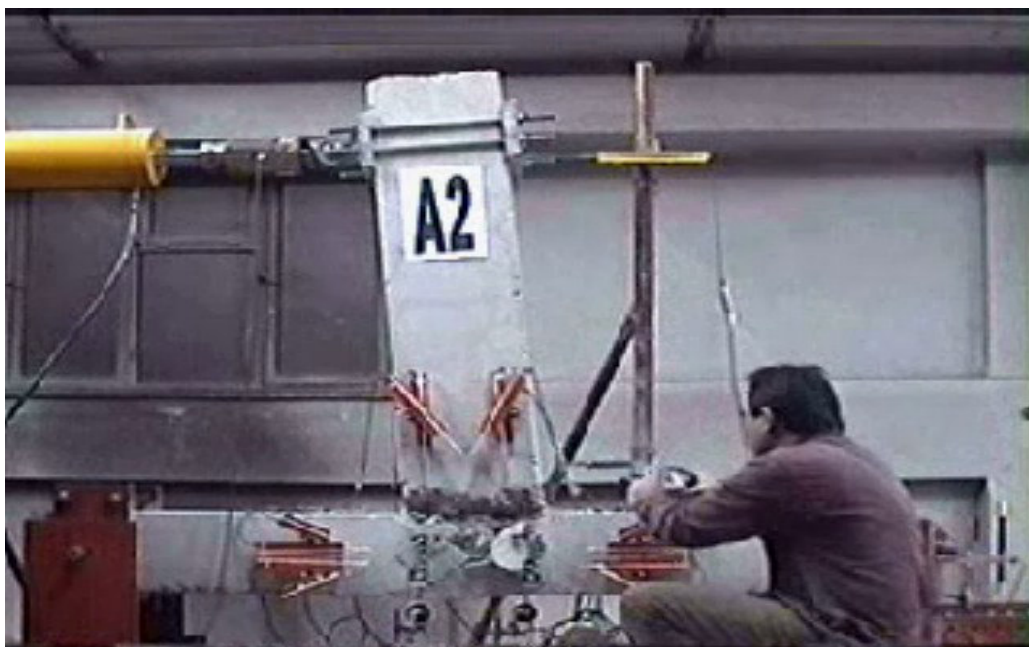


Resim 1.4. A1 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri

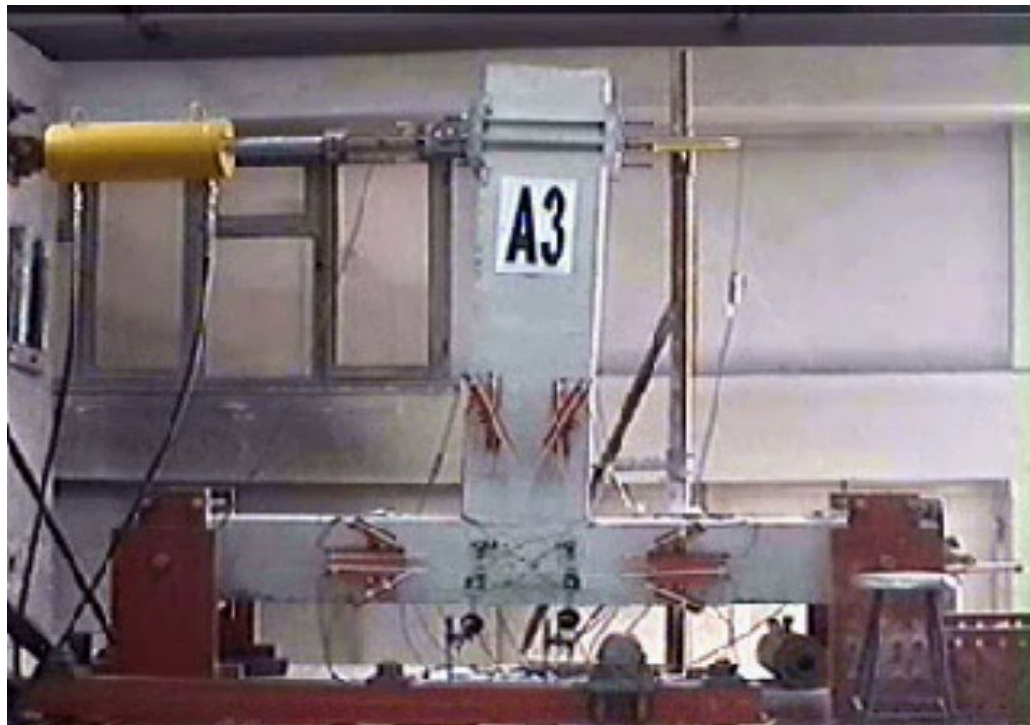


Resim 1.5. A2 deney elemanı göçme anı

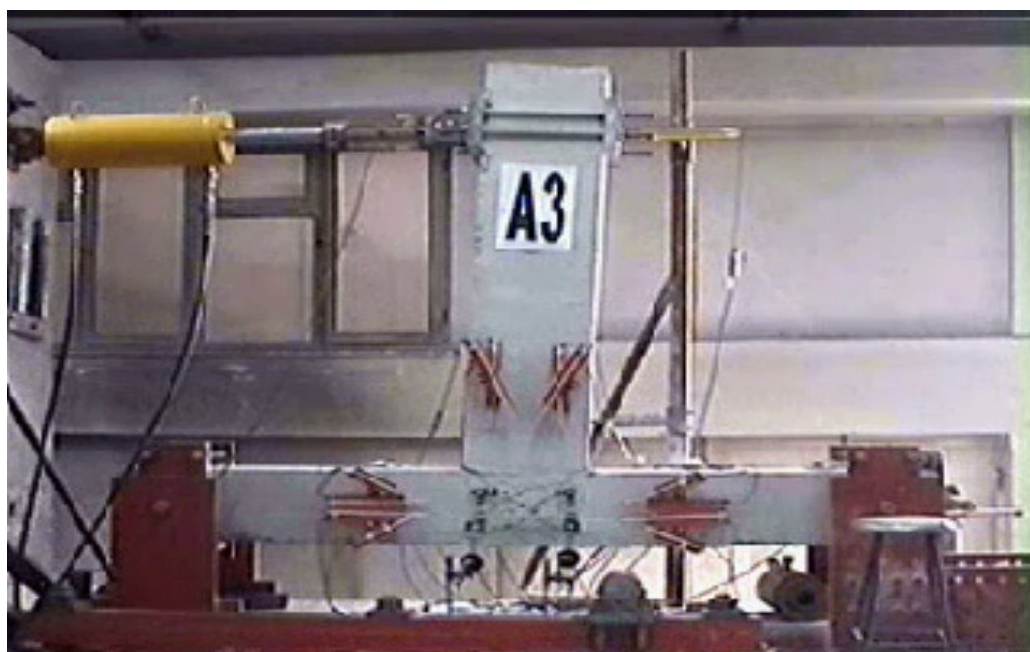


Resim 1.6. A2 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri



Resim 1.7. A3 deney elemanı göçme anı



Resim 1.8. A3 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri



Resim 1.9. A4 deney elemanı göçme anı



Resim 1.10. A4 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri

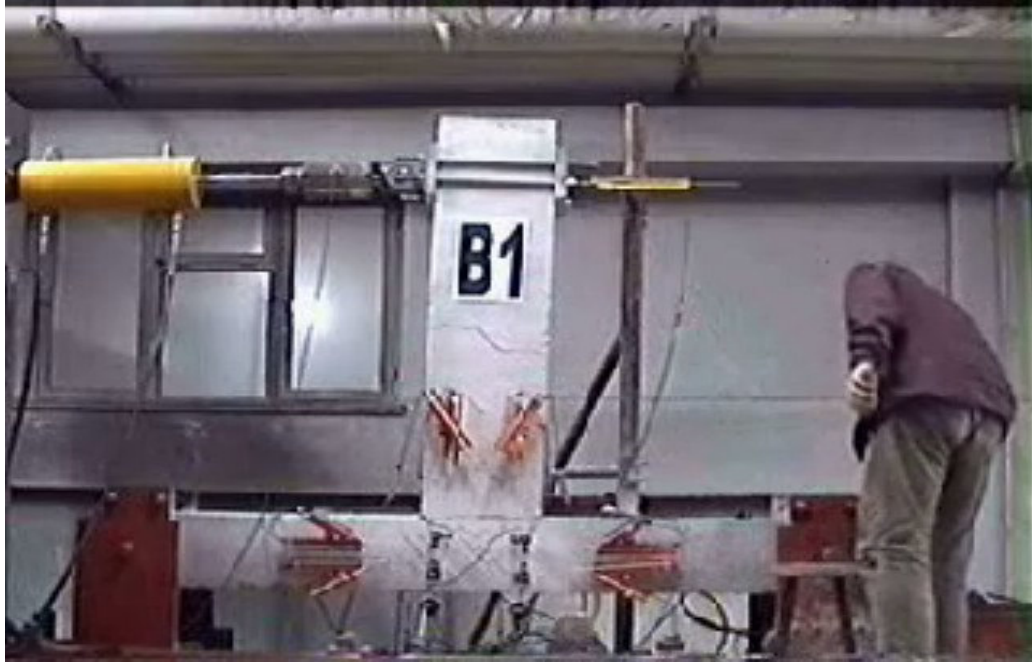


Resim 1.11. BR deney elemanı göçme anı

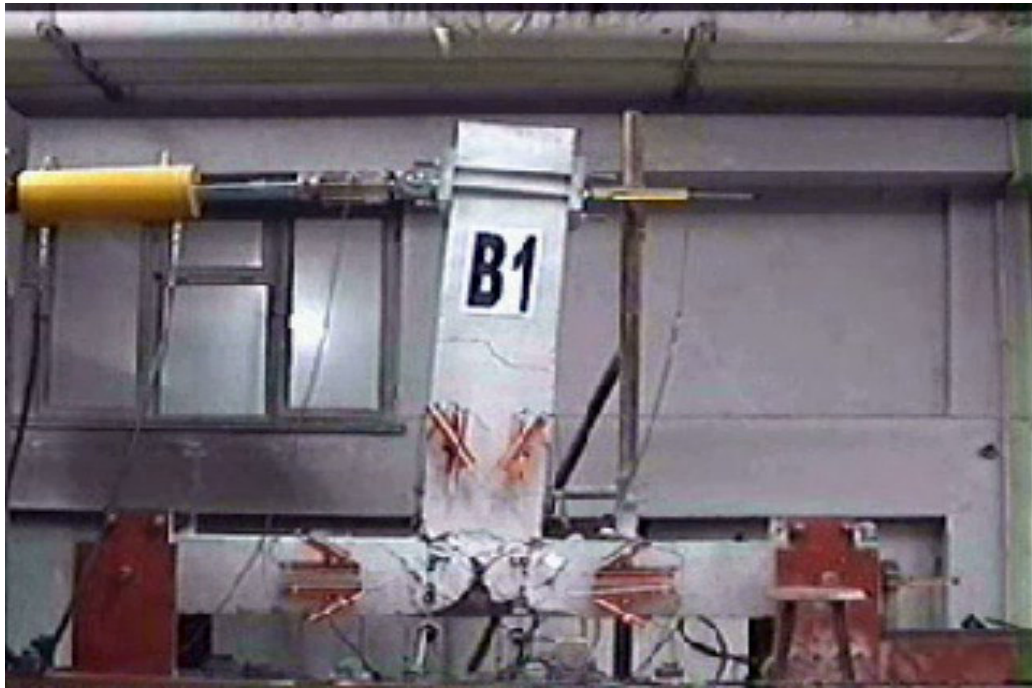


Resim 1.12. BR deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri



Resim 1.13. B1 deney elemanı göçme anı



Resim 1.14. B1 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri

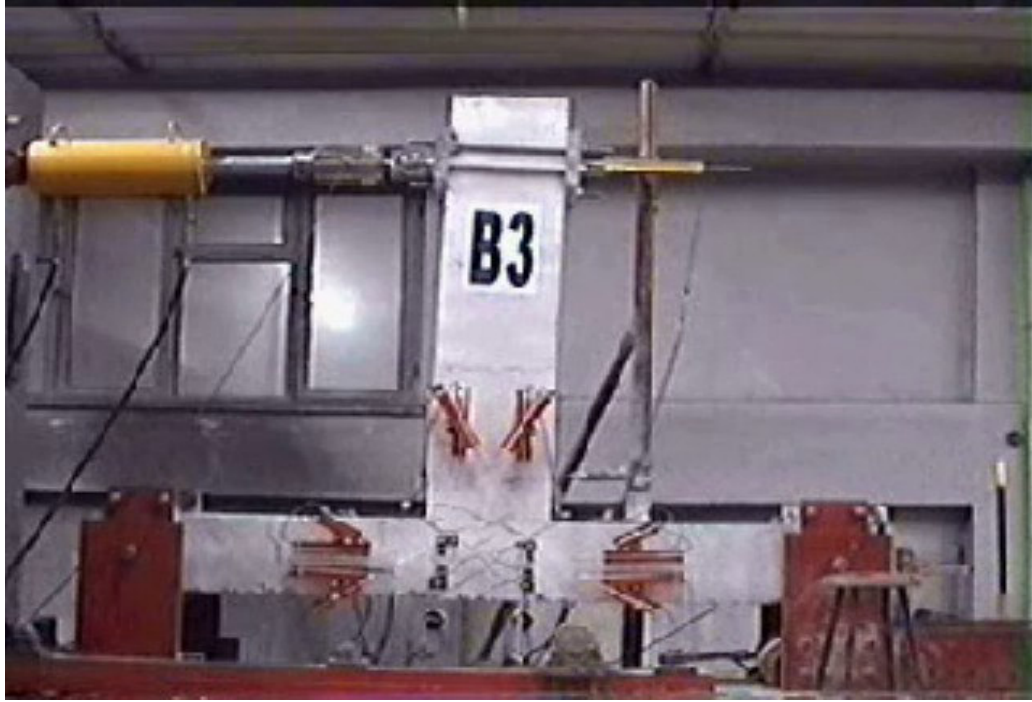


Resim 1.15. B2 deney elemanı göçme anı



Resim 1.16. B2 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri



Resim 1.17. B3 deney elemanı göçme anı

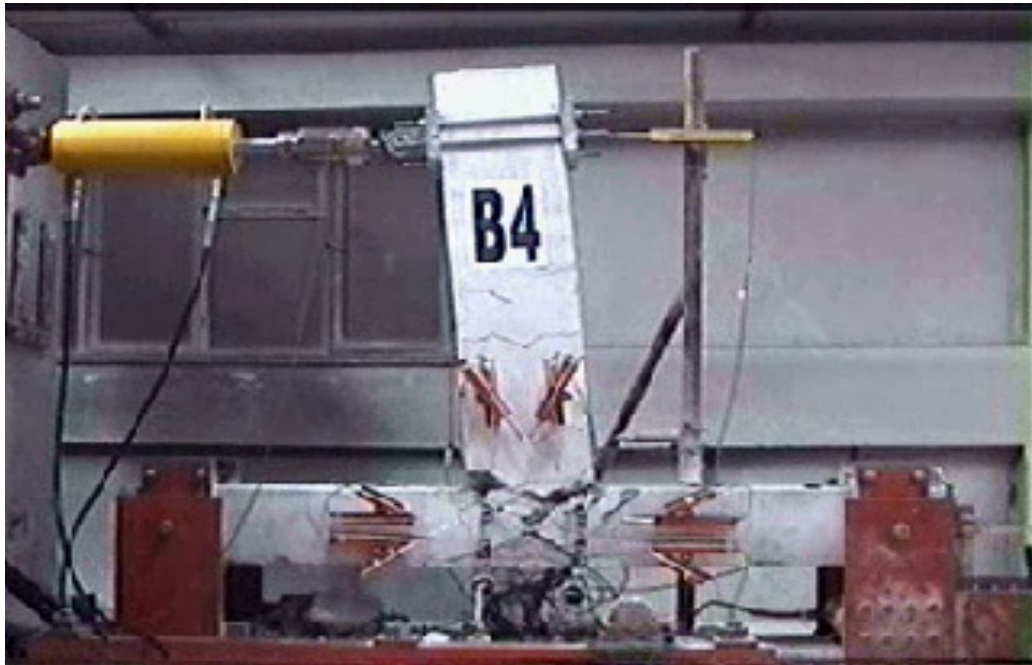


Resim 1.18. B3 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri



Resim 1.19. B4 deney elemanı göçme anı



Resim 1.20. B4 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri



