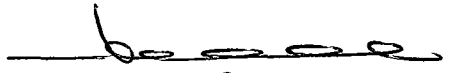


**BETONARME ELEMANLARIN YÖN DEĞİŞTİREN
TEKRARLI YÜKLER ALTINDA
DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI**

**DOKTORA TEZİ
Y. Müh. Alper İLKİ
F194D002**

100832

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 16 Ağustos 1999
Tezin Savunulduğu Tarih : 21 Ocak 2000**

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Nahit KUMBASAR 
Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.) 
Prof.Dr. İlhan EREN (İ.T.Ü.) 
Prof.Dr. Özal YÜZÜGÜLLÜ (B.Ü.) 
Prof.Dr. Sadettin ÖKTEN (M.S.Ü.) 

OCAK 2000

ÖNSÖZ

Yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışlarını konu alan bu tez çalışması hocam Prof.Dr. Nahit Kumbasar'ın yönetiminde gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın tüm aşamalarında gösterdiği her türlü ilgi, destek ve anlayış için hocama en içten teşekkürlerimi sunarım. Sayın Prof.Dr. Süheyl Akman deneysel çalışma konusunda daima teşvik edici olmuştur. Kendisine teşekkürü bir borç bilirim. Çalışmanın üçüncü bölümünde sunulan ve eksenel yüklenen dairesel enkesitli kolonlarda sargı donatısının süneklik ve dayanıma etkilerinin incelendiği deneysel alışma Japonya'da Bina Araştırma Enstitüsü'nde (Building Research Institute, Tsukuba) gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmaya katılan Toshibumi Fukuta ve Pınar Özdemir ile bu çalışmanın gerçekleşmesine olanak sağlayan Japonya Uluslararası Yardımlaşma Örgütü'ne (JICA) teşekkürlerimi sunarım. Çalışmanın dördüncü bölümünde sunulan ve sabit eksenel kuvvet ile yön değiştiren tekrarlı eğilme etkilerine maruz simetrik donatılı betonarme elemanların davranışlarının incelendiği deneysel alışma İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği ve Yapı Malzemesi laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir. Bu deneysel alışma TÜBİTAK (İNTAG 559) ve İstanbul Teknik Üniversitesi (Proje No:920) tarafından desteklenmiştir. Her iki kuruluşa da teşekkürü bir borç bilirim. Çalışmaya Maya İnşaat ve Gök İnşaat Şirketleri de destek sağlamıştır. Bu şirketlere ve deneysel çalışma sırasında çeşitli aşamalarda yardımlarını esirgemeyen çalışma arkadaşlarım Ercan Yüksel, Kutlu Darılmaz, Almıla Eröz, Hakan Atahan ve laboratuvar görevlileri ile oldukça uzun süredir devam eden bu çalışma boyunca bana destek olan sevgili eşim Arzu İlki'ye teşekkür ederim.

Ağustos, 1999

Alper İlki

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
SEMBOL LİSTESİ	xv
ÖZET	xviii
SUMMARY	xxi
1. GİRİŞ	1
2. DAHA ÖNCE YAPILAN ÇALIŞMALAR	4
2.1. Giriş	4
2.2. Malzeme Davranışı Üzerine Yapılan Çalışmalar	4
2.2.1. Sarılmamış beton gerilme-şekildeğiştirme modelleri	4
2.2.1.1. Monoton artan basınç gerilmesi durumu	4
2.2.1.2. Tekrarlı basınç gerilmesi durumu	6
2.2.1.3. Dinamik yükleme durumu	7
2.2.1.4. Yüksek dayanımlı beton	8
2.2.2. Sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme modelleri	8
2.2.2.1. Monoton artan basınç gerilmesi durumu	8
2.2.2.2. Tekrarlı basınç gerilmesi durumu	14
2.2.2.3. Dinamik yükleme durumu	15
2.2.2.4. Yüksek dayanımlı beton	15
2.2.3. Donatı Çeliği Gerilme-Şekildeğiştirme Modelleri	17
2.3. Eleman Davranışı Üzerine Yapılan Çalışmalar	21
2.3.1. İdeal elasto-plastik model	21
2.3.2. Pekleşmeli elasto-plastik model	21
2.3.3. Ramberg-Osgood modeli	22
2.3.4. Rijitlik azalmasını yansıtan modeller	22
2.3.5. Lif yaklaşımı	24
3. SARILMIŞ KOLONLARDA EKSENEL BASINÇ DENEYLERİ	26
3.1. Giriş	26
3.2. Numuneler	26
3.3. Malzeme	28
3.3.1. Beton	28
3.3.2. Çelik	29
3.4. Deney Düzenegi ve Ölçüm Sistemi	30
3.5. Deney Sonuçları	32
3.6. Kuramsal Modeller ile Karşılaştırma	38
3.6.1. Kullanılan modeller konusunda özet bilgi	38
3.6.2. Deneysel veriler ile kuramsal modellerin verdiği sonuçların karşılaştırılması	43
3.6.2.1. Sarılmış beton basınç dayanımları, f'_{cc}	43
3.6.2.2. Dayanıma karşı gelen şekildeğiştirmeler, ϵ_{cc}	45

3.6.2.3. Süneklik oranları, μ_1	45
3.6.2.4. Gerilme-şekildeğiştirme eğrilerinin karşılaştırılması	46
3.7. Sonuçlar	49
4. YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLER ALTINDA EĞİLME DENEYLERİ	52
4.1. Giriş	52
4.1.1. Deneysel çalışmanın kapsam ve amacı	53
4.1.2. Konu ile ilgili çalışmalar	54
4.2. Numune Tasarımı	56
4.2.1. Boyutlar	56
4.2.2. Beton	57
4.2.3. Donatı	59
4.2.4. Numune özellikleri	60
4.3. Numunelerin Üretilmesi	60
4.4. Yükleme Düzenegi	63
4.5. Ölçüm Sistemi	66
4.6. Malzeme Deneyleri	77
4.6.1. Beton basınç deneyleri	77
4.6.2. Çelik çekme deneyleri	83
4.7. Yükleme Patronu ve Hızı	88
4.8. Deney Sonuçları ve Gözlemler	93
4.8.1. Giriş	93
4.8.2. Deneysel ve kuramsal taşıma kapasiteleri	94
4.8.3. Hasar gözlemleri	94
4.8.4. Donatı türünün davranışa etkisi	94
4.8.4.1. Enerji yutma özellikleri	96
4.8.4.2. Hasar oranı	100
4.8.4.3. Rijitlik ve dayanım azalması	107
4.8.4.4. Boşaltma kolunun eğimi	111
4.8.4.5. Yük-yerdeğiştirme ilişkisi	114
4.8.5. Beton basınç dayanımının davranışa etkisi	115
4.8.5.1. Enerji yutma özellikleri	115
4.8.5.2. Hasar oranı	116
4.8.5.3. Rijitlik ve dayanım azalması	118
4.8.5.4. Boşaltma kolunun eğimi	119
4.8.5.5. Yük-yerdeğiştirme ilişkisi	121
4.8.6. Boyuna donatı oranı ve eksenel kuvvet seviyesinin davranışa etkisi	121
4.8.6.1. Enerji yutma özellikleri	122
4.8.6.2. Hasar oranı	126
4.8.6.3. Rijitlik ve dayanım azalması	128
4.8.6.4. Boşaltma kolunun eğimi	130
4.8.6.5. Yük-yerdeğiştirme ilişkisi	132
4.8.7. Şekildeğiştirmeölçerler ile elde edilen sonuçlar	133
4.9. Sonuçlar ve Öneriler	135
4.9.1. Sonuçlar	135
4.9.2. Öneriler	137

5. YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLER ALTINDA LİF YAKLAŞIMI İLE KESİT ÇÖZÜMLEMESİ	138
5.1. Giriş	138
5.2. Kesit Çözümleme Yöntemi	138
5.2.1. Yapılan kabuller	138
5.2.2. Yöntem	140
5.3. Beton Gerilme-Şekildeğiştirme Modeli	145
5.3.1. Giriş	145
5.3.2. Analitik model	150
5.3.2.1. Monoton artan yükleme durumu için iskelet bağıntı	151
5.3.2.2. Etkili sarılma basıncı ve sargı etki katsayısı	153
5.3.2.3. Dairesel kesitlerde yanal sargı basıncı	154
5.3.2.4. Dikdörtgen kesitlerde yanal sargı basıncı	156
5.3.2.5. Sarılmış betonun basınç dayanımı	159
5.3.2.6. Tekrarlı yükleme durumunda gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi	159
5.3.2.7. Örnek gerilme-şekildeğiştirme eğrileri	163
5.4. Çelik Gerilme-Şekildeğiştirme Modeli	165
5.4.1. Giriş	165
5.4.2. Analitik model	166
5.4.2.1. Monoton artan yükleme için gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı	167
5.4.2.2. Yön değiştiren tekrarlı yükleme için gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı	168
5.4.2.3. Örnek gerilme-şekildeğiştirme eğrileri	170
5.5. Kuramsal ve Deneysel Sonuçların Karşılaştırılması	172
5.6. Sonuç ve Yorumlar	174
6. YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLERE MARUZ BETONARME ELEMANLAR İÇİN BİR DAVRANIŞ MODELİ	175
6.1. Giriş	175
6.2. Deney Değişkenlerinin Davranışa Etkileri	176
6.2.1. Eksenel kuvvet seviyesinin etkileri	176
6.2.2. Donatı oranının etkileri	177
6.2.3. Donatı türü ve/veya dayanımının etkisi	177
6.2.4. Ulaşılan süneklik düzeyinin etkileri	177
6.2.5. Beton kalitesinin etkisi	178
6.3. Model	178
6.3.1. Model ile ilgili sınırlamalar	180
6.3.2. Boşaltma kolunun eğimi	181
6.3.3. Düşen kolun eğimi	188
6.3.4. Çevrim sıkışması	191
6.4. Karşılaştırmalar	195
6.4.1. Yük-yerdeğiştirme ilişkisi	195
6.4.2. Moment-eğrilik ilişkisi	201
6.5. Sonuçlar	203
7. SONUÇLAR	205
KAYNAKLAR	209

EKLER

Ek A Numunelerin Donatı Detayları	220
Ek B Eğilme Deneyleri ile İlgili Fotoğraflar	226
Ek C Beton İçin Silindir Basınç Deneyi Sonuçları	234
Ek D Eğilme Deneyleri Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri	240
Ek E Deneysel ve Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkileri	254
Ek F Önerilen Model ile Elde Edilen Yük-Yerdeğiştirme İlişkilerinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması	279

ÖZGEÇMİŞ	285
-----------------	------------



TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 3.1. Numune özellikleri	27
Tablo 3.2. Beton karışımı	29
Tablo 3.3. Süneklik oranları	37
Tablo 3.4. Enerji yutma kapasiteleri	37
Tablo 3.5. Kullanılan modellerin genel özellikleri	42
Tablo 3.6. Mander modeli için veri giriş bilgileri	42
Tablo 3.7. Saatcioglu modeli için veri giriş bilgileri	43
Tablo 3.8. Hoshikuma modeli için veri giriş bilgileri	43
Tablo 3.9. Deneysel ve analitik olarak belirlenen sarılmış beton basınç dayanımları	44
Tablo 3.10. Dayanıma karşı gelen şekildeğiştirmeler-Deneysel ve analitik ..	45
Tablo 3.11. Deneysel ve analitik süneklik oranları	46
Tablo 4.1. Bir ve ikinci seri numuneler için beton karışımı	57
Tablo 4.2. Bir ve ikinci seri numunelerde beton çökme deney sonuçları ...	58
Tablo 4.3. Üçüncü seri numuneler için beton karışımı	58
Tablo 4.4. Üçüncü seri numunelerde beton çökme deney sonuçları	59
Tablo 4.5. Numunelerin özellikleri	61
Tablo 4.6. Numunelerde çelik akma ve beton basınç dayanımları	62
Tablo 4.7. Yerdeğiştirmeölçerlerin özellikleri	70
Tablo 4.8. Şekildeğiştirmeölçerlerin özellikleri	71
Tablo 4.9. Kullanılan şekildeğiştirmeölçerlerin tipleri	76
Tablo 4.10. Beton döküm tarihleri	78
Tablo 4.11. Birinci seri standart silindir basınç deneyleri sonuçları	80
Tablo 4.12. İkinci seri standart silindir basınç deneyleri sonuçları	80
Tablo 4.13. Üçüncü seri standart silindir basınç deneyleri sonuçları	81
Tablo 4.14. Standart silindir numunelerin ortalama elastisite modülleri	83
Tablo 4.15. Donatı çekme deneyleri sonuçları	87
Tablo 4.16. Çevrim yapılan yerdeğiştirme seviyeleri	91
Tablo 4.17. Deneysel ve kuramsal veren yükleri	95
Tablo 4.18. Hasar özeti	96
Tablo 4.19. Çatlak genişlikleri	106
Tablo 4.20. Numunelerin hasar oranları için bir karşılaştırma	118
Tablo 4.21. Karşılaştırma grupları	122
Tablo 5.1. BAKE programı giriş bilgileri	145
Tablo 5.2. Veri giriş bilgileri	165
Tablo 5.3. Veri giriş bilgileri	171
Tablo 5.4. Numune 4 (8D16-C41.7-N5) veri giriş bilgileri (İlki ve diğ., 1998b)	172
Tablo 6.1. $a_{(p)}$ ve $b_{(p)}$ için belirlenen ortalama değerler	183

Tablo 6.2.	Boşaltma kolu eğimleri-deneysel ve analitik sonuçların karşılaştırması	185
Tablo 6.3.	Düşen kol eğimleri	189
Tablo 6.4.	Ortalama $P_{kesişim}/P_u$ oranları	192



ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 3.1 : Numunelerin genel görünümü	28
Şekil 3.2 : 28 günlük beton silindir numunelerin gerilme-şekildeğiştirme eğrileri	29
Şekil 3.3 : Donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme eğrileri	30
Şekil 3.4 : 10000 kN kapasiteli yükleme sistemi	31
Şekil 3.5 : Numunelerin genel görünümü ve ölçüm sistemi	31
Şekil 3.6 : Enine donatı hacimsel oranının etkisi	33
Şekil 3.7 : Enine donatı çap ve aralığının etkisi	34
Şekil 3.8 : Aynı $\rho_{sh} \times f_{yh}$ durumunda enine donatı aralık ve çapının etkisi	35
Şekil 3.9 : $\rho_{sh}=0.01$ olan numunelerde karşılaştırma	47
Şekil 3.10 : $\rho_{sh}=0.015$ olan numunede karşılaştırma	48
Şekil 3.11 : $\rho_{sh}=0.02$ olan numunede karşılaştırma	48
Şekil 3.12 : $\rho_{sh}=0.007$ olan numunede karşılaştırma	49
Şekil 3.13 : Deney sonrası D250H13/161 ve D250H6/26 numunelerinin görünümü	51
Şekil 4.1 : Yükleme düzeneğinin görünümü	64
Şekil 4.2 : Ölçüm aletlerinin yerleri	67
Şekil 4.3 : Ortalama eğrilğin belirlenmesi	67
Şekil 4.4 : 1, 4, 7, 10, 13 ve 16 numaralı numunelerde şekildeğiştirmeölçerler	72
Şekil 4.5 : 2, 5, 8, 11, 14 ve 17 numaralı numunelerde şekildeğiştirmeölçerler	72
Şekil 4.6 : 3, 6, 9, 12, 15 ve 18 numaralı numunelerde şekildeğiştirmeölçerler	73
Şekil 4.7 : 19, 20, 21 numaralı numunelerde şekildeğiştirmeölçerler	73
Şekil 4.8 : 22 ve 24 numaralı numunelerde şekildeğiştirmeölçerler	74
Şekil 4.9 : 23 numaralı numunede şekildeğiştirmeölçerler	74
Şekil 4.10 : 25 numaralı numunede şekildeğiştirmeölçerler	75
Şekil 4.11 : 26 numaralı numunede şekildeğiştirmeölçerler	75
Şekil 4.12 : 27 numaralı numunede şekildeğiştirmeölçerler	76
Şekil 4.13 : Seri 1 ortalama beton basınç dayanımı-zaman eğrisi	81
Şekil 4.14 : Seri 2 ortalama beton basınç dayanımı-zaman eğrisi	82
Şekil 4.15 : Seri 3 ortalama beton basınç dayanımı-zaman eğrisi	82
Şekil 4.16 : $\phi 10$ donatı çubukları için ortalama gerilme-şekildeğiştirme eğrisi ..	84
Şekil 4.17 : $\phi 12$ donatı çubukları için ortalama gerilme-şekildeğiştirme eğrisi ..	85
Şekil 4.18 : $\Phi 12$ donatı çubukları için ortalama gerilme-şekildeğiştirme eğrisi ..	85
Şekil 4.19 : $\phi 10$ donatı çubukları için tüm gerilme-şekildeğiştirme eğrisi	86
Şekil 4.20 : $\phi 12$ donatı çubukları için tüm gerilme-şekildeğiştirme eğrisi	86
Şekil 4.21 : $\Phi 12$ donatı çubukları için tüm gerilme-şekildeğiştirme eğrisi	87
Şekil 4.22 : $\Phi 12$ donatı için gerilme-şekildeğiştirme eğrisi (tekrarlı yükleme) ...	88
Şekil 4.23 : Yükleme patronu	90
Şekil 4.24 : Yükleme adımları	92
Şekil 4.25 : 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5	98

Şekil 4.26	: 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5	98
Şekil 4.27	: 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5	98
Şekil 4.28	: 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10	99
Şekil 4.29	: 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10	99
Şekil 4.30	: 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30	99
Şekil 4.31	: 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5	101
Şekil 4.32	: 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5	101
Şekil 4.33	: 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5	101
Şekil 4.34	: 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10	102
Şekil 4.35	: 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10	102
Şekil 4.36	: 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30	102
Şekil 4.37	: 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5	103
Şekil 4.38	: 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5	103
Şekil 4.39	: 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5	103
Şekil 4.40	: 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10	103
Şekil 4.41	: 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10	104
Şekil 4.42	: 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30	104
Şekil 4.43	: 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5	105
Şekil 4.44	: 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5	105
Şekil 4.45	: 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5	105
Şekil 4.46	: 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10	106
Şekil 4.47	: 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10	106
Şekil 4.48	: 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30	106
Şekil 4.49	: 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5	107
Şekil 4.50	: 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5	107
Şekil 4.51	: 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5	108
Şekil 4.52	: 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10	108
Şekil 4.53	: 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10	108
Şekil 4.54	: 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30	109
Şekil 4.55	: 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5	109
Şekil 4.56	: 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5	109
Şekil 4.57	: 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5	110
Şekil 4.58	: 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10	110
Şekil 4.59	: 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10	110
Şekil 4.60	: 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30	111
Şekil 4.61	: 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5	112
Şekil 4.62	: 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5	112
Şekil 4.63	: 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5	113
Şekil 4.64	: 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10	113
Şekil 4.65	: 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10	113
Şekil 4.66	: 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30	114
Şekil 4.67	: Donatı türünün yük-yerdeğiştirme ilişkisine etkisi	115
Şekil 4.68	: $E / E_{rijitplastik}$ (4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.5-N5)	116
Şekil 4.69	: Hasar oranları (4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.5-N5)	117
Şekil 4.70	: Hasar oranları (6D12-C25.3-N5 ve 6D12-C29.6-N5)	117
Şekil 4.71	: Hasar oranları (10D12-C25.4-N5 ve 10D12-C30.0-N5)	117
Şekil 4.72	: Hasar oranları (6D12-C25.4-N10 ve 6D12-C29.9-N10)	117
Şekil 4.73	: Sekant rijitlikleri (4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.5-N5)	118
Şekil 4.74	: Sekant rijitlikleri (6D12-C25.3-N5 ve 6D12-C29.6-N5)	118
Şekil 4.75	: Sekant rijitlikleri (10D12-C25.4-N5 ve 10D12-C30.0-N5)	119

Şekil 4.76	: Sekant rijitlikleri (6D12-C25.4-N10 ve 6D12-C29.9-N10)	119
Şekil 4.77	: Dayanım oranları (10D12-C25.4-N5 ve 10D12-C30.0-N5)	119
Şekil 4.78	: Boşaltma kolunun eğimi (4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.5-N5)	120
Şekil 4.79	: Boşaltma kolunun eğimi (6D12-C25.3-N5 ve 6D12-C29.6-N5)	120
Şekil 4.80	: Boşaltma kolunun eğimi (10D12-C25.4-N5 ve 10D12-C30.0-N5) ..	120
Şekil 4.81	: Boşaltma kolunun eğimi (6D12-C25.4-N10 ve 6D12-C29.9-N10) ..	121
Şekil 4.82	: Yük-yerdeğiştirme ilişkileri (4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.3-N5) .	121
Şekil 4.83	: Yük-yerdeğiştirme ilişkileri (6D12-C25.4-N10 ve 6D12-C29.9-N10)	122
Şekil 4.84	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin enerji yutma özelliklerine etkileri-1	123
Şekil 4.85	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin enerji yutma özelliklerine etkileri-2	123
Şekil 4.86	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin enerji yutma özelliklerine etkileri-3	123
Şekil 4.87	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin enerji yutma özelliklerine etkileri-1	124
Şekil 4.88	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin enerji yutma özelliklerine etkileri-2	124
Şekil 4.89	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin enerji yutma özelliklerine etkileri-3	124
Şekil 4.90	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin enerji yutma özelliklerine etkileri-1	125
Şekil 4.91	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin enerji yutma özelliklerine etkileri-2	125
Şekil 4.92	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin enerji yutma özelliklerine etkileri-3	126
Şekil 4.93	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin hasar oranına etkileri-1	127
Şekil 4.94	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin hasar oranına etkileri-2	127
Şekil 4.95	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin hasar oranına etkileri-3	127
Şekil 4.96	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin rijitliğe etkileri-1	128
Şekil 4.97	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin rijitliğe etkileri-2	128
Şekil 4.98	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin rijitliğe etkileri-3	129
Şekil 4.99	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin dayanım oranına etkileri-1	129
Şekil 4.100	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin dayanım oranına etkileri-2	130
Şekil 4.101	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin dayanım oranına etkileri-3	130
Şekil 4.102	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin boşaltma kolunun eğimine etkileri-1	131
Şekil 4.103	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin boşaltma kolunun eğimine etkileri-2	131
Şekil 4.104	: Donatı oranı ve eksenel kuvvetin boşaltma kolunun eğimine etkileri-3	131
Şekil 4.105	: 6D12-C29.9-N10 ve 10D12-C30.2-N10	132
Şekil 4.106	: 10D12-C30.0-N5, 10D12-C30.2-N10 ve 10D12-C30.3-N20	132
Şekil 4.107	: 4D12-C29.3-N5 (No:19) yerdeğiştirmeölçer-şekildeğiştirmeölçer .	134
Şekil 4.108	: 6D12-C30.0-N20 (No:24) yerdeğiştirmeölçer-şekildeğiştirmeölçer	134
Şekil 4.109	: 10D12-C30.0-N5 (No:25) yerdeğiştirmeölçer-şekildeğiştirmeölçer	134
Şekil 5.1	: Düzlem çubuk sistemlerde şekildeğiştirme bileşenleri	141
Şekil 5.2	: Kesitlerin dilimlenmesi	142
Şekil 5.3	: BAKE programı genel akış şeması	146
Şekil 5.4	: Monoton yükleme durumu için verilen iskelet eğriler	152

Şekil 5.5	: Etkili olarak sarılan kesit	153
Şekil 5.6	: Yanal sargı basıncının belirlenmesi	156
Şekil 5.7	: Boşaltma kolu üzerinde ε_{pl} şekildeğiştirmesinin belirlenmesi	157
Şekil 5.8	: Gerilme-şekildeğiştirme eğrisinde boşaltma ve tekrar yükleme kolları	161
Şekil 5.9	: Numune 19 için sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi	164
Şekil 5.10	: Numune 27 için sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi	164
Şekil 5.11	: Numune 27 $s=200$ mm için sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi	164
Şekil 5.12	: Monoton artan gerilmeler altında çelik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi	167
Şekil 5.13	: Yön değiştiren tekrarlı yükler için çelik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi	168
Şekil 5.14	: $\phi 12$ donatı çubukları için örnek analitik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi	170
Şekil 5.15	: $\Phi 12$ donatı çubukları için örnek analitik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi	171
Şekil 5.16	: $\phi 10$ donatı çubukları için örnek analitik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi	171
Şekil 5.17	: Deneysel moment-eğrilik ilişkisi Numune 4 (8D16-C41.7-N5)	173
Şekil 5.18	: Kuramsal moment-eğrilik ilişkisi Numune 4 (8D16-C41.7-N5)	173
Şekil 6.1	: Modellenen davranış özellikleri	176
Şekil 6.2	: Önerilen yük-yerdeğiştirme ilişkisi	179
Şekil 6.3	: Düşen kolun eğimi için yapılan regresyon analizi	190
Şekil 6.4	: Çevrim sıkışması	192
Şekil 6.5	: Boyuna donatı geometrik oranı ile $P_{kesişim}/P_u$ oranının değişimi	193
Şekil 6.6	: $a_{(v)}$ - v ilişkisi	193
Şekil 6.7	: $b_{(v)}$ - v ilişkisi	193
Şekil 6.8	: Bu çalışmada önerilen model ve deneysel sonuçların karşılaştırması	196
Şekil 6.9	: Takeda modeli ve deneysel sonuçların karşılaştırması	197
Şekil 6.10	: Saiidi modeli ve deneysel sonuçların karşılaştırması	198
Şekil 6.11	: Park ve diğ. (1972) tarafından denenen numune için deneysel ve kuramsal yük-yerdeğiştirme ilişkileri	199
Şekil 6.12	: İlki ve diğ. (1998) tarafından denenen numune için deneysel ve kuramsal yük-yerdeğiştirme ilişkileri-a	200
Şekil 6.13	: İlki ve diğ. (1998) tarafından denenen numune için deneysel ve kuramsal yük-yerdeğiştirme ilişkileri-b	200
Şekil 6.14	: Numune 14 deneysel ve kuramsal moment-eğrilik ilişkileri	202
Şekil 6.15	: Numune 17 deneysel ve kuramsal moment-eğrilik ilişkileri	202
Şekil 6.16	: Numune 23 deneysel ve kuramsal moment-eğrilik ilişkileri	203
Şekil 6.17	: Numune 25 deneysel ve kuramsal moment-eğrilik ilişkileri	203
Şekil A.1	: Numune 1, 4 ve 7 için donatı detayları	220
Şekil A.2	: Numune 2, 5 ve 8 için donatı detayları	221
Şekil A.3	: Numune 3, 6 ve 9 için donatı detayları	222
Şekil A.4	: Numune 10, 13, 16, 19, 20 ve 21 için donatı detayları	223
Şekil A.5	: Numune 11, 14, 17, 22, 23 ve 24 için donatı detayları	224
Şekil A.6	: Pilot numune ve numune 12, 15, 18, 25, 26 ve 27 için donatı detayları	225
Şekil B.1	: Donatı iskeletlerinin görünümü	226
Şekil B.2	: Kalıplarda donatı iskeletleri	226
Şekil B.3	: Şekildeğiştirmeölçerlerin yapıştırılmış olduğu bir donatı iskeleti ...	227
Şekil B.4	: Deney düzeneğinin görünümü	227
Şekil B.5	: Eksenel yük verme düzeneği	228
Şekil B.6	: Silindir basınç deneyleri yükleme ve ölçüm sistemi	228
Şekil B.7	: Standart silindir numune ve ölçüm çerçevesi	229
Şekil B.8	: Çelik çekme deneyi düzeneği	229
Şekil B.9	: Çelik çekme deneyi	230
Şekil B.10	: Numune 10 (4D12-C25.3-N5)	230

Şekil B.11	: Numune 13 (4D12-C25.4-N10)	231
Şekil B.12	: Numune 14 (6D12-C25.4-N10)	231
Şekil B.13	: Numune 25 (10D12-C30.0-N5)	232
Şekil B.14	: Numune 26 (10D12-C30.2-N10)	232
Şekil B.15	: Numune 27 (10D12-C30.3-N20)	233
Şekil C.1	: Birinci seri numuneler için 7 ve 14 günlük silindir basınç deney sonuçları	234
Şekil C.2	: Birinci seri numuneler için 28, 90 ve 180 günlük silindir basınç deney sonuçları	235
Şekil C.3	: İkinci seri numuneler için 7, 14 ve 28 günlük silindir basınç deney sonuçları	236
Şekil C.4	: İkinci seri numuneler için 90 ve 180 günlük silindir basınç deney sonuçları	237
Şekil C.5	: Üçüncü seri numuneler için 7, 14 ve 28 günlük silindir basınç deney sonuçları	238
Şekil C.6	: Üçüncü seri numuneler için 84 günlük silindir basınç deney sonuçları ...	239
Şekil D.1	: Numune 1 (4R12-C25.3-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	240
Şekil D.2	: Numune 2 (6R12-C25.3-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	240
Şekil D.3	: Numune 3 (10R12-C25.3-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	241
Şekil D.4	: Numune 4 (4R12-C20.2-N10) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	241
Şekil D.5	: Numune 5 (6R12-C20.6-N10) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	242
Şekil D.6	: Numune 6 (10R12-C20.8-N10) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	242
Şekil D.7	: Numune 7 (4R12-C21.3-N20) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	243
Şekil D.8	: Numune 8 (6R12-C21.6-N20) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	243
Şekil D.9	: Numune 9 (10R12-C21.9-N30) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	244
Şekil D.10	: Numune 10 (4D12-C25.3-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	244
Şekil D.11	: Numune 11 (6D12-C25.3-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	245
Şekil D.12	: Numune 12 (10D12-C25.4-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	245
Şekil D.13	: Numune 13 (4D12-C25.4-N10) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	246
Şekil D.14	: Numune 14 (6D12-C25.4-N10) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	246
Şekil D.15	: Numune 15 (10D12-C22.5-N20) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	247
Şekil D.16	: Numune 16 (4D12-C22.6-N30) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	247
Şekil D.17	: Numune 17 (6D12-C22.7-N30) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	248
Şekil D.18	: Numune 18 (10D12-C22.7-N30) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	248
Şekil D.19	: Numune 19 (4D12-C29.3-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	249
Şekil D.20	: Numune 20 (4D12-C29.4-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	249
Şekil D.21	: Numune 21 (4D12-C29.5-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	250
Şekil D.22	: Numune 22 (6D12-C29.6-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	250
Şekil D.23	: Numune 23 (6D12-C29.9-N10) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	251
Şekil D.24	: Numune 24 (6D12-C30.0-N20) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	251
Şekil D.25	: Numune 25 (10D12-C30.0-N5) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	252
Şekil D.26	: Numune 26 (10D12-C30.2-N10) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	252
Şekil D.27	: Numune 27 (10D12-C30.3-N20) yük-yerdeğiştirme ilişkisi	253
Şekil E.1	: Numune 1 (4R12-C25.3-N5) deneysel moment-eğrilik ilişkisi	254
Şekil E.2	: Numune 1 (4R12-C25.3-N5) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi	254
Şekil E.3	: Numune 2 (6R12-C25.3-N5) deneysel moment-eğrilik ilişkisi	255
Şekil E.4	: Numune 2 (6R12-C25.3-N5) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi	255
Şekil E.5	: Numune 3 (10R12-C25.3-N5) deneysel moment-eğrilik ilişkisi	256
Şekil E.6	: Numune 3 (10R12-C25.3-N5) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi	256
Şekil E.7	: Numune 4 (4R12-C20.2-N10) deneysel moment-eğrilik ilişkisi	257
Şekil E.8	: Numune 4 (4R12-C20.2-N10) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi	257
Şekil E.9	: Numune 5 (6R12-C20.6-N10) deneysel moment-eğrilik ilişkisi	258

Şekil E.10 : Numune 5 (6R12-C20.6-N10) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi	258
Şekil E.11 : Numune 6 (10R12-C20.8-N10) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ...	259
Şekil E.12 : Numune 6 (10R12-C20.8-N10) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ..	259
Şekil E.13 : Numune 7 (4R12-C21.3-N20) deneysel moment-eğrilik ilişkisi	260
Şekil E.14 : Numune 7 (4R12-C21.3-N20) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	260
Şekil E.15 : Numune 8 (6R12-C21.6-N20) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ...	261
Şekil E.16 : Numune 8 (6R12-C21.6-N20) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	261
Şekil E.17 : Numune 9 (10R12-C21.9-N30) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ..	262
Şekil E.18 : Numune 9 (10R12-C21.9-N30) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ..	262
Şekil E.19 : Numune 10 (4D12-C25.3-N5) deneysel moment-eğrilik ilişkisi	263
Şekil E.20 : Numune 10 (4D12-C25.3-N5) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	263
Şekil E.21 : Numune 11 (6D12-C25.3-N5) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ...	264
Şekil E.22 : Numune 11 (6D12-C25.3-N5) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	264
Şekil E.23 : Numune 12 (10D12-C25.4-N5) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ..	265
Şekil E.24 : Numune 12 (10D12-C25.4-N5) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ..	265
Şekil E.25 : Numune 13 (4D12-C25.4-N10) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ...	266
Şekil E.26 : Numune 13 (4D12-C25.4-N10) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	266
Şekil E.27 : Numune 14 (6D12-C25.4-N10) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ...	267
Şekil E.28 : Numune 14 (6D12-C25.4-N10) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	267
Şekil E.29 : Numune 15 (10D12-C22.5-N20) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ..	268
Şekil E.30 : Numune 15 (10D12-C22.5-N20) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ..	268
Şekil E.31 : Numune 16 (4D12-C22.6-N30) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ...	269
Şekil E.32 : Numune 16 (4D12-C22.6-N30) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	269
Şekil E.33 : Numune 17 (6D12-C22.7-N30) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ...	270
Şekil E.34 : Numune 17 (6D12-C22.7-N30) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	270
Şekil E.35 : Numune 18 (10D12-C22.7-N30) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ..	271
Şekil E.36 : Numune 18 (10D12-C22.7-N30) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ..	271
Şekil E.37 : Numune 19 (4D12-C29.4-N5) deneysel moment-eğrilik ilişkisi	272
Şekil E.38 : Numune 19 (4D12-C29.4-N5) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi	272
Şekil E.39 : Numune 22 (6D12-C29.6-N5) deneysel moment-eğrilik ilişkisi	273
Şekil E.40 : Numune 22 (6D12-C29.6-N5) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi	273
Şekil E.41 : Numune 23 (6D12-C29.9-N10) deneysel moment-eğrilik ilişkisi	274
Şekil E.42 : Numune 23 (6D12-C29.9-N10) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	274
Şekil E.43 : Numune 24 (6D12-C30.0-N20) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ...	275
Şekil E.44 : Numune 24 (6D12-C30.0-N20) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	275
Şekil E.45 : Numune 25 (10D12-C30.0-N5) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ...	276
Şekil E.46 : Numune 25 (10D12-C30.0-N5) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ...	276
Şekil E.47 : Numune 26 (10D12-C30.2-N10) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ..	277
Şekil E.48 : Numune 26 (10D12-C30.2-N10) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ..	277
Şekil E.49 : Numune 27 (10D12-C30.3-N20) deneysel moment-eğrilik ilişkisi ...	278
Şekil E.50 : Numune 27 (10D12-C30.3-N20) kuramsal moment-eğrilik ilişkisi ..	278
Şekil F.1 : Deneysel ve kuramsal yük-yerdeğiştirme ilişkileri	279

SEMBOL LİSTESİ

A_{cc}, A_c	: Sarılmış beton enkesit alanı
A_e	: Etkili olarak sarılmış enkesit alanı
A_g	: Brüt beton enkesit alanı
A_s	: Boyuna donatı enkesit alanı
A_{sh}	: Enine donatı enkesit alanı
A_{shx}	: x doğrultusuna paralel enine donatı enkesit alanı
A_{shy}	: y doğrultusuna paralel enine donatı enkesit alanı
$a_{(p)}, a_{(v)}$	: Katsayı
b	: Kesit genişliği
b_c	: Sarılmış kesit genişliği
$b_{(p)}, b_{(v)}$	: Katsayı
d_c	: Sarılmış kesit çapı, yüksekliği
d_{sh}	: Enine donatı çapı
E	: Yutulan toplam enerji
E_o	: Çelik elastisite modülü
E_1	: Çelik pekleşme modülü
E_c, E	: Beton elastisite modülü
EF	: Eksenel rijitlik
E_n	: Yutulan toplam boyutsuz enerji
EI	: Eğilme rijitliği
$(EI)_{cr}$	: Çatlamış kesit eğilme rijitliği
$(EI)_g$	: Brüt kesit eğilme rijitliği
$E_{rijit-plastik}$	: Rijit-plastik davranış kabulü ile belirlenen enerji miktarı
E_s	: Çelik elastisite modülü
f_c	: Beton basınç gerilmesi
f_{ctk}	: Beton karakteristik çekme dayanımı
f'_{cc}	: Sarılmış beton basınç dayanımı
f'_c	: Sarılmamış beton silindir basınç dayanımı
f'_{co}	: Yapı elemanında sarılmamış beton basınç dayanımı
f_l	: Yanal basınç
f_{lx}	: x doğrultusunda yanıl basınç
f_{ly}	: y doğrultusunda yanıl basınç
f'_l	: Etkili yanıl basınç
f'_{lx}	: x doğrultusunda etkili yanıl basınç
f'_{ly}	: y doğrultusunda etkili yanıl basınç
f_{ro}	: Tekrar yüklemenin başladığı beton basınç gerilmesi
f_s	: Donatı gerilmesi
f_{un}	: Boşaltmanın başladığı beton basınç gerilmesi
f_y	: Boyuna donatı akma dayanımı
f_{yh}	: Enine donatı akma dayanımı
f_{su}	: Çelik çekme dayanımı
h	: Kesit yüksekliği
HO	: Hasar oranı

I_{cr}	: Çatlamış kesit eylemsizlik momenti
I_g	: Brüt kesit eylemsizlik momenti
K_o, k_o	: Yük-yerdeğiştirme ilişkisinin başlangıç eğimi
k_1	: Beton dayanım artışı katsayısı
k_2	: Beton şekildeğiştirme artışı katsayısı
k_{cr}	: Çatlamış kesit rijitliği
k_{des}	: Yük-yerdeğiştirme ilişkisinin düşen kolunun eğimi
k_e	: Sargı etki katsayısı
k_{el}	: Yük-yerdeğiştirme eğrisinin çatlama sonrası eğimi, iki doğrulu modelde yükleme kolunun eğimi
k_{un}	: Yük-yerdeğiştirme eğrisinin boşaltma kolunun eğimi
k_y	: Akma yerdeğiştirmesi seviyesinde sekant rijitliği
k_{yt}	: Yük-yerdeğiştirme ilişkisinde bir yükleme doğrultusunda akmaya karşı gelen nokta ile diğer yükleme doğrultusunda çatlamaya karşı gelen noktayı birleştiren doğrunun eğimi
$K_{(\mu\delta)}$	: μ_d süneklik seviyesinde sekant rijitliği
M	: Eğilme momenti
M_{cr}	: Çatlamaya neden olan eğilme momenti
M_o	: Eğilme momenti
N	: Eksenel kuvvet
N_o	: Eksenel kuvvet
P	: Yük
P_{deney}	: Deneysel olarak ulaşılan en büyük yük
$P_{kesişim}$	: Çevrim sıkışmasının belirlenmesi amacı ile tanımlanan yük
P_{max}	: Elemana etkiyen eksenel yük
P_u	: Kuramsal yük taşıma kapasitesi
P_y	: Akma yerdeğiştirmesi
s	: Enine donatı aralığı
s'	: Enine donatılar arası temiz mesafe
s_l	: Boyuna donatılar arası uzaklık
t	: Düzgün sıcaklık değişimi
V	: Kesme kuvveti
w'	: Boyuna donatılar arası mesafe
x	: Herhangi bir ölçüm değeri
y	: Kesitin ağırlık merkezinin yeri
x_m	: Ortalama
α_t	: Sıcaklık genleşme katsayısı
δ	: Yerdeğiştirme
Δt	: Farklı sıcaklık değişimi
δ	: Yerdeğiştirme
$\delta_{çekme}$	: Çekme yönünde ulaşılan yerdeğiştirme
δ_{itme}	: İtme yönünde ulaşılan yerdeğiştirme
ΔP	: Karşılanan yükte oluşan azalma
δ_y	: Akma yerdeğiştirmesi
δ_{max}	: Ulaşılan en büyük yerdeğiştirme
ϵ	: Birim boy değişimi
ϵ_{01}	: Sarılmamış betonda dayanıma karşı gelen şekildeğiştirme
ϵ_{02}	: Sarılmış betonda elastisite modülü eğimi ile dayanım seviyesinde doğrusal olarak belirlenen şekildeğiştirme

ϵ_{085}	: Sarılmamış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin düşen kolu üzerinde dayanımın %85'ine karşı gelen şekildeğiştirme
ϵ_{85}	: Sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin düşen kolu üzerinde dayanımın %85'ine karşı gelen şekildeğiştirme
ϵ_{95}	: Sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin düşen kolu üzerinde dayanımın %95'ine karşı gelen şekildeğiştirme
ϵ_c	: Beton şekildeğiştirmesi
ϵ_{cc}	: Sarılmış beton basınç dayanımına karşı gelen beton şekildeğiştirmesi
ϵ_{co}	: Sarılmamış beton basınç dayanımına karşı gelen beton şekildeğiştirmesi
ϵ_{pl}	: Kalıcı şekildeğiştirme
ϵ_{ro}	: Tekrar yüklemenin başladığı noktada beton şekildeğiştirmesi
ϵ_s	: Çelik şekildeğiştirmesi
ϵ_{su}	: Çelik kopma birim uzaması
ϵ_{sunif}	: Çelik çekme dayanımına karşı gelen düzgün doğrusal birim uzama
ϵ_{un}	: Boşaltmanın başladığı anda beton şekildeğiştirmesi
ϵ_y	: Çelik akma şekildeğiştirmesi
ϕ	: Dönme
κ	: Eğrilik
μ_1, μ_2, μ_3	: Süneklik oranları
μ_δ	: Yerdeğiştirme süneklik seviyesi
v	: Eksenel kuvvet oranı
ρ	: Boyuna donatı geometrik oranı
ρ_{cc}	: Boyuna donatı enkesit alanının sarılmış enkesit alana oranı
ρ_{sh}	: Sargı donatısının sarılmış kesitte hacimsel oranı
σ	: Standart sapma

BETONARME ELEMANLARIN YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLER ALTINDA DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI

ÖZET

Betonarme elemanların şiddetli depremler karşısında elastik ötesi şekildeğiştirmeler yapmasına izin verilir. Bu şekildeğiştirmeler sayesinde yapının belli bölgelerinde plastik mafsallar oluşur ve bu plastik mafsallarda oluşacak elastik ötesi şekildeğiştirmeler ile önemli miktarda enerji yutulması sağlanır. Bu şekildeğiştirmelere önemli dayanım kaybına uğramadan ulaşacak şekilde tasarlanmış ve detaylandırılmış elemanlar, deprem sırasında bir miktar hasar görseler de, yapının depremi göçmeden atlatmasını sağlayabileceklerdir. Betonarme yapıların ve/veya elemanların depremler karşısında sergileyeceği elastik ötesi davranışın gerçekçi olarak belirlenebilmesi için betonarmenin yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışının incelenmesi gereklidir. Bu konuda uzun yıllardır çok sayıda deneysel ve kuramsal çalışma yapılmış olmakla birlikte, betonarmenin davranışını etkileyen çok sayıda değişken olması ve bu değişkenlerin oldukça büyük aralıklarda değişim gösterebilmeleri nedenleri ile farklı kesit ve yükleme durumlarında geçerliliğini koruyabilen ve üzerinde görüş birliğine varılmış davranış modelleri halen mevcut değildir. Sadece sargı donatısı özelliklerinin betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi üzerindeki etkilerinin modellenmesi konusunda dahi tam bir anlaşma sağlanmamıştır. Bu nedenle konu üzerinde halen çok sayıda çalışma yapılmaktadır.

Bu çalışmada sabit eksenel kuvvet ile yön değiştiren tekrarlı yükler etkisinde olan betonarme elemanların davranışlarının deneysel ve kuramsal olarak incelenmesi ve davranış üzerinde büyük etkisi olan değişkenlerin bu etkilerinin modellenmesi amaçlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda çalışma giriş bölümü ve daha önce yapılan çalışmalara değinilen bölümden sonra beş ana bölüme ayrılmıştır.

Sargı donatılı betona ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin eleman davranışı üzerinde önemli etkisi olduğu bilinmektedir. Bu çalışma kapsamında sargı donatısı türü (etriye-spiral), hacimsel oranı, çap ve aralıklarının betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi üzerine olan etkilerinin incelenmesi amacı ile 250 mm × 1000 mm boyutlarında 12 adet dairesel enkesitli kolon eksenel yükleme deneyine tabi tutulmuştur. Elde edilen sonuçlara dayanarak süneklik ve enerji yutma kapasitesi için çeşitli tanımlamalar yapılarak bu büyüklükler için sayısal değerler elde edilmiştir. Deneysel çalışma ile ilgili detaylar, deney sonuçları ve daha önce farklı araştırmacılar tarafından sargı donatılı betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için önerilmiş olan üç kuramsal model kullanılarak ulaşılan sonuçların, elde edilen

deneysel sonuçlarla karşılaştırması Bölüm 3'de sunulmuştur. Gerçekleştirilen deneyler sonucunda, başta enine donatı aralığı olmak üzere, sargı donatısı özelliklerinin betonun süneklik, dayanım ve bunların sonucunda, gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi üzerinde çok önemli etkisi olduğu belirlenmiştir. Yapılan kuramsal karşılaştırma sonucunda ise incelenen üç farklı modelin birbirinden oldukça farklı sonuçlar verebildiği görülmüştür. Bu karşılaştırmanın yapılmasındaki amaç, Bölüm 5'de lif yaklaşımı ile yapılan moment-eğrilik çözümlemesinde sargılı beton için kullanılabilecek en gerçekçi gerilme-şekildeğiştirme modelini belirlemektir.

Bölüm 4'de sabit eksenel kuvvet ile yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanların davranışlarının deneysel olarak incelenmesi amacı ile 200 mm × 200 mm × 2000 mm boyutlarında 28 adet numunenin denendiği çalışma sunulmuştur. Bu deneysel çalışmada amaç yön değiştiren tekrarlı yükler altında betonarme elemanların davranışında en etkili olduğu düşünülen değişkenlerin bu etkilerinin incelenmesi ve çeşitli süneklik seviyelerinde yutulan enerji, yük-yerdeğiştirme ilişkisinin boşaltma ve düşen kollarının eğimleri, çevrim sıkışması gibi önemli davranış özellikleri ile ilgili sayısal sonuçlar elde etmek ve numunelerin en çok zorlanan bölgelerinde deneysel moment-eğrilik ilişkilerini belirlemektir. Elde edilen deneysel moment-eğrilik ilişkileri, Bölüm 5'de lif yaklaşımı kullanılarak gerçekleştirilen kuramsal moment-eğrilik çözümlemesi ile elde edilen sonuçların gerçekçilik düzeyinin belirlenmesi amacı ile kullanılmıştır. Yön değiştiren tekrarlı yükler altında çeşitli davranış özellikleri için elde edilen sayısal sonuçlar ise Bölüm 6'da betonarme elemanların yük-yerdeğiştirme ilişkisi için önerilen modelin geliştirilmesi aşamasında kullanılmıştır. Deneysel çalışmada etkileri incelenen deney değişkenleri boyuna donatı geometrik oranı, dayanımı, türü (düz yüzeyli-nervürlü), elemana etkiyen eksenel kuvvetin seviyesi ve beton basınç dayanımıdır. Deneysel çalışma sonunda, boyuna donatı oranının taşıma gücüne olan etkisi dışında yük-yerdeğiştirme ilişkisinin boşaltma kolunun eğimi ve oluşan çevrim sıkışması üzerinde de etkili olduğu belirlenmiştir. Benzer şekilde eksenel kuvvet de taşıma gücü ile birlikte özellikle yük-yerdeğiştirme eğrisinin düşen kolunun eğimi ve çevrim sıkışması üzerinde etkili olmaktadır. Beton basınç dayanımının bu çalışmada incelenen değişim aralığında davranışa önemli bir etkisi görülmemiştir. Boyuna donatı dayanımı ve/veya türü ise yük-yerdeğiştirme ilişkisinin tekrar yükleme kolu, ve oluşan çevrim sıkışması üzerinde etkili olmuştur.

Yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz kalan betonarme elemanların davranışlarının gerçekçi olarak belirlenmesi için elemanların kritik kesitlerindeki moment-eğrilik ilişkileri büyük önem taşır. Moment-eğrilik ilişkileri yardımı ile yüklemenin farklı aşamalarında elemanın dayanımı, sünekliği, enerji yutma kapasitesi ve rijitliği gibi önemli davranış özellikleri belirlenebilir. Bu çalışmanın beşinci bölümünde, yön değiştiren tekrarlı yükleme durumu için betonarme kesitlerde lif yaklaşımı kullanılarak moment-eğrilik ilişkileri belirlenmiştir. Lif yaklaşımı ile betonarme kesitler için yapılan moment-eğrilik çözümlemesinin başarılı olabilmesi beton ve çelik için gözönüne alınan gerilme-şekildeğiştirme ilişkilerinin gerçekçi olmasına bağlıdır. Bu çalışmada sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için, Bölüm 3'de yapılan deneysel çalışma sonuçlarına oldukça yakın sonuçlar veren bir analitik model kullanılmıştır. Yön değiştiren tekrarlı gerilmelere maruz donatı çeliği için de, farklı araştırmacılar tarafından deneyler ile oldukça uyumlu sonuçlar verdiği bildirilen bir analitik model kullanılmıştır. Bu yöntemle Bölüm 4'de denenen tüm numuneler için

kuramsal olarak moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Bölüm 5'de lif yaklaşımı ve kullanılan malzeme modelleri ile ilgili bilgi verilmiş, Bölüm 4'de elde edilen deneysel moment-eğrilik ilişkileri ile Bölüm 5'de belirlenen kuramsal moment-eğrilik ilişkilerinin karşılaştırması yapılmıştır. Bu karşılaştırma sonucunda özellikle eksenel kuvvetin büyük olmadığı durumlarda, bu çalışmada kullanılan kesit çözümleme yöntemi ile belirlenen moment-eğrilik ilişkilerinin, gerek yüklemenin zarf eğrisi, gerekse boşaltma kollarının eğimi ve görülen çevrim sıkışması açılarından deneysel veriler ile oldukça uyumlu oldukları görülmüştür.

Bölüm 4'de elde edilen deneysel sonuçlar yön değiştiren tekrarlı yükler altında gözlenen davranış özelliklerinin bir kısmının, günümüzde en yaygın kabul görmüş olan bazı modeller tarafından bile yansıtılamadığı göstermiştir. Betonarmenin yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışının tam ve genel olarak modellenmesinin çok zor, hatta imkansız olduğu bilinmektedir. Ancak Bölüm 4'de elde edilen deneysel verilere dayanarak, davranışa önemli etkisi olan bazı değişkenlerin bu etkilerinin karmaşık olmayan bağıntılar ile modellenebileceği sonucuna ulaşılmıştır. Bu amaçla Bölüm 4'de elde edilen deneysel verilere dayanan istatistiksel bir çalışma yapılmıştır. Bölüm 6'da sunulan bu çalışma ile eleman üzerine etkiyen eksenel kuvvet seviyesinin yük-yerdeğiştirme ilişkisinin düşen kolunun eğimine (en büyük yük seviyesi sonrası davranış) ve çevrim sıkışmasına olan etkileri modellenmiştir. Benzer şekilde boyuna donatı geometrik oranının yük-yerdeğiştirme ilişkisinin boşaltma koluna ve çevrim sıkışmasına olan etkileri modellenmiştir. Bu şekilde yaygın olarak kullanılan modellerde en büyük yük sonrası davranış tanımlayan ve boyuna donatının pekleşme özelliklerine bağlı olarak belirlenen pozitif eğimli kol yerine, eksenel kuvvet seviyesini de gözönüne alarak belirlenen pozitif veya negatif eğimli olabilen bir davranış (düşen kol) tanımlanmıştır. Yük-yerdeğiştirme eğrisinin boşaltma kollarının eğimi ise günümüzde yaygın olarak kullanılan modellerde ulaşılan yerdeğiştirme süneklik seviyesi ve yük-yerdeğiştirme ilişkisinin başlangıç eğimine bağlı olarak modellenmektedir. Bu çalışmada donatı oranının da, düşen kolun eğimi üzerinde etkisi olduğu görülmüş ve bu etki modellenmiştir. Günümüzde yaygın olarak kullanılan modellerin bu etkiyi gözönüne almamaları özellikle yutulan enerji miktarının gerçekten farklı belirlenmesine neden olabilmektedir. Gerek Bölüm 4'de sunulan deneysel çalışmada, gerekse Bölüm 5'de sunulan kuramsal çalışmada yük-yerdeğiştirme ve moment-eğrilik ilişkilerinde kesme kuvveti etkisinden kaynaklanmayan çevrim sıkışması gözlemlenmiştir. Bu çevrim sıkışması boyuna donatı oranı ve türü ile eksenel kuvvetin seviyesine bağlı olarak modellenmiştir. Yaygın olarak kullanılan modellerin hiç birinde eğilme sonucu oluşan çevrim sıkışması dikkate alınmamaktadır. Bölüm 6'da yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanların yük-yerdeğiştirme ilişkisi için bir model önerilmiş ve bu model kullanılarak elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkileri deneysel sonuçlar ve daha önce farklı araştırmacılar tarafından önerilip yaygın kabul görmüş iki analitik modelin verdiği sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucunda bu çalışmada önerilen yük-yerdeğiştirme modelinin verdiği sonuçların günümüzde yaygın olarak kullanılan diğer iki modele göre deneysel sonuçlara daha yakın olduğu görülmüştür.

Yukarıda kısaca değinilen dört ana bölümde ulaşılan deneysel ve kuramsal sonuçlar, Bölüm 7'de özetlenmiştir.

THE NONLINEAR BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS SUBJECTED TO REVERSED CYCLIC LOADS

SUMMARY

Reinforced concrete members are permitted to deform beyond elastic limits during strong earthquakes. The inelastic deformations cause the formation of plastic hinges in critical sections of the members. Huge amount of energy can be dissipated by the inelastic deformations in the plastic hinging zone. Appropriately designed and detailed members can sustain inelastic deformations without significant loss in strength. Consequently the structures can survive against earthquakes. For a realistic determination of the earthquake response of the reinforced concrete structures, the behavior of reinforced concrete under reversed cyclic loads should be investigated. Various theoretical and experimental studies were carried out on this subject in the past. However, since there are many effective factors on the behavior of reinforced concrete, no agreement was established on a commonly accepted behavior model. Even on the, much simpler, stress-strain relation of confined concrete under monotonic loads, no agreement was reached. Consequently, many researchers are still studying on the subject.

In this study, main purposes are; to investigate the behavior of reinforced concrete members that are subjected to constant axial load and cyclic flexure experimentally and theoretically and to model the effects of different variables that have significant contribution on the behavior. The study is presented in five main chapters after introduction and the chapter that the previous studies are summarized.

It is generally known and accepted that confinement of concrete by transverse reinforcement improves its behavior. In this study 12 reinforced concrete specimens with circular cross-section were tested under concentric axial load to determine the effects of type (spiral-hoop), volumetric ratio, spacing and diameter of transverse reinforcement on strength and ductility, consequently on stress-strain relationship of concrete. The dimensions of the specimens were 250 mm × 1000 mm. Considering the experimental data, quantitative definitions are introduced for ductility and energy dissipation capacity of the specimens. The details and results of experimental study and comparisons of experimental results with the analytical results obtained by three different models are presented in Chapter 3. According to the test results, confinement characteristics, particularly spacing between transverse bars, are very effective on ductility, compressive strength and corresponding strain, consequently on the stress-strain relationship of concrete. The comparison between the analytical

models shows that, the results obtained by these models can differ significantly. The reason for this comparison is to determine the analytical model that is in best agreement with the experiments. This model is used for the moment-curvature analysis presented in Chapter 5.

In Chapter 4, the experimental study carried out on 28 specimens with dimensions of 200 mm × 200 mm × 2000 mm is presented. The specimens were tested under constant axial load and cyclic flexure. The experimental study has two main objectives; i. to determine experimental moment-curvature relationships in the critical region of the specimens, ii. to observe the effects of several test variables on the dissipated energy, the slopes of unloading and descending branches of the load-displacement relationship and pinching in the load-displacement relationship at different levels of displacement ductility quantitatively. The experimental moment-curvature relationships are compared with the analytical moment-curvature relationships in Chapter 5. The effects of test variables on the load-displacement behavior, determined quantitatively by evaluating the test results, are used during modeling of the load-displacement behavior in Chapter 6. The test variables are the geometric ratio of the longitudinal reinforcement, the level of applied axial load, the yield strength and type (round-deformed) of longitudinal reinforcement and compressive strength of concrete. At the end of experimental study, it is observed that, the geometric ratio of longitudinal reinforcement is effective on the slope of unloading branches of the load-displacement relationship and pinching, as well as strength. Level of axial load is observed to be effective on the slope of the descending branch (post peak behavior) of the load-displacement curve and pinching, as well as strength. In the limited range of concrete compressive strengths considered in this study, no significant effect was determined on the behavior. The type and/or yield strength of longitudinal reinforcement is effective on the reloading branches of the load-displacement curves and pinching.

Moment-curvature relationships in critical sections of the members are vitally important for a realistic determination of the behavior of reinforced concrete members that are subjected to cyclic flexure. Member strength, cross-sectional ductility, energy dissipation and stiffness at various steps of loading can be determined by moment-curvature relationships. In Chapter 5, a method for determining analytical moment-curvature relationships is introduced. The method is based on fiber approach. For the success of the analytical procedure, realistic stress-strain models should be taken into account for confined concrete and steel. In this study, an analytical stress-strain model that is in good agreement with the experimental data that are presented in Chapter 3 is taken into account for confined concrete. For steel that is subjected to cyclic stresses, an analytical model that is verified against experimental results by several researchers is taken into account. The cyclic moment-curvature analysis is carried out for 27 specimens that were tested. The comparison of experimental and theoretical moment-curvature relationships and the details about the analytical procedure are presented in Chapter 5. The comparison between experimental and analytical results indicated that, by fiber approach, when realistic material models are considered, good agreement with experiments can be achieved, particularly for the low levels of axial load. Both the envelope curves, unloading branches of the moment-curvature relationships and pinching can be accurately predicted by analysis.

Results of experimental study presented in Chapter 4 indicates that, even most commonly accepted behavior models can not predict some of the basic features of the behavior of reinforced concrete members subjected to axial load and cyclic flexure. It should be accepted that modeling the behavior of reinforced concrete under cyclic loads for a perfect representation of the behavior for general conditions of material, loading and/or cross-sectional properties, is a difficult, or even impossible task. However, based on the observed tendencies of the behavior in the experimental study presented in Chapter 4, it is decided that, effects of variables that have significant contribution on the behavior can be taken into account by simple equations that do not increase the complexity of the model. For this purpose a statistical analysis is carried out in Chapter 6, by making use of experimental data obtained in Chapter 4. By the regression analysis, the effects of level of axial load on the slope of the descending branch and pinching of the hysteresis loops are modeled. Similarly effects of geometric ratio of longitudinal reinforcement on the slope of unloading branch and pinching of the hysteresis loops are modeled. Most widely used behavior models have bilinear or trilinear skeleton curves. And the line that represents the behavior after yielding is horizontal or inclined with a positive slope as a function of strengthening characteristics of longitudinal reinforcement. However, significant strength decay can be observed, even at small levels of displacement ductility, when axial load is relatively higher. In the proposed load-displacement model, the line segment that represents the behavior after yielding may have a positive or negative slope as a function of the axial load acting on the member. By this feature, the proposed model can predict the descending branch of the load-displacement relationship relatively better than widely used models, particularly when acting axial load is high. The slopes of the unloading branches of the load-displacement curve are generally determined as a function of displacement ductility level and initial stiffness at present. In the proposed model, the contribution of geometric ratio of longitudinal reinforcement on the slope of unloading branches is also taken into account. As a result, more realistic slope values for the unloading branches are determined. In the experiments, pinching of hysteresis loops was observed. The cause of the observed pinching is not shear, but the yielding of compression reinforcement that was also yielded in tension in previous cycle (this was concluded depending on both experimental data and analysis). No model takes into account the pinching of hysteresis loops due to flexure yet. The pinching is found to be related with the geometric ratio and type of the longitudinal reinforcement and level of axial load. Therefore, in the proposed model, a simple equation that gives the amount of pinching as a function of geometric ratio and type of the longitudinal reinforcement and the level of axial load is also given. In Chapter 6, a comparison of the load-displacement relationships determined by the proposed model with the analytical load-displacement relationships determined by two commonly accepted models and the experimental results is presented. Comparisons indicate that, the results obtained by the proposed model are the most realistic one between the considered models.

In Chapter 7, a summary of the experimental and theoretical conclusions related with four main chapters outlined above, is presented.

1. GİRİŞ

Betonarme yapıların şiddetli depremler karşısında elastik davranış sergileyecek şekilde boyutlandırılmasının ekonomik olmadığı bilinmektedir. Bu nedenle, depreme karşı dayanıklı yapı tasarımında, çok özel bazı yapılar dışında, şiddetli depremler karşısında yapılarda elastik ötesi şekildeğiştirmelere ve göçmeye neden olmayacak şekilde hasar oluşmasına izin verilir. Bu da betonarme elemanların belli bir dayanım yanında sünekliğe de sahip olmasını gerektirir. Betonarme elemanların davranışı beton kalitesi, türü, karışımı, boyuna donatı geometrik oranı, dayanımı, türü, enine donatı hacimsel oranı, aralığı, çapı, dayanımı, türü ve düzeni ile yükleme hızı gibi pek çok etkene bağlıdır. Özellikle elastik ötesi davranış yukarıda sayılan özelliklerden önemli oranda etkilenmektedir. Bu nedenle araştırmacılar arasında, betonarme elemanların, örneğin monoton artan eksenel basınç gibi, oldukça basit yükleme şartları altındaki davranışı üzerinde dahi tam bir anlaşmaya varılamamıştır. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen davranış modelleri ile birbirinden oldukça farklı sonuçlara ulaşılabilmektedir.

Deprem sırasında atalet kuvvetleri nedeni ile yapı elemanlarında oluşan iç kuvvetler monoton artan yükleme durumuna göre çok daha karmaşıktır. İç kuvvetler hem yön değiştirmekte, hem de zamana bağlı olarak çok hızlı ve rastlantısal olarak tekrarlanmaktadır. Bu nedenle yapıların depremler karşısında sergileyeceği davranışın gerçekçi olarak belirlenebilmesi için, betonarmenin yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışının iyi bilinmesi gereklidir. Depremler sırasında yapı elemanlarında oluşan iç kuvvetler son derece değişken ve karmaşık olduğu gibi, yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz kalan betonarme elemanların davranışı da monoton artan yükleme durumuna göre oldukça karmaşıktır. Bu tür yükleme durumunda görülen en önemli davranış özellikleri ilerleyen süneklik seviyesi ve çevrim sayısı ile oluşan rijitlik ve dayanım azalması ile çevrim sıkışmasıdır. Çok sayıda araştırmacı betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışı üzerine deneysel ve kuramsal çalışmalar yapmıştır. Ancak davranış üzerinde etkisi olan

değişkenlerin fazlalığı ve bunların oldukça geniş aralıklarda değişim gösterebilmeleri nedenleri ile halen çok sayıda çalışma devam etmektedir.

Bu çalışmada da amaç yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanların davranışlarının incelenmesi ve bu davranışı gerçeğe en yakın şekilde belirleyebilmek üzere kuramsal yöntemlerin geliştirilmesidir.

Betonarmenin davranışına çeşitli değişkenlerin etkilerinin sayısal olarak belirlenmesi amacı ile bu çalışma kapsamında iki ayrı deneysel çalışma yapılmıştır. Bunlar dairesel enkesitli kolonlar üzerinde, sargı donatısı özelliklerinin etkilerinin incelenmesi amacı ile gerçekleştirilen eksenel basınç deneyleri ve sabit eksenel basınç ile yön değiştiren tekrarlı yanal yükler altında kare enkesitli simetrik donatılı numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerdir.

Bu çalışmada önce bugüne dek konu ile ilgili yapılmış çalışmalara yer verilmiştir. Çalışmalar gruplandırılarak ve mümkün olduğu kadar birbirleri ile karşılaştırılarak sunulmuştur.

Kuramsal çalışmalardan ilki, lif yaklaşımı ile, gerçekçi malzeme gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri kullanarak, yön değiştiren tekrarlı eğilme etkilerine maruz betonarme kesitler için moment-eğrilik ilişkilerinin elde edilmesidir. Bu çalışma sırasında, sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme modeli seçiminde dairesel enkesitli kolonlar üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışmanın sonuçlarından yararlanılmıştır. Bu yöntem kullanılarak elde edilen kuramsal moment-eğrilik ilişkileri, simetrik donatılı numunelerin sabit eksenel kuvvet ile yön değiştiren tekrarlı yanal yükler altında denendiği çalışmada elde edilen deneysel moment-eğrilik ilişkileri ile oldukça uyumludur.

Sabit eksenel kuvvet ile yön değiştiren yanal yükler altında simetrik donatılı numunelerin denenmesi sonucu elde edilen verilerden yararlanarak istatistiksel bir çalışma gerçekleştirilmiş, çeşitli kesit ve yükleme özelliklerinin davranış üzerindeki etkileri sayısal olarak modellenmiştir. Bu çalışma sonucunda, hem karmaşık olmayan, hem de günümüzde yaygın olarak kullanılan modellere göre daha fazla değişkenin etkilerini gözönüne alan bir yük-yerdeğiştirme modeli önerilmiştir. Bu model rijitlik azalmasını ulaşılan süneklik seviyesi ve boyuna donatı geometrik oranı, dayanım azalmasını ulaşılan süneklik seviyesi ve eksenel kuvvet, eğilme etkileri

nedeni ile oluşan çevrim sıkışmasını da eksenel kuvvetin seviyesi, boyuna donatı geometrik oranı ve türüne bağlı olarak belirlemektedir. Tamamen kuramsal veriler ile kullanılan model ile elde edilen sonuçlar deneysel sonuçlarla oldukça uyumludur.



2. DAHA ÖNCE YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1 Giriş

Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışını araştırmak üzere günümüze dek çok sayıda deneysel ve kuramsal çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalar betonarmeyi oluşturan beton ve donatı çeliği ile yapı elemanları veya yapı sistemleri üzerinde yapılan çalışmalar olarak iki ana gruba ayrılabilir. Daha önce yapılmış olan çalışmalar bu iki başlık altında gruplandırılarak özetlenecektir. Konu ile ilgili deneysel çalışma sayısı çok fazladır. Yapı elemanları, birleşimler ve yapı sistemleri üzerinde gerçekleştirilen 400'den fazla deneysel araştırma Abrams (1991) tarafından özetlenmiştir. Bu yüzden bu bölümde ağırlıklı olarak kuramsal çalışmalar üzerinde durulmaktadır.

2.2 Malzeme Davranışı Üzerine Yapılan Çalışmalar

2.2.1 Sarılmamış Beton Gerilme-Şekildeğiştirme Modelleri

Sarılmamış beton gerilme-şekildeğiştirme davranışı için çok sayıda farklı model önerilmiştir. Bunlardan bir kısmı, elastisite (Darwin ve Pecknold, 1977, Bazant ve Tsubaki, 1980), bir kısmı ise plastisite teorisine (Bazant ve Kim, 1979, Chen, 1982, Chen ve Buyukozturk, 1985), dayanan modellerdir. Bu modeller hem oldukça karmaşık olmaları, hem de farklı beton ve yükleme özellikleri durumlarında yeterli genel özellik taşıyamamaları nedenleri ile yaygın olarak benimsenmemiştir. Araştırmacılar daha çok basitleştirilmiş ve deneysel sonuçlarının matematiksel olarak ifade edilmesine dayanan modeller üzerinde çalışmışlardır.

2.2.1.1 Monoton Artan Basınç Gerilmesi Durumu

Hognestad (1951) ve Hognestad ve diğ. (1955), salt eksenel basınca maruz ve eğilme ile birlikte basınca maruz beton için son derece benzer gerilme-şekildeğiştirme

eğrileri elde etmişlerdir. Smith ve Young (1955) ve Young (1960), beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için çeşitli bağıntılar önermişlerdir. Young (1960) tarafından önerilen üç ayrı bağıntı tepe noktası civarında da olsa gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin düşen kolunu yansıtmaktadır. Desayi ve Krishnan (1964), beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için, düşen kolun şeklini oldukça iyi yansıtan bir bağıntı önermişlerdir. Kabaila (1964), beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için polinom formunda bir bağıntı önermiştir. Saenz (1964), beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için üç ayrı bağıntı önermiştir. Bu bağıntılardan biri, daha sonra Avrupa Beton Komitesi ve farklı araştırmacılar tarafından gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin yükselen kolu için sıkça kullanılmıştır. Saenz tarafından önerilen diğer iki bağıntı, daha önce Desayi ve Krishnan (1964) tarafından önerilmiş olan ifadenin daha genelleştirilmiş halleridir. Tulin ve Gerstle (1964) ve Mirza ve Hsu (1969), beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için ikişer bağıntı önermişlerdir. Johnston (1970), beton karışımının, dayanım ve şekildeğiştirme üzerindeki etkilerini incelemek üzere 94 farklı karışım için deneysel bir çalışma gerçekleştirmiştir. Çalışmasında su/çimento, agrega/çimento, agrega en büyük dane çapı, iri agreganın dayanım ve elastisite modülü gibi değişkenlerin, beton basınç dayanımı ve dayanımın %50'sine karşı gelen şekildeğiştirme ile çekme dayanımı ve bu dayanıma karşı gelen şekildeğiştirme üzerindeki etkilerini incelemiştir. Beton için önemli olan bu karakteristik dayanım ve şekildeğiştirme değerlerinin belirlenmesi için oldukça farklı karışım durumlarında geçerli olan abaklar hazırlamıştır. Sargin ve diğ. (1971), 125 mm × 125 mm × 510 mm boyutlarında 22 adet sarılmamış ve 41 adet sarılmış beton numuneyi salt eksenel basınç ve dışmerkezlilikli basınç altında denemiş ve deneysel sonuçlara dayanarak beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için bir bağıntı önermişlerdir. Bu bağıntı ile başlangıç elastisite modülü ve düşen kolun eğimini kontrol edilebilmektedir. Kent ve Park (1971), beton gerilme-şekildeğiştirmesi için ikinci derece parabol yükselen kol ve doğrusal düşen koldan oluşan bir model önermişlerdir. Yükselen kol için Hognestad (1955) tarafından önerilen parabol denkleminde yararlanmışlardır. Bu bağıntının beton kısalması 0.002 değerine ulaşana kadar geçerli olduğunu belirtmiş, bu noktadan sonra geçerli olan düşen kol için Roy ve Sozen (1964) tarafından da önerildiği gibi dayanımın %50'sine karşı gelen şekildeğiştirmeyi tanımlamışlardır. Düşen kolun eğiminin beton basınç dayanımına bağlı olduğu düşüncesi ile, diğer araştırmacıların deneysel sonuçlarından yararlanarak, bir bağıntı önermişlerdir. Popovics (1973), beton gerilme-

şekildeğiştirme eğrisi için Tulin ve Gerstle (1964) tarafından önerilen ifadeyi geliştirmiştir. Carreira ve Chu (1985), betonun eksenel basınç altında gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için genel bir bağıntı önermişlerdir. Bu bağıntıyı oluşturan değişkenler fiziksel olarak anlamlı olup, matematiksel bağıntılar yardımı ile veya deneysel olarak belirlenebilmektedir. Bunlar beton basınç dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme, başlangıç elastisite modülü, yönetmeliklerce tanımlanmış olan elastisite modülü ve taşıma gücünün sona ermesine karşı gelen şekildeğiştirmedir. Fafitis ve Shah (1985), eksenel ve yanal kuvvetlere maruz kolonların davranışını incelemek üzere yaptıkları çalışmada, sarılmamış ve sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin yükselen kolu için parabol, düşen kolu için ise üstel formda birer bağıntı önermişlerdir. Tsai (1988), daha önce yapılmış çalışmalarda verilen modellerin beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin yükselen kolunu iyi temsil ettiğini, ancak düşen kolun özellikle büyük şekildeğiştirme değerlerine ulaşıldığında başarılı olarak temsil edilemediğini belirtmiş, Popovics (1970) ve Saenz (1964) tarafından önerilen modellerin daha genel hali denebilecek bir bağıntı önermiştir. Yazar, önerdiği bağıntılarda Wang ve diğ. (1978) tarafından elde edilmiş olan deney sonuçlarından yararlanmıştır. Collins ve Mitchell'e (1991) göre, Thorenfeldt ve diğ., Popovics (1973) tarafından beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için önerilmiş olan bağıntının geliştirilmesi ile, farklı dayanıma sahip betonlar için iyi sonuç elde edilebileceğini belirlemişlerdir. De Nicolò ve diğ. (1994), dayanıma karşı gelen şekildeğiştirme için farklı beton basınç dayanımları durumlarında geçerli olan bir bağıntı önermişlerdir. Yazarların deney sonuçları ile yaptıkları karşılaştırma sonucunda, bu bağıntının 10 MPa ile 100 MPa arası beton basınç dayanımları için iyi sonuç verdiği görülmüştür. El-Dash ve Ahmad (1994), de dayanıma karşı gelen şekildeğiştirme bir bağıntı önermişlerdir. Attard ve Setunge (1996), farklı karışım ve dayanıma sahip 100 mm × 200 mm boyutlarında silindir numuneleri eksenel basınç deneyine tabi tutmuşlar, deney sonuçlarına dayanarak bir model önermişlerdir. Modelin kullanılabilmesi için gerekli olan karakteristik özelliklerin belirlenmesi için de çeşitli ifadeler önermişlerdir.

2.2.1.2 Tekrarlı Basınç Gerilmesi Durumu

Karsan ve Jirsa (1969), betonun tekrarlı yükleme durumunda gerilme-şekildeğiştirme ilişkisini elde edebilmek amacı ile 46 adet dikdörtgen kesitli numuneyi tekrarlı

eksenel basınç yüklemesi altında denemişlerdir. Yükleme ve boşaltma durumlarını inceleyip, yükleme ve boşaltma kolları ile eğrinin zarfı için çeşitli bağıntılar önermişlerdir. Karsan ve Jirsa deneysel gerilme-şekildeğiştirme eğrilerini Smith ve Young (1955) ve Hognestad (1951) tarafından önerilen gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları ile karşılaştırmışlar ve Smith ve Young (1955) tarafından önerilmiş olan ifadenin deneylere daha yakın sonuç verdiği belirlemişlerdir. Yankelevsky ve Reinhardt (1987), farklı araştırmacıların elde ettikleri deneysel sonuçlardan yararlanarak, tekrarlı yükleme durumunda beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin boşaltma ve tekrar yükleme kollarını modellemişlerdir. Modellerinin dayandığı temel prensip, boşaltma başlangıcında rijitlik oldukça yüksek iken, boşaltmaya devam edilmesi ile birlikte bu rijitlikte önemli azalma olduğu gözlemdir. Düşük gerilme seviyelerine inildikten sonra görülen bu rijitlik azalması sayesinde kalıcı plastik şekildeğiştirmeler önemli oranda azalmaktadır. Boşaltma ve tekrar yükleme eğrileri, bu eğriler üzerinde tanımlanan altı karakteristik noktanın doğru parçaları ile birleştirilmesi ile modellenmiştir. Deneysel sonuçlar ile yapılan karşılaştırmalar, modelin boşaltma ve tekrar yükleme kollarını iyi temsil ettiğini göstermiştir.

2.2.1.3 Dinamik Yükleme Durumu

Dilger ve diğ. (1984), farklı yükleme hızlarında beton davranışını incelemek üzere deneysel bir çalışma düzenlemişler, deney sonuçlarına dayanarak betonun gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için bir bağıntı önermişlerdir. Ahmad ve Shah (1985), yükleme hızının beton davranışı üzerindeki etkisini incelemek amacı ile deneysel bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Sarılmamış betonda hızlı yükleme durumunda ezilme çok hızlı gerçekleştiği için gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin düşen kolu için sağlıklı veri elde edememişler, o yüzden sarılmamış beton için, sadece dayanım ve karşı gelen şekildeğiştirme için yükleme hızının fonksiyonu olan çeşitli bağıntılar önermişlerdir. Bu bağıntıların Dilger ve diğ. (1984) tarafından önerilenlere göre üstünlüğü, yüklemeye maruz elemanın boyutlarının da gözönüne alınmasıdır. Soroushian ve diğ. (1986), dinamik eksenel basınca maruz beton davranışını incelemişler ve beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için parabolik yükselen kol ile doğrusal düşen koldan oluşan bir model önermişlerdir. Dinamik yükleme durumunda dayanım ve karşı gelen şekildeğiştirme için yükleme hızı ve statik basınç dayanımının fonksiyonu olan çeşitli bağıntılar önermişlerdir.

2.2.1.4 Yüksek Dayanımlı Beton

Wang ve diğ. (1978), yüksek dayanımlı beton için analitik bir gerilme-şekildeğiştirme eğrisi önerebilmek amacı ile normal ve hafif beton silindir numuneler üzerinde eksenel basınç deneyleri yapmışlardır. Denedikleri normal ağırlıkta beton numunelerin basınç dayanımı 21-91 MPa, hafif beton numunelerin ise 21-56 MPa arasında değişmektedir. Analitik gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için daha önce Sargin ve diğ. (1971) tarafından önerilen bağıntının bir benzerini kullanmışlardır. Mugurama ve diğ. (1983), yaptıkları deneysel çalışmanın sonuçlarından yararlanarak beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için bir model önermişlerdir. Model ikinci derece parabol bir yükselen kol ve doğrusal bir düşen koldan oluşmaktadır. Hsu ve Hsu (1994), 76.2 mm × 152.4 mm boyutlarında ve basınç dayanımları en düşük 69 MPa olan silindir numuneler üzerinde yaptıkları eksenel basınç deneylerinden elde ettikleri sonuçlara dayanarak, beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için çeşitli ifadeler önermişlerdir.

2.2.2 Sarılmış Beton Gerilme-Şekildeğiştirme Modelleri

Elastik sınır ötesinde şekildeğiştirmelere maruz kalan betonarme kesitlerde, yük taşıma kapasitesinin kaybedilmemesi çok büyük ölçüde enine donatı ile sarılmış betonun davranışına bağlıdır. Son yıllarda yapılan çalışmalar uygun enine donatı ile sarılmış beton kesitlerin önemli ölçüde süneklik kazanabileceğini kanıtlamıştır. Enine donatı, yeteri sıklıkla boyuna donatıyı saracak şekilde yerleştirildiğinde, eksenel kuvvete maruz olan betona yanal doğrultuda pasif basınç uygulayarak, betonun enine doğrultuda genişlemesine direnir. Bu da betona dayanım ve süneklik kazandırır. Bu paragrafta, sarılmış beton için bugüne kadar yapılmış olan çalışmaların tarihsel gelişimi ve önemli sonuçları özetlenecektir.

2.2.2.1 Monoton Artan Basınç Gerilmesi Durumu

Spiral ile sarılmış betonun eksenel yükleme durumunda davranışında iyileşme olduğunu ilk kez Considere (1903) belirlemiştir. Richart ve diğ. (1928, 1929), yaptıkları geniş kapsamlı deneysel çalışmalar sonrasında, hidrostatik olarak elde edilen aktif yanal basınca eşdeğer pasif sarılma basıncı uygulayabilecek adım aralığında çelik spiral kullanılması durumunda iki durum için oldukça yakın beton basınç dayanımları elde edildiğini saptamışlardır. Yazarlar aktif hidrostatik yanal

basınca maruz veya spiral ile sarılmış beton dayanımı ve bu dayanıma karşı gelen şekildeğiştirme için (2.1) ve (2.2) bağıntılarını önermişlerdir.

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 f_l \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f'_c} \right) \quad (2.2)$$

Bu ifadelerde f'_{cc} ve ε_{cc} sarılmış beton basınç dayanımını ve karşı gelen şekildeğiştirmeyi, f'_c ve ε_{co} sarılmamış beton basınç dayanımını ve karşı gelen şekildeğiştirmeyi, f_l ise uygulanan yanal basıncı göstermektedir. k_1 ve k_2 , beton karışımı ve yanal basınca bağlı olduğu düşünülen katsayılarıdır. Richart ve diğ. deney sonuçlarının değerlendirilmesi ile $k_1=4.1$ ve $k_2=5k_1$ ortalama değerlerine ulaşmışlardır. Balmer (1949) aktif hidrostatik yanal basınç altında eksenel yük uyguladığı standart silindirlerden elde ettiği sonuçlara dayanarak k_1 değerinin 4.5 ve 7.0 arasında değiştiğini, ortalamasının da 5.6 olduğunu belirlemiştir. Balmer'in elde ettiği sonuçlara göre, yanal basınç düştükçe k_1 'in değeri artmaktadır. Dörtgen kolonlarda, enine donatının beton dayanımı üzerindeki etkisi ilk olarak King (1946a,1946b) tarafından araştırılmıştır. King çalışmalarında kare etriyeler ile sarılmış betonarme kolonların basınç dayanımını belirlemeyi amaçlarken, sargı donatısının sünekliğe olan katkısını gözönüne almamıştır. Chan (1955), sarılmamış ve dikdörtgen sargı donatısı ile sarılmış beton için üç doğrudan oluşan bir gerilme-şekildeğiştirme modeli geliştirmiştir. Chan sarılmış beton dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme için önerdiği bağıntılarda, bu iki büyüklüğün sadece hacimsel sargı donatısı oranına bağlı olduğunu düşünmüştür. Blume ve diğ. (1961), dikdörtgen etriyeler ile sarılmış beton dayanımı için, (2.1) bağıntısını kullanmış, dikdörtgen sargı donatısı durumunda etkili yanal basıncın dairesel sargı donatısına göre daha az olacağını gözönüne almıştır. Blume ve diğ., depreme dayanıklı yapı tasarımında sarılmış betonun sağladığı avantajları vurgulamışlardır. Roy ve Sozen (1964), 127 mm × 127 mm × 635 mm boyutlarında, dikdörtgen etriyeler ile sarılmış numuneleri eksenel basınç altında denemişlerdir. Deney sonuçları dikdörtgen etriyeler ile sarılmış beton basınç dayanımı ile, sarılmamış beton dayanımının pek farklı olmadığını göstermiştir. Buna göre sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için iki doğrudan oluşan bir model önermişlerdir. Roy ve Sozen sarılmış betonun

sünekliliğini arttırmada sadece sargı donatısının çekirdek betonuna hacimsel oranının ve kesit kısa kenarının, sargı donatısı aralığına oranının etkilerini gözönüne almıştır. Soliman ve Yu (1967), sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisini, parabol ile tanımlanmış bir yükselen kol, en büyük gerilme seviyesinde yatay bir plato ve doğrusal bir düşen koldan oluşacak şekilde modellemişlerdir. Bu modelde, sargı donatısı enkesit alanı ve aralığı ile kesit geometrisinin etkilerini gözönüne alınmıştır. Iyengar ve diğ. (1970), dairesel ve karesel spiral ile etriye kullanarak hazırladıkları numunelerin denenmesi sonucunda, sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için bağıntılar önermişlerdir. Iyengar ve diğ., sarılmış beton dayanımı için, (2.1) bağıntısını, deneysel çalışmalarından elde ettikleri sonuçlara göre geliştirmişlerdir. Buna göre, k_1 katsayısı için 4.6 değerini, k_2 katsayısı için ise, spiral kullanılması durumunda $10k_1$, dikdörtgensel etriye kullanılması durumunda $8.8k_1$ değerlerini önermişlerdir. Elde ettikleri sonuçlara göre, etriyelerin sağladığı yanal basınç, spiraller ile elde edilen yanal basınca göre önemli oranda düşüktür. Iyengar ve diğ. ilk kez sargı donatısının tanımı için hacimsel donatı oranından farklı olarak bir büyüklük tanımlamış ve bunu sargı indeksi olarak adlandırmışlardır. Aşağıda tanımı verilen sargı indeksi ile, sargı donatısı oranı (ρ_{sh}), dayanımı (f_{yh}) ve sargılanan betonun dayanımı (f'_c) gözönüne alınmaktadır.

$$\text{Sargı İndeksi} = \rho_{sh} f_{yh} / f'_c \quad (2.3)$$

Sargin ve diğ. (1971), 127 mm × 127 mm × 635 mm boyutlarında numuneleri salt eksenel ve dışmerkezlikli eksenel basınç altında denemişlerdir. Deney sonuçlarına dayanarak, sarılmış beton dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme için, sargı donatısı hacimsel oranı, enine donatı aralığının çekirdek genişliğine oranı, çeliğin akma ve betonun basınç dayanımlarının fonksiyonu olan, bağıntılar önermişlerdir. Sargin ve diğ. sarılmış betonun gerilme-şekildeğiştirme davranışını modellemek üzere başlangıç elastisite modülünü ve düşen kolun eğimini kontrol edebilen bir bağıntı önermişlerdir. Sargin ve diğ. tarafından ulaşılan deneysel sonuçların en önemlilerinden biri de salt eksenel ve dışmerkezlikli basınç uygulanması durumlarında, numunelerin dayanımlarında önemli bir değişiklik görülmemesidir. Kent ve Park (1971), deney sonuçlarından yararlanarak sarılmış ve sarılmamış beton için bir model önermişlerdir. Bu modelde hem sarılmış, hem de sarılmamış beton dayanımının, silindir basınç dayanımına eşit olduğu kabulü yapılmıştır. Düşen kol

için yazarların önerdikleri bağıntı, sargı donatısı enkesit alanı ve aralıkları, sargı donatısı aralığının sarılmış kesit küçük boyutuna oranı ile beton basınç dayanımının etkilerini içermekte ve sadece kısa süreli yükler için geçerliliğini korumaktadır. Leslie ve Park (1974), sarılmış dairesel kesitli kolonlar için bir model önermişlerdir. Bu modelde yükselen kol iki parabolde, düşen kol ise bir doğrudan oluşmaktadır. Düşen kol üzerinde dayanımın %20'sine ulaşıldıktan sonra, betonun daha büyük şekildeğiştirmelere aynı gerilme altında ulaşabildiği kabul edilmiştir. Vallenas ve diğ. (1977), Kent ve Park modeline benzer şekilde, parabolik bir yükselen kol, sabit eğimle düşen doğrusal kol ve dayanımın %30'undan sonra yatay devam eden koldan oluşan bir model önermişlerdir. İki model arasındaki temel fark, Vallenas modelinde yükselen kolda sargı donatısı etkisinin gözönüne alınması sonucu, dayanımda artış elde edilmesidir. Bu modelde sargı donatısının sarılmış kesite hacimsel oranı, boyuna donatı geometrik oranı, boyuna donatı ve sargı donatısı çapları, sargı donatısı aralığının sarılmış beton kesit boyutuna oranı ile beton ve sargı donatısı dayanımları gözönüne alınmıştır. Priestley ve diğ. (1981), spiral sargı donatılı numuneleri sabit eksenel ve çift yönlü yanal kuvvet uygulayarak denemişlerdir. Priestley ve diğ. sargı donatılı beton dayanımı için, (2.1) bağıntısını esas almışlar, f_l için yeni bir bağıntı önermişlerdir. Sheikh ve Uzumeri (1980), sargı donatılı kare kesitli kolonlarda davranış özelliklerini belirlemek üzere 305 mm × 305 mm × 1960 mm boyutlarında numuneleri eksenel basınç altında denemişlerdir. Elde ettikleri deneysel sonuçlara dayanarak sargı donatılı kolonlar için bir gerilme-şekildeğiştirme modeli önermişlerdir (Sheikh ve Uzumeri, 1982). Bu modelde sarılmış kesitlerde dayanım artışı, beton basınç dayanımı, hacimsel sargı donatısı oranı, enine donatı aralığı, sargı donatısındaki gerilme, boyuna donatının kesit etrafında dağılımı ve etriye konfigürasyonu ile kesit boyutları gözönüne alınarak belirlenmektedir. Sheikh ve Uzumeri, etkili olarak sarılmış beton enkesit alanının etriye seviyesinde ve iki etriye arasında farklı olacağını gözönüne almışlardır (kemerlenme etkisi). Sheikh (1982), çalışmasında o güne kadar önerilmiş olan önemli sarılmış beton modelleri üzerinde yaptığı karşılaştırmalarda, boyuna donatının kesit çevresinde dağılımını ve buna bağlı olarak oluşan enine donatı konfigürasyonunu gözönüne alan Sheikh ve Uzumeri modelinin, diğer modellere göre, deneysel sonuçlara daha yakın sonuçlar verdiğini belirlemiştir. Sheikh'e göre, boyuna donatının kesit çevresinde iyi dağılmış olması ve sık enine donatı gerek dayanıma, gerekse sünekliğe önemli katkı sağlamaktadır. Ahmad ve Shah (1982), spiral donatı ile sarılmış beton için bir model

önermişlerdir. Ahmad ve Shah tarafından önerilen model ile elde edilen sonuçlar, hem kendi yaptıkları, hem de diğer deneysel çalışmalar ile uyumlu sonuçlar vermiştir. Sarılmış beton dayanımı için (2.1), karşı gelen şekildeğiştirme için (2.2) bağıntılarını esas almışlar, k_1 ve k_2 için deney sonuçlarına dayanarak iki bağıntı önermişlerdir. Park ve diğ. (1982), kare kesitli sarılmış kolonlar üzerinde gerçekleştirdikleri deneysel çalışmanın sonuçlarına dayanarak Kent ve Park modelini geliştirmişlerdir. Kent ve Park modelinde sarılmış beton dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme sargı donatısından etkilenmiyor, sargı donatısı sadece düşen kolun eğimi üzerinde etkili oluyordu. Park ve diğ. önerdikleri Geliştirilmiş Kent ve Park modeli olarak anılan modelde, sargı donatısının beton dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme üzerindeki etkilerini de gözönüne almışlardır. Fafitis ve Shah (1985), lif yaklaşımını kullanarak sarılmış dairesel ve kare kesitli kolonlarda en büyük beton kısalma şekildeğiştirmesi 0.05 değerine ulaşana kadar moment-eğrilik ilişkisini incelemişler, beton basınç dayanımının, sargı donatısı oranının, kolon kesit biçiminin ve eksenel kuvvet seviyesinin kolon davranışına etkilerini araştırmışlardır. Bu amaçla sarılmış beton için bir gerilme-şekildeğiştirme modeli önermişlerdir. Fafitis ve Shah yanal sargı basıncı için önerdikleri bağıntıların enine donatı aralığı, boyuna donatının kesit çevresinde dağılımı ve sonuçta oluşan enine donatı konfigürasyonunun etkilerini içermediği için basit olduğunu kabul etmekle birlikte, önerdikleri model kullanılarak elde edilen kuramsal sonuçların, deneysel sonuçlar ile oldukça uyumlu olduğunu belirtmişlerdir. Çalışmanın en önemli sonuçlarından biri de, yazarlar tarafından salt eksenel basınç altındaki sargılı beton için önerilen bu model kullanılarak elde edilen analitik moment-eğrilik ilişkileri ile farklı araştırmacılar tarafından deneysel olarak elde edilen moment-eğrilik eğrilerinin uyumlu olmasıdır. Sheikh ve Yeh (1986), Sheikh ve Uzumeri modelini eğilmeye maruz elemanlarda da kullanabilmek üzere geliştirmişlerdir. Saatçioğlu ve Razvi (1992), çok sayıda deneysel sonuca dayanarak dairesel ve dörtgen sargı donatısı durumlarında kullanılabilen bir model önermişlerdir. Model parabolik bir yükselen kol, dayanımın %20'sine kadar doğrusal düşen bir kol ve dayanımın %20'sinden sonra yatay bir koldan oluşmaktadır. Sheikh ve Yeh (1992), sargılı betonun eğilme altındaki davranışını incelemek üzere 305 mm × 305 mm × 2740 mm boyutlarında 16 kolonu sabit eksenel basınç altında eğilme deneyine tabi tutmuşlardır. Yazarlar elde ettikleri deneysel sonuçlardan yararlanarak, daha önce dışmerkezlikli eksenel basınç altındaki sargılı beton dayanımı için önerdikleri ifadeyi, büyük eksenel

gerilmeler altında deneysel sonuçlara daha yakın sonuçlar verecek şekilde, eksenel kuvvetin seviyesini de gözönüne alarak geliştirmişlerdir. Sato ve diğ. (1994), sarılmış betonun eğilme ve eksenel kuvvet altında davranışını incelemek üzere 200 mm × 200 mm enkesit boyutlarında dört numuneyi denemişlerdir. Deney sonuçlarından yararlanarak, eğilme ve eksenel kuvvete maruz sarılmış betonda gerilme-şekildeğiştirme eğrilerini bulmak için bir model önermişlerdir. El-Dash ve Ahmad (1994), mevcut modellerin sargı donatısının farklı oran ve konfigürasyonları ile farklı beton dayanımları için yeteri kadar iyi sonuç vermediğini belirtmişlerdir. Buna karşılık farklı araştırmacıların toplam 49 numuneden elde ettikleri sonuçlara dayanarak sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için bir model önermişlerdir. Saatcioglu ve diğ. (1995), dışmerkezlilikle uygulanan basınç kuvvetine maruz sarılmış kolonların davranışını deneysel olarak araştırarak, salt eksenel basınç altındaki sarılmış beton için önerilmiş olan Saatcioglu ve Razvi modelinin, bu durumda geçerliliğini belirlemek üzere analitik bir çalışma yapmışlardır. Analitik çalışmada sargılı beton için Saatcioglu ve Razvi modelini, çelik için ise pekleşmenin de gözönüne alındığı bir model kullanarak, analitik moment-eğrilik ilişkilerini elde etmişlerdir. Deneysel ve analitik çalışmaların birbirleri ile uyumlu olması sonucunda, salt eksenel yüklenen sargılı kolon deneylerine dayanılarak önerilen modellerin, dışmerkezlilikli yükleme durumunda basınca maruz sargılı beton için geçerli olacağını belirlemişlerdir. Attard ve Setunge (1996), 100 mm × 200 mm boyutlarında silindirik numuneleri üç eksenli basınç deneyine tutmuşlardır. Farklı karışımlar kullanılarak elde edilen farklı dayanımlardaki numuneler, sabit yanal basınç ve artan eksenel kuvvet altında denenmişlerdir, (gerçekte yanal basınç, eksenel kuvvetin artmasına paralel olarak artmaktadır). Deney sonuçlarından yararlanarak sarılmış beton için bir gerilme-şekildeğiştirme modeli önermişlerdir. Hoshikuma ve diğ. (1997), dairesel, kare ve dikdörtgen kesitli farklı enine donatı konfigürasyonlarına sahip numuneler üzerinde yaptıkları eksenel basınç deneylerine dayanarak sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için bir model önermişlerdir. Deney sonuçlarına göre gerilme-şekildeğiştirme eğrisini belirlemede dayanım, karşı gelen şekildeğiştirme ve dayanım kaybetme hızının en önemli etkenler olduğunu belirlemişlerdir. Mau ve diğ. (1998), enine donatı aralığının sarılma gerilmesi üzerindeki etkisini belirlemek amacı ile kuramsal bir çalışma yapmışlardır. Kesitin ne kadar etkili olarak sarıldığını tanımlamak üzere, ortalama sargı faktörü olarak adlandırdıkları bir ifade geliştirmişlerdir. Bu faktör, sargı donatısı aralığı ile doğrusal olarak değişmektedir.

Braga ve Laterza (1998), eksenel yüklü kare ve dairesel kolon kesitlerine, sargı donatısı tarafından uygulanan enine gerilmeleri belirleyecek bir model geliştirmişlerdir. Bu modeli farklı enine donatı konfigürasyon durumlarını içerecek şekilde geliştirdikten sonra, bu formülasyon ile enine gerilmeleri tüm eleman hacmi için elde etmişlerdir. Elde ettikleri kuramsal sonuçları, diğer araştırmacıların deneysel ve kuramsal sonuçları ile karşılaştırarak, önerdikleri modelin deneylere oldukça yakın sonuçlar verdiğini belirlemişlerdir.

2.2.2.2 Tekrarlı Basınç Gerilmesi Durumu

Park ve diğ. (1972), Kent ve Park tarafından önerilen önerilmiş olan sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme modelini, tekrarlı yükleme durumunu içerecek şekilde geliştirmişlerdir. Menegotto ve Pinto (1973), eksenel kuvvet ile birlikte yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanların davranışlarını lif yaklaşımını kullanarak inceledikleri çalışmalarında, beton için Hognestad (1951) tarafından önerilen modeli, tekrarlı yükleme durumu için, gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin başlangıç teğetine paralel boşaltma ve tekrar yükleme kolları ekleyerek kullanmışlardır. Yamada ve diğ. (1973), sabit düşey kuvvet ile yön değiştiren yatay yüklere maruz betonarme çerçevelerin davranışlarını inceledikleri çalışmada lif yaklaşımına benzer bir yöntem kullanmış, bu amaçla betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisini iki doğrudan oluşan bir iskelet eğri ve şekildeğiştirme seviyesi arttıkça eğimleri azalan doğrusal boşaltma ve tekrar yükleme kollarından oluşacak şekilde tanımlamışlardır. Aktan ve Pecknold (1974), yön değiştiren tekrarlı yükler altında betonarme kesitlerin davranışlarını inceledikleri çalışmalarında lif yaklaşımını kullanmışlar, çalışmalarında sargılı beton için parabol yükselen kol sonrası bir yatay kol ile bu koldan başlangıç eğimi ile gerçekleşen boşaltma ve tekrar yükleme kollarından oluşan bir gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi kullanmışlardır. Mander ve diğ. (1988a), dairesel, kare ve dikdörtgen kesitlerde kullanılabilen ve gerek boyuna, gerekse enine doğrultularda kemerlenme sonucu oluşacak etkili olarak sarılmış kesiti gözönüne alan bir model önermişlerdir. Bu model ile ilgili ayrıntılı bilgi Bölüm 5'de sunulmuştur.

2.2.2.3 Dinamik Yükleme Durumu

Scott ve diğ. (1982), farklı yükleme hızları için sarılmış beton davranışını incelemişlerdir. Elde ettikleri sonuçlara göre Geliştirilmiş Kent ve Park modeli düşük hızla yüklenen numunelerde deneylerle uyumlu sonuç verirken, yüksek hızla yüklenen numunelerin davranışını yeteri kadar iyi yansıtamamıştır. Buna göre, yüksek hızlı yükleme söz konusu olması durumunda basınç dayanımı, buna karşı gelen şekil değiştirme ve düşen kolun eğiminin 1.25 katsayısı ile artırılması gerektiği sonucuna varmışlardır. Dilger ve diğ. (1984), 152 mm × 152 mm × 610 mm boyutlarında sarılmış ve sarılmamış numuneleri eksenel basınç altında ve 0.00001 ile 0.2 şekil değiştirme/saniye arasında değişen hızlarda denemişlerdir. Deneysel sonuçlara göre, sargı donatısının en önemli etkilerinin dayanıma karşı gelen şekil değiştirme ve düşen kolun eğimi üzerinde olduğunu belirlemişlerdir. Dilger ve diğ.'ne göre yükleme hızındaki artış dayanımı arttırmakla birlikte gerilme-şekil değiştirme eğrisinin şeklini etkilememektedir. Önerdikleri modelde sargı donatılı ve donatısız durumlarda beton basınç dayanımı aynı değeri almakta, sadece yükleme hızının basınç dayanımı üzerindeki etkisi gözönüne alınabilmektedir. Ahmad ve Shah (1985), değişik boyutlarda toplam 136 numuneyi 0.000032 ve 0.03 şekil değiştirme/saniye yükleme hızları arasında eksenel basınç altında denemişlerdir. Deneylerde beton şekil değiştirmelerini farklı ölçüm boylarını esas alarak belirleyip, ölçüm boyunun sonuçlar üzerindeki etkisini de belirlemişlerdir. Soroushian ve diğ. (1986), dinamik eksenel basınca maruz sarılmış ve sarılmamış beton için bir model önermişlerdir. Model çok sayıda numune üzerinde farklı yükleme hızlarında yapılan deneylerin sonuçlarına dayanmaktadır.

2.2.2.4 Yüksek Dayanımlı Beton

Mugurama ve diğ. (1983), sargı donatısının yüksek dayanımlı betonun sünekliğine etkisini incelemek üzere, karesel spiraller ile sarılmış kare kesitli kolonları eksenel basınç altında denemişlerdir. Elde ettikleri deneysel sonuçları esas alarak sarılmış beton için bir gerilme-şekil değiştirme modeli önermişlerdir. Bu modelde yükselen kol iki ayrı parabol, düşen kol ise bir doğrudan oluşmaktadır. Mugurama ve diğ. (1990), sargılı betonun salt eksenel basınç altında davranışı için Mugurama ve diğ. (1983) tarafından önerilmiş olan modeli kullanarak yaptıkları analitik çalışmanın sonucunda, deneysel olarak elde edilmiş olan moment-eğrilik ilişkileri ile uyumlu

sonuçlara ulaşmışlardır. Nagashima ve diğ. (1992), farklı enine donatı konfigürasyonuna sahip yüksek dayanımlı beton ile üretilen kare kesitli 26 numuneyi eksenel yükleme deneyine tabi tutmuşlar, deney sonuçlarına dayanarak bir gerilme-şekildeğiştirme modeli önermişlerdir. Galeota ve diğ. (1992), 150 mm × 150 mm × 450 mm boyutlarında farklı enine donatıya sahip, yüksek dayanımlı beton kullanılarak hazırlanan 40 numuneyi eksenel basınç altında denemişler, deney sonuçlarına dayanarak sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için bir model önermişlerdir. Hsu ve Hsu (1994), 76.2 mm × 152.4 mm boyutlarında sarılmış ve sarılmamış silindirik numuneleri eksenel basınç altında denemişlerdir. Basınç dayanımları 69 MPa değerinin üzerinde olan bu numunelerin deney sonuçlarından yararlanarak sarılmış ve sarılmamış yüksek dayanımlı beton için gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları önermişlerdir. Sarılmış beton dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme için sadece sarılmamış beton dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme ile hacimsel sargı donatısı oranını gözönüne almışlar, düşen kolun eğimi için de sarılmamış beton dayanımı ve hacimsel sargı donatısı oranına bağlı bir ifade önermişlerdir. Cusson ve Paultre (1995), salt eksenel basınç altında denenene, yüksek dayanımlı beton ile hazırlanmış 50 adet büyük ölçekli numuneden elde edilen sonuçlardan yararlanarak bir model önermişlerdir. Önerdikleri model beton basınç dayanımı, enine donatı akma dayanımı, konfigürasyonu, hacimsel oranı ve aralığı ile boyuna donatı oranının etkilerini gözönüne almaktadır. Daha önce farklı araştırmacılarca $\rho_{sh} f_{yh} / f'_c$ olarak tanımlanmış olan sargı indeksi yerine etkili sargı indeksi olarak tanımladıkları aşağıdaki ifadeyi önermişlerdir.

$$\text{Etkili sargı indeksi} = f'_l / f'_{co} \quad (2.4)$$

f'_l kemerlenme etkilerini gözönüne alarak belirlenen etkili yanal sargı basıncı, f'_{co} ise elemanda beton basınç dayanımıdır. Bu yeni tanım sayesinde farklı enine donatı konfigürasyonlarının ve aralıklarının etkileri ile beton basınç dayanımına ulaştığında enine donatının akmamış olması durumu da gözönüne alınabilmektedir. Yazarlara göre etkili sargı indeksi %5'in altında olan elemanlar yetersiz sarılmış ve depreme dayanıklı yapı tasarımı için uygun değildir. Bu indeksin %20'yi aşması durumunda ise sarılmış betonda önemli dayanım artışı ve yüksek süneklik elde edilmektedir.

2.2.3 Donatı Çeliği Gerilme-Şekildeğiştirme Modelleri

Betonarmede sünekliğin temel kaynağı gerek tek yönlü, gerek çift yönlü ve tekrarlı yüklemelerde büyük şekildeğiştirmelere önemli dayanım kaybına uğramadan ulaşan betonarme çeliğidir. Sıcakta işlem görmüş doğal sertlikteki çelik ve soğukta işlem görmüş çelik için karakteristik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri çeşitli kaynaklarda verilmiştir, (Ersoy, 1987, Paulay ve Priestley, 1992, Celep ve Kumbasar, 1998). Bu bölümde çeşitli araştırmacılar tarafından donatı çeliğinin tekrarlı ve çift yönlü etkiler altında davranışı üzerine yapılan çalışmalar ile ilgili özet bilgi verilecektir.

Burns ve Siess (1966), yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanlar üzerinde ilk deneysel çalışmalardan birini gerçekleştirmişlerdir. Elde ettikleri deneysel yük-yerdeğiştirme eğrileri Bauschinger etkisinin son derece belirgin olduğunu göstermiştir. Park ve diğ. (1972), yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanlar üzerinde deneysel çalışma gerçekleştirmişlerdir. Çelik için Kent ve Park (1971) tarafından önerilmiş şekli ile Ramberg-Osgood bağıntısını kullanarak, kuramsal moment-eğrilik ilişkileri elde etmişler ve bu eğrileri deneysel sonuçlar ile karşılaştırmışlardır. Önerilen bağıntı ile deneysel sonuçlara yakın sonuçlar elde edilmekle birlikte, karşılaştırmalar pekleşme şekildeğiştirmesinden küçük şekildeğiştirmeler için yapılmış olduğu için, daha ileri düzeyde şekildeğiştirmeler durumunda modelin geçerliliğini koruyacağı şüpheli görünmektedir. Bu bağıntının diğer bir olumsuzluğu, çelik şekildeğiştirmelerinin gerilmenin fonksiyonu olarak elde edilmesidir. Oysa pek çok kez, şekildeğiştirmenin fonksiyonu olarak gerilmenin belirlenmesi gerekmektedir. Bu olumsuzluklarına karşılık, kuvvet yöntemine dayanan çözümlemeler için uygundur. Menegotto ve Pinto (1973), malzeme ve geometri değişimi açısından doğrusal davranmayan betonarme çerçeveler ile eksenel kuvvet ve eğilme momentine maruz elemanların davranışlarının incelendiği çalışmalarında, çelik gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için daha sonra da çeşitli araştırmacılar tarafından kullanılmış olan bir model önermişlerdir. Model oldukça basit olmasına karşılık, bu model kullanılarak elde edilen sonuçlar, deneysel veriler ile uyumludur. Model şekildeğiştirmenin fonksiyonu olarak gerilme değerini belirlediği için özellikle lif yaklaşımı kullanılarak yapılan kesit analizleri ve yerdeğiştirme esaslı çözümlemeler için uygundur. Bu model ile ilgili ayrıntılı bilgi Bölüm 5’de verilmektedir. Yamada ve diğ. (1973), betonarme çerçevelerin yön değiştiren tekrarlı yükler altında doğrusal olmayan

davranışını inceledikleri çalışmada çelik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için üç doğru parçalı bir iskeletten oluşan ve Bauschinger etkisi ile pekleşmeyi gözönüne alabilen bir model kullanmışlardır. Kato ve diğ. (1973), o güne kadar önerilen çelik gerilme-şekildeğiştirme modellerinin yeteri kadar gerçekçi olmadığını belirtmişlerdir. Yazarlar o güne dek en yaygın kullanılan Ramberg-Osgood fonksiyonu şeklindeki bağıntıların, tekrarlı çevrimlerde gerilme ekseninde önemli artış sağlayan pekleşme etkisini yeteri kadar iyi temsil edemediğini belirtmişlerdir. Kato ve diğ. farklı akma dayanımlarına sahip altı seriyi oluşturan toplam yetmiş çelik numune üzerinde deneysel bir çalışma yapmışlardır. Elde ettikleri sonuçlara göre, Bauschinger ve pekleşme etkilerini birarada gözönüne alan Ramberg-Osgood fonksiyonları yerine bu etkilerin ayrı ayrı gözönüne alındığı bağıntıların daha uygun olduğunu belirtmişlerdir. Önemli deneysel sonuçlardan biri de, tekrarlı ve yön değiştiren yükleme için, monoton yükleme durumunda elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrisi ile çakışan bir iskelet zarf eğrisi elde edilmesidir. Buna göre eğri üç farklı bölümle temsil edilebilmektedir, zarf iskeleti, boşaltma kolu ve Bauschinger etkisi ile yumuşamış ters yönde yükleme kolu. Yazarlar tarafından önerilen modelde zarf iskeleti, monoton yükleme durumundaki eğri ile, boşaltma kolu ise gerilme sıfır değerine düşene kadar bir doğru ile temsil edilmiştir. Ters yönde yükleme durumunda Bauschinger etkisi ile yumuşamış kol için ise, bir önceki çevrimde diğer yönde oluşan plastik şekildeğiştirmenin ve başlangıç elastisite modülünün fonksiyonu olan bir ifade önermişlerdir. Bu ifade gerilmenin sıfır olduğu noktadan başlayıp, aynı yönde bir önceki çevrimde ulaşılan gerilme seviyesine ulaşılan kadar geçerlidir. Bu noktadan sonra ise tekrar zarf iskeleti için geçerli olan bağıntılar kullanılmaktadır. Aktan ve diğ. (Ersoy, 1987), pekleşmeyi ve Bauschinger etkisini yansıtan doğrusal parçalardan oluşan bir model önermişlerdir. Modelin verdiği sonuçların deneysel veriler ile oldukça uyumlu olduğu bildirilmiştir. Aktan ve Pecknold (1974), bileşik ve eğik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerin yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışını incelerken, lif yaklaşımını kullanmışlar ve çelik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin pekleşmeli elasto-plastik olduğu kabulünü yapmışlardır. Bazant ve Bhat (1977), betonarme elemanların tekrarlı ve yön değiştiren yükler altındaki davranışının, özellikle ikinci ve daha sonraki yük çevrimlerinde o güne kadar önerilmiş olan analitik modeller tarafından yeterince iyi temsil edilemediğini belirtmişlerdir. Bu amaçla boşaltmanın pekleşme şekildeğiştirmesinden önce gerçekleşmesi veya pekleşme şekildeğiştirmesinden

sonra gerçekleşmesi durumları için üç farklı bağıntı önermişlerdir. Thompson ve Park (1980), Kent ve Park (1971) tarafından Bauschinger etkisini de gözönüne almak üzere önerilen modeli, deneysel sonuçlara daha da yakın sonuçlar verecek şekilde geliştirmişlerdir. Vestroni ve diğ. (1980), betonarme kolonların dinamik yükler altındaki davranışını incelerken, elik gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için daha önce Menegotto ve Pinto (1973) tarafından önerilen bağıntıyı kullanmışlardır. Bölüm 5’de tanımlanmış olan ve yükleme geçmişinde gerçekleşmiş en büyük plastik şekildeğiştirmeye göre belirlenen R fonksiyonunu gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin boşaltma ve tekrar yükleme kollarının başarılı şekilde temsil edilmesini sağlayacak şekilde düzenlemişlerdir. Filippou ve diğ. (1983), tekrarlı ve yön değıştiren yükleme durumunda elik gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için Menegotto ve Pinto (1973) tarafından önerilen kullanmışlardır. Mander (1983), normal ve yüksek mukavemetli elik için tekrarlı ve yön değıştiren yükleme durumlarında geçerli olabilen bir model önermiştir. Mander monoton yükleme durumunda elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrisini, tekrarlı yükleme durumunda iskelet eğri olarak kullanmıştır. Boşaltmanın akma platosundan veya pekleşme kolu üzerinden başlaması durumları için iki farklı bağıntı vermiştir. Mander, boşaltma kolu ve Bauschinger etkisi ile yumuşamış ters yönde yükleme kolu için Menegotto ve Pinto (1973) tarafından önerilen bağıntıyı geliştirerek kullanmıştır. Bu model ile farklı dayanımlardaki çelikler için elde edilen sonuçlar, deneysel veriler ile karşılaştırılmış ve hem pekleşme öncesi, hem de pekleşme sonrası şekildeğiştirme seviyelerinde sonuçların oldukça uyumlu olduğu belirlenmiştir. Mander (1983), donatı çubuklarına, burkulmanın önleendiğı bir deney düzeneğini kullanarak, farklı yükleme hızlarında basınç uygulamış ve basına maruz donatı eliğı için gerilme-şekildeğiştirme eğrilerini elde etmiştir. Kabeyasawa ve diğ. (1991), yüksek dayanımlı beton ile imal edilen betonarme kolonların üç eksenli yükler altında davranışını deneysel olarak incelemişlerdir. Kolonların davranışını analitik bir model ile elde etmek üzere, lif yaklaşımını kullanmışlardır. Bu amaçla elik gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için pekleşmeyi ve Bauschinger etkisini hesaba katabilecek şekilde geliştirilen iki doğrulu bir model kullanmışlardır. Çekme ve basınç yönlerinde akma dayanımının eşit olduğu kabul edilen modelde, akma sonrası pekleşme bölgesindeki rijitlik elastik rijitliğin %3’ü, Bauschinger etkisi ile düşen rijitlik ise elastik rijitliğin %40’ı olarak gözönüne alınmıştır. elik için bu model kullanılarak elde edilen kesit ve eleman davranışları, deneysel sonuçlara oldukça yakındır. Taucer ve diğ. (1991),

çalışmalarında tekrarlı ve yön değiştiren yükleme durumunda çelik gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için deneysel sonuçlar ile uyumlu sonuçlar verdiği için Menegotto ve Pinto (1973) tarafından önerilen modeli kullanmışlardır. Murayama ve diğ. (1994), betonarme kolonlar için lif yaklaşımı kullanılarak elde edilen analitik moment-eğrilik ilişkilerine, seçilen çelik gerilme-şekildeğiştirme modelinin etkisini incelemek amacı ile tekrarlı ve yön değiştiren yükler altında kullanılabilen dört farklı modeli birbirleri ile karşılaştırmışlardır. Karşılaştırdıkları modeller, pekleşmeli iki doğrulu model, Kübik model, Park ve Paulay (1975) tarafından önerildiği şekli ile Ramberg-Osgood modeli ve Kato ve diğ (1973) tarafından önerilen Kato modelidir. Elde ettikleri sonuçlara göre Kato modeli ve pekleşmeli iki doğrulu model deney sonuçlarına oldukça yakın sonuçlar vermiştir. Kübik model, düşük eksenel yükler için iyi sonuç verirken, tekrarlı yükleme durumunda moment-eğrilik eğrisinin altında kalan alan deneysel sonuçlara göre daha büyük elde edilmiş, ayrıca büyük donatı oranına sahip ve büyük eksenel kuvvete maruz kolonlar için belirlenen eğilme momenti kapasitesi deney sonuçlarının üzerinde çıkmıştır. Ramberg-Osgood modeli ise, düşük seviyelerde eksenel kuvvete maruz kolonlarda, eğilme momenti kapasitesini deneysel değerlerin altında belirlerken, moment-eğrilik ilişkisinin altında kalan alan da deneysel olarak elde edilen alandan daha küçük olmuştur. Su ve Zhu (1994), öngerilmeli beton çerçevelerin tekrarlı ve yön değiştiren yükler altında davranışını inceledikleri çalışmada, daha önce Zhu ve diğ. (1980) tarafından önerilmiş olan çelik gerilme-şekildeğiştirme modelini kullanmışlardır. Chang ve Mander (1994), köprü kolonlarının sismik kapasitelerini belirlemek amacı ile gerçekleştirdikleri çalışmada, tekrarlı ve yön değiştiren yükler altında lif yaklaşımını kullanarak kesit çözümlemesi yapmışlardır. Bu çalışmada çelik gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için, Menegotto ve Pinto (1973) tarafından önerilen modeli, Mander (1983) tarafından geliştirildiği şekli ile kullanmışlar ve çelik gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için bu modeli kullanarak elde ettikleri sonuçları, farklı araştırmacılar tarafından elde edilen deneysel sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Karşılaştırmının sonucunda, kullanılan bu modelin, çeliğin gerilme-şekildeğiştirme davranışını oldukça iyi temsil ettiği sonucuna varmışlardır. Balan ve diğ. (1998), normal ve yüksek mukavemetli çelik için tekrarlı ve yön değiştiren yükleme durumlarında geçerli olan bir model önermişlerdir. Yazarlar tarafından önerilen modelin en önemli avantajı, verilen formülasyonlar sayesinde, hem gerilmenin fonksiyonu olarak şekildeğiştirmeler, hem de şekildeğiştirmenin fonksiyonu olarak

gerilmeler elde edilebilmektedir. Bu modelin diğer önemli avantajları, gerek pekleşme şekildeğiştirmesi öncesi gerekse daha büyük şekildeğiştirmelerde deney sonuçları ile oldukça uyumlu sonuçlar vermesi ve bağıntılarda kullanılan değişkenlerin, çelik çekme deneyleri ile herhangi cins bir çelik kolaylıkla belirlenebilecek fiziksel büyüklükler olmasıdır. Saeki ve diğ. (1998), iki farklı tür yumuşak çelik ve iki farklı tür düşük akma dayanımlı çeliğin yön değiştiren tekrarlı gerilmeler altında davranışlarını deneysel olarak incelemişlerdir.

2.3 Eleman Davranışı Üzerine Yapılan Çalışmalar

Bu bölümde yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz, betonarme yapı, yapı elemanları ve kesitlerin davranış özellikleri ve bunların modellenmesi konusunda daha önce gerçekleştirilmiş çalışmalar hakkında kısa bilgi verilecektir. Bu bölüm hazırlanırken ulaşılamayan bazı kaynaklar için Saatcioglu (1991) tarafından yapılan çalışmadan yararlanılmıştır.

2.3.1 İdeal Elasto-Plastik Model

Model yön değiştiren tekrarlı yükler altında betonarme elemanlarda görülen dayanım ve rijitlik azalması ile çevrim sıkışması etkilerini yansıtmamaktadır. Bu yüzden betonarme için uygun değildir. Ancak basitliği nedeni ile önceki yıllarda sık olarak kullanılmıştır. Örneğin Walpole ve Shepherd (1969), adım adım integrasyon yöntemi ile deprem yükleri altında betonarme bir çerçevenin doğrusal olmayan çözümlemesini yaptıkları çalışmada, çerçeveyi oluşturan yapı elemanlarının davranışlarını ideal elasto-plastik şekilde modellemişlerdir.

2.3.2 Pekleşmeli Elasto-Plastik Model

İdeal elasto-plastik modelin, pekleşme etkilerini gözönüne alabilecek şekilde geliştirilmiş şeklidir. Ancak bu model de yön değiştiren tekrarlı yükleme durumunda ortaya çıkan davranış özelliklerini yansıtmadığı için, betonarme için uygun değildir. Giberson (1969), çalışmasında yapı elemanlarının doğrusal olmayan moment-dönme ilişkisi için pekleşmeli elasto-plastik modeli kullanmıştır. Jirsa ve Feghali (1999), üç farklı model kullanarak gerçekleştirdikleri dinamik çözümleme sonucunda pekleşmeli elasto-plastik modelin gerçekçi sonuçlar vermediğini bildirmiştir.

2.3.3 Ramberg-Osgood Modeli

Kaldjian (1967), deneysel sonuçlara dayanarak, yapı elemanlarının yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışının elasto-plastik olarak temsil edilmesinin doğru olmadığını belirtmiştir. Bunun nedeni olarak da çelikte bu tür yükler altında oluşan Bauschinger etkisini göstermiştir. Kaldjian çelik kirişler için moment-eğrilik (veya yük-yerdeğiştirme) ilişkisini Ramberg-Osgood türü bağıntı kullanarak tanımlamış, Ramberg-Osgood parametrelerini ise deneysel sonuçlardan yararlanarak belirlemiştir. Park ve diğ. (1972), elde ettikleri deneysel sonuçlara dayanarak, betonarme kesitlerin yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz kalması durumunda moment-eğrilik ilişkisi için Ramberg-Osgood türü bağıntı kullanılmasının, elasto-plastik modellere göre daha gerçekçi olduğunu belirtmişlerdir.

2.3.4 Rijitlik Azalmasını Yansıtan Modeller

Yön değiştiren tekrarlı yükleme durumunda betonarme elemanların davranışında gözlenen en önemli farklılıklar şekildeğiştirme seviyesinin ilerlemesi ve çevrim sayısının artması ile oluşan dayanım ve rijitlik azalması ile çevrim sıkışmasıdır. Bu bölümde bu etkileri kısmen veya tümü ile gözönüne alan çalışmaların bir kısmı özetlenmektedir. Clough (Saatcioglu, 1991), ideal veya pekleşmeli elasto plastik modeli, tekrar yükleme kollarında rijitlik azalmasını gözönüne alacak şekilde geliştirmiştir. Farklı araştırmacılar, elasto-plastik modeller yerine bu modelin kullanılması durumunda elde edilen kuramsal sonuçların deneysel sonuçlarla çok daha uyumlu olduğunu bildirmişlerdir. Bresler ve Bertero (1968), yön değiştiren tekrarlı yükler altında, işletme yükleri seviyesinde dahi bir rijitlik azalması olduğunu bildirmiş ve bunu çok sayıda yük tekrarı sonucu donatı ile beton arasındaki aderans kaybına bağlamışlardır. Bu aderans kaybını gözönüne alarak gerçekleştirdikleri sonlu elemanlar çözümlemesi ile eleman davranışında görülen rijitlik azalmasını elde etmişlerdir. Fukuda (Saatcioglu, 1991), üç doğrulu iskelet eğriye sahip ve rijitlik azalmasının gözönüne alındığı bir model önermiştir. Takeda ve diğ. (1970), gerçekleştirdikleri deneysel çalışma sonucunda, betonarme numunelerin rijitlik ve enerji yutma kapasitelerinin deney boyunca ve hızlı bir şekilde değişebildiğini belirlemişlerdir. Elde ettikleri deneysel sonuçlara dayanarak bir yük-yerdeğiştirme ilişkisi önermişlerdir. Bu amaçla üç doğrudan oluşan bir iskelet eğri tanımlamışlardır. Bu sayede iki doğrudan oluşan modellerde gözönüne alınamayan

çatlama sonrası görülen rijitlik değişimi de gözönüne alınmıştır. İskelet eğrinin herhangi bir noktasından oluşacak boşaltma ve tekrar yükleme durumları için de çeşitli kurallar belirlemişlerdir. Betonarme yapıların yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışının belirlenmesinde büyük kabul görmüş olan bu model, sabit eksenel kuvvete maruz betonarme elemanların davranışını, yükleme çevrimlerinde kararlılığın kaybedilmediği şekilde değiştirme seviyelerine kadar başarılı şekilde temsil edebilmektedir. Park ve diğ. (1972), elde ettikleri deneysel sonuçlara dayanarak, betonarme kesitlerin yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz kalması durumunda moment-eğrilik ilişkisi için Clough modelinin kullanılmasının, elasto-plastik modele göre daha gerçekçi olduğunu belirtmişlerdir. Imbeault ve Nielsen (Saatcioglu, 1991), üç doğrulu iskelet eğriden oluşan bir model tanımlamışlardır. Bu modelin olumsuz yanı boşaltma kolu ile kuvvet yön değiştirdikten sonra bu kolun devamı olan ters yönde yükleme kolunun aynı eğime sahip olmasıdır. Otani ve Sozen ile Powell (Saatcioglu, 1991), Takeda modelini, iskelet eğri için üç doğru yerine iki doğru kullanarak basitleştirmişlerdir. Otani (1974), betonarme çerçevelerin doğrusal olmayan çözümlemesi için bir yöntem geliştirdiği çalışmasında, plastik mafsallı hipotezini kullanmış ve yön değiştiren tekrarlı yükleme durumunda, ankastre uç momenti-serbest uç yerdeğiştirmesi ve ankastre uç momenti-konsol giriş dönmesi ilişkilerinin basitleştirilmiş şekli ile Takeda modeline uyduğu kabul edilmiştir. Takayanagi ve Schnobrich (Saatcioglu, 1991), dayanım azalması ile kesme kuvveti ve sıyrılma nedenleri ile oluşan çevrim sıkışmasını gözönüne alan üç doğrulu iskelet eğriye sahip bir model önermişlerdir. Riddel ve Newmark (Saatcioglu, 1991), Clough modelini, iskelet eğriye ulaşılmadan yapılan boşaltma ve tekrar yüklemeler, Takeda modelinde olduğu gibi, aynı doğru üzerinde gerçekleşecek şekilde geliştirmiştir. Saiidi (1982), Takeda modelinin iskelet eğrisini, iki doğrudan oluşacak şekilde basitleştirmiş ve boşaltma kolunun eğimi için ulaşılan süneklik seviyesinin ve çatlamış kesit rijitliğinin fonksiyonu olan bir bağıntı önermiştir. Saiidi çalışmasında beş ayrı model ile elde edilen sonuçları karşılaştırmış ve iskelet eğrinin üç doğru yerine iki doğrudan oluşturulmasının sonuçlar üzerinde önemli etkisi olmadığını saptamıştır. Roufaiel ve Meyer (1987), yeni hasar parametreleri de tanımladıkları çalışmalarında, rijitlik ve dayanım kaybı ile kesme kuvveti nedeni ile oluşan çevrim sıkışmasını gözönüne alan bir model önermişlerdir. Bu modelde dayanım kaybı tanımlanan kritik şekilde değiştirme seviyesinin aşılma miktarı ile orantılı, çevrim sıkışması ise kayma açıklığına bağlı olarak tanımlanmıştır. Stone ve Taylor (1992),

farklı araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmaların sonuçlarından yararlanarak gerçekleştirdikleri istatistiksel çalışma sonucunda, dayanım ve rijitlik azalması ile çevrim sıkışması için çok sayıda değişkenin fonksiyonu olan oldukça karmaşık bağıntılar önermişlerdir. Dowell ve diğ. (1998) rijitlik ve dayanım azalması ile çevrim sıkışmasını gözönüne alan bir model önermişlerdir. Rijitlik ve dayanım azalması ile çevrim sıkışmasının belirlenmesi için gerekli katsayılar eksenel kuvvet ve boyuna donatı geometrik oranının belli değerleri için abaklar aracılığı ile verilmiş olduğu için bunların matematiksel bağıntılar ile elde edilmesi kolay görünmemektedir. Vecchio (1999) yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanların davranışını belirlemede kullanılabilecek bir sonlu eleman algoritması için çeşitli bağıntılar önermiştir.

2.3.5 Lif Yaklaşımı

Betonarme yapıların doğrusal olmayan çözümlemesinde kullanılan yaklaşımlar içinde en uygun olanlarından birinin kritik kesitlerde moment-eğrilik çözümlemesinden yararlanmak olduğu çeşitli araştırmacılar tarafından belirtilmiştir, (Mander, 1983, Taucer ve diğ., 1991). Lif yaklaşımı kullanılarak yapılan kesit çözümlemesinin başarılı olması malzemeler için kabul edilen gerilme-şekildeğiştirme modellerinin gerçekçi olmasına bağlıdır. Lif yaklaşımını ilk kullananlardan biri olan Warner (1969), normal kuvvet ile birlikte eğik eğilmeye maruz betonarme kesitler için moment-eğrilik ilişkilerini elde etmiştir. Warner çalışmasında beton için sargı donatısı etkilerinin basit şekilde gözönüne alındığı bir gerilme-şekildeğiştirme modeli, çelik için ise ideal elasto-plastik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi kullanmıştır. Warner'in çalışmasında kuramsal moment-eğrilik ilişkileri monoton artan yükleme durumu için elde edilmiştir. Park ve diğ. (1972), sabit eksenel kuvvet ile birlikte yön değiştiren eğilme momentine maruz elemanlar için lif yaklaşımını kullanarak betonarme elemanlar için kuramsal moment-eğrilik ilişkilerini elde etmişlerdir. Lif yaklaşımı ile kesit çözümlemesinde çelik için Bauschinger etkisinin gözönüne alınabildiği Ramberg-Osgood türü bir bağıntı, beton için ise Kent ve Park (1971) tarafından önerilen sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme modelinin, tekrarlı yükleme durumunu kapsayacak şekilde geliştirilmiş şeklini kullanmışlardır. Aktan ve Pecknold (1974), eksenel kuvvet ile birlikte bileşik ve eğik eğilmeye maruz betonarme kesitler için yön değiştiren tekrarlı yükler altında kesit çözümlemesi yapmışlardır. Lif yaklaşımını kullanarak yaptıkları çözümlemede sarılmamış ve

sarılmış beton için iki ayrı basit gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi kabul etmişlerdir. Çelik için ise pekleşmeli elasto-plastik bir gerilme-şekildeğiştirme modeli kullanmışlardır. Çalışmalarının sonucunda eğik eğilme etkilerinin sözkonusu olması durumunda, betonarme kesitlerin moment taşıma kapasitesi, rijitlik ve enerji yutma kapasitelerinde, bileşik eğilme durumuna göre, önemli düşüş olduğunu belirlemişlerdir. Kumbasar (1994), beton için boşaltma ve tekrar yükleme kollarında rijitlik azalmasını gözönüne alan bir gerilme-şekildeğiştirme modeli, donatı çeliği için ise ideal elasto-plastik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi kullanarak, yön değiştiren tekrar yükler altında betonarme bacaların doğrusal olmayan davranışını incelemiştir. Günümüze dek pek çok araştırmacı farklı malzeme modellerini kullanarak, lif yaklaşımı ile kesit çözümlemesi yapmıştır. Son yıllarda farklı amaçlar için lif yaklaşımı ile kesit çözümlemesi yapılan çalışmalardan bir kısmı Taucer ve diğ. (1991), Murayama ve diğ. (1994), Su ve Zhu (1994), Al-Haddad (1995), Samra ve diğ. (1996), Sun ve diğ. (1996), Ersoy ve Özcebe (1998) ve Assa ve Nishiyama (1998) tarafından gerçekleştirilen çalışmalardır.

3. SARILMIŞ KOLONLARDA EKSENEL BASINÇ DENEYLERİ

3.1 Giriş

Bu tez çalışması kapsamında sarılmış betonarme kesitler için eksenel yükleme durumuna ait gerilme-şekildeğiştirme eğrilerinin elde edilmesi amacı ile 12 adet daire enkesitli kolon denenmiştir. Çalışma Japonya'nın Tsukuba şehrinde Bina Araştırma Enstitüsü'nün (Building Research Institute) laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Çalışmada enine donatı türü, aralığı ve hacimsel oranının, sarılmış betonun dayanım, süneklik ve enerji yutma kapasitesi üzerindeki etkileri incelenmiştir. Bu bölümde, gerçekleştirilen deneysel çalışma ile ilgili özet bilgi sunulacak ve elde edilen deneysel verilerin daha önce farklı araştırmacılar tarafından önerilen analitik modeller kullanılarak ulaşılan sonuçlarla karşılaştırılmasına yer verilecektir. Deneysel çalışmanın detayları farklı kaynaklarda bulunabilir (İlki ve diğ., 1997a, İlki ve diğ., 1997b, İlki ve diğ., 1998a).

3.2 Numuneler

Çalışma kapsamında 12 adet daire enkesitli kolon numunesi eksenel basınç altında denenmiştir. Tüm numuneler 1000 mm yüksekliğindedir. 11 numunenin çapı 250 mm, bir numunenin çapı 200 mm dir. Donatısız bir numune dışındaki 11 numune aynı boyuna donatıya sahiptir (6 $\Phi 16$). Bu donatı miktarı ile elde edilen boyuna donatı geometrik oranları 250 ve 200 mm çapındaki numuneler için sırası ile 0.025 ve 0.038 dir. 250 mm çapındaki numunelerde enine donatının dışından dışına, sarılmış kesit çapı 215 mm dir. Bu durumda sarılmış enkesit alanın, brüt enkesit alana oranı 0.74 olarak elde edilmektedir. Numunelerin özellikleri Tablo 3.1'de verilmiştir. A_{sh} (TB) test bölgesindeki enine donatıyı, ρ_{sh} bu donatı için hacimsel oranı, f_{yh} enine donatı akma dayanımını ve A_{sh} (TBD) test bölgesi dışına yerleştirilen enine donatıyı göstermektedir.

Tablo 3.1 Numune Özellikleri

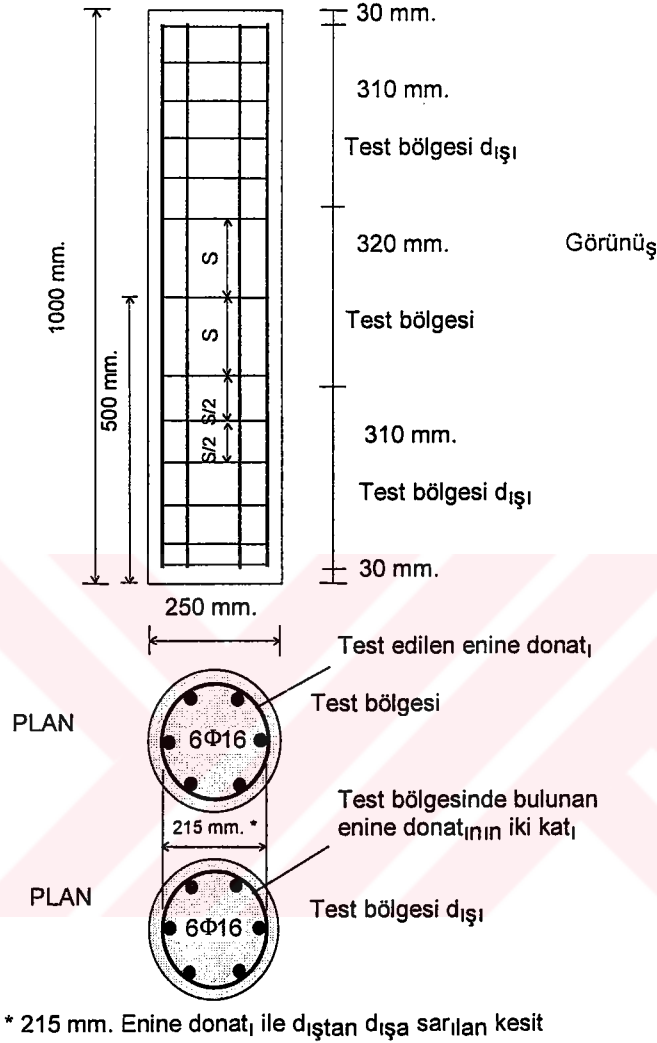
Numune	A_{sh} (TB)	ρ_{sh}	f_{yh} (MPa)	$\rho_{sh} \times f_{yh}$ (MPa)	A_{sh} (TBD)
D250H6/50	Φ6/50	0.0105	447	4.69	Φ6/25
D250H10/143	Φ10/143	0.0102	320	3.26	Φ10/70
D250H6/34	Φ6/34	0.0155	447	6.93	Φ6/17
D250H10/95	Φ10/95	0.0154	320	4.93	Φ10/45
D250H13/161	Φ13/161	0.0153	325	4.97	Φ13/80
D250H6/26	Φ6/26	0.0202	447	9.03	Φ10/30
D250H10/71	Φ10/71	0.0206	320	6.59	Φ10/35
D250H13/121	Φ13/121	0.0204	325	6.63	Φ13/60
D250S10/95	Φ10/95	0.0154	320	4.93	Φ10/45
Donatısız Beton	Yok	0	0	0	Yok
D250H6/75	Φ6/75	0.007	447	3.13	Φ6/35
D200H10/95	Φ10/95	0.0165	320	5.28	Φ10/45

Tablo 3.1'den de görülebileceği gibi denenen numunelerde enine donatı hacimsel oranı yaklaşık olarak 0.007 ile 0.02 arasında değişmektedir. 6 mm çaplı enine donatı için 0.007, 10 ve 13 mm çaplı enine donatı için 0.01 hacimsel oranları yaklaşık olarak ACI 318-89 (1992) tarafından verilen minimum enine donatı hacimsel oranına karşı gelecek şekilde seçilmiştir. Enine donatı minimum hacimsel oranı için (3.1) bağıntısı gözönüne alınmıştır.

$$\rho_{sh} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{cc}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (3.1)$$

(3.1) bağıntısında A_g ve A_{cc} sırası ile brüt ve sarılmış beton enkesit alanlarını, f'_c ise beton basınç dayanımını göstermektedir. Numunelerin genel görünümü Şekil 3.1'de verilmiştir. Şekilden de görülebileceği gibi boyuna donatının doğrudan yüklenmesini engellemek için numunelerin üst ve alt uçlarında 30 mm beton örtüsü bırakılmıştır. Sargı donatısı olarak spiral ve etriye kullanılması durumlarının karşılaştırılması amacı ile denenen bir adet spiral sargı donatılı numune (D250S10/95) dışındaki diğer numuneler etriye ile sarılmıştır. Numunelerde tüm ölçümlerin gerçekleştirildiği deney bölgesi, yüksekliğin orta 1/3 lük bölümüdür. Bu bölgenin dışında enine donatı aralığı yarıya indirilerek, hacimsel sargı donatısı oranı iki katına çıkarılmış ve hasarın deney bölgesinde oluşması sağlanmıştır. Bu bölümdeki grafik ve tablolarda etriye çap ve aralıkları bazı yerlerde Φ6/50, bazı yerlerde ise H6@50 şeklinde

gösterilmiştir. Bu gösterimler 50 mm aralık ile yerleştirilen 6 mm çapında enine donatı anlamına gelmektedir.



Şekil 3.1 Numunelerin Genel Görünümü

3.3 Malzeme

3.3.1 Beton

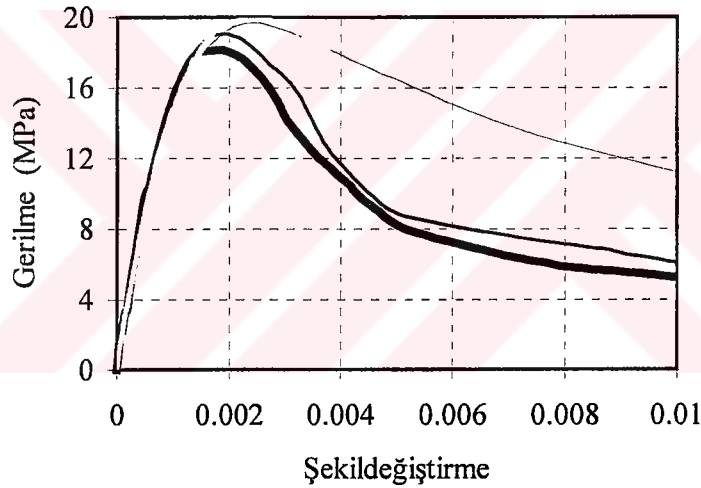
Tüm numuneler hazır beton kullanılarak bir seferde dökülmüştür. Karışım 28 günlük basınç dayanımı 18 MPa olacak şekilde belirlenmiştir. İyi yerleşme ve homojen bir beton elde etmek için taze betonda 180 mm çökme amaçlanmış ve hava sürükleyici katkı kullanılmıştır. Sık enine donatıya sahip numunelerde de iyi bir yerleşme elde

edebilmek amacı ile maksimum agrega çapı 10 mm olarak belirlenmiştir. Beton karışımı ve taze betonda yapılan çökme deneyi sonucu Tablo 3.2’de verilmiştir.

Tablo 3.2 Beton Karışımı

Çimento (kg/m ³)	Su (kg/m ³)	İnce Agrega (kg/m ³)	Kaba Agrega (kg/m ³)	Katkı (kg/m ³)	Çökme (mm)
282	189	868	874	3.02	190

Beton basınç dayanımının belirlenmesi amacı ile farklı yaşlarda 21 adet 100 mm × 200 mm boyutlarında silindir numune 2000 kN kapasiteli yükleme cihazı kullanılarak basınç deneyine tabi tutulmuştur. 28 günlük dört silindir için elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrileri Şekil 3.2’de verilmiştir. Bu dört numune için elde edilen ortalama basınç dayanımı 19.2 MPa dır.



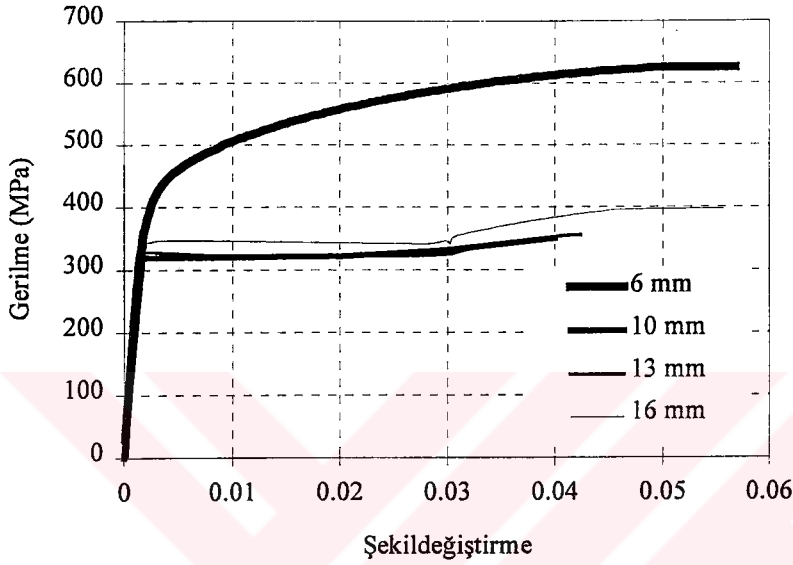
Şekil 3.2 28 Günlük Beton Silindir Numunelerin Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrileri

Şekil 3.2’de gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri verilen dört silindir numune aynı karışıma sahip olup, aynı şartlarda saklanmış ve denenmiştir. Gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri arasındaki farklılıkların nedeni dayanım sonrası düşen kol belirlenirken yükleme hızının sağlıklı şekilde kontrol edilememesi olabilir.

3.3.2 Çelik

Tüm numunelerde hem boyuna, hem de enine donatı için nervürlü çelik kullanılmıştır. Boyuna donatı olarak 16 mm, enine donatı olarak ise 6, 10 ve 13 mm çaplarında donatılar kullanılmıştır. Deneylerin yapıldığı Japonya’da 8 mm çapında

donatı bulunmadığı için, Türkiye’de enine donatı olarak oldukça yaygın kullanılan bu çapta enine donatı deney programına dahil edilememiştir. Kullanılan donatıların mekanik özelliklerini belirlemek üzere her farklı çap için üç adet çekme deneyi gerçekleştirilmiş ve elde edilen ortalama gerilme-şekildeğiştirme eğrileri Şekil 3.3’de verilmiştir. Bu eğrilerden de anlaşılacağı gibi 10, 13 ve 16 mm çaplarındaki donatılar sıcakta işlenmiş, 6 mm çapındaki donatılar ise soğukta işlenmiştir.



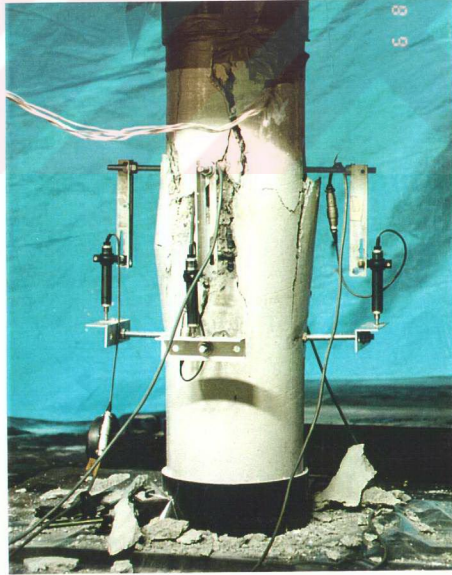
Şekil 3.3 Donatı Çeliği Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrileri

3.4 Deney Düzeneği ve Ölçüm Sistemi

Numunelerin aksel basınç altında denenmesinde 10000 kN kapasiteli Shimadzu Seisakusho yükleme makinesi kullanılmıştır, (Şekil 3.4). Deney bölgesinde numunenin ortalama şekildeğiştirmesi, numune çevresine 90 derece aralıklar ile yerleştirilen dört adet TML CDP-25 yerdeğiştirmeölçerden elde edilen verilerin ortalamasından yararlanarak belirlenmiştir, (Şekil 3.5). Bu ölçümler ile yüklemede bir simetri bozukluğu olup olmadığı da kontrol edilmiştir. Ayrıca her numunede boyuna donatılar üzerine yerleştirilen iki ve enine donatılar üzerine yerleştirilen üç adet şekildeğiştirmeölçer ile donatı şekildeğiştirmeleri belirlenmiştir. Bu amaçla donatı çapına göre 2 ve 3 mm ölçüm boyuna sahip Kyowa firması tarafından üretilen şekildeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Tüm deney verileri TML TDS-601 A veri toplayıcısı kullanılarak disketlere aktarılmış, daha sonra işlenmiştir.



Şekil 3.4 10000 kN Kapasiteli Yükleme Sistemi



Şekil 3.5 Numunelerin Genel Görünümü ve Ölçüm Sistemi

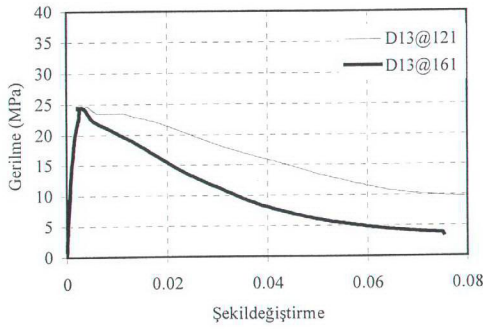
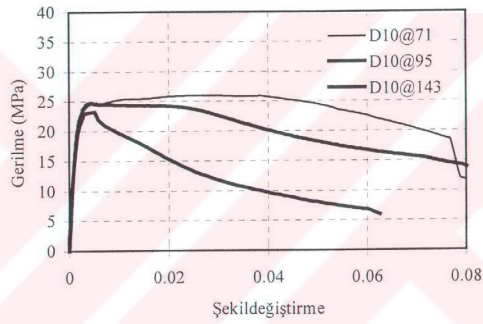
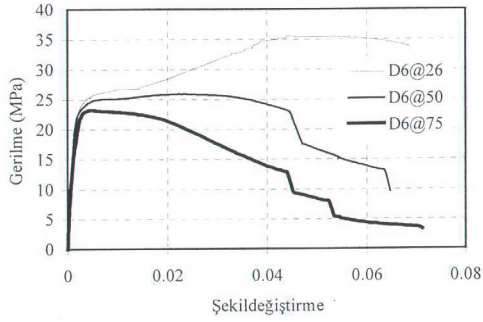
3.5 Deney Sonuçları

Elde edilen deney sonuçları ve bunların süneklik, dayanım, elastisite modülü ve enerji yutma kapasiteleri açılarından karşılaştırılmaları farklı kaynaklarda detaylı olarak verilmiştir (İlki ve diğ., 1997a, İlki ve diğ., 1997b, İlki ve diğ., 1998a). Bu bölümde elde edilen deneysel sonuçların sadece bir kısmı sunulmaktadır. Enine donatı hacimsel oranının sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisine olan etkisi Şekil 3.6'da görülmektedir. Bu eğrilerde $\Phi 6$, $\Phi 10$ ve $\Phi 13$ sargı donatılarının farklı hacimsel oranlarda kullanılması durumunda elde edilen gerilme-şekildeğiştirme davranışları görülmektedir. Bu eğrilerin incelenmesi sonucu enine donatı hacimsel oranının artması ile özellikle süneklikte önemli artış elde edildiği sonucuna varılmaktadır. Enine donatı çap ve aralığı arttıkça, enine donatı hacimsel oranının gerek dayanım, gerekse süneklik üzerindeki etkisi azalmaktadır.

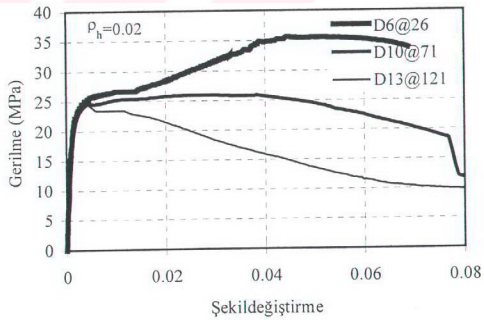
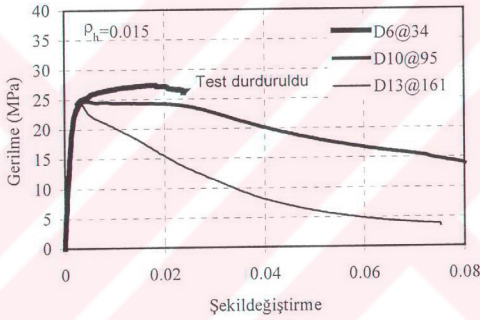
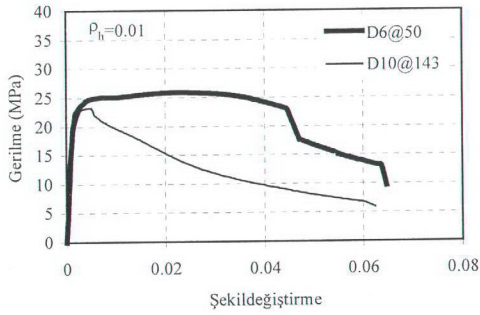
Aynı enine donatı hacimsel oranına sahip numunelerde farklı aralık ve çapta sargı donatısı kullanılması durumunda elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri Şekil 3.7'de verilmiştir. Bu gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri enine donatının %1, %1.5 ve %2 hacimsel oranları için elde edilmiştir. Bu eğrilerin incelenmesi sonucu aynı enine donatı hacimsel oranına sahip numunelerde enine donatı aralık ve çapına bağlı olarak oldukça farklı dayanım ve süneklik elde edilebileceği anlaşılmaktadır.

Gerilme-şekildeğiştirme eğrileri karşılaştırılırken sadece enine donatı hacimsel oranını gözönüne almak farklı çaplardaki enine donatıların, farklı akma dayanımlarına sahip olması durumunda yeterli olmayabilir. Şekil 3.8'de enine donatının hem hacimsel oranı hem de akma dayanımı gözönüne alınarak yapılan karşılaştırmalar verilmiştir. Yaklaşık olarak aynı $\rho_{sh} \times f_{yh}$ değerine sahip farklı çap ve aralıklarda sargı donatısı ile sarılmış numunelerin gerilme-şekildeğiştirme eğrilerinin karşılaştırılması sonucu, enine donatı aralığının özellikle süneklik üzerinde önemli etkisi olduğu anlaşılmaktadır.

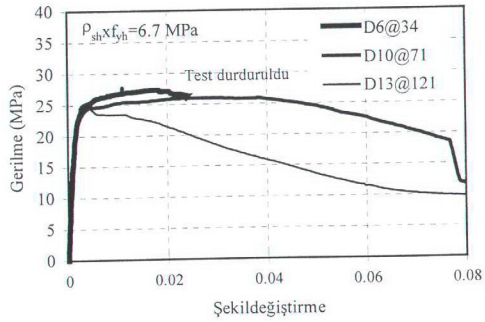
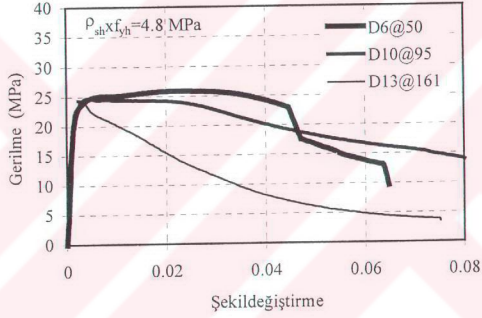
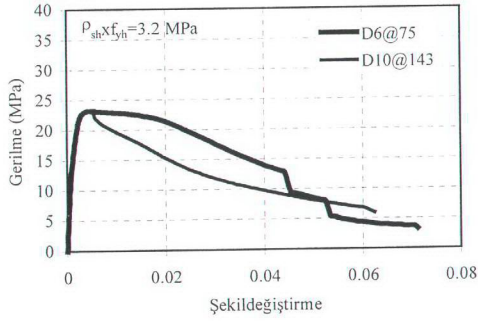
Enine donatının süneklik üzerine olan etkisini belirlemek amacı ile süneklik oranı için üç farklı tanım kullanılmıştır. Bunlardan birincisi daha önce Razvi ve Saatçioğlu (1994) tarafından önerilmiş olan ve aşağıda μ_I olarak verilen tanımdır.



Şekil 3.6 Enine Donatı Hacimsel Oranının Etkisi



Şekil 3.7 Enine Donatı Çap ve Aralığının Etkisi



Şekil 3.8 Aynı $\rho_{sh} \times f_{yh}$ Durumunda Enine Donatı Aralık ve Çapının Etkisi

$$\mu_1 = \frac{\varepsilon_{85}}{\varepsilon_{01}} \quad (3.2)$$

Bu ifadede ε_{85} sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin düşen kolu üzerinde sargılı beton basınç dayanımının %85'ine karşı gelen şekildeğiştirme, ε_{01} ise sarılmamış betonda dayanıma karşı gelen şekildeğiştirme. Süneklik oranı için kullanılan ikinci tanımda (3.2) ifadesinde yeralan ε_{85} yerine ε_{95} şekildeğiştirmesi kullanılmıştır.

$$\mu_2 = \frac{\varepsilon_{95}}{\varepsilon_{01}} \quad (3.3)$$

Bu ifadede ε_{95} sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin düşen kolu üzerinde sargılı beton basınç dayanımının %95'ine karşı gelen şekildeğiştirme. Süneklik için kullanılan üçüncü ifade (3.4) bağıntısı ile verilmiştir.

$$\mu_3 = \frac{\varepsilon_{85}}{\varepsilon_{02}} \quad (3.4)$$

Bu ifadede ε_{02} , sargılı beton için elastisite modülü eğimi ile doğrusal olarak dayanım seviyesinde belirlenen şekildeğiştirme. Elde edilen deney sonuçlarına göre ε_{01} ortalama olarak 0.0022 değerini almaktadır. Numuneler için ε_{02} değerleri ve süneklik oranları Tablo 3.3'de verilmiştir.

Sargı donatısının betonarme elemanların enerji yutma kapasiteleri üzerindeki etkisini belirlemek amacı ile numuneler için deneysel olarak elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrileri ile şekildeğiştirme ekseninde kalan alanlar belirlenmiştir. Kapasitelerin karşılaştırılması amacı ile en küçük olan enerji yutma kapasitesi 1.00 olarak alınmış, diğer numunelerin enerji yutma kapasiteleri de buna orantılı olarak belirlenmiş ve Tablo 3.4'de sunulmuştur.

Tablo 3.4'de verilen enerji yutma kapasiteleri belirlenirken gerilme-şekildeğiştirme eğrilerinin altında kalan alanın hesabında bir limit tanımlamak gereklidir, çünkü her ne kadar karşı koydukları gerilme önemli oranda azalmış olsa da, numuneler oldukça büyük şekildeğiştirmelere (0.20 – 0.25) ulaşabilmektedir. Ancak belli bir dayanımın altına düştükten sonra ulaşılan şekildeğiştirme ve yutulan enerjinin bir anlamı yoktur.

Tablo 3.3 Süneklik Oranları

Numune	ε_{02}	ε_{05}	ε_{05}	$\mu_1 = \varepsilon_{05} / \varepsilon_{01}$	$\mu_2 = \varepsilon_{05} / \varepsilon_{01}$	$\mu_3 = \varepsilon_{05} / \varepsilon_{02}$
D250H6/50	0.0017	0.041*	0.035	18.6	15.9	24.1*
D250H10/143	0.0012	0.010	0.006	4.4	2.7	8.1
D250H10/95	0.0015	0.036	0.026	16.4	11.8	24.0
D250H13/161	0.0016	0.009	0.005	4.0	2.3	5.4
D250H6/26	0.0026	0.069*	0.069	31.4	31.4	26.5*
D250H10/71	0.0016	0.061	0.049	27.7	22.3	38.1
D250H13/121	0.0013	0.021	0.012	10.0	5.5	16.9
D250S10/95	0.0016	0.052	0.044	23.6	20.0	32.5
D250H6/75	0.0015	0.025	0.017	11.0	7.7	16.0

* Etriye ε_{05} şekildeğiştirilmesine ulaşılmadan kopmuş, ε_{05} yerine etriyenin koptuğu şekildeğiştirme esas alınmıştır.

Bu nedenle 2 limit durum belirlenmiş ve eğrilerin altında kalan alanların bu limitlere kadar olan bölümleri gözönüne alınmıştır. Bu limitler herhangi bir etriyenin kopması (E.K.) veya gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin düşen kolu üzerinde gerilmenin sarılmamış eleman beton basınç dayanımının $0.85f_c$ 'inin altında düşmesidir ($0.85f_c$). Betonarme eleman için sarılmamış beton dayanımının, eleman şekli, boyutu ve beton döküm şekline bağlı olarak, standart silindir basınç dayanımının %85 ile %100'ü arasında değiştiği belirlenmiştir, (Razvi ve Saatcioglu, 1994). Bu bölümde Nagashima ve diğ. (1992) tarafından gerçekleştirilen çalışmada olduğu gibi, elemenda beton basınç dayanımı, silindir basınç dayanımının %85'i olarak kabul edilmiştir, ($f_c = 0.85f_c$). Tablo 3.4'de her numune için gözönüne alınan limit duruma karşı gelen şekildeğiştirme ve eksenel kuvvet ε_{limit} ve F_{limit} olarak verilmiştir.

Tablo 3.4 Enerji Yutma Kapasiteleri

Numune	ρ_{sh}	Limit Durum	ε_{limit}	F_{limit} (kN)	EYK*
D250H6/50	0.0105	E.K.	0.041	1122	2.10
D250H10/143	0.0102	$0.85f_c$	0.029	591	1.02
D250H10/95	0.0154	$0.85f_c$	0.097	593	1.25
D250H13/161	0.0153	$0.85f_c$	0.028	600	1.00
D250H6/26	0.0202	E.K.	0.069	1657	4.44
D250H10/71	0.0206	E.K.	0.077	904	3.77
D250H13/121	0.0204	$0.85f_c$	0.057	597	2.16
D250S10/95	0.0154	$0.85f_c$	0.116	594	4.86
D250H6/75	0.0070	E.K.	0.044	621	1.73

* EYK : Enerji yutma kapasitesi, EYK değeri minimum olan numunede 1.00 kabul edilmiş, diğer numuneler için buna orantılı olarak belirlenmiştir. EK : Etriye kopması

3.6 Kuramsal Modeller ile Karşılaştırma

3.6.1 Kullanılan Modeller Konusunda Özet Bilgi

Sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için farklı araştırmacılar tarafından çok sayıda model önerilmiştir. Bunlar Bölüm 2’de özetlenmiştir. Bu bölümde diğer modellere göre daha yeni olup, farklı araştırmacılar tarafından yaygın kabul görmüş olan Mander ve diğ. (1988a) ve Saatçioğlu ve Razvi (1992) modelleri ile, oldukça yeni olup, ne derece kabul göreceği henüz belirsiz olan Hoshikuma ve diğ. (1997) tarafından önerilen model gözönüne alınmıştır. Her üç model için Fortran programlama dili kullanılarak basit programlar yazılmıştır. Mander modeli Bölüm 4’de, Saatçioğlu ile Hoshikuma modelleri ise bu bölümde ayrıntılı olarak sunulmuştur. Her üç model ile ilgili özet genel bilgi Tablo 3.5’de verilmiştir.

Bu bölümde numunelerin isimlendirilmesi deney bölgelerindeki enine donatının çap, aralık ve tipi dikkate alınarak yapılmıştır. Örneğin H6/50 deney bölgesinde 50 mm aralıklarla 6 mm çapında etriye bulunan numuneyi, S10/95 ise deney bölgesinde 95 mm adım aralıklarında 10 mm çapında spiral bulunan numuneyi göstermektedir.

Saatçioğlu ve Razvi (1992), çok sayıda deneysel sonuca dayanarak dairesel spiral ve dikdörtgen etriye sargı donatısı durumlarında kullanılabilen bir model önermişlerdir. Model parabolik bir yükselen kol, dayanımın %20’sine kadar doğrusal bir düşen kol ve dayanımın %20’sinden sonra yatay bir koldan oluşmaktadır. Saatçioğlu ve Razvi sargılı beton dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme için aşağıdaki ifadeleri önermişlerdir.

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f'_l \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} (1 + 5K) \quad (3.6)$$

$$K = \frac{k_1 f'_l}{f'_{co}} \quad (3.7)$$

$$k_1 = 6.7(f'_l)^{-0.17} \quad (\text{MPa}) \quad (3.8)$$

$$f'_l = k_2 f_l \quad (3.9)$$

$$f_l = \frac{2A_{sh}f_{yh}}{d_c s} \quad (\text{dairesel \u00e7ekirdek}) \quad (3.10)$$

$$f_l = \frac{\sum A_{sh}f_{yh} \sin \alpha}{sb_c} \quad (\text{kare \u00e7ekirdek}) \quad (3.11)$$

$$f_l' = \frac{f'_{lx}b_{cx} + f'_{ly}b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (\text{dikd\u00f6rtgen \u00e7ekirdek}) \quad (3.12)$$

Bu ba\u011fıntılarda f'_{co} elemanda sarılmamış beton basın\u00e7 dayanımı, d_c sarılmış kesit \u00e7apı, s enine donatı aralığı, α etriye kolunun b_c kenarı ile yaptığı açı, f_l' etkili yanal basın\u00e7, f'_{lx} ve f'_{ly} , sırası ile b_{cx} ve b_{cy} kenarlarına dik olarak etki eden etkili yanal basın\u00e7lardır. k_2 dairesel ve k\u00fc\u00e7\u00fck aralıklı sargı donatılı karesel kesitlerde 1 de\u011ferini alırken, di\u011fer durumlar i\u00e7in a\u00\u00e7a\u011fıda verilen ba\u011fıntı yardımı ile belirlenmelidir.

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{b_c}{s_l}\right)\left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1.0 \quad (\text{MPa}) \quad (3.13)$$

s_l boyuna donatılar arasındaki uzaklığı g\u00f6stermektedir. Y\u00fckselen kol i\u00e7in \u00f6nerilen parabol ifadesi (3.14) ba\u011fıntısı ile verilmi\u015ftir. D\u00fc\u015fen do\u011frusal kol i\u00e7in ise, bu kol \u00fczerinde dayanımın %85'ine kar\u00e7ı gelen \u00e7ekilde\u011fi\u015ftirme (3.15) ba\u011fıntısı ile tanımlanmıştır.

$$f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{(1+2K)}} \quad (3.14)$$

$$\varepsilon_{85c} = 260 \rho_{sh} \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{085} \quad (3.15)$$

$$\rho_{sh} = \frac{\sum A_{sh}}{s(b_{cx} + b_{cy})} \quad (3.16)$$

Bu ifadelerde f_c ve ε_c herhangi bir anda beton gerilme ve \u00e7ekilde\u011fi\u015ftirmesi, ε_{085} sarılmamış betonda d\u00fc\u015fen kol \u00fczerinde dayanımın %85'ine kar\u00e7ı gelen \u00e7ekilde\u011fi\u015ftirmedir. Deneyssel veri olmaması durumunda, Saatcioglu ve Razvi ε_{085} i\u00e7in 0.0038 de\u011ferini \u00f6nermektedir.

Hoshikuma ve diğ. (1997), dairesel, kare ve dikdörtgen kesitli ve farklı enine donatı konfigürasyonlarına sahip numuneler üzerinde yaptıkları eksenel basınç deneylerine dayanarak sınırlı beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi için bir model önermişlerdir. Deney sonuçlarına göre gerilme-şekildeğiştirme eğrisini belirlemede dayanım, karşı gelen şekildeğiştirme ve dayanım kaybetme hızının en önemli etkenler olduğunu belirlemişlerdir. Yazarlar Japonya'da köprü ayaklarını oluşturan kolonlarda, özellikle Amerika ve Yeni Zelanda'daki uygulamalara göre, kesitlerin daha büyük, sargı donatısı hacimsel oranının daha düşük olduğunu (% 0.3-0.5), bu nedenle daha önce yapılmış deneysel çalışmalarda sargı donatısı oranının bu değerlerin çok üzerinde olduğunu belirtmişlerdir. Hacimsel sargı donatı oranının % 0.5'in altında olduğu sayılı çalışmada ise, yüksek dayanımlı çelik kullandığı ve sadece dışmerkezlikli eksenel kuvvet durumunu içerdiği için Japonya'daki uygulamalar için geçerli olamayacağını düşünmüşlerdir. Bu nedenle diğer araştırmacılar tarafından önerilen modellerin, düşük hacimsel sargı donatısı oranı durumunda sağlıklı sonuç veremeyeceği düşüncesi ile yükselen parabolik kol ve doğrusal düşen koldan oluşan bir model önermişlerdir. Bu modelde yükselen kolun aşağıdaki şartları sağlaması gerektiğinden hareketle,

$$\varepsilon_c = 0 \Rightarrow f_c = 0 \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_c = 0 \Rightarrow \frac{df_c}{d\varepsilon_c} = E_c \quad (3.18)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cc} \Rightarrow f_c = f'_{cc} \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cc} \Rightarrow \frac{df_c}{d\varepsilon_c} = 0 \quad (3.20)$$

basınç gerilmesi için önerdikleri (3.21) bağıntısındaki C_1 , C_2 , C_3 ve n katsayılarını belirlemiş ve yükselen kol için (3.22) ve (3.23) bağıntılarına ulaşmışlardır.

$$f_c = C_1 \varepsilon_c^n + C_2 \varepsilon_c + C_3 \quad (3.21)$$

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \quad (3.22)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f'_{cc}} \quad (3.23)$$

Bu bağıntılarda E_c beton elastisite modülüdür. Yükselen kolu ikinci derece parabol ile tanımlayan diğer modellerde genellikle başlangıç eğiminin elastisite modülüne eşit olması şartı ihmal edilmiştir. Mander ve diğ. (1988a), yükselen kolu, elastisite modülünün de katıldığı bir kesirli ifade ile, Mugurama ve diğ. (1983), ise iki farklı ikinci derece parabol ile tanımlayarak modellerinde bu şartı sağlamışlardır. Yazarlar doğrusal düşen kol için (3.24) ve (3.25) bağıntılarını vermişlerdir.

$$f_c = f'_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (3.24)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{f'_{co}{}^2}{\rho_{sh} f_{yh}} \quad (3.25)$$

Sargılı beton dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme için yazarların regresyon analizi sonucu ulaştıkları ifadeler aşağıda verilmiştir.

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 3.83 \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_{co}} \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.00218 + 0.0332 \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_{co}} \quad (\text{daire kesitler için}) \quad (3.27)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 0.73 \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_{co}} \quad (3.28)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.00245 + 0.0122 \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_{co}} \quad (\text{kare kesitler için}) \quad (3.29)$$

Yazarlar elde ettikleri deneysel sonuçları, Kent ve Park (1971), Mander ve diğ. (1988a), Saatcioglu ve Razvi (1992), Mugurama ve diğ. (1983) ve kendi modelleri ile analitik olarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Bu karşılaştırma sonucunda, daha önce önerilen modellerin hacimsel sargı donatısı oranının % 1.73 - 4.10 arasında değiştiği numunelerde iyi sonuç verdiklerini, ancak bu oranın % 0.19 - 1.16 arasında değiştiği seride deneysel verilerden uzak sonuçlar verdiklerini belirlemişlerdir. Kendi modellerinin ise hem düşük, hem de yüksek hacimsel sargı

donatı oranlarında, gerek dayanım ve karşı gelen şekildeğiştirme, gerekse düşen kolun eğimi için deneysel sonuçlara oldukça yakın sonuçlar verdiğini belirlemişlerdir.

Mander modelinin kullanılması için gerekli veri giriş bilgileri tüm numuneler için Tablo 3.6'da verilmiştir. Tablo 3.6'da d_{sh} enine donatı çapını, s enine donatı aralığını, s' enine donatılar arasındaki temiz aralığı, f_{yh} enine donatı akma dayanımını, f'_{co} ve ϵ_{co} sarılmamış eleman beton basınç dayanımı ($0.85 f'_c$) ve karşı gelen şekildeğiştirmeyi, d_c enine donatının merkezinden merkezine sarılmış kesit çapını ve A_s boyuna donatı enkesit alanını göstermektedir. K ise enine donatının etriye olması durumunda 1, spiral olması durumunda -1 alınması gereken bir katsayıdır.

Tablo 3.5 Kullanılan Modellerin Genel Özellikleri

Değişken	Mander (1988a)	Saatçioğlu (1992)	Hoshikuma (1997)
Kesit	Daire, kare, dikdörtgen	Daire, kare, dikdörtgen	Daire, kare, dikdörtgen
Enine donatı	Etriye, spiral	Etriye (dikdörtgen) spiral (daire)	Etriye
Enine donatı hacimsel oranı	Gözönüne alınıyor	Gözönüne alınıyor	Gözönüne alınıyor
Enine donatı çapı	Gözönüne alınıyor	Gözönüne alınıyor	Gözönüne alınmıyor
Enine donatı aralığı	Gözönüne alınıyor	Gözönüne alınıyor	Gözönüne alınmıyor
Boyuna donatı (enine donatı konfigürasyonu)	Gözönüne alınıyor	Gözönüne alınıyor	Gözönüne alınmıyor

Tablo 3.6 Mander Modeli için Veri Giriş Bilgileri

Numune	d_{sh} (mm)	s (mm)	s' (mm)	K	f_{yh} (MPa)	f'_{co} (MPa)	ϵ_{co}	d_c (mm)	A_s (mm ²)
H6/50	6	50	44	1	456	16.66	0.002	209	1206
H10/143	10	143	133	1	326	16.66	0.002	205	1206
H10/95	10	95	85	1	326	16.66	0.002	205	1206
H13/161	13	161	148	1	332	16.66	0.002	202	1206
H6/26	6	26	20	1	456	16.66	0.002	209	1206
H10/71	10	71	61	1	326	16.66	0.002	205	1206
H13/121	13	121	108	1	332	16.66	0.002	202	1206
S10/95	10	95	85	-1	326	16.66	0.002	205	1206
H6/75	6	75	69	1	456	16.66	0.002	209	1206

Saatçioğlu modelinin kullanılması için gerekli olan veri giriş bilgileri Tablo 3.7'de verilmiştir.

Tablo 3.7 Saatcioglu Modeli için Veri Giriş Bilgileri

Numune	d_{sh} (mm)	s (mm)	f_{yh} (MPa)	f'_{co} (MPa)	ϵ_{co}	d_c (mm)
H6/50	6	50	456	16.66	0.002	209
H10/143	10	143	326	16.66	0.002	205
H10/95	10	95	326	16.66	0.002	205
H13/161	13	161	332	16.66	0.002	202
H6/26	6	26	456	16.66	0.002	209
H10/71	10	71	326	16.66	0.002	205
H13/121	13	121	332	16.66	0.002	202
S10/95	10	95	326	16.66	0.002	205
H6/75	6	75	456	16.66	0.002	209

Hoshikuma modelinin kullanılması için gerekli veri giriş bilgileri tüm numuneler için Tablo 3.8'de verilmiştir.

Tablo 3.8 Hoshikuma Modeli için Veri Giriş Bilgileri

Numune	α	β	E_c (MPa)	f'_{co} (MPa)	ρ_{sh}	f_{yh} (MPa)
H6/50	1	1	19000	16.66	0.0105	456
H10/143	1	1	19000	16.66	0.0102	326
H10/95	1	1	19000	16.66	0.0154	326
H13/161	1	1	19000	16.66	0.0153	332
H6/26	1	1	19000	16.66	0.0202	456
H10/71	1	1	19000	16.66	0.0206	326
H13/121	1	1	19000	16.66	0.0204	332
S10/95	1	1	19000	16.66	0.0154	326
H6/75	1	1	19000	16.66	0.0075	456

Tablo 3.8'de α ve β dairesel kesit durumunda 1, kare kesit durumunda sırası ile 0.2 ve 0.4 alınacak olan katsayılar, E_c ise beton elastisite modülüdür.

3.6.2 Deneysel Veriler ile Kuramsal Modellerin Verdiği Sonuçların Karşılaştırılması

3.6.2.1 Sarılmış Beton Basınç Dayanımları, f'_{cc}

Tablo 3.9'da deneysel olarak ulaşılan sarılmış beton basınç dayanımları [1] ile Mander [2], Saatçioglu [3] ve Hoshikuma [4] modelleri kullanılarak elde edilen sarılmış beton basınç dayanımları ve deneysel olarak belirlenmiş dayanımın, analitik

olarak belirlenen dayanımlara oranları verilmiştir. Tablo 3.9'da sargılı beton için deneysel olarak elde edilen basınç dayanımı için (3.30) bağıntısından yararlanılmıştır.

$$f'_{cc} = \frac{P_{max} - A_s f_y}{A_{cc}} \quad (3.30)$$

Bu bağıntıda P_{max} numuneye etkitilen eksenel yük, A_s ve f_y boyuna donatı enkesit alanı ve akma dayanımı, A_{cc} ise enine donatının dışından dışına sarılmış beton enkesit alanıdır.

Tablo 3.9 Deneysel ve Analitik Olarak Belirlenen Sarılmış Beton Basınç Dayanımları

Numune	f'_{cc} [1]	f'_{cc} [2]	f'_{cc} [3]	f'_{cc} [4]	[1] / [2]	[1] / [3]	[1] / [4]
H6/50	23.49	27.79	30.84	34.01	0.85	0.76	0.69
H10/143	19.90	21.79	27.28	29.01	0.91	0.73	0.69
H10/95	21.89	26.30	31.60	35.17	0.83	0.69	0.62
H13/161	21.49	23.43	32.00	35.50	0.92	0.67	0.61
H6/26	36.61	36.57	41.10	51.34	1.00	0.89	0.71
H10/71	23.61	30.28	35.72	41.40	0.78	0.66	0.57
H13/121	21.76	27.63	36.05	41.96	0.79	0.60	0.52
S10/95	24.68	28.29	31.60	35.17	0.87	0.70	0.70
H6/75	19.77	23.73	26.81	29.64	0.83	0.74	0.67

Tablo 3.9'da da görüldüğü gibi her üç analitik model sarılmış beton basınç dayanımlarını deneysel olarak elde edilen değerlerin üzerinde vermiştir. Ancak Mander modeli kullanılarak elde edilen sarılmış beton basınç dayanımları deneysel verilere oldukça yakındır.

Bu çalışmada, elemanda beton basınç dayanımı (f'_{co}), silindir basınç dayanımının %85'i ($0.85 f'_c$) olarak kabul edilmiştir. Farklı araştırmacılar tarafından yapılan çalışmalar sonucunda f'_{co}/f'_c oranının 0.85 ile 1.0 arasında değiştiği belirlenmiş, 0.85 oranı da pek çok araştırmacı tarafından kullanılmıştır. Bu kabulde yapılacak küçük bir değişiklik her üç analitik model kullanılarak elde edilen sarılmış beton basınç dayanımlarının, deneysel verilere daha da yaklaşmasını sağlar.

3.6.2.2 Dayanıma Karşı Gelen Şekildeğiştirmeler, ε_{cc}

Tablo 3.10'da sarılmış beton basınç dayanımlarına karşı gelen şekildeğiştirmeler için deneysel olarak ulaşılan değerler [1] ile Mander [2], Saatçioğlu [3] ve Hoshikuma [4] modelleri kullanılarak elde edilen şekildeğiştirme değerleri ve deneysel olarak belirlenmiş şekildeğiştirme değerlerinin, analitik olarak belirlenen şekildeğiştirmelere oranları verilmiştir.

Tablo 3.10 Dayanıma Karşı Gelen Şekildeğiştirmeler – Deneysel ve Analitik

Numune	ε_{cc} [1]	ε_{cc} [2]	ε_{cc} [3]	ε_{cc} [4]	[1] / [2]	[1] / [3]	[1] / [4]
H6/50	0.0185	0.0085	0.0105	0.0110	2.20	1.76	1.68
H10/143	0.0050	0.0050	0.0085	0.0085	1.00	0.59	0.59
H10/95	0.0044	0.0076	0.0110	0.0110	0.58	0.40	0.40
H13/161	0.0025	0.0060	0.0110	0.0120	0.42	0.23	0.21
H6/26	0.0445	0.0014	0.0160	0.0200	3.18	2.78	2.23
H10/71	0.0266	0.0100	0.0130	0.0150	2.66	2.05	1.77
H13/121	0.0039	0.0085	0.0130	0.0150	0.46	0.30	0.26
S10/95	0.0336	0.0085	0.0110	0.0110	3.95	3.05	3.05
H6/75	0.0048	0.0062	0.0080	0.0085	0.77	0.60	0.56

Genel olarak her üç analitik model sarılmış beton dayanımına karşı gelen şekildeğiştirme değerlerini deneysel verilerden oldukça farklı olarak vermiştir. Ancak her üç modelin verdiği sonuçların birbirine oldukça yakın olması ilginçtir. Deneysel veriler ile yapılan bu karşılaştırma sonucunda, her üç modelin sık enine donatılı veya spiralli numunelerde dayanıma karşı gelen şekildeğiştirmeyi, deneysel verilerden küçük, seyrek enine donatı durumunda ise deneysel verilerden büyük olarak verdiği görölmektedir. Bir başka deyişle, deneysel olarak belirlenen ε_{cc} değerleri enine donatı aralık ve hacimsel oranına göre oldukça büyük değişimler gösterirken, analitik modellerde bu değişim oldukça sınırlı olarak elde edilmektedir.

3.6.2.3 Süneklik Oranları, μ_l

Bugüne kadar beton için oldukça farklı süneklik oranları tanımlanmıştır. Bunlardan üçü 3.5 paragrafında verilmiştir. Bu bölümde (3.2) bağıntısı ile verilen süneklik oranı tanımı kullanılarak deneysel ve analitik süneklik oranları elde edilmiş ve Tablo

3.11'de birbirleri ile karşılaştırılmıştır. ε_{01} , elde edilen deneysel verilere dayanarak 0.0022 olarak kullanılmıştır.

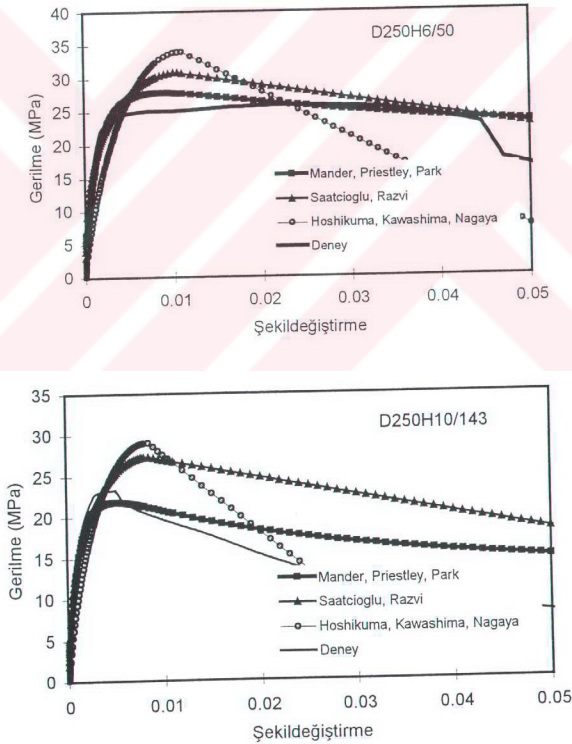
Tablo 3.11 Deneysel ve Analitik Süneklik Oranları

Numune	μ_l [1]	μ_l [2]	μ_l [3]	μ_l [4]	[1] / [2]	[1] / [3]	[1] / [4]
H6/50	18.6	20.45	15.00	8.18	0.91	1.24	2.27
H10/143	4.4	8.64	12.27	5.90	0.51	0.36	0.75
H10/95	16.4	17.27	22.73	9.09	0.95	0.72	1.80
H13/161	4.0	11.36	23.18	9.09	0.35	0.17	0.44
H6/26	31.4	≈ 36.4	≈ 36.40	19.55	≈ 0.9	≈ 0.9	1.61
H10/71	27.7	26.36	35.90	12.73	1.05	0.77	2.18
H13/121	10.0	20.45	36.36	12.73	0.49	0.28	0.79
S10/95	23.6	21.82	22.72	9.09	1.08	1.04	2.60
H6/75	11.0	11.82	8.64	6.36	0.93	1.27	1.73

3.6.2.4 Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrilerinin Karşılaştırılması

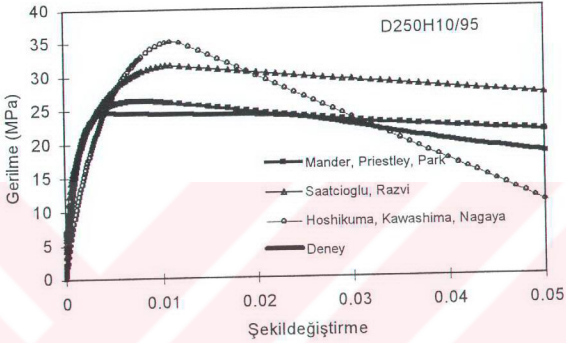
Deneysel ve analitik olarak elde edilen sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme eğrilerinin karşılaştırıldığı bu bölümde dikkat edilmesi gereken bir nokta vardır. Analitik modeller sadece sargılı beton kesit için gerilme-şekildeğiştirme bağıntısını vermektedir. Oysa deneysel gerilme-şekildeğiştirme eğrileri boyuna donatının da etkisini içeren ve kesit olarak tüm yükleme boyunca brüt enkesit alanın değişmediği kabulüne dayanan ortalama gerilme-şekildeğiştirme eğrileridir. Deneyler sırasında yapılan gözlemlere göre kolon en büyük eksenel gerilmeye ulaşmış, bu gerilme altında oldukça az bir şekildeğiştirme yaptıktan sonra beton örtüsü önemli ölçüde dökülmektedir. Dolayısı ile kolona etkitilen eksenel kuvvetin brüt enkesit alana bölünmesi ile elde edilen ortalama gerilme, gerçekte kesit bir miktar küçüldüğünden, kolonda mevcut olan gerçek gerilmenin altındadır. Buna karşılık deney verilerine göre, numuneler en büyük eksenel basınç gerilmesine ulaştıklarında, boyuna donatı akmakta veya daha önce akmış bulunmaktadır. Bu durumda boyuna donatıda da önemli miktarda basınç gerilmesi söz konusu olacaktır. Deneysel gerilme-şekildeğiştirme eğrilerinin belirlenmesinde boyuna donatı tarafından alınan gerilme toplam ortalama gerilmeden çıkarılmadığı için, sarılmış betondaki gerilmeyi azaltacak yönde olan bu etki hesaba katılamamıştır. Gözönüne alınmayan bu iki etki ters yönde etkili oldukları için, kolon numuneleri için belirlenen deneysel ortalama

gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin, yeteri yaklaşıklıkla sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisini temsil ettiği düşünülebilir. Bu sonuca sayısal olarak da ulaşmak amacı ile beton örtüsünün dökülmesini ve boyuna donatının alacağı gerilmeyi gözönüne alacak şekilde sarılmış beton dayanımı için (3.30) bağıntısı verilmiştir. Bu bağıntı kullanılarak elde edilen deneysel sargılı beton basınç dayanımları da Tablo 3.9'da verilmiştir. Farklı numuneler için deneysel olarak elde edilmiş olan ortalama gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri ise Şekil 3.9, 3.10, 3.11 ve 3.12'de sunulmuştur. Tablo 3.9'da verilmiş olan sarılmış beton basınç dayanımları ile beton örtüsünün dökülmesinin ve boyuna donatının alacağı gerilmenin gözönüne alınmadığı deneysel ortalama gerilme-şekildeğiştirme eğrilerinde ulaşılan dayanımların oldukça yakın olması yapılan kabulün geçerli olacağını göstermektedir.

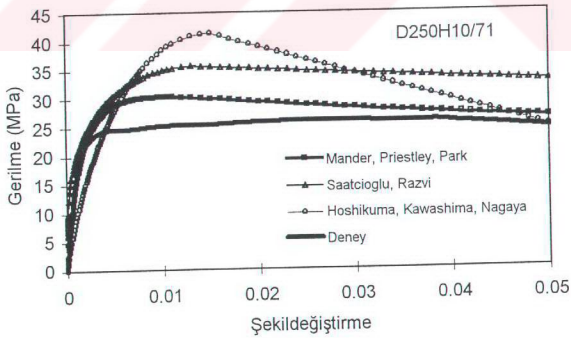


Şekil 3.9 $\rho_{st}=0.01$ Olan Numunelerde Karşılaştırma

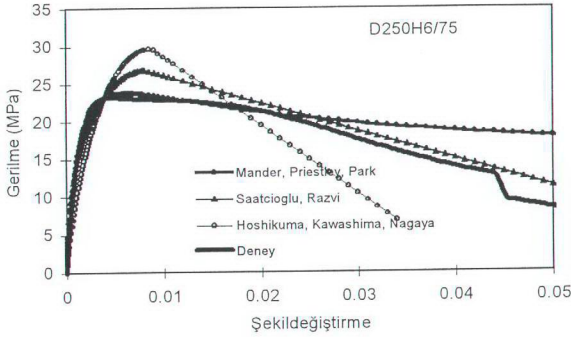
Şekil 3.9'da 0.01 hacimsel enine donatı oranına sahip iki numunede, Şekil 3.10, 3.11 ve 3.12'de ise enine donatı hacimsel oranı 0.015, 0.02 ve 0.007 olan birer numune için deneysel ve analitik gerilme-şekildeğiştirme eğrilerinin karşılaştırılması sunulmuştur. Bu şekillerin karşılaştırılması sonucu, Mander modelinin, sarılmış beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisini diğer iki modele göre, deneysel verilere daha yakın olarak verdiği görülmektedir.



Şekil 3.10 $\rho_{sh}=0.015$ Olan Numunede Karşılaştırma



Şekil 3.11 $\rho_{sh}=0.02$ Olan Numunede Karşılaştırma



Şekil 3.12 $\rho_{sh}=0.007$ Olan Numunede Karşılaştırma

3.7 Sonuçlar

Eksenel yüklenen farklı sargı donatısına sahip betonarme kolonların deney sonuçlarına dayanarak aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

Enine donatı hacimsel oranı, dayanım ve süneklik üzerinde etkilidir. Süneklik üzerindeki etkisi daha belirgindir.

Enine donatı aralığı özellikle süneklik açısından çok etkilidir. Aynı hacimsel enine donatı oranına veya aynı $\rho_{sh} \times f_{yh}$ değerine sahip numunelerde küçük aralık ve küçük çaplı enine donatı kullanılması durumunda çok daha sünek davranış elde edilmektedir.

Dayanıma karşı gelen şekildeğiştirme, enine donatının artırılması ile önemli oranda artmaktadır. Bu değer sarılmamış betonda 0.002 civarındaki iken, sarılmış betonda 0.0445 değerine kadar arttığı gözlenmiştir.

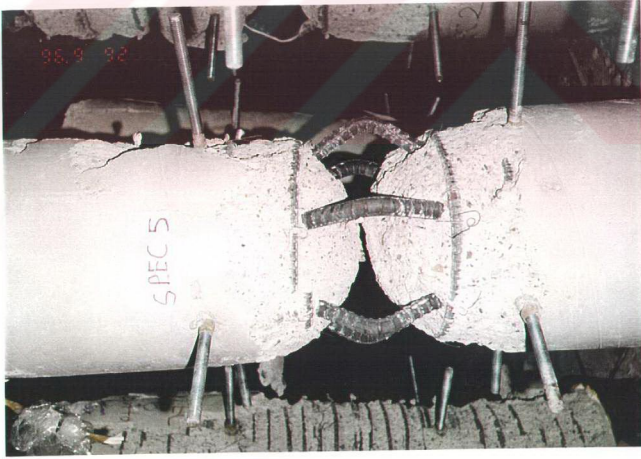
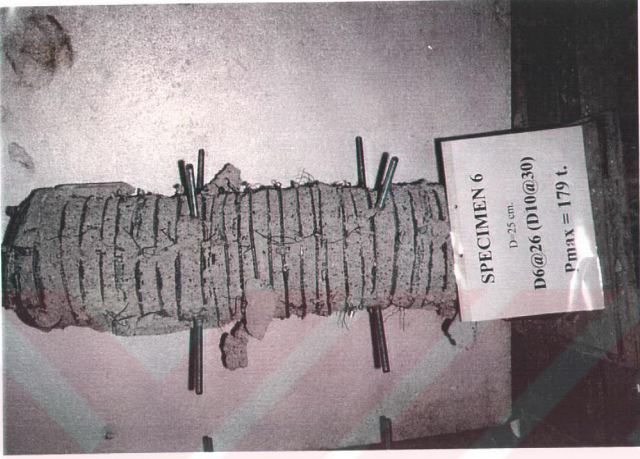
Enerji yutma kapasitesinde sargı donatısı oran ve aralığına bağlı olarak önemli artış söz konusu olabilmektedir.

Aynı kesit ve malzeme özelliklerine sahip spiral ve etriye ile sarılmış iki numune 0.01 şekildeğiştirme seviyesine kadar oldukça benzer davranış göstermiş, bu şekildeğiştirmeden sonra spiral ile sarılmış numune daha iyi bir davranış

sergilemiştir. Ancak 0.01 basınç kılmasının oldukça büyük bir şekildeğıştirme olduğu düşünölürse, pratik açıdan etriye veya spiral ile sarılmış dairesel kolonların benzer davranacağı söylenebilir. Ayrıca gerek işçilik kolaylığı, gerekse spiralde oluşabilecek bir kopmanın, herhangi bir etriyede oluşabilecek kopmaya göre daha tehlikeli sonuçlar doğurabileceğı düşünölürse, dairesel etriye kullanımının daha uygun olduğu düşünölülebilir.

Göçme biçimi enine donatı aralığına bağılı olarak boyuna donatının burkulması veya enine donatının kopması olarak ortaya çıkmıştır. Bu iki duruma ait fotoğraflar Şekil 3.13'de sunulmuştur.

Sarılmış beton gerilme-şekildeğıştirme eğrisi için önerilmiş olan üç farklı modelin denenene numuneler için verdiği sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bunun sonucunda deneysel sonuçlara en yakın sonuçları Mander ve diğ. (1988a) tarafından önerilen modelin verdiği görölmüştür.



Şekil 3.13 Deney Sonrası D250H13/161 ve D250H6/26 Numunelerinin Görünümü

4. YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLER ALTINDA EĞİLME DENEYLERİ

4.1 Giriş

Betonarme yapıların depremler karşısında sergileyeceği davranışın gerçekçi olarak belirlenebilmesi için, yapı elemanlarının yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışlarının iyi bilinmesi büyük önem taşır. Betonarme yapıları şiddetli depremler karşısında elastik davranacak şekilde boyutlandırmak ekonomik bir çözüm değildir. Bu nedenle betonarme yapıların depreme dayanıklı tasarımında, şiddetli depremler karşısında yapının elastik ötesi şekildeğiştirmeler yapmasına izin verilir. Bunun sonucunda şiddetli bir deprem durumunda kritik bazı elemanlarda elastik sınır aşılar, plastikleşme görülür. Bu da yapının elastik davranışa göre çok daha büyük enerji yutmasını sağlar. Yapının göçmeye uğramadan, oluşacak plastik şekildeğiştirmeler ile, açığa çıkan enerjiyi yutabilmesi için tasarım ve detaylandırmanın dikkatli yapılması büyük önem taşır.

Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışında en önemli özellikler artan şekildeğiştirmeler ile birlikte elemanda dayanım ve rijitlik kaybı oluşması ile ileri şekildeğiştirme seviyelerinde görülen çevrim sıkışması ve bunlardan dolayı yapının yutabildiği enerji miktarında önemli azalma oluşabilmesidir. Bu özellikler çok sayıda değişkene bağlıdır. Bunlardan bazıları beton basınç dayanımı, boyuna donatı oranı, akma dayanımı, türü, pekleşme oranı, enine donatı hacimsel oranı, aralık, çap ve akma dayanımı, elemana etkiyen eksenel kuvvetin seviyesi, kesit şekli, yükleme hızı, kesme kuvvetlerinin ve olası aderans kayıplarının etkileridir.

Tekrarlı ve yön değiştiren yükler durumunda betonarme elemanların davranışında etkili olan değişkenlerin çokluğu ve bu değişkenlerin büyük aralıklarda farklı değerlere sahip olabilmesi, bu tür yükleme durumu için davranış özelliklerinin gerçekçi olarak belirlenmesini oldukça karmaşıktırır.