Resim 1.21. CR deney elemanı göçme anı

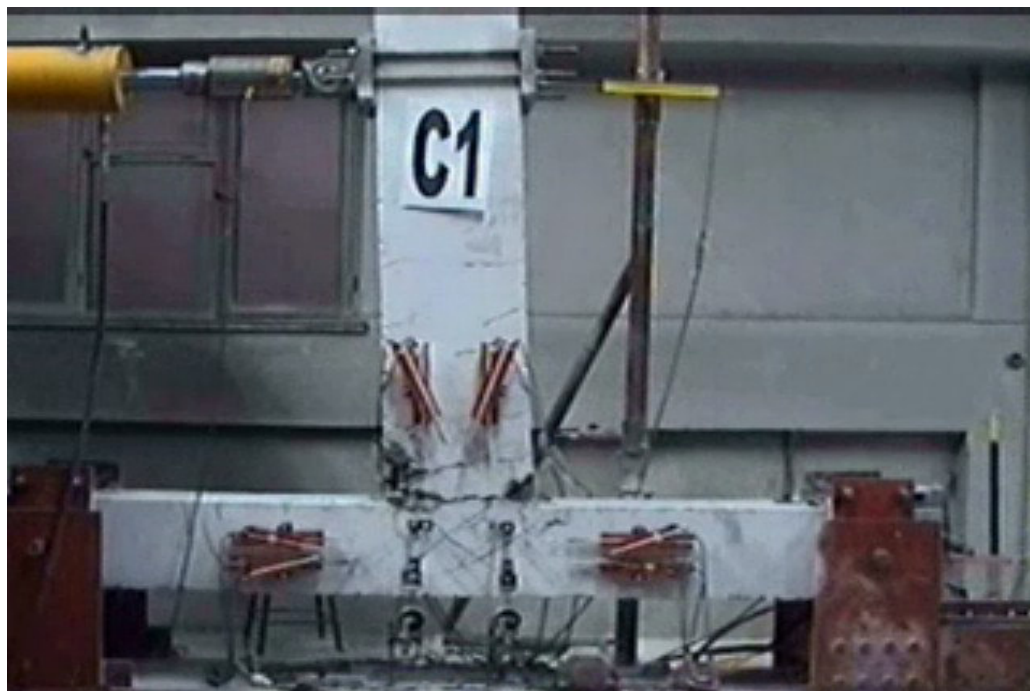


Resim 1.22. CR deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri



Resim 1.23. C1 deney elemanı göçme anı



Resim 1.24. C1 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri

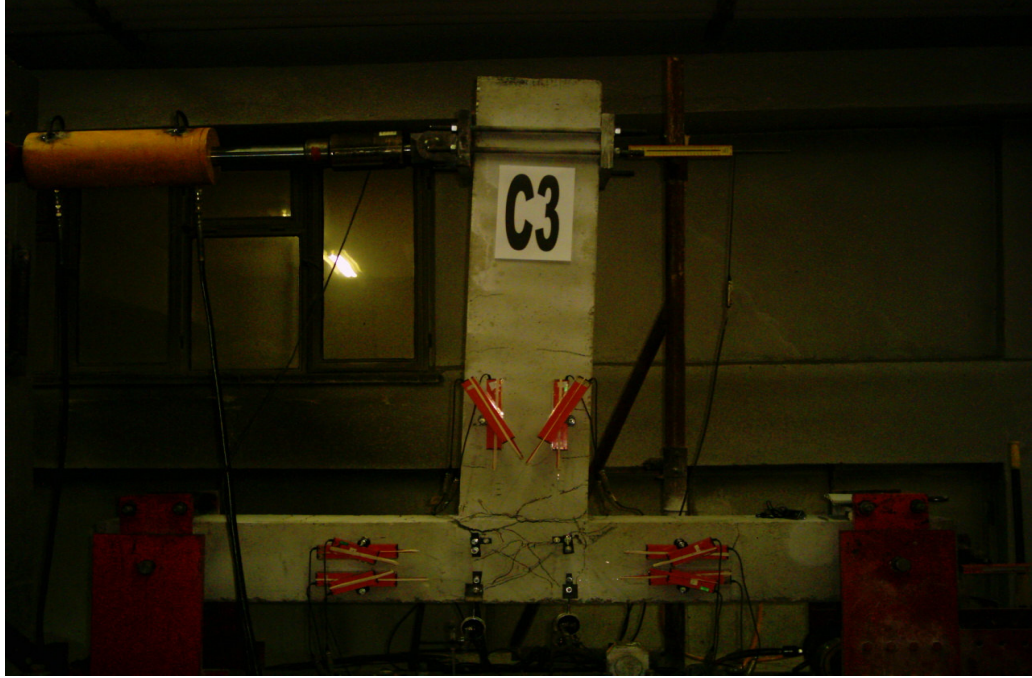


Resim 1.25. C2 deney elemanı göçme anı

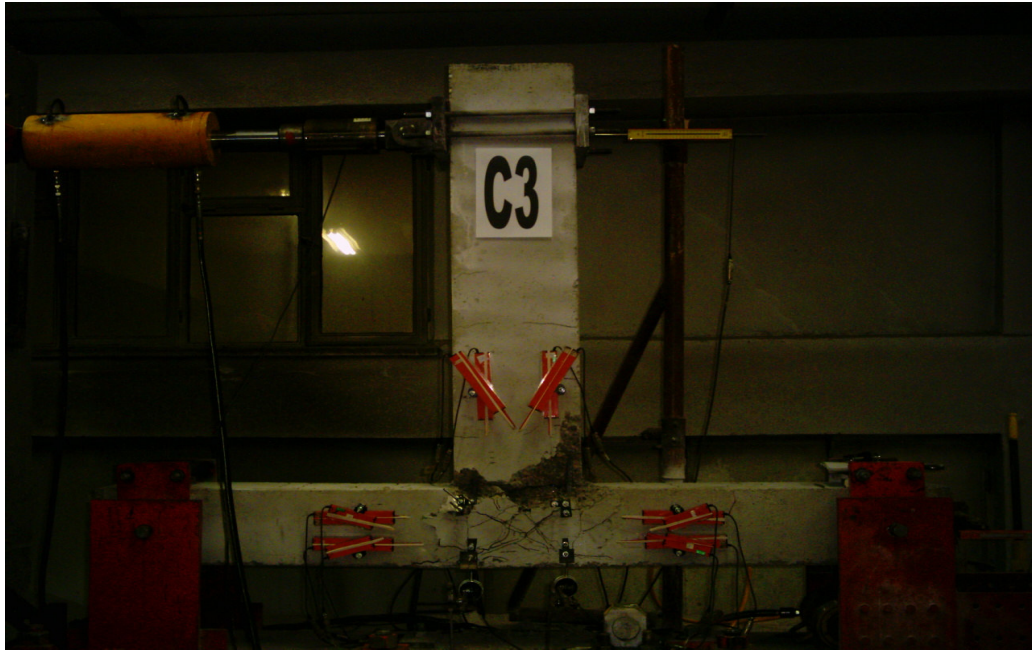


Resim 1.26. C2 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri



Resim 1.27. C3 deney elemanı göçme anı



Resim 1.28. C3 deney elemanı deney sonu

EK-1 (Devam) Deney elemanlarının resimleri



Resim 1.29. C4 deney elemanı göçme anı



Resim 1.30. C4 deney elemanı deney sonu

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler

Soyadı, adı : BÜYÜKKARAGÖZ, Alper
 Uyruğu : T.C.
 Doğum tarihi ve yeri : 06.06.1974 Konya
 Medeni hali : Evli
 Telefon : 0 (312) 231 74 00
 Faks : 0 (312) 231 92 23
 e-mail : karagoz@gazi.edu.tr.

Eğitim

Derece	Eğitim Birimi	Mezuniyet tarihi
Yüksek lisans	KırıkkaleÜn. /İnşaat Müh. Bölümü	2002
Lisans	İstanbul Ün./ İnşaat Müh. Bölümü	2000
Lise	Konya Meram Anadolu Lisesi	1992

İş Deneyimi

Yıl	Yer	Görev
1997-2001	Kırıkkale Üniversitesi	Araş. Görevlisi
2001-2006	Gazi Üniversitesi	Araş. Görevlisi

Yabancı Dil

İngilizce