Bu konuda gerek deneysel, gerekse kuramsal çalışmalar uzun yıllardır yapılmakta ve halen de sürmektedir. Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışı için pek çok araştırmacı tarafından üzerinde anlaşılmış ve yeteri yaklaşıklıkla doğru sonuçlara ulaşıldığı kabul edilen analitik modeller mevcuttur. Ne var ki, daha henüz, monoton artan şekildeğiştirmeler için, sargılı betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi üzerinde bile tam bir görüş birliğine varılamamış olması ve yaygın olarak kullanılan sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkilerinin birbirlerinden oldukça farklı sonuçlar verebilmesi (El-Dash ve Ahmad, 1994), tekrarlı ve yön değiştiren yükler altında betonarme elemanların davranışları üzerinde farklı değişkenlerin etkilerinin incelendiği çalışmaların sürdürülmesi gerekliliğini göstermektedir. Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışı, sargılı betonun monoton artan etkilere karşı davranışına göre çok daha karmaşıktır.

4.1.1 Deneysel Çalışmanın Kapsam ve Amacı

Bu çalışma betonarme elemanların davranışı üzerinde etkili çok sayıda değişkenden bir kısmının etkilerini deneysel olarak incelemek amacı ile gerçekleştirilmiştir. Bu değişkenler beton basınç dayanımı, boyuna donatı oranı, türü (akma dayanımı, yüzey şekli) ve elemana etkiyen eksenel kuvvetin seviyesidir. Bu amaçla biri pilot olmak üzere 200 mm × 200 mm × 2000 mm boyutlarında 28 numune sabit eksenel kuvvet ve yön değiştiren eğilme momenti etkileri altında denenmiştir. Deneyler İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği ve Yapı Malzemesi Laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir. Yapılar depreme maruz kaldıklarında, kolonların üzerine etkiyen eksenel kuvvetler de, yanal kuvvetler gibi, zamana bağlı olarak hızlı bir değişim göstermektedir. Eksenel kuvvetin seviyesi elemanın çatlama, akma ve göçme özellikleri üzerinde etkili olduğu için elemanın rijitlik ve dayanımını etkilemektedir. Ayrıca elemanın sünekliği ve kesme kuvveti taşıma kapasitesi de eksenel kuvvetin seviyesinden etkilenmektedir. Ancak eksenel kuvvetin zamana bağlı olan değişiminin gözönüne alınması oldukça zahmetlidir, (Roufaiel ve Meyer, 1987, Meyer, 1991). Bu nedenle pek çok çalışmada olduğu gibi, bu çalışmada da eksenel kuvvetin zamanla değişim göstermediği ve düşey yükler sonucu oluşan değerde olduğu kabul edilmiştir. Bu çalışmada numunelere uygulanan eksenel kuvvet, numunelerin eksenel yük taşıma kapasitesinin %5 ve %30'u arasında,

numunelerde boyuna donatı oranı %1 ve %3 arasında, numunelerin deney günü belirlenen ortalama basınç dayanımları 20.2 ve 30.3 MPa arasında değişmektedir. Boyuna donatı olarak donatı türünün davranışa etkisini gözlemlemek amacı ile 9 numunede düz yüzeyli ($f_y:365$ MPa), 19 numunede ise nervürlü ($f_y:551$ MPa) çelik kullanılmıştır. Eksenel kuvvetler ilk bakışta düşük gibi görünse de, işletme yükleri altında kolonların bu seviyelerde eksenel kuvvetlere maruz kalması oldukça yaygındır. Priestley ve Benzoni (1996) ile Jaradat ve diğ. (1998), özellikle köprü ayaklarında, eksenel kuvvet seviyesinin, kapasitenin %5-10'u civarında olduğunu bildirmişlerdir. Bayrak ve Sheikh (1997), dört kolon üzerinde gerçekleştirdikleri deneysel çalışmada numunelere eksenel kuvvet kapasitelerinin %36 ve %50'si seviyelerinde sabit eksenel kuvvet uygulamışlar, ancak bu seviyelerin uygulamada genel olarak karşılaşılan seviyelerin üzerinde olduğunu belirtmişlerdir.

Bu çalışmadan elde edilen deneysel veriler yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanların davranış özelliklerinin kuramsal olarak belirlenmesi amacı ile gerçekleştirilen ve Bölüm 5'de sunulan çalışmada elde edilen sonuçların kontrol ve/veya kalibre edilmesi ile Bölüm 6'da önerilen modelin temel özelliklerinin belirlenmesi için son derece önemlidir.

4.1.2 Konu ile İlgili Çalışmalar

Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranış üzerine çok sayıda deneysel ve kuramsal çalışma yapılmış ve halen de yapılmaktadır. Son yıllarda yapılan deneysel çalışmalar aşağıda kısaca özetlenmiştir.

Rabbat ve diğ. (1986), hafif ve normal ağırlıklı betonarme kolon-kiriş birleşimlerinin deprem davranışını 16 numuneyi deneyerek incelemiş, beton tipinin, kolon boyutlarının, boyuna ve enine donatılar ile eksenel kuvvetin davranışa etkilerini araştırmışlardır. Elde ettikleri sonuçlara göre, gerek hafif, gerekse normal ağırlıklı beton ile üretilmiş numunelerde, donatı detaylarına dikkat edildiğinde, sabit eksenel kuvvet ve yön değiştiren eğilme momenti etkileri altında elastik şekildeğiştirmeler ötesinde, hem dayanım korunabilmekte, hem de önemli süneklik seviyelerine ulaşabilmektedir.

Zahn ve diğ. (1989), yaptıkları deneysel çalışma sonucunda aynı enine donatıya sahip ve aynı eksenel kuvvet seviyesi altında zorlanan kolonlarda bileşik ve eğik

eğilme durumlarında, dayanım ve süneklik özelliklerinin birbirine oldukça yakın olduğunu belirlemişlerdir.

Ha ve diğ. (1992), yüksek dayanımlı beton ile üretilen kolon-kiriş birleşimlerinin davranışlarını inceledikleri deneysel çalışmalarında değişik donatı detaylarının numunelerin dayanım, rijitlik ve enerji yutma kapasitesi özelliklerine etkilerini araştırmışlardır.

Watson ve Park (1994), 11 betonarme kolonu denedikleri çalışmalarında, eksenel kuvvet ve enine donatının davranış üzerine etkilerini araştırmışlardır. Elde ettikleri sonuçlara göre, çok yüksek eksenel kuvvete maruz kolonlarda ACI318-89 (1992) ve NZS 3101 (Bölüm 1:1982, Bölüm 2:1992) yönetmeliklerince verilen sarılma bölgesi boyları yetersiz kalmaktadır.

Raffaella ve Wight (1995), dışmerkezlikli kolon-kiriş birleşim davranışını inceledikleri deneysel çalışmada, bu tür birleşim durumunda yük-yerdeğiştirme ilişkisinde belirgin bir çevrim sıkışması olduğunu ve bunun da aderans kaybindan kaynaklandığını belirlemişlerdir.

Priestley ve Benzoni (1996), ACI318-89 yönetmeliği tarafından verilen minimum boyuna donatı oranı şartlarını sağlamayan dairesel enkesitli kolonları denemiş, elde ettikleri sonuçlara göre özellikle dairesel enkesitli köprü kolonlarında minimum donatı oranının 0.005'e indirilebileceğini bildirmişlerdir.

Bayrak ve Sheikh (1997), yüksek dayanımlı beton ile üretilen kolonlar üzerinde gerçekleştirdikleri deneysel çalışmada, beton basınç dayanımının, eksenel kuvvet seviyesinin, enine donatı konfigürasyon ve miktarının eleman davranışına etkilerini incelemişlerdir. Sonuç olarak enine donatıdaki artışın, eksenel kuvvet seviyesindeki azalmanın, boyuna donatının kesit çevresinde dağılımının iyi olmasının, betonarme kolonların enerji yutma ve süneklik özelliklerini iyileştirdiklerini belirlemişlerdir.

Jaradat ve diğ. (1998), mevcut köprü kolonlarının depreme karşı davranışlarını belirlemek amacı ile gerçekleştirdikleri deneysel çalışma sonucunda, boyuna donatıdaki artışın yük-yerdeğiştirme ilişkisinde ortaya çıkan çevrim sıkışmasını azalttığını, ancak dayanım kaybetme hızını arttırdığını belirlemişlerdir.

Abrams (1991), betonarme yapıların deprem davranışları konusunda o güne kadar yapılan çok sayıda deneysel çalışmayı, kirişler, kolon-kiriş birleşimleri, kolonlar, perde duvarlar, çerçeve-perde duvar sistemler, boşluklu perdeler ve dolgu duvarlı çerçeveler olarak gruplandırarak kısaca özetlemiş, bu konularda yayınlanmış yaklaşık 400 adet çalışmanın listesini vermiştir.

Bu konudaki deneysel çalışmalar yanında çok sayıda kuramsal çalışma da yapılmıştır. Bu çalışmalar Clough (Saatcioglu, 1991) ve Takeda ve diğ. (1970) tarafından başlatılmıştır. Son yıllarda gerçekleştirilen çalışmalardan bir kısmı Saidi (1982), Roufaei ve Meyer (1987), Zeris ve Mahin (1991a, 1991b), Kitajima ve diğ. (1991), Murayama ve diğ. (1994), Schiffner (1995), Dowell ve diğ. (1998) ile Elmorsi ve diğ. (1998) tarafından yapılan çalışmalardır.

Saatcioglu (1991), betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışı için o güne kadar önerilmiş olan çok sayıda kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisini özetlemiştir. Bunlar içinde eğilme etkilerine maruz elemanlar için önerilen yük-yerdeğiştirme, moment-eğrilik ve moment-dönme ilişkileri olduğu gibi, kesme kuvveti-ve sıyrılma için önerilmiş olan modeller de mevcuttur.

4.2 Numune Tasarımı

Eksenel yüklerle birlikte tekrarlı ve yön değiştiren yanal yüklere maruz simetrik donatılı betonarme elemanların davranışını deneysel olarak incelemek amacı ile toplam 28 numune hazırlanmıştır. Tümü kare kesitli olan numunelerin tasarlanmasında yönetmeliklerde verilen şartlar, yükleme sisteminin kapasitesi, ölçüm aletlerinin kapasite ve hassasiyeti, ulaşılmak istenen göçme biçimi, deney düzeneğinin kullanılabilirliği ve gerek numunelerin gerekse düzeneğin ekonomik olması gibi konular gözönünde tutulmuştur.

4.2.1 Boyutlar

Üç ayrı seri olarak hazırlanan 28 numunenin tümü 200 mm × 200 mm × 2000 mm boyutlarındadır. Enkesit boyutları TS500 (1981), Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1998) ve ACI-318-89 (1992) tarafından verilen minimum kolon enkesit boyutlarının bir miktar altındadır. Ancak bu deneysel

çalışmada yönetmeliklerce verilen minimum kesit boyut şartlarına tam olarak uyulmamasının, elde edilecek deneysel sonuçların geçerliliği üzerinde önemli etkisi olmayacağı düşünülmüştür. Elde edilen sonuçların eksenel kuvvet ile tekrarlı ve yön değiştiren eğilme momentine maruz betonarme kesitlerin davranışını açıklamada doğrudan kullanılabileceğine inanılmaktadır. Kesit boyutlarındaki bu sınırlamanın nedeni kullanılan hidrolik verenin ve deney düzeneğinin kapasitelerinin aşılmaması gereğinin dikkate alınmasıdır.

4.2.2 Beton

Biri pilot numune olmak üzere toplam 28 numune üç ayrı seri olarak hazırlanmıştır. Her üç seri için de hazır beton kullanılmıştır. Beton basınç dayanımı olarak ilk iki seride 20 MPa, üçüncü seride ise 35 MPa amaçlanmıştır. Her üç seride betonun kalıba iyi yerleşmesini sağlamak amacı ile 180 mm civarı çökme elde edilebilecek bir karışım düşünülmüştür. Kesit boyutlarının büyük olmaması ve sık donatılı numunelerde olası yerleşim zorluğu gözönüne alınarak maksimum agregası 10 mm olarak belirlenmiştir. Ancak üçüncü seride istenen dayanımın 10 mm maksimum agregası ile elde edilmesi zor olduğu için maksimum agregası 16 mm seviyesine çıkarılmıştır. Bu karışımda maksimum agregası 16 mm olan 2 No mıcırda oldukça az miktarda kullanılmıştır. İstenilen dayanımlara göre birinci ve ikinci seri için aynı beton karışımı, üçüncü seri için ise farklı bir beton karışımı kullanılmıştır. 20 MPa basınç dayanımına sahip olması beklenen ilk iki seri için kullanılan beton karışımı Tablo 4.1'de verilmiştir.

Tablo 4.1 Bir ve İkinci Seri Numuneler için Beton Karışımı

Çimento	Kül	Su	1 No Mıcır	Taş tozu	Doğal kum	Katkı
278 kg	40 kg	210 kg	720 kg	535 kg	540 kg	1.2 kg

Su/Çimento oranı 0.76, Su/(Çimento+Kül) oranı 0.66 olan bu karışımda, beton birim hacim ağırlığı 2324 kg/m³ değerindedir. Kullanılan Portland çimentosu PÇ 425 cinsi olup Bolu Çimento tarafından üretilmiştir. Mineral katkı malzemesi olarak termik santrallerden elde edilen uçucu kül kullanılmıştır. Kullanılan 1 No mıcırda agregası 4 ve 8 mm arasında değişmektedir. Taş tozu, dane çapı kum ile 1 No mıcır arasında olan ve kırmataşlardan elde edilmiş tozdur. Kum olarak Akpınar yöresinden

elde edilen deniz kumu kullanılmıştır. Kimyasal katkı malzemesi SİKA Bv40 akışkanlaştırıcıdır. Akışkanlaştırıcı katkı (çimento+kül) ağırlığının 0.004'ü kadar kullanılmıştır. Numunelerin betonu dökülürken, aynı anda çökme deneyi yapılmıştır. Standart çökme konisi kullanılarak yapılan deney sonrası birinci ve ikinci seri numunelerin betonları için elde edilen taze beton deney sonuçları Tablo 4.2'de verilmiştir. Her seri için iki çökme deneyi yapılmıştır. Tablo 4.2'de verilen değerler her iki seri için elde edilen ortalama değerlerdir.

Tablo 4.2 Bir ve İkinci Seri Numunelerde Beton Çökme Deney Sonuçları

Seri	Çökme	Yayıma çapları
Seri 1	230 mm	310 mm × 330 mm
Seri 2	220 mm	320 mm × 340 mm

35 MPa basınç dayanımına sahip olması beklenen üçüncü seri numuneler için beton karışımı Tablo 4.3'de verilmiştir.

Tablo 4.3 Üçüncü Seri Numuneler için Beton Karışımı

Çimento	Su	1 No Mıcır	2 No Mıcır	Taş tozu	Doğal kum	Katkı
420 kg	180 kg	750 kg	200 kg	400 kg	450 kg	4.2 kg

Su/Çimento oranı 0.43 olan bu karışımda, beton birim hacim ağırlığı 2404 kg/m^3 değerindedir. Kullanılan Portland çimentosu PÇ 425 cinsi olup Bolu Çimento tarafından üretilmiştir. Kullanılan 1 No mıcırdaki agrega çapları 4 ve 8 mm, 2 No Mıcırdaki ise 8 ve 16 mm arasında değişmektedir. Taş tozu, dane çapı kum ile 1 No mıcır arasında olan ve kırmataşlardan elde edilmiş tozdur. Kum olarak Akpınar yöresinden elde edilen deniz kumu kullanılmıştır. Kimyasal katkı malzemesi olarak süper akışkanlaştırıcı SİKA Sikament FF kullanılmıştır. Bu katkının yüksek oranda su azaltılması (%25-30), 28 günlük basınç dayanımında yaklaşık %40 artış ve 8 saat içinde erken yüksek dayanım kazandırdığı üreticisi tarafından belirtilmektedir. Katkı çimento ağırlığının 0.01'i kadar kullanılmıştır. Standart çökme konisi kullanılarak yapılan çökme deneyi sonrası üçüncü seri numunelerin betonu için elde edilen taze beton deney sonuçları Tablo 4.4'de verilmiştir.

Tablo 4.4 Üçüncü Seri Numunelerde Beton Çökme Deney Sonuçları

Seri	Çökme	Yayıma çapları
Seri 3	140 mm	260 mm x 270 mm

4.2.3 Donatı

Boyuna donatı oranı bu çalışmada incelenen deney değişkenlerinden biridir. Bu amaçla farklı özellikleri taşıyan numunelerde üç ayrı boyuna donatı oranı seviyesi kullanılmıştır, 0.0113, 0.0170 ve 0.0283. Bu donatı oranları 4 ϕ 12, 6 ϕ 12 ve 10 ϕ 12 (veya 4 Φ 12, 6 Φ 12 ve 10 Φ 12) donatıları ile sağlanmıştır. Deneysel çalışmanın amaçlarından bir diğeri de boyuna donatı türünün tekrarlı ve yön değiştiren yükleme durumunda betonarme eleman davranışına etkisinin incelenmesidir. Özellikle ileri şekildeğiştirme durumlarında meydana gelecek hasar ve bunun sonucunda numunenin enerji yutma kapasitesinin ve rijitliğinin donatı türünden etkileneceği düşünülmüştür. Bu etkinin gözlenmesi amacı ile bazı numunelerde nervürlü boyuna donatı, bazılarında düz yüzeyli boyuna donatı kullanılmıştır. Her iki durumda da boyuna donatı çapı 12 mm olarak seçilmiştir. Enine donatı için tüm numunelerde 10 mm çapında düz yüzeyli çelik kullanılmıştır. Buna göre numunelerde boyuna donatılar için ϕ 12 (12 mm çapında düz yüzeyli) ve Φ 12 (12 mm çapında nervürlü), enine donatı için ϕ 10 olmak üzere üç farklı tipte donatı kullanılmıştır. Kullanılan düz yüzeyli ve nervürlü donatıları BÇ I ve BÇ III olarak sınıflamak çok uygun değildir, çünkü yapılan çelik çekme deneyleri sonrasında kullanılan donatıların akma dayanımlarının, TS500 (1981) tarafından BÇ I ve BÇ III cinsi donatılar için verilen değerlerin oldukça üzerinde olduğu anlaşılmıştır. Donatıların standartlarda verilen şartları sağlamayabileceği öngörüldüğünden, alınan aksine çelik çekme deneyleri numunelerin tasarımı ve boyutlandırılması yapıp, yapımı bittikten sonra değil, tasarımdan önce gerçekleştirilmiş ve kesit boyutlandırmasında deneysel olarak elde edilen dayanım değerleri kullanılmıştır. Bu yapılmamış olsaydı, beklenenden farklı hasar ve göçme sözkonusu olabilirdi. Boyuna donatının seçiminde tüm numunelerde dengeli donatının altında kalınarak sünek davranış elde edilmesi sağlanmıştır. Benzer şekilde enine donatı seçimi de kesitte göçmenin kesme kuvvetleri etkisi ile değil, eğilme etkileri ile oluşmasını sağlayacak şekilde yapılmıştır. Bunu sağlayan enine donatı da ϕ 10/100 olarak belirlenmiştir. Numunelerin kesit boyutları gibi, kullanılan

boyuna donatı çapı (12 mm) da TS500 (1981) tarafından kolon boyuna donatıları çapı için verilen şartı (minimum 14 mm) sağlamamaktadır. Ancak bunun elde edilen deneysel sonuçlar üzerinde önemli etkisi olmadığı düşünülmektedir.

4.2.4 Numune Özellikleri

Sabit eksenel kuvvet ile tekrarlı ve yön değiştiren yanal yükler altında denenmiş olan 28 numunenin özellikleri Tablo 4.5’de verilmiştir. Numuneler boyuna donatıları, denendikleri gündeki ortalama silindir basınç dayanımları ve etkitilen eksenel yükün seviyesi esas alınarak isimlendirilmiştir. Örneğin 4R12-C20.2-N10, boyuna donatı olarak 4 adet düz yüzeyli 12 mm çapında donatıya sahip olan, denendiği güne ait ortalama silindir beton basınç dayanımı 20.2 MPa olan ve deney sırasında etkitilen eksenel yükün numunenin eksenel yük taşıma kapasitesinin %10’u olan numunedir. Donatı türü R ve D harfleri ile gösterilmiştir. R düz yüzeyli, D ise nervürlü donatı için kullanılmıştır. Tablo 4.5’de f'_c 28 günlük ortalama silindir beton basınç dayanımını, A_s ve ρ boyuna donatı enkesit alanı ve oranını, N elemana uygulanan eksenel kuvveti, ν ise bu eksenel kuvvetin numunenin eksenel yük taşıma kapasitesine oranını $(N / (b h f'_c))$ göstermektedir.

Numunelerin boy ve enkesitleri ile donatı detayları Ek A’da verilmiştir. Numunelerde kullanılan boyuna donatıların dayanımları, numunelerin denendikleri gündeki yaşları ve bu yaşa karşı gelen beton basınç dayanımları Tablo 4.6’da verilmiştir.

4.3 Numunelerin Üretilmesi

Tasarımı yapılmış olan numunelerin öncelikle donatı iskeletleri hazırlanmıştır, (Şekil B.1). Toplam 28 numunenin beton dökümü üç ayrı seri olarak gerçekleştirilmiştir. Bir serideki numunelerin tümü aynı gün ve aynı beton karışımı kullanılarak hazırlanmıştır. Beton dökümü için kalıp olarak 25 mm kalınlıklı MDF cinsi yüzeyleri boyanmış ahşap elemanlar kullanılmıştır. Numune boyutlarının tasarlandığı ölçülerde elde edilmesi için kalıp imalatı sırasında oldukça dikkatli hareket edilmiştir. Donatı iskeletleri kalıplara yerleştirilmeden önce şekildegıştırme ölçümü yapılmak istenen donatılara şekildegıştırmeölçerler yapıştırılmıştır. Şekildegıştırmeölçerler yapıştırılırken, önce donatıların şekildegıştırme ölçerlerin yapıştırılacağı noktaların

Tablo 4.5 Numunelerin Özellikleri

No	Seri	Numune	f'_c (MPa)	Boyuna Donatı	A_s (mm ²)	ρ	N (kN)	ν
Pilot	1	10D12-C25.3-N5	21.9	10 Φ 12	1131	0.0283	50	0.05
1	1	4R12-C25.3-N5	21.9	4 Φ 12	452	0.0113	50	0.05
2	1	6R12-C25.3-N5	21.9	6 Φ 12	679	0.0170	50	0.05
3	1	10R12-C25.3-N5	21.9	10 Φ 12	1131	0.0283	50	0.05
4	2	4R12-C20.2-N10	17.1	4 Φ 12	452	0.0113	80	0.10
5	2	6R12-C20.6-N10	17.1	6 Φ 12	679	0.0170	80	0.10
6	2	10R12-C20.8-N10	17.1	10 Φ 12	1131	0.0283	80	0.10
7	2	4R12-C21.3-N20	17.1	4 Φ 12	452	0.0113	160	0.20
8	2	6R12-C21.6-N20	17.1	6 Φ 12	679	0.0170	160	0.20
9	2	10R12-C21.9-N30	17.1	10 Φ 12	1131	0.0283	240	0.30
10	1	4D12-C25.3-N5	21.9	4 Φ 12	452	0.0113	50	0.05
11	1	6D12-C25.3-N5	21.9	6 Φ 12	679	0.0170	50	0.05
12	1	10D12-C25.4-N5	21.9	10 Φ 12	1131	0.0283	50	0.05
13	1	4D12-C25.4-N10	21.9	4 Φ 12	452	0.0113	100	0.10
14	1	6D12-C25.4-N10	21.9	6 Φ 12	679	0.0170	100	0.10
15	2	10D12-C22.5-N20	17.1	10 Φ 12	1131	0.0283	160	0.20
16	2	4D12-C22.6-N30	17.1	4 Φ 12	452	0.0113	240	0.30
17	2	6D12-C22.7-N30	17.1	6 Φ 12	679	0.0170	240	0.30
18	2	10D12-C22.7-N30	17.1	10 Φ 12	1131	0.0283	240	0.30
19	3	4D12-C29.3-N5	29.3	4 Φ 12	452	0.0113	60	0.05
20	3	4D12-C29.4-N5	29.3	4 Φ 12	452	0.0113	60	0.05
21	3	4D12-C29.5-N5	29.3	4 Φ 12	452	0.0113	60	0.05
22	3	6D12-C29.6-N5	29.3	6 Φ 12	679	0.0170	60	0.05
23	3	6D12-C29.9-N10	29.3	6 Φ 12	679	0.0170	120	0.10
24	3	6D12-C30.0-N20	29.3	6 Φ 12	679	0.0170	240	0.20
25	3	10D12-C30.0-N5	29.3	10 Φ 12	1131	0.0283	60	0.05
26	3	10D12-C30.2-N10	29.3	10 Φ 12	1131	0.0283	120	0.10
27	3	10D12-C30.3-N20	29.3	10 Φ 12	1131	0.0283	240	0.20

yüzeyleri taşlama makinesi, tel fırça, kalın ve ince zımpara ile temizlenmiş, tüm kir ve pas aseton ve pamuk kullanılarak alınmıştır. Daha sonra şekildeğiştirmeölçerler daha önce işaretlenmiş olan noktalara yapıştırılmıştır. Şekildeğiştirmeölçerler su ve nem yalıtımı ile mekanik koruma amacı ile, bir kat kimyasal yalıtım malzemesi (N-1, water proofing material), bir kat bitum esaslı bant (VM Tape, a vinyl/mastic for insulating and moisture sealing) ve bir kat izolobant ile sarılmıştır.

Tablo 4.6 Numunelerde Çelik Akma ve Beton Basınç Dayanımları

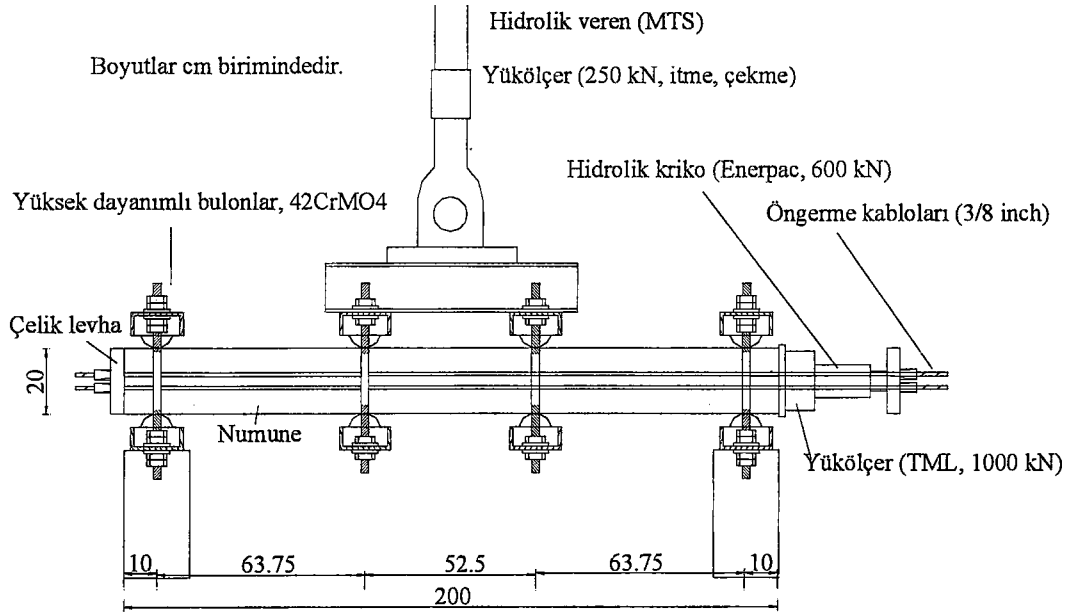
No	Numune	f_y (MPa)	Beton yaşı (gün)	Deney günü beton basınç dayanımı, (f_c)
Pilot	10D12-C25.3-N5	551	123	25.3
1	4R12-C25.3-N5	365	130	25.3
2	6R12-C25.3-N5	365	131	25.3
3	10R12-C25.3-N5	365	132	25.3
4	4R12-C20.2-N10	365	67	20.2
5	6R12-C20.6-N10	365	71	20.6
6	10R12-C20.8-N10	365	74	20.8
7	4R12-C21.3-N20	365	80	21.3
8	6R12-C21.6-N20	365	84	21.6
9	10R12-C21.9-N30	365	88	21.9
10	4D12-C25.3-N5	551	134	25.3
11	6D12-C25.3-N5	551	139	25.3
12	10D12-C25.4-N5	551	148	25.4
13	4D12-C25.4-N10	551	150	25.4
14	6D12-C25.4-N10	551	156	25.4
15	10D12-C22.5-N20	551	106	22.5
16	4D12-C22.6-N30	551	112	22.6
17	6D12-C22.7-N30	551	115	22.7
18	10D12-C22.7-N30	551	119	22.7
19	4D12-C29.3-N5	551	29	29.3
20	4D12-C29.4-N5	551	31	29.4
21	4D12-C29.5-N5	551	33	29.5
22	6D12-C29.6-N5	551	36	29.6
23	6D12-C29.9-N10	551	41	29.9
24	6D12-C30.0-N20	551	43	30.0
25	10D12-C30.0-N5	551	45	30.0
26	10D12-C30.2-N10	551	48	30.2
27	10D12-C30.3-N20	551	50	30.3

Tüm şekildeğiştirmeölçerlere bir numara verilmiş ve hepsinin hangi donatı üzerinde, hangi noktada ve doğrultuda bulunduğu kaydedilmiştir. Tüm şekildeğiştirmeölçerlerin kabloları demet yapılmış ve belli noktalardan numunenin dışına çıkacak şekilde yerleştirilmiştir. Numuneler kalıba yerleştirilmeden önce kalıplar özel kalıp yağı ile yağlanmış, donatı iskeletlerine ise tüm kenarlarda istenen beton örtüsünün sağlanması amacı ile hazır plastik paspayları takılmıştır. Kalıpların, içine donatı iskeletleri yerleştirildikten sonraki görüntüsü Şekil B.2’de verilmiştir.

Şekildeğiştirmeölçerlerin yapıştirılmış olduğu bir numunenin görünümü de Şekil B.3'de sunulmuştur. Numuneler kalıplara yan yüzleri üstte kalacak şekilde yerleştirilmiştir. Böylece hem alt ve üst yüzleri sık donatılı numunelerde de betonun alt tabakalara rahat girmesi sağlanmış, hem de beton dökümü sırasında sık donatılı numunelerde de vibratör kullanılması imkanı elde edilerek, betonun daha da iyi yerleşmesi sağlanmıştır. Numunelerin betonu dökülürken çökme konisi deneyleri yapılmış, ayrıca farklı beton yaşlarında basınç deneyine tabi tutmak üzere, her seriden 18 adet 150 mm × 300 mm boyutlarında standart silindir numune alınmıştır. Gerek deney numuneleri, gerekse standart silindirler aynı şartlarda saklanmış ve aynı kür uygulanmış, yedi gün boyunca nemli tutulmuşlardır. Her üç seri beton dökümü için aynı kalıp kullanıldığı için, her döküm sonrası kalıp iyice temizlenmiş ve tekrar boyanmıştır. Böylece her üç seride hem numune boyutları istendiğı ölçülerde elde edilmiş, hem de oldukça pürüzsüz beton yüzeyleri elde edilmiştir. Numunelerin kalıptan çıkarılması ve taşınması, beton dökümünden önce numune içinde bırakılan 10 mm çapında nervürlü donatılardan oluşturulan kancalar kullanılarak yapılmıştır.

4.4 Yükleme Düzenegi

Deneyler kapalı bir çelik yükleme çerçevesi içinde oluşturulan deney düzenegi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Yükleme düzenegini oluşturmak amacı ile çelik profiller, levhalar, yüksek mukavemetli bulonlar ve öngerme kabloları ile bu kabloların sabitlenmesi için konik çeneler kullanılmıştır. Deney düzenegi şematik olarak Şekil 4.1'de sunulmuştur. Numuneler iki kenarından deney düzenegine basit mesnetli olarak bağlanarak, yatay konumda denenmişlerdir. Yükleme ve veri toplama sistemlerinin hızları sınırlı olduğu için, deneyler statik yükleme şeklinde yapılmıştır. Deney boyunca numunelere sabit eksenel yük etkililmiş ve bu sabit eksenel yük altında düşey konumdaki hidrolik veren ile numuneye tekrarlı ve yön değiştiren yerdeğiştirmeler uygulanmıştır. Bu deneysel çalışmanın temel amaçlarından biri simetrik donatılı betonarme kesitlerde bu tür yükleme durumlarında ortalama moment-eğrilik ilişkilerinin deneysel olarak elde edilmesidir. Ortalama eğrilik ancak belli bir deney bölgesi içinde yapılacak yerdeğiştirme ölçümleri yardımı ile belirlenebileceğı için numunede yüklemenin her adımında sabit moment etkisine maruz bir bölge bulunması gereklidir.



Şekil 4.1 Yükleme Düzenekinin Görünümü

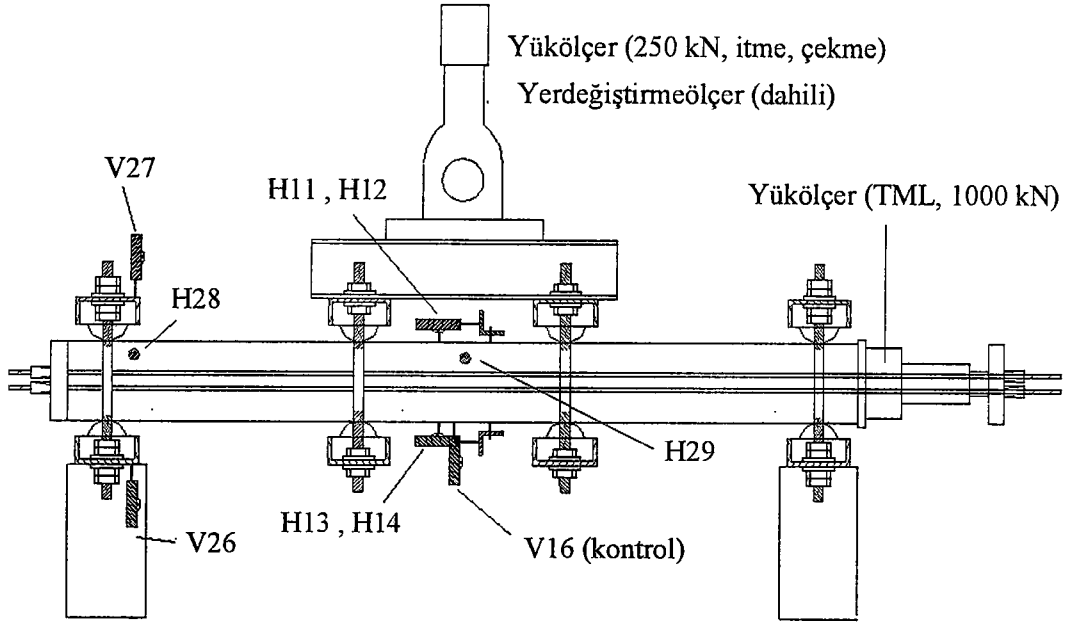
Numunenin deney bölgesi olan orta bölgesinde sabit eğilme momenti elde etmek amacı ile veren tarafından etkitilen yük, numuneye göre oldukça rijit bir çelik dağıtma kirişi ile ikiye bölünerek numuneye iki noktadan tekil yük etkimesi sağlanmıştır. Bu sayede bu bölgede yapılan yerdeğiştirme ölçümleri ile deney bölgesinde ortalama eğrilik belirlenmiş ve numunelerin en çok zorlanan kritik kesitleri için ortalama moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Bu durumda numunelerde deney bölgesinde sabit eğilme momenti bulunmakta ve kesme kuvveti bulunmamaktadır. Oysa betonarme kolonların eğilme açısından kritik kesitlerinde momentin sabit olmaması, dolayısı ile belli bir kesme kuvvetinin de mevcut olması deney sonuçlarının betonarme kolonlara uygulanması sırasında bazı farklılıklar olabileceğini düşündürmekle birlikte, numunenin göçme açısından kritik bölgesinde ortalama moment-eğrilik ilişkisinin elde edilmesi için daha sağlıklı bir yol olmadığı düşünülmektedir. Ayrıca kesme kuvveti etkilerine karşı yeterli önlemin alındığı ve göçmede eğilme etkilerinin etkin olduğu durumlarda (son yıllarda gelişip, yaygınlaşan ve yönetmeliklere giren kapasite tasarımı kavramı, bu tür göçme oluşmasını sağlayacak şekilde yapının boyutlandırılmasını gerektirmektedir) bu deneysel sonuçların betonarme kolonların kritik kesitlerinde geçerli olacağı düşünülmektedir. Saatcioglu (1991), tasarım ve detaylandırmanın iyi yapıldığı elemanlarda eğilme dışındaki, kayma gerilmeleri ve sıyrılma etkilerinin davranış

üzerine olan etkisinin ihmal edilebilecek boyutta olduğunu bildirmiştir. Bu çalışmadaki tüm numuneler göçmenin eğilme etkileri sonucu oluşmasını sağlayacak şekilde boyutlandırılmıştır. Bu nedenle kesme kuvvetinin etkileri elastik sınırın altında kalacağı kabulü ile ihmal edilebilir. Ayrıca plastikleşme elemanın başka bir eleman ile olan birleşim bölgesinde değil, elemanın orta kesitinde gerçekleşeceği için etkili bir sıyrılma da sözkonusu olmayacaktır. Eksenel yükün uygulanması için Şekil 4.1’de görüldüğü gibi numune, yükölçer ve hidrolik krika, iki çelik levha arasına 4 adet 3 m boyunda öngerme kablosu yardımı ile yerleştirilmiştir. Daha sonra hidrolik krikoya yük verilerek, numuneye öngerme kabloları aracılığı ile eksenel kuvvet etkitilmesi sağlanmıştır. Öngerme kabloları 9.5 mm (3/8 inch) çapında, 54.84 mm² enkesit alanındadır ve 7 telden oluşmaktadır. Bu kabloların minimum kopma dayanımları 18500 kgf/cm² olarak bildirilmiştir. Eksenel kuvvet 600 kN kapasiteli Enerpac (BCH 603 AE2B) markalı krika ve elle kontrol edilen Enerpac (P-642 PH-462) markalı hidrolik pompa kullanılarak etkitilmiştir. Deney boyunca numune ile krika arasına yerleştirilen 1000 kN kapasiteli TML (CLP-100CMP) markalı yükölçer aracılığı ile ölçülen eksenel yük seviyesi kontrol edilmiş ve gerektiğinde krika kullanılarak eksenel yükün istenen düzeyde kalması sağlanmıştır. Şekil 4.1’de görülmemekle birlikte, düzeneğin daha kolay ve sağlıklı kurulması amacı ile eksenel kuvvet vermek için kullanılan krika ve bu yükün değerini ölçmek için kullanılan yükölçerin altına düşey yönde hareketli bir çelik destek sehpa yapılmıştır. Bu sehpa her numune için düzenek kurulurken krika ve yükölçerin bulunması gereken yüksekliğe getirilip, düzenek kurulduktan sonra, deney başlamadan önce aşağı indirilerek düzenekle temasının kesilmesi sağlanmıştır. Numunelerde eğilme momenti oluşturan yükleme, düşey konumda duran ve tamamen bilgisayarla kontrol edilen MTS markalı hidrolik veren kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Yükleme hem itme, hem çekme yönünde yapıldığı için mesnetlerin ve numuneneye yükün uygulandığı iki noktanın hem alttan, hem de üstten tutulması gerekmektedir. Ayrıca statik etkilerin düşünüldüğü gibi oluşması için mesnetlerde ve yük etkime noktalarında düzenek ve numune arasındaki bağlantıların moment oluşturmayacak şekilde gerçekleştirilmesi gereklidir. Bu amaçla hem mesnetlerde, hem de tekil yük noktalarında numunenin alt ve üstüne yerleştirilen 100 mm × 200 mm boyutlarında çelik silindirlerden ve bunlar için yuva görevi yapan U profillerden yararlanılmıştır. Bu profiller yaklaşık 800 MPa çekme dayanımına sahip 42CrMO4 (4140) türü 24 mm çapında ve uç bölgelerine dış açılmış 600 mm uzunluğundaki bulonlar ile

birbirine bağlanmıştır. Hidrolik veren itme ve çekmede 250 kN yük kapasitesine ve toplam 600 mm yerdeğiştirme kapasitesine sahiptir. Gerek yük, gerekse yerdeğiştirme kontrollü olarak yükleme yapabilen hidrolik veren bu deneysel çalışmanın tüm aşamalarında yerdeğiştirme kontrollü olarak kullanılmıştır. Kontrol yapılırken verenin kendi bünyesi içinde mevcut olan yerdeğiştirmeölçer değil, tepki çerçevesinden bağımsız bir referans noktasına mesnetlenmiş olan ve numunenin orta noktasının düşey yerdeğiştirmesini ölçen yerdeğiştirmeölçer kullanılmıştır. Bu çalışmada numunelerin yaptığı yerdeğiştirmeler verenin kapasitesine göre oldukça küçük olduğu için, kontrol sisteminde yerdeğiştirme aralığı olarak ± 150 mm tanımlanmıştır. Bu sayede verenin sahip olduğu yerdeğiştirme hassasiyeti daha da arttırılmıştır. Bu durumda MTS hidrolik verenin kendi bünyesi içindeki yerdeğiştirmeölçer 0.0015 mm hassasiyeti ile ölçüm yapabilmektedir. Numuneler yerleştirildikten sonra, yerleşimin ve bağlantıların kontrol edilmesi amacı ile küçük adımlarla numuneye eksenel kuvvet uygulanmış, şekildeğiştirmeölçer ve yerdeğiştirmeölçerler ile alınan veriler gözlenmiştir. Ölçümlerde bir simetri bozukluğu görülmesi durumunda, yük boşaltılarak, numunenin konumu tekrar ayarlanmıştır. Deney düzeneğinin genel görünümü Şekil B.4’de, eksenel yük verme sistemi, mesnet detayı ve eksenel yükme verme düzeneğinin altında oluşturulan düşey yönde hareket edebilen sehpanın görüldüğü fotoğraf ise Şekil B.5’de verilmiştir.

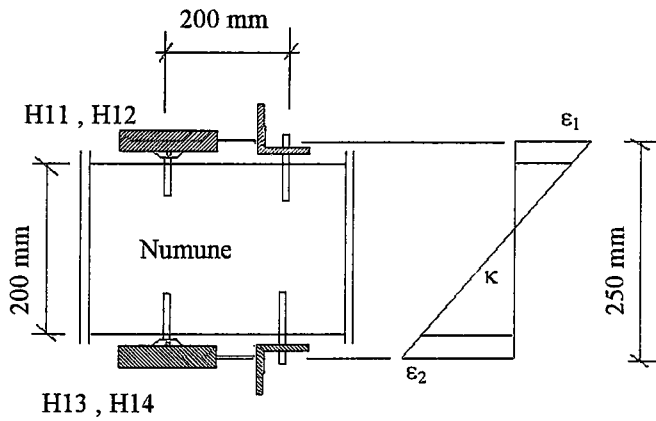
4.5 Ölçüm Sistemi

Ölçüm sistemi yerdeğiştirmeölçerler, şekildeğiştirmeölçerler, yükölçerler, veri çoğaltma kutusu, veri toplayıcı ve toplanan verilerin saklanıp daha sonra işlendiği bir bilgisayardan oluşmaktadır. Yerdeğiştirmeölçerler ile yükölçerlerin konumları tüm numunelerde aynıdır, (Şekil 4.2). Bu yerdeğiştirmeölçerlerden H11, H12 test bölgesinde numunenin üst kenarında, H13 ve H14 ise alt kenarında yerdeğiştirmeleri ölçmek amacı ile kullanılmıştır. Bu yerdeğiştirmeölçerler ve yerdeğiştirmelerin ölçülmesi amacı ile yerdeğiştirmeölçerlerin karşısına yerleştirilen 4 mm kalınlığında alüminyum korniyerler numune içine yaklaşık 5 cm kadar gömülen 8 mm çapında bulonlara mesnetlenmiştir.



Şekil 4.2 Ölçüm Aletlerinin Yerleri

Bu ölçümlerden yararlanarak yüklemenin her adımında numunelerin test bölgesinde ortalama eğrilik değerleri elde edilmiştir. Ortalama eğrilik belirlenirken kesitte şekildeğiştirme dağılışının doğrusal olarak değiştiği kabul edilmiştir. Bu kabulün bu tür elemanlar için göçmeye çok yaklaşıma kadar önemli ölçüde geçerli olduğu farklı kaynaklarda belirtilmektedir. Yerdeğiştirme ölçümlerinden yararlanarak ortalama eğriliğin ne şekilde belirlendiği Şekil 4.3’de şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.3 Ortalama Eğriliğin Belirlenmesi

Şekil 4.3’de ε_1 ve ε_2 numunenin orta 200 mm uzunluğundaki ölçüm bölgesinde kesit üst ve altında yerdeğiştirmeölçerlerin bulunduğu seviyede ortalama fiktif şekildeğiştirmeler, κ ise bu şekildeğiştirmeler yardımı ile belirlenen ortalama eğrilik değeridir. ε_1 , ε_2 ve κ (4.1), (4.2) ve (4.3) bağıntıları ile hesaplanmıştır.

$$\varepsilon_1 = \frac{\left[\frac{H11 + H12}{2} \right]}{200} \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\left[\frac{H13 + H14}{2} \right]}{200} \quad (4.2)$$

$$\kappa = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{250} \quad (4.3)$$

Bu bağıntılarda $H11$, $H12$, $H13$ ve $H14$, yerdeğiştirmeölçerler tarafından ölçülen yerdeğiştirmeler (mm biriminde), 200 mm ölçüm bölgesi uzunluğu, 250 mm ise ε_1 ve ε_2 şekildeğiştirmelerinin belirlendiği noktalar arasındaki mesafedir. Bu bağıntılar kullanıldığında eğrilik 1/mm biriminde elde edilir.

Ölçüm bölgesi olarak, numunede sabit eğilme momentine maruz iki tekil yük arasındaki bölgenin ortasındaki 200 mm uzunluklu bölüm gözönüne alınmış, ortalama eğrilğin belirlenmesi için tüm ölçümler bu bölgede yapılmıştır. Ölçüm bölgesi olarak numunenin ortasındaki 200 mm uzunluklu bölümün gözönüne alınmasının dört temel nedeni vardır. İlki, plastik mafsallaşmanın yaklaşık olarak kesit yüksekliğinin yarısı ile iki katı kadar bir bölge arasında gerçekleşeceği düşüncesinin oldukça yaygın olarak kabul görmüş olmasıdır. İkinci neden ise tekil yükler nedeni ile bu tekil yükler civarında oluşabilecek ve statik olarak belirlenemeyecek etkilerden deney bölgesindeki ölçümleri arındırmaktır. Numuneye etkitilen iki tekil yük arasındaki (ve teorik olarak sabit eğilme momentine maruz kaldığı düşünülen) bölge 525 mm uzunluğundadır, ancak St.Venaint prensiplerine göre, bu tür tekil etkilerin genel davranışa olan tesirlerinin sönümlenmesi için bu tekil etkilerden yaklaşık olarak kesit yüksekliği kadar uzaklaşmak gereklidir. Bu prensip akılda tutularak, numunenin orta bölümünde 200 mm uzunluğunda bir ölçüm bölgesi gözönüne alındığında, her iki tekil yükten 162.5 mm uzaklaşmış olur. Bu da

test bölgesindeki ölçümlerin, tekil yüklerden dolayı oluşabilecek hesaplanamayan etkilerden önemli oranda arındırılmış olması demektir. Üçüncü sebep ölçüm için kullanılan yerdeğiştirmeölçerlerin mesnetlendiği ve beton içine yaklaşık olarak 50 mm gömülmüş bulunan 8 mm çapındaki bulonların çatlak oluşması olası kesitlerden mümkün olduğunca uzakta bulunması gereğinin gözönüne alınmış olmasıdır. Etriyelerin mevcut olduğu kesitler ve yakın çevresinde çatlaklar oluşacağı ve yüklemenin ileri safhalarında bu çatlakların oldukça açılacağı öngörülmüştür. Beton içine gömülen ve ortalama eğriliğin belirlenmesi amacı ile kullanılan yerdeğiştirmeölçerlere mesnetlik eden bulonların, çatlayan kesitlerde bulunması durumunda, alınan ölçümler güvenilirliğini yitirmiş olacaktır. Bu nedenle, bulonlar aralıkları 100 mm olan komşu iki etriyenin tam ortasında olacak şekilde, yani her iki yanındaki etriyeye de 50 mm mesafede olacak şekilde beton içine ankre edilmiştir. Ölçüm bölgesinin 200 mm uzunluğunda alınması, bu sınırlama açısından da problem oluşturmamaktadır. Son olarak yerdeğiştirmeölçerlerin numuneye bağlanması sırasında rahat çalışabilmek için, ölçüm aletlerinin numuneye bağlandığı noktanın her iki tarafında bir miktar boşluk olması gerekliliği de ölçüm boyu olarak 200 mm alınmasının bir diğer nedeni olmuştur. Park ve diğ. (1972), benzer bir deney düzeneği kullanarak 203 mm yükseklikli elemanları denemiş, eğrilik ölçümlerini 152 mm uzunluklu bölgede gerçekleştirmişlerdir.

Yerdeğiştirme kontrollü olarak gerçekleştirilen deneylerde, numunenin orta noktasının yaptığı düşey yerdeğiştirme kontrol yerdeğiştirmesi olarak esas alınmıştır. Tüm yüklemeler Şekil 4.2’de V16 olarak gösterilen yerdeğiştirmeölçer kullanılarak kontrol edilmiştir. Mutlak simetrik yükleme durumunda en büyük yerdeğiştirmenin elde edileceği bu orta kesitin çatlak oluşması olası bir kesit olmaması önemlidir. Bu kesitte bir çatlak veya önemli hasar oluşması durumunda V16 kontrol yerdeğiştirmeölçeri kullanılarak elde edilen sonuçlar anlamını yitireceği için, deneyi sürdürmenin de bir anlamı kalmaz. Buna karşı etriyelerin bulunduğu kesitlerin çatlak oluşmasının en fazla olası kesitler olduğu düşüncesi ile, donatı iskeletleri hazırlanırken tam orta kesitte etriye bulunmaması sağlanmış, tüm numunelerde etriyeler orta kesitin sağ ve solundan 50 mm sonra yerleştirilmiş, ve 100 mm ara ile numunenin uçlarına doğru diğer etriyeler bağlanmıştır.

Yapılan diğer yerdeğiştirme ölçümleri deney düzeneğinin sağlıklı olarak kurulup kurulmadığını ve yüklemenin sağlıklı olarak sürdürölüp sürdürölmediğinin kontrol edilmesi amacı ile kullanılmıştır. V26 ve V27 yerdeğiştirmeölçerleri yükleme esnasında mesnetlerde herhangi bir düşey hareket bulunup bulunmadığını ve numunenin alt ve üstü arasında bağlantıyı sağlayan 24 mm çapındaki bulonlarda önemli şekildeğiştirme olup olmadığını gözlemlemek için kullanılmıştır. Gerek mesnetler, gerekse bağlantı bulonları olası en büyük yük gözönünde (hidrolik verenin kapasitesi olan 250 kN) bulundurulurak boyutlandırıldığı ve tüm numunelerin düzeneğe yerleştirilmesi ile bağlantılarının yapılmasına büyük özen gösterildiğİ için bu ölçümlerde herhangi bir problemle karşılaşılmaştır. Numunenin düzlem dışına yapacağı olası yerdeğiştirme yüklemenin simetrik olarak yapılamadığı anlamını taşır. Bunu belirlemek amacı ile mesnet kesidinde H28, açıklık kesidinde ise H29 yerdeğiştirmeölçerleri kullanılmıştır. Yapılan ölçümlerde numunelerin çoğunda düzlem dışına doğru bir yerdeğiştirme oluşmuş, ancak bu yerdeğiştirmeler deney sonuçlarına önemli etkisi olmayacak mertebede kalmıştır.

Kullanılan yerdeğiştirmeölçerlerin kapasiteleri ve hassasiyetleri Tablo 4.7’de verilmiştir. Yerdeğiştirmeölçerlerin seçiminde, ölçüm yapılan noktalarda beklenen en büyük yerdeğiştirmeler, yüklemenin çift yönlü olması ve laboratuvarında çeşitli kapasitelerde mevcut olan yerdeğiştirmeölçer sayıları gözönüne alınmıştır.

Tablo 4.7 Yerdeğiştirmeölçerlerin Özellikleri

İsim	Cins (TML)	Kapasite (mm)	Hassasiyet 10^{-6} (μs/mm)	Seri No	Yer , doğrultu , amaç
H11	CDP25	25	500	524618	Orta kesit üst yatay- eğrilik
H12	CDP25	25	500	524622	Orta kesit üst yatay- eğrilik
H13	CDP25	25	500	524620	Orta kesit alt yatay- eğrilik
H14	CDP25	25	500	524617	Orta kesit alt yatay- eğrilik
V16	SDP200D	200	50	164102	Orta kesit düşey – yükleme kontrol
V26	CDP50	50	200	514798	Alt mesnet düşey – düzenek kontrol
V27	CDP50	50	200	514796	Üst mesnet düşey – düzenek kontrol
H28	CDP50	50	200	514790	Mesnet düzlem dışı yatay
H29	CDP50	50	200	514787	Açıklık düzlem dışı yatay

Yerdeğiştirmeölçerlerin hassasiyetlerine pratik açıdan bakılırsa, örneğın 500x10⁻⁶ µs/mm hassasiyetinde olan CDP25 türü yerdeğiştirmeölçerler ile 1/500 mm yerdeğiştirme ölçülebilmektedir. Benzer şekilde örneğın daha az hassas olup 50x10⁻⁶ µs/mm hassasiyetine sahip olan SDP200D türü yerdeğiştirmeölçerler ile 1/50 mm yerdeğiştirme ölçülebilmektedir.

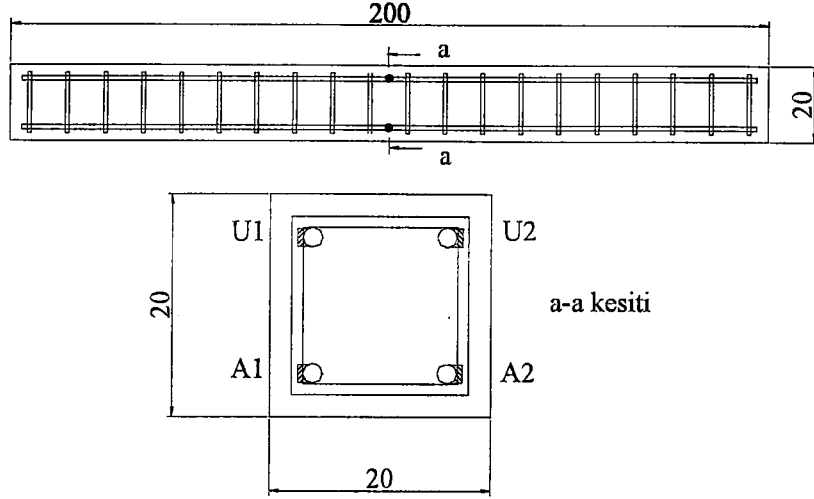
Numuneye hidrolik kriko ile eksenel yönde etkitilen yük, numune ve kriko arasına yerleştirilen yükölçer aracılığđ ile ölçülmüştür. 1000 kN kapasiteli bu yükölçer TML (CLP-100CMP), 220 mm çapında, 150 mm yüksekliğinde ve 21 kg ağırlığındadır. Bu yükölçer yaklaşık 0.35 kN hassasiyetle ölçüm yapabilmektedir. Numunede eğilme momenti oluşturmak amacı ile düşey yönde MTS hidrolik veren tarafından etkitilen yük ise, verenin kendi bünyesi içindeki ±250 kN kapasiteli MTS yükölçer ile ölçülmüştür. Oldukça hassas olan bu yükölçer, bu çalışmada olduğu gibi ±250 kN yük aralığında kapasite tanımlanması durumunda, 0.0025 kN hassasiyetinde yük ölçümü yapabilmektedir, (eksenel yükün ölçülmesi amacı ile kullanılan 1000 kN kapasiteli TML yükölçerden farklı olarak bu MTS yükölçerde ölçüm aralığını sınırlandırarak hassasiyeti daha da arttırmak mümkündür).

Donatıların şekildeğiştirmelerini belirlemek amacı ile temel olarak 2 farklı tipte TML marka şekildeğiştirmeölçer kullanılmıştır. İlk iki seride FLA-3-11-1L, üçüncü seride ise YFLA-5 ve FLA-3-11-1L tiplerinde şekildeğiştirmeölçerler kullanılmıştır. Bu şekildeğiştirmeölçer tiplerine ait özellikler Tablo 4.8’de verilmiştir. İki tip şekildeğiştirmeölçer arasındaki en önemli fark YFLA-5 tipi şekildeğiştirmeölçerlerin yapıştırıldıkları donatıların akmasından sonra da sağlıklı ve güvenilir sonuç vermesidir.

Tablo 4.8 Şekildeğiştirmeölçerlerin Özellikleri

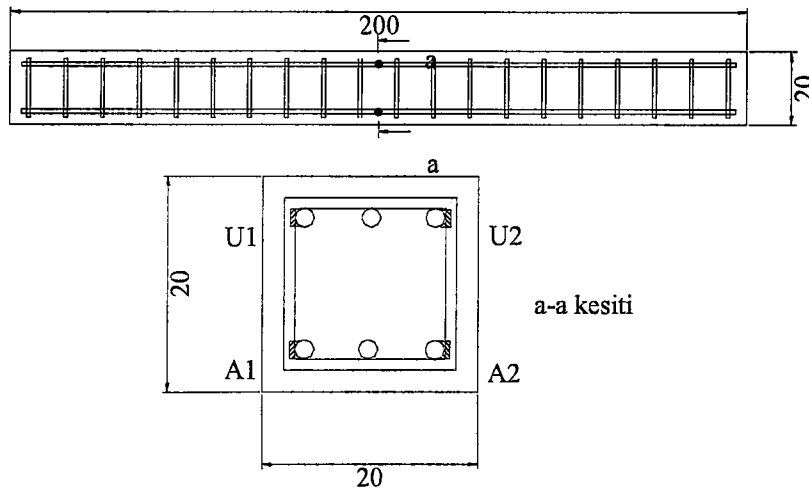
Tip	Ölçüm alanı boy x genişlik	Yapışma alanı boy x genişlik	Rezistans Ω	Şekildeğiştirme Limiti
FLA-3-11-1L	3 mm × 1.7 mm	8.8 mm × 3.5 mm	120	0.03
YFLA-5	5 mm × 2 mm	12 mm × 4 mm	120	0.10-0.15

Şekil 4.4’de 1, 4, 7, 10, 13 ve 16 numaralı, herbirinde toplam 4 adet 12 mm çapında boyuna donatı bulunan numunelerde şekildeğiştirmeölçerlerin konumları gösterilmiştir. Bu çizimlerde boyutlar cm birimindedir.

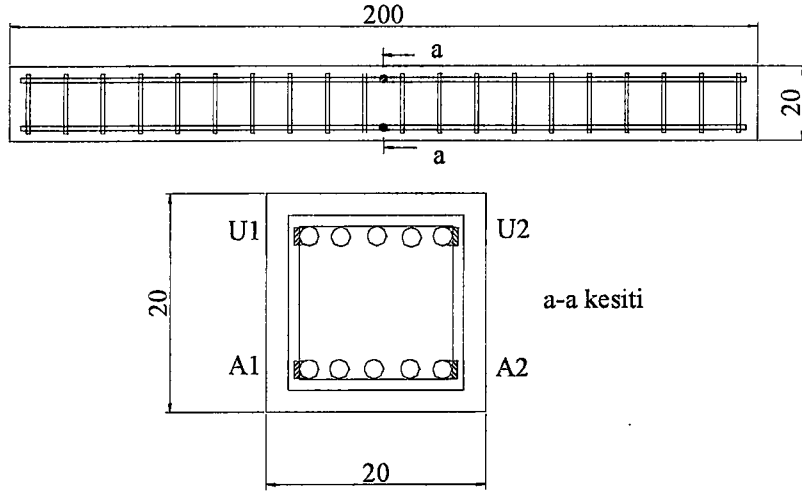


Şekil 4.4 1, 4, 7, 10, 13 ve 16 Numaralı Numunelerde Şekildeğiştirmeölçerler

2, 5, 8, 11, 14 ve 17 numaralı ve herbirinde toplam 6 adet 12 mm çapında boyuna donatı bulunan numunelerde şekildeğiştirmeölçerlerin konumları Şekil 4.5’de, 3, 6, 9, 12, 15 ve 18 numaralı, herbirinde toplam 10 adet 12 mm çapında boyuna donatı bulunan numunelerde şekildeğiştirmeölçerlerin konumları ise Şekil 4.6’da sunulmuştur.

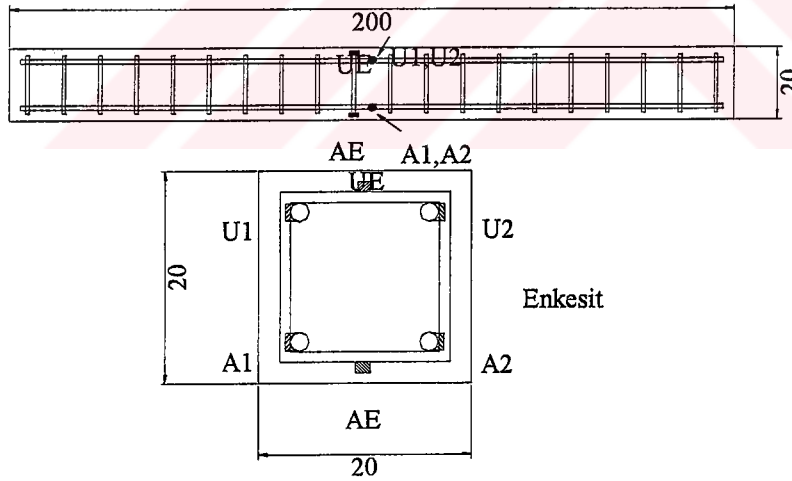


Şekil 4.5 2, 5, 8, 11, 14 ve 17 Numaralı Numunelerde Şekildeğiştirmeölçerler



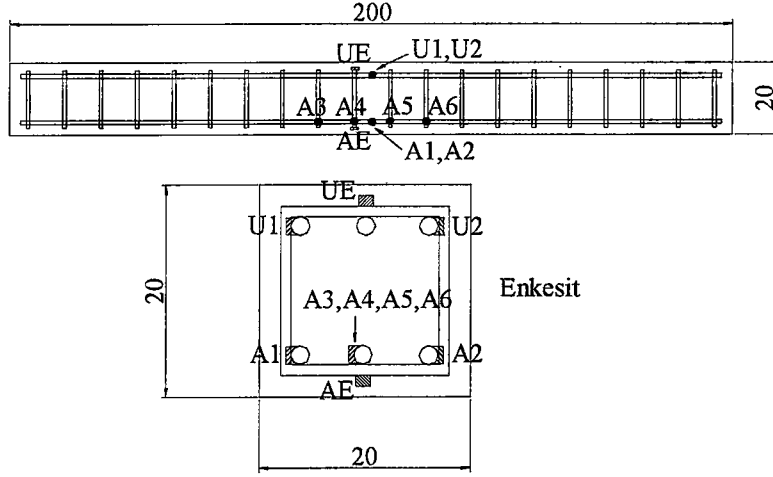
Şekil 4.6 3, 6, 9, 12, 15 ve 18 Numaralı Numunelerde Şekildeğiştirmeölçerler

Üçüncü seri numunelerden, herbirinde toplam 4 adet 12 mm çapında boyuna donatı bulunan 19, 20 ve 21 numaralı numunelerde şekildeğiştirmeölçerlerin konumları Şekil 4.7’de sunulmuştur.

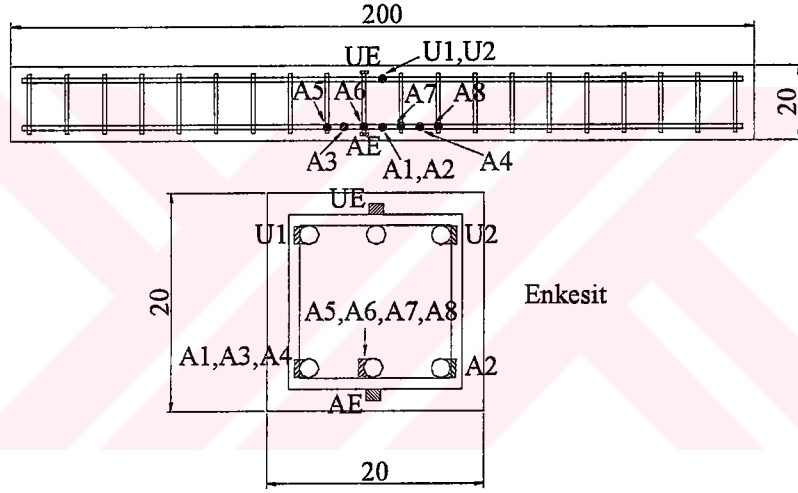


Şekil 4.7 19, 20, 21 Numaralı Numunelerde Şekildeğiştirmeölçerler

Herbirinde toplam 6 adet 12 mm çapında donatı bulunan 22 ve 24 numaralı numunelerde kullanılan şekildeğiştirmeölçerlerin konumları Şekil 4.8’de, 23 numaralı numunede kullanılan şekildeğiştirmeölçerlerin konumları ise Şekil 4.9’da gösterilmiştir.

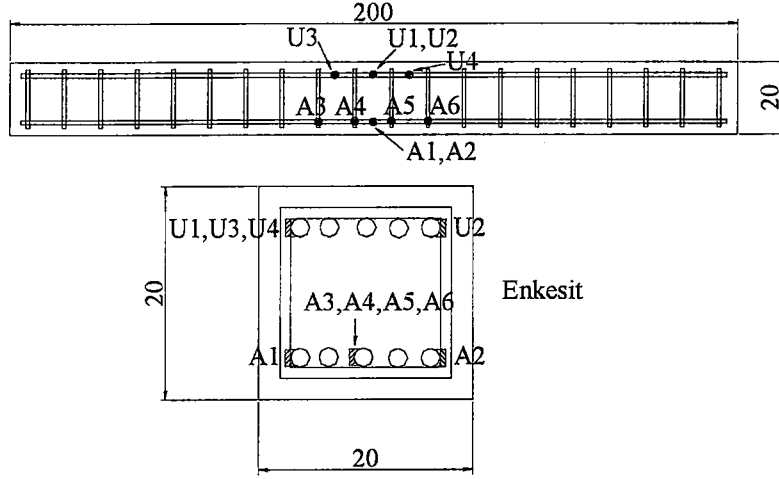


Şekil 4.8 22 ve 24 Numaralı Numunelerde Şekildeğiştirmeölçerler

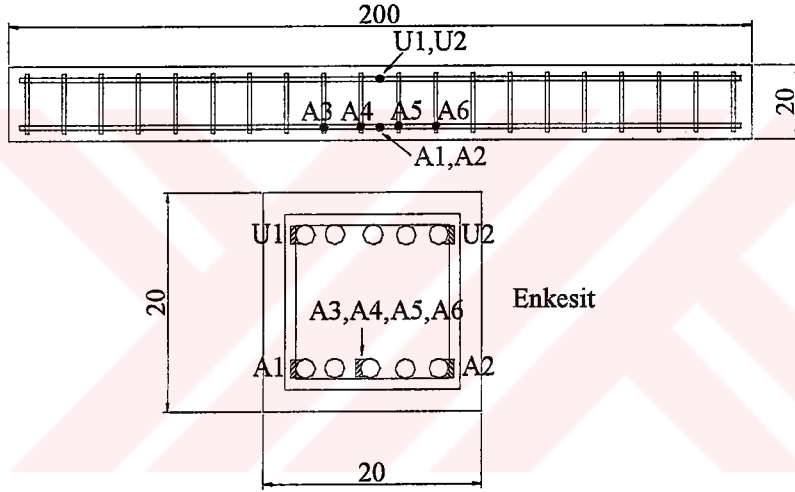


Şekil 4.9 23 Numaralı Numunede Şekildeğiştirmeölçerler

Herbirinde toplam 10 adet 12 mm çapında donatı bulunan 25, 26 ve 27 numaralı numunelerde kullanılan şekildeğiştirmeölçerlerin konumları Şekil 4.10, 4.11 ve 4.12'de gösterilmiştir.

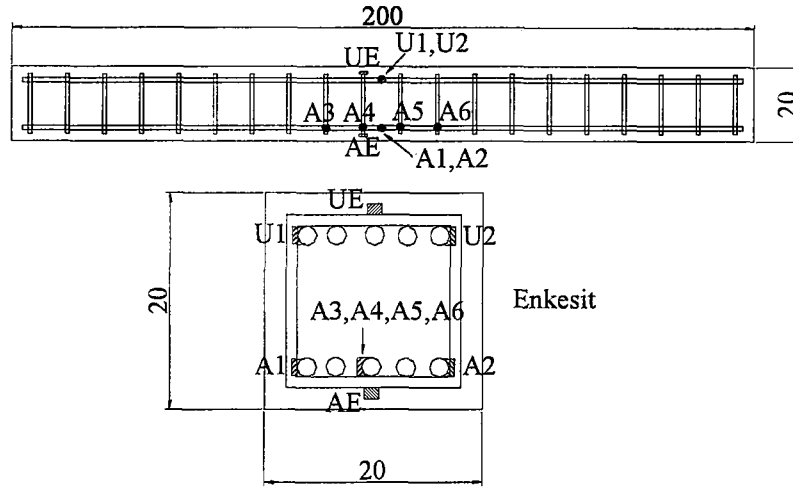


Şekil 4.10 25 Numaralı Numunede Şekildeğiştirmeölçerler



Şekil 4.11 26 Numaralı Numunede Şekildeğiştirmeölçerler

Konumları şematik olarak verilen şekildeğiştirmeölçerlerin tipleri Tablo 4.9'da verilmiştir.



Şekil 4.12 27 Numaralı Numunede Şekildeğiştirmeölçerler

Tablo 4.9 Kullanılan Şekildeğiştirmeölçerlerin Tipleri

Numune	Şekildeğiştirmeölçer	Çalışmayan	Tip	Adet
Pilot	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
1	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
2	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
3	U1, U2, A1, A2	A2	FLA-3-11-1L	4
4	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
5	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
6	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
7	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
8	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
9	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
10	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
11	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
12	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
13	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
14	U1, U2, A1, A2	U2	FLA-3-11-1L	4
15	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
16	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
17	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
18	U1, U2, A1, A2		FLA-3-11-1L	4
19	UE, AE		FLA-3-11-1L	2
19	U1, U2, A1, A2		YFLA-5	4
20	UE, AE		FLA-3-11-1L	2
20	U1, U2, A1, A2		YFLA-5	4
21	UE, AE		FLA-3-11-1L	2
21	U1, U2, A1, A2		YFLA-5	4
22	UE, AE	UE	FLA-3-11-1L	2
22	U1, U2, A1, A2, A3, A4, A5, A6		YFLA-5	8
23	UE, AE		FLA-3-11-1L	2
23	U1, U2, A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8		YFLA-5	10
24	UE, AE		FLA-3-11-1L	2
24	U1, U2, A1, A2, A3, A4, A5, A6		YFLA-5	8
25	U1, U2, U3, U4, A1, A2, A3, A4, A5, A6		YFLA-5	10
26	U1, U2, A1, A2, A3, A4, A5, A6		YFLA-5	8
27	UE, AE		FLA-3-11-1L	2
27	U1, U2, A1, A2, A3, A4, A5, A6		YFLA-5	8

Üretici firma tarafından FLA-3-11-1L tipi şekildeğiştirmeölçerlerde ölçüm katsayısı $2.13 \pm \%1$, YFLA-5 tipi şekildeğiştirmeölçerlerde ise $2.12 \pm \%2$ olarak verilmiştir.

Numunelerden toplanan tüm ölçümler, ölçüm aletlerinin kabloları aracılığı ile TML ASW-50C 50 kanallı çoğaltma kutusuna bağlanmıştır. Çoğaltma kutusunda toplanan ölçüm sinyalleri TML TDS-302 veri toplayıcıya taşınmaktadır. Kendi üzerinde 10 kanal mevcut olan bu veri toplayıcı, çoğaltma kutuları ile birlikte kullanıldığında 500 kanal kapasitesine ulaşabilmektedir. Veri toplayıcı 0.08 saniyede bir ölçümün kaydını yapabilmektedir. Veri toplayıcıda toplanan ölçümler GPIB bağlantısı ile bilgisayara aktarılmaktadır. Son aşamada ise bilgisayara aktarılan veriler işlenmektedir.

Deneyler sırasında, yükleme sonucu oluşan oluşan hasar çizimler, fotoğraflar ve video filmleri kullanılarak kayıt edilmiştir. Her yükleme adımında mevcut çatlakların konumları ve genişlikleri ölçülmüş, kabuk atması veya boyuna donatıda burkulma gözlenmesi durumunda bunlar kayıtlara eklenmiştir.

4.6 Malzeme Deneyleri

Deney sonuçlarının sağlıklı olarak değerlendirilebilmesi için numunelerin tüm özelliklerinin mümkün olduğunca iyi biliniyor olması gereklidir. Bu özellikler numunelerin geometrik özellikleri, oluşturulan yükleme ve mesnetlenme düzeneğinin özellikleri ve numunelerin yapımında kullanılan malzemelerin mekanik özellikleri olarak sıralanabilir. Bu bölümde numunelerin davranışında etkili olacak malzeme mekanik özelliklerine ve bunların nasıl belirlendiğine değinilecektir.

4.6.1 Beton Basınç Deneyleri

Deneysel çalışma programı kapsamında toplam 28 deney numunesi üç ayrı seri olarak hazırlanmıştır. Her üç seride bulunan numunelerin betonları ayrı tarihlerde dökülmüştür. Tablo 4.10'da beton döküm tarihleri verilmiştir. Her üç seriye ait numuneler hazır beton kullanılarak ve laboratuvarın içinde dış etkenlere kapalı ortamda betonlanmıştır. Hazır beton kullanılmış olduğu için oldukça homojen bir beton elde edildiği düşünülmektedir.

Tablo 4.10 Beton Döküm Tarihleri

Numune serisi	Beton döküm tarihi	Beton dökümü sırasında ortamın sıcaklığı (C°)
Seri 1	2 Aralık 1997	≈ 10
Seri 2	2 Mart 1998	≈ 10
Seri 3	10 Haziran 1998	≈ 20

Her üç seri numunenin betonlanması için kullanılan hazır betondan 18 adet 150 mm × 300 mm boyutlarında standart silindir numune alınmıştır. Silindir kalıplar kademeli olarak ve şişlenmek suretiyle iyi bir beton yerleşimi sağlanarak betonla doldurulmuştur. Betonun iyi yerleşmesi için aynı özen deney numunelerinin betonunun dökülmesi sırasında da gösterilmiştir. Deney numuneleri ve standart silindirler deney günlerine kadar aynı şartlarda saklanmıştır. Tüm numuneler 7 gün boyunca devamlı nemli tutulmuştur. Eleman deneyleri farklı günlerde gerçekleştirileceği için betonun farklı yaşlardaki dayanımının bilinmesi önemlidir. Bu amaçla beton 7 – 14 – 28 – 90 ve 180 günlük olduğunda en az üç standart silindir eksenel basınç deneyine tabi tutulmuştur. Basınç deneylerinde 3000 kN kapasiteli ELE Autotest 3000 yükleme cihazı kullanılmıştır. Bu cihazla yerdeğiştirme kontrol edilememekle birlikte, düşük hızla yükleme yapıldığında, yükleme cihazı, betonun basınç dayanımına ulaşıldıktan sonra numunenin karşı koyduğu gerilmeye göre yükü azaltarak uygulayabildiği için, beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin düşen kolu da elde edilebilmiştir. Beton basınç deneylerinde yükleme hızı belirlenirken, eğilme deneyine tabi tutulacak numunelerde uygulanması planlanan statik ve oldukça yavaş olan yükleme hızı gözönünde tutulmuş, standart silindirlere de olabildiğince bu hızla yakın hızlarda basınç uygulanmasına çalışılmıştır. Standart silindirlere basınç uygulanması sırasında şekildeğiştirmelerin belirlenmesi amacı ile TML CM-15 ölçüm çerçevesi kullanılmıştır. 150 mm × 300 mm boyutlarında standart silindirlerde kullanılabilen CM-15 ölçüm çerçevesi üzerinde iki adet son derece hassas yerdeğiştirmeölçer (TML CDP-5A) bulunmaktadır. 2000×10^{-6} µs/mm hassasiyetinde olan bu yerdeğiştirmeölçerler ile 300 mm yüksekliğindeki standart silindir numunenin ortasında 150 mm yüksekliğindeki bölgede oluşacak ortalama şekildeğiştirmeler belirlenebilmektedir. Yerdeğiştirme verileri TML TDS-302 veri toplayıcı kullanılarak saklanmış, daha sonra elle kaydedilen yük değerleri ile birlikte

bilgisayarda işlenerek beton gerilme-şekildeğiştirme eğrileri elde edilmiştir. Yükleme aletinin, ölçüm çerçevesinin ve veri toplayıcısının görünümü Şekil B.6'da, deney sırasında bir standart silindirin görünümü ise Şekil B.7'de verilmiştir.

Aynı günde denenen numunelerin basınç dayanımları ile o gün denenen numunelere ait ortalama basınç dayanımı arasındaki en büyük farklar genelde %2 - %8 arasındadır. Büyük sapma gösteren deney sonuçlarının ayıklanmasında Chauvenet kriteri dikkate alınmıştır, (Akman, 1978). Chauvenet kriterine göre, aritmetik ortalamadan sapma olasılığı ($1/(2n)$) den küçük değerler ayıklanır. Burada n deney sayısıdır. Buna göre örneğin 4 silindir deneyi yapılması durumunda, izin verilecek olasılık ($1/(2 \times 4) = 0.125$) dir. Gerçekleşme olasılığı bu değer altında olan ölçüm sonuçları ayıklanmalıdır. Bunun iki yanlı güvenlik olduğu gözönüne alınarak Akman

(1978) tarafından verilen aşılmaması gereken $\frac{|x - x_m|}{\sigma}$ değeri 1.54 dür. Aynı değer 3 deney yapılması durumunda 1.38 olarak belirlenir. Yukarıda verilen ifadede x herhangi bir ölçüm değeri, x_m ve σ ise sırası ile yapılan ölçümlerin ortalaması ve standart sapmasıdır. Bu kriteri sağlamayan deney sonuçları ayıklansa da, herhangi bir beton yaşına ait ortalama basınç dayanımı en az üç silindir numuneden elde edilen basınç dayanımları gözönüne alınarak belirlenmiştir. Aşağıda Tablo 4.11, 4.12 ve 4.13'de sıra ile birinci, ikinci ve üçüncü serilerdeki standart silindir basınç deneyleri sonucu elde edilen basınç dayanımları, farklı yaşlar için basınç dayanımlarının ortalamaları ve standart sapmaları verilmiştir.

Tüm standart silindir numuneler için elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrileri Ek C'de sunulmuştur.

Birinci seri numuneler için farklı beton yaşlarında yapılan standart basınç deneyleri sonuçlarının ortalamalarından yararlanılarak elde edilen basınç dayanımı-zaman ilişkileri Şekil 4.13'de, ikinci ve üçüncü seriler için elde edilen ortalama basınç dayanımı-zaman ilişkileri ise Şekil 4.14 ve 4.15'de verilmiştir.

Tablo 4.11 Birinci Seri Standart Silindir Basınç Deneyleri Sonuçları

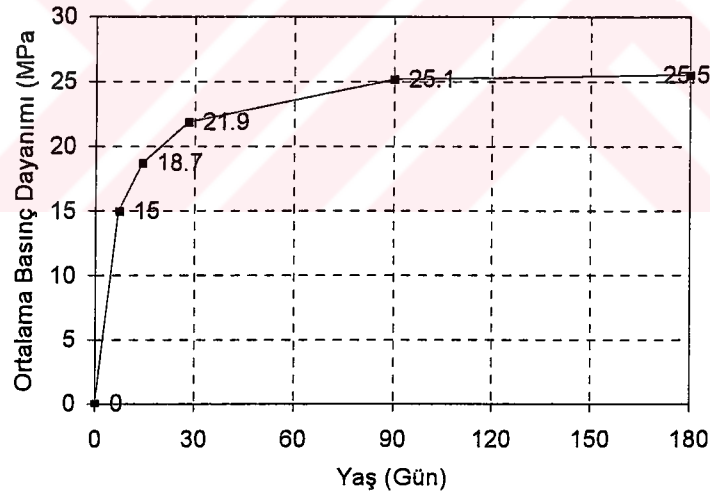
Silindir	Yaş (Gün)	Dayanım (MPa)	Ort. Dayanım (MPa)	Standart sapma (MPa)	Ayıklanma
1	7	14.4	15.0	0.5	Hayır
2	7	15.3			Hayır
3	7	15.3			Hayır
4	14	18.5	18.7	0.3	Hayır
5	14	18.5			Hayır
6	14	19.1			Hayır
7	28	18.8	21.9	0.7	Evet
8	28	21.4			Hayır
10	28	21.6			Hayır
11	28	22.6			Hayır
12	90	24.3	25.1	1.5	Hayır
13	90	24.2			Hayır
14	90	28.9			Evet
15	90	26.9			Hayır
16	180	23.8	25.5	1.5	Hayır
17	180	26.7			Hayır
18	180	25.9			Hayır

Tablo 4.12 İkinci Seri Standart Silindir Basınç Deneyleri Sonuçları

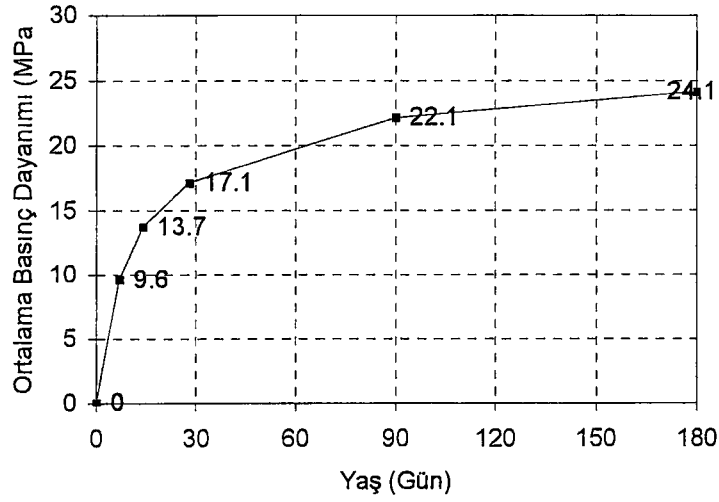
Silindir	Yaş (Gün)	Dayanım (MPa)	Ort. Dayanım (MPa)	Standart sapma (MPa)	Ayıklanma
2	7	9.6	9.6	0.6	Hayır
3	7	10.2			Hayır
4	7	9.1			Hayır
6	14	14.4	13.7	0.8	Hayır
7	14	13.9			Hayır
8	14	12.9			Hayır
9	28	16.4	17.1	0.7	Hayır
10	28	17.8			Hayır
11	28	17.0			Hayır
12	90	23.6	22.1	1.3	Hayır
13	90	21.6			Hayır
14	90	21.1			Hayır
15	180	23.6	24.1	1.0	Hayır
16	180	23.5			Hayır
17	180	25.3			Hayır

Tablo 4.13 Üçüncü Seri Standart Silindir Basınç Deneyleri Sonuçları

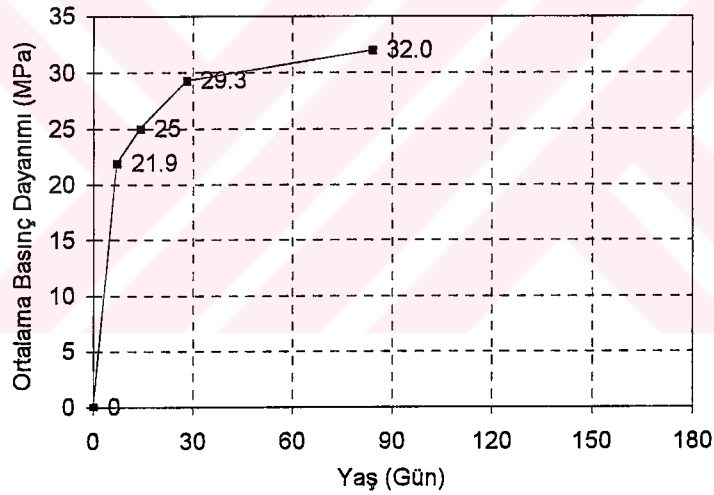
Silindir	Yaş (Gün)	Dayanım (MPa)	Ort. Dayanım (MPa)	Standart sapma (MPa)	Ayıklanma
1	7	22.1	21.9	0.2	Hayır
2	7	22.0			Hayır
3	7	21.7			Hayır
4	14	25.3	25.0	1.5	Hayır
5	14	26.3			Hayır
6	14	23.3			Hayır
7	28	28.2	29.3	1.1	Hayır
8	28	30.8			Hayır
9	28	29.2			Hayır
10	28	28.9			Hayır
11	84	31.0	32.0	1.2	Hayır
12	84	31.8			Hayır
13	84	33.3			Hayır



Şekil 4.13 Seri 1 Ortalama Beton Basınç Dayanımı-Zaman Eğrisi



Şekil 4.14 Seri 2 Ortalama Beton Basınç Dayanımı-Zaman Eğrisi



Şekil 4.15 Seri 3 Ortalama Beton Basınç Dayanımı-Zaman Eğrisi

Standart basınç deneyleri sonucunda numuneler için farklı yaşlarda belirlenen ortalama elastisite modülleri Tablo 4.14'de verilmiştir. Numuneler için elastisite modülü belirlenirken, gerilme-şekildeğiştirme eğrisinde yaklaşık olarak dayanımın %5 ve %45'i arasında elde edilen deneysel noktalar arasından en küçük kareler yöntemi kullanılarak bir doğru geçirilmiştir. Belirlenen doğrunun eğimi elastisite modülü olarak kabul edilmiştir. Her numune için belirlenen bu doğrunun, gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin incelenen bölümünü yeterince yansıtıp yansıtmadığını

belirlemek amacı ile korelasyon katsayısı hesaplanmış, ve korelasyon katsayısının tüm numuneler için 0.995 değerinin üzerinde olduğu görülmüştür.

Tablo 4.14 Standart Silindir Numunelerin Ortalama Elastisite Modülleri

Seri	Yaş (Gün)	Ortalama Elastisite Modülü (MPa)
1	7	18500
1	14	20000
1	28	20000
1	90	20500
1	180	21500
2	7	15000
2	14	16000
2	28	17500
2	90	20000
2	180	19000
3	7	17000
3	14	18000
3	28	17000
3	84	18500

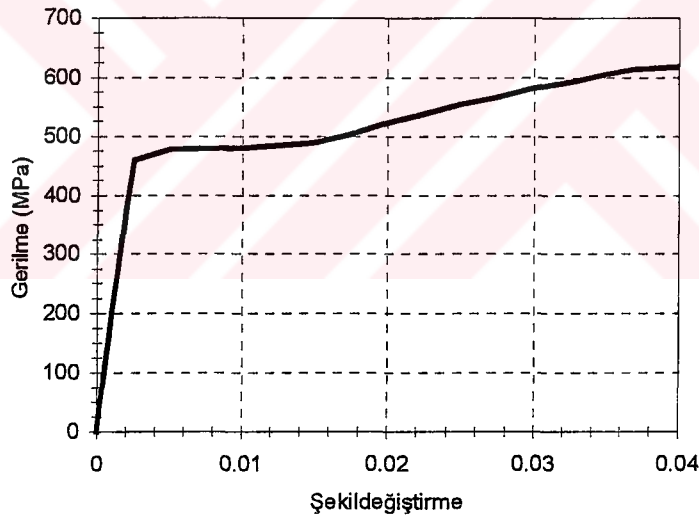
4.6.2 Çelik Çekme Deneyleri

Deney numunelerinde farklı özelliklerde üç tip donatı kullanılmıştır. Boyuna donatı olarak bazı numunelerde 12 mm çapında düz yüzeyli çelik ($\phi 12$), bazı numunelerde aynı çapta nervürlü çelik ($\Phi 12$), enine donatı olarak tüm numunelerde 10 mm çapında düz yüzeyli çelik ($\phi 10$) kullanılmıştır.

Bu çalışmada alışıldan farklı olarak numunelerin ön tasarımı yapılmış, numunelerin hazırlanmasına geçilmeden önce donatılar temin edilmiş ve çekme deneyleri yapılmıştır. Bu sayede kullanılan donatıların beklenenden farklı dayanımlara sahip olması sonucu istenmeyen bir göçme şekli ile karşılaşılmasının önüne geçilmiştir.

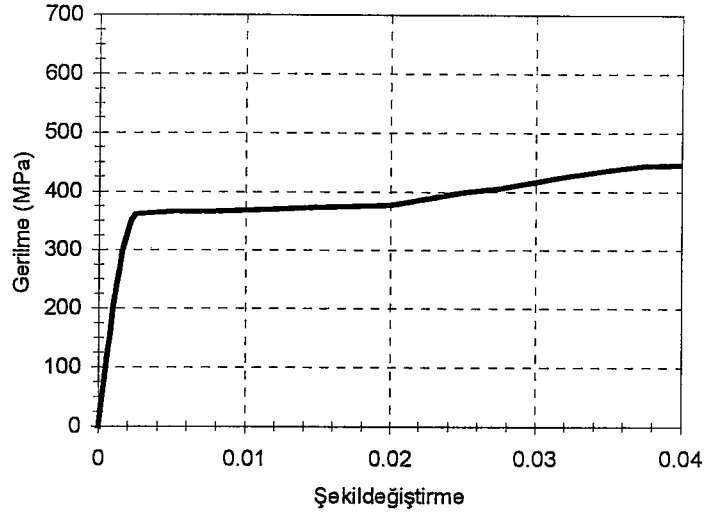
Çekme deneylerinde 200 kN kapasiteli mekanik çekme cihazı kullanılmıştır. Yükleme cihazında ölçüm aralığı $\Phi 12$ çubuklar için 200 kN, $\phi 12$ ve $\phi 10$ çubuklar için ise 100 kN olarak tanımlanmıştır. Bu sayede $\phi 12$ ve $\phi 10$ çubuklar için yapılan çekme deneylerinde yük ölçümünün hassasiyeti artırılmıştır. Her farklı tip donatı

için üç adet çekme deneyi yapılmıştır. Çekme deneyi uygulanan çubukların boyu yaklaşık olarak 600 mm dir. Bu çubukların her iki ucundan yaklaşık 150 mm konik çeneler aracılığı ile sıkıştırılıp, mesnetlenmiş, daha sonra çekme uygulanmıştır. Çekme uygulanması sırasında donatılarda oluşan şekildeğişiklikler mekanik bir ekstansometre kullanılarak belirlenmiştir. Çelik çekme deneylerinin gerçekleştirildiği deney düzeneği Şekil B.8’de, çekme deneyi anında numune ve ekstansometrenin yakından görünümü Şekil B.9’da sunulmuştur. Kullanılan ekstansometrenin ölçüm boyu 100 mm’dir. Dolayısı ile numunelerin ortasında 100 mm uzunluğundaki bölgede oluşan ortalama şekildeğişiklikler belirlenmiştir. Bu ekstansometre ile en fazla 4 mm yerdeğiştirme ölçülebilmektedir. Buna göre ekstansometre kullanılarak deneysel olarak elde edilebilecek en büyük şekildeğiştirme 0.04 dır. Bu şekildeğiştirme seviyesine kadar üç tip donatı için elde edilen ortalama gerilme-şekildeğiştirme eğrileri $\phi 10$ çubuklar için Şekil 4.16’da, $\phi 12$ ve $\Phi 12$ çubuklar için ise sırası ile Şekil 4.17 ve 4.18’de verilmiştir.

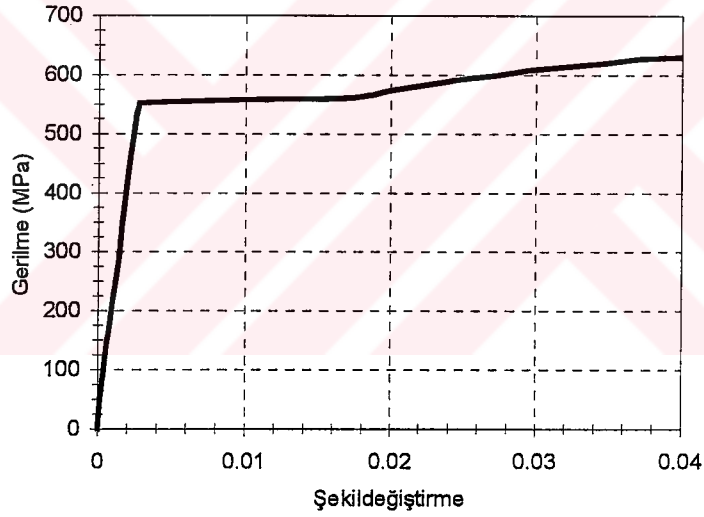


Şekil 4.16 $\phi 10$ Donatı Çubukları İçin Ortalama Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi

Gerek yükleme, gerekse yerdeğiştirme ölçümleri için mekanik sistemler kullanıldığı için çelik çekme deneylerinde deney verileri elektronik olarak toplanmamıştır. Ekstansometrede okunan belli yerdeğiştirme seviyelerinde etkitilen çekme kuvveti deney boyunca elle kaydedilmiştir. Daha sonra alınan yük ve yerdeğiştirme ölçüm kayıtları bilgisayar ortamında işlenerek numuneler için gerilme-şekildeğiştirme eğrileri elde edilmiştir.



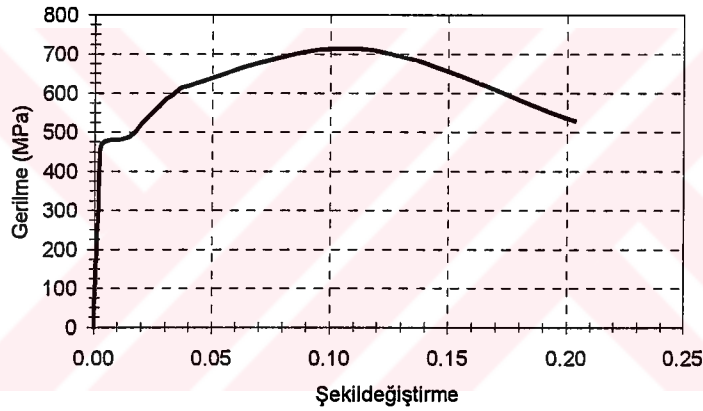
Şekil 4.17 $\phi 12$ Donatı Çubukları İçin Ortalama Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi



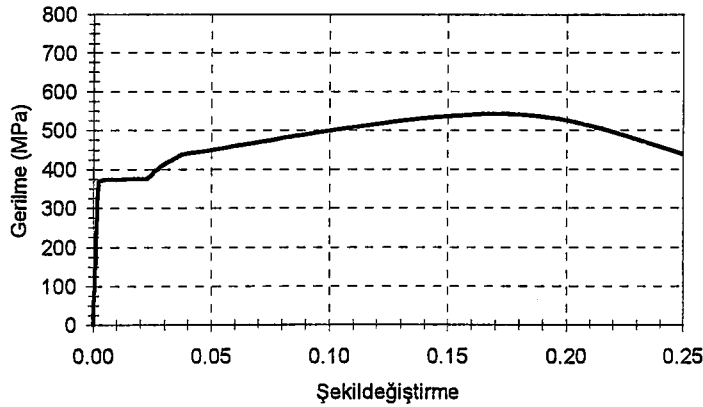
Şekil 4.18 $\Phi 12$ Donatı Çubukları İçin Ortalama Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi

Daha ileri şekildeğiştirmeler için donatıların gerilme-şekildeğiştirme eğrileri, ölçülen en büyük çekme kuvveti, kopma anındaki çekme kuvveti, deney sonunda ölçülen kopma birim uzaması (ϵ_{su}) ve çekme dayanımına karşı gelen düzgün doğrusal uzamadan (ϵ_{sunif}) yararlanarak, yaklaşık olarak belirlenmiştir. Deney sonrasında kopma şekildeğiştirmesi ve en büyük çekme gerilmesine karşı gelen düzgün doğrusal şekildeğiştirmenin belirlenebilmesi için, çekme deneyi numunelerinin üzerlerine donatının çapı kadar aralıklarla çizgiler çizilmiştir. Deney sonrasında kopmanın

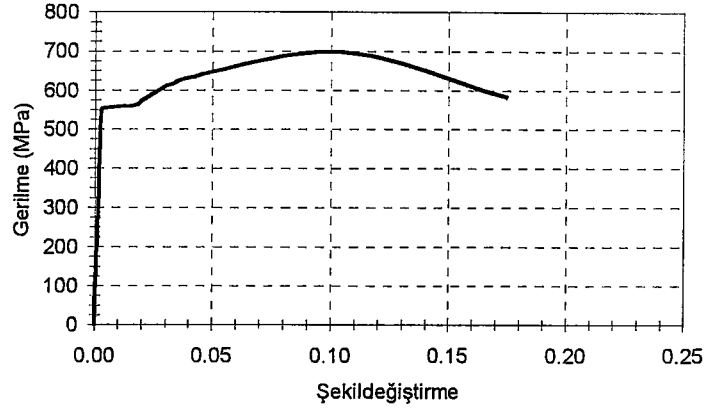
gerçekleştiği bölgede çapın 10 katı kadar olan uzunlukta oluşan boy uzaması ölçülerek kopma anındaki şekildeğiştirme belirlenmiştir. Düzgün doğrusal donatı uzaması ise kopmanın olduğu bölge dışında iki ayrı bölgede belirlenen şekildeğiştirmelerin ortalaması olarak alınmıştır. Bu şekilde belirlenen iki noktanın (en büyük dayanıma ve kopma dayanımına karşı gelen noktalar) 0.04 şekildeğiştirme seviyesine kadar elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrilerine eklenmesi ile $\phi 10$, $\phi 12$ ve $\Phi 12$ donatılar için elde edilen eğriler sırası ile Şekil 4.19, 4.20 ve 4.21’de verilmiştir. Bu gerilme-şekildeğiştirme eğrileri sadece kullanılan donatılar hakkında bilgi vermek üzere sunulmuştur. Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen kuramsal çözümlemelerde 0.04 den daha büyük donatı şekildeğiştirmeleri sözkonusu olmadığı için Şekil 4.16, 4.17 ve 4.18’de verilen çelik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri kullanılmıştır.



Şekil 4.19 $\phi 10$ Donatı Çubukları İçin Tüm Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi



Şekil 4.20 $\phi 12$ Donatı Çubukları İçin Tüm Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi



Şekil 4.21 Φ12 Donatı Çubukları İçin Tüm Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi

Çekme deneyleri sonunda ulaşılan donatı karakteristik özellikleri ortalama sayısal değerleri ile Tablo 4.15’de sunulmuştur.

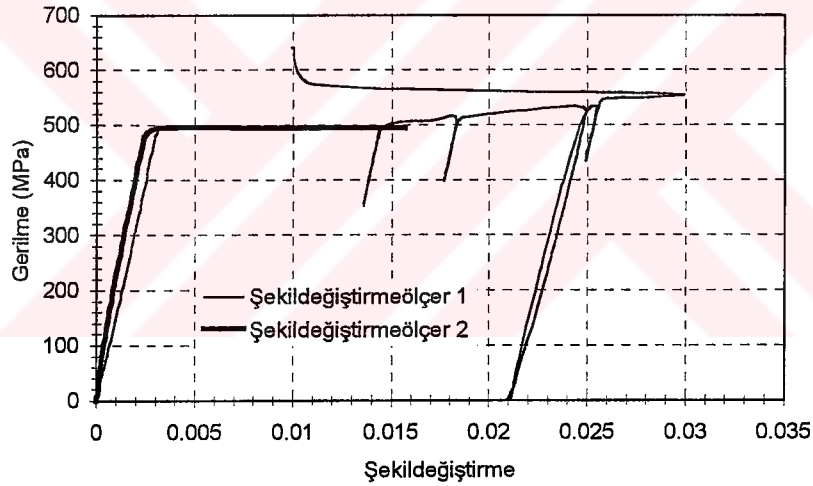
Tablo 4.15 Donatı Çekme Deneyleri Sonuçları

Donatı	Çap (mm)	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{su}	E_s (MPa)
φ10	9.9	478	712	0.203	191000
φ12	12.6	365	543	0.261	190000
Φ12	11.9	551	696	0.174	205000

Donatıların elastisite modülleri belirlenirken, gerilme-şekildeğiştirme eğrilerinin başlangıç noktası ile akma dayanımının yaklaşık %80’ine karşı gelen seviyesi arasında kalan noktalarından en küçük kareler yöntemine göre bir doğru geçirilmiş ve bu doğrunun eğimi elastisite modülü olarak kabul edilmiştir. Burada deneysel olarak elde edilen bu elastisite modülleri verilmekle birlikte, bu yöntemle belirlenen donatı elastisite modülünün fazla güvenilir olmadığı bilinmektedir. Kuramsal çözümlmelerde çelik elastisite modülü olarak 210000 MPa değeri kullanılmıştır.

Tekrarlı yükleme durumunda donatıların davranışları konusunda fikir edinmek ve ilk iki seri eğilme deney numunelerinde boyuna donatıların şekildeğiştirmelerini ölçmek amacı ile kullanılan FLA-3-11-1L tipi şekildeğiştirmeölçerlerin tekrarlı yükler altındaki performansını izlemek amacı ile Φ12 lik bir donatı çubuğunun orta kesitine iki adet şekildeğiştirmeölçer yapıştırılarak sınırlı sayıda yükleme, boşaltma ve tekrar

yüklemenin yapıldığı bir çelik çekme deneyi gerçekleştirilmiştir. Bu deney sonucu elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrileri Şekil 4.22’de verilmiştir. Şekildeğiştirmeölçerlerden biri yaklaşık 0.015 seviyesinde bir birim uzamadan sonra devre dışı kalmıştır. Diğer gerek akma ve gerekse pekleşme bölgelerinde yükleme, boşaltma ve tekrar yükleme durumlarında oldukça iyi sonuç verip, şekildeğiştirmeölçerler için üretici tarafından verilen yaklaşık şekildeğiştirme kapasitesi olan 0.03 seviyesinden sonra devre dışı kalmıştır. Ancak tekrarlı yük durumu için yapılan bu test sadece çekme yönü için yapılabilmektedir. Eğilme deneylerinde donatılar çekme ile birlikte, basınca da maruz kalacaklardır. Bunun da donatının davranışına başta Bauschinger etkisi olmak üzere çeşitli etkileri olacaktır. Mevcut imkanlar ile donatı çubuklarına basınç uygulamak oldukça zor olduğu ve bu çalışmanın esas amacını oluşturmadığı için çelik donatıların davranışı konusunda daha detaylı deneysel bir araştırmaya girilmemiştir.



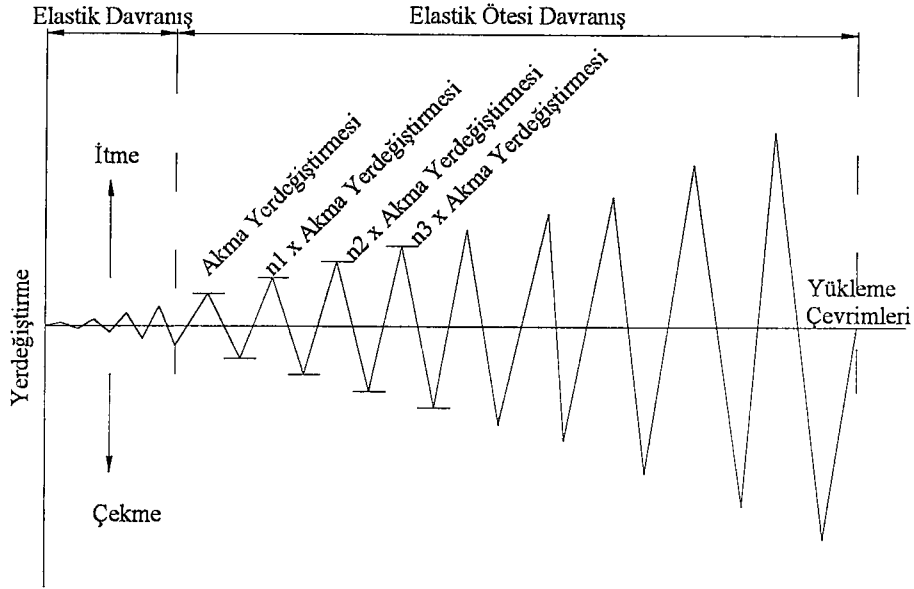
Şekil 4.22 $\Phi 12$ Donatı İçin Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi (Tekrarlı Yükleme)

4.7 Yükleme Patronu ve Hızı

Günümüzde yapı mühendisliği konusunda yapılan deneysel çalışmalar yüklemenin hızı açısından üç gruba ayrılmaktadır. Bunlar statik, dinamik ve yalancı dinamik (pseudo-dynamic) deneylerdir. İstanbul Teknik Üniversitesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarının bu çalışmanın gerçekleştirildiği dönemdeki imkanları ile ancak statik yükleme deneyleri yapılabilmektedir. Bu kısıtlama bir bütün olarak

yükleme ve veri toplama sistemlerinin özelliklerinden kaynaklanmaktadır. Gerçekte dinamik olarak ortaya çıkacak etkileri, eşdeğer statik yükleme ile oluşturmak bir olumsuzluk gibi gözükse de, bu deney tekniğinin sağladığı avantajlar da mevcuttur. Statik yüklemenin en önemli iki avantajı, yüklemenin adım adım gerçekleştirilmesi, dolayısı ile her adımdan sonra numunenin davranışı gözönüne alınarak bir sonraki yükleme adımına karar verilmesi ve bu yükleme adımları arasında numunenin hasar durumunun gözlenmesi için yeterli zaman olmasından dolayı hasar oluşumunun ve numunenin davranışının dinamik yüklemelere göre çok daha sağlıklı gözlenebilecek olmasıdır.

Tekrarlı ve yön değiştiren yüklemelerin sözkonusu olduğu deneysel çalışmalarda yükleme patronu konusunda farklı araştırmacılar tarafından uygulanan farklı yaklaşımlar mevcuttur. Bu yaklaşımların herbirinin olumlu ve olumsuz yanları bulunmaktadır. Bu tür yükleme durumlarının incelendiği pek çok deneysel çalışmada ana amaç olası bir deprem durumunda yapı veya yapı elemanına etkiyecek yükleri mümkün olduğunca gerçeğe yakın bir şekilde deney numunelerine etkitmektir. Depremler sonucu yapı veya yapı elemanında ortaya çıkacak etkiler son derece rastgele ve farklı depremler durumunda birbirlerinden oldukça farklı olacağı için bu etkileri tam olarak temsil edebilecek bir yükleme patronu belirlemek mümkün değildir. Bu çalışmada yükleme patronu belirlenirken ana amaç numuneye her bir adımda itme ve çekme yönünde simetrik yerdeğiştirmeler uygulamak ve takip eden her adımda bu yerdeğiştirmelerin seviyesini arttırmak olmuştur. Numunelere elastik bölgede itme ve çekme yönünde simetrik olmak üzere üç veya dört farklı seviyede yerdeğiştirme uygulanmıştır. Daha sonra itme yönünde, çekme donatılarında akma şekildeğiştirmesine ulaşılan kadar yerdeğiştirme arttırılmıştır. Donatılarda akmaya neden olan yerdeğiştirme seviyesi (akma yerdeğiştirmesi, δ_y) belirlendikten sonra bu yerdeğiştirmenin çeşitli oranlarda arttırılması ile belirlenen yerdeğiştirme seviyelerinde itme ve çekme yönlerinde simetrik olmak üzere yükleme çevrimleri yapılmıştır. Genel yükleme patronu şematik olarak Şekil 4.23'de sunulmuştur. Şekil 4.23'de tanımlanan akma yerdeğiştirmesi deneysel çalışma sırasında çekmeye maruz boyuna donatıların herhangi birinde akma şekildeğiştirmesine ulaşıldığı anda numunenin yaptığı yerdeğiştirmedir.



Şekil 4.23 Yükleme Patronu

Tüm numuneler için deneysel olarak belirlenen akma yerdeğiştirmeleri ve yükleme çevrimi yapılan yerdeğiştirme seviyeleri Tablo 4.16'da verilmiştir. Bu tablodan da görülebileceği gibi Numune 6 denenirken sadece itme yönünde tekrarlı yükleme yapılmış, Numune 9 denenirken ise diğer tüm numunelerden farklı olarak her hedef yerdeğiştirme seviyesinde önce çekme sonra itme yönünde yerdeğiştirme uygulanmıştır. Numune 15 denenirken yükleme sisteminden kaynaklanan bir hata sonucu Tablo 4.16'da verilen yerdeğiştirme seviyeleri itme ve çekme yönünde simetrik olarak uygulanamamıştır.

Tablo 4.16'da verilen yerdeğiştirme süneklik seviyeleri (4.4) bağıntısı ile belirlenmiştir. Bu bağıntıda δ_{max} sözkonusu yükleme adımında ulaşılan en büyük yerdeğiştirmeyi göstermektedir.

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (4.4)$$

Yükleme çevrimlerinin elastik ötesi davranış bölgesinde tüm numunelerde aynı yerdeğiştirme süneklik seviyelerinde yapılmasının daha uygun olduğu kabul edilmekle birlikte, bu çalışmanın inceleme konusu için çevrim yapılan yerdeğiştirme

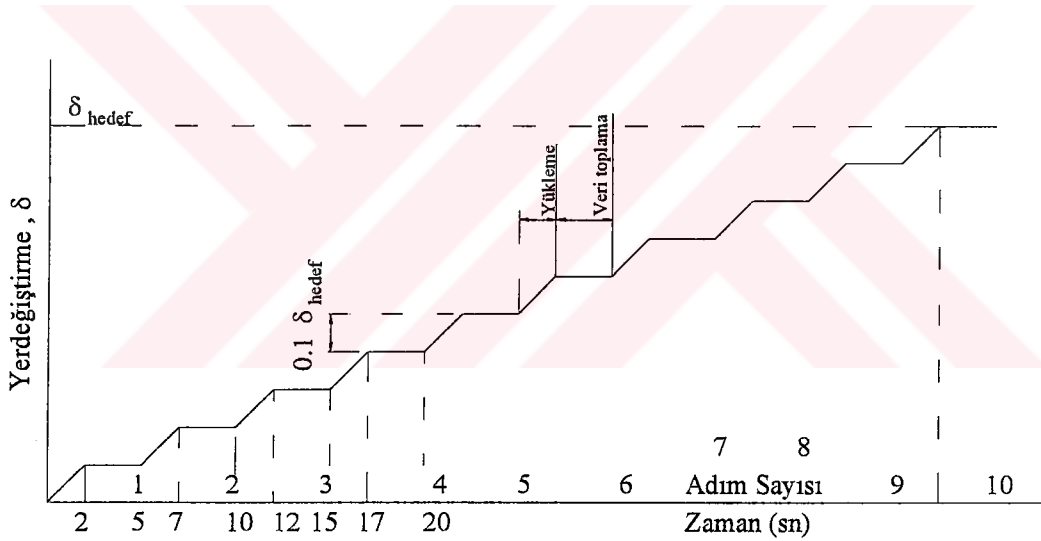
süneklik seviyelerinin bu düzeyde farklı olmasının önemli olmadığı düşünülmektedir.

Tablo 4.16 Çevrim Yapılan Yerdeğiştirme Seviyeleri

No	Yükleme	δ_y (mm)	Elastik bölge (mm)	Elastik ötesi bölge (Yerdeğiştirme süneklik seviyesi)
1	İtme-çekme	7.98	1 - 1.5 - 2 - 4	1.3 - 2.3 - 3.4 - 4.6
2	İtme-çekme	6.72	1 - 2 - 4	1.3 - 2.7 - 4.1 - 5.5
3	İtme-çekme	9.50	1 - 2 - 4 - 6	1.0 - 2.0 - 3.0 - 4.0
4	İtme-çekme	6.00	1 - 2 - 4	1.0 - 1.7 - 3.5 - 5.2 - 7.0
5	İtme-çekme	6.76	1 - 2 - 4 - 6	2.0 - 4.0 - 6.0 - 8.0
6	İtme	7.44	1 - 2 - 4 - 6	1.2 - 1.8 - 2.5 - 3.1 - 3.7 - 4.3 - 4.9 - 5.6 - 6.2 - 6.8
7	İtme-çekme	6.98	1 - 2 - 4 - 6	1.1 - 1.6 - 2.1 - 2.7 - 3.2 - 3.7 - 4.2 - 4.8 - 5.3
8	İtme-çekme	7.36	1 - 2 - 4 - 6	1.0 - 1.5 - 2.1 - 2.5 - 3.1 - 3.6 - 4.2 - 4.7
9	Çekme-itme	9.04	1 - 2 - 4 - 6	1.0 - 1.5 - 1.9 - 2.4 - 3.0 - 3.4 - 3.9
10	İtme-çekme	7.80	1 - 2 - 4 - 6	1.3 - 2.6 - 3.9 - 5.2
11	İtme-çekme	8.44	1 - 2 - 4 - 6	1.4 - 2.7 - 4.1 - 5.5
12	İtme-çekme	10.86	1 - 2 - 4 - 6	1.2 - 2.4 - 3.6 - 4.7
13	İtme-çekme	7.96	1 - 2 - 4 - 6	1.5 - 3.0 - 4.4 - 5.9
14	İtme-çekme	9.66	1 - 2 - 4 - 6	1.2 - 2.4 - 3.6 - 4.7
15	İtme-çekme	12.82	1 - 2 - 4 - 6	1.0 - 1.5 - 2.0 - 2.5 - 3.0 - 3.5 - 4.0
16	İtme-çekme	8.06	1 - 2 - 4 - 6	1.1 - 1.6 - 2.1 - 2.7 - 3.2 - 3.7
17	İtme-çekme	10.80	1 - 2 - 4 - 6	1.0 - 1.6 - 2.1 - 2.5
18	İtme-çekme	14.96	1 - 2 - 4 - 6	1.0 - 1.6 - 2.1
19	İtme-çekme	7.90	1 - 2 - 4 - 6	1.0 - 1.5 - 2.1 - 2.6 - 3.1 - 3.6 - 4.2 - 4.7 - 5.2 - 5.7
20	İtme-çekme	7.84	1 - 2 - 4 - 6	1.0 - 1.6 - 2.1 - 2.6 - 3.1 - 3.6 - 4.1 - 4.6 - 5.2
21	İtme-çekme	9.48	1 - 2 - 4 - 6	1.0 - 1.5 - 2.0 - 2.6 - 3.1 - 3.7 - 4.1 - 4.6 - 5.2 - 5.6
22	İtme-çekme	9.38	1 - 2 - 4 - 6 - 7.4	1.2 - 1.6 - 2.0 - 2.3 - 2.7 - 3.1 - 3.5 - 3.9 - 4.3
23	İtme-çekme	10.04	1 - 2 - 4 - 6 - 8.6	1.3 - 1.7 - 2.1 - 2.6 - 3.0 - 3.4 - 3.9 - 4.3
24	İtme-çekme	10.80	1 - 2 - 4 - 8.5	1.0 - 1.5 - 2.0 - 2.6
25	İtme-çekme	11.60	1 - 2 - 4 - 6 - 10.7	1.4 - 1.9 - 2.3 - 2.8 - 3.2 - 3.7 - 4.2
26	İtme-çekme	12.82	1 - 2 - 4 - 6 - 11.4	1.3 - 1.8 - 2.2 - 2.7 - 3.1 - 3.6 - 4.0
27	İtme-çekme	13.40	1 - 2 - 4 - 6	1.0 - 1.5 - 2.0 - 2.5

Yüklemeler adım adım numuneye uygulanan yerdeğiştirmeler ile yapılmıştır. Her yükleme adımı ortalama olarak 5 sn zaman almaktadır. Bu süre yükleme, yükleme sisteminden veri toplama sistemine sinyal gönderilmesi ve verilerin toplanması için gerekli olan sürelerin toplamıdır. Bu 5 sn lik sürenin, ilk 2 sn lik bölümünde verilen yerdeğiştirme artışı gerçekleştirilmektedir. Hedef yerdeğiştirme seviyesine

ulaşıldıktan sonra, yükleme sisteminin veri toplama sistemine sinyal göndermesi için 1 sn gereklidir. Veri toplama sisteminin hız kapasitesi 0.08 sn/kanal'dır. Farklı numunelerde farklı sayıda ölçüm yapılmış olmakla birlikte, örneğin 23 ve 25 numaralı numunelerde 21 kanaldan veri toplanmıştır, (10 şekildeğiştirmeölçer, 8 yerdeğiştirmeölçer, 1 yükölçer, yükleme sisteminin dahili yükölçer ve yerdeğiştirmeölçeri). Bu durumda gerekli veri toplama süresi $21 \times 0.08 = 1.68$ sn dir. Bu da yükleme sisteminde 2 sn olarak tanımlanmıştır. Her bir yükleme adımında verilen yerdeğiştirme artışı genel olarak o çevrimdeki hedef yerdeğiştirmenin $1/10$ 'u kadar olacak şekilde belirlenmiştir. Örneğin 4 mm itme ve çekme çevrimleri sırasında, her bir yükleme adımı 0.4 mm lik yerdeğiştirme artımlarından oluşmaktadır. Ancak büyük hedef deplasmanlara ulaşıldığında $1/10$ kuralı uygulanmamış ve yükleme hızı hiç bir zaman 1 mm/adım seviyesinin üzerine çıkarılmamıştır. Yükleme adımlarının şematik açıklaması Şekil 4.24'de sunulmuştur.



Şekil 4.24 Yükleme Adımları

Numunelere her yerdeğiştirme seviyesinde bir çevrim uygulanmasının nedeni, her numunenin denenmesinin yaklaşık bir gün süren deney oturumlarında tamamlanmak istenmesidir. Bunun en önemli sebebi günlerce süren ve aralarda beklemeler olan bir yüklemenin çok sağlıklı olmayacağına inanılmasıdır. Ayrıca deney programında çok sayıda numune bulunması ve her bir numunenin deneye hazır hale getirilmesi, deneyinin yapılması ve bir sonraki numune için hazır olacak şekilde düzeneğin

boşaltılması ve ölçüm aletlerinin sökülmesinin önemli zaman alması da bu konuda bir başka etken olmuştur.

Deneyler genelde yükleme düzeneğinin izin verdiği en büyük yerdeğiştirme seviyesi olan 50-55 mm civarında durdurulmuştur. Ancak bazı numunelerde, hasarın ölçüm aletlerinin sağlıklı sonuç vermesini engelleyecek şekilde oluşması, bazı numunelerde ise 50 mm yerdeğiştirme seviyesine ulaşılmadan önce önemli dayanım kaybı veya önemli hasar gözlemlenmesi nedenleri ile daha küçük yerdeğiştirme seviyelerinde deneye son verilmiştir.

4.8 Deney Sonuçları ve Gözlemler

4.8.1 Giriş

Numunelerin yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışları, numunelerin yük taşıma kapasiteleri, yerdeğiştirme süneklikleri, enerji yutma kapasiteleri, yükleme çevrimleri sırasındaki dayanım ve rijitlik kayıpları gözönüne alınarak değerlendirilmiştir.

Deneysel veriler düşey veren yükü-düşey yerdeğiştirme, moment-ortalama eğrilik, düşey veren yükü-ortalama beton şekildeğiştirmesi, düşey veren yükü-ortalama donatı şekildeğiştirmesi ve şekildeğiştirmeölçerler kullanılarak elde edilen moment-eğrilik ile düşey veren yükü-donatı şekildeğiştirmesi ilişkileri şeklinde elde edilmiştir. Bu ilişkilerde düşey veren yükü, MTS hidrolik veren tarafından uygulanan ve verenin yükölçeri ile belirlenen yük değeridir, (Şekil 4.1). Moment ise deney bölgesinde, veren tarafından uygulanan yük ile birlikte eksenel kuvvetin etkisi ile oluşan ikinci mertebe eğilme momentleri ile numune öz ağırlığını da gözönüne alarak hesaplanan eğilme momenti değeridir. Yük-yerdeğiştirme ilişkilerinde gözönüne alınan yerdeğiştirme ise Şekil 4.2’de V16 kısaltması ile gösterilen ve numunenin deney bölgesinin tam orta noktasındaki düşey yerdeğiştirmeyi ölçen yerdeğiştirmeölçer ile belirlenen yerdeğiştirme değeridir. Deney bölgesinde ortalama eğrilik ile ortalama beton ve donatı şekildeğiştirmelerinin belirlenmesi Bölüm 4.5’de açıklanmıştır.

Denenen tüm numuneler için düşey veren yükü-yerdeğiştirme ilişkileri Ek D’de verilmektedir. Deneysel moment-eğrilik ilişkileri ise Bölüm 5’de detaylı olarak açıklanan yöntem kullanılarak belirlenen kuramsal moment-eğrilik ilişkileri ile birlikte Ek E’de sunulmaktadır.

4.8.2 Deneysel ve Kuramsal Taşıma Kapasiteleri

Numunelerin kuramsal taşıma güçlerine karşı gelen veren yükleri (P_u) ile deneylerde itme ve çekme yönlerinde ulaşılan en büyük veren yüklerinin ortalamaları (P_{deney}) Tablo 4.17’de verilmiştir. Kuramsal taşıma güçleri belirlenirken en dış beton basınç lifinde kısılmanın 0.003 olduğu, donatıların gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin ise ideal elastoplastik olduğu kabul edilmiştir. Beton için basınç dayanımı, donatılar için akma dayanımları malzeme deneyleri sonuçlarında ulaşılan ortalama dayanım değerleridir. Hesaplarda donatı çapları için çekme deneyleri sırasında ölçülen ortalama değerler kullanılmıştır. Tablo 4.17’de P_{deney} / P_u oranları da verilmiştir. 27 numune için bu oranların ortalaması 0.94, standart sapması ise 0.07 olarak belirlenmiştir.

4.8.3 Hasar Gözlemleri

Tüm numuneler taşıma güçlerine eğilme etkileri sonucu ulaşılmasını sağlayacak şekilde boyutlandırılmıştır. Deneyler boyunca yapılan gözlemler bunda başarılı olduğunu göstermektedir. Bazı numunelerde deney bölgesi dışında, eğilme kaynaklı çatlaklara göre oldukça sınırlı olan kayma çatlakları oluşmuş olmakla birlikte, tüm numunelerde baskın olan hasar eğilme etkilerinden kaynaklanmıştır. Tablo 4.18’de tüm numuneler için yükleme sonrası gözlemlenen hasar durumu kısaca özetlenmektedir. Bu tabloda T.B. numunenin ortasında eğrilik ölçümlerinin yapıldığı 200 mm uzunluklu bölgeyi, T.B.D. ise tekil yüklerin etkidiği noktalar arasındaki bölgenin T.B. ile tanımlanmış bölge dışındaki kısmını göstermektedir. Şekil B.10-B.15’de numunelerin deney bölgelerinin deney sonrası görünümünü sunulmuştur.

4.8.4 Donatı Türünün Davranışa Etkisi

Donatı türünün yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz simetrik donatılı betonarme elemanların davranışı üzerindeki etkisini araştırmak üzere, farklı donatı oranlarına sahip ve farklı sabit eksenel kuvvet seviyeleri altında denenen 12 numuneden elde

edilen sonuçlar aşağıda sunulmaktadır. Karşılaştırması yapılan numunelerde kesit boyutları ve donatı oranları aynı, beton basınç dayanımları oldukça yakındır. Deney değişkeni boyuna donatının türüdür. Karşılaştırılan numuneler yaklaşık olarak aynı sayı ve seviyede elastik ötesi yerdeğiştirmeye maruz bırakılmıştır.

Tablo 4.17 Deneysel ve Kuramsal Veren Yükleri

No	Numune	P_u (kN)	P_{deney} (kN)	P_{deney} / P_u
1	4R12-C25.3-N5	56.46	64.97	1.15
2	6R12-C25.3-N5	75.08	79.11	1.05
3	10R12-C25.3-N5	111.58	115.43	1.03
4	4R12-C20.2-N10	60.77	57.09	0.94
5	6R12-C20.6-N10	79.17	70.78	0.89
6	10R12-C20.8-N10	115.37	111.57	0.97
7	4R12-C21.3-N20	76.56	63.98	0.84
8	6R12-C21.6-N20	94.67	82.48	0.87
9	10R12-C21.9-N30	143.90	128.05	0.89
10	4D12-C25.3-N5	69.35	68.91	0.99
11	6D12-C25.3-N5	94.19	94.05	1.00
12	10D12-C25.4-N5	142.50	141.66	0.99
13	4D12-C25.4-N10	79.49	75.70	0.95
14	6D12-C25.4-N10	103.85	96.60	0.93
15	10D12-C22.5-N20	159.01	148.58	0.93
16	4D12-C22.6-N30	100.94	86.92	0.86
17	6D12-C22.7-N30	124.06	112.96	0.91
18	10D12-C22.7-N30	169.74	152.86	0.90
19	4D12-C29.3-N5	72.87	67.73	0.93
20	4D12-C29.4-N5	72.87	72.73	1.00
21	4D12-C29.5-N5	72.87	67.47	0.93
22	6D12-C29.6-N5	97.98	90.93	0.93
23	6D12-C29.9-N10	109.86	97.25	0.89
24	6D12-C30.0-N20	130.86	112.76	0.86
25	10D12-C30.0-N5	146.72	139.80	0.95
26	10D12-C30.2-N10	157.82	146.34	0.93
27	10D12-C30.3-N20	177.48	157.74	0.89

Tablo 4.18 Hasar Özeti

Numune	Hasarlı Bölge	Kayma Çatlakları	Sıyrılma Çatlakları	Donatıda Burkulma	Betonda Ezilme
4R12-C25.3-N5	T.B. – T.B.D.	Yok	Yok	Yok	Yok
6R12-C25.3-N5	T.B. - T.B.D.	Az	Yok	Yok	T.B.D.
10R12-C25.3-N5	T.B. – T.B.D.	Az	Az	Yok	T.B. – T.B.D.
4R12-C20.2-N10	T.B.D.	Yok	Yok	Yok	T.B.D.
6R12-C20.6-N10	T.B. – T.B.D.	Az	Yok	Yok	T.B.D.
10R12-C20.8-N10	T.B.	Az	Az	Yok	T.B.
4R12-C21.3-N20	T.B. – T.B.D.	Az	Yok	Yok	T.B. – T.B.D.
6R12-C21.6-N20	T.B.D.	Az	Yok	Yok	T.B.D.
10R12-C21.9-N30	T.B. – T.B.D.	Var	Az	Yok	T.B. – T.B.D.
4D12-C25.3-N5	T.B.	Az	Yok	Yok	Yok
6D12-C25.3-N5	T.B.	Var	Yok	Yok	Yok
10D12-C25.4-N5	T.B.	Var	Yok	Yok	Yok
4D12-C25.4-N10	T.B.	Var	Yok	Yok	T.B.
6D12-C25.4-N10	T.B.	Var	Yok	Yok	T.B.
10D12-C22.5-N20	T.B.	Var	Var	Var	T.B.
4D12-C22.6-N30	T.B.	Az	Yok	Var	T.B.
6D12-C22.7-N30	T.B.	Var	Yok	Yok	T.B.
10D12-C22.7-N30	T.B.	Var	Var	Var	T.B.
4D12-C29.3-N5	T.B.	Az	Yok	Yok	Yok
4D12-C29.4-N5	T.B.	Az	Yok	Yok	Yok
4D12-C29.5-N5	T.B.	Az	Yok	Yok	Yok
6D12-C29.6-N5	T.B.	Var	Yok	Yok	Yok
6D12-C29.9-N10	T.B.	Var	Yok	Yok	T.B.
6D12-C30.0-N20	T.B.	Var	Yok	Yok	T.B.
10D12-C30.0-N5	T.B.	Var	Var	Yok	Yok
10D12-C30.2-N10	T.B. - T.B.D.	Var	Var	Yok	T.B. - T.B.D.
10D12-C30.3-N20	T.B.	Var	Var	Var	T.B.

4.8.4.1. Enerji Yutma Özellikleri

Donatı oranı ve eksenel kuvvet seviyesindeki artışlar her iki tür donatıya sahip numuneler için fazla ileri olmayan yerdeğiştirme süneklik seviyelerinde yutulan enerji miktarını arttırmaktadır. Bu artışın nedeni hem dayanım, hem de akmaya karşı gelen yerdeğiştirme seviyesinin artmasıdır. Ancak artan eksenel kuvvet ve/veya donatı oranının sünekliği olumsuz etkileyeceği unutulmamalıdır. Aynı yerdeğiştirme süneklik seviyesinde aynı donatı oranına sahip düz yüzeyli ve nervürlü donatı ile donatılmış numunelerde, nervürlü donatılı numune tarafından yutulacak enerjinin

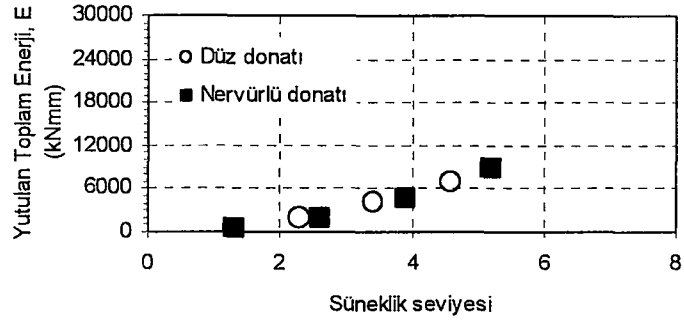
daha büyük olması, nervürlü donatının akma dayanımının ve buna karşı gelen yerdeğiştirmenin daha yüksek olması nedeni ile beklenmektedir. Şekil 4.25-4.30'da donatı türü dışında benzer kesit özelliklerine sahip ve aynı eksenel kuvvet seviyesi altında denenmiş numuneler için çeşitli yerdeğiştirme süneklik seviyelerinde yutulan toplam enerji miktarlarının karşılaştırılması sunulmuştur. Bu karşılaştırmalarda yutulan toplam enerji (4.5) bağıntısı kullanılarak belirlenmiştir.

$$E = \int_0^{\delta} P_{(\delta)} d\delta \quad (4.5)$$

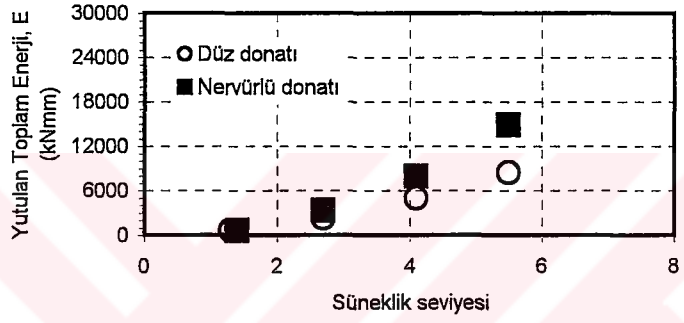
Özdeş numuneler yaklaşık aynı yerdeğiştirme seviyesine kadar zorlanmıştır, ancak düz yüzeyli donatıya sahip numunelerde (donatı akma dayanımı daha küçük olduğu için) akma daha küçük yerdeğiştirme seviyelerinde gerçekleştiği için ulaşılan yerdeğiştirme süneklik seviyesi daha büyüktür. Yutulan enerjinin artan yerdeğiştirme süneklik seviyesi ile artışı, nervürlü donatı durumunda, düz yüzeyli donatı durumuna göre daha belirgindir. Düz yüzeyli ve nervürlü donatıya sahip numunelerin yuttukları enerji miktarları arasındaki fark Şekil 4.25, 4.26 ve 4.27'de Şekil 4.28, 4.29 ve 4.30'da görülene göre daha az belirgindir. Bu 4R12-C25.3-N5, 6R12-C25.3-N5 ve 10R12-C25.3-N5 numunelerinde P_{deney} / P_u oranının diğeri numunelere göre oldukça büyük olmasından kaynaklanmaktadır. Eksenel kuvvet ve donatı oranının yüksek olduğu 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30 numunelerinin yuttukları enerji miktarları karşılaştırılırsa, nervürlü donatıya sahip numunenin düşük süneklik seviyelerinde düz yüzeyli donatıya sahip numuneye göre daha fazla enerji yuttuğu görülür. Ancak 10D12-C22.7-N30 ileri süneklik seviyelerinde daha büyük dayanım kaybına uğradığı için, düz yüzeyli donatıya sahip numunede gerek yutulan toplam enerji miktarı, gerekse ulaşılabilen süneklik daha yüksektir.

Enerji yutma kapasitesinde donatıların dayanım farkından kaynaklanan etkiyi ortadan kaldırmak amacı ile Banon ve diğ. (1981) tarafından kullanılan yöntem ile yutulan enerji boyutsuz hale getirilmiştir. Bu amaçla (4.6) bağıntısı kullanılmıştır.

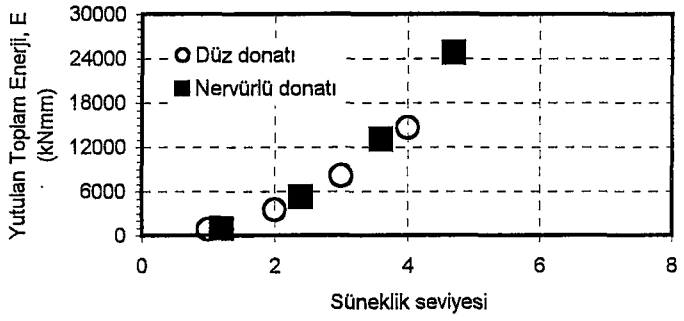
$$E_n = \frac{\int_0^{\delta} P_{(\delta)} d\delta}{\left(\frac{P_y \delta_y}{2} \right)} \quad (4.6)$$



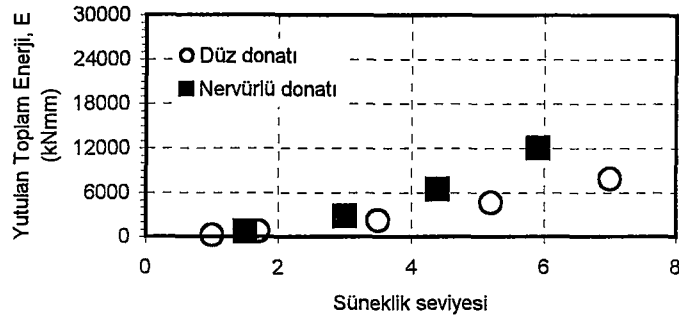
Şekil 4.25 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5



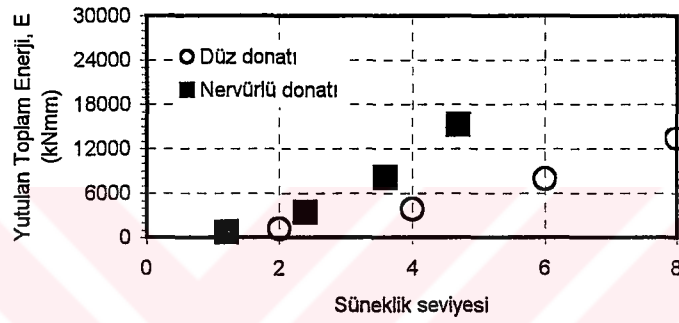
Şekil 4.26 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5



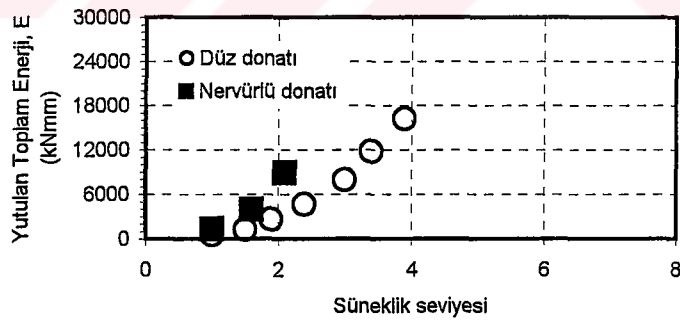
Şekil 4.27 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5



Şekil 4.28 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10



Şekil 4.29 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10



Şekil 4.30 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30

Farklı yerdeğiştirme süneklik seviyelerinde bu şekilde belirlenmiş olan boyutsuz enerji miktarları Şekil 4.31-4.36'da sunulmuştur. Ulaşılan süneklik seviyelerinde boyutsuzlaştırılmış enerji miktarları arasında çok belirgin fark olmamakla birlikte, aynı süneklik seviyesi için nervürlü donatıya sahip numunelerde daha fazla enerji yutulduğu görülmektedir. Buna karşılık düz yüzeyli donatıya sahip numunelerde

daha ileri süneklik seviyelerine ulaşılabildiği için, deney boyunca yutulan toplam boyutsuz enerji daha fazladır. Aynı süneklik seviyesinde düz yüzeyli donatılı numunelerde daha az enerji yutulmasının düz yüzeyli donatıya sahip numuneler için elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkisinde görülen çevrim sıkışmasının nervürlü donatıya sahip numunelere göre daha belirgin olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Yutulan toplam enerji miktarlarında olduğu gibi, yutulan boyutsuz enerji miktarlarında da yukarıda özetlenen davranış şekil 4.31, 4.32 ve 4.33'de belirgin olarak görülmemektedir. Bu 4R12-C25.3-N5, 6R12-C25.3-N5 ve 10R12-C25.3-N5 numunelerinde P_{deney} / P_u oranının diğer numunelere göre oldukça büyük olmasından kaynaklanmaktadır.

Farklı yerdeğiştirme süneklik seviyelerinde sadece söz konusu çevrimde yutulan enerji miktarları, şekil 4.37-4.42'de sunulmuştur. Bu diyagramlarda her süneklik seviyesinde numuneler tarafından yutulan enerji miktarlarının, aynı yerdeğiştirme seviyesinde numunelerin rijit plastik davranması durumunda yutacakları enerji miktarlarına oranları verilmiştir. Herhangi bir süneklik seviyesinde numunelerin rijit plastik davranış kabulü ile yutacağı enerji (4.7) bağıntısı ile belirlenmiştir.

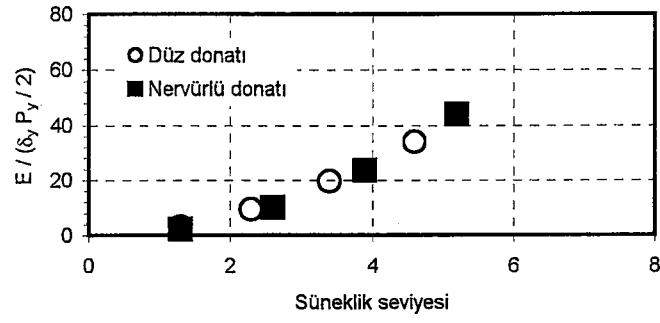
$$E_{rijit-plastik} = 4 \times P_u (\delta_{itme} + \delta_{çekme}) / 2 \quad (4.7)$$

(4.7) bağıntısında δ_{itme} ve $\delta_{çekme}$ söz konusu süneklik seviyesi için deneysel olarak itme ve çekme yönlerinde ulaşılan yerdeğiştirmelerdir. Bu karşılaştırma sonucu düz yüzeyli donatıya sahip numunelerde artan süneklikle beraber herhangi bir çevrimde yutulan enerji miktarının, rijit plastik davranış kabulü ile belirlenen enerji miktarına oranı sabit kalırken, nervürlü donatıya sahip numunelerde bu oranın artış eğiliminde olduğu görülmektedir. Bu da artan yerdeğiştirme seviyesi ile birlikte düz yüzeyli donatıya sahip numunelerin yük-yerdeğiştirme ilişkilerinde görülen çevrim sıkışmasının belirginleşmesinden kaynaklanmaktadır.

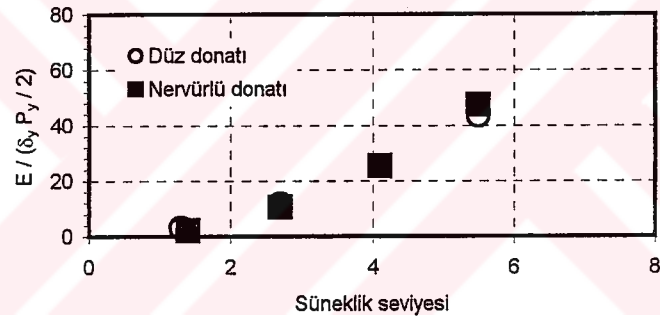
4.8.4.2 Hasar Oranı

Betonarme elemanlarda hasar seviyesinin sayısal olarak ifade edilmesi oldukça zordur. Burada ilk kez Lybas ve Sozen (Banon ve diğer., 1981) tarafından önerilen (4.8) bağıntısı kullanılmıştır.

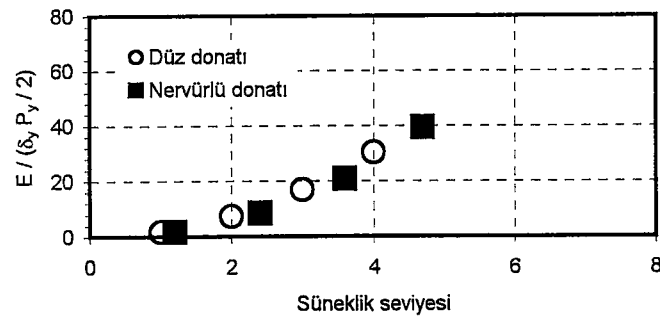
$$HO = \frac{K_o}{K_{(\mu\delta)}} \quad (4.8)$$



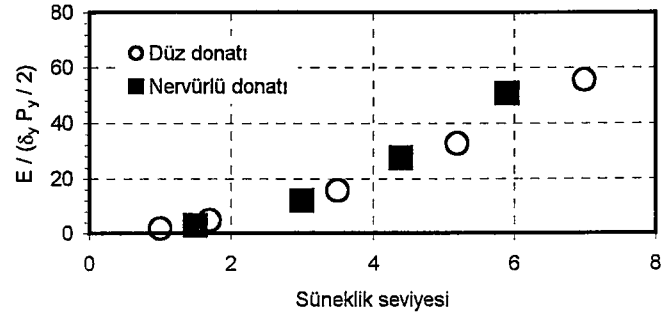
Şekil 4.31 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5



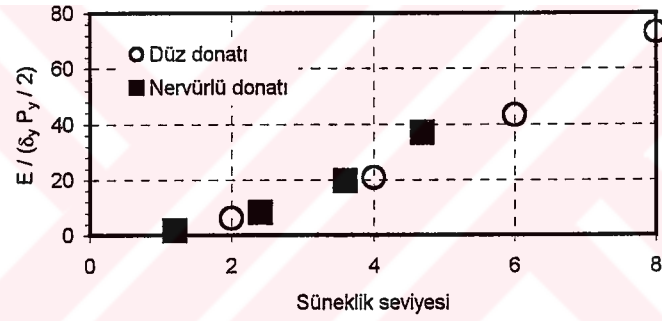
Şekil 4.32 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5



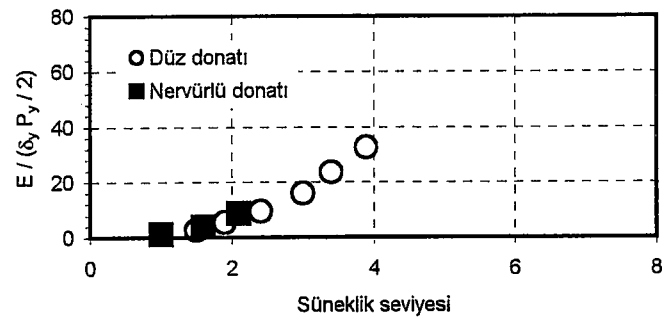
Şekil 4.33 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5



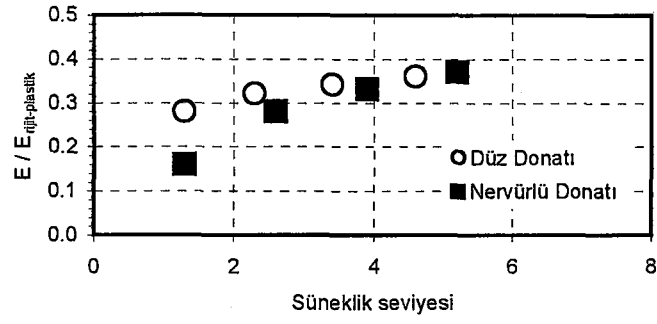
Şekil 4.34 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10



Şekil 4.35 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10



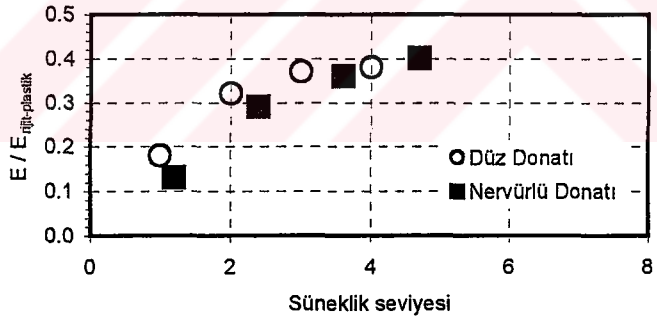
Şekil 4.36 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30



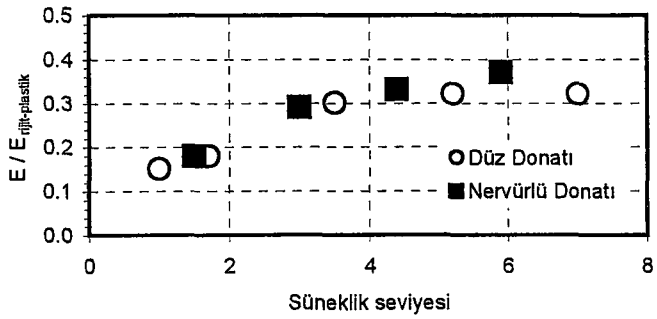
Şekil 4.37 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5



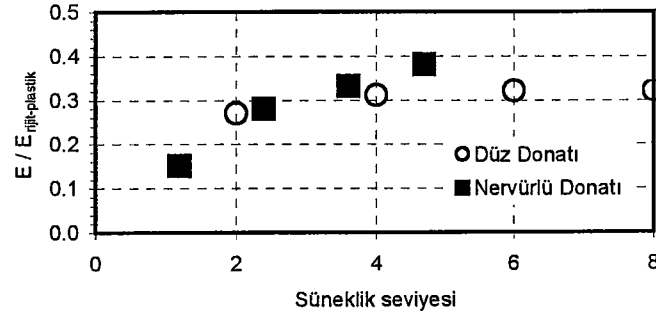
Şekil 4.38 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5



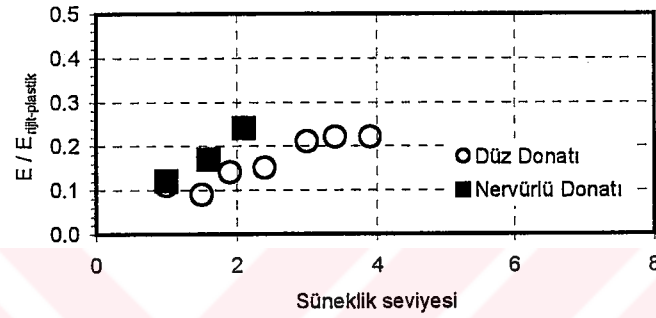
Şekil 4.39 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5



Şekil 4.40 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10



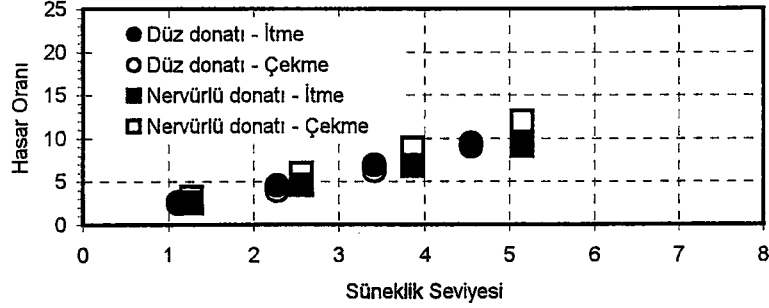
Şekil 4.41 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10



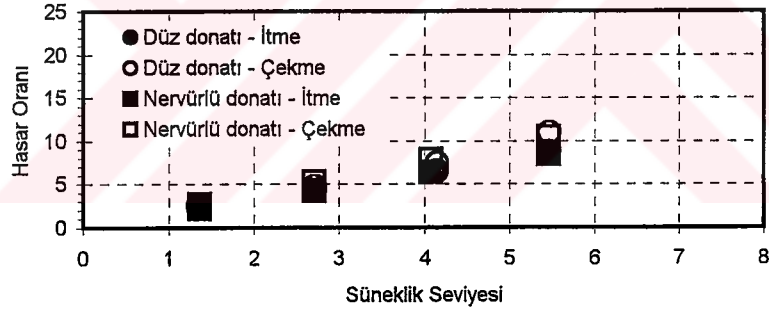
Şekil 4.42 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30

K_o yük-yerdeğiştirme ilişkisinin başlangıç eğimi, $K_{(\mu\delta)}$ ise $\mu\delta$ yerdeğiştirme süneklik seviyesinde belirlenen sekant rijitliğidir. Hasarı sayısal olarak tanımlamak için kullanılan bu ifade ile ilerleyen yükleme çevrimleri sonucu ortaya çıkan dayanım azalması da gözönüne alınmış olmaktadır. Bu şekilde belirlenen hasar oranlarının karşılaştırılması Şekil 4.43-4.48'de itme ve çekme yönleri için sunulmuştur. Gerek düz yüzeyli, gerekse nervürlü donatıya sahip numunelerde aynı süneklik oranı için belirlenen hasar oranları birbirlerine oldukça yakındır. Ancak düz yüzeyli donatıya sahip numunelerde akmanın nervürlü donatılı özdeş numunelere göre daha önce gerçekleştiği unutulmamalıdır. Buna göre aynı süneklik seviyelerinde hasar oranları yakın olmakla birlikte, aynı yerdeğiştirme seviyeleri esas alındığında düz yüzeyli donatıya sahip numunelerde hasar oranının çok daha büyük olduğu görülmektedir. Benzer sonuca yüklemenin çeşitli aşamalarında, numunelerin çeşitli bölgelerinde oluşan çatlak genişliklerinin incelenmesi ile de ulaşılmaktadır. Bir örnek olmak üzere 6R12-C20.6-N10 (No. 5) ve 6D12-C25.4-N10 (No. 14) numunelerinin orta 400 mm ve 800 mm uzunluğundaki bölümlerinde itme yönü için belirlenmiş olan çatlak

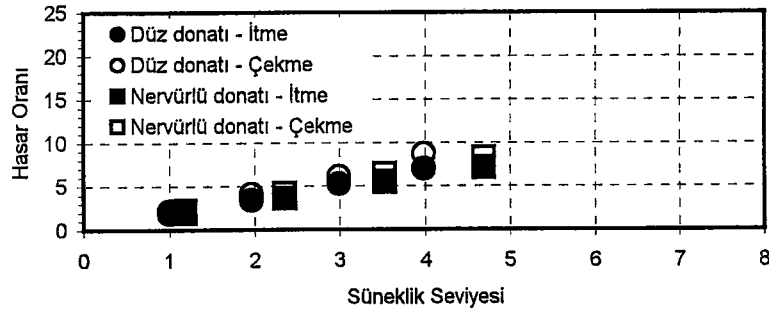
genişliklerinin toplamı ve bu çatlakların genişliklerinin elemandaki tüm çatlakların genişliklerinin toplamına oranları Tablo 4.19'da verilmiştir. Bu tabloda CW gözönüne alınan bölgedeki çatlakların genişliklerinin toplamını, TCW ise numunedeki tüm çatlakların genişliklerinin toplamını göstermektedir. Tablo 4.19'da nervürlü donatıya sahip numunede beklendiği gibi çatlakların daha çok sayıda ve daha yayılı olduğu da görülmektedir.



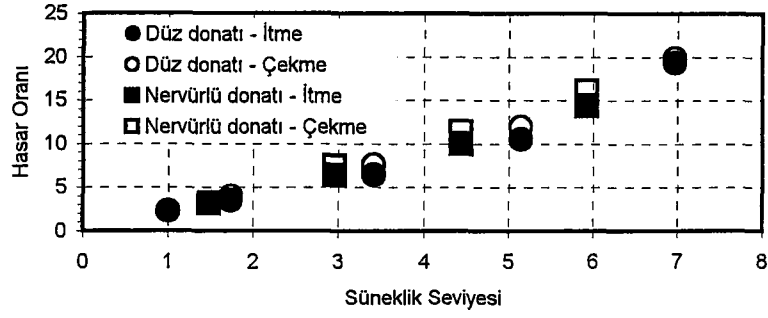
Şekil 4.43 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5



Şekil 4.44 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5



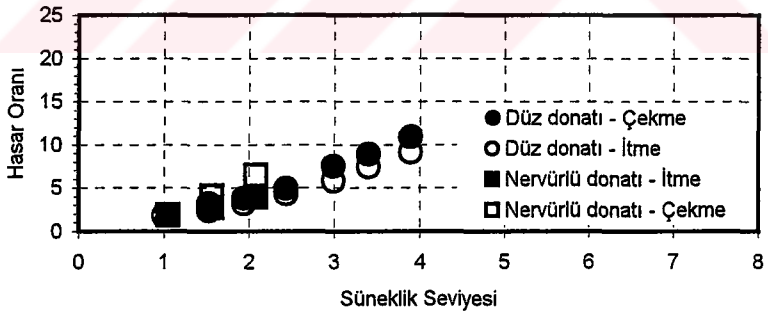
Şekil 4.45 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5



Şekil 4.46 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10



Şekil 4.47 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10



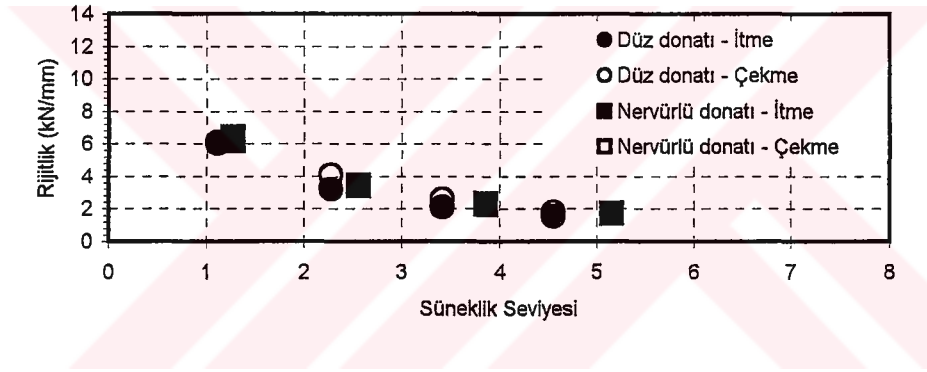
Şekil 4.48 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30

Tablo 4.19 Çatlak Genişlikleri

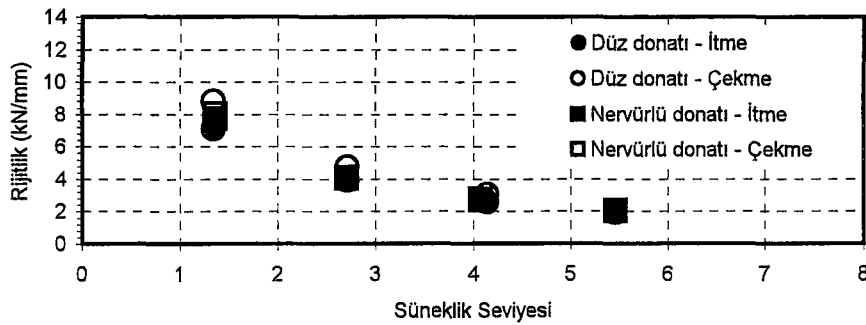
No	Bölge (mm)	Adet	CW				CW / TCW			
			$\mu_\delta=2$	$\mu_\delta=4$	$\mu_\delta=6$	$\mu_\delta=8$	$\mu_\delta=2$	$\mu_\delta=4$	$\mu_\delta=6$	$\mu_\delta=8$
5	400	4	1.25	4.95	10.30	19.65	0.30	0.46	0.64	0.82
5	800	8	3.60	10.00	15.55	23.25	0.86	0.93	0.97	0.97
No	Bölge (mm)	Adet	CW				CW / TCW			
			$\mu_\delta=1.2$	$\mu_\delta=2.4$	$\mu_\delta=3.6$	$\mu_\delta=4.7$	$\mu_\delta=1.2$	$\mu_\delta=2.4$	$\mu_\delta=3.6$	$\mu_\delta=4.7$
14	400	7	0.80	3.55	6.50	11.20	0.29	0.60	0.66	0.72
14	800	11	1.85	5.15	8.90	14.60	0.67	0.87	0.91	0.94

4.8.4.3 Rijitlik ve Dayanım Azalması

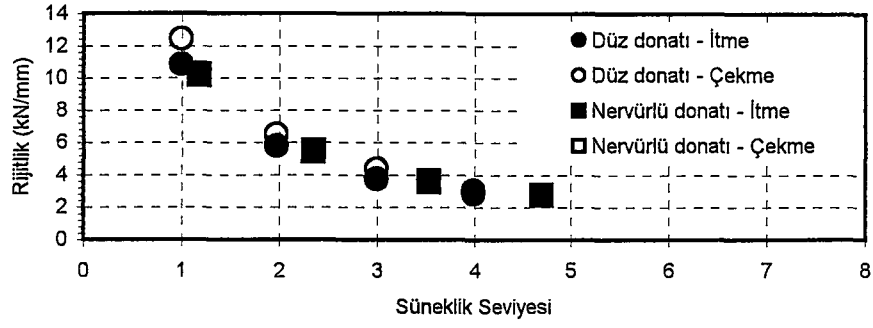
Paragraf 8.4.2’de verilen hasar oranı tanımı gerek rijitlik, gerekse dayanımda oluşabilecek azalmayı bir ölçüde yansıtabilmektedir. Bu bölümde rijitlik ve dayanım değişimleri ayrı ayrı ele alınmıştır. Ulaşılan süneklik seviyesi ile sekant rijitliklerinin değişimi Şekil 4.49-4.54’de, karşı konulan veren yüklerinin, deneysel olarak belirlenen akma yüküne oranları (dayanım oranları) Şekil 4.55-4.60’da sunulmuştur. Her iki tür donatı durumunda rijitlik azalmasının hızı artan süneklik seviyesi ile birlikte azalmaktadır. Süneklik seviyesi esas alınarak yapılan karşılaştırmalarda düz yüzeyli ve nervürlü donatıya sahip numunelerde benzer rijitlik ve dayanım azalması gözlenirken, aynı yerdeğiştirme seviyeleri esas alındığında, özellikle eksenel kuvvet seviyesinin göreceli olarak yüksek olduğu durumlarda ($\nu \geq 0.10$) düz yüzeyli numunelerde gerek rijitlik, gerekse dayanım kaybı daha fazladır.



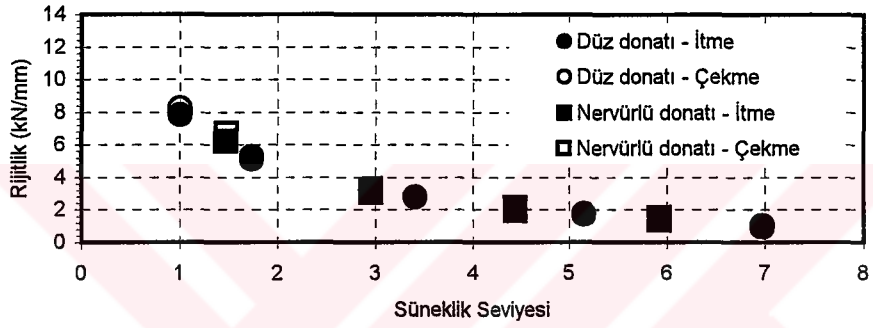
Şekil 4.49 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5



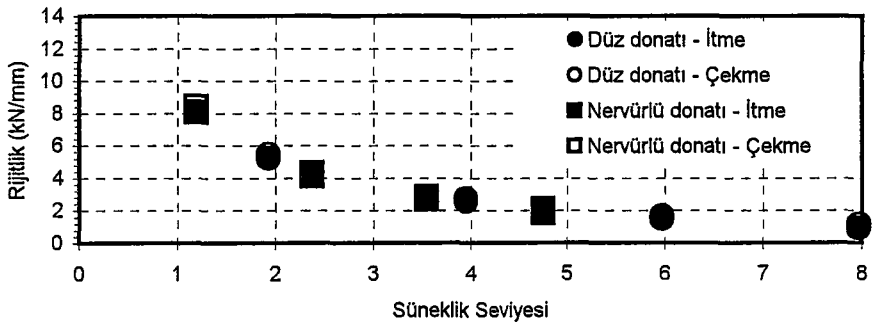
Şekil 4.50 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5



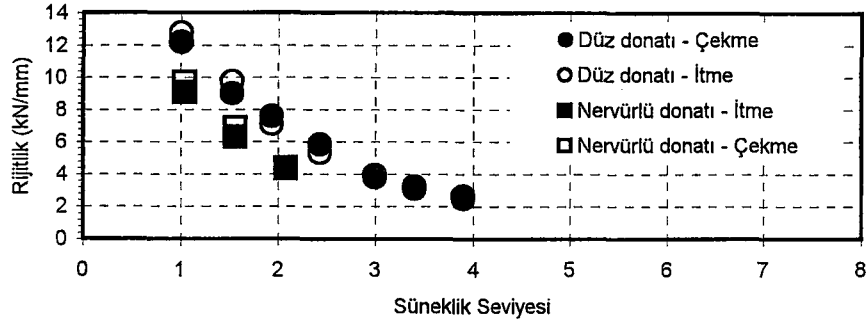
Şekil 4.51 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5



Şekil 4.52 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10



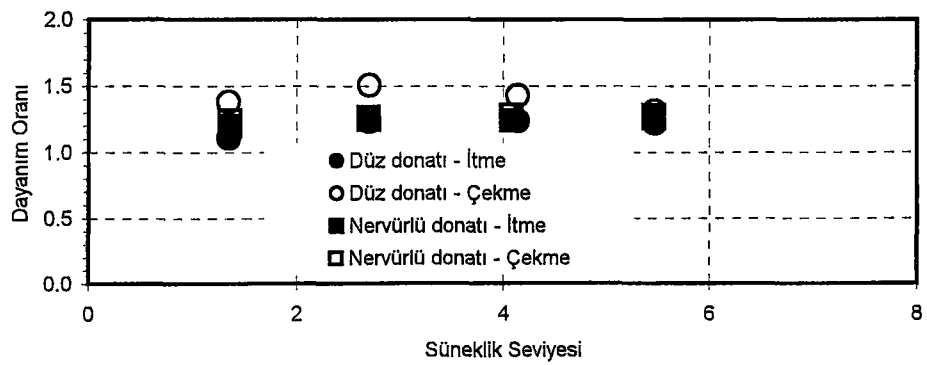
Şekil 4.53 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10



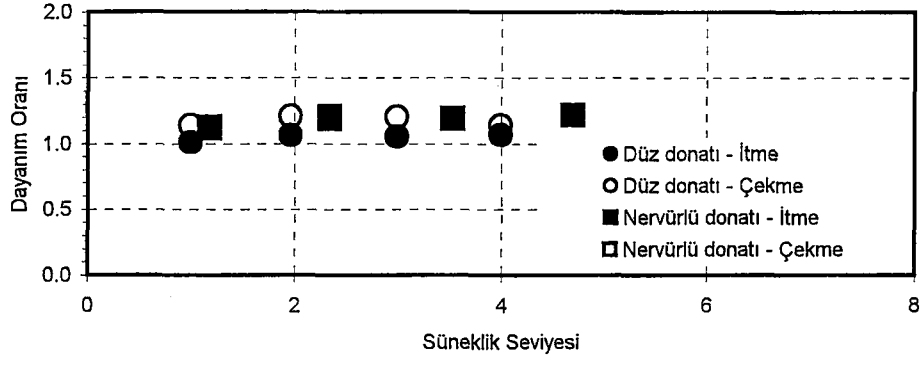
Şekil 4.54 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30



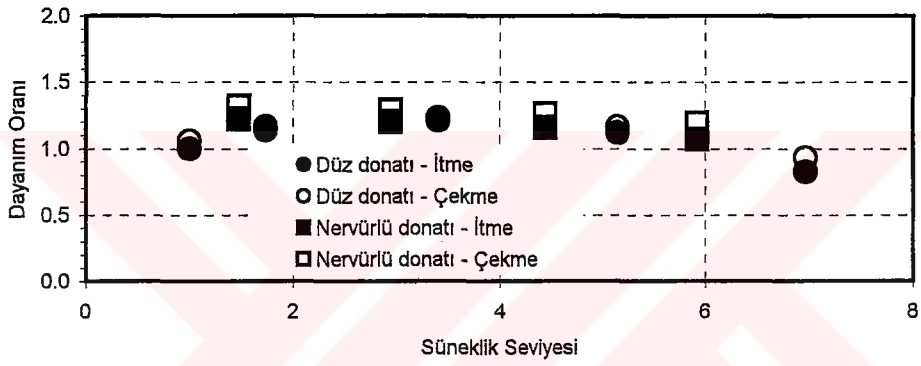
Şekil 4.55 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5



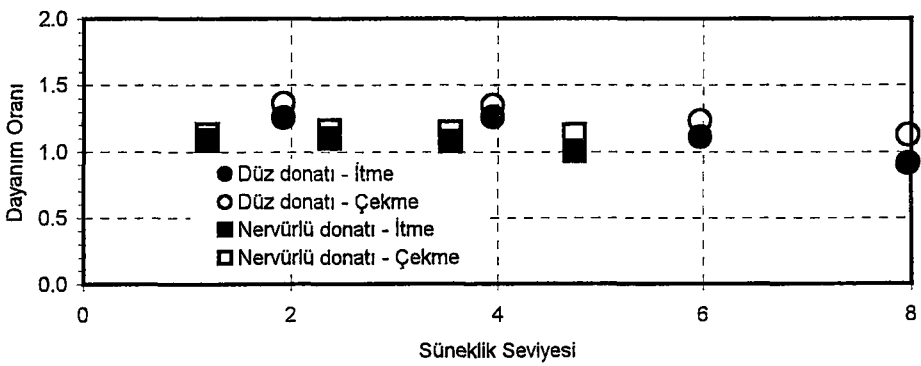
Şekil 4.56 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5



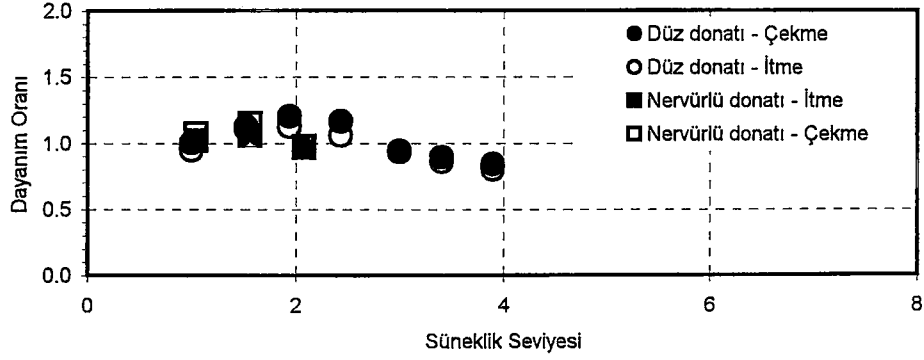
Şekil 4.57 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5



Şekil 4.58 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10



Şekil 4.59 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10



Şekil 4.60 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30

4.8.4.4 Boşaltma Kolunun Eğimi

Denenen numunelere ait yük-yerdeğiştirme ilişkileri incelendiğinde, boşaltma kolların eğimlerinin kol boyunca değiştiği görülmektedir. Bu nedenle standart bir karşılaştırma için, boşaltmanın başladığı yük seviyesi ile bu yükün yaklaşık %75 azaldığı nokta arasındaki doğrunun eğimi boşaltma kolunun ortalama eğimi olarak dikkate alınmıştır. Boşaltma kolunun bu bölümünde eğimin fazla değişmediği düşünülmektedir. Toussi ve diğ. (1984), boşaltma kolunun eğiminin artan yerdeğiştirme seviyelerinde önemli bir değişim göstermediğini belirtmişlerdir. Takeda ve diğ. (1970), boşaltma kolunun eğimi için (4.9) bağıntısını önermişlerdir.

$$k_{un} = k_{yt} \left(\frac{\delta_y}{\delta_{max}} \right)^a \quad (4.9)$$

Bağıntı (4.9)'da, k_{un} boşaltma kolunun eğimi, a 0.4 alınabilecek bir katsayı, k_{yt} bir yükleme doğrultusunda akmaya karşı gelen nokta ile diğer yükleme doğrultusunda çatlamaya karşı gelen noktayı birleştiren doğrunun eğimi, δ_y akma noktasına karşı gelen yerdeğiştirme, δ_{max} ise yükleme doğrultusunda ulaşılan en büyük yerdeğiştirmedir. Deneysel olarak belirlenen boşaltma kolu eğimlerinin yerdeğiştirme süneklik seviyeleri ile değişimi Şekil 4.61-4.66'da sunulmuştur.

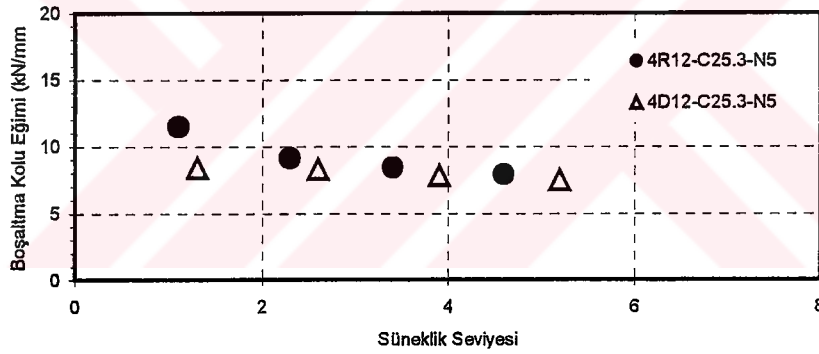
Saiidi (1982), Takeda tarafından boşaltma kolunun eğimi için önerilen ifadeyi basitleştirmek üzere (4.10) bağıntısını önermiştir.

$$k_{un} = k_{el} \left(\frac{\delta_y}{\delta_{max}} \right)^{0.5} \quad (4.10)$$

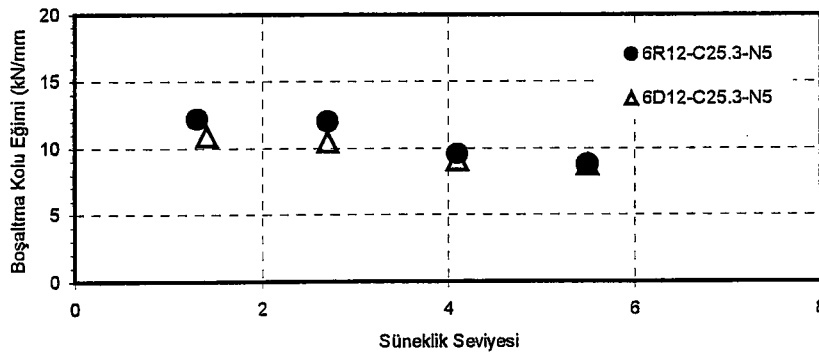
(4.10) bağıntısında k_{el} çatlama kesit rijitliğidir. Bu bağıntının (4.9) bağıntısından bir diğer farkı da α katsayısının 0.4 yerine 0.5 alınmasıdır.

Bölüm 6'da yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanların yük-yerdeğiştirme ilişkileri için bir model önerilmiştir. Deneysel olarak belirlenen boşaltma kolu eğimleri ile farklı araştırmacılar tarafından önerilen bağıntılar kullanılarak belirlenen eğimler Bölüm 6'da karşılaştırılmıştır. Buna göre deneysel sonuçlara en yakın sonuçları bu çalışmada önerilen bağıntı vermiştir.

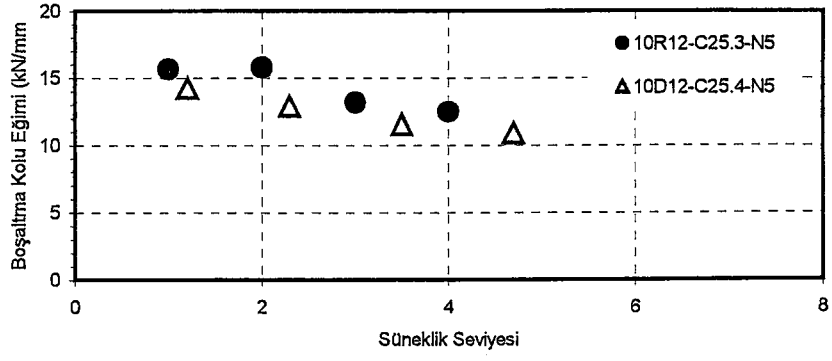
Aynı süneklik seviyelerinde, tüm eksenel kuvvet seviyeleri ve tüm donatı oranları için, nervürlü donatıya sahip numunelerde boşaltma kolunun eğimi daha küçüktür. Bu da düz yüzeyli donatıya sahip numunelerin yük-yerdeğiştirme ilişkilerinde daha belirgin olarak görülen çevrim sıkışmasına rağmen, nervürlü ve düz yüzeyli donatılı numuneler için belirlenen boyutsuz yutulmuş enerji miktarlarının çok farklı olmamasının bir nedeni olabilir.



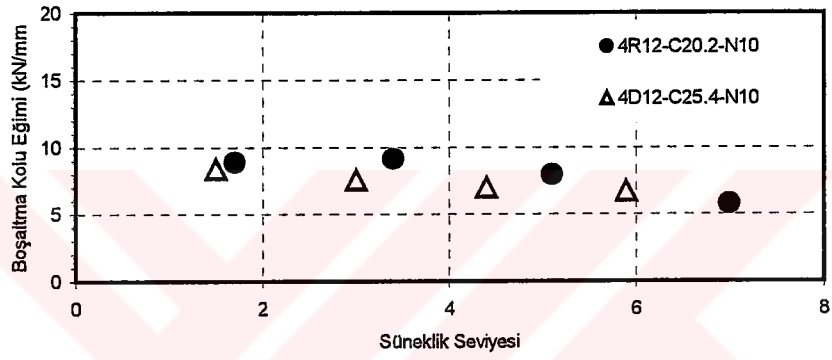
Şekil 4.61 4R12-C25.3-N5 ve 4D12-C25.3-N5



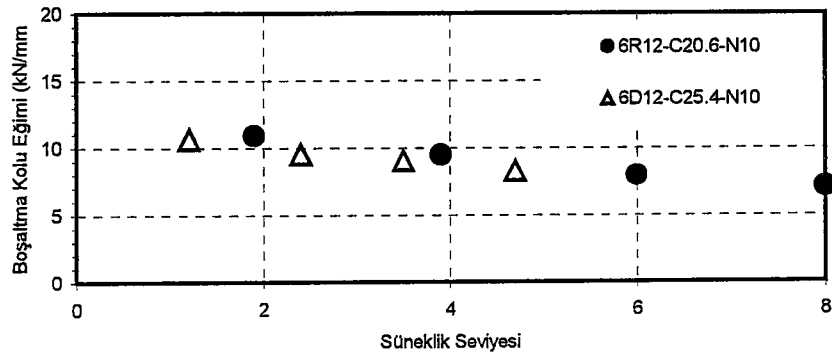
Şekil 4.62 6R12-C25.3-N5 ve 6D12-C25.3-N5



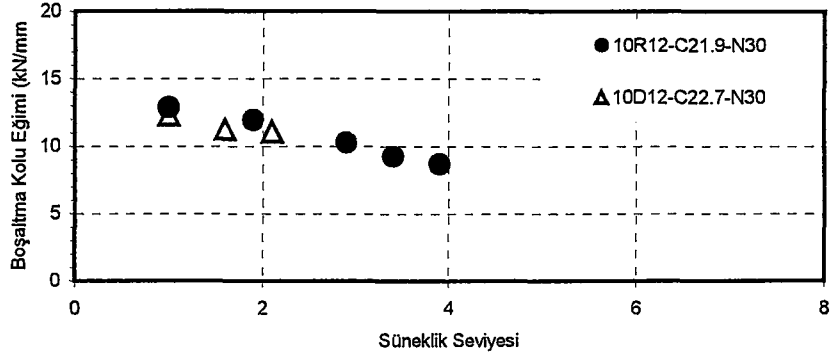
Şekil 4.63 10R12-C25.3-N5 ve 10D12-C25.4-N5



Şekil 4.64 4R12-C20.2-N10 ve 4D12-C25.4-N10



Şekil 4.65 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10



Şekil 4.66 10R12-C21.9-N30 ve 10D12-C22.7-N30

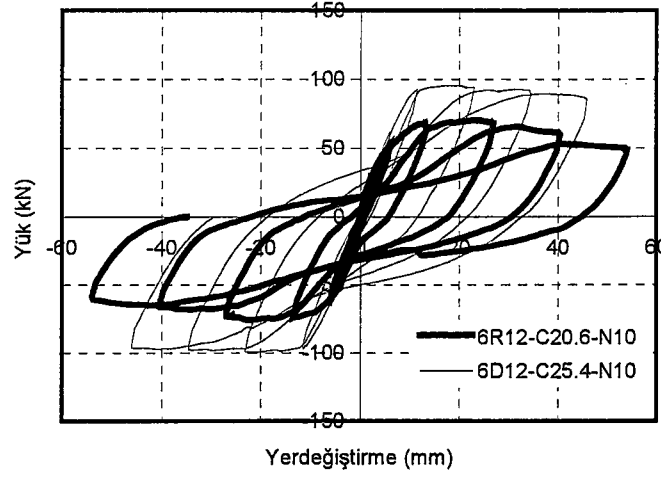
4.8.4.5 Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi

Düz yüzeyli ve nervürlü donatıya sahip numuneler için elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkilerinde aşağıdaki temel farklılıklar gözlenmiştir;

- Düz yüzeyli donatıya sahip numunelerde daha belirgin bir çevrim sıkışması sözkonusudur.
- Daha önce ters yönde gerçekleştirilen yükleme sonucu oluşan çatlakların kapanmasından sonra rijitliğin arttığı tekrar yükleme kollarının eğimleri nervürlü donatıya sahip numunelerde daha büyüktür.
- Boşaltma kollarının başlangıç eğimi nervürlü donatıya sahip numunelerde daha düşüktür.

Yukarıda sıralanan özelliklerin tümü 6R12-C20.6-N10 ve 6D12-C25.4-N10 numunelerinin yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin karşılaştırıldığı Şekil 4.67'de görülebilir.

Köylüoğlu ve diğ. (1995) tarafından gerçekleştirilen çalışmada da, yazarlar tarafından belirtilmemekle birlikte, benzer kesit özelliklerine sahip numunelerde düz yüzeyli donatı kullanılması durumunda yük-yerdeğiştirme ilişkilerinde nervürlü donatıya sahip numunelere göre çok daha belirgin bir çevrim sıkışması gözlenmiştir.



Şekil 4.67 Donatı Türünün Yük-Yerdeğiştirme İlişkisine Etkisi

4.8.5 Beton Basınç Dayanımının Davranışa Etkisi

Beton basınç dayanımının yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz simetrik donatılı betonarme elemanların davranışı üzerindeki etkilerini incelemek üzere 8 numuneden elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmuştur. Karşılaştırmalar farklı donatı oranları ve farklı eksenel kuvvet seviyeleri için verilmiştir. Karşılaştırılan numunelerin beton basınç dayanımları dışında tüm özellikleri aynıdır. Bu inceleme için beton basınç dayanımları 20 ve 35 MPa olan iki ayrı numune serisinin hazırlanması planlanmış ancak hedeflenen bu dayanımlar elde edilemediği için karşılaştırmalar yaklaşık 25 ve 30 MPa basınç dayanımlarına sahip özdeş numuneler arasında yapılmıştır. Ulaşılan sonuçlar beton basınç dayanımının bu seviyelerde ve değişiminin burada olduğu kadar sınırlı olması durumları için geçerlidir.

4.8.5.1 Enerji Yutma Özellikleri

Yutulan toplam enerji ve boyutsuzlaştırılmış toplam enerji miktarlarının karşılaştırılmasının anlamlı olması için, birbirleri ile karşılaştırması yapılan numuneler yaklaşık olarak aynı sayı ve seviyede elastik ötesi yerdeğiştirme uygulanarak denenmiş olmalıdır. Beton basınç dayanımının davranış üzerindeki etkilerinin incelendiği bu bölümde sunulacak numuneler ise elastik ötesi bölgede farklı sayıda yerdeğiştirme çevrimine maruz bırakılmıştır. Daha yüksek beton basınç dayanımına sahip numunelere elastik ötesi bölgede 8-10 çevrim uygulanırken,

davranışı bunlarla karşılaştırılacak olan diğer numunelerde 4 çevrim gerçekleştirilmiştir. Bu yüzden numunelere uygulanan en büyük yerdeğiştirme ve yerdeğiştirme süneklilik seviyeleri yaklaşık aynı olmasına rağmen hem yutulan toplam enerji hem de boyutsuzlaştırılmış toplam enerji miktarları arasında büyük fark bulunmaktadır. Bu fark deney değişkeni olan beton basınç dayanımının değişimi nedeni ile değil, yükleme çevrim sayısının farklılığı nedeni ile ortaya çıkmıştır. Şekil 4.68’de ayrı ayrı her yerdeğiştirme süneklilik seviyesinde yutulan enerjinin, rijit plastik davranış kabulü ile (4.7) bağıntısı kullanılarak belirlenen enerji yutma miktarına oranları sunulmuştur. Bu şekilde de görüldüğü gibi tüm yerdeğiştirme süneklilik seviyelerinde her iki numune için yutulan enerjinin rijit plastik davranış kabulü ile belirlenen enerji miktarına oranı çok yakındır. Numuneler için Ek D’de verilen yük-yerdeğiştirme ilişkileri incelenirse, davranışın beton basınç dayanımından fazla etkilenmediği görülmektedir.

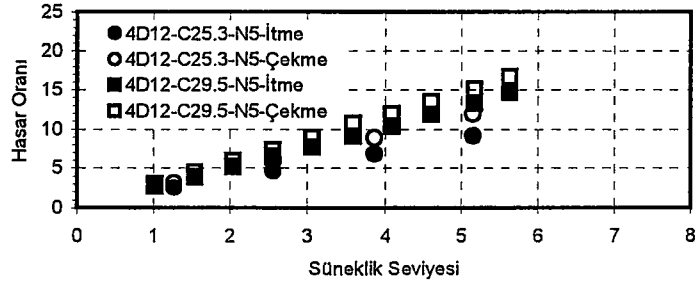


Şekil 4.68 $E / E_{rijitplastik}$ (4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.5-N5)

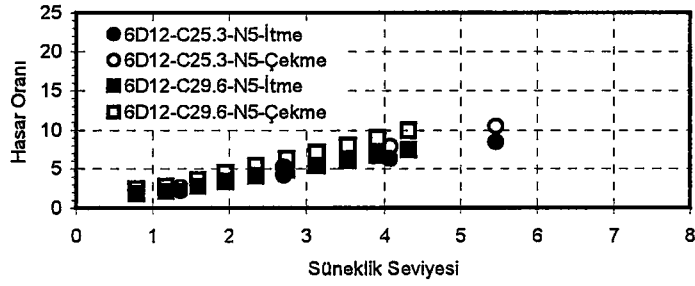
Şekil 4.68’de görülen eğilim farklı eksenel kuvvet altında denenen ve farklı donatı oranına sahip numunelerde de aynı şekildedir.

4.8.5.2 Hasar Oranı

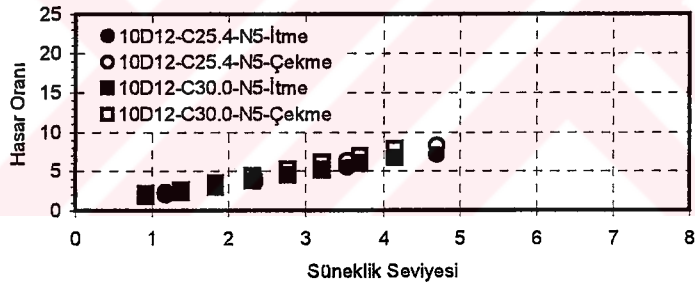
Farklı beton basınç dayanımlarına sahip numuneler için (4.8) bağıntısı kullanılarak belirlenen hasar oranlarının yerdeğiştirme süneklilik seviyesi ile değişimi Şekil 4.69-4.72’de sunulmuştur. Birbirleri ile karşılaştırılan özdeş numunelerin başlangıç rijitlikleri ve akma yerdeğiştirmeleri oldukça yakındır.



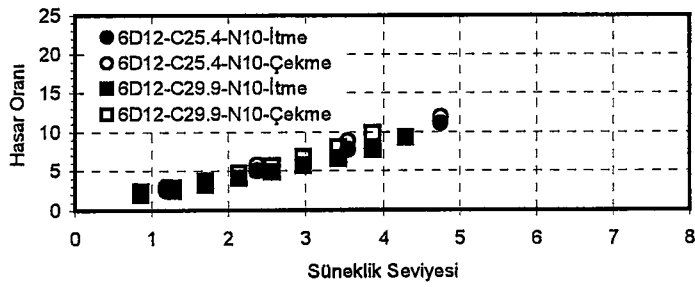
Şekil 4.69 Hasar Oranları (4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.5-N5)



Şekil 4.70 Hasar Oranları (6D12-C25.3-N5 ve 6D12-C29.6-N5)



Şekil 4.71 Hasar Oranları (10D12-C25.4-N5 ve 10D12-C30.0-N5)



Şekil 4.72 Hasar Oranları (6D12-C25.4-N10 ve 6D12-C29.9-N10)

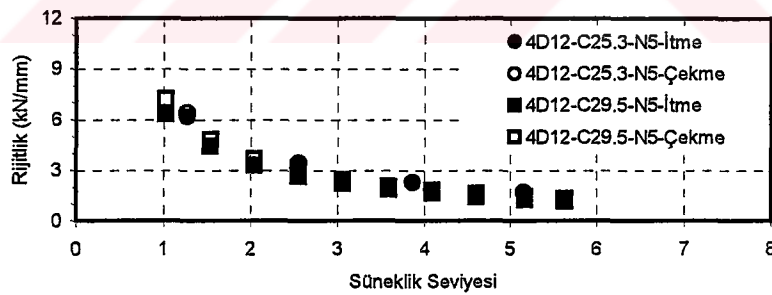
Hasar oranının farklı eksenel kuvvet ve boyuna donatı oranları durumunda beton basınç dayanımının değişmesinden fazla etkilenmediği görülmektedir. Sadece Şekil 4.69'da 4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.5-N5 numunelerinde gözlenen hasar oranları bir miktar farklıdır. Ancak bu farkın beton basınç dayanımlarının farklarından kaynaklanmadığı, Tablo 4.20'nin incelenmesi ile anlaşılabilir. Bu tabloda verilen hasar oranları dört numune için de yerdeğiştirme süneklik seviyesinin 5.2 olduğu çevrimde ve itme yönünde belirlenmiştir.

Tablo 4.20 Numunelerin Hasar Oranları İçin Bir Karşılaştırma

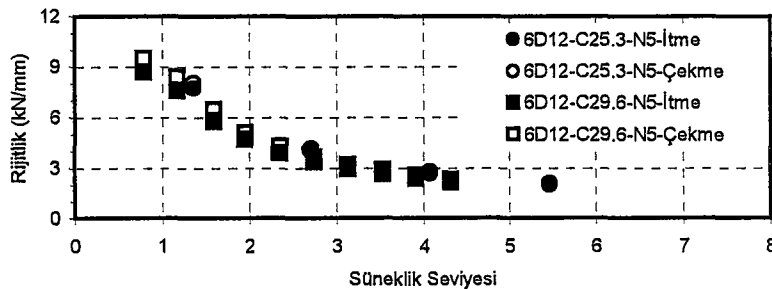
No	10	19	20	21
Numune	4D12-C25.3-N5	4D12-C29.3-N5	4D12-C29.4-N5	4D12-C29.5-N5
Hasar Oranları	9.10	9.57	9.67	13.28

4.8.5.3 Rijitlik ve Dayanım Azalması

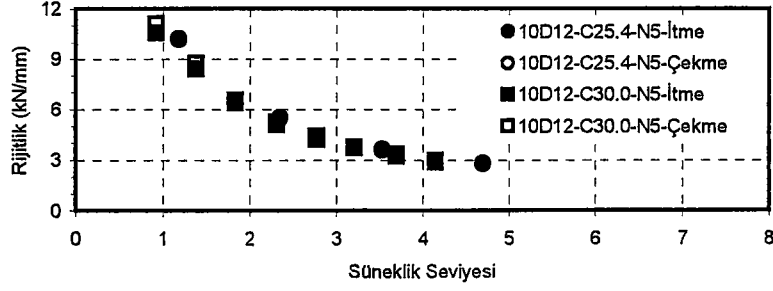
Üç farklı donatı oranı ve iki farklı eksenel kuvvet seviyesi için yapılan karşılaştırmalarda numunelerin sekant rijitliğinin beton dayanımının değişiminden fazla etkilenmediği görülmüştür. Sekant rijitliklerinin yerdeğiştirme süneklik seviyesi ile değişimi Şekil 4.73-4.76'da sunulmuştur.



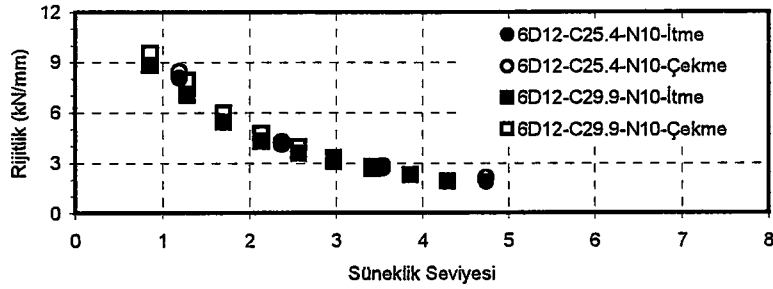
Şekil 4.73 Sekant Rijitlikleri (4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.5-N5)



Şekil 4.74 Sekant Rijitlikleri (6D12-C25.3-N5 ve 6D12-C29.6-N5)

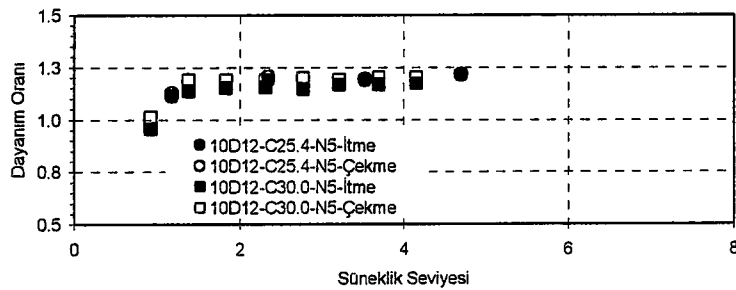


Şekil 4.75 Sekant Rijitlikleri (10D12-C25.4-N5 ve 10D12-C30.0-N5)



Şekil 4.76 Sekant Rijitlikleri (6D12-C25.4-N10 ve 6D12-C29.9-N10)

Dayanım oranları da beton basınç dayanımının bu ölçüde değişiminden etkilenmemiştir. Örnek olmak üzere 10D12-C25.4-N5 ve 10D12-C30.0-N5 numuneleri için dayanım oranlarının yerdeğiştirme sünekliği ile olan değişimi Şekil 4.77'de sunulmuştur.

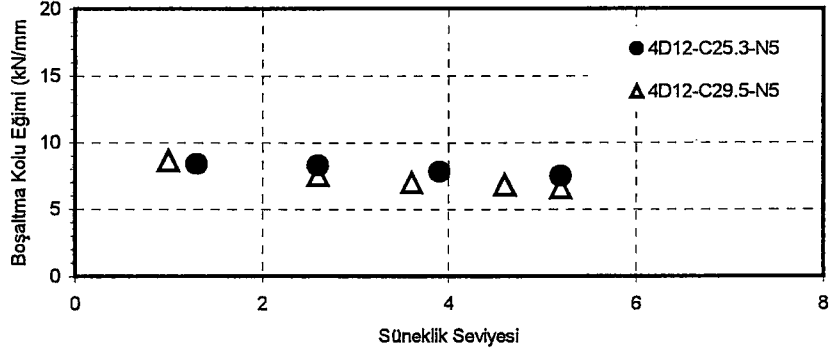


Şekil 4.77 Dayanım Oranları (10D12-C25.4-N5 ve 10D12-C30.0-N5)

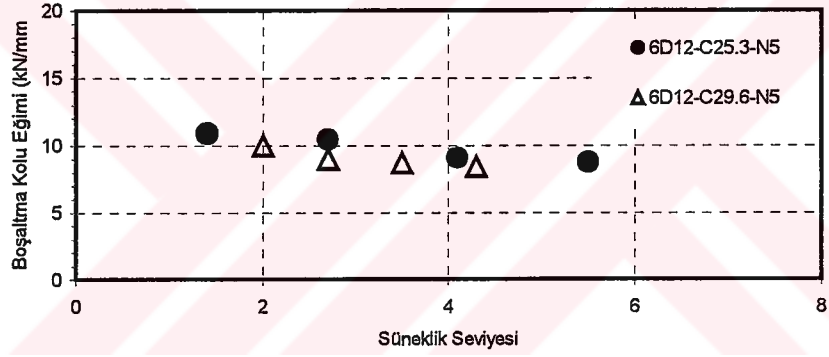
4.8.5.4 Boşaltma Kolunun Eğimi

Deneysel olarak elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkilerinden yararlanılarak belirlenen boşaltma kolu eğimleri Şekil 4.78, 4.79, 4.80 ve 4.81'de sunulmuştur. Boşaltma kolunun eğimi deneysel sonuçlara göre artan süneklik seviyesi ile önemli bir değişim

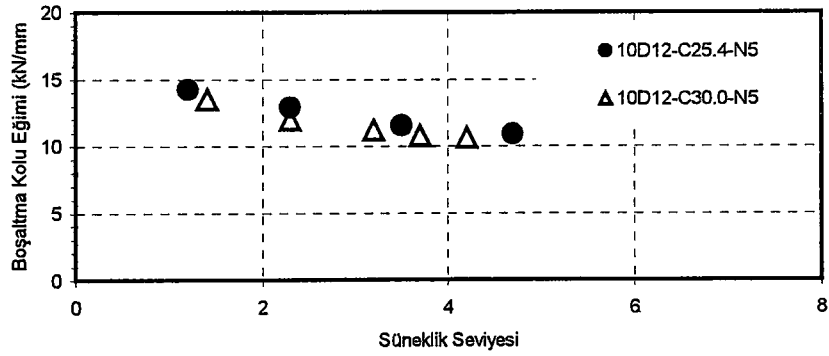
göstermemektedir. Beton basınç dayanımının değişimi de boşaltma kolunun eğimini etkilememektedir.



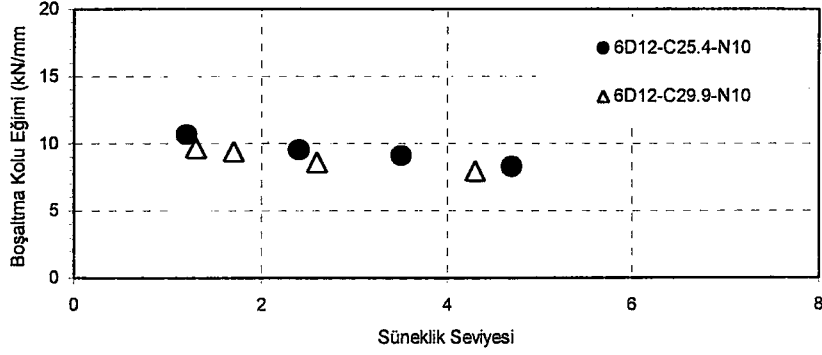
Şekil 4.78 Boşaltma Kolunun Eğimi (4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.5-N5)



Şekil 4.79 Boşaltma Kolunun Eğimi (6D12-C25.3-N5 ve 6D12-C29.6-N5)



Şekil 4.80 Boşaltma Kolunun Eğimi (10D12-C25.4-N5 ve 10D12-C30.0-N5)



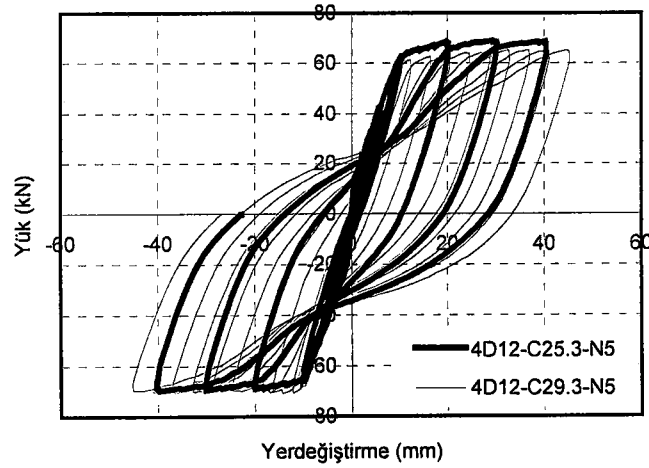
Şekil 4.81 Boşaltma Kolunun Eğimi (6D12-C25.4-N10 ve 6D12-C29.9-N10)

4.8.5.5 Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi

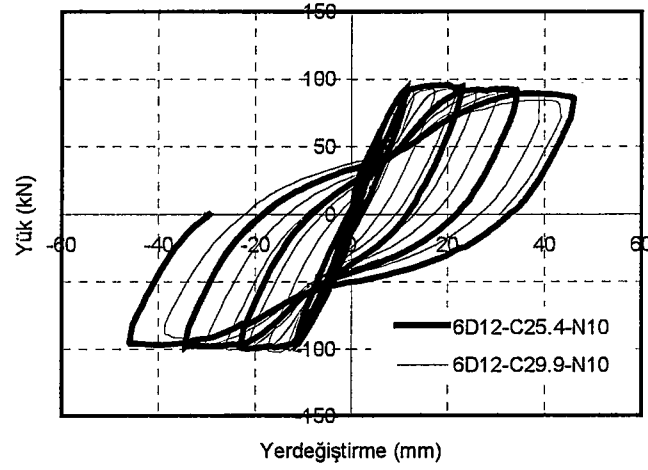
Yukarıdaki paragraflarda numunelerin davranış özelliklerinin beton basınç dayanımının bu deneysel çalışma programı kapsamında denenen ölçülerde değişiminden etkilenmedikleri sonucuna ulaşılmıştır. Benzer sonuca numunelere ait yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin karşılaştırıldığı Şekil 4.82 ve 4.83'ün incelenmesi ile de ulaşılabilir.

4.8.6 Boyuna Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvet Seviyesinin Davranışa Etkisi

Boyuna donatı oranı ve uygulanan eksenel kuvvet seviyesinin davranışa etkileri üç ayrı numune serisi için birbirinden bağımsız olarak incelenmiştir. Bu üç grup Tablo 4.21'de özetlenmiştir.



Şekil 4.82 Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri (4D12-C25.3-N5 ve 4D12-C29.3-N5)



Şekil 4.83 Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri (6D12-C25.4-N10 ve 6D12-C29.9-N10)

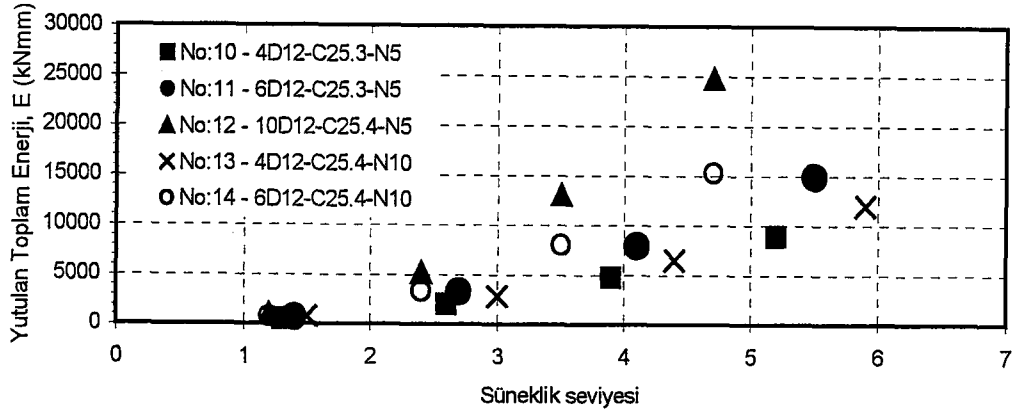
Tablo 4.21 Karşılaştırma Grupları

	Seri 1	Seri 2	Seri 3
Numuneler	No:10-4D12-C25.3-N5 No:11-6D12-C25.3-N5 No:12-10D12-C25.4-N5 No:13-4D12-C25.4-N10 No:14-6D12-C25.4-N10	No:16-4D12-C22.6-N30 No:17-6D12-C22.7-N30 No:18-10D12-C22.7-N30	No:19-4D12-C29.3-N5 No:20-4D12-C29.4-N5 No:21-4D12-C29.5-N5 No:22-6D12-C29.6-N5 No:23-6D12-C29.9-N10 No:24-6D12-C30.0-N20 No:25-10D12-C30.0-N5 No:26-10D12-C30.2-N10 No:27-10D12-C30.3-N20

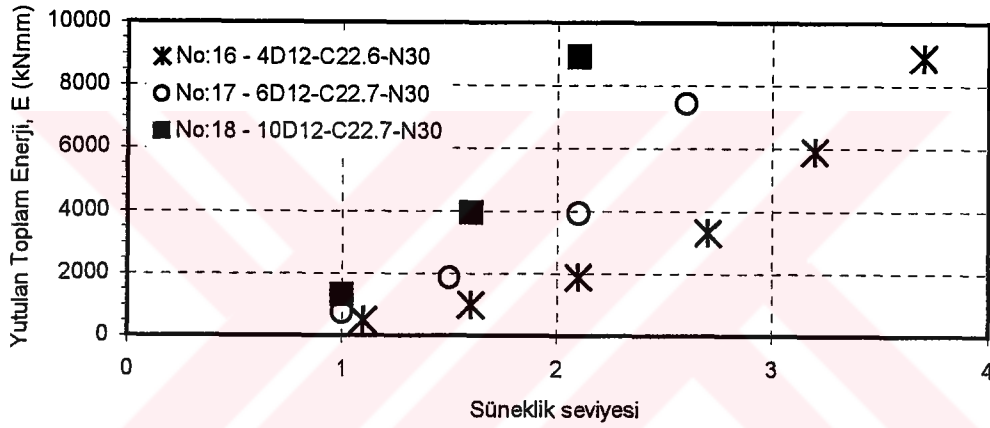
4.8.6.1 Enerji Yutma Özellikleri

Numunelerin herhangi bir yerdeğiştirme süneklik seviyesine kadar yuttukları toplam enerji miktarları (4.5) bağıntısı kullanılarak belirlenmiştir. Şekil 4.84, 4.85 ve 4.86'da Tablo 4.21'de tanımlanan 3 ayrı karşılaştırma grubu için yutulan toplam enerjinin artan yerdeğiştirme sünekliği ile değişimi sunulmuştur.

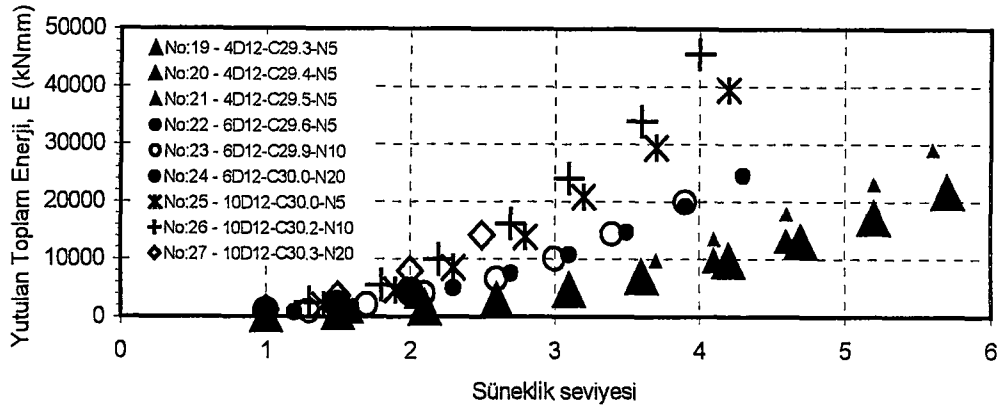
Üç karşılaştırma grubuna ait numunelerin herhangi bir yerdeğiştirme süneklik seviyesine kadar yuttuğu enerjinin (4.6) bağıntısı ile boyutsuzlaştırılması ile elde edilen sonuçlar Şekil 4.87, 4.88 ve 4.89'da sunulmuştur.



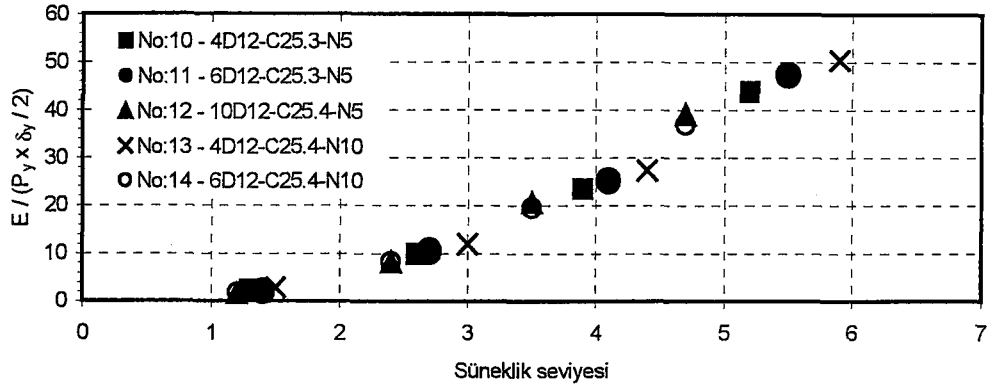
Şekil 4.84 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Enerji Yutma Özelliklerine Etkileri-1



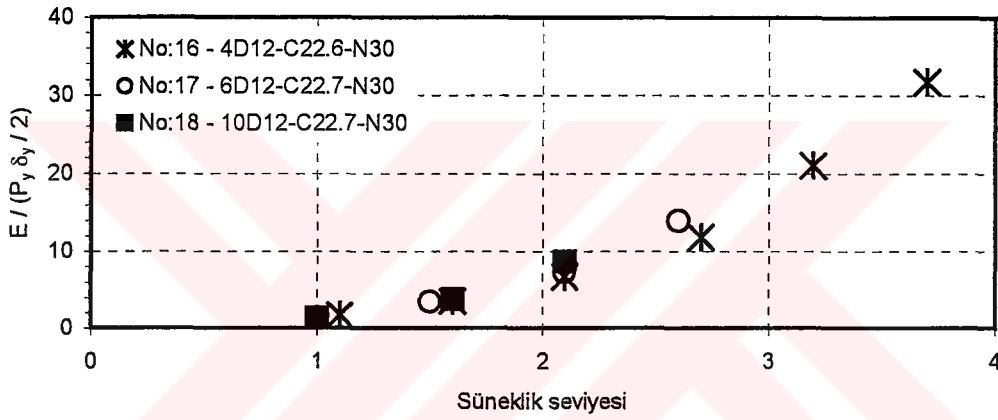
Şekil 4.85 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Enerji Yutma Özelliklerine Etkileri-2



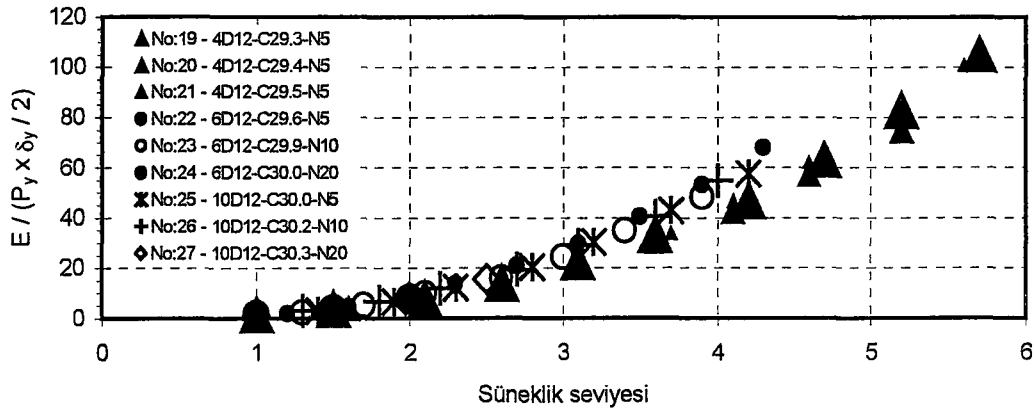
Şekil 4.86 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Enerji Yutma Özelliklerine Etkileri-3



Şekil 4.87 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Enerji Yutma Özelliklerine Etkileri-1

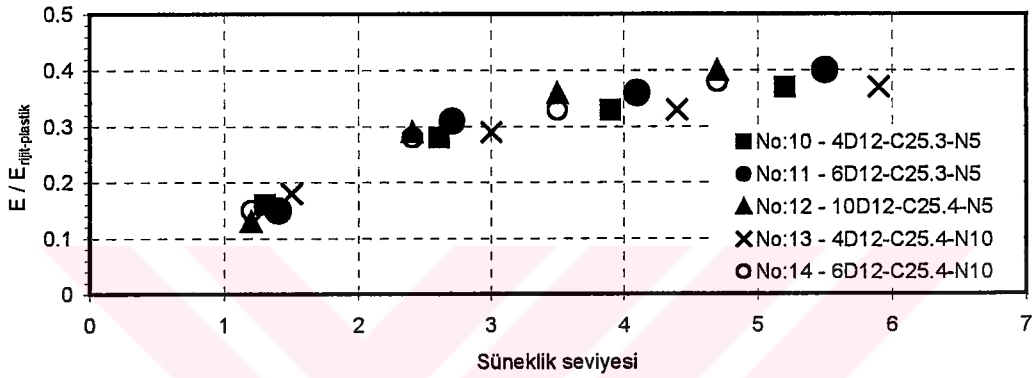


Şekil 4.88 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Enerji Yutma Özelliklerine Etkileri-2

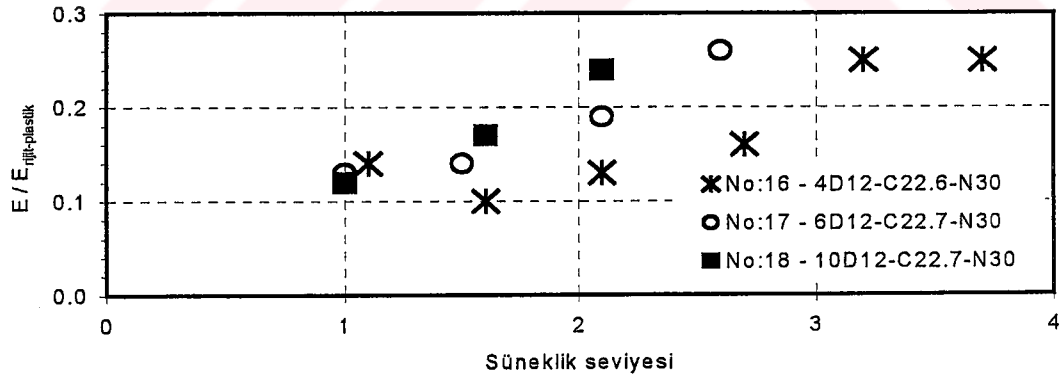


Şekil 4.89 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Enerji Yutma Özelliklerine Etkileri-3

Yukarıdaki karşılaştırmalarda herhangi bir süneklik seviyesine kadar yutulan toplam enerji miktarları karşılaştırılmıştır. Numunelerin belli bir yerdeğiştirme süneklik seviyesinde bir yükleme çevrimi sırasında yuttuğu enerji miktarı da en az yutulan toplam enerji miktarı kadar önemlidir. Bu amaçla farklı yerdeğiştirme süneklik seviyelerinde yapılan yükleme çevrimlerinde yutulan enerji miktarları (4.7) bağıntısı ile belirlenen rijit-plastik davranış kabulü durumunda yutulacak enerji miktarı kullanılarak boyutsuz hale getirilmiş ve üç seri için elde edilen sonuçlar Şekil 4.90, 4.91 ve 4.92'de sunulmuştur.



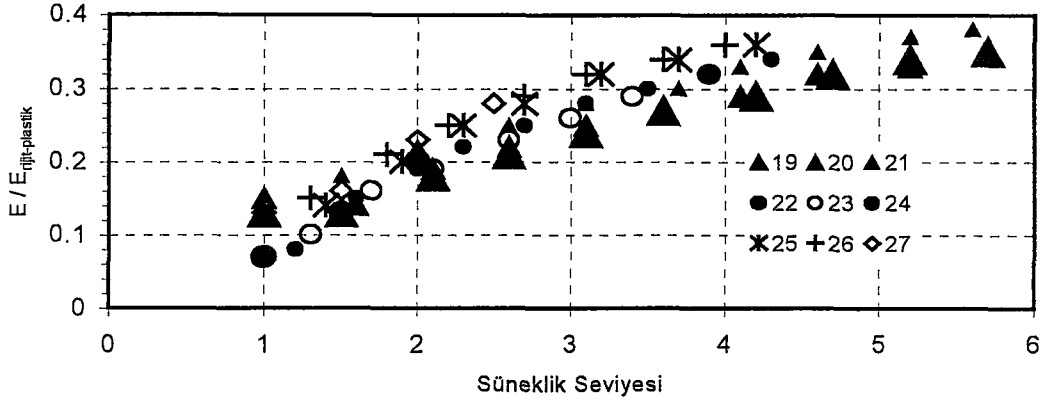
Şekil 4.90 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Enerji Yutma Özelliklerine Etkileri-1



Şekil 4.91 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Enerji Yutma Özelliklerine Etkileri-2

Şekil 4.91'de Numune 16 için 1 süneklik seviyesinde gerçekleştirilen yükleme çevriminde yutulan enerjinin 2 süneklik seviyesine göre daha büyük olmasının nedeni, donatı akmadan önce gerçekleştirilen çevrimlerde de bir miktar enerji

yutulması ve bu enerjinin 1 süneklik seviyesinde yutulan enerji miktarına eklenmiş olmasıdır.



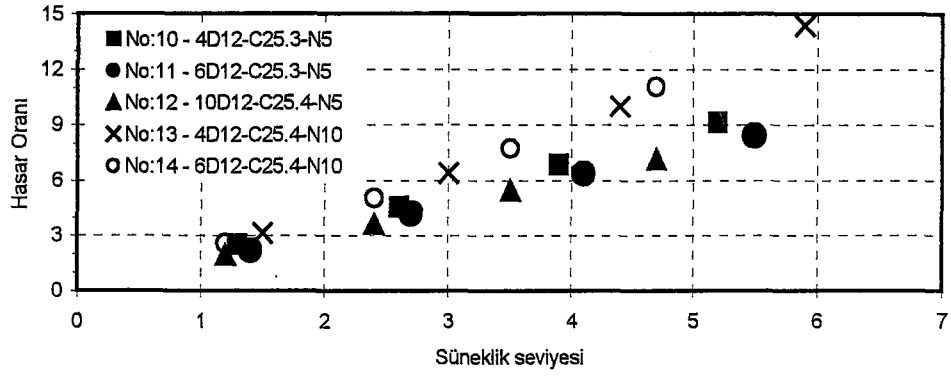
Şekil 4.92 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Enerji Yutma Özelliklerine Etkileri-3

Yutulan toplam enerji miktarları, beklendiği gibi, daha yüksek donatı oranlarına sahip numunelerde daha yüksektir. Bu yüksek donatı oranı durumunda, numunelerin taşıma gücü artacağı için beklenmektedir. Daha ilginç sonuç, Şekil 4.90, 4.91 ve 4.92'den de görülebileceği gibi, artan donatı oranının belli bir süneklik seviyesinde yutulacak boyutsuzlaştırılmış enerji miktarını arttırmasıdır. Bunun donatı oranları düşük olan numunelerin yük-yerdeğiştirme ilişkilerinde daha belirgin bir çevrim sıkışması oluşmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Eksenel kuvvetin artması ise sünekliği olumsuz etkilemekte, bu da erken dayanım kaybı ile sonuçlanmaktadır. Bu yüzden eksenel kuvvetin yüksek olması özellikle ileri süneklik seviyelerinde yutulan enerjinin azalmasına neden olmaktadır.

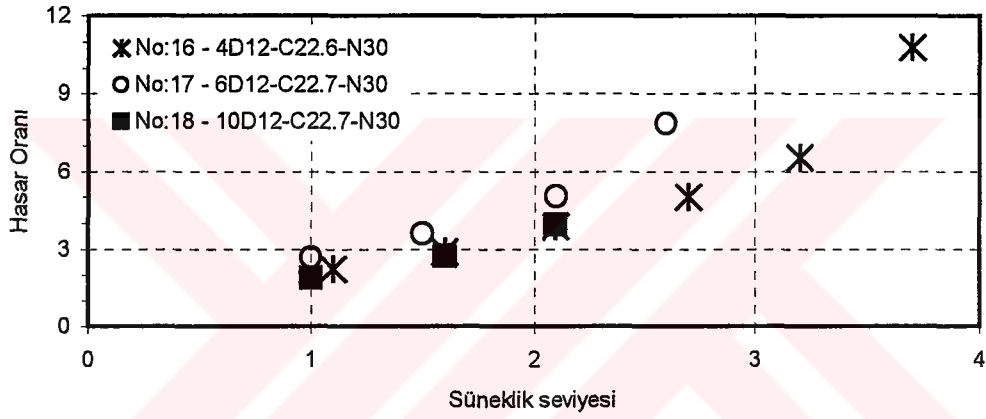
4.8.6.2 Hasar Oranı

Numunelerin hasar oranları (4.8) bağıntısı kullanılarak sayısal olarak elde edilmeye çalışılmıştır. Şekil 4.93, 4.94 ve 4.95'de Tablo 4.21'de tanımlanan 3 ayrı karşılaştırma grubu için hasar oranlarının artan yerdeğiştirme sünekliği ile değişimi sunulmuştur.

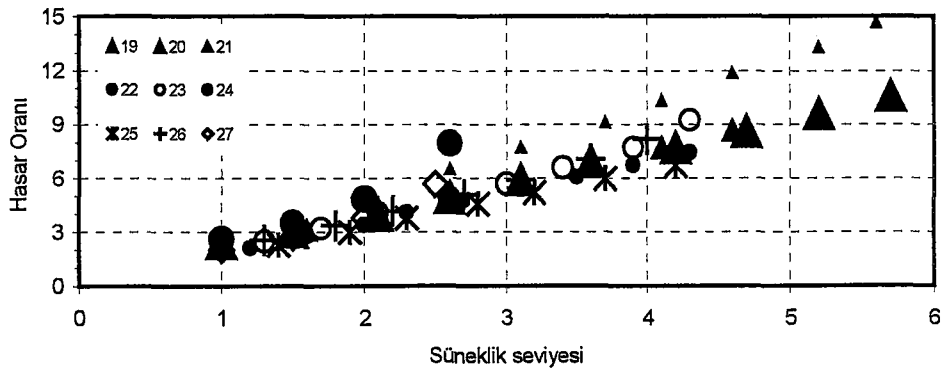
Genel olarak aynı süneklik seviyelerinde, daha büyük eksenel kuvvete maruz elemanlarda hasar oranlarının daha büyük olduğu gözlenmiştir. Ayrıca yüksek eksenel kuvvete maruz elemanlarda dayanım kaybı olmadan ulaşılabilen süneklik seviyesi de beklendiği gibi daha düşüktür.



Şekil 4.93 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Hasar Oranına Etkileri-1



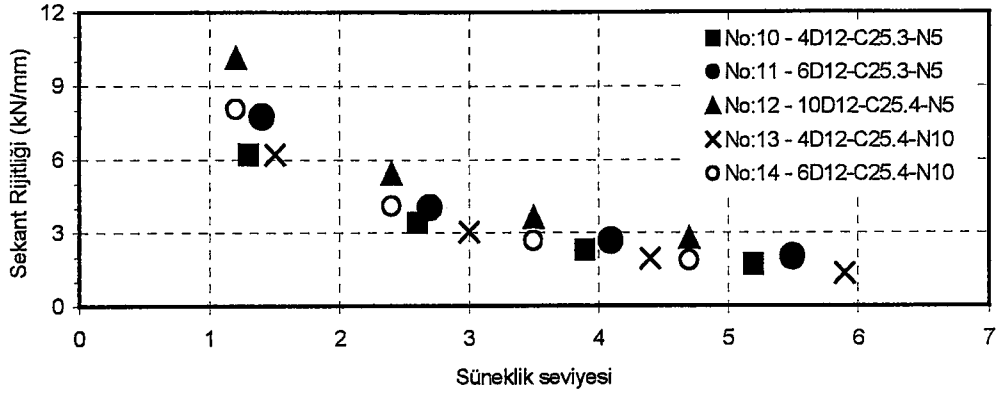
Şekil 4.94 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Hasar Oranına Etkileri-2



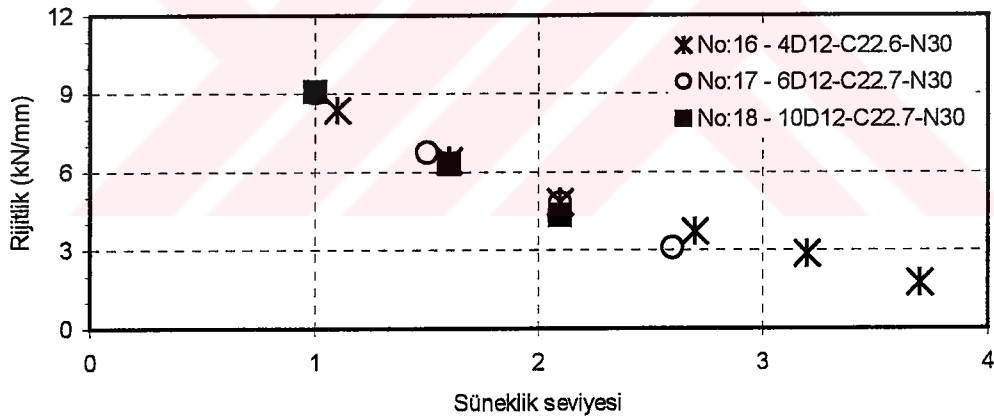
Şekil 4.95 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Hasar Oranına Etkileri-3

4.8.6.3 Rijitlik ve Dayanım Azalması

Boyuna donatı oranı ve eksenel kuvvet seviyesi değişimlerinin eleman sekant rijitliği üzerindeki etkileri üç karşılaştırma grubu için Şekil 4.96, 4.97 ve 4.98'de sunulmuştur.

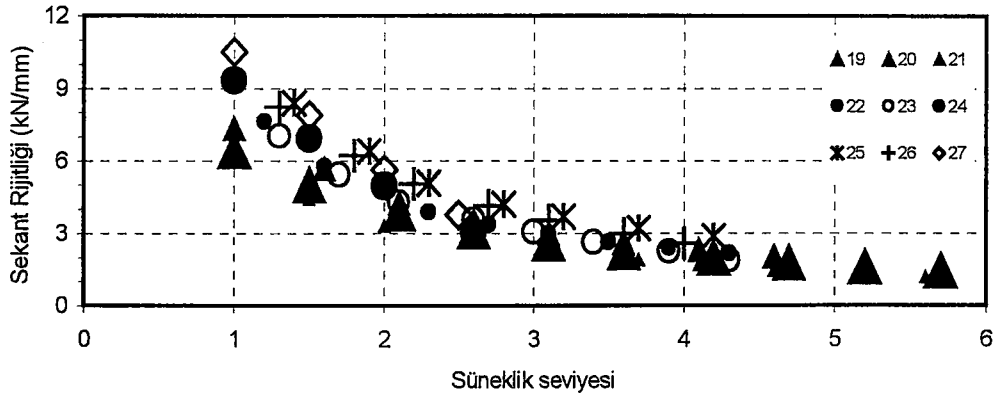


Şekil 4.96 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Rijitliğe Etkileri-1



Şekil 4.97 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Rijitliğe Etkileri-2

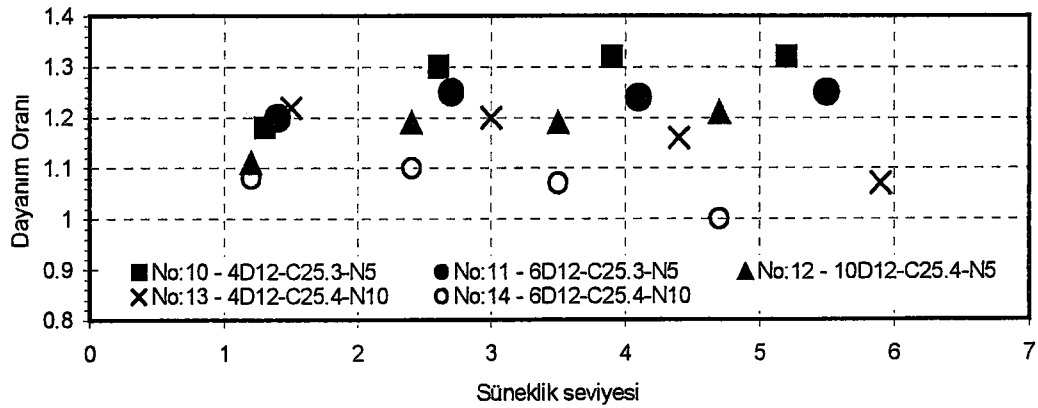
Şekil 4.96, 4.97 ve 4.98'de sunulan sonuçlara göre eksenel kuvvetin büyük olmadığı durumlarda ($\nu \leq 0.20$) donatı oranının artması özellikle fazla ileri olmayan süneklik seviyelerinde eleman sekant rijitliğini arttırmaktadır. İleri süneklik seviyelerinde ve eksenel kuvvetin büyük olduğu numunelerde rijitlik donatı oranının değişiminden fazla etkilenmemektedir.



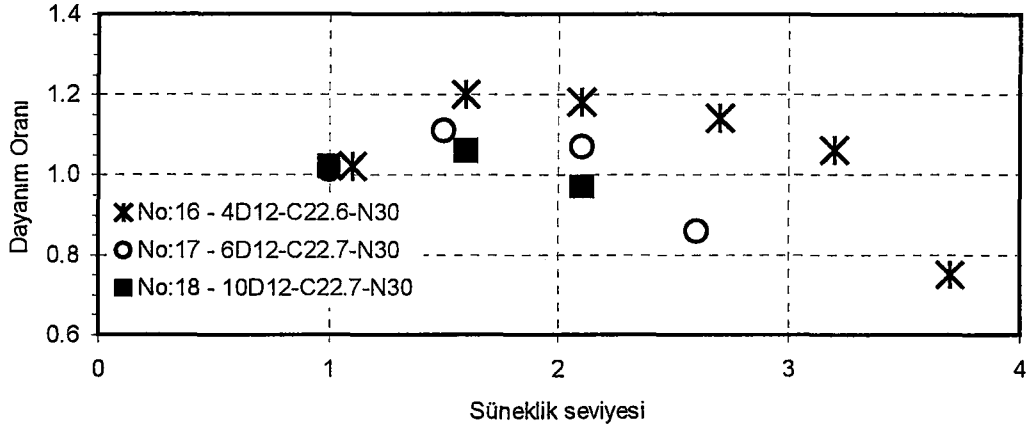
Şekil 4.98 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Rijitliğe Etkileri-3

Farklı yerdeğiştirme süneklik seviyelerinde karşı konulan veren yüklerinin, deneysel olarak belirlenen akma yüklerine oranları (dayanım oranları) üç seri için Şekil 4.99, 4.100 ve 4.101'de sunulmuştur.

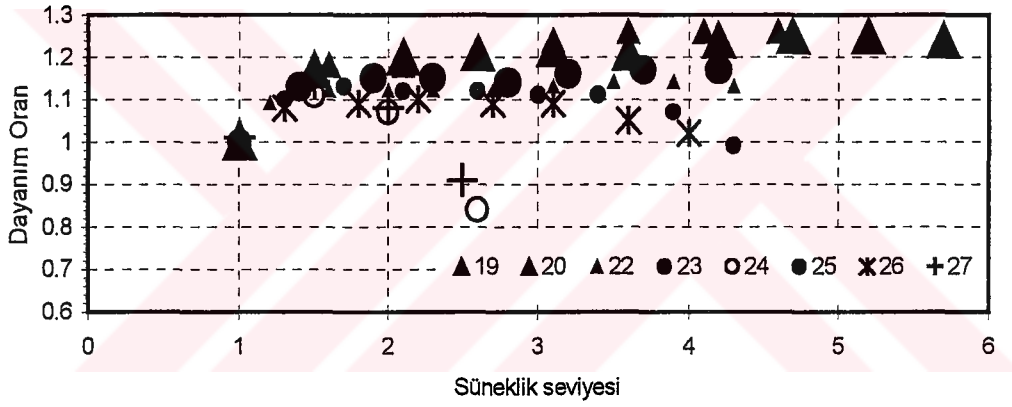
Artan eksenel kuvvet ve donatı oranının sünekliği oldukça olumsuz etkilediği Şekil 4.99, 4.100 ve 4.101'de görülmektedir. Dayanım kaybı yüksek eksenel kuvvete maruz ve/veya boyuna donatı oranı daha yüksek elemanlarda daha küçük süneklik seviyelerinde gözlenmiştir.



Şekil 4.99 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Dayanım Oranına Etkileri-1



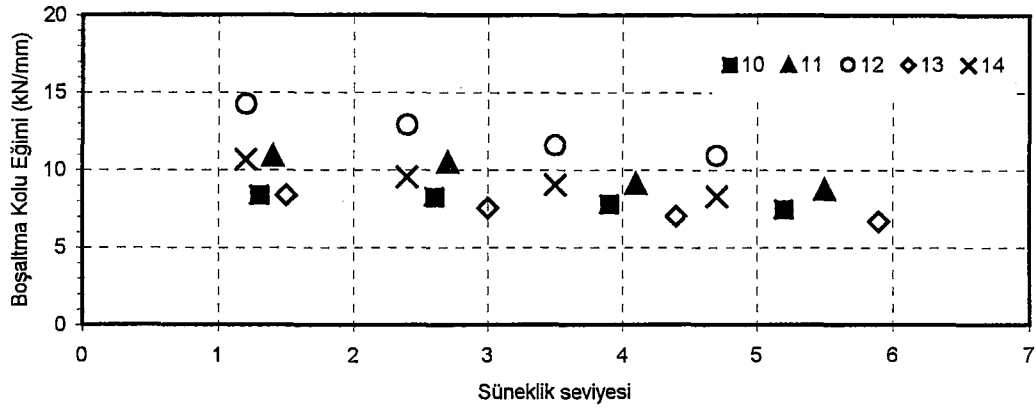
Şekil 4.100 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Dayanım Oranına Etkileri-2



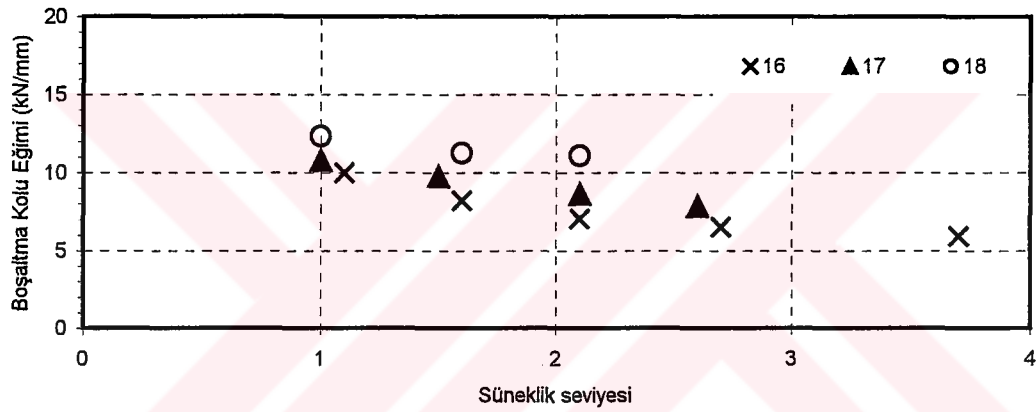
Şekil 4.101 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Dayanım Oranına Etkileri-3

4.8.6.4 Boşaltma Kolunun Eğimi

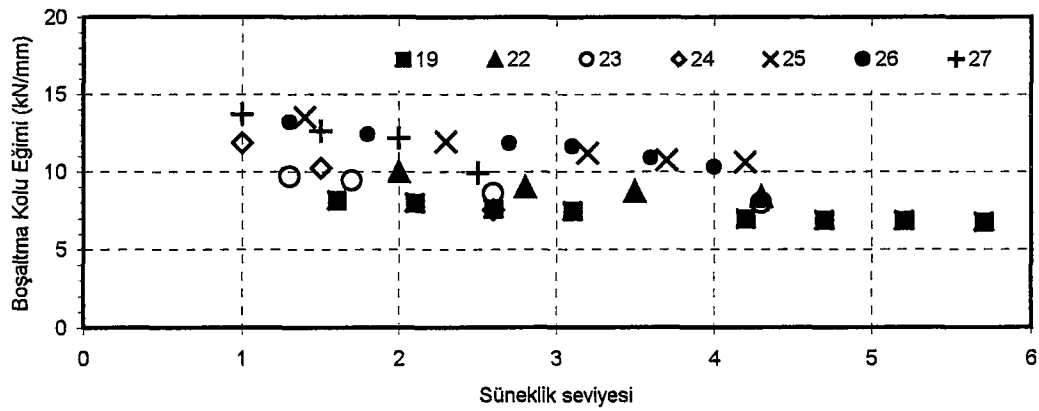
Üç seri için yük-yerdeğiştirme ilişkisinin boşaltma kollarının eğimleri Şekil 4.102, 4.103 ve 4.104'de sunulmuştur. Bu sonuçlara göre, donatı oranı yüksek olan numunelerde boşaltma kollarının eğimi de daha yüksektir. Bu da yüksek donatı oranına sahip numunelerde belli bir süneklik seviyesinde gerçekleştirilen çevrim için yutulan enerjinin daha yüksek olmasının nedenlerinden biri olabilir. Eksenel kuvvetin büyük olması da, ileri süneklik seviyelerinde boşaltma kolunun eğiminin azalmasına neden olmaktadır. Deneysel olarak belirlenen boşaltma kol eğimleri artan süneklik seviyesi ile oldukça düşük bir hızla azalmaktadır.



Şekil 4.102 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Boşaltma Kolu Eğimine Etkileri-1



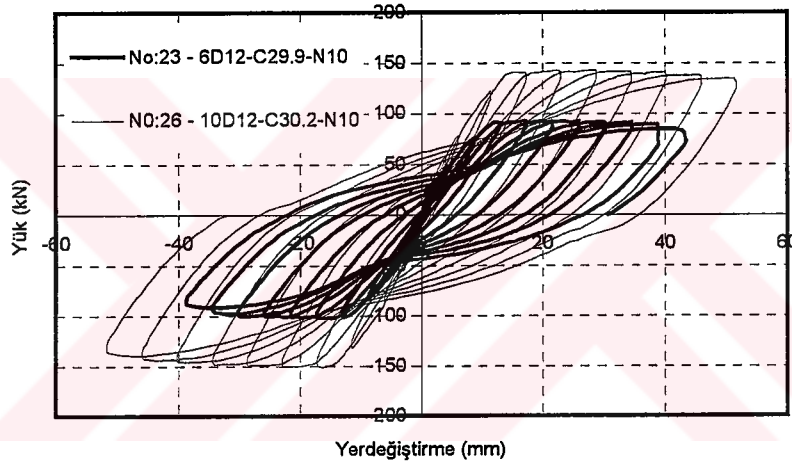
Şekil 4.103 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Boşaltma Kolu Eğimine Etkileri-2



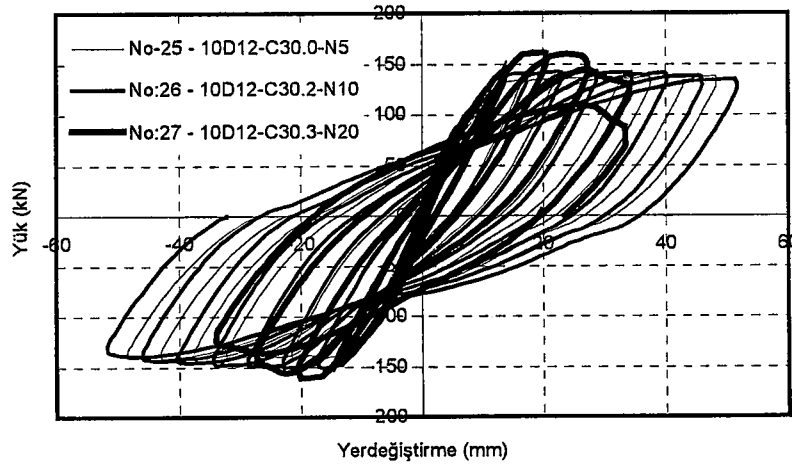
Şekil 4.104 Donatı Oranı ve Eksenel Kuvvetin Boşaltma Kolu Eğimine Etkileri-3

4.8.6.5 Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi

Donatı oranı ve eksenel kuvvet seviyesinin numunelerin yük-yerdeğiştirme ilişkilerine etkileri şekil 4.105 ve 4.106’da incelenebilir. Bu şekillerden görüldüğü gibi, artan donatı oranı ve/veya eksenel kuvvet seviyesi ile numunelerde donatıların akmasına neden olan veren yükü ve yerdeğiştirme artmaktadır. Donatı oranı daha düşük olan numunenin yük-yerdeğiştirme ilişkisinde daha belirgin bir çevrim sıkışması olduğ ve boşaltma kolunun eğiminin daha k olduğ şekil 4.105’de görülmektedir. şekil 4.106’da ise büyük eksenel kuvvete maruz olan numunede oldukça düşük süneklik seviyelerinde önemli dayanım azalması oluştuğ görülmektedir. Bu, hem yutulan enerjiyi olumsuz etkilemekte, hem de hasarın erken oluşmasına neden olmaktadır.



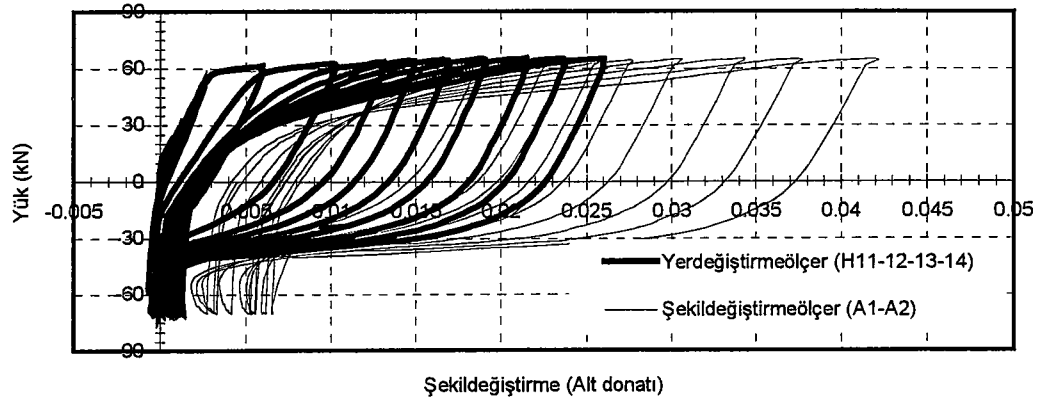
şekil 4.105 6D12-C29.9-N10 ve 10D12-C30.2-N10



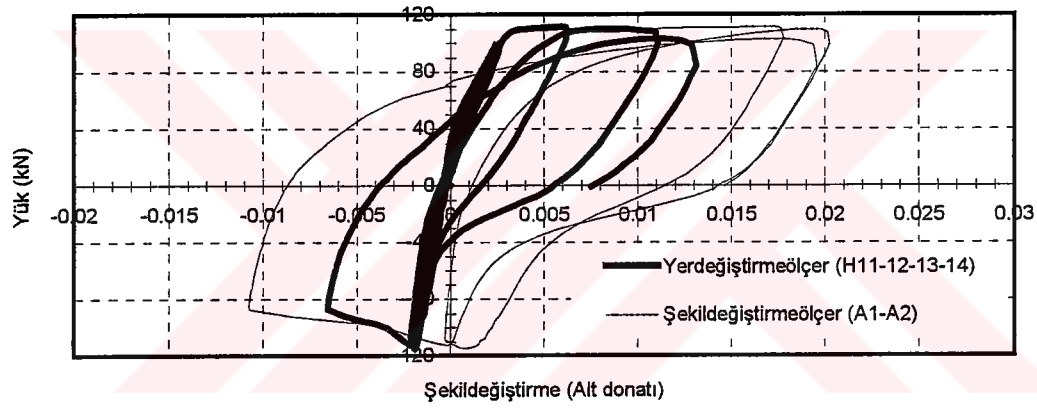
şekil 4.106 10D12-C30.0-N5, 10D12-C30.2-N10 ve 10D12-C30.3-N20

4.8.7 Şekildeğiştirmeölçerler ile Elde Edilen Sonuçlar

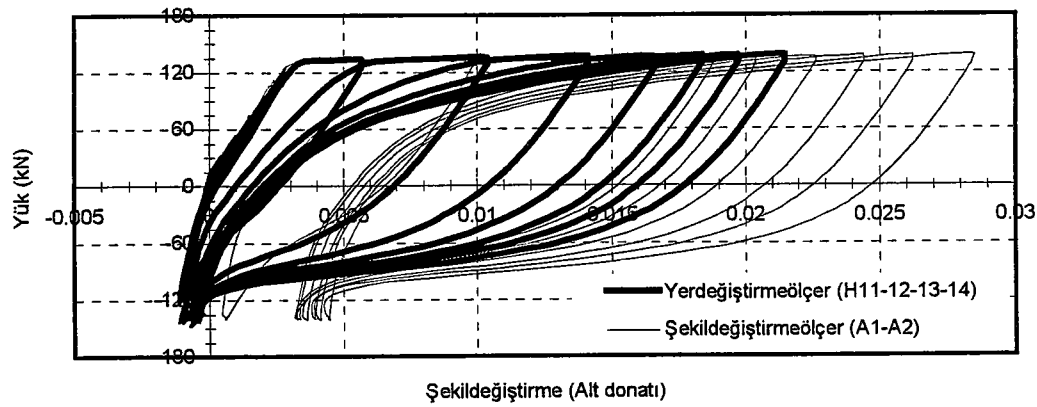
Deneyler sırasında gerek yerdeğiştirmeölçerler, gerekse şekildeğiştirmeölçerler kullanılarak çok sayıda ölçüm yapılmıştır. Bu sonuçların hepsine yer vermek çalışmanın hacminin çok artmasına neden olacağı için yukarıdaki paragraflarda ve ek bölümlerde sadece yerdeğiştirmeölçerler tarafından yapılan ölçüm sonuçlarına yer verilmiştir. Bu sonuçların numunelerin ve/veya numunelerin belli bölgelerinin sergilediği ortalama davranışı daha iyi temsil ettiği düşünülmektedir. Bununla birlikte şekildeğiştirmeölçerler ile yapılan ölçümler boyuna donatıların yüklemenin hangi aşamasında aktığının gerçekçi olarak belirlenmesinde çok önemli rol oynamıştır. Şekildeğiştirmeölçer kullanmadan, sadece yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deney sırasında izlenmesi ile akma yerdeğiştirmesinin belirlenmesinin sağlıklı olamayacağı görülmüştür. Ayrıca donatıdaki yerel şekildeğiştirmelerin, Bernoulli hipotezi kullanılarak belirlenen ortalama şekildeğiştirmelerden oldukça farklı olabileceği gözlemlenmiştir. Bu farklılığın düzlem kesitin düzlem kalmamasından değil, ortalama şekildeğiştirme ile donatının üzerine şekildeğiştirmeölçer yapıştırılan bölgesindeki şekildeğiştirmenin farklı olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Buna karşılık şekildeğiştirmeölçer ve yerdeğiştirmeölçerler kullanılarak yapılan ölçümler ile elde edilen yük-şekildeğiştirme ilişkileri sayısal olarak olmasa da eğilim olarak birbirlerine yakındır. No:19-4D12-C29.3-N5, No:24-6D12-C30.0-N20 ve No:25-10D12-C30.0-N5 numunelerinde kesitin alt seviyesinde bulunan donatılar için yerdeğiştirmeölçerler kullanılarak belirlenen ortalama şekildeğiştirmeler ile şekildeğiştirmeölçerler kullanılarak belirlenen yerel şekildeğiştirmeler sırası ile Şekil 4.107, 4.108 ve 4.109'da karşılaştırılmıştır. Kesitin alt tarafında bulunan donatılar seviyesinde ortalama şekildeğiştirme Şekil 4.3 ile (4.1), (4.2) ve (4.3) bağıntılarından yararlanarak belirlenmiştir. Numunelerin alt tarafında bulunan donatıların numunenin tam orta kesitindeki yerel şekildeğiştirmeleri ise, A1 ve A2 şekildeğiştirmeölçerinden elde edilen değerlerin ortalaması alınarak belirlenmiştir.



Şekil 4.107 4D12-C29.3-N5 (No:19) Yerdeğiştirmeölçer-Şekildeğiştirmeölçer



Şekil 4.108 6D12-C30.0-N20 (No:24) Yerdeğiştirmeölçer-Şekildeğiştirmeölçer



Şekil 4.109 10D12-C30.0-N5 (No:25) Yerdeğiştirmeölçer-Şekildeğiştirmeölçer

4.9. Sonuçlar ve neriler

4.9.1 Sonuçlar

Biri pilot olmak üzere 200 mm × 200 mm × 2000 mm boyutlarında 28 numunenin sabit eksenel kuvvet ile yn değiştiren tekrarlı yanal yükler altında denendiği deneysel çalışma sonucunda aşağıdaki temel sonuçlara ulaşılmıştır.

- i. Tekrarlı ve yn değiştiren yüklere maruz betonarme elemanların davranış özelliklerinin kuramsal olarak belirlenmesi amacı ile, deneysel çalışmaya paralel olarak sürdürülen çalışmada elde edilen sonuçların kontrol ve/veya kalibre edilmesi için önemli deneysel veri elde edilmiştir.
- ii. Deneysel olarak gözlenen davranışın sayısal olarak tanımlanabilmesi için enerji yutma miktarı, hasar oranı, rijitlik ve dayanım kayıpları ile boşaltma kolunun eğimi gibi önemli özellikler için çeşitli kavramlar kullanılarak deney sonuçlarının daha rahat karşılaştırılabilir olmasına çalışılmıştır.
- iii. Kullanılan deney düzeneği oldukça basit olmasına rağmen, deneyler başarılı şekilde sonuçlandırılmış, beklenmeyen herhangi bir etki ile karşılaşılmamıştır.

Elde edilen sonuçlar arasında yapılan karşılaştırmalar sonucunda incelenen deney değişkenlerinin betonarme eleman davranışına etkileri için aşağıdaki ana sonuçlara ulaşılmıştır.

1. İleri yerdeğiştirme süneklik seviyelerinde düz yüzeyli donatıya sahip numuneler, nervürlü donatılı numunelere göre daha az enerji yutmaktadır. Bu düz yüzeyli donatıya sahip numunelerin yük-yerdeğiştirme ilişkisinde çevrim sıkışmasının daha belirgin olmasından kaynaklanmaktadır, (boyutsuzlaştırılmış enerji miktarları karşılaştırıldığı için donatıların akma dayanımlarının farklı olması bu karşılaştırmada önemli değildir).

2. Donatı türü hasar oranını, dayanım azalmasını ve rijitlik azalmasını fazla etkilememektedir.
3. Nervürlü donatılı numunelerde yük-yerdeğiştirme ilişkisinin boşaltma kollarının eğimleri, düz yüzeyli donatıya sahip numunelere göre daha küçüktür. İleri süneklik seviyelerinde nervürlü ve düz yüzeyli donatılı numuneler arasındaki bu fark azalmaktadır.
4. Boyuna donatı oranı daha yüksek olan numunelerde, taşıma gücü daha yüksek olduğu için beklendiği gibi, toplam enerji yutma miktarı da daha yüksektir. Bununla birlikte düşük donatı oranına sahip numunelerin yük-yerdeğiştirme ilişkisinde daha belirgin bir çevrim sıkışması oluştuğu için, özellikle ileri düzeyde herhangi bir süneklik seviyesinde yutulan boyutsuzlaştırılmış enerji yüksek donatı oranlarına sahip numunelere göre daha düşüktür. Eksenel kuvvet ve ulaşılan yerdeğiştirme süneklik seviyesinin büyük olmadığı durumlarda donatı oranı yüksek olan numunelerde, sekant rijitliği de daha büyüktür. Boşaltma kolunun eğimi de yüksek donatı oranına sahip numunelerde daha büyüktür. Bu da yüksek donatı oranına sahip numunelerde yutulan boyutsuz enerjinin daha fazla olmasının nedenlerinden biridir.
5. Eksenel kuvvetin yüksek olması sünekliği ve hasar oranını olumsuz etkilemekte, erken dayanım kaybına neden olarak, yutulan enerji miktarını da azaltmaktadır. Eksenel kuvvetin yüksek olması, ileri süneklik seviyelerinde boşaltma kolunun eğiminin azalmasına neden olmaktadır.
6. Yük-yerdeğiştirme eğrisinde boşaltma kolunun eğimi artan süneklik seviyesi ile birlikte oldukça yavaş bir azalma göstermektedir.
7. Beton basınç dayanımının bu çalışmada gözönüne alındığı aralıklarda değişiminin, enerji yutma kapasitesi, hasar oranı, dayanım ve rijitlikteki azalma ile boşaltma kolunun eğimine önemli bir etkisi olmamıştır. Bunun sonucunda yük-yerdeğiştirme ilişkisi de, beton

basınç dayanımının bu çalışmada incelendiği ölçüde değişiminden etkilenmemiştir.

4.9.2 Öneriler

Bu deneysel çalışmada betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışında etkisi olan çok sayıda değişkenden sadece bir kısmının küçük aralıklarda değişiminin etkileri araştırılmıştır. Benzer çalışmaların hem bu çalışmada incelenen değişkenlerin daha farklı değerleri için, hem de bu çalışmada gözönüne alınamamış ve davranış üzerinde önemli etkileri olan değişkenler için sürdürülmesinin önemli olduğu düşünülmektedir.



5. YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLER ALTINDA LİF YAKLAŞIMI İLE KESİT ÇÖZÜMLEMESİ

5.1 Giriş

Bu bölümde, lif yaklaşımı kullanılarak yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme kesitler için moment-eğrilik ilişkileri elde edilmektedir. Önce kesit çözümleme yöntemi olarak kullanılan lif yaklaşımına ve yapılan kabullere değinilmekte, daha sonra kullanılan malzeme modelleri detaylı olarak açıklanmaktadır. Son olarak sabit eksenel kuvvet ve yön değiştiren tekrarlı eğilme momentleri altında deneye tabi tutulmuş olan numuneler için bu yöntem kullanılarak elde edilen kuramsal moment-eğrilik ilişkileri ile deneysel olarak elde edilen sonuçların karşılaştırması yapılmaktadır.

5.2 Kesit Çözümleme Yöntemi

5.2.1 Yapılan kabuller

Betonarme yapıların doğrusal olmayan çözümlemesinde kullanılan yaklaşımlar içinde en gerçekçi olanlarından birinin kritik kesitlerde moment-eğrilik çözümlemesinden yararlanmak olduğu belirtilmiştir, (Mander, 1983), (Taucer ve diğ. 1991). Bu çalışmada da lif yaklaşımı kullanılarak kesit çözümlemesi gerçekleştirilmiştir. Bu çözümleme sırasında yapılan kabuller aşağıda verilmiştir.

Eğilmeden önce düzlem olan kesitler, eğilmeden sonra da düzlem kalır (Bernoulli hipotezi). Buna göre şekildeğiştirme dağılımı kesit derinliğince doğrusal olarak değişir. Ersoy (1987) ile Celep ve Kumbasar'a (1998) göre yapılan deneyler alışlagelen boyutlardaki kolon ve kirişlerde bu kabulün özellikle beton basınç bölgesinde büyük bir yaklaşımla doğru olduğunu göstermiştir. Bu kabulün çekme bölgesindeki yaklaşımı önemli oranda donatı ve beton arasındaki aderansa bağlı olmakla birlikte, deneysel sonuçlar Bernoulli hipotezinin bu bölgede de ortalama anlamda büyük ölçüde geçerli olduğunu ortaya koymuştur.

Thompson ve Park (1980) ile Mander (1983) tarafından gerçekleştirilen çalışmalarda olduğu gibi, bu çalışmada da kesme kuvvetinin moment-eğrilik davranışına olan etkisi gözönüne alınmamıştır. Bu bölümde kuramsal çözümleme sonuçları ile karşılaştırılacak olan deney sonuçlarının elde edildiği numuneler de kesmeden dolayı göçme oluşmayacak şekilde boyutlandırılmış, ölçümlerin gerçekleştirildiği bölge kuramsal olarak kesme kuvveti oluşmayacak şekilde düzenlenmiştir. Bu nedenle bu bölümde ulaşılan sonuçlar kesme kuvvetlerine karşı gerekli önlemin alınmış olduğu ve taşıma gücüne ulaşılanın eğilme etkileri sonucu gerçekleşeceği elemanlarda geçerlidir. Günümüzde pek çok yönetmelik, yapı elemanlarında göçmenin eğilme etkileri sonucu oluşmasını sağlayacak bir boyutlandırmayı zorunlu kılmaktadır. Bu nedenle kapasite tasarımı kullanılarak boyutlandırılan elemanlarda, kesme kuvveti ve kayma şekildeğiştirmelerinin davranışa etkisi ihmal edilebilir, (Mander, 1983).

Betonun çekme dayanımının basınç dayanımına göre çok daha düşük olduğu ve oldukça küçük bir şekildeğiştirme seviyesinde betonun bu dayanımını da yitireceği bilinmektedir. Bu çalışmada betonun çekme dayanımı gözönüne alınmamıştır. Betonun özellikle tek yönlü monoton artan yükleme durumunda biraz daha önem kazanabilecek olan çekme dayanımı, bu çalışmada olduğu gibi, tekrarlı ve yön değiştiren yükler altında önemini daha da yitirmektedir. Çekme gerilmelerine maruz kalan beton, yapı elemanının henüz elastik davranış sergilediği ilk çevrimlerde bile önemli ölçüde çatlayacaktır. Bir kez çatlayan beton daha sonra çekme gerilmesi karşılayamacağı için çekme bölgesinde kalan çatlamış betonun davranışa bir katkısı olmayacaktır. Özellikle elastik ötesi davranışın incelendiği bu çalışmada, beton hemen hemen tüm kesit boyunca daha önceki yükleme çevrimleri sırasında çatlamış olduğu için, betonun çekme dayanımını gözönüne almamak önemli bir eksiklik gibi görülmemiştir.

Beton ve donatı arasında tam aderans vardır. Buna göre donatılardaki şekildeğiştirme komşu beton liflerindeki şekildeğiştirme ile özdeşdir. Bu kabulün özellikle ileri şekildeğiştirmeler seviyesinde geçerliliğini kaybedeceği kabul edilmekle birlikte, bu çalışma kapsamında gözönüne alınan şekildeğiştirme seviyelerinde, oluşacak aderans kaybının elde edilen sonuçlar üzerinde önemli etkisi olmayacak mertebede kaldığı düşünülmektedir. Dolayısı ile bu çalışmada donatının betondan sıyrılmasının

sözkonusu olmadığı veya bu sıyrılmanın genel eleman davranışına etkisinin ihmal edilebilir boyutta olduğu varsayılmıştır.

Yön değiştiren tekrarlı yükler altında beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için Mander ve diğ. (1988a) tarafından önerilen ve Bölüm 5.3’de detaylı olarak açıklanmış olan analitik model kullanılmıştır. Çalışmanın deneysel bölümünde sabit eksenel kuvvet ile yön değiştiren tekrarlı eğilme momentleri etkisinde denenilen numunelerin tümü denge altı numunelerdir. Bu yüzden elemanların en çok zorlanan kesitlerinde en dış basınç lifi için ulaşılan en büyük beton birim kısalmaları çoğu kez beton örtüsünün dökülmesine neden olacak kısalmanın altında kalmıştır. Kuramsal çalışmada da benzer özellikte betonarme kesitler için çözümlemeler yapıldığı için, beton örtüsünde yükleme boyunca bir dökülme olmadığı varsayılmış ve gerçekte sarılmamış olan beton örtüsü için de sargılı beton için kullanılan analitik model kullanılmıştır. Bunun sonuçlar üzerinde önemli etkisi olmadığı düşünülmektedir.

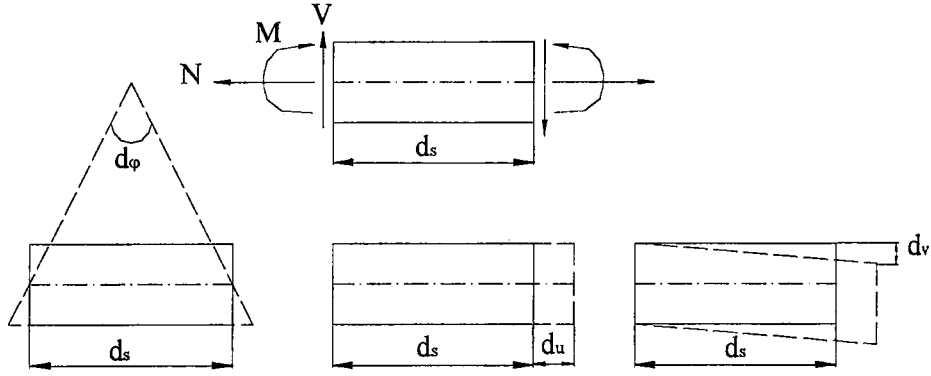
Yön değiştiren tekrarlı yükler altında donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için Filippou ve diğ. (1983) tarafından geliştirildiği şekli ile Menegotto ve Pinto (1973) modeli kullanılmıştır. Taucer ve diğ. (1991) tarafından deneysel sonuçlarla oldukça uyumlu sonuçlar verdiği bildirilen bu model ile ilgili ayrıntılı bilgi Bölüm 5.4’de verilmiştir.

Sünme ve rötre etkileri inceleme dışı bırakılmıştır.

Enine donatı aralığı, boyuna donatılarda burkulma oluşmasını engelleyecek kadar küçüktür. Özellikle ileri şekildeğiştirme seviyelerinde bu kabul de geçerliliğini kaybedebilir. Ancak bu çalışmada gözönüne alınan şekildeğiştirme ve eksenel kuvvet seviyelerinde genel olarak bu kabulün de sağlandığı söylenebilir.

5.2.2 Yöntem

Lif yaklaşımı ile yapılan kesit çözümlemesinde Çakıroğlu ve Özer (1980) tarafından verilen yöntem kullanılmıştır. Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisinde olan düzlem çubuk sistemlerde sözkonusu olan şekildeğiştirme bileşenleri şematik olarak Şekil 5.1’de sunulmuştur.



Şekil 5.1 Düzlem Çubuk Sistemlerde Şekildeğiştirme Bileşenleri

M , N ve V kesite etkiyen eğilme momenti, normal kuvvet ve kesme kuvvetidir. ds uzunluğundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre relatif yerdeğiştirmelerinin ($d\phi$, du , dv) kesit tesirleri doğrultularındaki bileşenleri bu elemanın şekildeğiştirmeleridir. Kesit tesiri-şekildeğiştirme ilişkileri (5.1), (5.2) ve (5.3) bağıntıları ile verilmiştir.

$$\chi = \frac{d\phi}{ds} = F_1(M, N, V) + \frac{\alpha_t \Delta t}{h} \quad \text{:Birim dönme (eğrilik)} \quad (5.1)$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N, V) + \alpha_t t \quad \text{:Birim boy değişimi} \quad (5.2)$$

$$\gamma = \frac{dv}{ds} = F_3(M, N, V) \quad \text{:Birim kayma} \quad (5.3)$$

Bu bağıntılarda F_1 , F_2 , F_3 kesit tesirlerine bağlı olan fonksiyonları, t ve Δt kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişimleri, h kesit yüksekliği, α_t sıcaklık genleşme katsayısıdır.

Sıcaklık etkileri gözönüne alınmayıp, eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerinin yanında, kayma şekildeğiştirmeleri ile kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değişimine etkisi ihmal edilirse, kesit tesiri-şekildeğiştirme bağıntıları (5.4), (5.5) ve (5.6) bağıntıları ile ifade edilebilir.

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N) \quad (5.4)$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N) \quad (5.5)$$

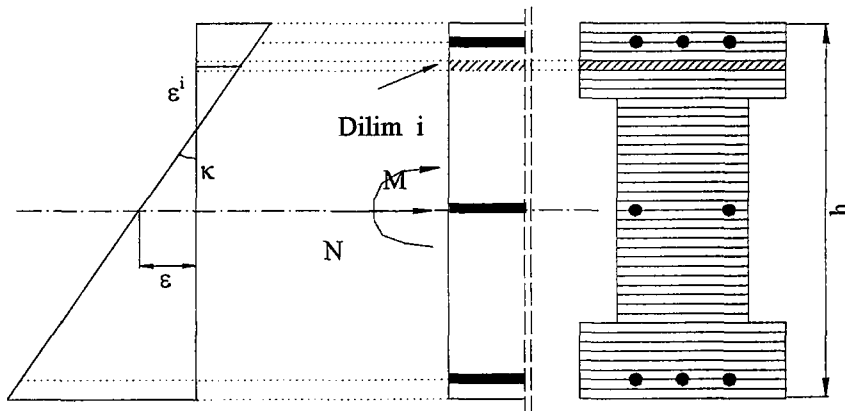
$$\gamma = \frac{dv}{ds} = 0 \quad (5.6)$$

Bu çalışmada yukarıda verilen kabullere dayanarak, kesit tesiri olarak eğilme momenti ve eksenel kuvvet, şekildeğiştirme bileşenleri olarak birim dönme ve boy değişimi gözönüne alınmaktadır.

M_o eğilme momenti ve N_o eksenel kuvvetine maruz betonarme bir elemanda κ ve ε şekildeğiştirmeleri doğrudan doğruya belirlenemeyeceği için, bir ardışık yaklaşım yönteminin kullanılması kaçınılmazdır. Ardışık yaklaşımın her adımında elemanın κ ve ε şekildeğiştirmeleri tahmin edilir. Her iki değer için de doğru tahmin yapıldığında, ulaşılan şekildeğiştirme dağılışı kullanılarak belirlenen beton ve çelik gerilmelerinin toplanması ile elde edilen bileşke eksenel kuvvet ve eğilme momenti, kesit tesirlerine eşit olur.

Ardışık yaklaşım yönteminin uygulanmasında hesap adımları aşağıda verilmiştir.

1. Kesit dilimlere bölünür (Şekil 5.2). Bu çalışmada yön değiştiren tekrarlı yükler söz konusu olduğu için, kesiti oldukça çok sayıda dilime bölmek gerekli olmuştur, (200 mm × 200 mm boyutlarında kesitler 400 yatay dilime bölünmüştür).



Şekil 5.2 Kesitlerin Dilimlenmesi

2. Ardışık yaklaşımı durdurmak üzere, kabul edilebilir göreceli hata belirlenir. Göreceli hata (5.7) bağıntısı ile verilmiştir.

$$HATA = \frac{|x - x_o|}{|x_o|} \leq HATA_{\max} \quad (5.7)$$

Bu bağıntıda x_o elemana etkiyen kesit tesiri (eksenel kuvvet veya eğilme momenti), x ise kabul edilen şekildeğiştirme durumunda sözkonusu kesit tesirine karşı gelen beton ve çelik gerilmelerinin bileşkesidir, (bu çalışmada kabul edilebilir göreceli hata 0.00001 olarak kullanılmıştır).

3. Sözkonusu kesit tesirleri gözönüne alınarak, birim dönme ve boy değişimi için ilk tahminler (5.8) ve (5.9) bağıntıları kullanılarak yapılır.

$$\chi_1 = \frac{M_o}{EI} \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{N_o}{EF} \quad (5.9)$$

Bu bağıntılarda EI ve EF beton kesitin eğilme ve eksenel rijitlikleridir.

4. Elde edilen birim dönme ve boy değişimi değerlerinden yararlanarak kesit yüksekliğince doğrusal değiştiği kabul edilen şekildeğiştirme dağılışı belirlenir. Bu durumda Şekil 5.2’de gösterildiği gibi tüm beton dilimlerinin ve donatıların eksenlerinde şekildeğiştirmeler belirlenir.

5. Beton ve çelik için tekrarlı ve yön değiştiren yükler altında geçerli olduğu kabul edilen gerilme-şekildeğiştirme modellerinden yararlanılarak sözkonusu şekildeğiştirmeler için, beton dilimlerinde ve donatılarda oluşan gerilmeler hesaplanır (bu modeller 5.3 ve 5.4 paragraflarında detaylı olarak açıklanmaktadır).

6. Beton dilimlerinin ve donatıların enkesit alanlarından yararlanılarak sözkonusu şekildeğiştirme durumunda beton ve çelik tarafından karşılanan bileşke eksenel kuvvet ve eğilme momenti hesaplanır.

7. Birim dönme sabit tutulur, ikinci adımda (5.10), sonraki adımlarda (5.11) bağıntısı ile ε için yeni tahminler yapılır.

$$\varepsilon_2 = \frac{N_o}{N_1} \varepsilon_1 \quad (5.10)$$

$$\varepsilon_n = \varepsilon_{n-1} + \frac{N_o - N_{n-1}}{N_{n-1} - N_{n-2}} [\varepsilon_{n-1} - \varepsilon_{n-2}] \quad (5.11)$$

Hesap sonucu bulunan N eksenel kuvveti, kesite etkiyen N_o eksenel kuvvetine kabul edilebilir bir hata oranı ile yaklaşıp kadar 4-5-6-7 adımları tekrarlanır. N , N_o değerine yeteri kadar yakın olarak elde edildiğinde, hesaplara bulunan M eğilme momenti de, kesite etkiyen M_o eğilme momentine kabul edilebilir bir hata oranı ile yakınsa çözüm bulunmuş demektir. Aksi halde 8 adımına geçilir.

8. Birim dönme için ikinci tahminde (5.12), sonraki tahminlerde (5.13) bağıntısı kullanılarak yeni değerler elde edilir.

$$\kappa_2 = \frac{M_o}{M_1} \kappa_1 \quad (5.12)$$

$$\kappa_n = \kappa_{n-1} + \frac{M_o - M_{n-1}}{M_{n-1} - M_{n-2}} [\kappa_{n-1} - \kappa_{n-2}] \quad (5.13)$$

κ için yapılan her yeni tahminde $N=N_o$ eşitliği bozulacağı için, ε üzerinde tekrar 4-5-6-7 adımları kullanılarak ardışık yaklaşım yapılır ve bu şart sağlanır.

Kabul edilebilir bir yaklaşıp kadar $N=N_o$ ve $M=M_o$ şartları sağlanana kadar 4-5-6-7-8 adımlarına devam edilir.

9. Yeni kesit tesirleri için 3-4-5-6-7-8 adımları tekrarlanır.

Yukarıda açıklanan kesit çözümleme yönteminin uygulanması için bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. FORTRAN programlama dili kullanılarak kodlanan bu bilgisayar programının (BAKE) giriş bilgileri ve ilgili açıklamalar Tablo 5.1'de, genel akış şeması Şekil 5.3'de sunulmuştur.

Tablo 5.1 BAKE Programı Giriş Bilgileri

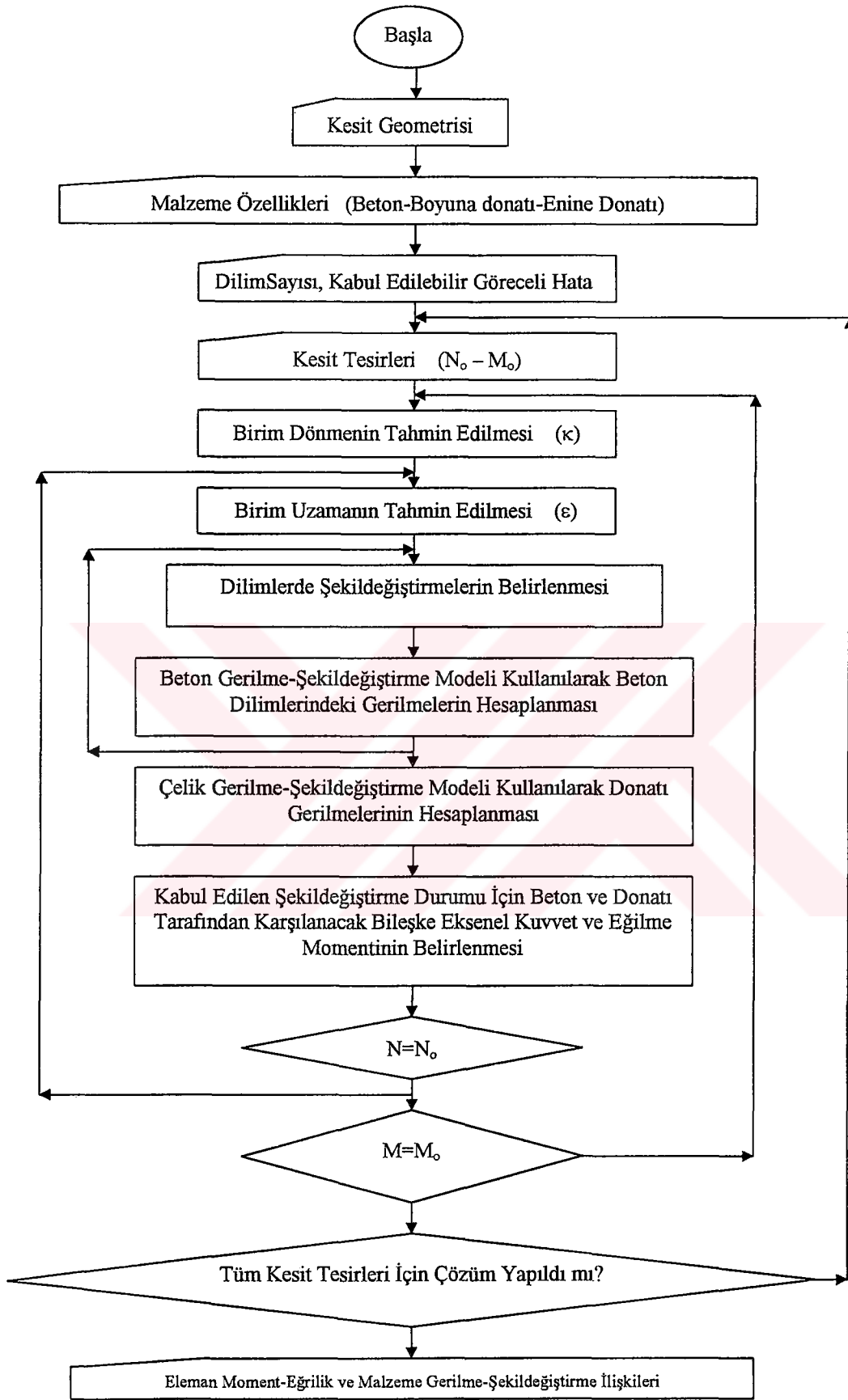
Değişken	Anlamı	Açıklama
HMAX	Kabul edilebilir göreceli hata	0.00001
BE	Kesit genişliği	(mm)
HE	Kesit yüksekliği	(mm)
IDILIM	Dilim sayısı	400
DS	Enine donatı çapı	(mm)
S1	Enine donatı aralığı	(mm)
S2	Enine donatılar arası temiz aralık	(mm)
ES	Enine donatı tipi için katsayı	Etriye:1, spiral:-1
IDEMIR	Donatı sırası sayısı (düşeyde)	2
FYH	Enine donatı akma dayanımı	(MPa)
FCO	Elemanda sarılmamış beton dayanımı	$0.85-1.0 f'_c$ (MPa)
ECO	Sarılmamış betonda dayanıma karşı gelen kısalma	0.002
DC	Daire enkesitli elemanlar için sarılmış çap	(mm)
IARAL	Boyuna donatılar arası aralık sayısı	
BC	Sarılmış kesit genişliği	(mm)
HC	Sarılmış kesit yüksekliği	(mm)
ITIPKOL	Kesit şekli için katsayı	Dikdörtgen:1, daire:2
ARMB	BC kenarına dik etriye kolu sayısı	
ARMH	HC kenarına dik etriye kolu sayısı	
ELAS1	Çelik elastisite modülü	210000 MPa
ELAS2	Çelik pekleşme modülü	2100 MPa
ABIR	Menegotto Modelinde Bauschinger Etkisi için katsayı	18.5
AIKI	Menegotto Modelinde Bauschinger Etkisi için katsayı	0.15
RSIFIR	Menegotto Modelinde Bauschinger Etkisi için katsayı	20

5.3 Beton Gerilme-Şekildeğiştirme Modeli

5.3.1 Giriş

Sarılmış ve sarılmamış beton gerilme-şekildeğiştirme davranışları için farklı araştırmacılar tarafından daha önce önerilmiş olan analitik modeller ile ilgili oldukça geniş bir özet Bölüm 2’de verilmiştir.

Bu çalışma kapsamında çeşitli değişkenlerin sargılı beton davranışına olan etkisi 12 adet daire enkesitli kolon numune üzerinde yapılan eksenel basınç deneyleri ile belirlenmeye çalışılmış, deneysel çalışma detayları ve elde edilen sonuçlar Bölüm 3’de sunulmuştur. Bu konuda çalışan araştırmacılar tarafından en fazla kabul görmüş analitik modellerden Mander ve diğ. (1988a) ile Saatcioglu ve Razvi (1992) modelleri ile oldukça yeni olup, ne derece kabul göreceği henüz belirsiz olan Hoshikuma ve diğ. (1997) tarafından önerilen model basit bilgisayar programları ile kodlanmıştır. Eksenel basınç deneyi uygulanan numunelerin özellikleri hazırlanan bilgisayar programlarına veri olarak girilmiş, bu üç model kullanılarak numuneler



Şekil 5.3 BAKÉ Programı Genel Akış Şeması

için gerilme-şekildeğiştirme eğrileri elde edilmiştir. Elde edilen analitik ve deneysel sonuçlar Bölüm 3’de karşılaştırılmış ve deneysel sonuçlara en yakın sonuçların Mander ve diğ. (1988a) tarafından önerilen modelin kullanılması durumunda elde edildiği belirlenmiştir. Buna dayanarak yön değıştiren tekrarlı yükler altında lif yaklaşımı ile kesit çözümlemesi yapılırken, basınç bölgesindeki beton liflerin gerilme-şekildeğiştirme ilişkilerinin bu model kullanılarak belirlenmesine karar verilmiştir. Bu analitik modelin normal kuvvet ile birlikte tekrarlı ve yön değıştiren eğilme momentine maruz kesit çözümlemesinde kullanılmasında iki önemli noktaya dikkat edilmelidir.

a) Analitik modelin verdiği sonuçların karşılaştırıldığı eksenel yükleme deneylerinde tüm kesit aynı basınca maruzdur. Bunun sonucu olarak şekildeğiştirmeler de elemanda kesit derinliği boyunca aynı değerdedir. Oysa eğilme deneylerinde kesite eksenel kuvvetle birlikte, eğilme momenti etkidiği için kesit derinliğince şekildeğiştirmeler değışmektedir. Bu fark kullanılan analitik modelin eğilmeye maruz elemanlarda geçerliliğini etkiler mi?

b) Kullanılan analitik modelin seçiminde, monoton artan eksenel yükleme deney sonuçlarından yararlanılmıştır. Eğilme deneyi uygulanan numuneler ise tekrarlı ve yön değıştiren yükler altında test edilmiştir. Monoton artan ve yön değıştiren tekrarlı yükleme durumlarında gerilme-şekildeğiştirme davranışlarında bazı farklar olduğu bilinmektedir. Bu farklar kullanılan analitik modelin tekrarlı ve yön değıştiren yükleme durumunda geçerliliğini etkiler mi?

İlk durum, yani kesitte eksenel kuvvet ile birlikte eğilme momenti etkisinin bulunması farklı araştırmacılar tarafından incelenmiştir. Kesitte eksenel kuvvet ile birlikte eğilme momenti mevcut olduğunda, malzemelerin viskoelastik özellikleri sonucu, dış liflerde şekildeğiştirme hızı daha fazla olacak, bu da dış liflerin dayanımını arttıracak, sünekliğini azaltacaktır. Aynı zamanda kesitte kayma gerilmelerinin varlığı asal gerilmelerin yönlerinin değışmesine neden olacaktır. Ayrıca kesit derinliğince oluşacak farklı yanal genleşme, enine donatı tarafından betona uygulanacak sargı gerilmelerinin oluşmasını erteleyecektir. Yukarıda belirtilen bu üç ana etken kesite eksenel kuvvet ile birlikte eğilme momenti uygulanması durumunda, salt eksenel basınca maruz sargılı beton için belirlenen gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin bir miktar farklılaşacağını düşündürmektedir,

(Mander, 1983). Ancak bu etkilerin gözönüne alınmasının hem son derece karmaşık olması, hem de farklı araştırmacılar tarafından bu etkiler gözönüne alınmadan belirlenmiş olan analitik modeller ile deneysel sonuçlarla son derece uyumlu sonuçlar elde etmeleri, bu çalışmada da bu etkilerin gözönüne alınmamasına neden olmuştur. Aşağıda bu konuda çeşitli araştırmacıların ulaştığı sonuçlar özetlenmiştir. Thompson ve Park (1980) salt eksenel basınca maruz sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için önerdikleri analitik modeli kullanarak elde ettikleri kuramsal moment-eğrilik ilişkilerini, deneysel sonuçlarla karşılaştırmışlar ve elde ettikleri analitik sonuçların, deneysel sonuçlara oldukça yakın olduğunu belirlemişlerdir. Sheikh ve Uzumeri (1982), çalışmalarında salt eksenel basınca maruz sargılı beton için önerdikleri analitik gerilme-şekildeğiştirme modelini, sadece eksenel kuvvet altında ve sabit eksenel kuvvet ile birlikte uygulanan eğilme momenti altında denenen kolon numunelerin moment-eğrilik ilişkilerinin zarfını belirlemek üzere kullanmış ve deneysel sonuçlara oldukça yakın sonuçlar elde etmiştir. Park ve diğ. (1982), salt eksenel basınca maruz sargılı beton için önerilen analitik modeller kullanılarak, eksenel kuvvet ile birlikte eğilme momentine maruz kolonlar için belirlenen moment taşıma kapasitelerinin, deneysel olarak belirlenen sonuçlara oldukça yakın olduğunu bildirmişlerdir. Ersoy'a (1987) göre betonarme elemanların basınç bölgesindeki gerilme dağılımının, eksenel basınç altında denenen numunelerden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrisine benzediği çok sayıda deney sonucu ile kanıtlanmıştır. Watson ve diğ. (1994), yaptıkları çalışmada Mander ve diğ. (1988a) tarafından salt eksenel basınca maruz sarılmış beton için önerilen analitik modeli kullanarak, eksenel kuvvetle birlikte eğilme etkilerine maruz elemanlar için tasarım tabloları hazırlamışlardır. Saatcioglu ve diğ. (1995), çalışmalarında Saatcioglu ve Razvi (1992) tarafından salt eksenel basınca maruz sarılmış beton için önerilen analitik modeli kullanarak, eksenel kuvvetle birlikte eğilme etkilerine maruz elemanlar için çözümlemeler yapmış ve elde ettikleri sonuçları, deneysel sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Oldukça farklı eksenel kuvvetlere maruz numunelerde gerçekleştirilen eğilme deneylerinden elde edilen sonuçlar, salt eksenel kuvvete maruz sargılı beton için önerilen analitik modelin, eğilmeye maruz elemanların basınç bölgelerinde de geçerli olduğunu göstermiştir. Ersoy ve Özcebe (1998), esas olarak eksenel basınca maruz sargılı beton için önerilmiş olan Sheikh ve Uzumeri (1982) ve Geliştirilmiş Kent ve Park modellerini kullanarak, kesit çözümlemeleri yapmışlar ve monoton artan yükleme durumu için kuramsal moment-

eğrilik ilişkilerini elde etmişlerdir. Yazarlar incelenen elemanın özelliklerini iyi yansıtabilecek bir analitik sargılı beton modeli kullanılması durumunda, elde edilecek kuramsal sonuçların, deneysel sonuçlara yakın olduğunu bildirmişlerdir. Bunlara karşılık Scott ve diğ. (1982), sargılı beton elemana eksenel kuvvet ile birlikte eğilme momenti etkimesi durumunda gerilme-şekildeğiştirme davranışının daha iyileşeceğini, özellikle dayanıma karşı gelen şekildeğiştirmede önemli artış gözlenebileceğini belirtmişlerdir. Benzer şekilde, Sheikh ve Yeh (1986, 1992), eğilme etkilerine maruz sargılı beton davranışında, salt eksenel basınca maruz sargılı beton davranışına göre bir iyileşme olduğunu düşünmüş ve daha önce salt eksenel basınca maruz sargılı beton için Sheikh ve Uzumeri (1982) tarafından önerilen modeli geliştirmişlerdir. Gerek Sheikh ve Uzumeri modeli (1982), gerekse bu modelin eğilme etkilerini gözönüne alacak şekilde Sheikh ve Yeh (1986, 1992) tarafından geliştirilmiş şekline Bölüm 2’de değinilmiştir.

İkinci durum, yani monoton artan yükleme ile tekrarlı ve yön değiştiren yükleme durumları da çeşitli araştırmacılar tarafından incelenmiştir. Bu çalışmada kullanılan ve Mander ve diğ. (1988a) tarafından sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için önerilmiş olan analitik model, yaygın olarak kullanılan modeller içinde tekrarlı yükleme durumunu gözönüne alan tek modeldir. Chang ve Mander (1994), köprü kolonlarının deprem davranışını inceledikleri çalışmalarında, sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme davranışı için Mander ve diğ. (1988a) tarafından önerilen analitik modeli kullanmış ve bu modelin hem uygulanabildiği kesit türleri (dairesel, kare ve dikdörtgen), hem de yükleme şekilleri (monoton artan, tekrarlı ve dinamik) açısından önerilmiş olan en genel kapsamlı model olduğunu bildirmişlerdir. Bu modelin dışında Bazant ve Bhat (1976, 1977) tarafından geliştirilen endokronik matematik model (Endochronic theory) betonun gerilme-şekildeğiştirme davranışı için monoton artan ve tekrarlı yükleme durumları ile dinamik yükleme durumlarını gözönüne alan önemli modellerden biridir. Ancak hem yöntemin karmaşık olması, hem de modelin mekanik şekilde sağlanan aktif yanal basınç altında denenilen numunelerden elde edilen sonuçlara dayanarak geliştirilmiş olması, farklı konfigürasyon, aralık ve dayanımlarda enine donatılar ile sağlanan pasif sargılama etkisini ne derece gerçekçi yansıttığının bilinmemesi bu modelin olumsuz yanlarıdır, (Mander, 1983, Mander ve diğ. 1988a). Fafitis ve Shah (1985), monoton artan yükleme durumunda sargılı betonun gerilme-şekildeğiştirme davranışı için analitik bir model önermişlerdir.

Fafitis ve Shah, çalışmalarında bu modeli kullanarak sabit eksenel kuvvet ile tekrarlı ve yön değiştiren yatay yükler altında Park ve diğ. (1982) tarafından denenen kare kesitli kolonlar için analitik olarak moment-eğrilik ilişkilerini elde etmişlerdir. Deneysel moment-eğrilik eğrilerinin zarfı ile yazarların monoton yükleme durumu için analitik olarak elde ettikleri eğrilerin karşılaştırılması sonucunda, monoton artan yüklere maruz sargılı beton için önerilen modelin, tekrarlı ve yön değiştiren yükleme durumunda moment-eğrilik ilişkisinin zarfının belirlenmesi için kullanılabileceği sonucuna varmışlardır. Saatcioglu (1991), betonarme elemanların tekrarlı ve yön değiştiren yükler altında yük-şekildeğiştirme ilişkileri için farklı araştırmacılar tarafından daha önce önerilmiş olan analitik modelleri özetlediği çalışmasında, monoton artan yükler altında sağlıklı sonuçlar veren analitik modellerin, tekrarlı yüklere maruz elemanlarda da davranışın zarf eğrisini yeterince iyi temsil edeceğini bildirmiştir.

Görüldüğü gibi araştırmacılar arasında görüş farklılıkları mevcuttur. Ancak, bu çalışmada kullanılan Mander ve diğ. (1988a) tarafından önerilen analitik gerilme-şekildeğiştirme modelinin, dairesel, kare ve dikdörtgen kesitli kolonlarda, hızlı ve yavaş yükleme durumları ile tekrarlı yükleme durumlarında deneysel sonuçlara oldukça yakın sonuçlar verdiği ve bu model kullanılarak gerçekleştirilen lif yaklaşımı ile elde edilen kuramsal moment-eğrilik ilişkilerinin sabit eksenel kuvvet ile tekrarlı ve yön değiştiren eğilme momentleri etkisinde denenen kolonlar için elde edilen deney sonuçlarına oldukça yakın olduğu belirlenmiştir, Mander (1983), Mander ve diğ. (1988b).

5.3.2 Analitik Model

Bu çalışmada lif yaklaşımı kullanılarak kesit çözümlemesi yapılırken, sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için Mander ve diğ. (1988a) tarafından önerilen analitik model kullanılmıştır. Bu bölümde kullanılan model ile ilgili bilgi verilecektir. Bu bilgiler Mander (1983), Mander ve diğ. (1988a), Watson ve diğ. (1994) ve Chang ve Mander (1994) tarafından yapılan çalışmalara dayanmaktadır. Kullanılan analitik modelin genel özellikleri şunlardır:

- a) Farklı sarılmış beton kesit şekilleri için kullanılabilir, (spiral veya dairesel etriye ile sarılmış kesitler, kare veya dikdörtgen kesitler, çiroz bulunabilir veya bulunmayabilir, her iki yönde farklı sayıda enine donatı kolu veya çiroz olabilir).
- b) Tekrarlı yükleme durumunda kullanılabilir.
- c) Yükleme hızının davranışa etkisi gözönüne alınabilmektedir.
- d) Enine donatının farklı konfigürasyonlarda olması gözönüne alınabilmektedir.
- e) Çekme gerilmelerinin etkimesi durumu için de gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi tanımlanmıştır (bu çalışmada bu özellik kullanılmamıştır).

Mander ve diğ. (1988a) tarafından önerilen analitik model bu çalışmada kullanılırken, bazı küçük değişiklikler yapılmıştır. Analitik model ile ilgili detaylar, bu çalışmada kullanıldığı şekli ile aşağıda verilmiştir.

5.3.2.1 Monoton Artan Yükleme Durumu İçin İskelet Bağntı

Kullanılan analitik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin monoton artan yükleme durumu için belirlenen iskelet eğrisi daha önce Popovics (1973) tarafından önerilmiş olan (5.14) bağıntısı ile tanımlanmıştır.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (5.14)$$

Bu bağıntıda,

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.15)$$

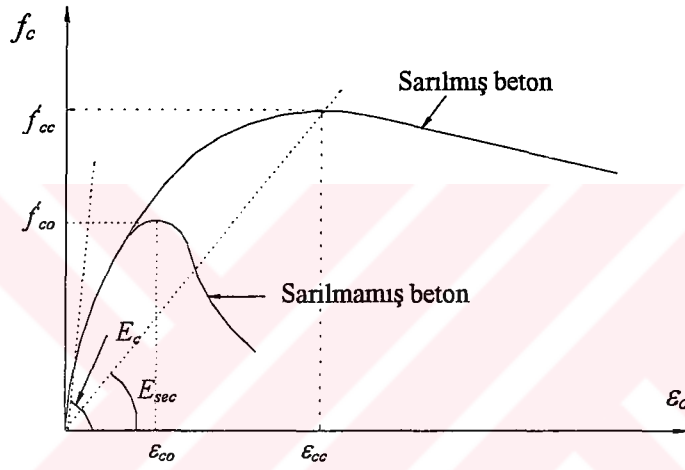
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.16)$$

olarak tanımlanmıştır. f'_{cc} ve ε_{cc} sargılı beton dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme, f_c ve ε_c herhangi bir anda beton gerilmesi ve karşı gelen şekildeğiştirmedir. Başlangıç elastisite modülü (tanjant), E_c ve E_{sec} aşağıdaki bağıntılar kullanılarak belirlenebilir.

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{cc}} \quad (\text{MPa}) \quad (5.17)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (5.18)$$

(5.17) bağıntısında f'_{co} , yapı elemanında sarılmamış betonun basınç dayanımıdır. Farklı araştırmacılar tarafından yapılan deneysel çalışmalar sonucunda yapı elemanında sarılmamış beton basınç dayanımının, silindir basınç dayanımının 0.85-1.00 katı olduğu belirlenmiştir, (Razvi ve Saatcioglu, 1994). Çalışmanın bu bölümünde, elemanda sarılmamış beton basınç dayanımının, silindir basınç dayanımına eşit olduğu kabulü yapılmıştır. Sarılmış ve sarılmamış beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için iskelet eğrileri Şekil 5.4'de sunulmuştur.



Şekil 5.4 Monoton Yükleme Durumu İçin Verilen İskelet Eğrileri

İskelet eğri için Popovics (1973) tarafından önerilen formda bir bağıntı kullanılmasının olumlu yanı, eğrinin hem yükselen, hem de dayanım sonrası düşen kolunun f'_{cc} , ϵ_{cc} ve E_c değerlerine bağlı olarak tek bir fonksiyonla belirlenebilmesidir.

Richart ve diğ. (1928, 1929), hidrostatik yanal basınç ile sarılma gerilmesi uygulanan betonun basınç dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme için (2.1) ve (2.2) bağıntıları önermişlerdir. Richart ve diğ. yaptıkları deneysel çalışmaların sonucunda k_1 ve k_2 terimleri için aşağıda verilen sonuçlara ulaşmışlardır.

$$k_1 = 4.1 \quad (5.19)$$

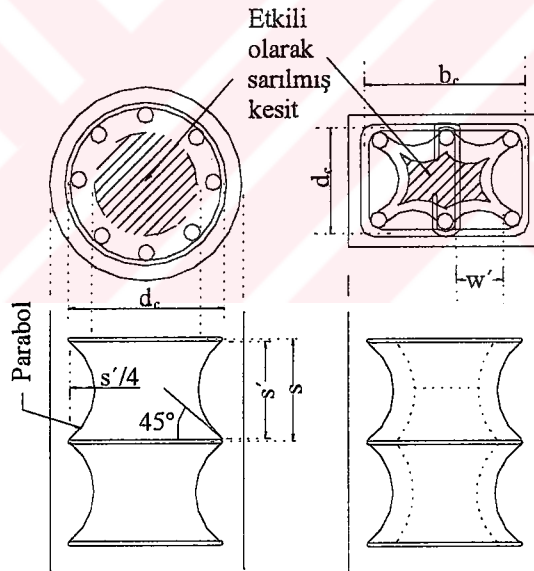
$$k_2 = 5k_1 \quad (5.20)$$

Bu çalışmada kullanılan analitik modelde ε_{cc} (2.1), (2.2), (5.19) ve (5.20) bağıntılarından yararlanılarak belirlenmiştir. (2.1) bağıntısından f_l terimi çekilerek, (2.2) bağıntısında yerine konulursa, k_1 ve k_2 için de (5.19) ve (5.20) bağıntıları kullanılırsa, ε_{cc} için aşağıdaki ifade elde edilir.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (5.21)$$

5.3.2.2 Etkili Sarılma Basıncı ve Sargı Etki Katsayısı

Kesitte mevcut etkili sarılma basıncının belirlenmesinde Sheikh ve Uzumeri (1980) tarafından kullanılan ve Bölüm 2'de değinilen yaklaşımın bir benzeri kullanılmıştır. Buna göre enine donatı tarafından uygulanan sarılma basıncı, ancak sarılma gerilmesinin yatayda ve düşeyde oluşacak kemerlenme etkisi sonucu tam olarak ortaya çıkabileceği bölgede mevcuttur, (Şekil 5.5).



Şekil 5.5 Etkili Olarak Sarılan Kesit

Düşeyde enine donatı aralığının tam ortasında etkili olarak sarılamayan beton alanı en büyük, etkili olarak sarılan beton alanı (A_e) en küçük değerini alır. Sargılı beton enkesit alanı A_{cc} , (5.22) bağıntısı kullanılarak belirlenebilir.

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (5.22)$$

Bu ifadede A_c enine donatının merkezinden merkezine ölçülmek üzere beton enkesit alanı, ρ_{cc} ise boyuna donatı enkesit alanının, A_c enkesit alanına oranıdır. Sargılı betonun dayanım ve süneklik özellikleri belirlenirken A_{cc} enkesit alanı kullanılacaktır. Etkili olarak sarılmış olan enkesit alanının (A_e), A_{cc} den küçük olması ise etkili yanal basınç belirlenirken kullanılacak olan bir sargı etki katsayısı ile gözönüne alınacaktır. Bu katsayı (5.23) bağıntısı ile verilmiştir.

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (5.23)$$

Buna göre enine donatı tarafından betona uygulanacak etkili yanal sargı basıncı, f'_l (5.24) bağıntısı ile belirlenebilir.

$$f'_l = f_l k_e \quad (5.24)$$

5.3.2.3 Dairesel Kesitlerde Yanal Sargı Basıncı

Etkili olarak sarılmış kesit belirlenirken, Şekil 5.5'de gösterildiği gibi, düşeyde iki enine donatı arasında oluşan kemerlenme etkisi gözönüne alınmaktadır. Bu kemerlenmenin 45° başlangıç eğimine sahip bir parabol şeklinde olduğu kabul edilirse, iki dairesel etriyenin orta seviyesinde etkili olarak sarılmış enkesit alanı (5.25) bağıntısı ile belirlenebilir.

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(d_c - \frac{s'}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} d_c^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)^2 \quad (5.25)$$

Şekil 5.5'de gösterilmemiş olmakla birlikte, kesitin dairesel etriye yerine spiral ile sarılması durumunda etkili olarak sarılmış enkesit alanı (5.26) bağıntısı ile belirlenebilir.

$$A_e = \frac{\pi}{4} d_c^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (5.26)$$

Bu bağıntılarda s' düşeyde enine donatılar arası temiz aralık, d_c ise enine donatının merkezinden merkezine sarılmış kesitin çapıdır. Dairesel kesit durumunda sarılmış enkesit alanı (5.27) bağıntısı ile belirlenebilir.

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_c^2 (1 - \rho_{cc}) \quad (5.27)$$

Bu durumda sargı etki katsayısı için dairesel etriye durumunda (5.28), spiral enine donatı durumunda ise (5.29) bağıntılarına ulaşılır.

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (5.28)$$

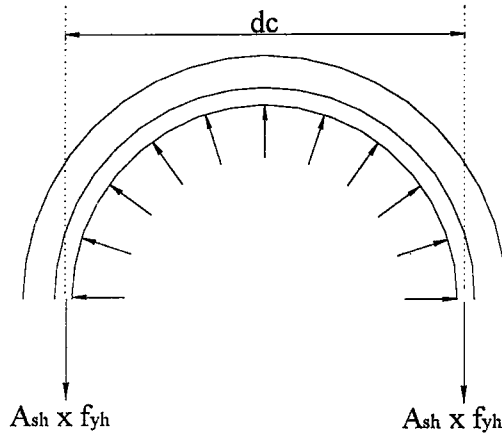
$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (5.29)$$

Yanal sargı basıncı, dairesel kesit üzerinde yazılacak bir denge denklemi yardımı ile belirlenebilir, (Şekil 5.6). Bu şekilden yararlanarak yazılan denge denklemi (5.30) bağıntısı ile verilmiştir.

$$2A_{sh}f_{yh} = f_t s d_c \quad (5.30)$$

(5.30) bağıntısında A_{sh} enine donatı enkesit alanı, f_{yh} ise enine donatının akma dayanımıdır. Bağıntı (5.30)'un yazılabilmesi için sargılı beton eksenel yük altında basınç dayanımına ulaştığında sargı donatısının akmış olduğu kabulünün yapılması gereklidir. Çok yüksek dayanımlı, çok sık veya çok büyük hacimsel oranlarda kullanılan enine donatı durumları gözardı edilirse, bu kabul önemli ölçüde sağlanmaktadır. Bu çalışmada gerçekleştirilen ve Bölüm 3'de detaylarının verildiği kolon eksenel yükleme deneylerinde, farklı aralık ve hacimsel oranlarda enine donatı kullanılmıştır. Denen tüm numunelerde sargılı beton basınç dayanımına ulaştığında, enine donatıda akma gerçekleşmiştir.

Etkili yanal sargı basıncını hacimsel enine donatı oranının fonksiyonu olarak belirlemek üzere, enine donatı hacimsel oranı (5.31) bağıntısı kullanılarak belirlenebilir.



Şekil 5.6 Yanal Sargı Basıncının Belirlenmesi

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh} \pi d_c}{\frac{\pi d_c^2}{4} s} = \frac{4 A_{sh}}{s d_c} \quad (5.31)$$

(5.30) ve (5.31) bağıntılarından yararlanarak enine donatı yanıl sargı basıncı, f_l için (5.32) bağıntısına ulaşılır.

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_{sh} f_{yh} \quad (5.32)$$

Buna göre enine donatı etkili yanıl sargı basıncı da (5.33) bağıntısı ile belirlenebilir.

$$f_l' = \frac{1}{2} k_e \rho_{sh} f_{yh} \quad (5.33)$$

k_e değeri (5.28) veya (5.29) bağıntısı kullanılarak belirlenebilir.

5.3.2.4 Dikdörtgen Kesitlerde Yanıl Sargı Basıncı

Dikdörtgen kesitlerde sargı donatısının dairesel kesitlere göre daha az etkili olacağı bilinmektedir. Dikdörtgen kesitlerde yanıl sargı basıncı dairesel kesitlerde olduğu gibi kesit çevresinde düzgün yayılı oluşmayacak, enine donatının büküldüğü noktalardan kesit içine doğru etkiyecektir, (Şekil 5.5). Yanıl sargı basıncının kesit çevresinde düzgün yayılı olarak oluşmaması sonucu, k_e sargı etki katsayısı dairesel sargı donatısı durumuna göre daha düşük olacaktır. Dairesel kesitlerde enine

donatılar arasında düşey doğrultuda görülen kemerlenme etkisi, dikdörtgen kesitlerde hem düşey doğrultuda enine donatılar arasında, hem de yatay kesitte boyuna donatılar arasında oluşacaktır, (Şekil 5.5). Düşey doğrultuda oluşan kemerlenmenin de, yatayda olduğu gibi, 45° başlangıç eğimine sahip bir ikinci derece parabol olduğu kabul edilmiştir. Buna göre enine donatı hizasında w' temiz aralığına sahip iki boyuna donatı arasında oluşan bir kemerlenmeden dolayı ortaya çıkan etkili olarak sarılamayan kesit alanı (5.34) bağıntısı ile verilmiştir.

$$\frac{(w')^2}{6} \quad (5.34)$$

n adet boyuna donatı arasında oluşacak kemerlenmeden dolayı enine donatı seviyesinde ortaya çıkacak etkili olarak sarılamayan toplam alan ise (5.35) bağıntısı ile belirlenebilir (bu boyuna donatılar enine donatının büküm noktalarına gelmeli, ya da çirozla bağlanmış olmalıdır).

$$\frac{\sum_{i=1}^n (w'_i)^2}{6} \quad (5.35)$$

Sheikh ve Uzumeri (1980), sarılmış dikdörtgen beton kesitler için önerdikleri analitik modelde, daha önce elde edilen deneysel sonuçlara dayanarak oluşan kemerlenmenin 47.5° başlangıç eğimine sahip bir ikinci derece parabol şeklinde olduğunu kabul etmişlerdir. Buna göre enine donatı seviyesinde etkili olarak sarılamayan enkesit alanı için, (5.35) bağıntısında paydadaki 6 yerine 5.5 değerine ulaşmışlardır. Ancak bu farklılığın genel davranış üzerinde önemli bir etkisi olmadığı Mander (1983) tarafından belirtilmiştir.

Düşey doğrultuda enine donatılar arasında oluşacak kemerlenme de gözönüne alındığında iki enine donatı seviyesinin tam ortasındaki kesitte (etkili olarak sarılan enkesit alanının en küçük olduğu kesitte) etkili olarak sarılan enkesit alanı için (5.36) bağıntısı elde edilir.

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_i \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (5.36)$$

Sarılı enkesit alanı A_{cc} , (5.37) bağıntısı ile belirlenebileceğine göre, sargı etki katsayı için (5.38) bağıntısı elde edilir.

$$A_{cc} = b_c d_c (1 - \rho_{cc}) \quad (5.37)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_i^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (5.38)$$

Dikdörtgen kolonlarda iki yönde farklı miktarda sargı donatısı bulunabilir. Bu durumda örneğin x ve y doğrultularında hacimsel enine donatı oranları için (5.39) ve (5.40) bağıntıları elde edilir, (Şekil 5.5 gözönüne alınır, x eksenini b_c uzunluğundaki kenara paralel olan eksen, y ise d_c uzunluğundaki eksene paralel olan eksenidir).

$$\rho_x = \frac{A_{shx}}{s d_c} \quad (5.39)$$

$$\rho_y = \frac{A_{shy}}{s b_c} \quad (5.40)$$

Bu bağıntılarda A_{shx} ve A_{shy} x ve y doğrultularına paralel olan enine donatıların toplam enkesit alanıdır. Bu durumda enine donatı tarafından betona iki yönde uygulanacak yanal basınç (5.41) ve (5.42), etkili yanal basınç ise (5.43) ve (5.44) bağıntılarından yararlanarak elde edilebilir.

$$f_{lx} = \frac{A_{shx}}{s d_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad (5.41)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{shy}}{s b_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \quad (5.42)$$

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (5.43)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (5.44)$$

İki yönde farklı yanal sargı basıncı mevcut olması durumunda, betona etkiyen toplam yanal sargı basıncı iki yön için belirlenen değerlerin ortalaması alınarak belirlenir.

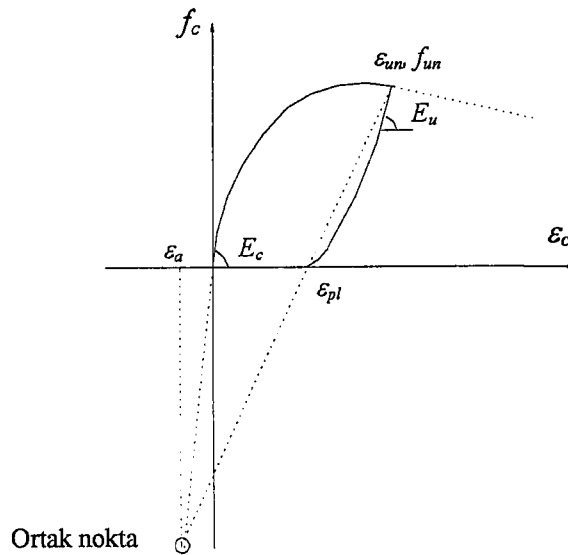
5.3.2.5 Sarılmış Betonun Basınç Dayanımı

Sarılmış beton basınç dayanımı (5.45) bağıntısı ile elde edilebilir. İfadenin elde edilmesi ile ilgili ayrıntılar Mander ve diğ. (1988a) ve Chang ve Mander (1994)'in çalışmalarında bulunabilir.

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{794 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (5.45)$$

5.3.2.6 Tekrarlı Yükleme Durumunda Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Monoton artan yükleme durumu için elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrisi tekrarlı yükleme durumu için zarf eğrisi olarak kabul edilecek ve bir iskelet eğri olarak kullanılacaktır. Tekrarlı yükleme durumu için verilen ifadeler ve katsayılar deneysel sonuçlardan yararlanılarak belirlenmiştir. Şekil 5.7'de boşaltma kolu bulunan sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme eğrisi görülmektedir. İskelet eğri üzerinde ilerlerken basınç gerilmesinde bir azalma olduğunda, gerilmenin boşalmaya başladığı noktadaki gerilme ve şekildeğiştirme değerlerine (f_{un} , ϵ_{un}) bağlı olarak, kalıcı bir şekildeğiştirme (ϵ_{pl}) belirlenecektir. Bu amaçla Şekil 5.7'de gösterilen ϵ_a şekildeğiştirmesi (5.46) bağıntısı kullanılarak elde edilir. ϵ_a şekildeğiştirme seviyesi ile gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin başlangıç teğetinin kesiştiği ortak nokta hesaplanır. Bu ortak nokta ile (ϵ_{un} , f_{un}) noktası birleştirilirse, gerilmenin sıfır olduğu noktada ϵ_{pl} şekildeğiştirmesi belirlenir, (Şekil 5.7).



Şekil 5.7 Boşaltma Kolu Üzerinde ϵ_{pl} Şekildeğiştirmesinin Belirlenmesi

$$\varepsilon_a = \alpha \sqrt{\varepsilon_{un} \varepsilon_{cc}} \quad (5.46)$$

(5.46) bağıntısında α katsayısının değeri (5.47) ve (5.48) bağıntılarında belirlenen iki değerden büyük olanı olarak alınacaktır.

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{un}} \quad (5.47)$$

$$\alpha = \frac{0.09 \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.48)$$

Buna göre ε_{pl} plastik şekildeğiştirmesi (5.49) bağıntısı kullanılarak belirlenebilir.

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_a) f_{un}}{(f_{un} + E_c \varepsilon_a)} \quad (5.49)$$

Boşaltma eğrisinin denklemi için (5.14) bağıntısı değiştirilerek, aşağıda verilen (5.50) bağıntısı tanımlanmıştır.

$$f_c = f_{un} - \frac{f_{un} x r}{r - 1 + x^r} \quad (5.50)$$

Bu bağıntıda,

$$r = \frac{E_u}{E_u - E_{sec}} \quad (5.51)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}} \quad (5.52)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{un}} \quad (5.53)$$

olarak tanımlanmıştır. Şekil 5.7’de gösterildiği gibi E_u boşaltma eğrisinin başlangıç eğimidir ve (5.54) bağıntısı ile tanımlanmıştır.

$$E_u = bc E_c \quad (5.54)$$

Bu bağıntıda E_c beton elastisite modülüdür ve Şekil 5.4’de gösterilmiştir. (5.54) bağıntısındaki b ve c katsayıları ise (5.55) ve (5.56) bağıntılarından yararlanılarak belirlenebilir.

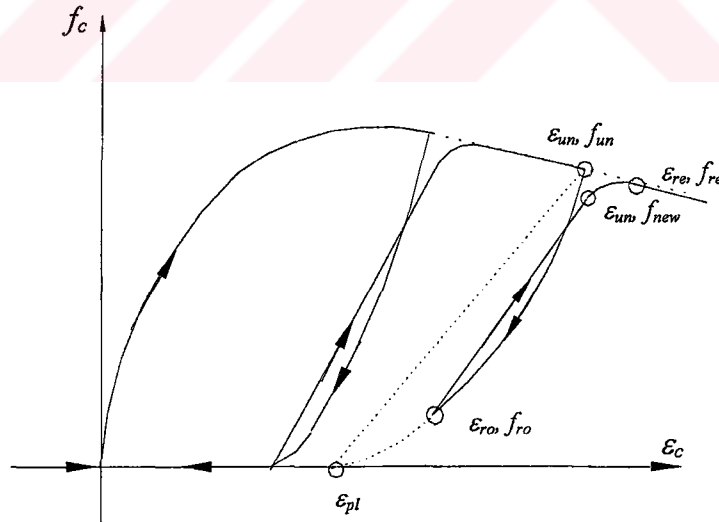
$$b = \frac{f_{un}}{f'_{co}} \geq 1 \quad (5.55)$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{un}} \right)^{0.5} \leq 1 \quad (5.56)$$

Deneysel verilerden yararlanılarak belirlenen a , b ve c katsayıları, hem sarılmamış beton, hem de sarılmış beton durumlarında geçerlidir.

Boşaltmanın iskelet eğri yerine, bir önceki boşaltmanın ardından gerçekleşen tekrar yükleme kolundan başlaması durumunda, bir önceki boşaltma durumu için belirlenen ε_{pl} şekildeğiştirmesi geçerlidir.

Şekil 5.8’de boşaltma ve tekrar yükleme kolları bulunan bir gerilme-şekildeğiştirme eğrisi sunulmuştur. Tekrar yüklemeye başlanılan nokta $(\varepsilon_{ro}, f_{ro})$ boşaltma eğrisinin üzerinde herhangi bir nokta olabilir.



Şekil 5.8 Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisinde Boşaltma ve Tekrar Yükleme Kolları

Eğer betonda gerilmenin boşalma yönünde değişmesine neden olan yükleme, betonda gerilme sıfıra düştükten sonra da devam ediyorsa, gerilmenin sıfır olduğu noktada ε_{pl} şekildeğiştirmesine ulaşıldıktan sonra, betonun çekme almadığı

varsayıldığı için çatlama oluşacak, yükleme devam ettikçe betonda herhangi bir gerilme oluşmadan, beton şekildeğiştirmesi çekme yönünde artacaktır. Yüklemenin yönü değişip, tekrar yüklemeye başlandığında ise, şekildeğiştirme tekrar ε_{pl} değerine ulaşana kadar betonda gerilme oluşmayacak, şekildeğiştirme ε_{pl} seviyesine ulaştıktan sonra ise tekrar yükleme koluna geçilecektir. Tekrar yükleme kolunun başladığı ε_{ro} ile ε_{un} şekildeğiştirmeleri arasında gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin doğrusal olduğu kabul edilmektedir. Ancak tekrarlı yükleme sonucu ortaya çıkacak dayanım kaybını gözönüne almak amacı ile tekrar yükleme kolu üzerinde ε_{un} şekildeğiştirmesine, f_{un} gerilmesinden dan daha düşük bir basınç gerilmesi (f_{new}) karşı gelecektir, Şekil 5.8. f_{new} gerilmesi (5.57) bağıntısı kullanılarak belirlenebilir.

$$f_{new} = 0.92f_{un} + 0.08f_{ro} \quad (5.57)$$

Buna göre, tekrar yükleme kolunun doğrusal olan bölümü için (5.58) bağıntısına ulaşılır.

$$f_c = f_{ro} + E_r (\varepsilon_c - \varepsilon_{ro}) \quad (5.58)$$

(5.58) bağıntısında,

$$E_r = \frac{f_{ro} - f_{new}}{\varepsilon_{ro} - \varepsilon_{un}} \quad (5.59)$$

olarak tanımlanmıştır. (5.57) bağıntısının kalibre edilmesinde (5.47)-(5.56) bağıntılarının kalibre edilmesinde kullanılan deney sonuçlarından yararlanılmıştır. Tekrar yükleme kolunun doğrusal olan bölümünün son noktası olan (ε_{un} , f_{new}) noktası ile iskelet eğriye dönüş noktası olan (ε_{re} , f_{re}) noktaları arasında parabolik bir geçiş eğrisi tanımlanmıştır, Şekil 5.8. Bu geçiş eğrisi ile iskelet eğrisi üzerinde ulaşılabacak ε_{re} şekildeğiştirmesinin aşağıda verilen (5.60) bağıntısı ile belirlenebileceği kabul edilmiştir.

$$\varepsilon_{re} = \varepsilon_{un} + \frac{f_{un} - f_{new}}{E_r \left(2 + \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} \right)} \quad (5.60)$$

Parabolik geçiş eğrisi ise,

$$f_c = f_{re} + E_{re}x + Ax^2 \quad (5.61)$$

bağıntısı ile tanımlanmıştır. Bu bağıntıda x ve A (5.62) ve (5.63) bağıntılarından yararlanarak belirlenebilir.

$$x = (\varepsilon_c - \varepsilon_{re}) \quad (5.62)$$

$$A = \frac{E_r - E_{re}}{-4[(f_{new} - f_{re}) - E_r(\varepsilon_{un} - \varepsilon_{re})]} \quad (5.63)$$

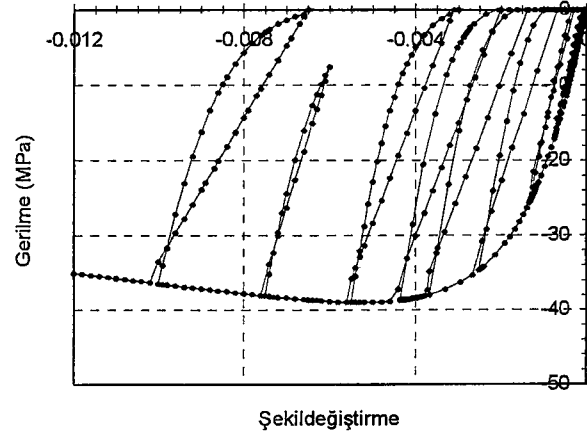
(5.63) bağıntısında E_{re} iskelet eğriye dönüş noktasındaki tanjant modülü, f_{re} ise monoton artan yükleme için kullanılan (5.14) bağıntısı ile ε_{re} için belirlenen beton basınç gerilmesidir.

Analitik model dinamik yükleme durumu için de kullanılabilir. Bu çalışma kapsamında modelin bu özelliği kullanılmadığından, burada buna değinilmeyecektir.

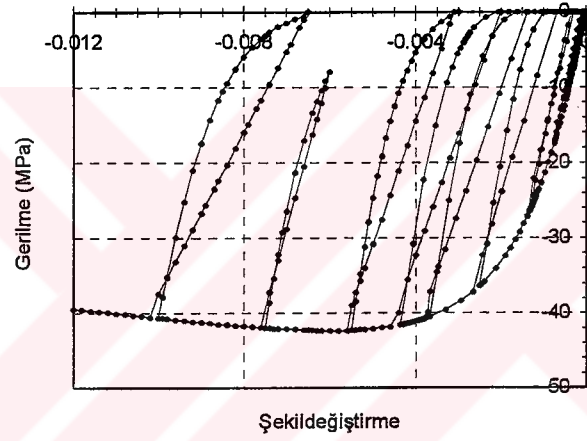
Bu çalışma kapsamında monoton artan yükler altında test edilen daire kesitli kolonlar için yapılan karşılaştırmalardan başka, Mander (1983) farklı araştırmacılar tarafından tekrarlı yükler altında denenen numunelerden elde edilen deneysel sonuçlar ile bu analitik modelin verdiği sonuçları karşılaştırmış ve analitik sonuçlar ile deneysel sonuçların oldukça yakın olduğunu belirtmiştir.

5.3.2.7. Örnek Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrileri

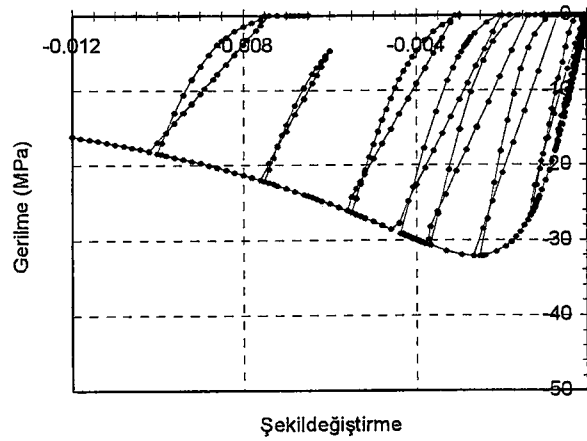
Yukarıdaki paragrafta detayları verilen analitik model Fortran programlama dili kullanılarak kodlanmıştır. Bu paragrafta, hazırlanan bilgisayar programı kullanılarak Bölüm 4’de sunulan çalışmada denenen Numune 19 ve 27 ile Numune 27’de enine donatı aralığının 100 mm yerine 200 mm’ye çıkarılması durumlarında sargılı beton için elde edilen örnek analitik gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri sunulmaktadır, (Şekil 5.9, 5.10 ve 5.11). Bu şekillerde sadece kısalma şekildeğiştirmeleri ve karşı gelen basınç gerilmeleri gösterilmiştir. Yapılan kabule göre uzama şekildeğiştirmeleri durumunda betonun gerilme almamaktadır. Bu sonuçlara ulaşmak için kullanılan veri giriş bilgileri ise Tablo 5.2’de verilmiştir.



Şekil 5.9 Numune 19 için Sargılı Beton Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi



Şekil 5.10 Numune 27 için Sargılı Beton Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi



Şekil 5.11 Numune 27 $s=200$ mm için Sargılı Beton Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Tablo 5.2 Veri Giriş Bilgileri

Numune	Numune 19	Numune 27	Numune 27($s=200\text{mm}$)
Etriye çapı (mm)	10	10	10
Etriye aralığı (mm)	100	100	200
Etriye akma dayanımı (MPa)	478	478	478
Beton basınç dayanımı (MPa)	29.4	30.3	30.3
Boyuna donatı (mm^2)	452	1131	1131
Boyuna donatı adedi	4	10	10

5.4. Çelik Gerilme-Şekildeğiştirme Modeli

5.4.1. Giriş

Tekrarlı ve yön değiştiren gerilmelere maruz donatı çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi konusunda farklı araştırmacılar tarafından yapılmış olan çalışmalar Bölüm 2'de özetlenmiştir. Bu bölümde detaylı olarak açıklanan ve lif yaklaşımı kullanılarak gerçekleştirilen kesit çözümleme yöntemi, Bölüm 4'de detaylı olarak sunulan deneysel çalışmada denenen numunelerin kuramsal çözümlemesi için kullanılacaktır. Bölüm 4'de de görüleceği gibi sözkonusu deneysel çalışma kapsamında sıcakta işlenmiş üç farklı tip donatı kullanılmıştır. Dolayısı ile bu bölümde yapılan açıklamalar ve sunulan gerilme-şekildeğiştirme modeli de sıcakta işlenmiş donatı çelikleri içindir (kullanılan model küçük değişikliklerle soğukta işlem görmüş çelikler için de uygun hale getirilebilir).

Sünek davranış elde edilecek şekilde tasarlanmış (dengeli donatının altında donatıya sahip olan) betonarme yapı elemanlarının davranışı, önemli ölçüde donatı çeliğinin davranışından etkilenir (yönetmelikler betonarme yapı elemanlarının sünek davranış oluşacak şekilde boyutlandırılmasını zorunlu kılmıştır). Bu nedenle, betonarme elemanların herhangi bir yükleme durumunda davranışlarının gerçekçi olarak belirlenebilmesi için, çeliğin davranışının iyi bilinmesi büyük önem taşır. Çelik homojen bir malzeme olduğu için, mekanik özellikleri, betona göre, daha gerçekçi olarak belirlenebilir. Basit çelik çekme deneyleri ile malzemenin gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi, elastisite ve pekleşme modülleri, akma ve kopma dayanımı ile bu dayanımlara karşı gelen şekildeğiştirmeler belirlenebilir (elastisite modülü

gerçekçi olarak belirlenmek istenirse, bu amaç için özel hazırlanmış numunelerin kullanılması gereklidir).

Monoton artan çekme gerilmesi ile sınırlı uzama şekildeğiştirmesi durumlarında donatı çeliği oldukça basit bir davranış sergiler. Genel olarak çeliğin monoton artan çekme ve monoton artan basınç gerilmeleri altında davranışının oldukça benzer olduğu kabul edilir. Ancak büyük şekildeğiştirmeler ile tekrarlı ve yön değiştiren gerilmeler söz konusu olduğunda davranış oldukça karmaşık bir şekil alır. Donatı akma şekildeğiştirmesini aştıktan sonra, daha ileri şekildeğiştirme seviyelerinde oluşan pekleşme ve yön değiştiren gerilmeler durumunda ortaya çıkan Bauschinger etkisi davranışın karmaşıklaşmasına neden olur. Çeliğin pekleşme özelliklerini çekme deneyi ile belirlemek mümkün olmakla birlikte, donatı çeliğine basınç uygulamak kolay olmadığı için, Bauschinger etkisinin belirlenmesi pek kolay değildir. Bölüm 4'de sunulan deneysel çalışma kapsamında da monoton artan çekme gerilmeleri ve tekrarlı çekme gerilmeleri altında donatı çubukları denenmiş ve mekanik özellikleri belirlenmiştir. Ancak donatı çubuklarına basınç testi uygulanamadığı için, Bauschinger etkisi, Taucer ve diğ. (1991) tarafından verildiği şekli ile gözönüne alınmıştır.

5.4.2. Analitik Model

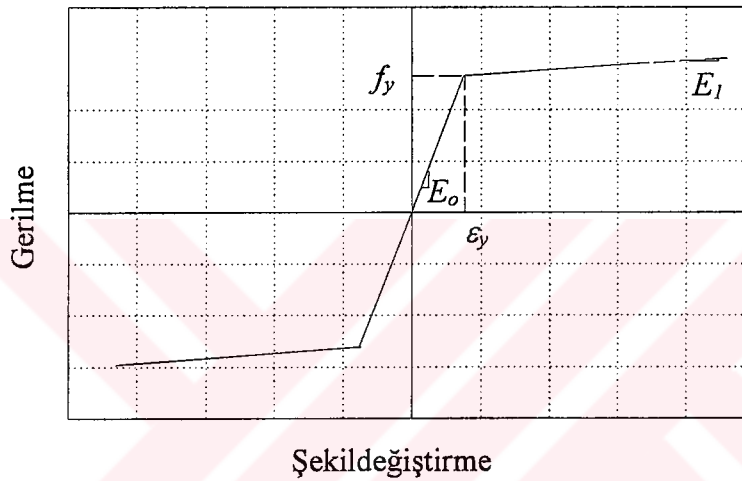
Bu çalışmada lif yaklaşımı kullanılarak kesit çözümlemesi yapılırken, donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için Menegotto ve Pinto (1973) tarafından önerilen analitik model kullanılmıştır. Kullanılan bu model uzun bir süre önce önerilmiş olmakla birlikte, günümüzde kullanılan modeller içinde deneysel sonuçlarla en uyumlu sonuçları veren bir kaç modelden biridir. Bu bölümde bu analitik model ile ilgili bilgi verilecektir. Bu bilgiler Menegotto ve Pinto (1973) ile Taucer ve diğ. (1991) tarafından yapılan çalışmalara dayanmaktadır. Kullanılan analitik modelin genel özellikleri şunlardır:

- a) Çeliğin pekleşmesi gözönüne alınmaktadır.
- b) Tekrarlı yükleme durumunda kullanılabilir.
- c) Bauschinger etkisi gözönüne alınmaktadır.

- d) Gerilmeler, şekildeğiştirmenin fonksiyonu olarak belirlenmektedir. Ramberg-Osgood türü gerilmenin fonksiyonu olarak şekildeğiştirmenin belirlendiği bağıntılar lif yaklaşımı ile kesit çözümlemesi için uygun değildir.

5.4.2.1. Monoton Artan Yükleme İçin Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntısı

Monoton artan çekme ve basınç gerilmeleri altında, çeliğin gerilme-şekildeğiştirme bağıntısının iki doğrudan oluştuğu kabul edilmiştir Monoton artan gerilme durumunda gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi Şekil 5.12’de şematik olarak sunulmuştur.



Şekil 5.12 Monoton Artan Gerilmeler Altında Çelik Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Akma şekildeğiştirmesi (ϵ_y) seviyesine kadar Hooke Kanunu geçerlidir. Monoton artan gerilme durumunda çekme ve basınç yüklemelerinde davranışın aynı olduğu kabulü yapılmıştır. Buna göre gerek çekme, gerekse basınç gerilmeleri altında, akma şekildeğiştirmesinden küçük şekildeğiştirmeler için donatı gerilmeleri (5.64) bağıntısı ile belirlenebilir.

$$f_s = E_o \epsilon_s \quad (5.64)$$

Bu bağıntıda E_o çelik elastisite modülü, ϵ_s ise çelik şekildeğiştirmesidir. Bölüm 4’de sunulan deneysel çalışma kapsamında donatı çekme deneyleri yapılarak çelik elastisite modülleri belirlenmiştir. Ancak kuramsal çalışmada çelik elastisite modülü için deneysel olarak saptanan değerler değil, genel olarak kabul edildiği şekilde 210000 MPa değeri kullanılacaktır.

Akma şekildeğiştirmesinden sonra ise pekleşme etkilerini gözönüne almak üzere, bir pekleşme modülü tanımlanmıştır, E_I . Buna göre akma şekildeğiştirmesi seviyesinden daha büyük şekildeğiştirmelerde, çelik gerilmesi (5.65) bağıntısı kullanılarak belirlenebilir.

$$f_s = f_y + (\varepsilon_s - \varepsilon_y)E_I \quad (5.65)$$

Bu bağıntıda f_y çelik akma dayanımı, E_I ise pekleşme modülüdür.

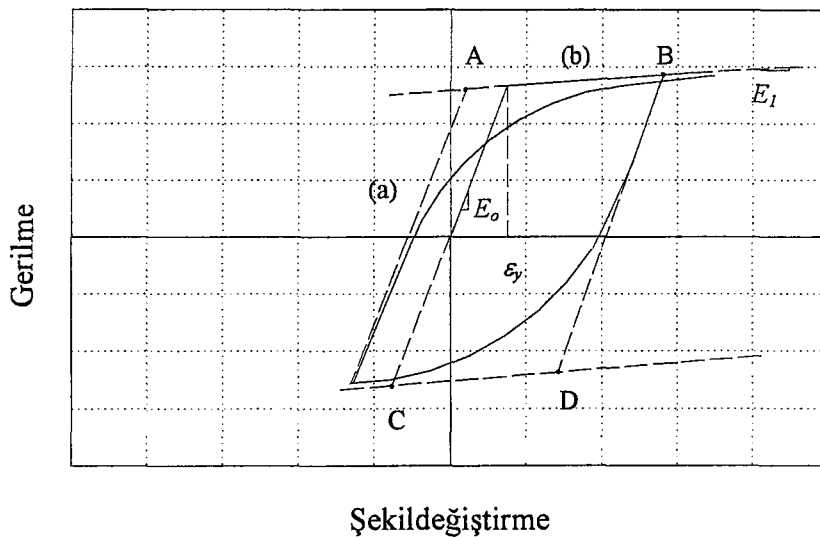
5.4.2.2. Yön Değiştiren Tekrarlı Yükleme İçin Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntısı

Tekrarlı ve yön değiştiren yükler altında kullanılan analitik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi şematik olarak Şekil 5.13’de sunulmuştur. Model genel anlamda E_o eğimli (a) doğrusu ile E_I eğimli (b) doğrusuna asimptot olan eğrisel bir geçiş olarak tanımlanabilir. Bu eğri (5.66), (5.67) ve (5.68) bağıntıları ile tanımlanmıştır.

$$f_s^* = be^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} \quad (5.66)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_o - \varepsilon_r} \quad (5.67)$$

$$f_s^* = \frac{f_s - f_r}{f_o - f_r} \quad (5.68)$$



Şekil 5.13 Yön Değiştiren Tekrarlı Yükleme için Çelik Gerilme-Şek.değiştirme İlişkisi

(5.66), (5.67) ve (5.68) bağıntılarında, f_o ve ε_o , gözönüne alınan iki asimptotun kesiştiği noktadaki gerilme ve şekildeğiştirme değerleri, (Şekil 5.13’de A noktası), f_r ve ε_r ise bir önceki gerilme çevriminin gerçekleştirildiği noktadaki gerilme ve şekildeğiştirme değerleridir, (Şekil 5.13’de B noktası). Eğer gerçekleştirilecek gerilme çevrimi ilk çevrim ise (daha önce hiç çevrim yapılmamışsa), f_r ve ε_r için f_y ve ε_y değerleri kullanılacaktır, (Şekil 5.13’de C noktası). Pekleşme oranı olarak tanımlanabilecek b terimi ise (5.69) bağıntısı kullanılarak belirlenebilir.

$$b = \frac{E_1}{E_o} \quad (5.69)$$

R ise sözkonusu iki asimptot arasında eğrinin şeklini etkileyen ve her çevrim sonrasında yenilenerek Bauschinger etkisinin gerçekçi şekilde tanımlanabilmesine izin veren bir parametredir. R parametresi, sözkonusu asimptot kesişim noktası (Şekil 5.13’de A noktası) ile önceki çevrimlerden çekme veya basınç gerilmesi durumlarına göre en büyüğü veya en küçüğü (Şekil 5.13’de B noktası) arasındaki farka (ξ) bağlı olarak tanımlanmıştır. Buna göre R parametresi (5.70) bağıntısı ile belirlenebilir.

$$R = R_o - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (5.70)$$

Bu bağıntıda R_o ilk yükleme için kullanılacak R parametresidir ve a_1 ve a_2 katsayıları ile birlikte deneysel olarak belirlenmesi gereklidir. (5.71) bağıntısı ile tanımlanan ξ ise, her yükleme çevriminde oluşan şekildeğiştirmelere bağlı olarak yenilerek, eğrinin şeklinin değişmesini sağlamaktadır.

$$\xi = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_o}{\varepsilon_y} \quad (5.71)$$

Bu modelde E_o elastisite modülünün tüm yüklemeler boyunca sabit kaldığı kabul edilmektedir. Bu çalışmada gözönüne alınacak çelik şekildeğiştirmeleri çok büyük olmadığı için, yapılan bu kabul büyük ölçüde doğrudur. Gerçekte özellikle ileri şekildeğiştirme seviyelerinde yön değiştiren tekrarlı gerilmeler altında E_o değerinin değiştiği bilinmektedir. Ancak yapılan bu basitleştirmeye rağmen, model deneysel sonuçlara çok yakın sonuçlar vermektedir.

R parametresinin farklı değerler alması durumunda eğrinin alacağı şekiller Chang ve Mander (1994) tarafından yapılan çalışmada incelenmiştir.

Bu çalışmada R_o , a_1 ve a_2 katsayıları Menegotto ve Pinto (1973) ile Taucer ve diğ. (1991) tarafından da kullanıldığı değerleri gözönüne alınmıştır. Bu değerler aşağıda verilmiştir.

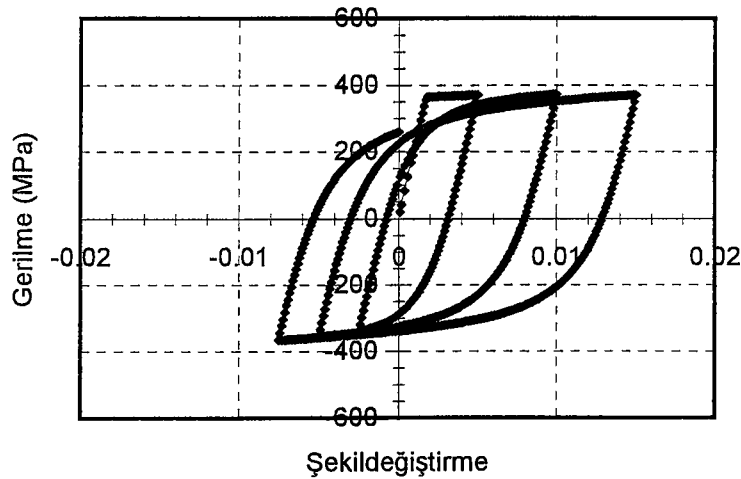
$$R_o = 20 \quad (5.72)$$

$$a_1 = 18.5 \quad (5.73)$$

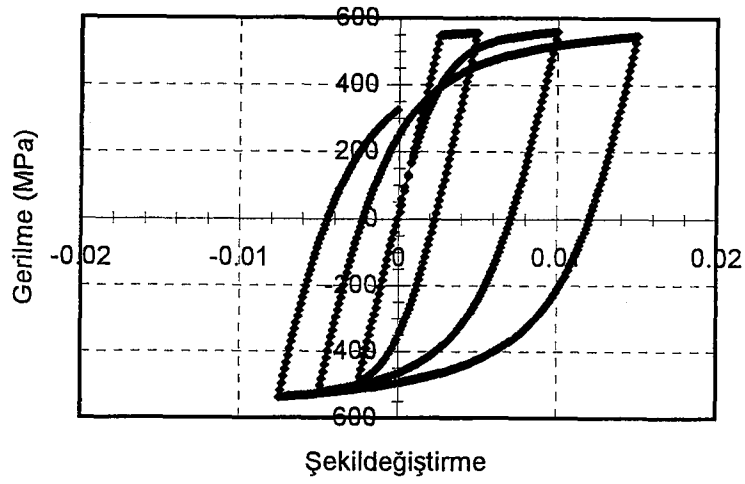
$$a_2 = 0.15 \quad (5.74)$$

5.4.2.3. Örnek Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrileri

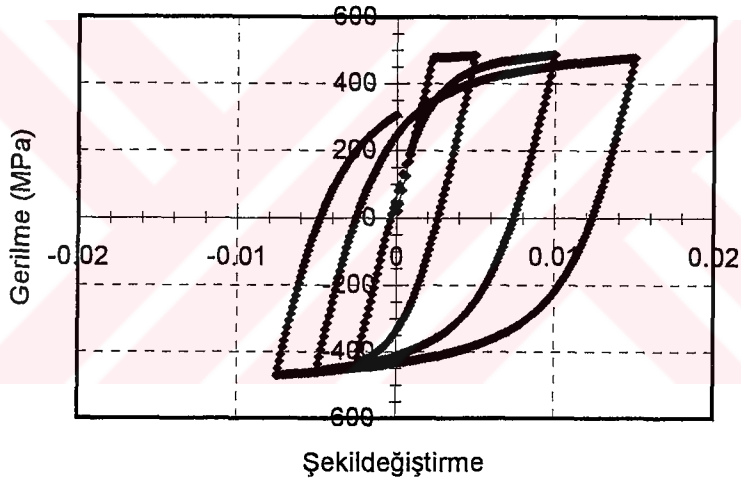
Yukarıdaki paragrafta detayları verilen analitik model Fortran programlama dili kullanılarak kodlanmıştır. Bu paragrafta, hazırlanan bilgisayar programı kullanılarak Bölüm 4’de sunulan deneysel çalışmada boyuna donatı olarak kullanılan $\phi 12$ ve $\Phi 12$ ile enine donatı olarak kullanılan $\phi 10$ donatı çubukları için elde edilen örnek analitik gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri sunulmaktadır, (Şekil 5.14, 5.15 ve 5.16). Bu sonuçlara ulaşmak için kullanılan veri giriş bilgileri ise Tablo 5.3’de verilmiştir.



Şekil 5.14 $\phi 12$ Donatı Çubukları için Örnek Analitik Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi



Şekil 5.15 $\Phi 12$ Donatı Çubukları için Örnek Analitik Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi



Şekil 5.16 $\phi 10$ Donatı Çubukları için Örnek Analitik Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Tablo 5.3 Veri Giriş Bilgileri

Donatı	f_y (MPa)	ε_y	E_1 (MPa)	E_2 (MPa)	R_o	a_1	a_2
$\phi 12$	365	0.00174	210000	2100	20	18.5	0.15
$\Phi 12$	551	0.00262	210000	2100	20	18.5	0.15
$\phi 10$	478	0.00228	210000	2100	20	18.5	0.15

5.5 Kuramsal ve Deneysel Sonuçların Karşılaştırılması

Bölüm 4'de sunulan deneysel çalışma kapsamında denenen 200 mm × 200 mm enkesitli ve 2000 mm uzunluklu simetrik donatılı numuneler için deneysel ve bu bölümde detayları verilen yöntemle kuramsal olarak elde edilen moment-eğrilik ilişkileri Ek E'de verilmektedir. Numuneler ile ilgili tüm detaylar Bölüm 4'de sunulmuştur. Numune 19, 20 ve 21 aynı özellikleri taşıdığı ve aynı eksenel yük seviyesinde denendiği için, bunlar için tek bir kuramsal moment-eğrilik ilişkisi elde edilmiş ve bu da, Numune 19 için elde edilen deneysel moment-eğrilik ilişkisi ile birlikte sunulmuştur.

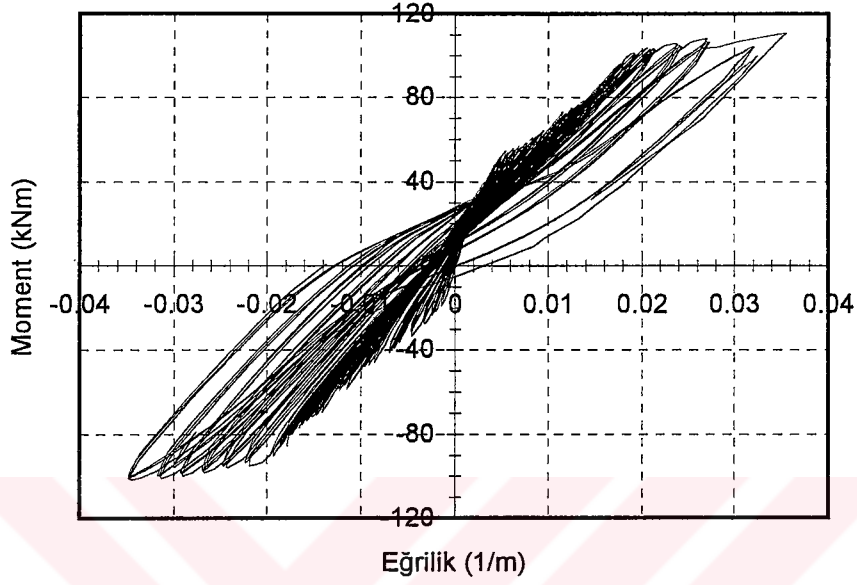
Diğer bir karşılaştırma ise İlki ve diğ. (1998b) tarafından gerçekleştirilen çalışmada denenen ve genel özellikleri Tablo 5.4'de sunulan 300 mm × 300 mm enkesitli ve 4000 mm yüksekliğindeki simetrik donatılı konsol kolon için yapılmıştır, (Numune 4 – 8D16-C41.7-N5), (Şekil 5.17 ve 5.18). Şekil 5.17'de verilen deneysel moment-eğrilik ilişkisi kolon tabanında 340 mm uzunluklu ölçüm boyunda elde edilmiştir. Bu numunede enine donatı olarak 8 mm çaplı 100 mm aralıklı nervürlü çelik kullanılmıştır

Tablo 5.4 Numune 4 (8D16-C41.7-N5) Veri Giriş Bilgileri (İlki ve diğ., 1998b)

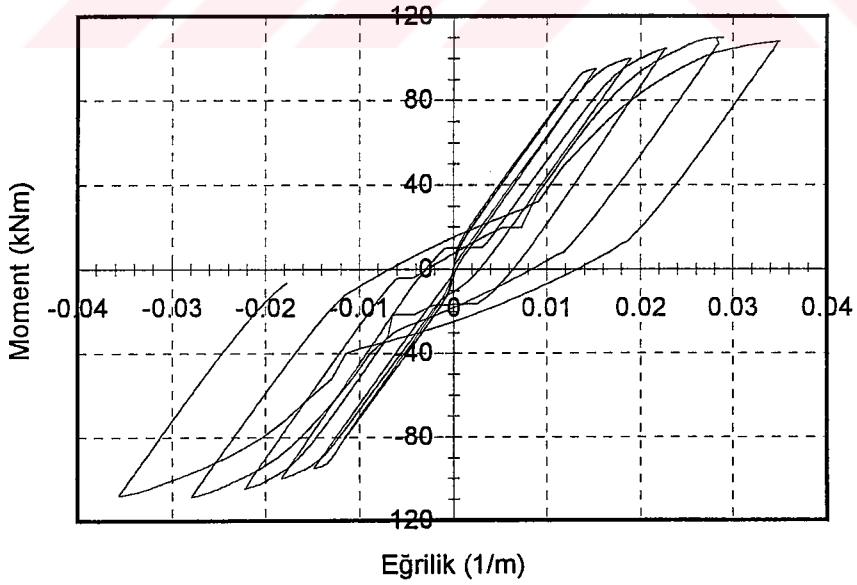
A_s (mm ²)	f_y (MPa)	f_{yh} (MPa)	f'_c (MPa)	ν
1608	504	425	41.7	0.05

Ek E'de sunulan karşılaştırmaların incelenmesi ile görüleceği gibi, kuramsal olarak elde edilen moment-eğrilik ilişkileri, deneysel veriler ile oldukça uyumludur. Özellikle elemana etkiyen eksenel kuvvetin düşük olduğu durumlarda analitik ve deneysel moment-eğrilik ilişkileri arasındaki uyum daha da belirgindir, (Şekil E.19, E20, E23, E24, E25, E26, E27, E28, E37, E38, E39, E40, E45, E46). Eksenel kuvvetin oldukça büyük olduğu numuneler için, deneysel olarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisinin ileri süneklik seviyelerinde görülen dayanım kaybı, analitik moment-eğrilik ilişkisinde görülmemektedir, (Şekil E13, E14, E17, E18, E31, E32, E33, E34, E35, E35, E43, E44, E49, E50). Genel davranış özelliklerini önemli ölçüde etkilememekle birlikte, bu farkın sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme

ilişkisinin düşen kolunun eğiminin oldukça düşük olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 5.17 Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi Numune 4 (8D16-C41.7-N5)



Şekil 5.18 Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi Numune 4 (8D16-C41.7-N5)

5.6 Sonuç ve Yorumlar

Eğilme etkilerine maruz betonarme elemanların deprem karşısındaki davranışının belirlenmesi için, bu elemanların kritik kesitlerindeki moment-eğrilik ilişkilerinin bilinmesi büyük önem taşır. Çalışmanın bu bölümünde lif yaklaşımı kullanılarak sabit eksenel kuvvet ile yön değiştiren tekrarlı eğilme momentine maruz betonarme kesitler için kuramsal moment-eğrilik bağıntıları elde edilmiştir. Bu yöntemin başarısı önemli ölçüde beton ve çelik için kullanılan gerilme-şekildeğiştirme ilişkilerinin gerçekçiliğine bağlıdır. Elde edilen kuramsal sonuçlar iki farklı deneysel çalışmada elde edilen veriler ile karşılaştırılmış ve kuramsal sonuçların deneyler ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Bu çalışmada verilen yöntem kullanılarak, yön değiştiren tekrarlı eğilme momenti ile sabit eksenel kuvvete maruz betonarme elemanlar için moment-eğrilik ilişkileri analitik olarak oldukça gerçekçi şekilde belirlenerek, çeşitli kesit özelliklerinin süneklik, enerji yutma kapasitesi, rijitlik azalması ve çevrim sıkışması gibi önemli davranış karakteristiklerine etkileri incelenebilir.

6. YÖN DEĞİŞTİREN TEKRARLI YÜKLERE MARUZ BETONARME ELEMANLAR İÇİN BİR DAVRANIŞ MODELİ

6.1 Giriş

Günümüze dek betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki yük-yerdeğiştirme, moment-dönme, moment-eğrilik, kesme kuvveti-kayma şekildeğiştirmesi, moment-sıyrılma dönmesi ilişkileri için çeşitli araştırmacılar tarafından farklı karmaşıklık düzeylerinde davranış modelleri önerilmiştir. Saatcioglu (1991), yapı mühendisliği konusunda günümüze dek ulaşılan bilgi seviyesi ile yön değiştiren tekrarlı yükler altında betonarme davranışının tüm yönlerinin yeteri doğrulukla modellenebileceği bağıntılara ulaşılamamış olduğunu bildirmiştir. Bu, betonarmenin yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışının çok değişken olabilen eleman ve yükleme özelliklerine bağlı olmasından kaynaklanmaktadır. Aynı çalışmada depreme dayanıklı yapı tasarımında pek çok belirsizliğin mevcut olduğunu, bu nedenle basit davranış modelleri ile elde edilecek sonuçların yeterli olacağı belirtilmiştir.

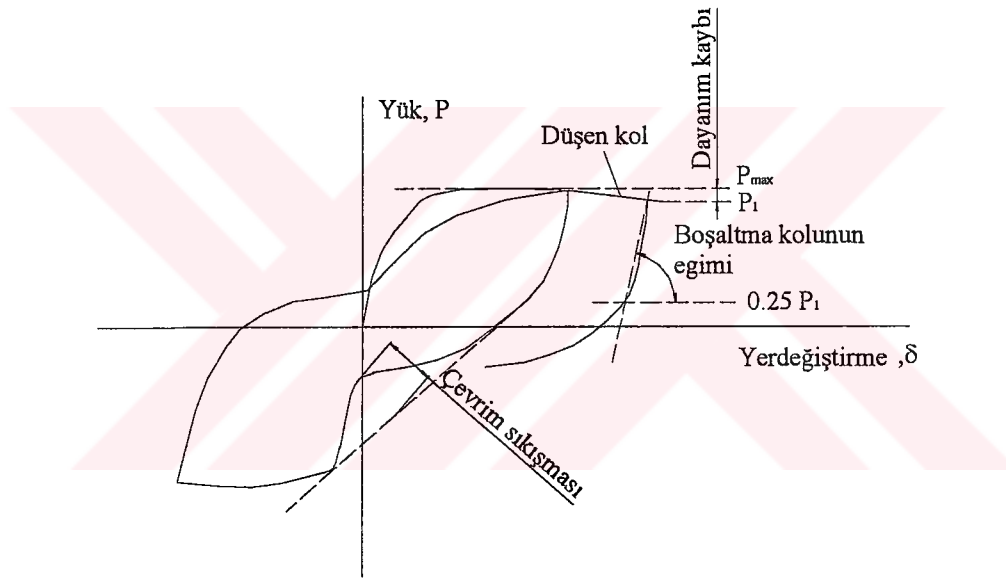
Bu bölümde, elde edilen deneysel sonuçlar ışığında yön değiştiren tekrarlı yükler altında betonarme davranış özellikleri özetlenmiş ve daha önce farklı araştırmacılar tarafından önerilmiş olan davranış modelleri de gözönünde tutularak, elde edilen deneysel sonuçları yansıtan bir model önerilmiştir. Bu model önerilirken deneysel sonuçların iyi temsil edilmesine çalışılmış olmakla birlikte, kolay uygulanabilir olmasına da dikkat edilmiştir. Model Bölüm 4’de sunulan deneysel çalışmada elde edilen verilerden yararlanılarak hazırlandığı için, geçerliliği de, denenen numunelerin özelliklerinin değiştiği aralıklar ile sınırlıdır.

Çalışmanın başlangıcında betonarme elemanların moment-eğrilik ilişkisi için bir model önerilmesi planlanmıştır. Ancak deneyler sırasında eğrilik ölçümlerinin numunenin 200 mm uzunluğundaki orta bölgesinde gerçekleştirilebilmesi, hasarın ise her zaman bu bölgede yoğunlaşmaması nedeni ile, elde edilen moment-eğrilik

ilişkilerinden yararlanılarak gerçekleştirilecek istatistiksel çalışmadan gerçekçi bir sonuç alınamayacağı düşünülmüştür. Bu nedenle genel eleman davranışını temsil ettiği düşünülen yük-yerdeğiştirme verilerinden yararlanılarak, bu ilişki için bir model belirleme çalışması yoluna gidilmiştir.

6.2 Deney Değişkenlerinin Davranışa Etkileri

Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışı yük-yerdeğiştirme eğrisinin üç özelliği tanımlanarak modellenmeye çalışılmıştır. Bunlar en büyük yük sonrası yükleme kolunun eğimi (düşen kolun eğimi), boşaltma kolunun eğimi ve çevrim sıkışmasıdır. Bu özellikler Şekil 6.1’de şematik olarak gösterimiştir.



Şekil 6.1 Modellenen Davranış Özellikleri

6.2.1 Eksenel Kuvvet Seviyesinin Etkileri

Deneysel sonuçlara göre eksenel kuvvetin en büyük etkisi sünekliği azaltması ve bunun sonucunda yük-yerdeğiştirme ilişkisinin düşen kolunun eğiminin negatif yönde önemli artış göstermesi, bir başka deyişle dayanım kaybının daha hızlı gerçekleşmesidir.

Gözlenen ikinci önemli etki ise eksenel kuvvetin artması ile oluşan çevrim sıkışmasının da artmasıdır.

Eksenel kuvvetin bu iki önemli etkisi gerek düşen kolun eğimi, gerekse çevrim sıkışması için önerilen ifadelerde gözönüne alınmıştır.

Elde edilen deneysel sonuçlar eksenel kuvvet seviyesinin yük-yerdeğiştirme eğrisinin boşaltma kollarının eğimleri üzerinde belirgin bir etkisinin bulunmadığını göstermiştir.

6.2.2 Donatı Oranının Etkileri

Bölüm 4’de sunulmuş olan deneysel çalışmada elde edilen veriler boyuna donatı geometrik oranının betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışına yük-yerdeğiştirme ilişkisinin şekli açısından iki önemli etkisi olduğunu göstermiştir.

Geometrik donatı oranı düşük olan numunelerde daha belirgin bir çevrim sıkışması söz konusu olmaktadır.

Herhangi bir yerdeğiştirme süneklik seviyesinde, donatı oranı düşük olan numunelerde yük-yerdeğiştirme eğrisinin boşaltma kolunun eğimi de daha düşüktür.

Geometrik donatı oranının bu etkileri gerek çevrim sıkışmasının gerekse boşaltma kollarının eğimlerinin belirlenmesi için önerilen bağıntılarda gözönüne alınmıştır.

6.2.3 Donatı Türü ve/veya Dayanımının Etkisi

Elde edilen deneysel sonuçlardan yararlanılarak, düz yüzeyli boyuna donatıya sahip numunelerde görülen çevrim sıkışmasının nervürlü boyuna donatıya sahip numunelere göre daha belirgin olduğu sonucuna varılmıştır. Donatı türünün çevrim sıkışmasına olan bu etkisi modelleme sırasında gözönüne alınmıştır.

Boşaltma kollarının başlangıç eğimi nervürlü donatıya sahip numunelerde daha düşüktür, ancak bu etki çok belirgin olmadığı için modelde gözönüne alınmamıştır.

6.2.4 Ulaşılan Süneklik Düzeyinin Etkileri

Ulaşılan yerdeğiştirme süneklik düzeyine bağlı olarak betonarme elemanların dayanım ve rijitlik özellikleri ile boşaltma kolunun eğimi değişmektedir. Betonarme

elemanların yön değıştiren tekrarlı yükler altında davranışını için bu çalışmada önerilen model ile ulaşılan süneklik seviyesinin bu etkileri gözönüne alınmıştır.

6.2.5 Beton Kalitesinin Etkisi

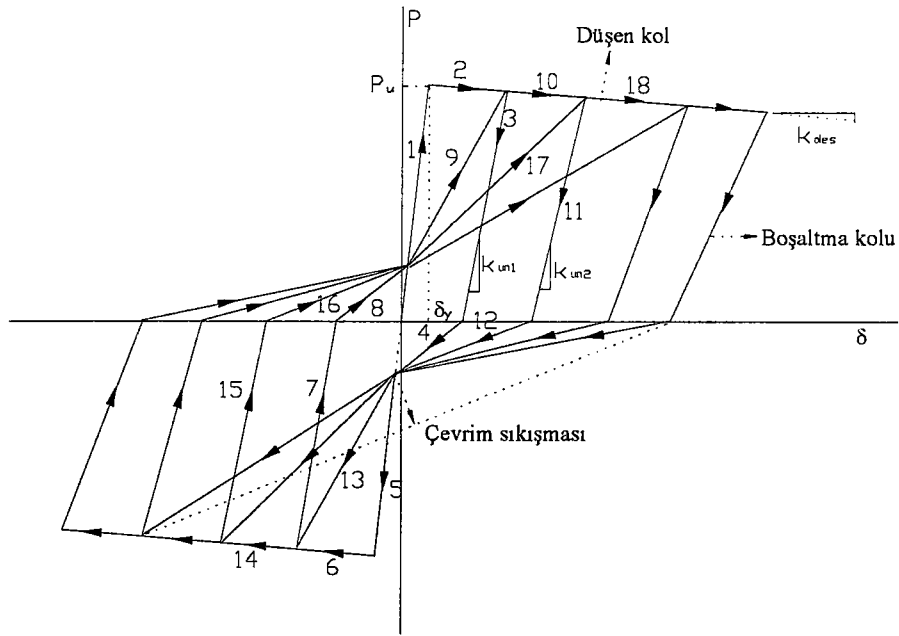
Beton kalitesinin Bölüm 4'de sunulan deneysel çalışmada incelenen aralıkta değışiminin betonarme elemanların yön değıştiren tekrarlı yükler altındaki davranışını önemli oranda etkilemediğı görülmüştür. Bu nedenle modelleme çalışmaları sırasında beton kalitesinin değışiminin davranışa bir etkisi olmadığı kabulü yapılmıştır, (önerilen modelin geçerli olduğu durumlar ve gözönünde tutulması gerekli olan sınırlamalar 6.3.1 paragrafında özetlenmiştir).

6.3 Model

Tekrarlı ve yön değıştiren yüklere maruz betonarme elemanların davranışını (yük-yerdeğıştirme, moment-eğrilik ilişkileri) iskelet eğrisi 2 doğrudan oluşan bir çok doğrulu model ile temsil edilecektir.

Bu modelde betonarme elemanların yön değıştiren tekrarlı yükler altındaki davranışını belirleyebilmek amacı ile üç önemli karakteristik özellik tanımlanmıştır. Bunlar yük-yerdeğıştirme eğrisinin düşen kolunun eğimi, boşaltma kollarının eğimleri ve çevrim sıkışmasının seviyesidir, (Şekil 6.1). Ulaşılan yerdeğıştirme süneklik seviyesinin, elemana etkileyen eksenel kuvvetin düzeyinin ve boyuna donatı geometrik oranının bu davranış özelliklerine olan etkileri yapılan istatistiksel çalışma ile belirlenmiş ve bunlar basit matematiksel bağıntılar ile ifade edilmiştir. Önerilen model Şekil 6.2'de sunulmuştur.

Saiidi (1982) tekrarlı ve yön değıştiren yükler için kullanılan beş ayrı modeli incelediğı çalışmasında, çatlama sonucu oluşan rijitlik değışimini gözönüne alan üç doğrulu modeller ile bu değışimin gözönüne alınmadığı iki doğrulu iskelet eğriye sahip modeller kullanılarak ulaşılan sonuçlar arasında önemli bir fark bulunmadığını belirlemiştir. Bu sonuca dayanarak, bu çalışmada iskelet eğrinin iki doğru ile temsil edilmesi yoluna gidilmiştir. Bu sayede modelin daha basit olması da sağlanmıştır. Saiidi, artan yerdeğıştirme süneklik seviyesi ile yük-yerdeğıştirme eğrisinin yükleme ve boşaltma kollarında görülen eğim azalmasının gözönüne alındığı Takeda



Şekil 6.2 Önerilen Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi

modelinin incelenen diğer modellere göre daha gerçekçi olduğu bildirmiştir. Otani de (Saatcioglu, 1991), çeşitli modeller üzerinde yaptığı karşılaştırmalar sonucunda artan süneklik seviyesi ile oluşan rijitlik azalmasının gözönüne alınmasının önemli olduğunu bildirmiştir. Otani üç doğrulu iskelet eğriye sahip Takeda modelinin sadece yükleme çevrimlerinin akmaya dahi neden olmayacak düzeyde gerçekleştiği durumlarda, iskelet eğrinin iki doğru ile temsil edildiği ve boşaltma kollarında oluşan eğim değişikliğinin gözönüne alınmadığı Clough modeline göre daha iyi sonuç verdiğini, diğer durumlarda sonuçların fazla farklı olmadığını bildirmiştir. Bu çalışmada önerilen modelde de yükleme ve boşaltma kollarının eğimlerinin ulaşılan yerdeğiştirme süneklik seviyesi ile değişimi gözönüne alınmıştır. Ayrıca Bölüm 4’de elde edilen deneysel sonuçlara göre boyuna donatı geometrik oranı da boşaltma kolunun eğimini etkilemektedir. Önerilen model, bugüne dek yaygın kabul görmüş olan modellerde gözönüne alınmayan bu etkiyi de içermektedir.

Daha önce önerilmiş olan iki ve üç doğrulu iskelet eğriye sahip modellerde yük-yerdeğiştirme ilişkisi akma sonrası yatay veya pozitif eğimli bir doğru ile temsil edilmektedir. Bu eğim de boyuna donatının pekleşme özelliklerinden yararlanılarak belirlenmektedir. Oysa Bölüm 4’de sunulan deneysel çalışmada elde edilen sonuçlar, özellikle elemana etkiyen eksenel kuvvetin büyük olması durumunda, dayanım

kaybının oldukça düşük süneklik seviyelerinde başladığını göstermiştir. Bu nedenle, bu çalışmada önerilen modelde, akma sonrası davranış (düşen kolun eğimi) kesite etkiyen eksenel kuvvetin seviyesine bağlı olarak pozitif veya negatif eğimli olabilmektedir. Jirsa ve Feghali (1999), çalışmalarında yük-yerdeğiştirme eğrisinin akma sonrası kolu üzerinde dayanım kaybını düşey bir kol ile tanımlamışlardır. Ancak bu dayanım kaybının mertebesi ve gerçekleştiği snelik seviyeleri konusunda belli bir öneri getirilmemiştir.

Bölüm 4’de sunulan deneysel çalışmada, pek çok araştırmacı tarafından sadece kesme kuvvetine bağlı olarak oluştuğu düşünülen çevrim sıkışmasının, eğilmeye maruz elemanlarda da oluştuğu ve bu çevrim sıkışmasının derecesinin boyuna donatı geometrik oranı ve türü ile kesite etkiyen eksenel kuvvetin seviyesinden etkilendiği belirlenmiştir. Yaygın kabul görmüş ve yıllardır kullanılan modeller eğilme etkilerinden kaynaklanan bu çevrim sıkışmasını gözönüne almamaktadır, (eğilmeye maruz elemanlarda Bölüm 4’de deneysel olarak gözlemlenen çevrim sıkışması, Bölüm 5’de gerçekleştirilen kuramsal kesit çözümlemesinde de elde edilmiştir).

6.3.1 Model İle İlgili Sınırlamalar

Bu çalışmada betonarme elemanların yn değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışında etkisi olan çok sayıda değişkenden bir kısmının sınırlı aralıklarda değişimi gözönüne alınmıştır. Bu nedenle, gözönüne alınan değişkenlerin bu aralıkların dışında olduğu durumlarda, modelin verdiği sonuçlar deneysel veya kuramsal yöntemlerle kontrol edildikten ve gerekiyorsa modelin bu durumlarda daha iyi sonuç vermesi sağlanacak şekilde geliştirilmesinden sonra kullanılmalıdır. Modelin daha genel amaçlı olarak kullanılabilmesi için farklı değişkenlerin daha geniş aralıklarda değişiminin incelendiği deneysel çalışmalara ihtiyaç bulunmaktadır. Model 27 numuneden elde edilen verilerden yararlanarak yapılan istatistiksel çalışma sonuçlarına dayanmaktadır. Numunelerde boyuna donatı geometrik oranı 0.01-0.03 arasında değişmektedir. Uygulanan eksenel kuvvet numunelerin eksenel yük taşıma kapasitesinin 0.05-0.30’u arasındadır. 9 numunede boyuna donatı olarak düz yüzeyli, 18 numunede ise nervürlü elik kullanılmıştır. Beton basıncı dayanımı 20-30 MPa arasında değişmektedir.

Özellikle düşen kolun eğimi üzerinde büyük etkisi olan sargı donatısı hacimsel oranı, enine donatı aralığı ve düzeninin değişimi bu çalışma kapsamında gözönüne alınamamıştır. Bu çalışmada denenen tüm numunelerde sargı donatısı hacimsel oranı 0.02'dir. Bu oranın önemli değişim göstermesi durumunda bu çalışmada önerilen model kullanılarak belirlenen yük-yerdeğiştirme eğrisinin düşen kolunun eğimi büyük oranda değişebilecektir. Bu nedenle yük-yerdeğiştirme ilişkisinin düşen kolu için verilen bağıntının bu oran civarında sargı donatısına sahip elemanlar için geçerli olacağı unutulmamalıdır.

Kesme kuvveti ve sıyrılma etkilerinin önemli olduğu elemanlarda bu çalışmada verilen modelin kullanılması elde edilecek sonuçların fazla gerçekçi olmamasına neden olabilir. Çünkü bu modelde kullanılan bağıntılar kesme kuvveti ve sıyrılma etkilerinin önemli boyutta olmadığı numuneler üzerinde gerçekleştirilen deney sonuçlarına dayanmaktadır.

6.3.2 Boşaltma Kolunun Eğimi

Pek çok çalışmada boşaltma kolunun eğiminin yük-yerdeğiştirme ilişkisinin başlangıç eğimine eşit olduğu kabulü yapılmıştır, (Elasto-plastik model, Pekleşmeli Elasto-plastik model, Clough modeli, 1966, Riddell ve Newmark modeli, 1979, (Saatcioglu, 1991)). Saiidi (1982), çalışmasında betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışı için bir model önermiş ve boşaltma kolunun eğimi için Takeda (1970) tarafından önerilen (6.1) bağıntısını, (6.2) şeklinde kullanmıştır.

$$k_{un} = k_{yt} \left(\frac{\delta_y}{\delta} \right)^{0.4} \quad (6.1)$$

$$k_{un} = k_{el} \left(\frac{\delta_y}{\delta} \right)^{0.5} \quad (6.2)$$

Bu bağıntılarda k_{un} boşaltma kolunun eğimi, k_{yt} yük-yerdeğiştirme ilişkisinde bir yönde çatlamaya, diğer yönde akmaya karşı gelen noktaların birleştirilmesi ile elde edilen doğrunun eğimi, k_{el} iki doğrulu modelde elastik yükleme kolunun eğimi, δ boşaltmanın başladığı yerdeki yerdeğiştirme seviyesi, δ_y ise akma yerdeki yerdeğiştirmesidir.

Stone ve Taylor (1992) ise, farklı araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmaların sonuçlarından yararlanarak yaptıkları çok değişkenli regresyon analizi sonrasında boşaltma kolunun eğimindeki azalma için bir parametre (α) tanımlamışlardır. α parametresi beton basınç dayanımı, boyuna donatı oranı, brüt beton kesit alanının sarılmış beton kesit alanına oranı, eksenel kuvvetin seviyesi, boyuna donatı akma dayanımının enine donatı akma dayanımına oranı, enine donatı çapının enine donatı aralığına oranı, enine donatı aralığının betonarme elemanın çap veya genişliğine oranı gibi çok sayıda değişkene bağlı olan oldukça karmaşık bir bağıntı ile tanımlanmıştır.

Bu çalışmada ise boşaltma kolunun eğimi üzerinde etkisi olabilecek çok sayıda değişkenin gözönüne alınması yerine, en etkili olduğu düşünülen değişkenler için Bölüm 4’de elde edilen deneysel verilerden yararlanarak bir regresyon analizi gerçekleştirilmiştir. Boşaltma kolunun eğiminin, bu çalışmada incelenen değişkenler arasında, en fazla boşaltmanın yapıldığı yerdeğiştirme süneklik seviyesi ve boyuna donatı geometrik oranından etkilendiği görülmüştür. Bu nedenle istatistiksel analizin başlangıcında boşaltma kolunun eğimi (k_{un}) (6.3) bağıntısı ile tanımlanmıştır.

$$k_{un} = a_{(\rho)} \left(\frac{\delta}{\delta_y} \right) + b_{(\rho)} \quad (6.3)$$

Bu bağıntıda $a_{(\rho)}$ ve $b_{(\rho)}$ regresyon analizi sonucunda belirlenecek katsayılar, ρ boyuna donatı geometrik oranı, δ boşaltmanın yapıldığı yerdeğiştirme, δ_y ise kuramsal olarak belirlenmesi gereken akma yerdeğiştirmesidir. 17 numune için yük boşaltması yapılan süneklik seviyeleri ile bu seviyelerde boşaltma kollarının eğimi arasında en küçük kareler yöntemi ile (6.3) bağıntısı formunda birer doğrusal bağıntı elde edilmiş ve aynı boyuna donatı geometrik oranına sahip numuneler için ortalama $a_{(\rho)}$ ve $b_{(\rho)}$ katsayıları belirlenmiştir. Boşaltma kolunun eğimi için kullanılan deneysel değerler, boşaltmanın başladığı nokta ile, boşaltma kolu üzerinde boşaltmanın başladığı yükün %25’ine düştüğü noktayı birbirine bağlayan doğrunun eğimi olarak belirlenmiştir. Boyuna donatı geometrik oranının değişimine göre $a_{(\rho)}$ ve $b_{(\rho)}$ için elde edilen ortalama değerler Tablo 6.1’de verilmiştir.

Tablo 6.1 $a_{(\rho)}$ ve $b_{(\rho)}$ için Belirlenen Ortalama Değerler

ρ	$a_{(\rho)}$	$b_{(\rho)}$
0.0113	-0.55	9.31
0.0170	-0.80	11.78
0.0283	-1.33	14.88

Tablo 6.1'den de görülebileceği gibi boyuna donatı geometrik oranı arttıkça $a_{(\rho)}$ katsayısı azalmakta, $b_{(\rho)}$ katsayısı ise artmaktadır. $a_{(\rho)}$ ve $b_{(\rho)}$ katsayıları ile ρ donatı oranı arasında yapılan regresyon analizi sonucunda ise (6.4) ve (6.5) bağıntılarına ulaşılmıştır.

$$a_{(\rho)} = -46.03\rho - 0.025 \quad (6.4)$$

$$b_{(\rho)} = 320.14\rho + 5.95 \quad (6.5)$$

Bu ifadeler (6.3) bağıntısında yerine konulduğunda boşaltma kolunun eğimi için (6.6) bağıntısına ulaşılır.

$$k_{un} = (-46.03\rho - 0.025)\frac{\delta}{\delta_y} + 320.14\rho + 5.95 \quad (6.6)$$

Boşaltma kolunun eğimi için önerilen bağıntının farklı durumlar için geçerliliğini koruyabilmesi için boyutsuz bir bağıntı ile ifade edilmesi uygundur. Bu amaçla boşaltma kolunun eğimi (k_{un}) ile boşaltma kolunun eğimi/akma yerdeğiştirmesi seviyesindeki sekant rijitliği (k_{un}/k_y) değerleri arasında bir regresyon analizi yapılmış ve bunun sonucunda (6.7) bağıntısına ulaşılmıştır. k_y (6.8) bağıntısı ile tanımlanmıştır.

$$\frac{k_{un}}{k_y} = 0.0452k_{un} + 0.685 \quad (6.7)$$

$$k_y = \frac{P_y}{\delta_y} \quad (6.8)$$

δ_y akma yerdeğiştirmesi, P_y ise karşı gelen yükür. Akma yerdeğiştirmesi herhangi bir boyuna donatıda akmanın ilk kez gerçekleştiği anda ölçülmüş olan

yerdeğiştirmedir. (6.6) ve (6.7) bağıntılarından yararlanılarak yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanların yük-yerdeğiştirme ilişkisinde boşaltma kolunun eğimi için (6.9) bağıntısına ulaşılmıştır.

$$\frac{k_{un}}{k_y} = 0.0452 \left[(-46.03\rho - 0.025) \frac{\delta}{\delta_y} + 320.14\rho + 5.95 \right] + 0.685 \quad (6.9)$$

Tablo 6.2’de 27 numune için farklı süneklik seviyelerinde deneysel olarak belirlenen boşaltma kol eğimleri [0], (6.9) bağıntısı kullanılarak belirlenen eğimler [1] ile Saiidi tarafından önerilen (6.2) bağıntısı [2] ve Takeda tarafından önerilen (6.1) bağıntısı [3] kullanılarak belirlenen eğimler sunulmuştur. Aynı tabloda deneysel olarak elde edilen boşaltma kol eğimlerinin, üç farklı analitik bağıntı ile elde edilen eğimlere oranları da verilmiştir. Bu tablodan da görüleceği gibi deneysel sonuçlara en yakın sonuçlar bu çalışmada önerilen (6.9) bağıntısı ile elde edilmektedir. Takeda tarafından önerilen (6.1) bağıntısı da deneysel veriler ile oldukça uyumlu sonuçlar verirken, Saiidi tarafından önerilen (6.2) bağıntısı deneysel sonuçlardan oldukça farklı sonuçlar vermektedir. Verilen deneysel boşaltma kol eğimleri [0], Şekil 6.1’de gösterildiği gibi belirlenmiştir.

Tablo 6.2’de sunulan analitik boşaltma kol eğimleri belirlenirken hiç bir veri eleman deney sonuçlarından alınmamıştır. Bu çalışmada boşaltma kollarının eğimlerinin belirlenmesi için önerilen (6.9) bağıntısındaki k_y ve Saiidi tarafından boşaltma kolu eğimi için önerilen ifadede yer alan k_{el} , kuramsal olarak hesaplanan P_u ve δ_y kullanılarak belirlenmiştir, Bağıntı (6.10).

$$k_y = k_{el} = k_{cr} = \frac{P_u}{\delta_y} \quad (6.10)$$

Bağıntı (6.10)’da k_{cr} çatlamış kesit rijitliğidir. P_u kuramsal taşıma gücü belirlenirken donatı için elasto-plastik gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi kullanılmış, beton basınç bölgesi için ise dikdörtgen basınç bloğu kabulü yapılmıştır, (taşıma gücü Bölüm 5’de sunulan yöntem ile, sargı donatısının ve pekleşmenin etkileri de hesaba katılarak daha gerçekçi olarak belirlenebilir, ancak modelin basitçe kullanılabilir bir model olmasının sağlanması amacı ile bu yol izlenmemiştir). δ_y ise, P_u yüküne maruz elemanda, çatlamış kesit eylemsizlik momenti ve TS 500 (1981) tarafından beton

Tablo 6.2 Boşaltma Kolu Eğimleri–Deneysel ve Analitik Sonuçların Karşılaştırması

No	ρ	k_o	k_y Deney	k_{cr} Teorik	k_{yt}	δ (mm)	δ_y (teorik) $I_{on} E_{(TS00)}$	δ/δ_y	Deney	İlki	Salidi	Takeda	[0]/[1]	[0]/[2]	[0]/[3]
1	0.0113	14.45	6.55	9.41	11.01	8.90	6.00	1.48	11.45	10.17	7.73	9.40	1.13	1.85	1.22
	0.0113	14.45	6.55	9.41	11.01	18.18	6.00	3.03	9.10	9.81	5.41	7.07	0.93	2.10	1.29
	0.0113	14.45	6.55	9.41	11.01	27.30	6.00	4.55	8.41	9.46	4.41	6.01	0.89	2.37	1.40
	0.0113	14.45	6.55	9.41	11.01	36.34	6.00	6.06	7.91	9.11	3.82	5.36	0.87	2.58	1.48
2	0.0170	16.66	8.60	9.39	10.61	9.04	8.00	1.13	12.17	10.88	8.83	10.10	1.12	1.64	1.20
	0.0170	16.66	8.60	9.39	10.61	18.22	8.00	2.28	12.01	10.49	6.22	7.63	1.15	2.30	1.57
	0.0170	16.66	8.60	9.39	10.61	27.84	8.00	3.48	9.59	10.07	5.03	6.44	0.95	2.27	1.49
	0.0170	16.66	8.60	9.39	10.61	36.74	8.00	4.59	8.74	9.69	4.38	5.77	0.90	2.38	1.52
3	0.0283	19.85	10.72	9.46	10.22	9.46	11.80	0.80	15.64	12.44	10.57	11.16	1.26	1.46	1.40
	0.0283	19.85	10.72	9.46	10.22	18.66	11.80	1.58	15.78	12.00	7.52	8.51	1.31	2.06	1.85
	0.0283	19.85	10.72	9.46	10.22	28.42	11.80	2.41	13.16	11.53	6.10	7.19	1.14	2.12	1.83
	0.0283	19.85	10.72	9.46	10.22	37.92	11.80	3.21	12.49	11.07	5.28	6.41	1.13	2.33	1.95
4	0.0113	17.85	7.81	8.94	10.12	10.42	6.80	1.53	8.87	9.65	7.22	8.53	0.92	1.50	1.04
	0.0113	17.85	7.81	8.94	10.12	20.46	6.80	3.01	9.13	9.33	5.15	6.51	0.98	2.16	1.40
	0.0113	17.85	7.81	8.94	10.12	30.88	6.80	4.54	7.93	8.99	4.20	5.52	0.88	2.30	1.44
	0.0113	17.85	7.81	8.94	10.12	41.84	6.80	6.15	5.76	8.63	3.60	4.89	0.67	1.95	1.18
5	0.0170	19.09	8.02	9.00	9.89	13.04	8.80	1.48	10.89	10.31	7.39	8.45	1.06	1.89	1.29
	0.0170	19.09	8.02	9.00	9.89	26.70	8.80	3.03	9.49	9.80	5.17	6.34	0.97	2.35	1.50
	0.0170	19.09	8.02	9.00	9.89	40.36	8.80	4.59	7.93	9.29	4.20	5.38	0.85	2.42	1.47
	0.0170	19.09	8.02	9.00	9.89	53.86	8.80	6.12	7.08	8.79	3.64	4.79	0.81	2.49	1.48
7	0.0113	18.97	7.72	8.90	10.02	7.40	8.60	0.86	9.15	9.76	9.59	10.64	0.94	1.22	0.86
	0.0113	18.97	7.72	8.90	10.02	14.62	8.60	1.70	6.76	9.57	6.83	8.10	0.71	1.27	0.83
	0.0113	18.97	7.72	8.90	10.02	18.50	8.60	2.15	5.95	9.47	6.07	7.38	0.63	1.26	0.81
	0.0113	18.97	7.72	8.90	10.02	25.88	8.60	3.01	5.86	9.29	5.13	6.45	0.63	1.46	0.91
	0.0113	18.97	7.72	8.90	10.02	36.86	8.60	4.29	4.73	9.01	4.30	5.60	0.53	1.41	0.84
8	0.017	21.15	7.93	9.10	9.87	7.56	10.40	0.73	10.06	10.68	10.67	11.21	0.94	1.29	0.90
	0.017	21.15	7.93	9.10	9.87	11.40	10.40	1.10	8.53	10.56	8.69	9.51	0.81	1.34	0.90
	0.017	21.15	7.93	9.10	9.87	15.26	10.40	1.47	7.87	10.43	7.51	8.47	0.75	1.43	0.93
	0.017	21.15	7.93	9.10	9.87	18.70	10.40	1.80	7.79	10.32	6.79	7.81	0.75	1.57	1.00
	0.017	21.15	7.93	9.10	9.87	22.66	10.40	2.18	7.26	10.20	6.16	7.23	0.71	1.61	1.00
	0.017	21.15	7.93	9.10	9.87	26.54	10.40	2.55	6.84	10.07	5.70	6.79	0.68	1.64	1.01
	0.017	21.15	7.93	9.10	9.87	34.02	10.40	3.27	6.57	9.83	5.03	6.14	0.67	1.78	1.07
9	0.0283	22.74	12.18	9.11	9.62	8.14	15.80	0.52	12.87	12.14	12.69	12.54	1.06	1.06	1.03
	0.0283	22.74	12.18	9.11	9.62	17.48	15.80	1.11	11.94	11.82	8.66	9.24	1.01	1.36	1.29
	0.0283	22.74	12.18	9.11	9.62	26.32	15.80	1.67	10.25	11.51	7.06	7.84	0.89	1.45	1.31
	0.0283	22.74	12.18	9.11	9.62	30.68	15.80	1.94	9.21	11.36	6.54	7.38	0.81	1.39	1.25
	0.0283	22.74	12.18	9.11	9.62	35.14	15.80	2.22	8.68	11.21	6.11	6.99	0.77	1.41	1.24
10	0.0113	15.50	6.67	9.37	10.71	9.90	7.40	1.34	8.39	10.16	8.10	9.53	0.83	1.42	0.88
	0.0113	15.50	6.67	9.37	10.71	19.96	7.40	2.70	8.27	9.85	5.71	7.20	0.84	1.98	1.15
	0.0113	15.50	6.67	9.37	10.71	30.16	7.40	4.08	7.82	9.53	4.64	6.11	0.82	2.31	1.28
	0.0113	15.50	6.67	9.37	10.71	40.22	7.40	5.44	7.48	9.22	4.02	5.44	0.81	2.55	1.37
11	0.0170	16.97	8.80	9.42	10.37	11.48	10.00	1.15	10.90	10.91	8.79	9.81	1.00	1.44	1.11
	0.0170	16.97	8.80	9.42	10.37	22.84	10.00	2.28	10.48	10.52	6.23	7.45	1.00	1.96	1.41
	0.0170	16.97	8.80	9.42	10.37	34.42	10.00	3.44	9.12	10.12	5.08	6.32	0.90	2.09	1.44
	0.0170	16.97	8.80	9.42	10.37	46.12	10.00	4.61	8.74	9.72	4.39	5.63	0.90	2.32	1.55
12	0.0283	19.79	10.74	9.38	10.05	12.78	15.20	0.84	14.21	12.32	10.23	10.77	1.15	1.44	1.32
	0.0283	19.79	10.74	9.38	10.05	25.50	15.20	1.68	12.90	11.84	7.24	8.17	1.09	1.84	1.58
	0.0283	19.79	10.74	9.38	10.05	38.34	15.20	2.52	11.55	11.37	5.91	6.94	1.02	2.02	1.66
	0.0283	19.79	10.74	9.38	10.05	51.02	15.20	3.36	10.89	10.90	5.12	6.19	1.00	2.20	1.76

Tablo 6.2. (Devam)

13	0.0113	19.48	7.49	9.46	10.56	11.76	8.40	1.40	8.38	10.24	8.00	9.23	0.82	1.36	0.91
	0.0113	19.48	7.49	9.46	10.56	23.50	8.40	2.80	7.57	9.92	5.66	7.00	0.76	1.74	1.08
	0.0113	19.48	7.49	9.46	10.56	35.36	8.40	4.21	7.01	9.59	4.61	5.94	0.73	1.97	1.18
	0.0113	19.48	7.49	9.46	10.56	47.16	8.40	5.61	6.70	9.26	3.99	5.30	0.72	2.18	1.27
14	0.0170	20.67	8.85	9.44	10.29	11.52	11.00	1.05	10.65	10.97	9.22	10.10	0.97	1.31	1.05
	0.0170	20.67	8.85	9.44	10.29	22.94	11.00	2.09	9.54	10.61	6.54	7.67	0.90	1.66	1.24
	0.0170	20.67	8.85	9.44	10.29	34.24	11.00	3.11	9.05	10.25	5.35	6.53	0.88	1.92	1.39
	0.0170	20.67	8.85	9.44	10.29	45.88	11.00	4.17	8.30	9.89	4.62	5.81	0.84	2.04	1.43
16	0.0113	18.61	8.62	9.18	9.95	8.48	11.00	0.77	10.00	10.08	10.46	11.04	0.99	1.19	0.91
	0.0113	18.61	8.62	9.18	9.95	12.92	11.00	1.17	8.21	9.99	8.47	9.33	0.82	1.21	0.88
	0.0113	18.61	8.62	9.18	9.95	17.10	11.00	1.55	7.07	9.91	7.36	8.34	0.71	1.19	0.85
	0.0113	18.61	8.62	9.18	9.95	21.38	11.00	1.94	6.54	9.82	6.58	7.63	0.67	1.24	0.86
	0.0113	18.61	8.62	9.18	9.95	30.08	11.00	2.73	5.97	9.64	5.55	6.65	0.62	1.34	0.90
17	0.0170	24.10	9.17	9.12	9.81	11.12	13.60	0.82	10.78	10.67	10.09	10.63	1.01	1.19	1.01
	0.0170	24.10	9.17	9.12	9.81	16.44	13.60	1.21	9.76	10.54	8.29	9.09	0.93	1.31	1.07
	0.0170	24.10	9.17	9.12	9.81	22.14	13.60	1.63	8.65	10.40	7.15	8.07	0.83	1.35	1.07
	0.0170	24.10	9.17	9.12	9.81	27.88	13.60	2.05	7.87	10.26	6.37	7.36	0.77	1.38	1.07
18	0.0283	17.10	9.28	9.13	9.63	15.58	18.60	0.84	12.31	11.99	9.98	10.34	1.03	1.35	1.19
	0.0283	17.10	9.28	9.13	9.63	23.34	18.60	1.25	11.22	11.76	8.15	8.79	0.95	1.51	1.28
	0.0283	17.10	9.28	9.13	9.63	31.12	18.60	1.67	11.06	11.53	7.06	7.84	0.96	1.72	1.41
19	0.0113	15.23	6.62	9.85	11.18	12.24	7.40	1.65	8.20	10.61	7.66	9.14	0.77	1.54	0.90
	0.0113	15.23	6.62	9.85	11.18	16.36	7.40	2.21	8.00	10.47	6.62	8.14	0.76	1.74	0.98
	0.0113	15.23	6.62	9.85	11.18	20.48	7.40	2.77	7.66	10.34	5.92	7.44	0.74	1.86	1.03
	0.0113	15.23	6.62	9.85	11.18	24.64	7.40	3.33	7.47	10.20	5.40	6.91	0.73	1.99	1.08
	0.0113	15.23	6.62	9.85	11.18	32.78	7.40	4.43	6.99	9.93	4.68	6.16	0.70	2.15	1.13
	0.0113	15.23	6.62	9.85	11.18	36.88	7.40	4.98	6.92	9.80	4.41	5.88	0.71	2.26	1.18
	0.0113	15.23	6.62	9.85	11.18	40.92	7.40	5.53	6.87	9.66	4.19	5.64	0.71	2.36	1.22
	0.0113	15.23	6.62	9.85	11.18	45.02	7.40	6.08	6.76	9.53	3.99	5.43	0.71	2.44	1.25
20	0.0113	17.40	7.41	9.85	11.19	8.12	7.40	1.10	9.69	10.74	9.40	10.78	0.90	1.33	0.90
	0.0113	17.40	7.41	9.85	11.19	12.20	7.40	1.65	9.01	10.61	7.67	9.16	0.85	1.52	0.98
	0.0113	17.40	7.41	9.85	11.19	24.18	7.40	3.27	8.70	10.21	5.45	6.97	0.85	2.06	1.25
	0.0113	17.40	7.41	9.85	11.19	32.34	7.40	4.37	8.29	9.95	4.71	6.20	0.83	2.27	1.34
	0.0113	17.40	7.41	9.85	11.19	40.46	7.40	5.47	7.84	9.68	4.21	5.67	0.81	2.40	1.38
21	0.0113	17.06	6.39	9.85	11.21	9.68	7.40	1.31	8.63	10.69	8.61	10.07	0.81	1.37	0.86
	0.0113	17.06	6.39	9.85	11.21	24.22	7.40	3.27	7.52	10.21	5.44	6.98	0.74	1.88	1.08
	0.0113	17.06	6.39	9.85	11.21	34.04	7.40	4.60	6.99	9.89	4.59	6.09	0.71	2.07	1.15
	0.0113	17.06	6.39	9.85	11.21	43.66	7.40	5.90	6.82	9.57	4.06	5.51	0.71	2.29	1.24
	0.0113	17.06	6.39	9.85	11.21	49.06	7.40	6.63	6.58	9.40	3.83	5.26	0.70	2.34	1.25
22	0.0170	16.00	8.20	9.80	10.86	7.40	10.00	0.74	11.61	11.49	11.39	12.25	1.01	1.26	0.95
	0.0170	16.00	8.20	9.80	10.86	18.32	10.00	1.83	9.98	11.10	7.24	8.52	0.90	1.70	1.17
	0.0170	16.00	8.20	9.80	10.86	25.76	10.00	2.58	9.00	10.84	6.11	7.44	0.83	1.82	1.21
	0.0170	16.00	8.20	9.80	10.86	33.12	10.00	3.31	8.73	10.57	5.38	6.73	0.83	2.00	1.30
	0.0170	16.00	8.20	9.80	10.86	40.50	10.00	4.05	8.40	10.31	4.87	6.21	0.81	2.13	1.35
23	0.0170	17.36	8.17	9.81	10.78	8.62	11.20	0.77	11.45	11.50	11.18	11.97	1.00	1.30	0.96
	0.0170	17.36	8.17	9.81	10.78	12.86	11.20	1.15	9.67	11.36	9.15	10.20	0.85	1.34	0.95
	0.0170	17.36	8.17	9.81	10.78	17.08	11.20	1.53	9.42	11.23	7.94	9.11	0.84	1.50	1.03
	0.0170	17.36	8.17	9.81	10.78	25.78	11.20	2.30	8.59	10.95	6.47	7.72	0.78	1.69	1.11
	0.0170	17.36	8.17	9.81	10.78	43.12	11.20	3.85	7.97	10.39	5.00	6.29	0.77	2.02	1.27
24	0.0170	24.06	9.32	9.91	10.65	8.54	13.20	0.65	13.61	11.66	12.32	12.68	1.17	1.30	1.07
	0.0170	24.06	9.32	9.91	10.65	10.80	13.20	0.82	11.84	11.60	10.96	11.54	1.02	1.27	1.03
	0.0170	24.06	9.32	9.91	10.65	16.12	13.20	1.22	10.23	11.45	8.97	9.83	0.89	1.34	1.04
	0.0170	24.06	9.32	9.91	10.65	27.72	13.20	2.10	7.58	11.13	6.84	7.92	0.68	1.30	0.96

Tablo 6.2 (Devam)

25	0.0283	19.12	10.16	9.91	10.56	10.68	14.80	0.72	14.14	13.08	11.67	12.03	1.08	1.33	1.18
	0.0283	19.12	10.16	9.91	10.56	15.94	14.80	1.08	13.52	12.87	9.55	10.25	1.05	1.56	1.32
	0.0283	19.12	10.16	9.91	10.56	26.82	14.80	1.81	11.95	12.43	7.36	8.33	0.96	1.79	1.44
	0.0283	19.12	10.16	9.91	10.56	37.24	14.80	2.52	11.20	12.02	6.25	7.30	0.93	1.97	1.53
	0.0283	19.12	10.16	9.91	10.56	42.84	14.80	2.89	10.75	11.79	5.82	6.90	0.91	2.03	1.56
	0.0283	19.12	10.16	9.91	10.56	48.14	14.80	3.25	10.64	11.58	5.49	6.59	0.92	2.13	1.62
26	0.0283	20.90	10.15	9.86	10.53	11.46	16.00	0.72	14.02	13.02	11.65	12.03	1.08	1.31	1.17
	0.0283	20.90	10.15	9.86	10.53	17.16	16.00	1.07	13.18	12.81	9.52	10.24	1.03	1.50	1.29
	0.0283	20.90	10.15	9.86	10.53	22.84	16.00	1.43	12.39	12.60	8.25	9.13	0.98	1.63	1.36
	0.0283	20.90	10.15	9.86	10.53	34.36	16.00	2.15	11.80	12.17	6.73	7.76	0.97	1.90	1.52
	0.0283	20.90	10.15	9.86	10.53	39.94	16.00	2.50	11.61	11.97	6.24	7.30	0.97	2.02	1.59
	0.0283	20.90	10.15	9.86	10.53	45.90	16.00	2.87	10.85	11.75	5.82	6.91	0.92	2.02	1.57
27	0.0283	20.90	10.15	9.86	10.53	51.64	16.00	3.23	10.27	11.53	5.49	6.59	0.89	2.03	1.56
	0.0283	21.32	10.54	9.86	10.47	13.60	18.00	0.76	13.67	13.00	11.34	11.71	1.05	1.31	1.17
	0.0283	21.32	10.54	9.86	10.47	20.40	18.00	1.13	12.60	12.77	9.26	9.96	0.99	1.47	1.27
	0.0283	21.32	10.54	9.86	10.47	27.12	18.00	1.51	12.13	12.55	8.03	8.89	0.97	1.64	1.36
	0.0283	21.32	10.54	9.86	10.47	34.00	18.00	1.89	9.92	12.33	7.17	8.12	0.80	1.50	1.22
													Ort :	0.88	1.76
												St.Sap. :	0.15	0.40	0.25

basınç dayanımına bağlı olarak elastisite modülünün (E) belirlenmesi için önerilen (6.11) bağıntısı kullanılarak belirlenmiştir. Çatlamış kesit eylemsizlik momenti (I_{cr}) ACI 318-89 (1992) tarafından, daha detaylı hesap yapılmadıkça, kullanılması önerilen (6.12) bağıntısı ile elde edilmiştir.

$$E = 3250\sqrt{f'_c} + 14000 \quad (\text{MPa}) \quad (6.11)$$

$$(EI)_{cr} = 0.5(EI)_g \quad (6.12)$$

Bu bağıntılarda, f'_c ortalama silindir beton basınç dayanımını, I_g brüt kesit eylemsizlik momentini göstermektedir.

Takeda tarafından yük-yerdeğiştirme ilişkisinin boşaltma kollarının eğimi için önerilen ifadede bulunan k_{yt} belirlenirken çatlama momenti için TS 500 (1981) tarafından verilen (6.13) bağıntısı kullanılmış, çatlamadan sonra ise, kesit eylemsizlik momenti için (6.12), beton elastisite modülü için (6.11) bağıntısından yararlanılmıştır.

$$M_{cr} = 1.3f_{ctk} \frac{I_g}{y} \quad (6.13)$$

(6.13) bağıntısında f_{ctk} betonun karakteristik çekme dayanımı, y ise kesitin ağırlık merkezini göstermektedir.

6.3.3 Düşen Kolun Eğimi

Yük-yerdeğiştirme eğrisinin akma sonrası kolu (düşen kol) yaygın olarak kullanılan modellerde yatay ya da boyuna donatının pekleşme özelliklerine bağlı olarak pozitif eğimli olacak şekilde modellenmektedir. Yük-yerdeğiştirme eğrisinin düşen kolu başta sargı donatı özellikleri ve eksenel kuvvetin seviyesi olmak üzere çeşitli değişkenlerden etkilenmektedir. Stone ve Taylor (1992), çalışmalarında düşen kolu tanımlayabilmek amacı ile farklı araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmaların sonuçlarından yararlanarak yaptıkları istatistiksel analiz sonucunda dayanım kaybı için, boyuna donatı geometrik oranı, enine donatı hacimsel oranı, sarılı enkesit alanının brüt enkesit alana oranı, beton basınç dayanımı, eleman boyunun çapına oranı, enine donatı akma dayanımı ve enine donatı aralığının eleman çapına oranının fonksiyonu olan oldukça karmaşık bir bağıntı önermişlerdir.

Bu çalışmada ise mümkün olduğunca basit ve gerçekçi bir model elde edebilmek amacı ile yük-yerdeğiştirme eğrisinin düşen kolunun eğimi üzerinde etkisi olabilecek çok sayıda değişkenin gözönüne alınması yerine, en etkili olduğu düşünülen değişkenler için Bölüm 4’de elde edilen deneysel verilerden yararlanarak bir regresyon analizi gerçekleştirilmiş ve dayanım kaybı sadece ulaşılan süneklik seviyesi ile elemana etkiyen eksenel kuvvetin seviyesine bağlı olarak modellenmiştir. Sargı donatısı özellikleri de yük-yerdeğiştirme ilişkisinin bu kolu üzerinde oldukça etkilidir. Ancak bu çalışmanın dördüncü bölümünde sunulan deneysel çalışmada denenen tüm numuneler aynı sargı donatısı özelliklerine sahiptir. Bu nedenle sargı donatısı özelliklerinin düşen kol üzerindeki etkilerini deneysel olarak belirlemek mümkün olmamıştır. Ancak bu numunelerin tümü, betonarme elemanların kritik bölgelerinde oldukça yaygın olarak kullanılan sargı donatısı özelliklerine sahiptir. Enine donatı 100 mm aralıklı 10 mm çapında düz donatıdan oluşmaktadır. Enine donatı hacimsel oranı ise 0.02’dir. Bugüne dek önerilip kabul görmüş olan modellerde ne sargı donatısının, ne de eksenel kuvvet seviyesinin etkilerinin gözönüne alınmadıkları hatırlanırsa, yaygın olarak kullanılan sargı donatısı özellikleri için, eksenel kuvvet ve ulaşılan süneklik seviyelerini gözönüne alan bu modelin, pek çok durumda, yük-yerdeğiştirme eğrisinin düşen kolunu mevcut modellere göre daha gerçekçi olarak belirleyeceği düşünülebilir.

Düşen kolun eğiminin belirlenmesi amacı ile Bölüm 4’de sunulan deneysel çalışmada eksenel kuvvet taşıma kapasitelerinin 0.05-0.10-0.20-0.30’u kadar sabit eksenel kuvvet altında denenen 17 numune için yük-yerdeğiştirme süneklik seviyesi ilişkileri elde edilmiştir. Bu ilişkilerden yararlanarak bu dört farklı eksenel kuvvet seviyesi için yük-yerdeğiştirme sünekliği ilişkilerinde akma sonrası kollar doğrusal kabul edilerek eğimleri belirlenmiş ve bu dört eksenel kuvvet seviyesinde denenen numuneler için ortalama eğimler elde edilmiştir, Tablo 6.3.

Tablo 6.3 Düşen Kol Eğimleri

ν	0.05	0.10	0.20	0.30
Ortalama eğim	0.80	-2.43	-10.61	-19.1

Görüldüğü gibi eksenel kuvvetin en düşük olduğu durumda ($\nu=0.05$) yük-yerdeğiştirme ilişkisinin akma sonrası kolu pozitif eğimli iken, daha yüksek eksenel kuvvet seviyelerinde bu kol negatif eğimlidir. Beklendiği gibi eksenel kuvvetin seviyesi arttıkça düşen kolun eğimi de negatif olarak artmaktadır.

Eksenel kuvvet seviyesinin, düşen kolun eğimine olan etkisini belirlemek amacı ile yapılan istatistiksel analizin başlangıcında düşen kolun eğimi (k_{des}) (6.14) bağıntısı ile tanımlanmıştır.

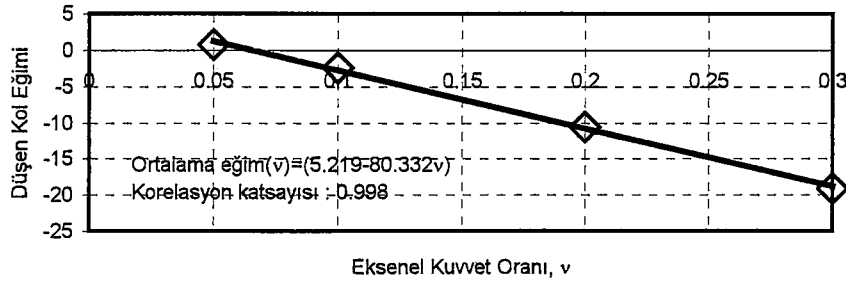
$$k_{des} = a + b\nu \quad (6.14)$$

Bu bağıntıda a ve b regresyon analizi sonucunda belirlenecek katsayılar, ν ise elemana etkiyen eksenel kuvvetin elemanın eksenel yük kapasitesine oranıdır. Dört eksenel kuvvet seviyesi ve bu seviyeler için belirlenen ortalama eğimlerden yararlanılarak yapılan regresyon analizi sonucunda (6.9) bağıntısındaki a ve b terimleri için (6.15) ve (6.16) bağıntılarında verilen değerlere ulaşılmıştır, (Şekil 6.3).

$$a = 5.219 \quad (6.15)$$

$$b = -80.332 \quad (6.16)$$

Buna göre düşen kolun eğimi için (6.17), herhangi bir yerdeğiştirme (δ) seviyesinde elemanın taşıyabileceği yük ile eleman tarafından taşınan en büyük yük arasındaki fark (ΔP) için (6.18) bağıntısı elde edilir.



Şekil 6.3 Düşen Kolun Eğimi İçin Yapılan Regresyon Analizi

$$k_{des} = 5.219 - 80.332v \quad (6.17)$$

$$\Delta P = (5.219 - 80.332v) \frac{(\delta - \delta_y)}{\delta_y} \quad (6.18)$$

Düşen kol üzerinde herhangi bir noktada numunenin taşıyabileceği yükü belirlemek için kullanılacak (6.18) bağıntısının farklı durumlar için geçerliliğini koruyabilmesi amacı ile boyutsuz bir bağıntı ile ifade edilmesi uygundur. Bu amaçla analitik olarak belirlenen ΔP ve $\Delta P/P_u$ değerleri arasında 17 numune için yapılan regresyon analizi sonucunda (6.19) bağıntısına ulaşılmıştır. P_u sözkonusu eleman tarafından taşınabilen en büyük yüküdür ve (6.19) bağıntısı elde edilirken deneysel olarak ölçülen en büyük yük değerlerinden yararlanılmıştır. Modelin kullanımı sırasında P_u kuramsal olarak belirlenen taşıma gücü olarak gözönüne alınacaktır.

$$\frac{\Delta P}{P_u} = 0.0107\Delta P + 0.0071 \quad (6.19)$$

Herhangi bir yerdeğiştirme seviyesindeki dayanım kaybı (6.18) ve (6.19) bağıntılarından yararlanarak elde edilen (6.20) bağıntısı ile belirlenebilir.

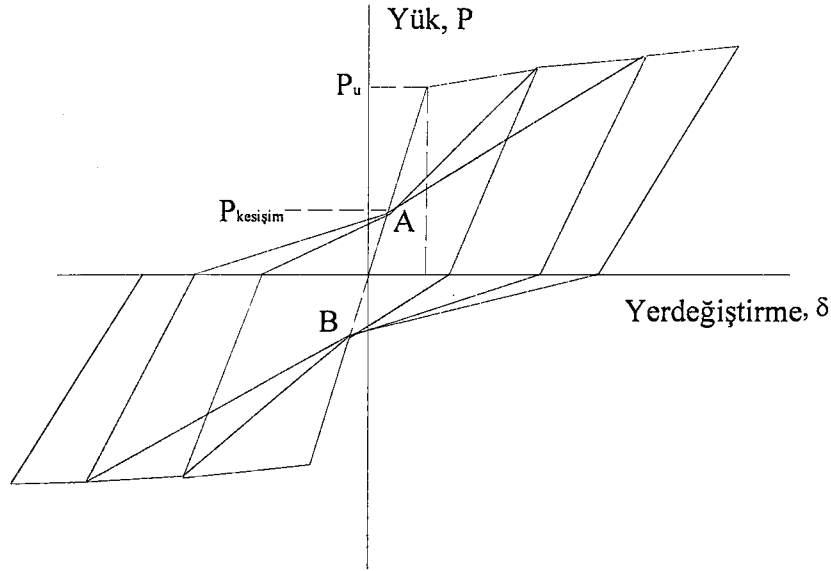
$$\frac{\Delta P}{P_u} = 0.0107(5.219 - 80.332v) \frac{(\delta - \delta_y)}{\delta_y} + 0.0071 \quad (6.20)$$

Düşen kol lif yaklaşımı kullanılarak daha gerçekçi şekilde elde edilebilir. Ancak lif yaklaşımı ile yapılan çözümleme oldukça fazla zaman aldığı için bu çalışmada verilen bağıntılar yaklaşık çözümlerin elde edilmesi için daha uygundur.

6.3.4 Çevrim Sıkışması

Çevrim sıkışmasının tanımı Şekil 6.1’de sunulmuştur. Pek çok araştırmacı çevrim sıkışmasının kesme kuvveti etkilerinden ya da donatı ile beton arasındaki aderans kaybından dolayı oluştuğunu düşünmüştür, (Banon ve diğ., 1981, Roufaiel ve Meyer, 1987, Ozcebe ve Saatcioglu, 1989, Saatcioglu, 1991). Kesme kuvveti ve sıyrılmanın önemli çevrim sıkışmasına neden olduğu kabul edilmekle birlikte, elde edilen deneysel sonuçlara göre, eğilme etkilerine maruz olan ve kesme kuvveti ile sıyrılma açısından kritik olmayan elemanlarda da, donatı oranına ve eksenel kuvvetin seviyesine bağlı olarak değişen çevrim sıkışması görülmüştür. Park ve Paulay (1975), kesme kuvveti ve sıyrılma etkilerinin önemli boyutta olmadığı deney sonuçlarına dayanarak, Clough modelinin genel olarak deneyler ile uyumlu sonuçlar verdiğini, ancak kolonlarda ve simetrik donatılı olmayan kirişlerde görülen çevrim sıkışmasını yansıtamadığını bildirmiştir. Eğilme etkilerine maruz betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altında davranışını incelemede yaygın olarak kullanılan modellerde temsil edilmeyen bu özellik, bu çalışmada gözönüne alınmıştır. Eğilme etkileri sonucu oluşan çevrim sıkışmasının gözönüne alındığı farklı bir model daha önce Kumbasar (1994) tarafından önerilmiştir.

Çevrim sıkışması modellenirken itme ve çekme yönlerinde tüm tekrar yükleme kollarının A ve B noktalarından geçtiği varsayılmıştır, (Şekil 6.4). A ve B noktaları yük-yerdeğiştirme ilişkisinin akma öncesi elastik kolu üzerindedir. Tüm yükleme kollarının kesiştiği bu noktaların koordinatları boyuna donatı geometrik oranı ve eksenel kuvvet seviyesine bağlı olarak elde edilmiştir.



Şekil 6.4 Çevrim Sıkışması

Şekil 6.4’de P_u kuramsal olarak belirlenen taşıma gücü, P_{kesim} ise çevrim sıkışması nedeni ile tüm tekrar yükleme kollarının geçtiği varsayılan nokta için belirlenen yük değeridir. Deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkilerinden yararlanarak boyuna donatı geometrik oranı ve eksenel kuvvet seviyesine bağlı olarak P_{kesim}/P_u oranı için Tablo 6.4’de verilen ortalama değerlere ulaşılmıştır. Bu oranlar belirlenirken P_u değerleri için kuramsal değil, deneysel olarak belirlenen değerler gözönüne alınmıştır.

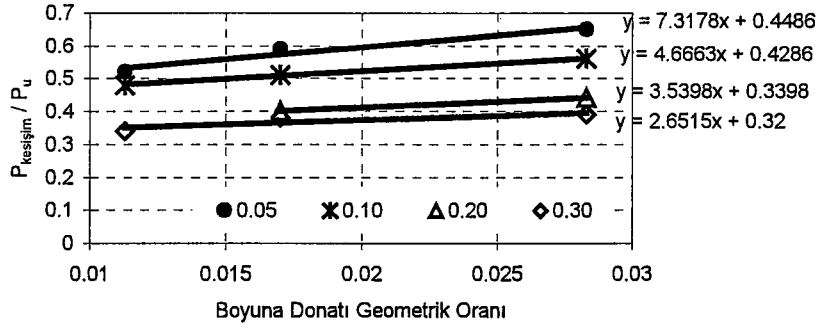
Tablo 6.4 Ortalama P_{kesim}/P_u Oranları

ρ	$\nu=0.05$	$\nu=0.10$	$\nu=0.20$	$\nu=0.30$
0.0113	0.52	0.48		0.34
0.0170	0.59	0.51	0.40	0.38
0.0283	0.65	0.56	0.44	0.39

Tablo 6.4’den de görüleceği gibi P_{kesim}/P_u oranı ile ρ ve ν arasında oldukça belirgin bir eğilim söz konusudur. Buna göre boyuna donatı geometrik oranının yüksek olması çevrim sıkışmasının etkisini azaltırken, eksenel kuvvet seviyesinin artması çevrim sıkışmasını arttırmaktadır. Bu etkileri modellemek üzere (6.21) bağıntısından yararlanılmıştır.

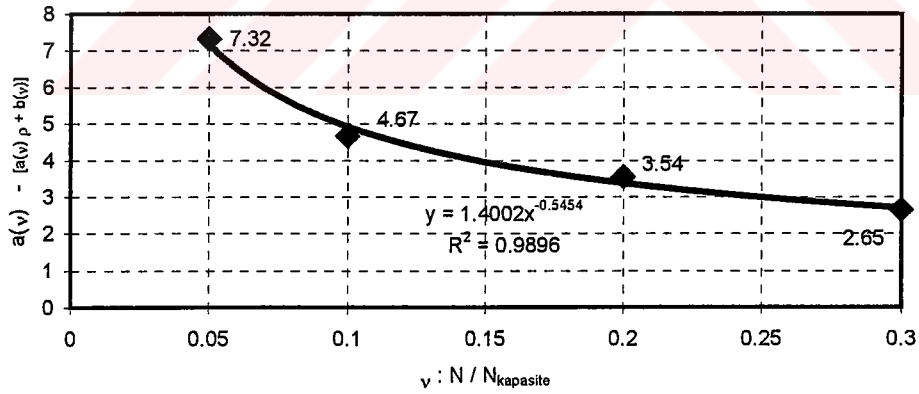
$$\frac{P_{kesim}}{P_u} = a(\nu)\rho + b(\nu) \quad (6.21)$$

ν 'nün 0.05, 0.10, 0.20 ve 0.30 değerleri için $P_{kesişim}/P_u$ oranının boyuna donatı geometrik oranı ile değişimleri elde edilmiştir, (Şekil 6.5). $P_{kesişim}/P_u$ oranının boyuna donatı geometrik oranı ile değişiminin doğrusal kabul edilebileceği belirlenmiş ve her eksenel kuvvet seviyesi için bir doğru denklemi elde edilmiştir, (Şekil 6.5).

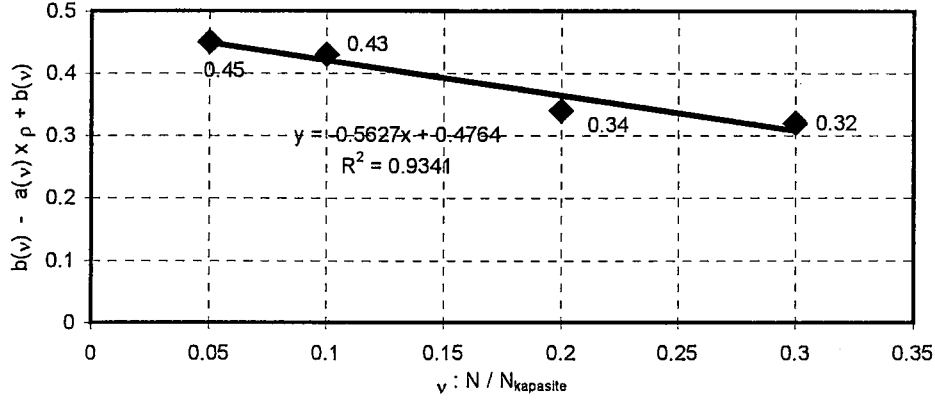


Şekil 6.5 Boyuna Donatı Geometrik Oranı ile $P_{kesişim}/P_u$ Oranının Değişimi

Dört farklı eksenel kuvvet seviyesi için elde edilen bu doğru denklemlerinin $a(\nu)$ ve $b(\nu)$ katsayılarının ν ile değişimini belirlemek üzere $a(\nu)-\nu$ ve $b(\nu)-\nu$ ilişkileri elde edilmiştir, (Şekil 6.6 ve 6.7).



Şekil 6.6 $a(\nu)-\nu$ İlişkisi



Şekil 6.7 $b(\nu)$ - ν ilişkisi

Şekil 6.6 ve 6.7'dan da görülebileceği gibi $a(\nu)$ katsayısının ν ile değişiminin üstel bir fonksiyon ile $b(\nu)$ katsayısının ν ile değişiminin ise doğru denklemi ile tanımlanması uygundur. Bunun sonucunda $a(\nu)$ ve $b(\nu)$ katsayıları için (6.22) ve (6.23) bağıntıları elde edilmiştir.

$$a(\nu) = 1.4\nu^{-0.55} \quad (6.22)$$

$$b(\nu) = -0.56\nu + 0.48 \quad (6.23)$$

(6.22) ve (6.23) bağıntıları (6.21) bağıntısında yerlerine konursa, $P_{\text{kesiş}}/P_u$ için (6.24) bağıntısına ulaşılır.

$$\frac{P_{\text{kesiş}}}{P_u} = 1.4\rho\nu^{-0.55} - 0.56\nu + 0.48 \quad (6.24)$$

(6.24) bağıntısı ile boyuna donatı geometrik oranı ve elemana etkiyen eksenel kuvvetin seviyesine bağlı olarak gerçekleşecek çevrim sıkışması belirlenebilir.

Yukarıda verilen tüm bağıntılar boyuna donatının nervürlü çelik olması durumunda geçerlidir. Elde edilen deneysel sonuçlar düz yüzeyli boyuna donatı durumunda çevrim sıkışmasının daha belirgin olduğunu göstermektedir. Bu etkiyi gözönüne almak amacı ile boyuna donatının düz yüzeyli olması durumunda yukarıdaki bağıntılar ile belirlenen $P_{\text{kesişim}}$ kuvvetinin 0.8 ile çarpılmasının uygun olduğu belirlenmiştir.

6.4 Karşılaştırmalar

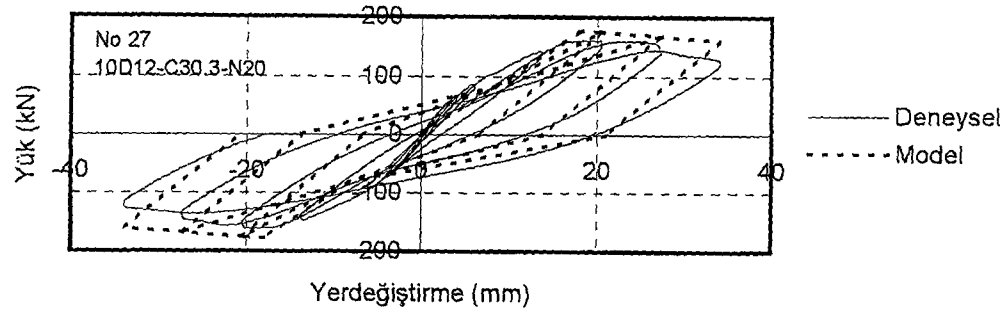
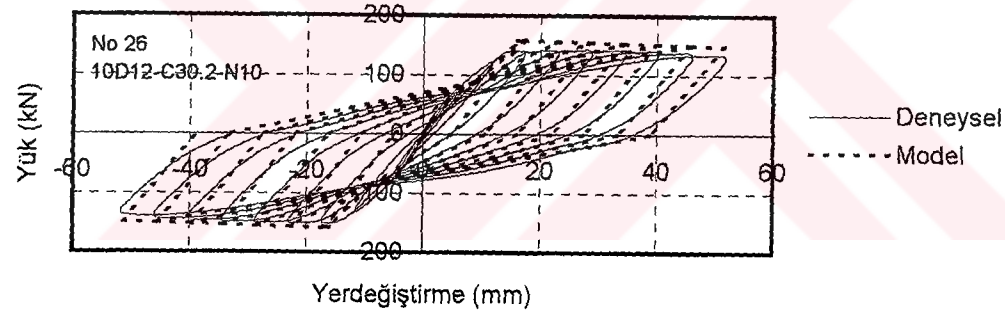
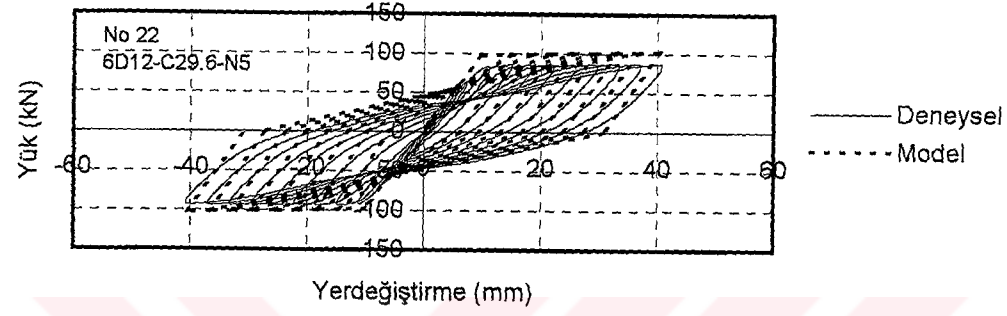
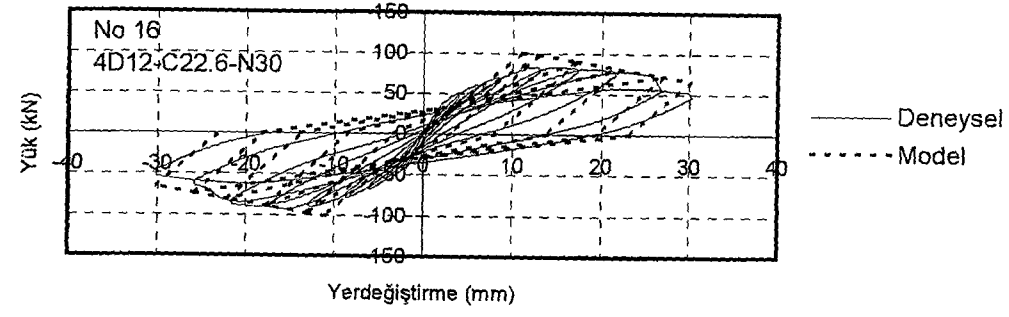
6.4.1 Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi

Bořaltma kollarının ve dūřen kolun eğimleri ile çevrim sıkışması için bu çalışmada önerilen bağıntılar kullanılarak elde edilen analitik yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin deneysel olarak elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkileri ile karşılaştırması Numune 16 (4D12-C22.6-N30), Numune 22 (6D12-C29.6-N5), Numune 26 (10D12-C30.2-N10) ve Numune 27 (10D12-C30.3-N20) için şekil 6.8'de sunulmuştur.

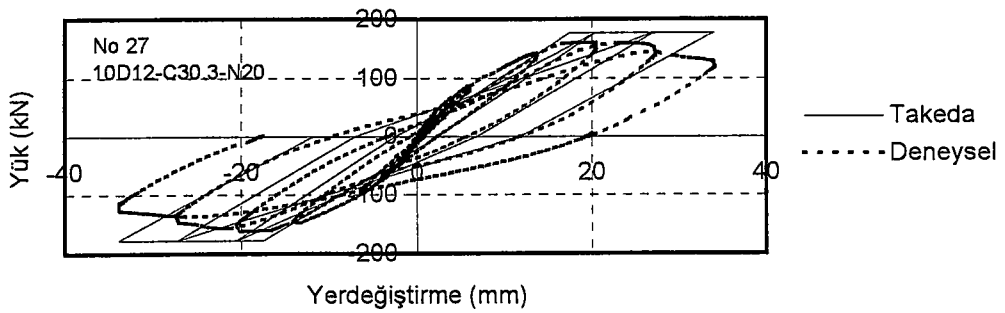
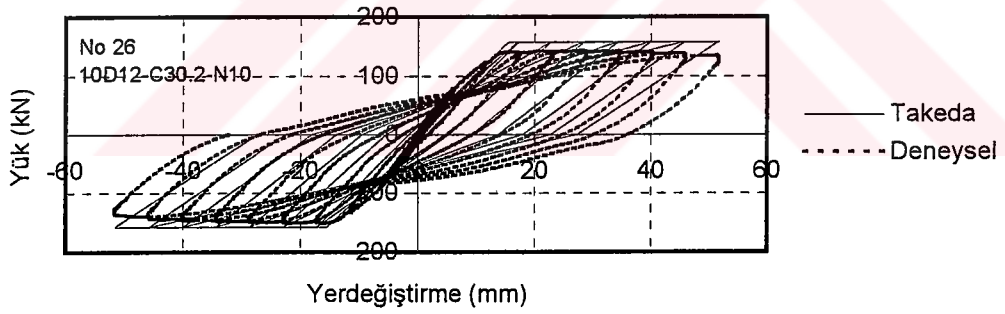
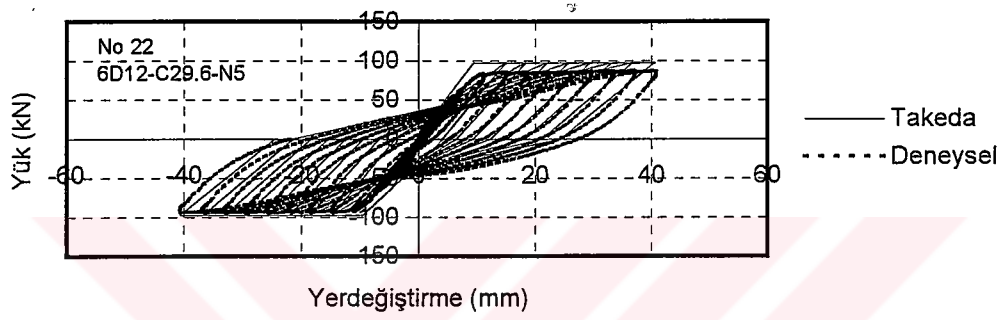
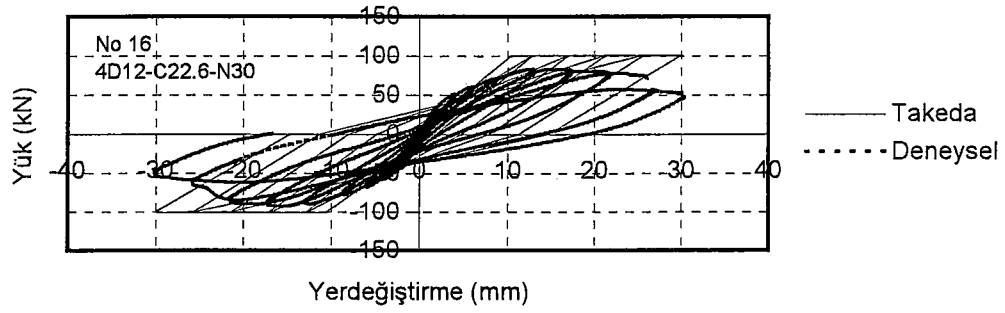
Aynı numuneler için Takeda modeli ile elde edilen analitik yük-yerdeğiştirme ilişkileri ile deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkileri şekil 6.9'da, Saiidi modeli ile elde edilen analitik yük-yerdeğiştirme ilişkileri ile deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkileri şekil 6.10'da sunulmuştur.

Karşılaştırmalar sonucunda bu çalışmada önerilen model kullanılarak elde edilen analitik yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin, gerek Takeda modeli gerekse Saiidi modeline göre deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkileri ile daha uyumlu olduğu görölmüştür. Özellikle Takeda modelinin bugüne dek en fazla kabul görmüş model olduğu da unutulmamalıdır. Bununla birlikte pek de gerçekçi sonuçlar vermediği bilinen pekleşmeli elastoplastik modeller de sıkça kullanılmaktadır, (Saiidi, 1982, Jirsa ve Feghali, 1999). Bu çalışmada önerilen model ise kullanım basitliği açısından önemli bir zorluk yaratmadan, boyuna donatı oranı, eksenel kuvvet seviyesi ve donatı türünün de davranışa olan etkilerini yansıtmakta ve oldukça gerçekçi sonuçlar vermektedir.

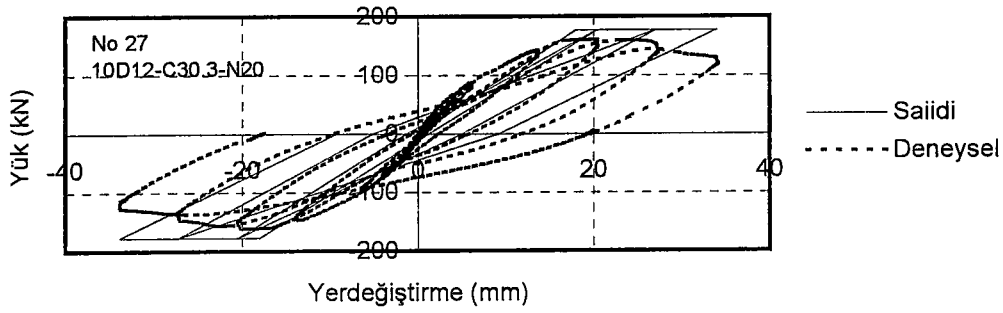
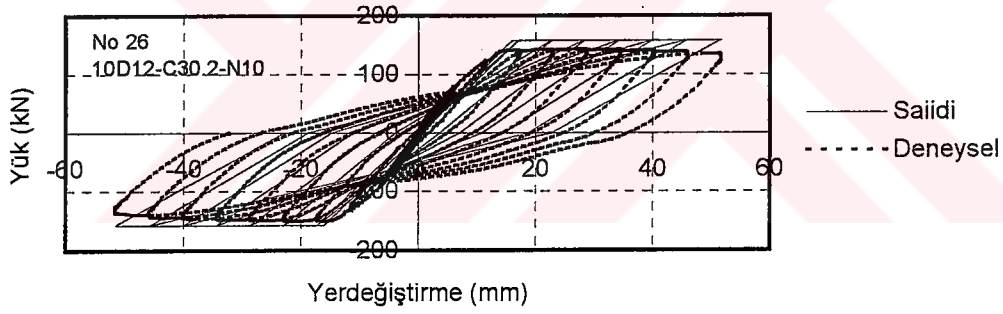
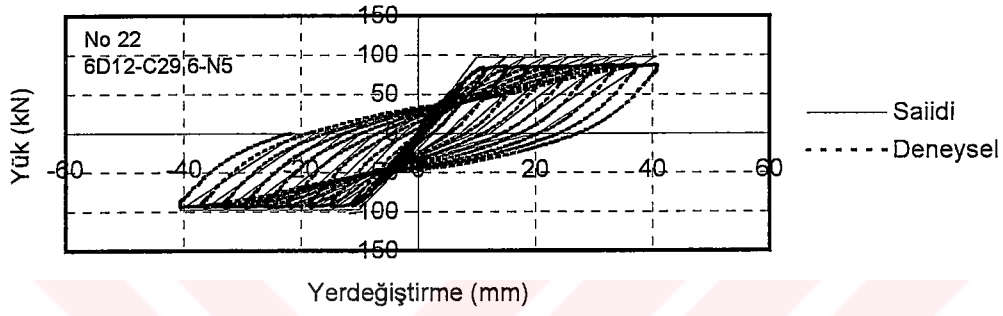
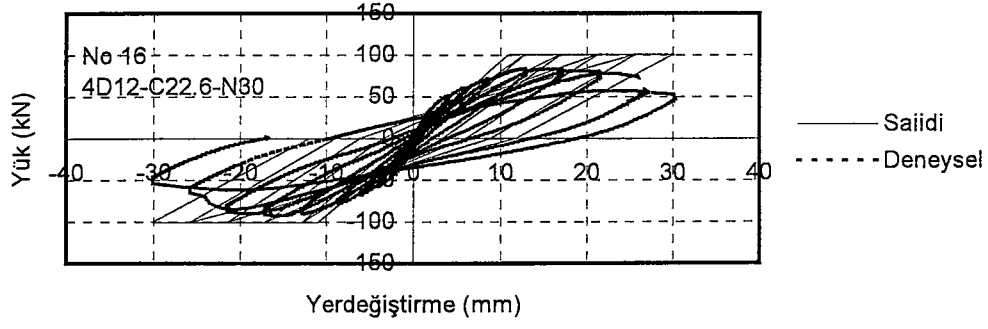
Park ve diğ. (1972), tarafından yön değiştiren tekrarlı eğilme momenti altında denenen numune (Numune:24) için bu çalışmada önerilen model kullanılarak elde edilen kuramsal yük-yerdeğiştirme ilişkisinin deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkisi ile karşılaştırılması ve numuneye ait özellikler şekil 6.11'de sunulmuştur.



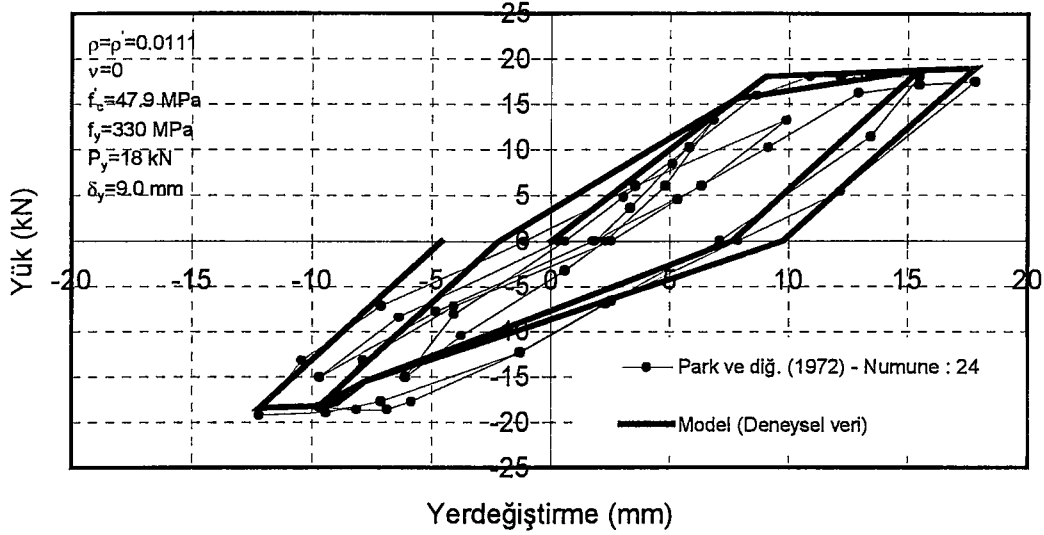
Şekil 6.8 Bu Çalışmada Önerilen Model ve Deneysel Sonuçların Karşılaştırması



Şekil 6.9 Takeda Modeli ve Deneysel Sonuçların Karşılaştırması



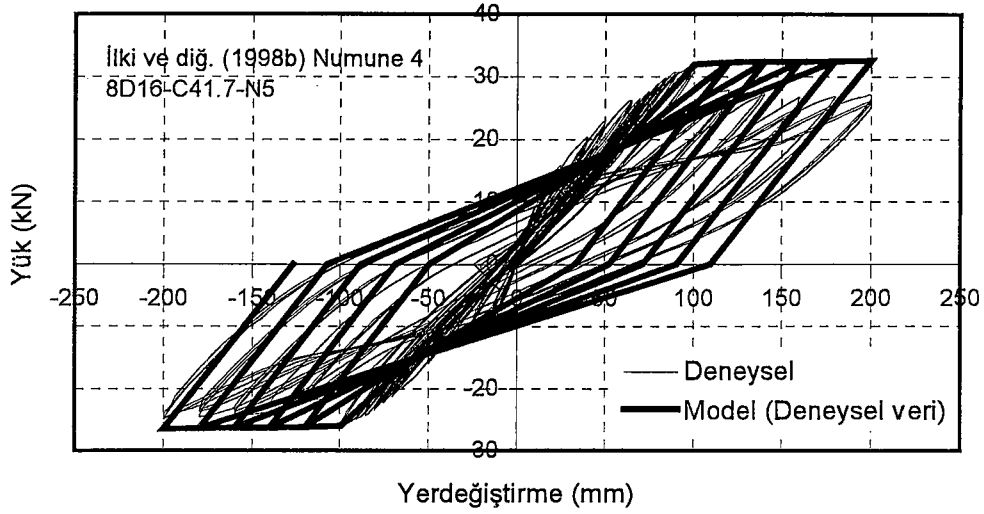
Şekil 6.10 Saiidi Modeli ve Deneysel Sonuçların Karşılaştırması



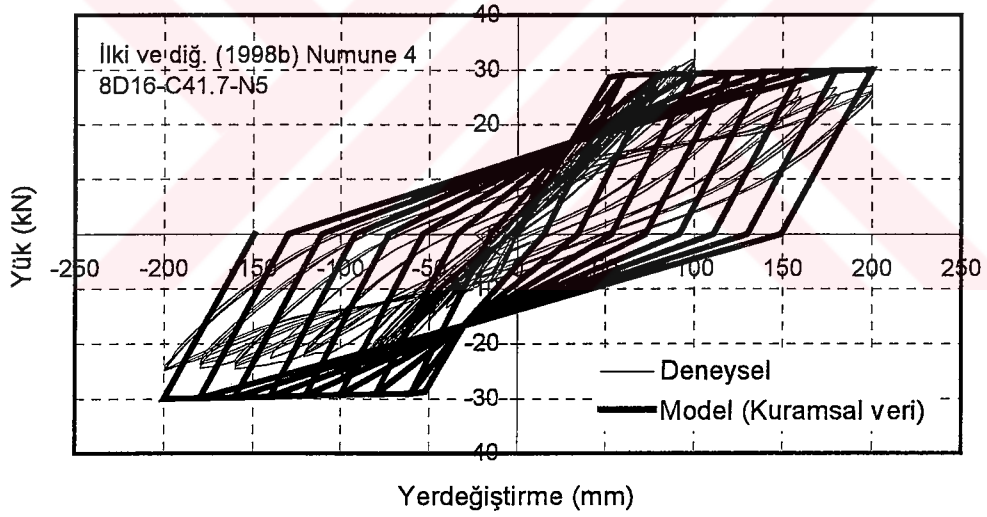
Şekil 6.11 Park ve diğ. (1972) Tarafından Denenen Numune için Deneysel ve Kuramsal Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri

Modelin kullanılması için veri olarak girilmesi gerekli olan akma yerdeğiştirmesi ve karşı gelen yük değeri, deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkisinden alınmıştır.

İlki ve diğ. (1998b), tarafından sabit eksenel kuvvet ile yön değiştiren tekrarlı yanal yükler altında denenen ve özellikleri Bölüm 5, Tablo 5.4'de verilen konsol kolon numune için, bu çalışmada önerilen model kullanılarak elde edilen kuramsal yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin deneysel veriler ile karşılaştırılması Şekil 6.12 ve 6.13'de sunulmuştur. Şekil 6.12'de verilen kuramsal yük-yerdeğiştirme ilişkisi belirlenirken veri olarak deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkisinde elde edilen akma yerdeğiştirmesi ve karşı gelen yük değeri kullanılmış, Şekil 6.13'de sunulan kuramsal yük-yerdeğiştirme ilişkisinde ise bu değerler kolonun temele ankastre şekilde mesnetlendiği varsayımı ile hesaplanmıştır. Bu amaçla monoton artan yükler altında lif yaklaşımı kullanılarak moment-eğrilik ilişkisi elde edilmiş, bu ilişkiden yararlanarak, yük-yerdeğiştirme ilişkisinde akma sonrası yataylaşmanın gerçekleştiği yük seviyesi belirlenmiştir. Akma yükü olarak tanımlanabilecek bu yüke karşı gelen yerdeğiştirme ise (6.25) bağıntısı ile belirlenmiştir.



Şekil 6.12 İlki ve diğ. (1998b) Tarafından Denenen Numune için Deneysel ve Kuramsal Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri – a



Şekil 6.13 İlki ve diğ. (1998b) Tarafından Denenen Numune için Deneysel ve Kuramsal Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri - b

$$\delta_y = \frac{P_y H^3}{3(EI)_{cr}} \quad (6.25)$$

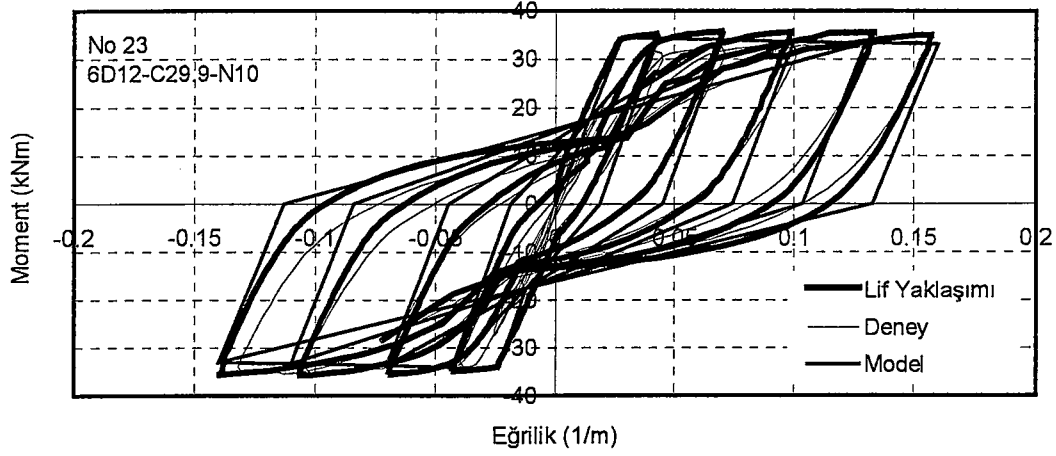
(6.25) bağıntısında P_y kuramsal akma yerdeğiştirmesi, H ise konsol kolon numunenin yüksekliğidir. $(EI)_{cr}$ değeri belirlenirken (6.11) ve (6.12) bağıntıları kullanılmıştır.

Şekil 6.12 ve 6.13’de verilen deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkilerinde yerdeğiştirme 100 mm seviyesini aştıktan sonra, numune tarafından karşılanan yükte görülen azalma, bu yerdeğiştirme seviyesinden sonra numuneye uygulanan eksenel kuvvetin, deney düzeneğinin getirdiği zorunluluk nedeni ile, sıfırlanmasından kaynaklanmaktadır. Gerek Şekil 6.12 ve 6.13’n karşılaştırılması, gerekse Şekil 6.11, akma yerdeğiştirmesi ve karşı gelen yükün gerçekçi olarak bilinebildiği durumlarda, bu çalışmada önerilen modelin yük-yerdeğiştirme ilişkisinin boşaltma ve tekrar yükleme kollarını deneysel sonuçlara oldukça yakın olacak şekilde belirlediğini göstermektedir.

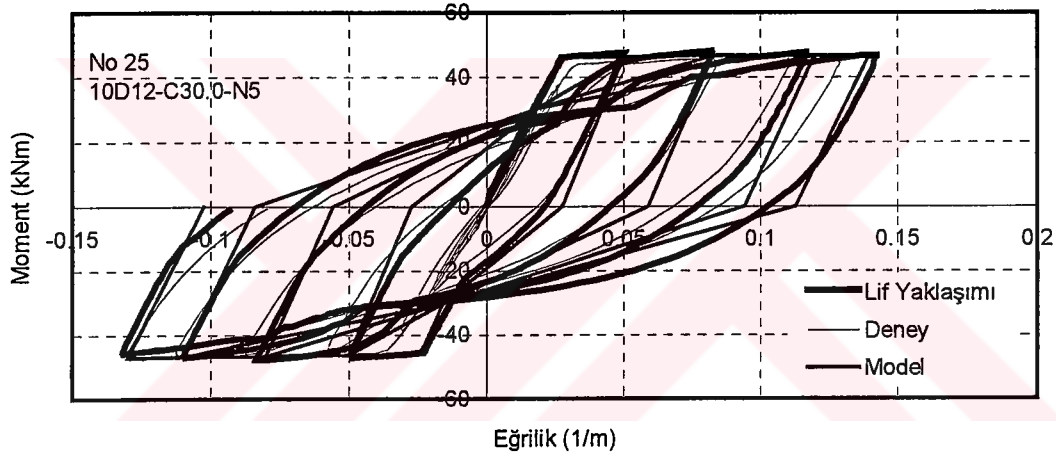
Bu bölümde, önerilen model ile elde edilen analitik yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin bu çalışmada denenen dört numune ve farklı araştırmacılar tarafından gerçekleştiren diğer iki çalışmada denenen birer numune için deneysel veriler ile karşılaştırılması sunulmuştur. Bu alışma kapsamında denenen diğer numuneler için elde edilen kuramsal ve deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin karşılaştırması Ek F’de verilmiştir, (Şekil F.1).

6.4.2 Moment-Eğrilik İlişkisi

Betonarme elemanların yük-yerdeğiştirme ilişkisi için önerilen model küçük bir değişiklik ile betonarme kesitlerin moment-eğrilik ilişkilerinin yaklaşık olarak belirlenmesi amacı ile de kullanılabilir. Burada en önemli nokta, yük-yerdeğiştirme ve moment-eğrilik ilişkilerinde ulaşılan yerdeğiştirme ve kesit sünekliklerinin farklı değerler alacağının gözönünde tutulmasıdır. Buna göre gerek boşaltma kolu eğimleri gerekse çevrim sıkışmasının belirlenmesi amacı ile yük-yerdeğiştirme ilişkisi için önerilen bağıntılar aynı şekilde kullanılmış, sadece akma sonrası düşen kolun eğimi, yüklemenin durdurulduğu anda moment-eğrilik ilişkisinde oluşacak dayanım kaybı oranı, yük-yerdeğiştirme ilişkisinde görülen dayanım kaybı oranına eşit olacak şekilde yeniden düzenlenmiştir. Bu şekilde dört numune için belirlenen moment-eğrilik ilişkilerinin deneysel olarak ve lif yaklaşımı kullanılarak elde edilen moment-eğrilik ilişkileri ile karşılaştırılması Şekil 6.14-6.17’de sunulmuştur.



Şekil 6.16 Numune 23 Deneysel ve Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkileri



Şekil 6.17 Numune 25 Deneysel ve Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkileri

6.5 Sonuçlar

Bu tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen deneysel çalışmanın sonuçlarından yararlanılarak yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanların yük-yerdeğiştirme ilişkisi için bir model önerilmiştir. Model oldukça basit olmasına karşılık eksenel yük ile birlikte yön değiştiren tekrarlı eğilme etkilerine maruz betonarme elemanların davranışını oldukça gerçekçi olarak temsil etmektedir. Modelde yük-yerdeğiştirme ilişkisinin akma sonrası kolu, eksenel kuvvetin seviyesine bağlı olarak pozitif veya negatif eğimli olabilecek şekilde tanımlanmıştır.

Boşaltma kollarının eğimi, boşaltmanın başladığı yerdeğiştirme süneklilik seviyesi ve boyuna donatı geometrik oranına bağı olarak tanımlanmıştır. Çevrim sıkışması ise eksenel kuvvet seviyesi, boyuna donatı geometrik oranı ve türüne bağı olarak elde edilmiştir. Önerilen model kullanılarak elde edilen analitik yük-yerdeğiştirme ilişkileri deneysel olarak elde edilmiş yük-yerdeğiştirme ilişkileri ile karşılaştırılmış, analitik ve deneysel sonuçların oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Model küçük bir değışiklik ile betonarme kesitlerin moment-eğrilik ilişkilerinin belirlenmesinde de kullanılabilmektedir.



7. SONUÇLAR

Yön değiştiren tekrarlı y¼klere maruz betonarme elemanların davranışlarının deneysel olarak incelenmesi ve davranış özelliklerinin kuramsal yöntemler kullanılarak belirlenmesi amacı ile gerçekleştirilen bu çalışmada ulaşılan sonuçlar aşağıda kısaca özetlenmiştir. Elde edilen sonuçlar önceki bl¼mlerde detaylı olarak verildiği için, bu bl¼mde sonuçlara ana hatları ile değinilmiştir.

Yönetmelikler yapı elemanlarının kritik bölgelerinin oldukça sık enine donatı ile sarılmasını gerektirmektedir. Bu nedenle betonarme elemanların davranışlarının gerçekçi şekilde belirlenmesi için enine donatı ile sarılmış betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin bilinmesi b¼y¼k önem taşır. Sargılı beton davranışı ¼zerine bug¼ne dek yapılmış çok sayıda deneysel ve kuramsal çalışma bulunmasına karşılık, halen birbirlerinden oldukça farklı sonuçlar verebilen kuramsal gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri kullanılmaktadır. Bu çalışmada enine donatı hacimsel oranı, çap, aralık ve t¼r¼n¼n sarılmış beton davranışına olan etkileri deneysel olarak incelenmiştir. Karşılaştırmalar sargılı beton basınç dayanımı, bu dayanıma karşı gelen şekildeğiştirme, s¼neklik, enerji yutma kapasitesi, gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin şekli ve göçme biçimi gzn¼ne alınarak yapılmıştır. S¼neklik ve enerji yutma kapasitesi için çeşitli tanımlamalar yapılmış, deney değişkenlerinin bu davranış özelliklerine etkileri sayısal olarak elde edilmiştir. Elde edilen deneysel sonuçlar enine donatı özelliklerinin sargılı beton davranışına önemli etkileri olduğu göstermiştir. Sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için çeşitli araştırmacılar tarafından önerilmiş olan kuramsal modeller ile elde edilen sonuçlar deneysel veriler ile karşılaştırılmış, bu karşılaştırmalara dayanarak hangi kuramsal modelin, daha gerçekçi sonuçlar verdiği belirlenmiştir. Buna dayanarak da, lif yaklaşımı kullanılarak gerçekleştirilen kesit z¼mlemesinde sargılı beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi için kullanılacak kuramsal modelin seçimi yapılmıştır.

Çalışmanın amaçlarından biri de, eksenel kuvvet ile birlikte, yn değiştiren tekrarlı yanal y¼klere maruz betonarme elemanların davranışlarının deneysel olarak

incelemesidir. Deneysel sonuç ve gözlemlerden aşağıda verilen iki aşamada önemli ölçüde yararlanılmıştır:

- i. Sabit eksenel kuvvet ve yön değiştiren tekrarlı eğilme momentine maruz betonarme elemanlarda lif yaklaşımı kullanılarak gerçekleştirilen moment-eğrilik çözümlemesinin ne derece gerçekçi olduğunun belirlenmesi.
- ii. Sabit eksenel kuvvet ve yön değiştiren tekrarlı eğilme momentine maruz betonarme elemanların yük-yerdeğiştirme ilişkisi için bir model önerilmesi.

Bu amaçla gerçekleştirilen deneysel çalışmada, boyuna donatı geometrik oranı, eksenel kuvvetin seviyesi, beton basınç dayanımı ile boyuna donatı türü ve/veya dayanımının davranış üzerindeki etkileri incelenmiştir. Bu değişkenlerin davranış üzerindeki etkileri incelenirken çeşitli süneklik düzeylerinde numuneler tarafından yutulan enerji miktarları, elemanların rijitlikleri, dayanımları, hasar durumları, yük-yerdeğiştirme eğrisinin akma sonrası kolu ile boşaltma kollarının eğimleri gözönüne alınmıştır. Kullanılan tanımlamalar sayesinde, bu davranış özellikleri için sayısal değerlere ulaşılmış, gerçekçi karşılaştırma olanağı elde edilmiştir. Deneyler sonunda boyuna donatı geometrik oranının yük-yerdeğiştirme ilişkisinin boşaltma kollarının eğimi ile çevrim sıkışması üzerinde, eksenel kuvvetin seviyesinin ise yük-yerdeğiştirme ilişkisinin akma sonrası kolunun eğimi ve çevrim sıkışması üzerinde önemli etkileri olduğu görülmüştür. Boyuna donatının türü çevrim sıkışmasını etkilerken, beton basınç dayanımının bu çalışma kapsamında incelenen aralıkta değişiminin davranışa önemli etkisi olmadığı belirlenmiştir. Hem eksenel kuvvet, hem de yanal kuvvetin uygulanabildiği deney düzeneği oldukça basit olmasına karşılık deneyler sırasında herhangi bir sorun yaratmamıştır.

Yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz yapılarda, yapı elemanlarının kritik bölgelerinin davranışı, yapının genel davranışını önemli oranda etkiler. Bu nedenle özellikle olası plastik mafsallarda davranışın belirlenmesi oldukça önemlidir. Davranışın belirlenmesi için sözkonusu kritik kesitler için moment-eğrilik ilişkilerinin elde edilmesi son derece önemlidir. Bu şekilde kritik kesitlerde yutulabilecek enerji, ulaşılabilecek dayanım, süneklik, şekildeğiştirmeler ve gerçekleştirilecek rijitlik ve dayanım kayıpları hakkında önemli bilgi edinilebilir. Her farklı kesit ve yükleme durumu için moment-eğrilik ilişkisinin deneysel yolla

belirlenmesi sözkonusu olamayacağı için, gerçekçi kuramsal yöntemler ile moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesi son derece önemlidir. Bu çalışmada lif yaklaşımı kullanılarak sabit eksenel kuvvet ile yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme kesitler için moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Beton ve donatı çeliği için oldukça gerçekçi gerilme-şekildeğiştirme ilişkileri kullanıldığı için kuramsal yolla elde edilen moment-eğrilik ilişkileri deneysel sonuçlarla uyumludur. Özellikle eksenel kuvvetin büyük olmadığı durumlarda dayanım, süneklik, çevrim sıkışması, moment-eğrilik ilişkisinin şekli deneysel sonuçlara son derece yakındır. Bu yöntem kullanılarak farklı özelliklere sahip betonarme kesitler için enerji yutma, süneklik, dayanım, şekildeğiştirme özellikleri oldukça gerçekçi olarak belirlenebilir.

Lif yaklaşımı kullanılarak yapılan kesit çözümlemesi ile gerçekçi sonuçlar elde edilmekle birlikte, bu yöntemin kullanılması özellikle yön değiştiren tekrarlı yükleme durumunda oldukça fazla zaman almaktadır. Betonarme elemanların deprem sırasında maruz kalacağı etkilerin belirsizlik düzeyi düşünülürse, davranışın belirlenmesinde bazen daha az süre alan yaklaşık yöntemlerin kullanılması tercih edilebilir. Bu amaçla günümüze dek yön değiştiren tekrarlı yüklere maruz betonarme elemanlar için farklı yük-yerdeğiştirme ilişkileri önerilmiştir. Bu çalışmada daha önce önerilen modellerde gözönüne alınmayan etkilerin de temsil edildiği ve daha önceki modellere göre çok daha karmaşık olmayan bir yük-yerdeğiştirme modeli önerilmiştir. Model bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen deneysel çalışmada elde edilen sonuçlara dayanmaktadır. Bu modelde yük-yerdeğiştirme ilişkisi iki doğrulu bir iskelet eğri ile, boşaltma ve tekrar yükleme kolları da farklı eğimlere sahip doğrular ile temsil edilmektedir. Önerilen model ile boyuna donatı oranının ve ulaşılan süneklik seviyesinin, yük-yerdeğiştirme ilişkisinin boşaltma kollarının eğimine, eksenel kuvvet seviyesinin ve ulaşılan süneklik düzeyinin dayanım kaybına (ya da düşük eksenel kuvvet düzeyi durumunda, pekleşme nedeni ile oluşacak dayanım artımına), boyuna donatı geometrik oranı, eksenel kuvvet seviyesi ve donatı türünün çevrim sıkışmasına olan etkileri gözönüne alınabilmektedir. Çeşitli davranış özellikleri için önerilen bağıntıların tümünde boyutsuz büyüklüklerden yararlanıldığı için model farklı durumlarda geçerliliğini korumaktadır. Bu model kullanılarak elde edilen kuramsal yük-yerdeğiştirme ilişkileri, deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmış, kuramsal ve deneysel sonuçların oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Betonarme elemanların yön değiştiren tekrarlı yükler altındaki davranışı için önerilmiş olan bu

modelin daha genel olarak gerçekçi Şekilde kullanılabilmesi için bu çalışmada gözönüne alınamayan değişkenlerin etkilerinin deneysel olarak belirlenmesi gereklidir. Benzer Şekilde, bu çalışmada sınırlı aralıklarda değişimi gözönüne alınan değişkenlerin daha geniş aralıklarda değişiminin gözönüne alınacağı deneysel çalışmalar da modelin daha genel kullanımı için gereklidir.



KAYNAKLAR

- Abrams, D.P.**, 1991. Laboratory definitions of behavior for structural components and building systems, in *Earthquake –Resistant Concrete Structures Inelastic Response and Design*, pp. 91-152, American Concrete Institute.
- ACI-318R-89**, 1992. Building code requirements for reinforced concrete and commentary ACI-318R-89, *American Concrete Institute (ACI)*, Detroit, Mich.
- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1998. *İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*, Ankara.
- Ahmad, S.H. and Shah, S.P.**, 1982. Stress-strain curves of concrete confined by spiral reinforcement, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 79, No. 6, 484-490.
- Ahmad, S.H. and Shah, S.P.**, 1985. Behavior of hoop confined concrete under high strain rates, *Journal of the American Concrete Institute*, V.82, 634-647.
- Akman, S.**, 1978. Deney ve Ölçme Tekniğine Giriş, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- Al-Haddad, M.S.**, 1995. Curvature ductility of reinforced concrete beams under low and high strain rates, *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 5, 526-534.
- Aktan, A.E., and Pecknold, D.A.**, 1974. Response of a reinforced concrete section to two dimensional curvature histories, *ACI Journal*, Title No. 71-16, 246-250.
- Assa, B. and Nishiyama, M.**, 1998. Prediction of load-displacement curve of high-strength concrete columns under simulated seismic loading, *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 5, 547-557.
- Attard, M.M. and Setunge, S.**, 1996. Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete, *ACI Materials Journal*, V.93, No.5, 432-442.
- Balan, T.A., Filippou, F.C. and Popov, E.P.**, 1998. Hysteretic model of ordinary and high-strength reinforcing steel, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V. 124, No. 3, 288-297.

- Balmer, G.G.**, 1949. Shearing strength of concrete under high triaxial stress-computation of Mohr's envelope as a curve, *Structural Research Laboratory*, SP-23, U.S. Bureau of Reclamation.
- Banon, H., Biggs, J.M. and Irvine, H.M.**, 1981. Seismic damage in reinforced concrete frames, *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 107, No. ST9, 1713-1729.
- Bayrak, O. and Sheikh, S.A.**, 1997. High-strength concrete columns under simulated earthquake loading, *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, 708-722.
- Bazant, Z.P. and Bhat, P.D.**, 1976. Endochronic theory of inelasticity and failure of concrete, *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, V. 102, No. 4, 701-722.
- Bazant, Z.P. and Bhat, P.D.**, 1977. Prediction of hysteresis of reinforced concrete members, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 103, No. ST1, 153-167.
- Bazant, Z.P. and Kim, S.S.**, 1979. Plastic fracturing theory of concrete, *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, 105(3), 407-428.
- Bazant, Z.P. and Tsubaki, T.**, 1980. Total strain theory and path dependence of concrete, *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, 106(6), 1151-1173.
- Blume, J.A., Newmark, N.M. and Corning, L.H.**, 1961. Design of multi-story reinforced concrete buildings for earthquake motions, Portland Cement Association, Chapter 5, Chicago.
- Braga, F. and Laterza, M.**, 1998. A new approach to the confinement of R/C columns, *Proceedings of Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*, ISBN 90 5410 982 3.
- Bresler, B. and Bertero, V.**, 1968, Behavior of reinforced concrete under repeated load, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 94, No. ST6, 1567-1590.
- Burns, N.H. and Siess, C.P.**, 1966. Repeated and reversed loading in reinforced concrete, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 92, No. ST5, 65-78.
- Carreira, D.J. and Chu, K.H.**, 1985. Stress-strain relationship for plain concrete in compression, *Journal of the Am. Conc. Inst.*, V. 82, 797-804.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 1998. Betonarme Yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul.
- Chan, W.W.L.**, 1955. The ultimate strength and deformation of plastic hinges in reinforced concrete frameworks, *Magazine of Concrete Research*, V. 7, No. 21, 121-132.

- Chang, G.A. and Mander, J.B.**, 1994. Seismic energy fatigue damage analysis of bridge columns: Part I – Evaluation of seismic capacity, *Technical Report, NCEER-94-0006*, State University of New York at Buffalo.
- Chen, E.S., Buyukozturk O.**, 1985. Constitutive model for concrete in cyclic compression, *ASCE Jour. of Struct. Eng.*, **111(6)**, 797-814.
- Chen, W.F.**, 1982. Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw Hill Book Company, New York.
- Code of Practice for the Design of Concrete Structures**, NZS 3101, 1982-1992, Standards Association of New Zealand.
- Collins, M.P. and Mitchell, D.**, 1991. Prestressed Concrete Structures, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Considere, A.**, 1903. Experimental researches on reinforced concrete, Translated and Arranged by Leon S. Moisseiff, McGraw Pub. Co., New York.
- Cusson, D. and Paultre, P.**, 1995. Stress-strain model for confined high-strength concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **V. 121, No. 3**, 468-477.
- Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Lineer Olmayan Sistemler, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul.
- Darwin, D. and Pecknold, D.A.**, 1977. Nonlinear biaxial stress-strain law for concrete, *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, **103(2)**, 229-241.
- De Nicolo, B., Pani, L. and Pozzo, E.**, 1994. Strain of concrete at peak compressive stress for a wide range of compressive strengths, *Materials and Structures*, **V.27**, 206-210.
- Desayi, P. and Krishnan, S.**, 1964. Equation for the stress-strain curve of concrete, *Journal of the American Concrete Institute*, **V. 61, No. 3**, 345-350.
- Dilger, W.H., Koch, R. and Kowalczyk, R.**, 1984. Ductility of plain and confined concrete under different strain rates, *Journal of the American Concrete Institute*, **V. 81**, 73-81.
- Dowell, R.K., Seible, F. and Wilson, E.L.**, 1998. Pivot hysteresis model for reinforced concrete members, *ACI Structural Journal*, **V. 95, No. 5**, 607-617.
- El-Dash, K.M. and Ahmad, S.H.**, 1994. A model for the stress-strain relationship of rectangular confined normal and high strength columns, *Materials and Structures*, **V. 27**, 572-579.

- Elmorsi, M., Kianoush, M.R. and Tso, W.K.**, 1998. Nonlinear analysis of cyclically loaded reinforced concrete structures, *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 6, 725-739.
- Ersoy, U.**, 1987. Betonarme, Evrim Basım-Yayım-Dağıtım, İstanbul.
- Ersoy, U. ve Özcebe, G.**, 1998. Sarılmış betonarme kesitlerde moment-eğrilik ilişkisi analitik bir irdeleme, *İMO Teknik Dergi*, Yazı 129, 1799-1827.
- Fafitis, A. and Shah, S.P.**, 1985. Predictions of ultimate behavior of confined columns subjected to large deformations, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 82, 423-433.
- Filippou, F.C., Popov, E.P. and Bertero, V.V.**, 1983. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, **Report No. UCB/EERC-83/19**, Earthquake Engineering Research Center, California, Berkeley.
- Galeota, D., Giammatteo, M.M. and Marino, R.**, 1992. Strength and ductility of confined high strength concrete, *Proceedings of Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 2609-2613.
- Giberson, M.F.**, 1969. Two nonlinear beams with definitions of ductility, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 95, No. ST2, 137-157.
- Ha, G.J., Kim, J.K. and Chung, L.**, 1992. Response of reinforced high-strength concrete beam-column joints under load reversals, *Magazine of Concrete Research*, 44, No. 160, 175-184.
- Hognestad, E.**, 1951. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series No. 399, Urbana.
- Hognestad, E., Hanson, N.W. and McHenry, D.**, 1955. Concrete stress distribution in ultimate strength design, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 52, No. 4, 455-480.
- Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.**, 1997. Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V. 123, No. 5, 624-633.
- Hsu, L.S. and Hsu, C.T.T.**, 1994. Complete stress-strain behaviour of high-strength concrete under compression, *Magazine of Concrete Research*, 46, No. 169, 301-312.
- İlki, A., Özdemir, P. and Fukuta, T.**, 1997a. Complete stress-strain behavior of confined concrete under compression, *Proceedings of First Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, Istanbul, 101-111.

- İlki, A., Özdemir, P. and Fukuta, T., 1997b.** Confinement effect of reinforced concrete columns with circular cross-section, *BRI Research Paper*, No. 143, ISSN 0453-4972, Building Research Inst., Tsukuba, Japan.
- İlki, A., Özdemir, P. and Fukuta, T., 1998a.** Observed behavior of confined concrete under compression, *Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France.
- İlki, A., Darılmaz, K., Yüksel, E., Bakan, İ., Zorbozan, M., Saruhan, H. and Karadoğan, F., 1998b.** Prefabricated columns subjected to displacement reversals, *Earthquake Prognostics World Forum, Seismic Safety of Big Cities*, İstanbul.
- Iyengar, S.R., Desayi, P. and Reddy, K.N., 1970.** Stress-strain characteristics of concrete confined in steel binders, *Magazine of Concrete Research*, V. 22, No. 72, 173-184.
- Jaradat, O.A., McLean, D.I. and Marsh, M.L., 1998.** Performance of existing bridge columns under cyclic loading-Part 1: Experimental results and observed behavior, *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 6, 695-704.
- Jirsa, J.O., Feghali, H.L., 1999.** Simulation of seismic response of reinforced concrete structures, *Proc. Uğur Ersoy Symposium on Structural Engineering*, 261-274.
- Johnston, C.D., 1970.** Strength and deformation of concrete in uniaxial tension and compression, *Magazine of Concrete Research*, V. 22, No. 70, 5-16.
- Kabaila, A., 1964.** Equation for the stress-strain curve of concrete (Discussion), *Journal of the American Concrete Institute*, V. 61, No. 9, 1227-1229.
- Kabeyasawa, T., Shen, F.H., Kuramoto, H. and Rubiano, N.R., 1991.** Experimental study of ultrahigh strength reinforced concrete columns under triaxial forces, *Transactions of Japan Concrete Institute*, V. 13, 279-286.
- Kaldjian, M.V., 1967.** Moment-curvature of beams as Ramberg-Osgood functions, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 93, No. ST5, 53-65.
- Karsan, D. and Jirsa, J.O., 1969.** Behavior of concrete under compressive loadings, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 95, No. ST12, 2543-2563.
- Kato, B., Akiyama, H. and Yamanouchi, Y., 1973.** Predictable properties of material under incremental cyclic loading, *IABSE Reports*, V. 13, 119-124.
- Kent, D.C. and Park, R., 1971.** Flexural members with confined concrete, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 97, No. ST7, 1969-1990.

- King, J.W.H.**, 1946a. The effect of lateral reinforcement in reinforced concrete columns, *The Structural Engineer* (London), **V.24, No. 7**, 355-388.
- King, J.W.H.**, 1946b. Further notes on reinforced concrete columns, *The Structural Engineer* (London), **V.24, No. 11**, 609-616.
- Kitajima, K., Adachi, H., Kanda, M. and Koizumi, T.**, 1991. Elasto-plastic analysis of reinforced concrete columns under bi-directional earthquake motions, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, **Vol. 13**, 363-370.
- Köylüoğlu, A.M., Yuva, Y., Aşkar, G.A., Verzeletti, G. and Pinto, A.V.**, 1995. Seismic strengthening of R/C joints using adhesively bonded steel plates-Experimental results, *Üçüncü Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı Bildiriler Kitabı*, 546-555.
- Kumbasar, N.**, 1994. A nonlinear behaviour model for seismic design of reinforced concrete chimneys, *Proc. of Cincind Antalya Conference*, Antalya.
- Leslie, P.D. and Park R.**, 1974. Ductility of reinforced concrete bridge piers, *M.E. Report*, University of Canterbury, New Zealand.
- Mander, J.B.**, 1983. Seismic design of bridge piers, A thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree of PhD, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R.**, 1988a. Theoretical stress-strain model for confined concrete, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 114, No. 8**, 1804-1826.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R.**, 1988b. Observed stress-strain behavior of confined concrete, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 114, No. 8**, 1827-1849.
- Mau, S.T., Elwi, A.E. and Zhou, S.Z.**, 1998. Analytical study of spacing of lateral steel and column confinement, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **V. 124, No. 3**, 262-269.
- Menegotto, M. and Pinto, P.E.**, 1973. Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, *IABSE Reports*, **V. 13**, 15-22.
- Meyer, C.**, 1991. Computation of inelastic response, Earthquake –Resistant Concrete Structures Inelastic Response and Design, American Concrete Institute, 199-238.
- Mirza, M.S. and Hsu, C.T.**, 1969. Progress report on code clauses for limit design (Discussion), *Journal of the American Concrete Institute*, **V. 66, No. 3**, 221-223.

- Mugurama, H., Watanabe, F., Iwashimizu, T. and Mitsueda, R., 1983.** Ductility improvement of high strength concrete by lateral confinement, *Transactions of Japan Concrete Institute*, **V. 5**, 403-410.
- Mugurama, H., Watanabe, F. and Komuro, T., 1990.** Ductility improvement of high-strength concrete columns with lateral confinement, *ACI Spec. Publ.*, **SP-121-4**, p. 47-60, Am. Conc. Inst., Detroit, Mich.
- Murayama, Y., Furuichi, K., Sivasubramaniyam, S. and Mahin, S.A., 1994.** Effect of steel models on M- Φ analysis of reinforced concrete columns, *Transactions of Japan Concrete Institute*, **V. 16**, 225-232.
- Nagashima, T., Sugano, S., Kimura, H. and Ichikawa, A., 1992.** Monotonic axial compression test on ultra-high-strength concrete tied columns, *Proceedings of Tenth World Conf. on Earthquake Eng.*, 2983-2988.
- Otani, S., 1974.** Inelastic analysis of R/C frame structures, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 100**, No. **ST7**, 1433-1449.
- Ozcebe, G. and Saatcioglu, M., 1989.** Hysteretic shear model for reinforced concrete members, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **Vol. 115**, No. **1**, 132-148.
- Park, R., Kent, D.C. and Sampson, R.A., 1972.** Reinforced concrete members with cyclic loading, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 98**, No. **ST7**, 1341-1359.
- Park R. and Paulay, T., 1975.** Reinforced Concrete Structures, A Wiley Interscience Publication, New York.
- Park, R., Priestley, M.J.N. and Gill, W.D., 1982.** Ductility of square-confined concrete columns, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 108**, No. **ST4**, 929-950.
- Paulay, T. and Priestley, M.J.N., 1992.** Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley and Sons Inc., USA.
- Popovics, S., 1970.** Stress-strain relations for concrete under compression, *Journal of American Concrete Institute*, **67(3)**, 243-248.
- Popovics, S., 1973.** A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete, *Cement and Concrete Research*, **3(5)**, 583-599.
- Priestley, M.J.N. and Benzoni, G., 1996.** Seismic performance of circular columns with low longitudinal reinforcement ratios, *ACI Structural Journal*, **V. 93**, No. **4**, 474- 485.

- Priestley, M.J.N., Park, R. and Potangaroa, R.T.**, 1981. Ductility of spirally confined columns, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 107, No. ST1, 181-202.
- Rabbat, B.G., Daniel, J.I., Weinmann, T.L. and Hanson, N.W.**, 1986. Seismic behavior of lightweight and normal weight concrete columns, *ACI Journal*, Title no. 83-9, 69-79.
- Raffaello, G.S. and Wight, J.K.**, 1995. Reinforced concrete eccentric beam-column connections subjected to earthquake type loading, *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 1, 45-55.
- Razvi, S.R. and Saatcioglu, M.**, 1994. Strength and deformability of confined high-strength concrete columns, *ACI Structural Journal*, V. 91, No. 6, 678-687.
- Richart, F.E., Brandtzaeg, A. and Brown, R.L.**, 1928. A study of failure of concrete under combined compressive stresses, *Engineering Experiment Station Bulletin*, No. 185, University of Illinois, Urbana.
- Richart, F.E., Brandtzaeg, A. and Brown, R.L.**, 1929. The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression, *Engineering Experiment Station Bulletin*, No. 190, University of Illinois, Urbana.
- Roufaiel, S.L. and Meyer, C.**, 1987. Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 113, No. 3, 429-444.
- Roy, H.E.H. and Sozen, M.A.**, 1964. Ductility of concrete, in *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, SP12, 213-224, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Detroit.
- Saatcioglu, M.**, 1991. Modelling hysteretic force-deformation relationships for reinforced concrete elements. SP 127-5, 153-198, American Concrete Institute, Detroit.
- Saatcioglu, M. and Razvi, S.R.**, 1992. Strength and ductility of confined concrete, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 118, No. 6, 1590-1607.
- Saatcioglu, M., Salamat, A.H. and Razvi, S.R.**, 1995. Confined columns under eccentric loading, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V. 121, No. 11, 1547-1556.
- Saenz, L.P.**, 1964. Equation for the stress-strain curve of concrete (Discussion), *Journal of the American Concrete Institute*, V. 61, No. 9, 1229-1235.
- Saiidi, M.**, 1982. Hysteresis models for reinforced concrete, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 108, No. ST5, 1077-1087.

- Saeki, E., Sugisawa, M., Yamaguchi, T. and Wada, A., 1998. Mechanical properties of low yield point steels, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 10, No. 3, 143-152.
- Samra, R.M., Deeb, N.A.A. and Madi, U.R., 1996. Transverse steel content in spiral concrete columns subjected to eccentric loading, *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 4, 412-419.
- Sargin, M., Ghosh, K. and Handa, V.K., 1971. Effects of lateral reinforcement upon the strength and deformation properties of concrete, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 23, No. 75-76, 99-110.
- Sato, H., Fukumoto, Y., Assa, B.B. and Nishiyama, M., 1994. Stress-strain characteristics of confined concrete under flexural compression, *Transactions of Japan Concrete Institute*, V. 16, 303-310.
- Schiffner, K., 1995. Overlay models for structural analysis under cyclic loading, *Computers and Structures*, Vol. 56, No. 2/3, 321-328.
- Scott, B.D., Park, R. and Priestley, M.J.N., 1982. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 79, 13-27.
- Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., 1980. Strength and ductility of tied concrete columns, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 106, No. ST5, 1079-1102.
- Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., 1982. Analytical model for concrete confinement in tied columns, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 108, No. ST12, 2703-2722.
- Sheikh, S.A., 1982. A comparative study of confinement models, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 79, No. 3, 296-305.
- Sheikh, S.A. and Yeh, C.C., 1986. Flexural behavior of confined concrete columns, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 83, 389-404.
- Sheikh, S.A. and Yeh, C.C., 1992. Analytical moment-curvature relations for tied concrete columns, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V. 118, No. 2, 529-544.
- Smith, G.M. and Young, L.E., 1955. Ultimate theory in flexure by exponential function, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 52, No. 3, 349-359.
- Soliman, M.T.M. and Yu, C.W., 1967. The flexural stress-strain relationship of concrete confined by rectangular transverse reinforcement, *Magazine of Concrete Research*, V. 19, No. 61, 223-238.

- Soroushian, P., Choi, K.B. and Alhamad, A.,** 1986. Dynamic constitutive behavior of concrete, *Journal of the Am. Conc. Inst.*, **V. 83**, 251-259.
- Stone, W.C. and Taylor, A.W.,** 1992. A predictive model for hysteretic failure parameters, *Proceedings of Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, 2575-2580.
- Su, X. and Zhu, B.,** 1994. Algorithm for hysteresis analysis of prestressed concrete frames, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **V. 120**, No. 6, 1732-1744.
- Sun, Y., Sakino, K. and Yoshioka, T.,** 1996. Flexural behavior of high strength RC columns confined by rectilinear reinforcement, *Jour. Struct. Constr. Eng.*, **AIJ**, No. 486, 95-106.
- Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen N.N.,** 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *ASCE Journal of the Structural Division*, **V. 96**, No. ST12, 2557-2573.
- Taucer, F.F., Spacone, E. and Filippou, F.C.,** 1991. A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures, **Report No. UCB/EERC-91/17**, Earthquake Engineering Research Center, California, Berkeley.
- Thompson, K.J., Park, R.,** 1980. Moment-curvature behaviour of cyclically loaded structural concrete members, *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, **Part 2**, 69, 317-341.
- Toussi, S., Yao, J.T.P. and Chen, W.F.,** 1984. A damage indicator for reinforced concrete frames, *ACI Journal*, **Title no:81-25**, 260-267.
- TS-500,** 1981. Betonarme yapıların hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- Tsai, W.T.,** 1988. Uniaxial compressional stress-strain relation of concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **V. 114**, No. 9, 2133-2136.
- Tulin, L.G. and Gerstle, K.H.,** 1964. Equation for the stress-strain curve of concrete (Discussion), *Journal of the American Concrete Institute*, **V. 61**, No. 9, 1236-1238.
- Vallenas, J., Bertero, V.V. and Popov, E.P.,** 1977. Concrete confined by rectangular hoops subjected to axial loads, **Report No. UBC/EERC-77/13**, University of California, Berkeley.
- Vecchio, F.J.,** 1999. Towards cyclic load modeling of reinforced concrete, *ACI Structural Journal*, **V. 96**, No. 2, 193-202.

- Vestroni, F., Capecchi, D. and Rega, C.,** 1980. Dynamic response of a reinforced concrete column model, *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, 413-420.
- Walpole, W.R. and Shepherd, R.,** 1969. Elasto-plastic seismic response of reinforced concrete frame, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 95, No. ST10, 2031-2055.
- Wang, P.T., Shah, S.P. and Naaman, A.E.,** 1978. High-strength concrete in ultimate strength design, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 104, No. ST11, 1761-1773.
- Warner, R.F.,** 1969. Biaxial moment thrust curvature relations, *ASCE Journal of the Structural Division*, V. 95, No. ST5, 923-940.
- Watson, S. and Park, R.,** 1994. Simulated seismic load tests on reinforced concrete columns, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 6, 1825-1849.
- Watson, S., Zahn, F.A. and Park, R.,** 1994. Confining reinforcement for concrete columns, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V. 120, No. 6, 1798-1823.
- Yamada, M., Kawamura, H. and Kondoh, K.,** 1973. Elasto-plastic cyclic horizontal sway behaviours of reinforced concrete unit rigid frames subjected to constant vertical loads, *IABSE Reports*, V. 13, 199-204.
- Yankelevsky, D.Z. and Reinhardt, H.W.,** 1987. Model for cyclic behavior of concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V. 113, No. 2, 228-240.
- Young, L.E.,** 1960. Simplifying ultimate flexural theory by maximizing the moment of the stress block, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 32, No. 5, 549-556.
- Zahn, F.A., Park, R. and Priestley, M.J.N.,** 1989. Strength and ductility of square reinforced concrete column sections subjected to biaxial bending, *ACI Structural Journal*, V. 56, No. 2, 123-131.
- Zeris, C.A. and Mahin, S.A.,** 1991a. Behavior of reinforced concrete structures subjected to uniaxial excitation, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 9, 2640-2656.
- Zeris, C.A. and Mahin, S.A.,** 1991b. Behavior of reinforced concrete structures subjected to biaxial excitation, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 9, 2657-2673.
- Zhu, B., Wu, M. and Zhang, K.,** 1980. A study of hysteretic curve of reinforced concrete members under cyclic loading, *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, 509-516.

Adet : 3

Numune No : 1, 4, 7

Boyuna Donatı : 4φ12 (BÇ I)

Etriye : φ10/10 (BÇ I)

Kesit

20 cm

200 cm

2φ12 (BÇ I)

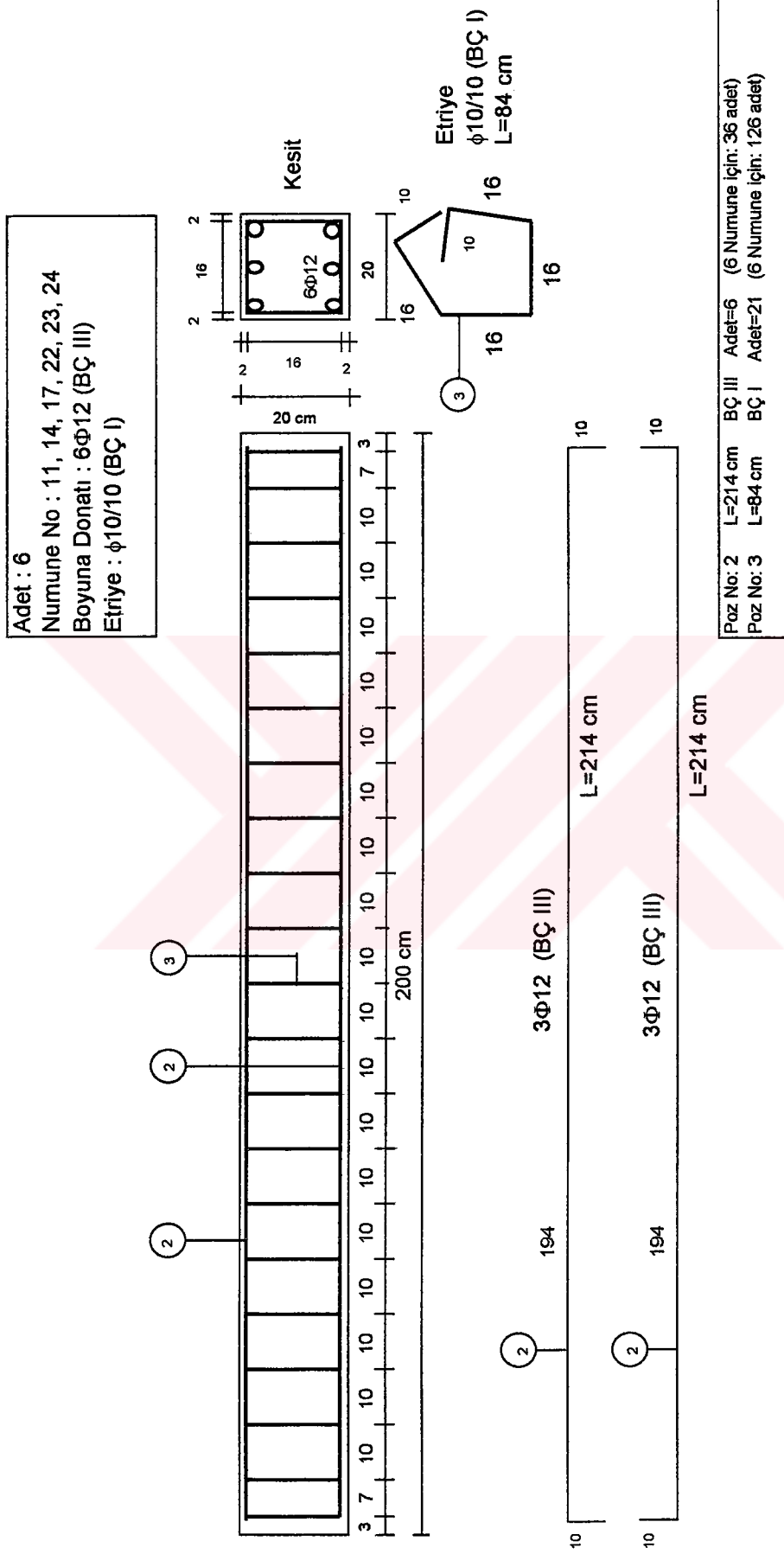
214 cm

2φ12 (BÇ I)

214 cm

Poz No: 1	L=214 cm	BÇ I	Adet=4	(3 Numune için: 12 adet)
Poz No: 3	L=84 cm	BÇ I	Adet=21	(3 Numune için: 63 adet)

Şekil A.3 Numune 3, 6 ve 9 için Donatı Detayları



Şekil A.5 Numune 11, 14, 17, 22, 23 ve 24 için Donatı Detayları

Şekil A.6 Pilot Numune ve Numune 12, 15, 18, 25, 26 ve 27 için Donatı Detayları

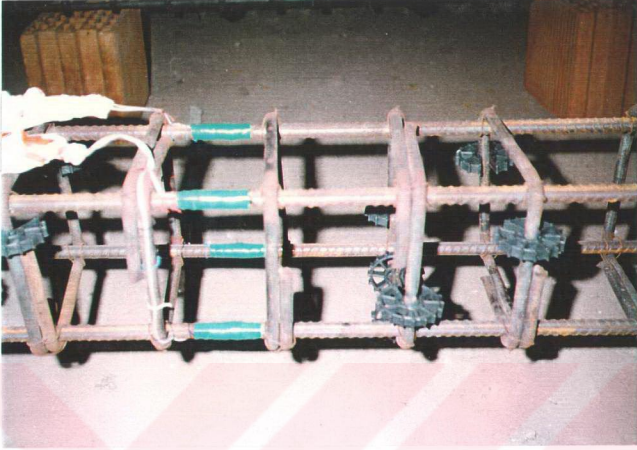
Ek B EĞİLME DENEYLERİ İLE İLGİLİ FOTOĞRAFLAR



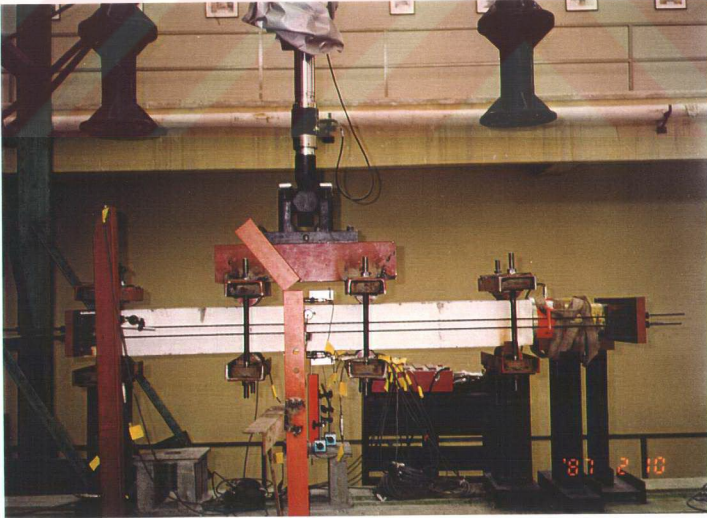
Şekil B.1 Donatı İskeletlerinin Görünümü



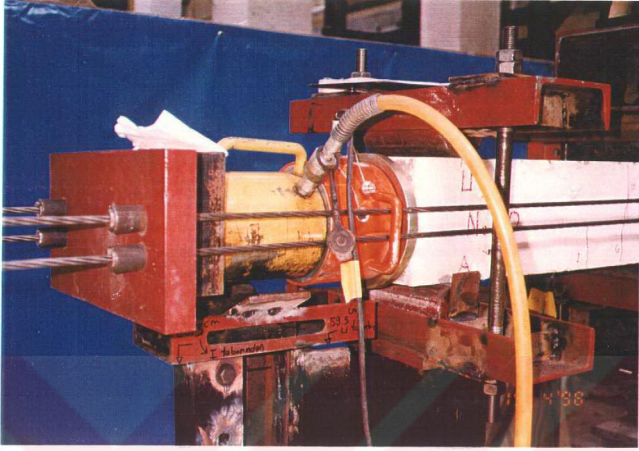
Şekil B.2 Kalıplarda Donatı İskeletleri



Şekil B.3 Şekildeğiştirmeölçerlerin Yapıştırılmış Olduğu Bir Donatı İskeleti



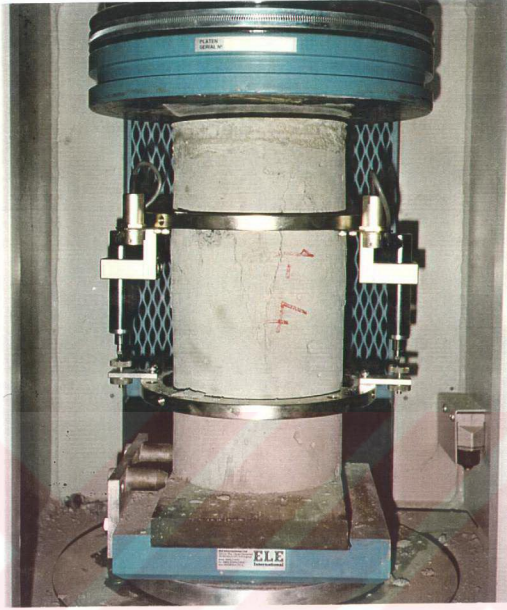
Şekil B.4 Deney Düzenekinin Görünümü



Şekil B.5 Eksenel Yük Verme Düzenneği



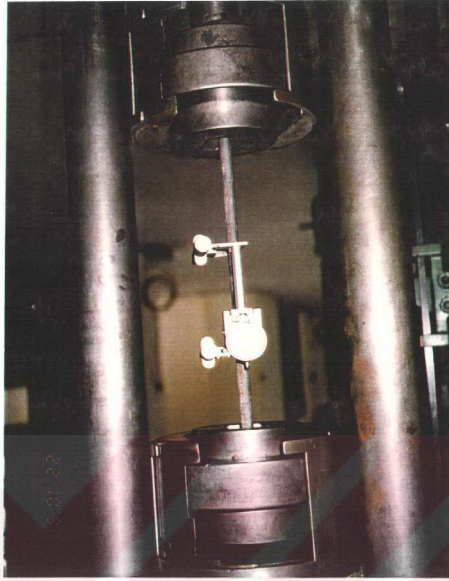
Şekil B.6 Silindir Basınç Deneyleri Yükleme ve Ölçüm Sistemi



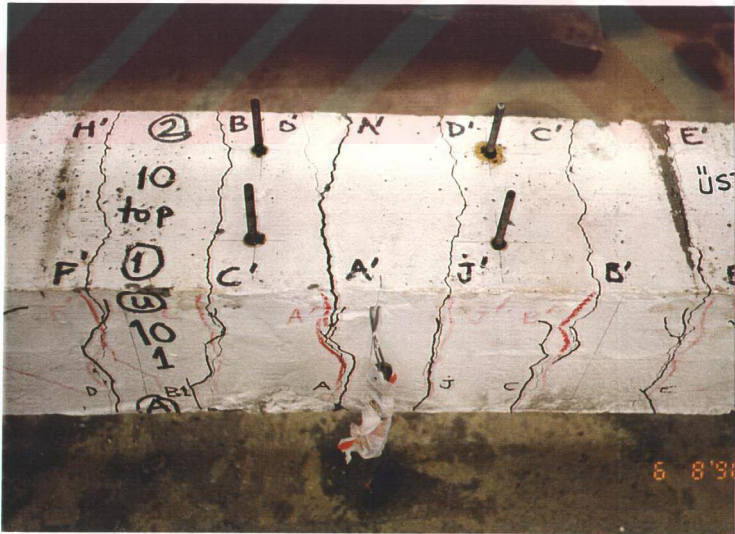
Şekil B.7 Standart Silindir Numune ve Ölçüm Çerçevesi



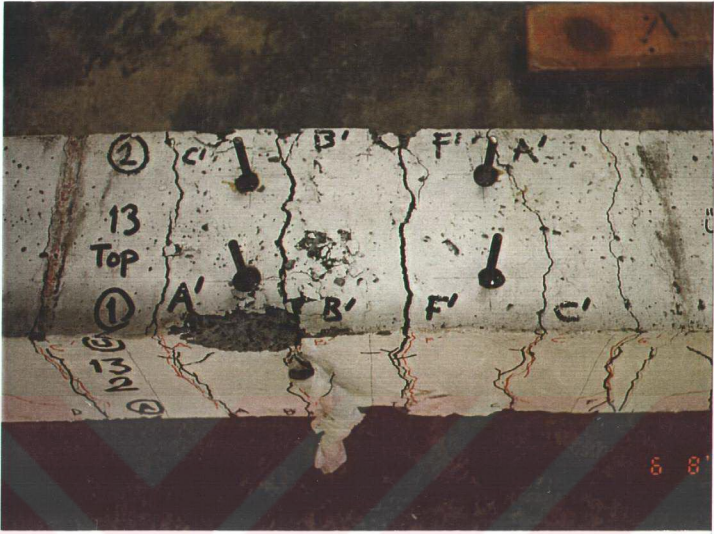
Şekil B.8 Çelik Çekme Deneyi Düzenegi



Şekil B.9 Çelik Çekme Deneyi



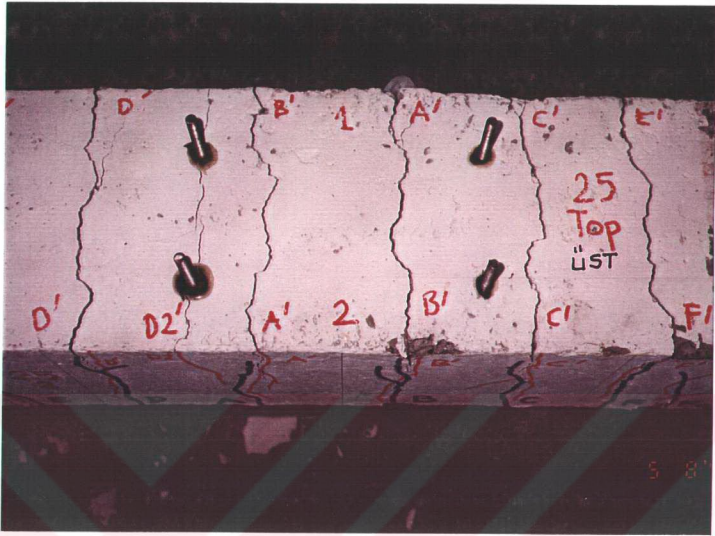
Şekil B.10 Numune 10 (4D12-C25.3-N5)



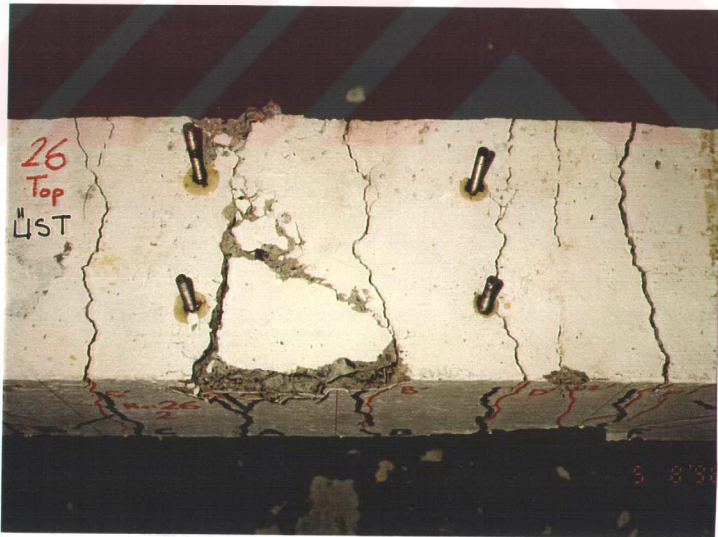
Şekil B.11 Numune 13 (4D12-C25.4-N10)



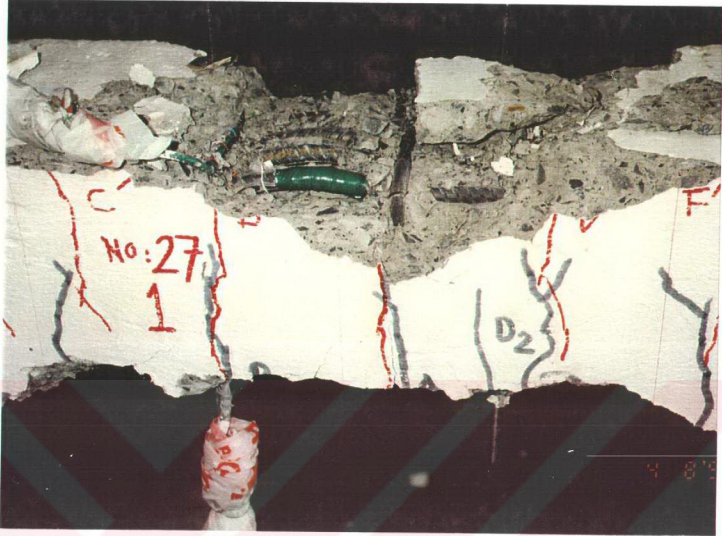
Şekil B.12 Numune 14 (6D12-C25.4-N10)



Şekil B.13 Numune 25 (10D12-C30.0-N5)

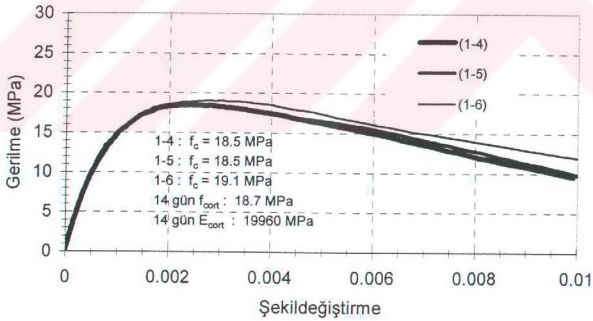
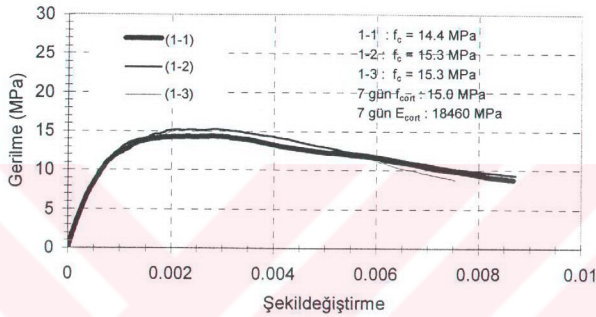


Şekil B.14 Numune 26 (10D12-C30.2-N10)

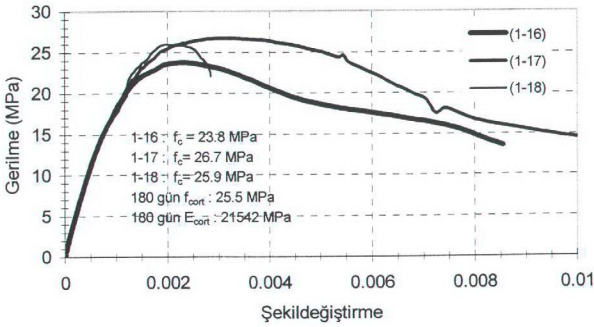
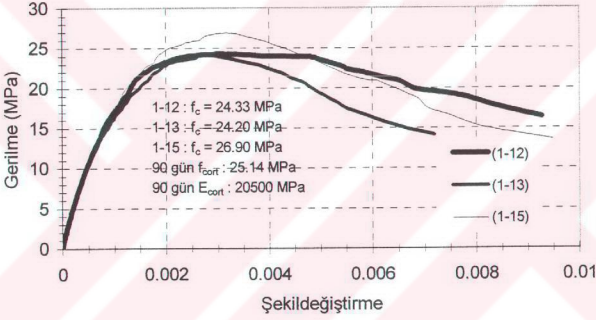
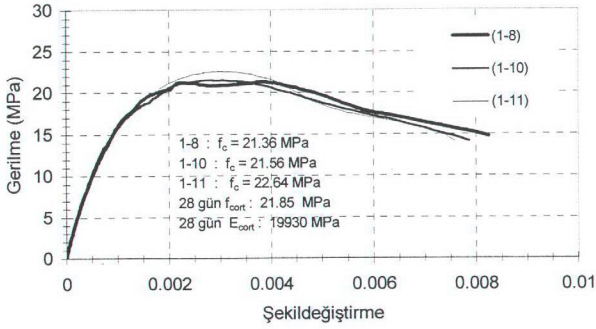


Şekil B.15 Numune 27 (10D12-C30.3-N20)

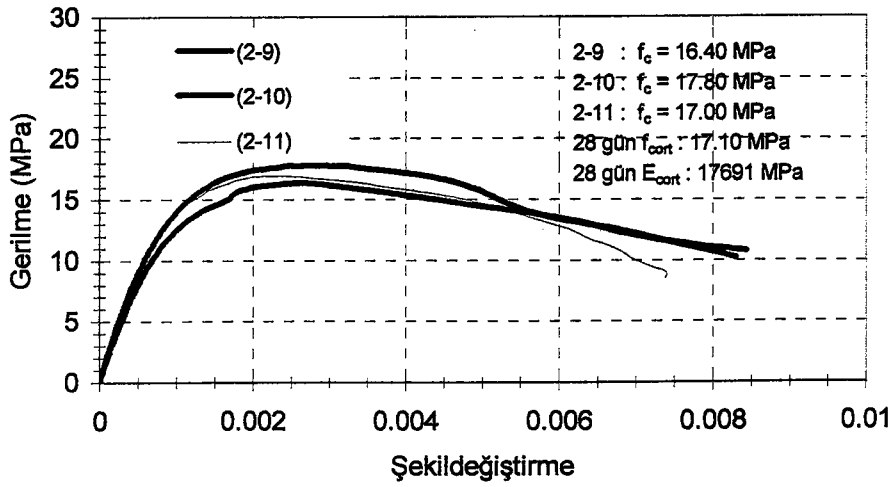
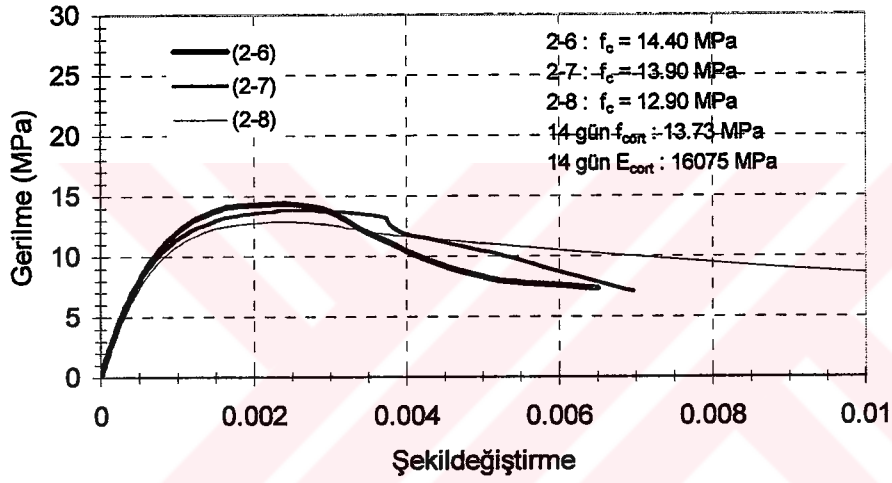
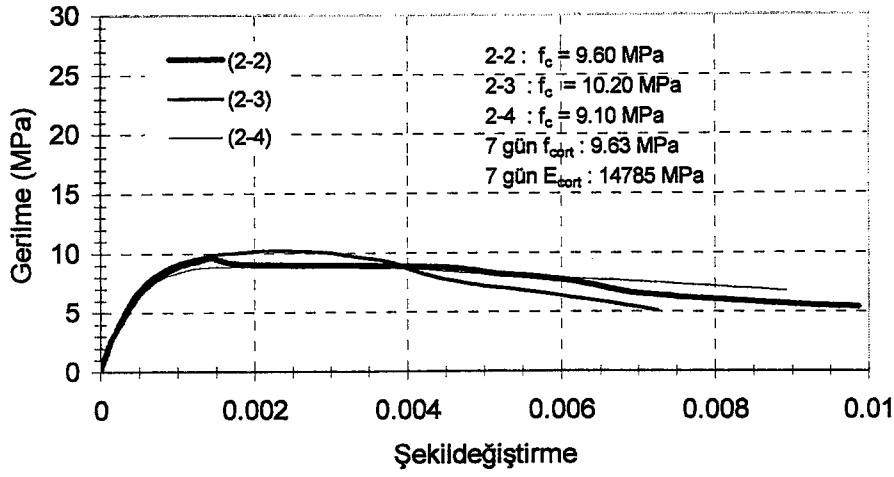
Ek C BETON İÇİN SİLİNDİR BASINÇ DENEY SONUÇLARI



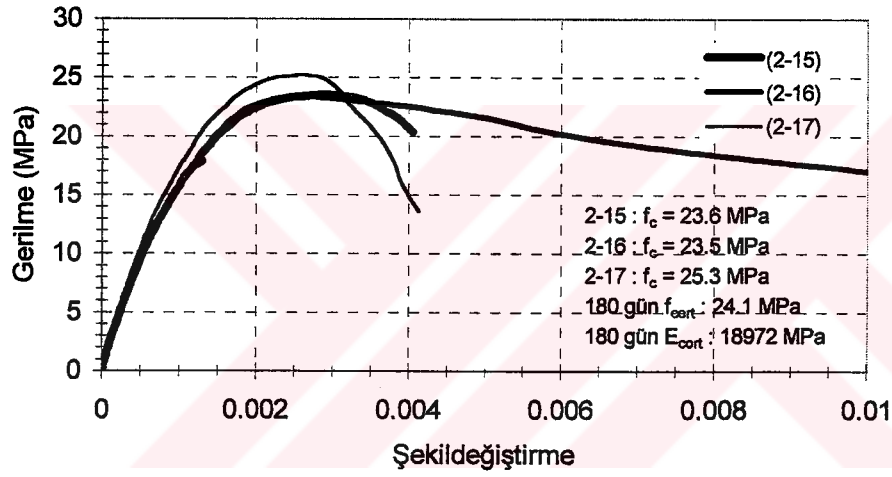
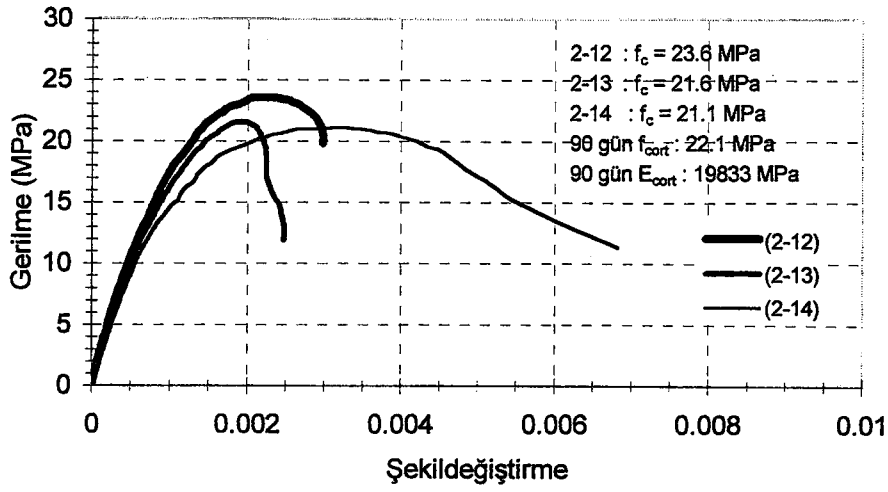
Şekil C.1 Birinci Seri Numuneler için 7 ve 14 Günlük Silindir Basınç Deney Sonuçları



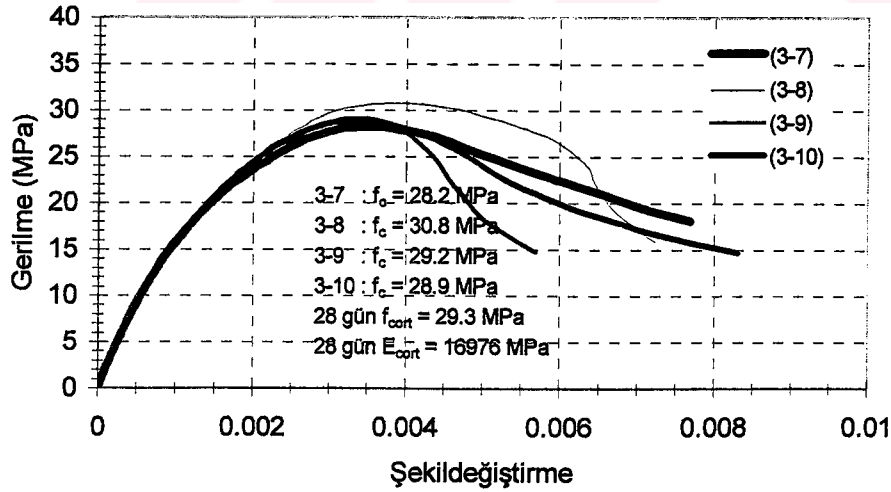
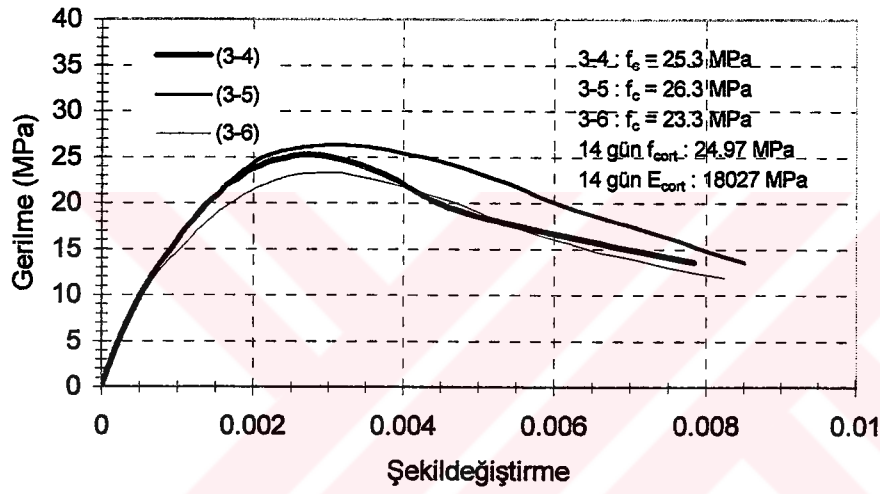
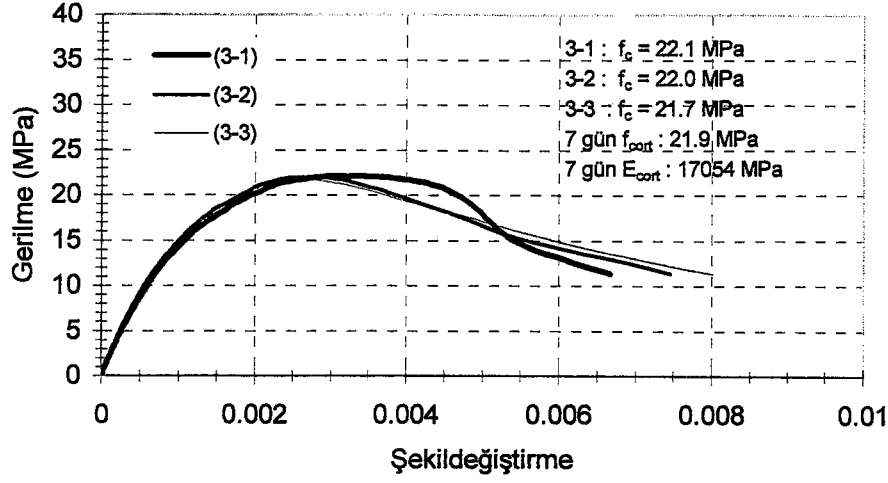
Şekil C.2 Birinci Seri Numuneler için 28, 90 ve 180 Günlük Silindir Basınç Deney Sonuçları



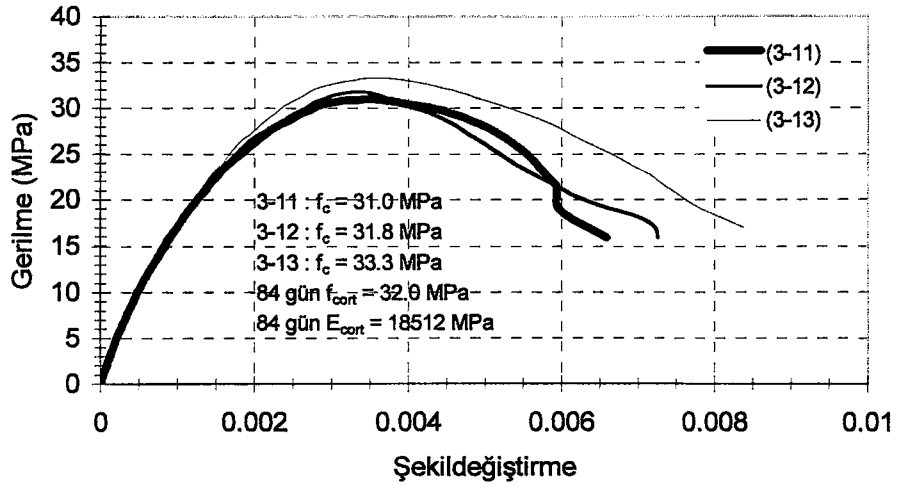
Şekil C.3 İkinci Seri Numuneler için 7, 14 ve 28 Günlük Silindir Basınç Deney Sonuçları



Şekil C.4 İkinci Seri Numuneler için 90 ve 180 Günlük Silindir Basınç Deney Sonuçları

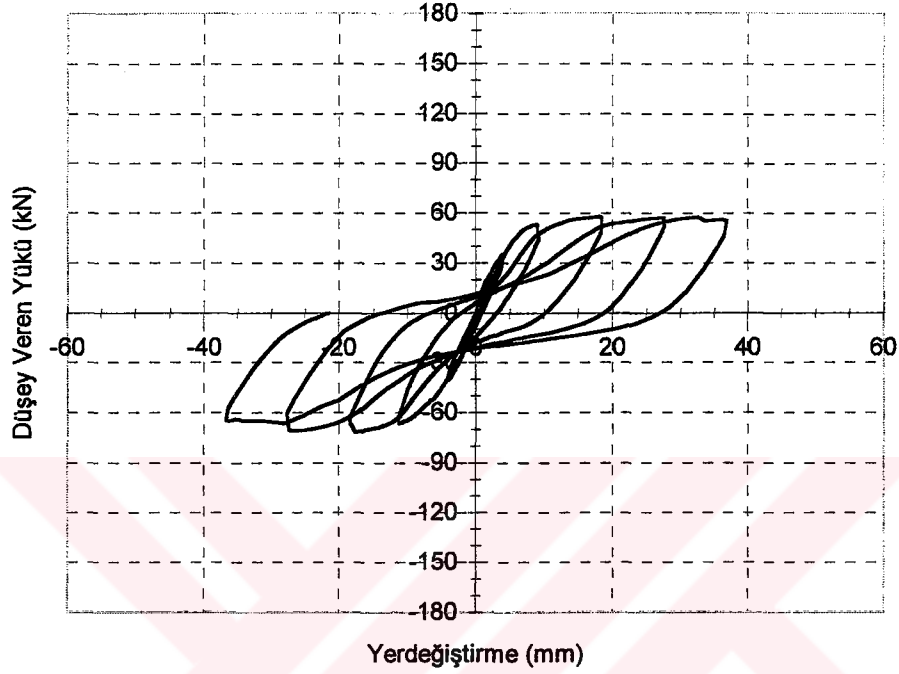


Şekil C.5 Üçüncü Seri Numuneler için 7, 14 ve 28 Günlük Silindir Basınç Deney Sonuçları

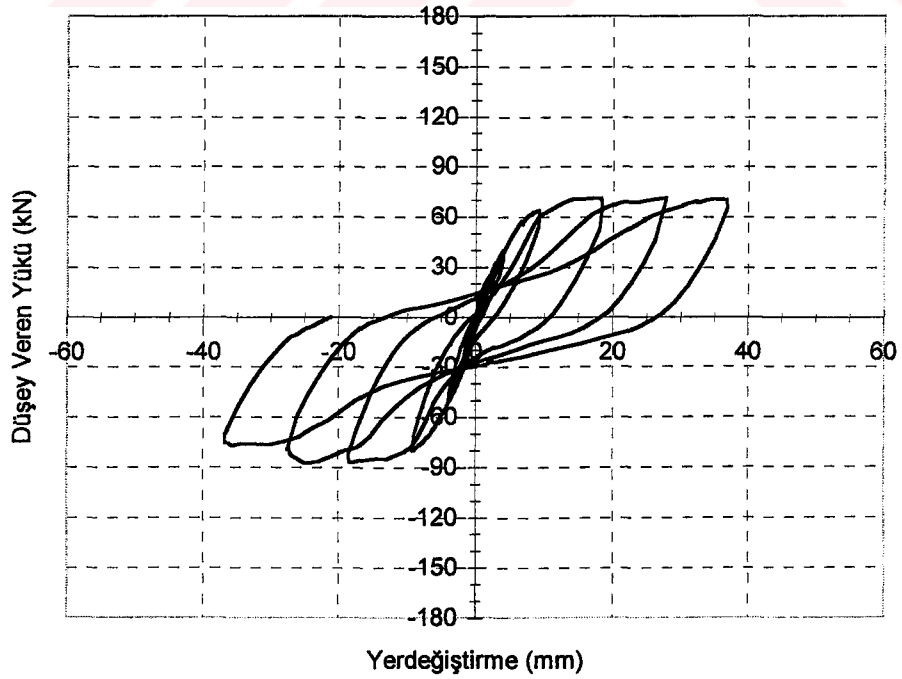


Şekil C.6 Üçüncü Seri Numuneler için 84 Günlük Silindir Basınç Deney Sonuçları

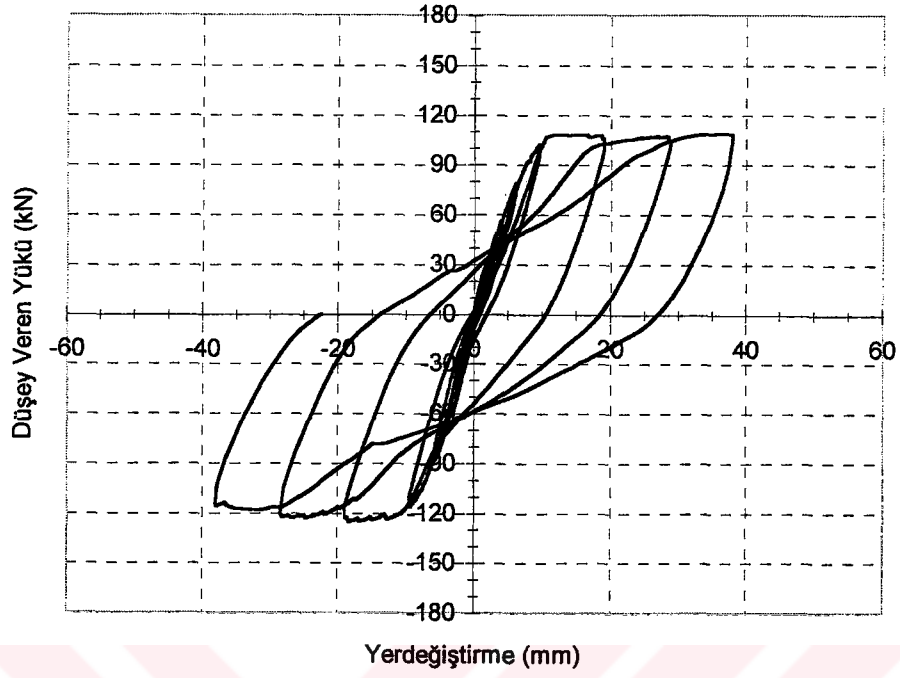
Ek D EĞİLME DENEYLERİ YÜK-YERDEĞİŞTİRME İLİŞKİLERİ



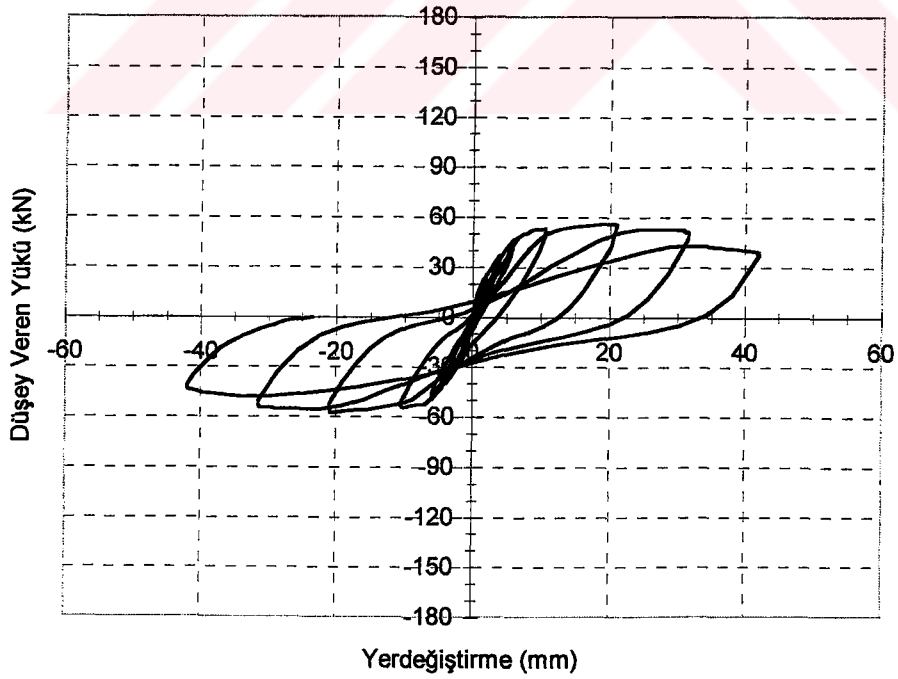
Şekil D.1 Numune 1 (4R12-C25.3-N5) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



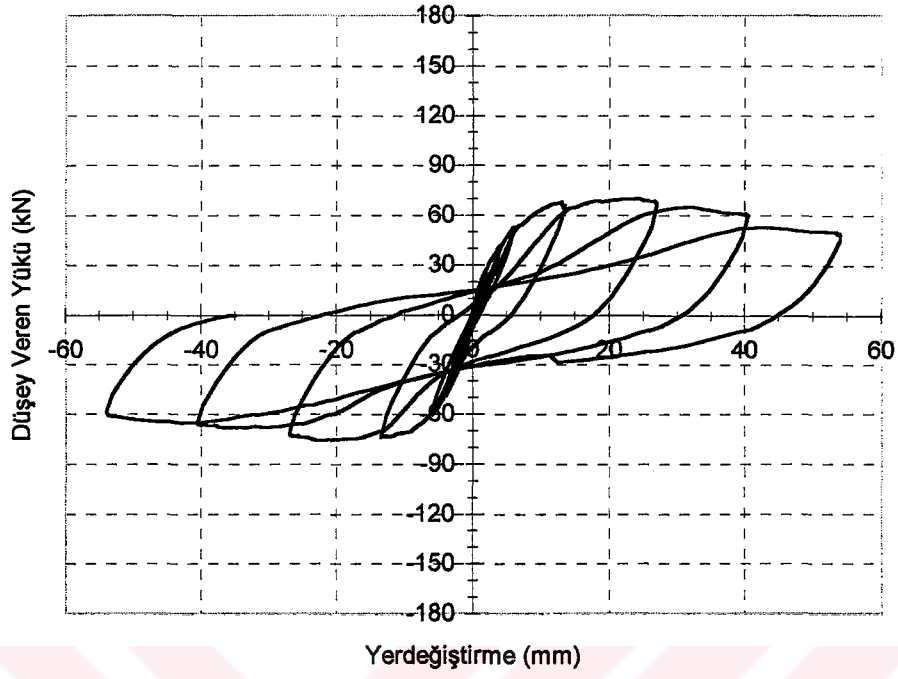
Şekil D.2 Numune 2 (6R12-C25.3-N5) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



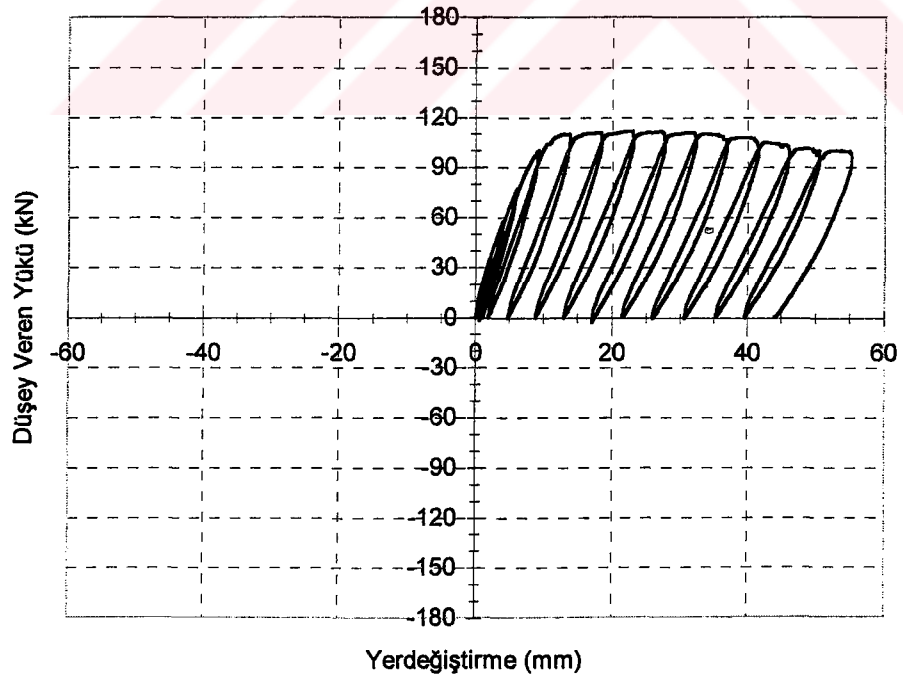
Şekil D.3 Numune 3 (10R12-C25.3-N5) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



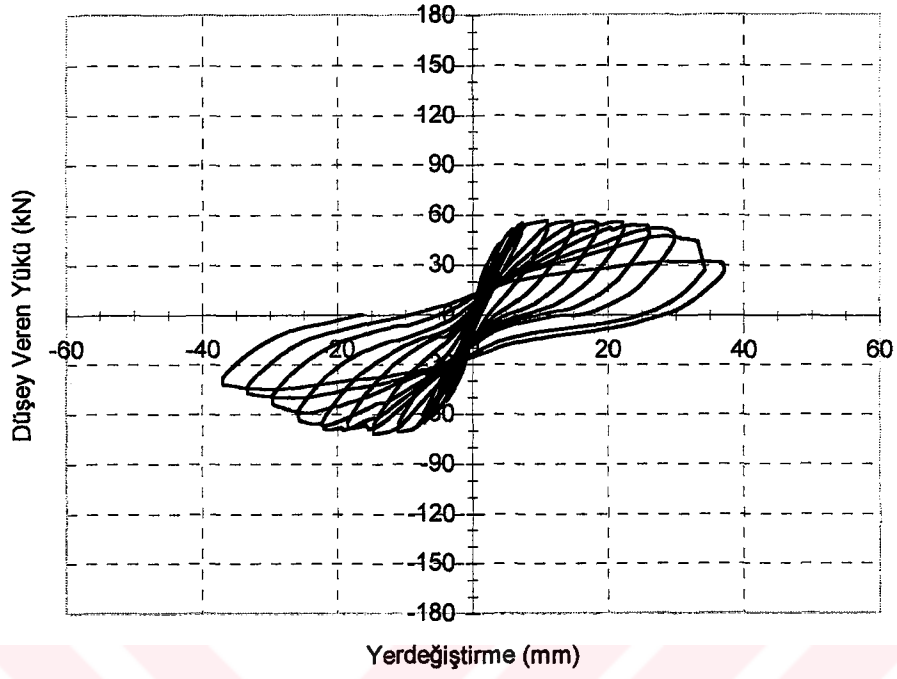
Şekil D.4 Numune 4 (4R12-C20.2-N10) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



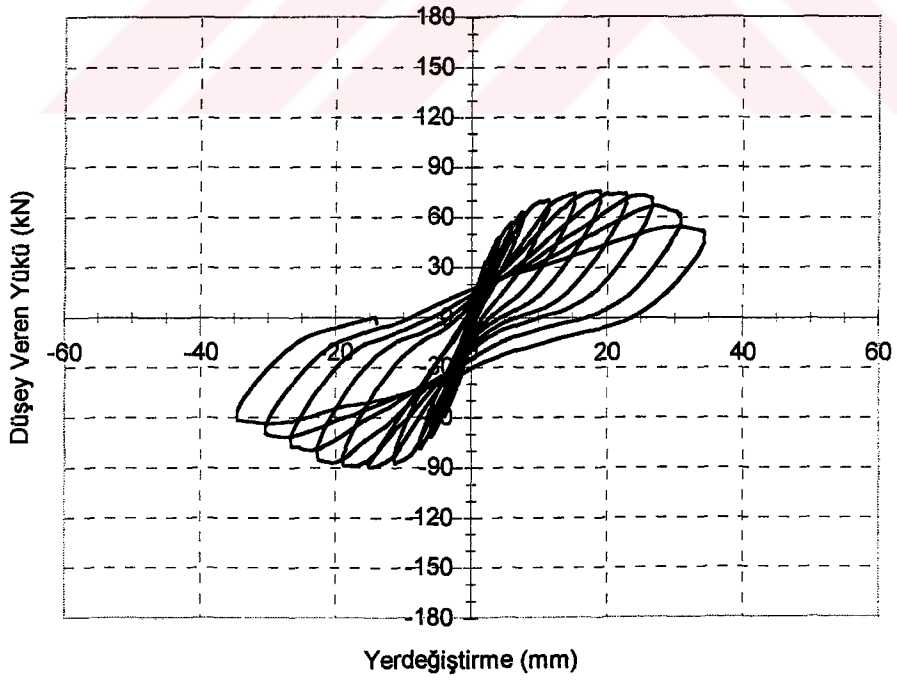
Şekil D.5 Numune 5 (6R12-C20.6-N10) Yüğü-Yerdeğiştirme İlişkisi



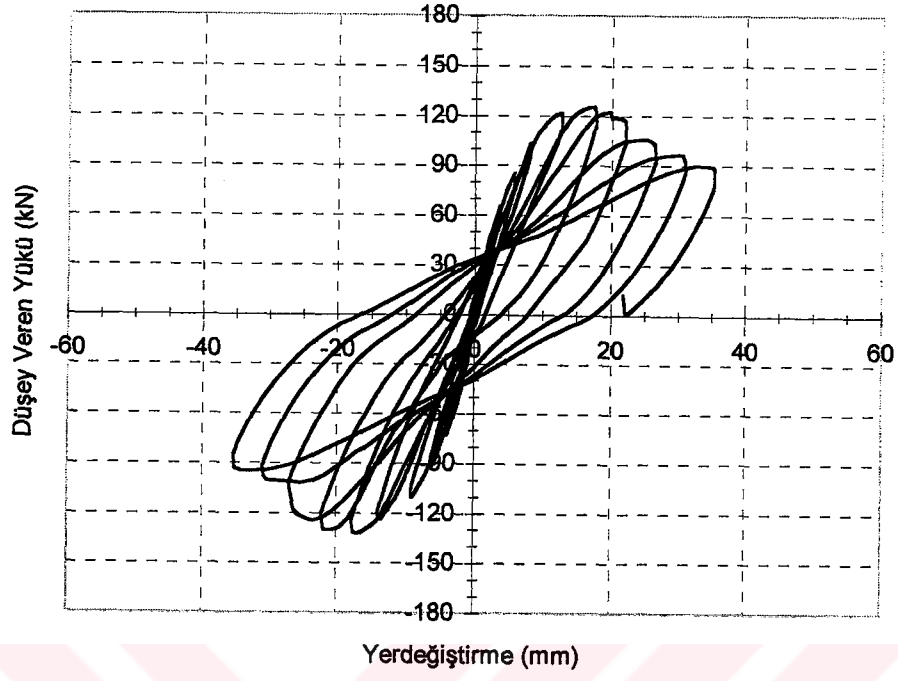
Şekil D.6 Numune 6 (10R12-C20.8-N10) Yüğü-Yerdeğiştirme İlişkisi



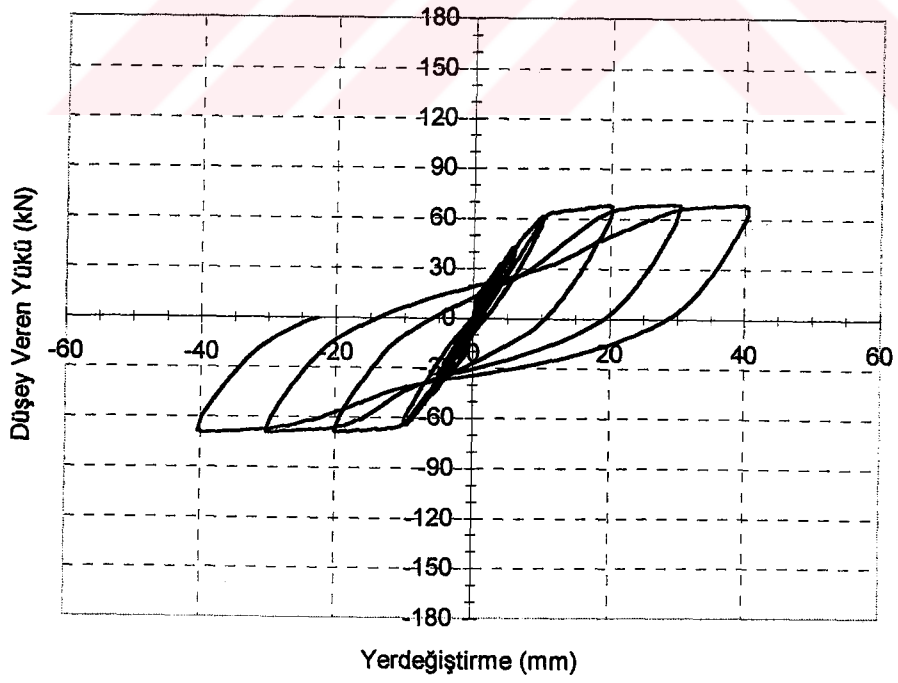
Şekil D.7 Numune 7 (4R12-C21.3-N20) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



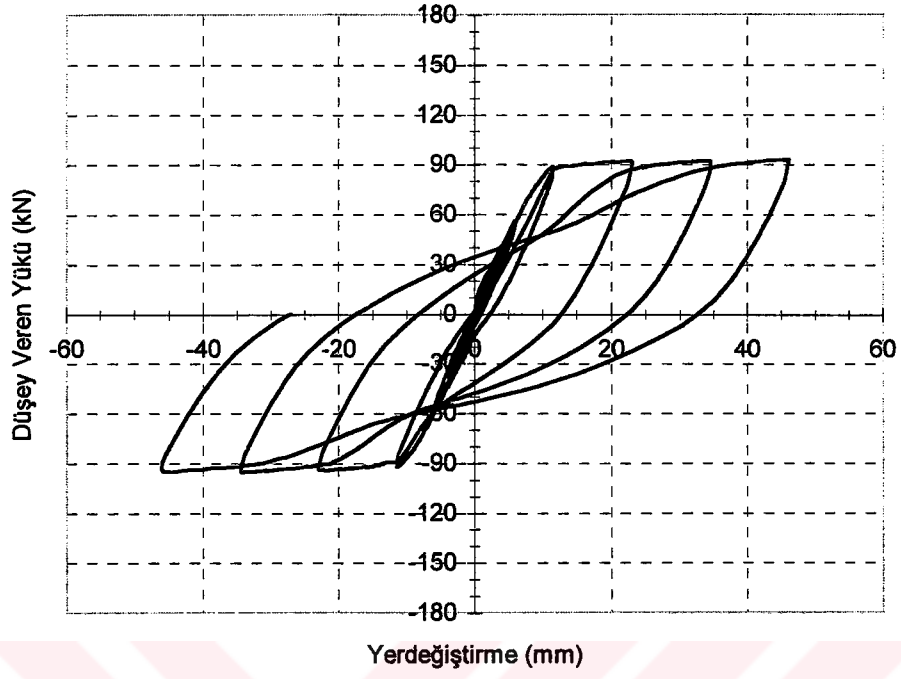
Şekil D.8 Numune 8 (6R12-C21.6-N20) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



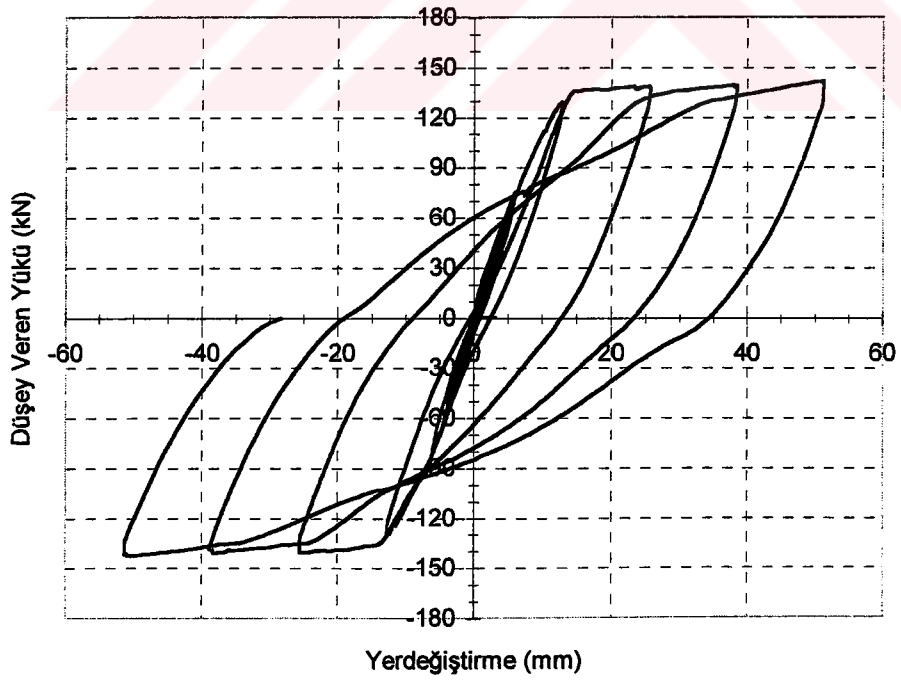
Şekil D.9 Numune 9 (10R12-C21.9-N30) Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi



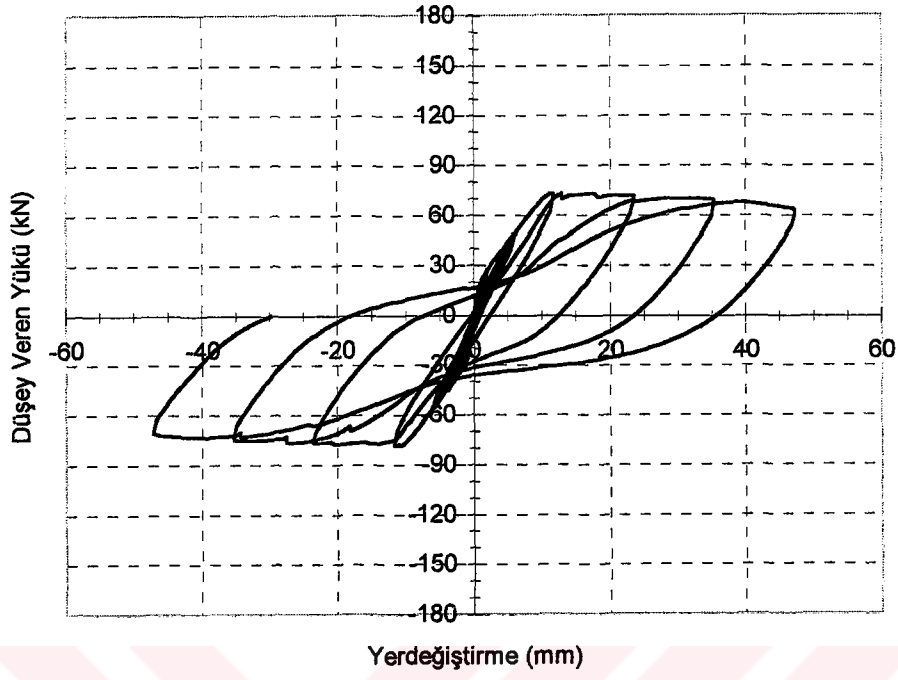
Şekil D.10 Numune 10 (4D12-C25.3-N5) Yük-Yerdeğiştirme İlişkisi



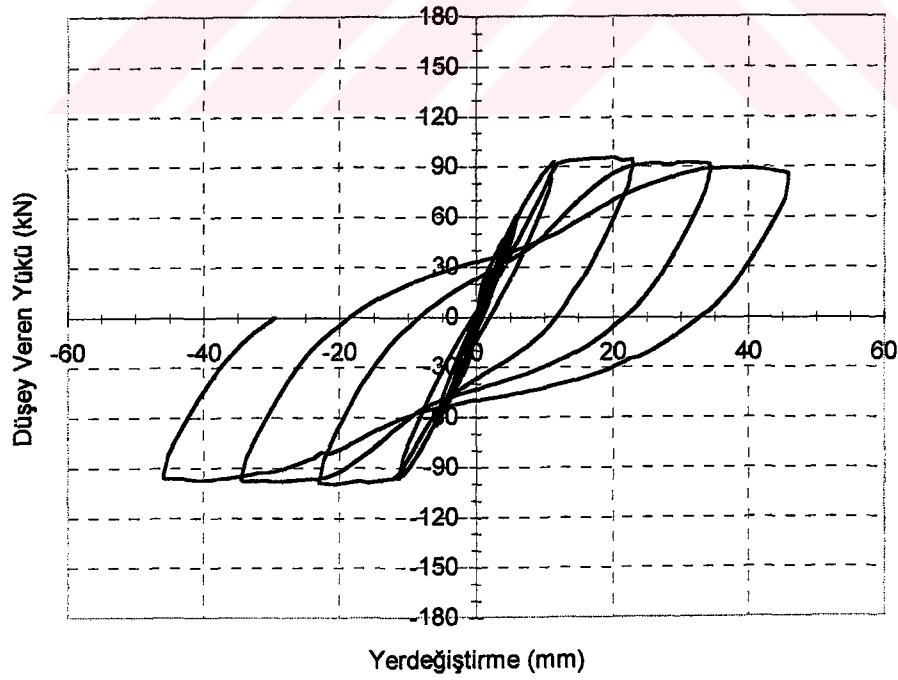
Şekil D.11 Numune 11 (6D12-C25.3-N5) Yüğü-Yerdeğiştirme İlişkisi



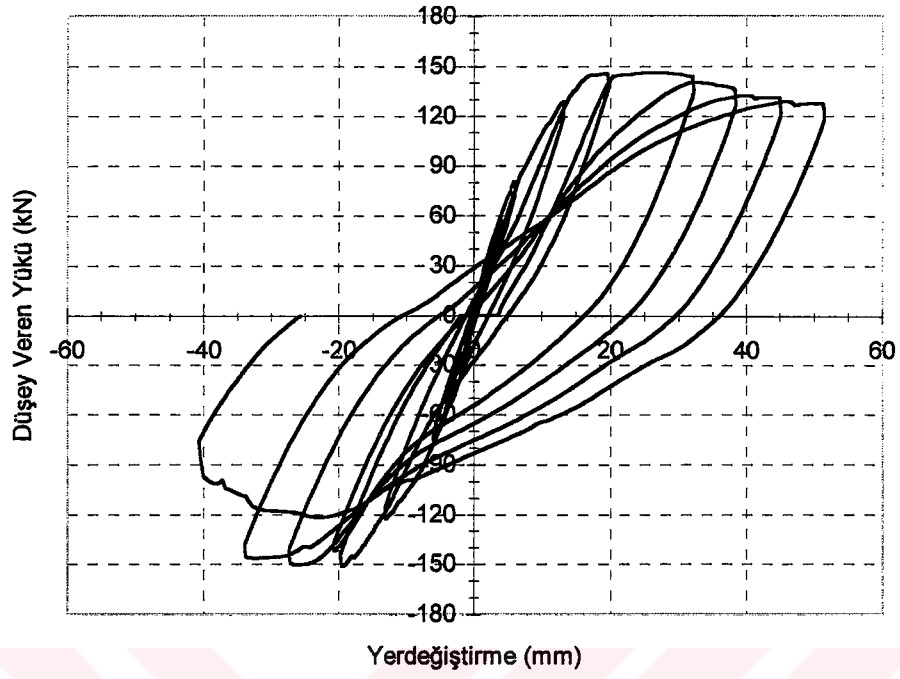
Şekil D.12 Numune 12 (10D12-C25.4-N5) Yüğü-Yerdeğiştirme İlişkisi



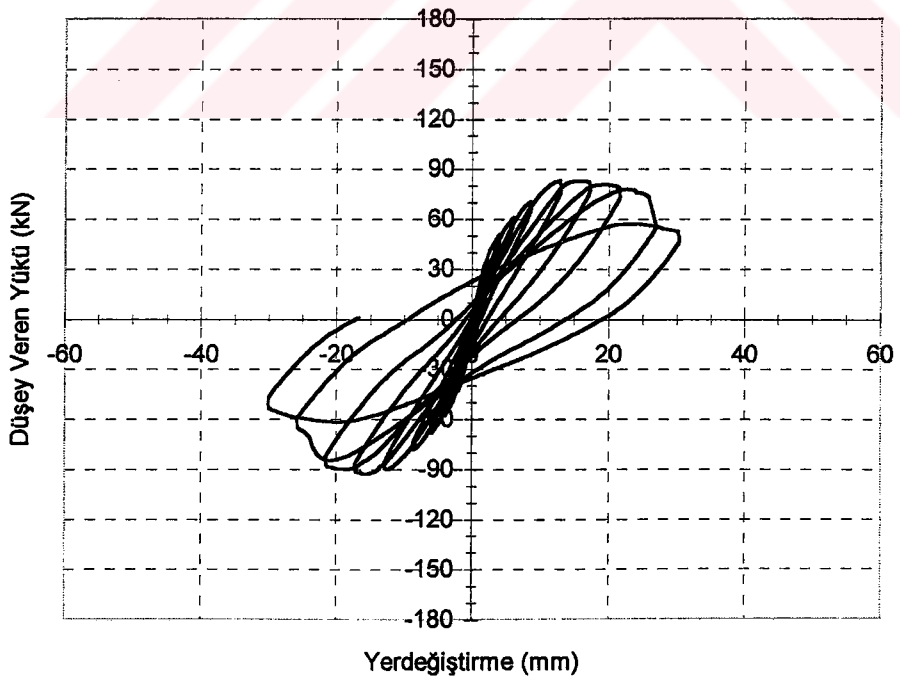
Şekil D.13 Numune 13 (4D12-C25.4-N10) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



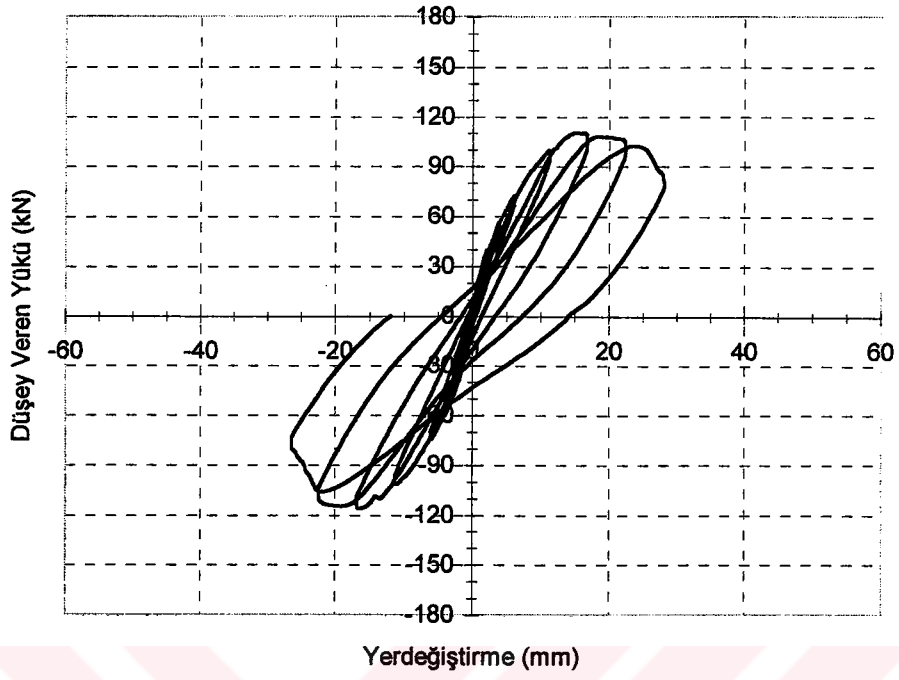
Şekil D.14 Numune 14 (6D12-C25.4-N10) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



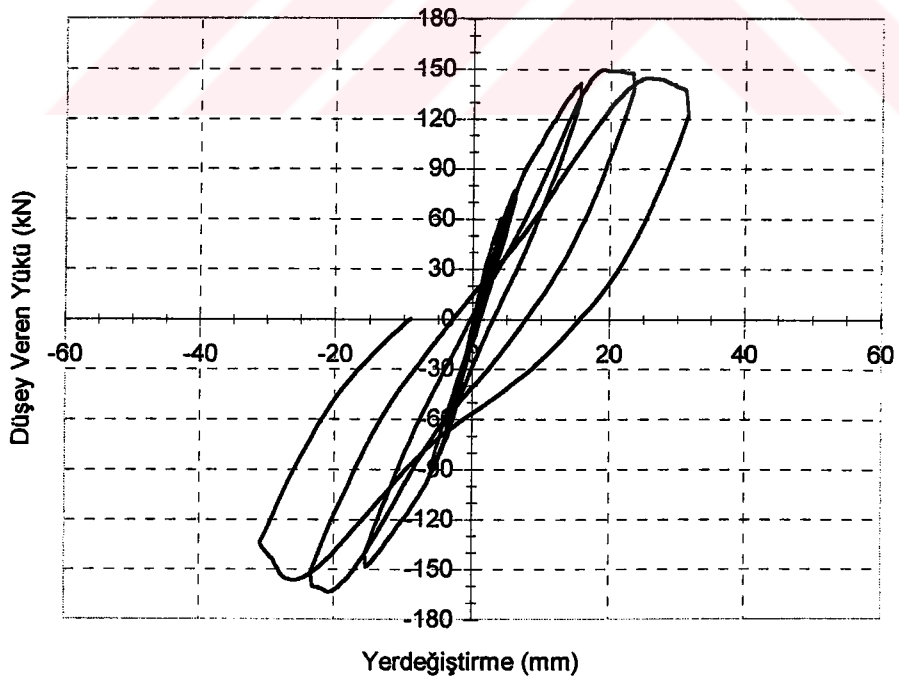
Şekil D.15 Numune 15 (10D12-C22.5-N20) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



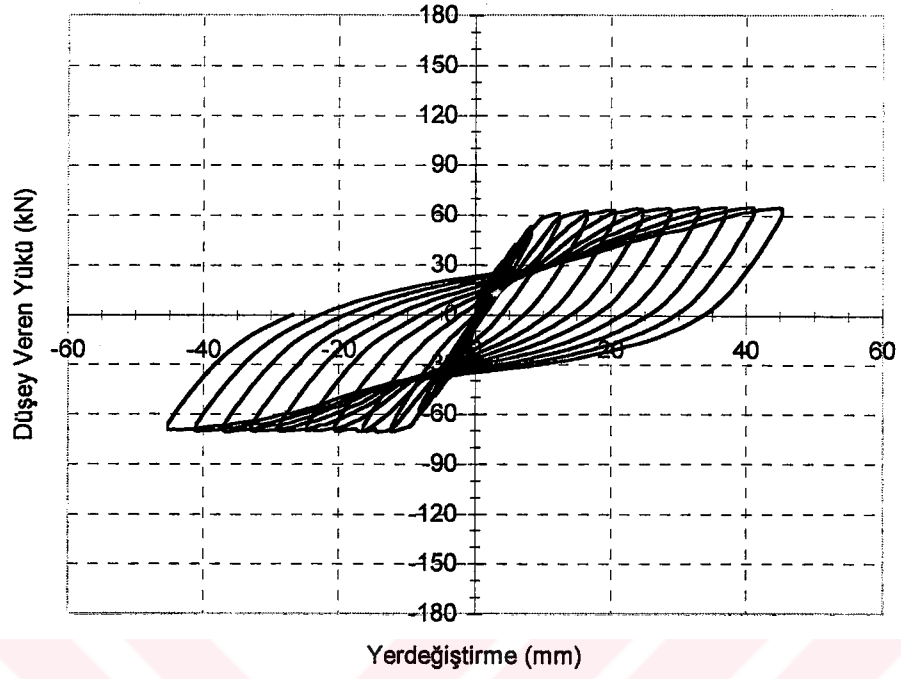
Şekil D.16 Numune 16 (4D12-C22.6-N30) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



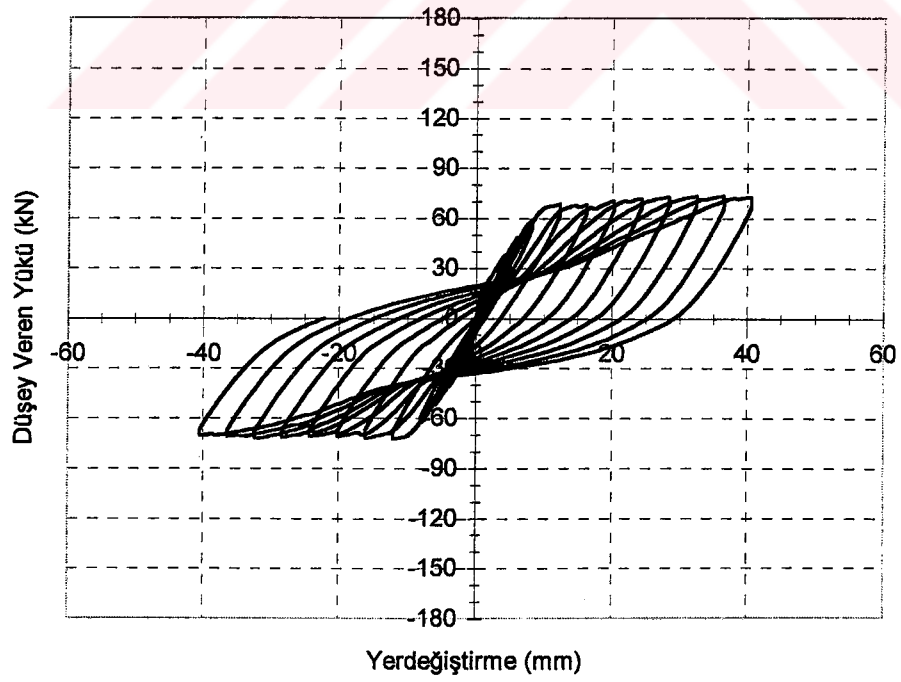
Şekil D.17 Numune 17 (6D12-C22.7-N30) Yüğü-Yerdeğiştirme İlişkisi



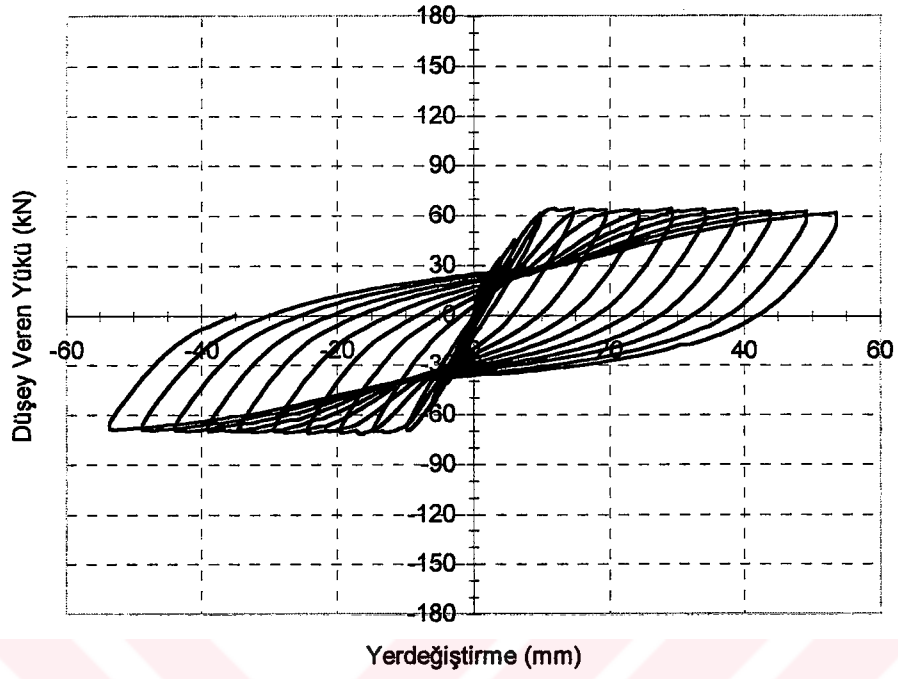
Şekil D.18 Numune 18 (10D12-C22.7-N30) Yüğü-Yerdeğiştirme İlişkisi



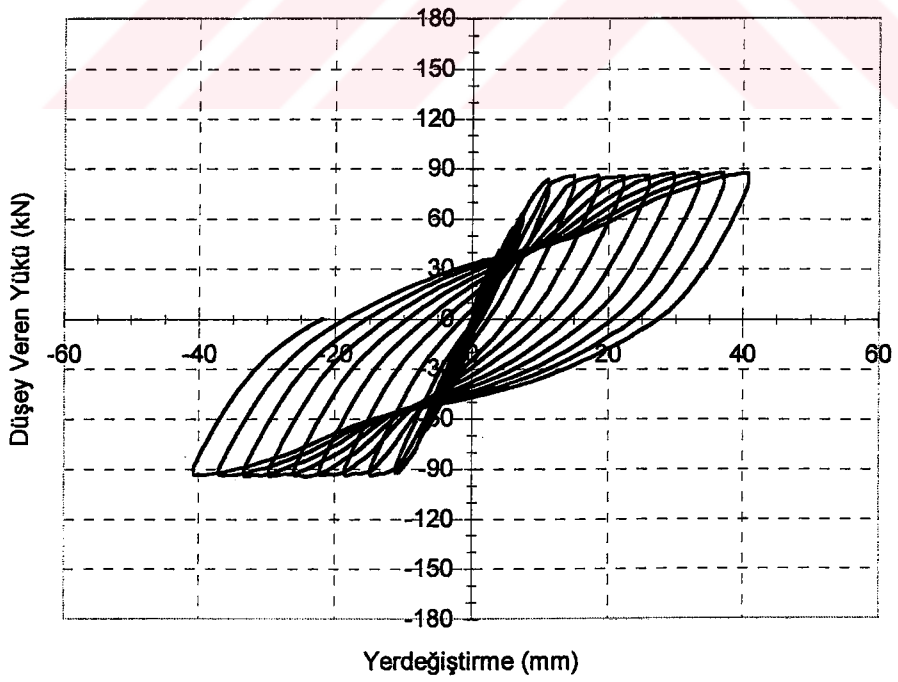
Şekil D.19 Numune 19 (4D12-C29.3-N5) Yükle-Yerdeğiştirme İlişkisi



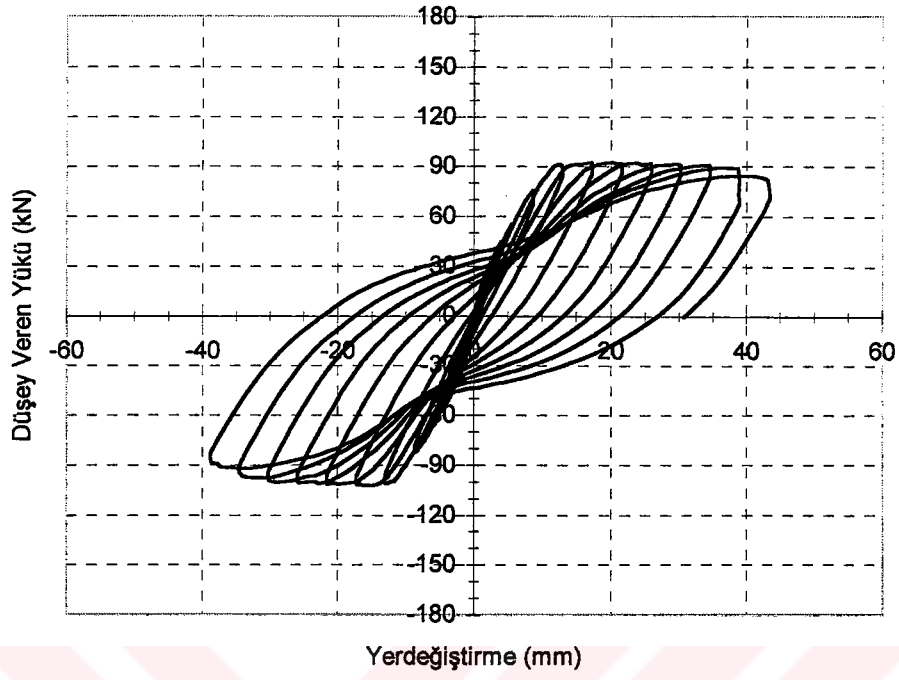
Şekil D.20 Numune 20 (4D12-C29.4-N5) Yükle-Yerdeğiştirme İlişkisi



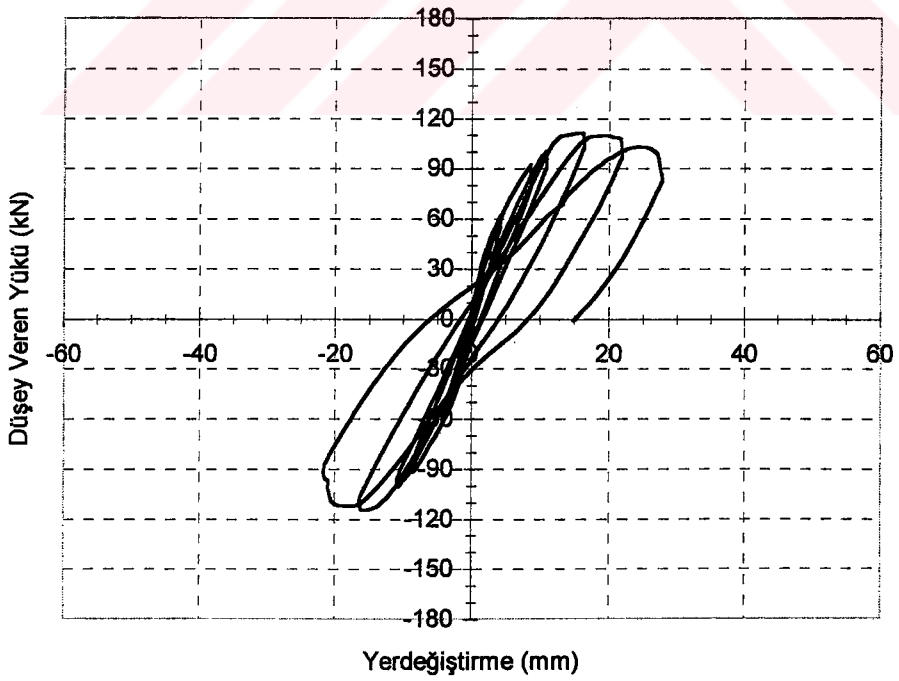
Şekil D.21 Numune 21 (4D12-C29.5-N5) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



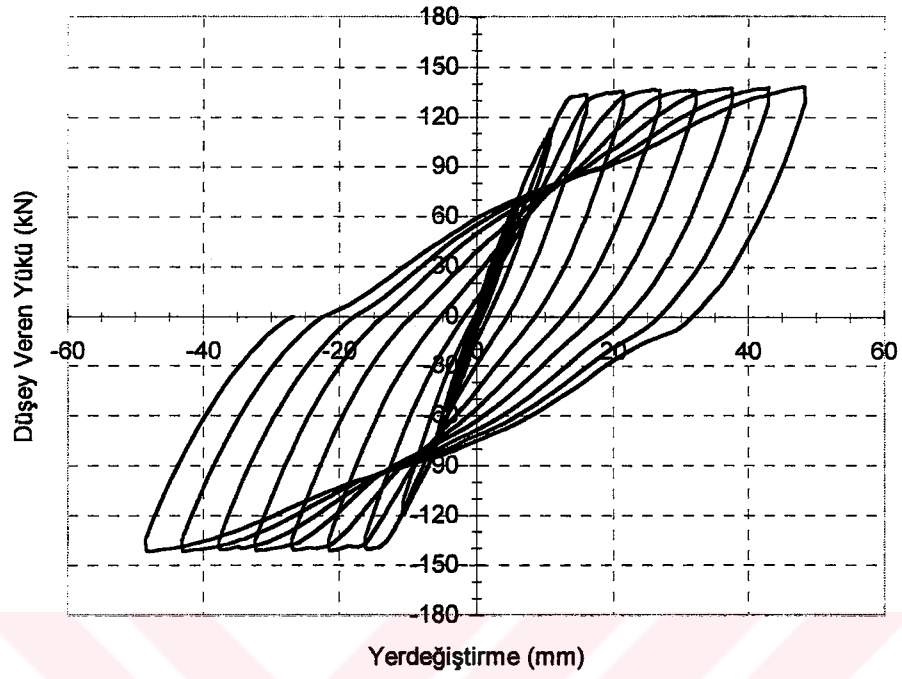
Şekil D.22 Numune 22 (6D12-C29.6-N5) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



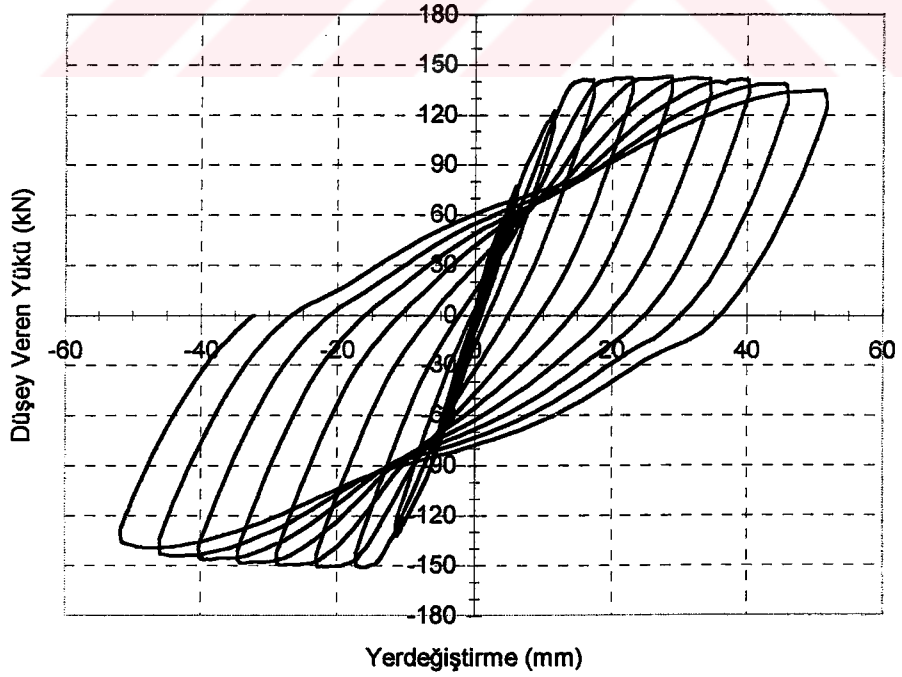
Şekil D.23 Numune 23 (6D12-C29.9-N10) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



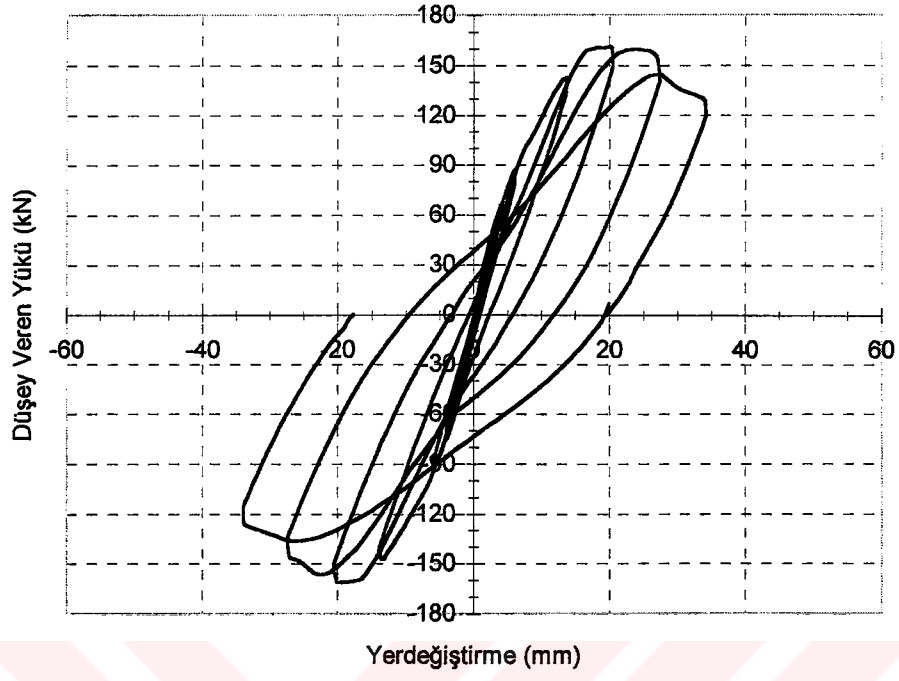
Şekil D.24 Numune 24 (6D12-C30.0-N20) Yüğü-Yerdeğıştirme İlişkisi



Şekil D.25 Numune 25 (10D12-C30.0-N5) Yükl-Yerdeğiştirme İlişkisi

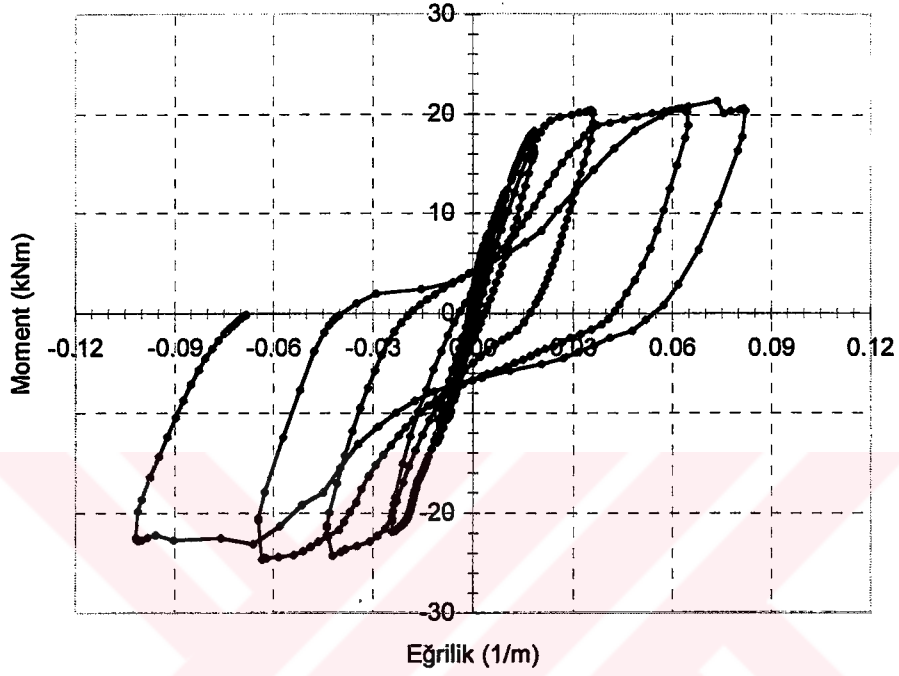


Şekil D.26 Numune 26 (10D12-C30.2-N10) Yükl-Yerdeğiştirme İlişkisi

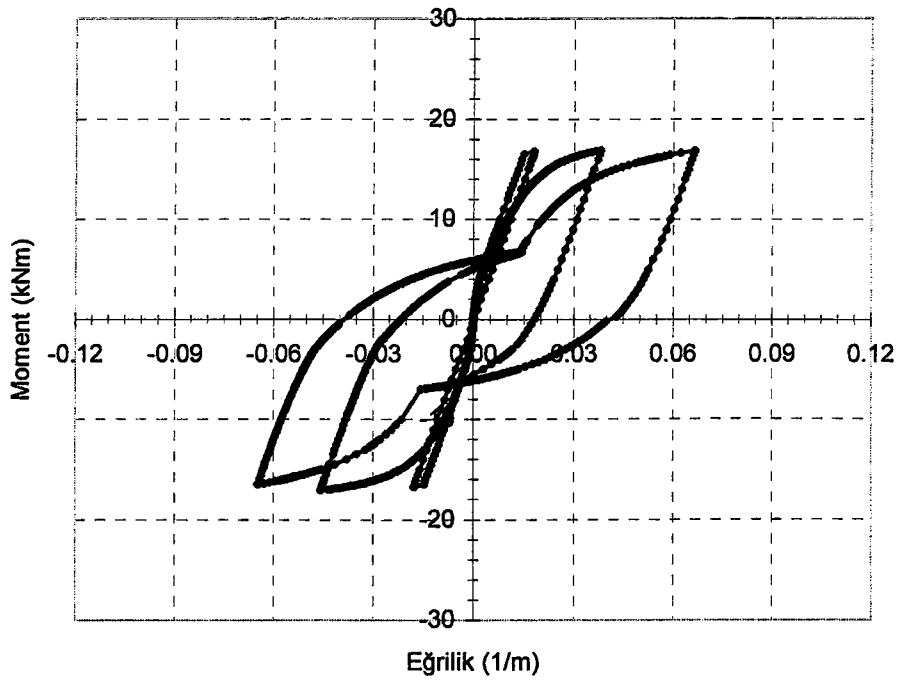


Şekil D.27 Numune 27 (10D12-C30.3-N20) Yık-Yerdeğıştirme İlişkisi

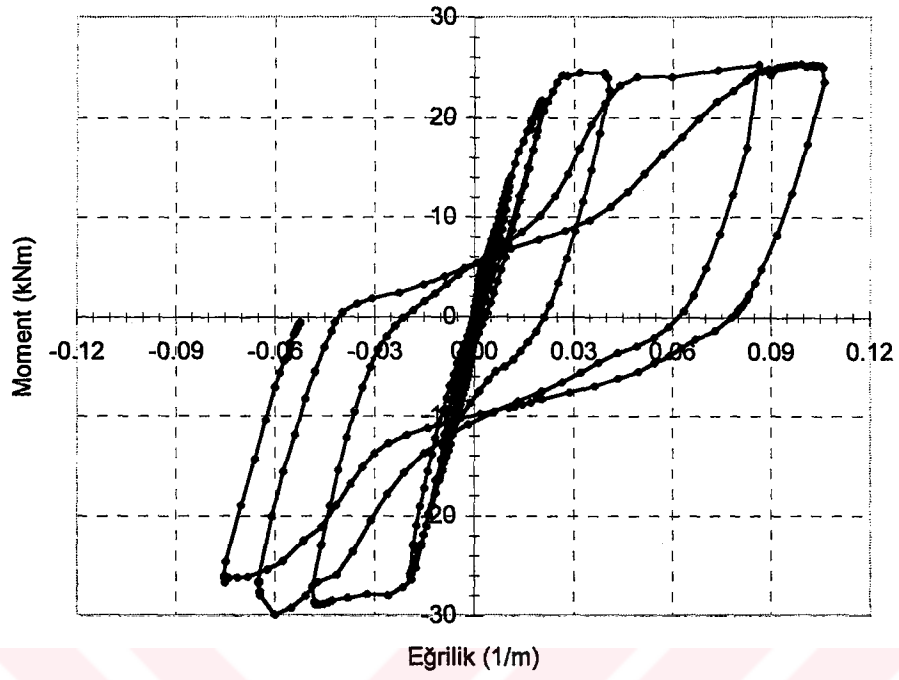
Ek E DENEYSEL VE KURAMSAL MOMENT-EĞRİLİK İLİŞKİLERİ



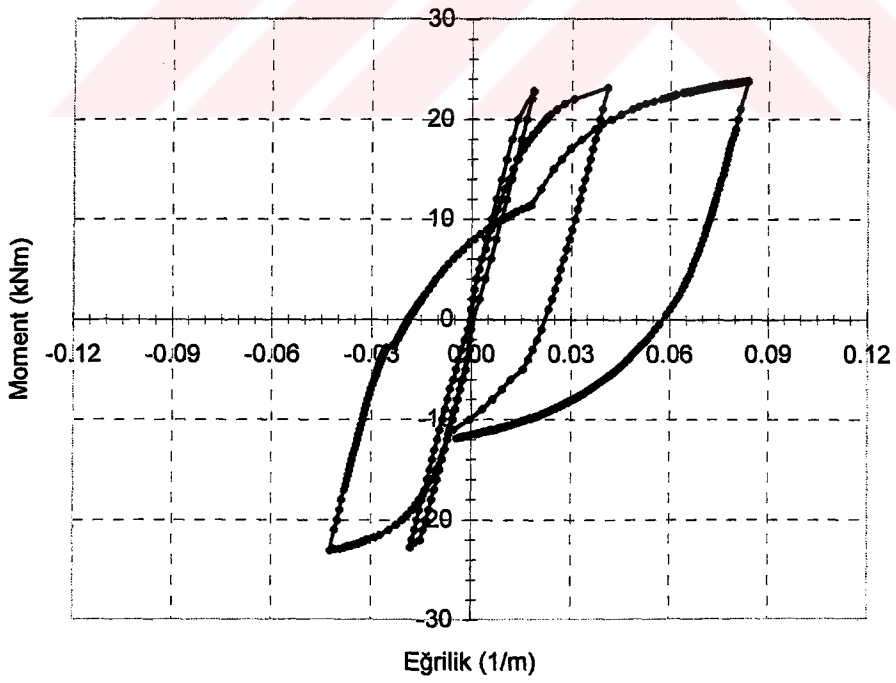
Şekil E.1 Numune 1 (4R12-C25.3-N5) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



Şekil E.2 Numune 1 (4R12-C25.3-N5) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



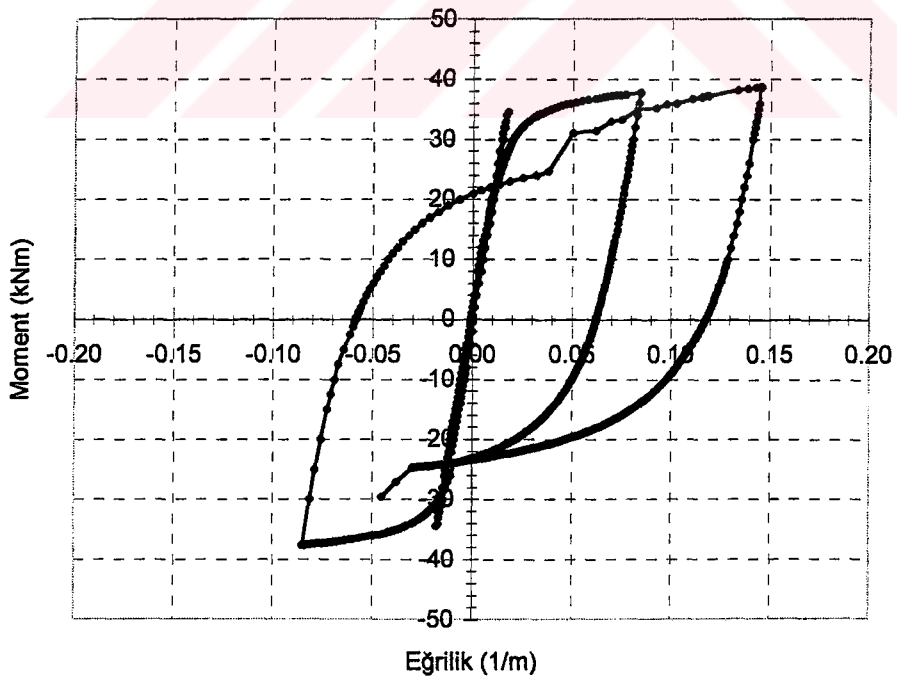
Şekil E.3 Numune 2 (6R12-C25.3-N5) Deneyisel Moment-Eğrilik İlişkisi



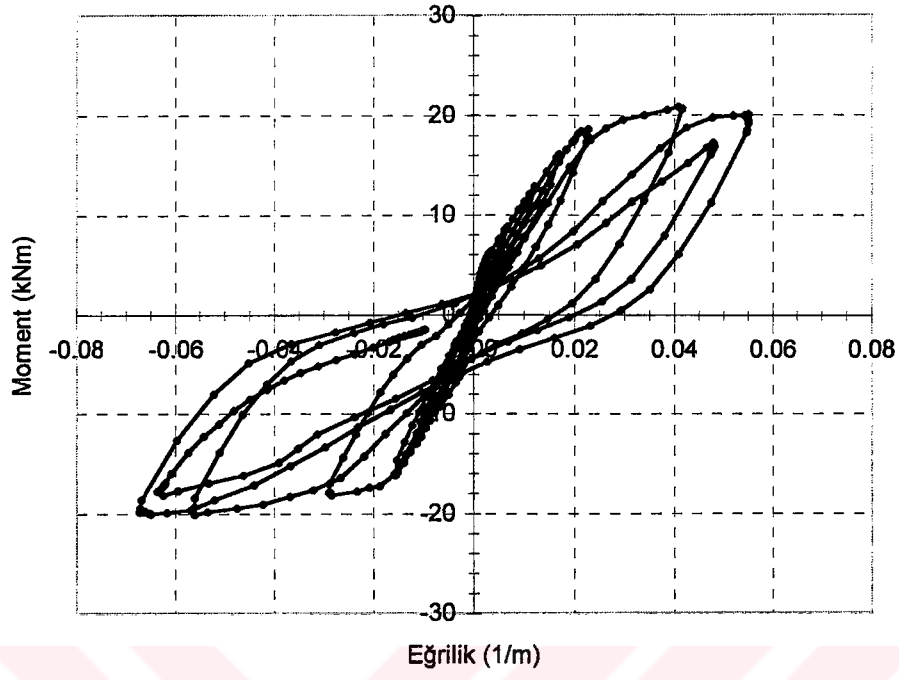
Şekil E.4 Numune 2 (6R12-C25.3-N5) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



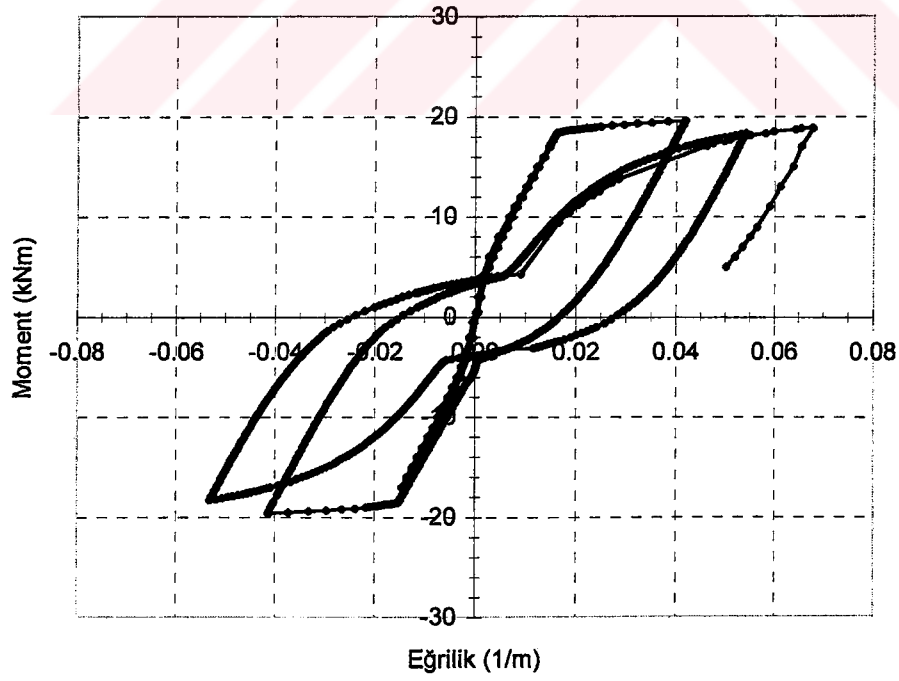
Şekil E.5 Numune 3 (10R12-C25.3-N5) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



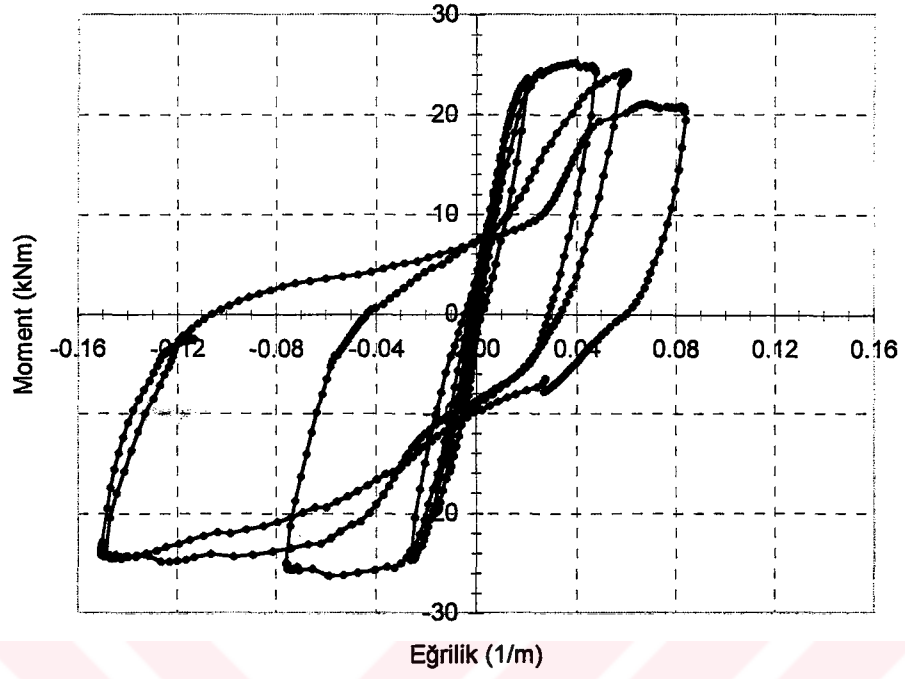
Şekil E.6 Numune 3 (10R12-C25.3-N5) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



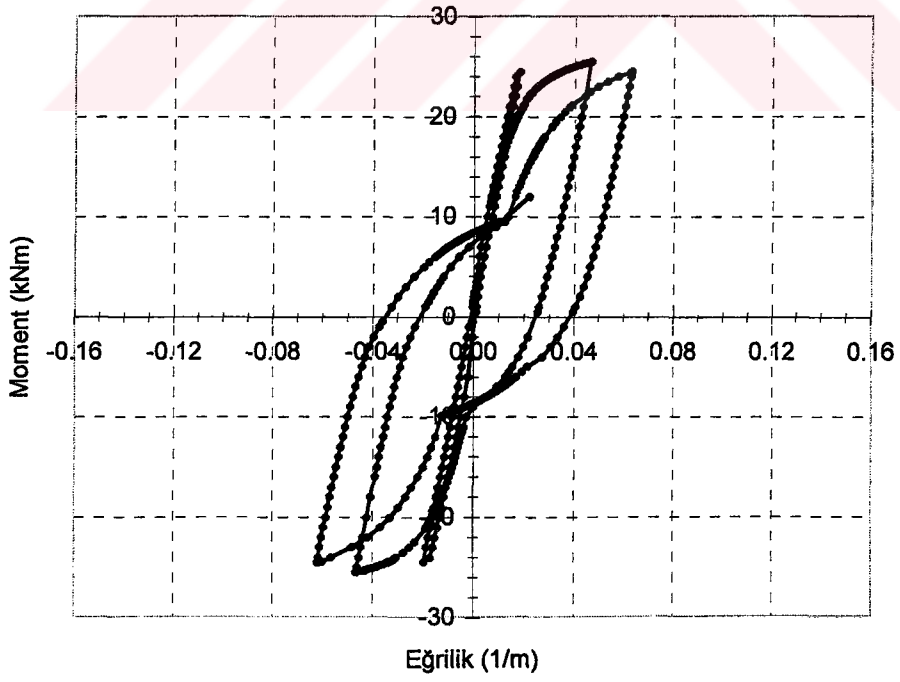
Şekil E.7 Numune 4 (4R12-C20.2-N10) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



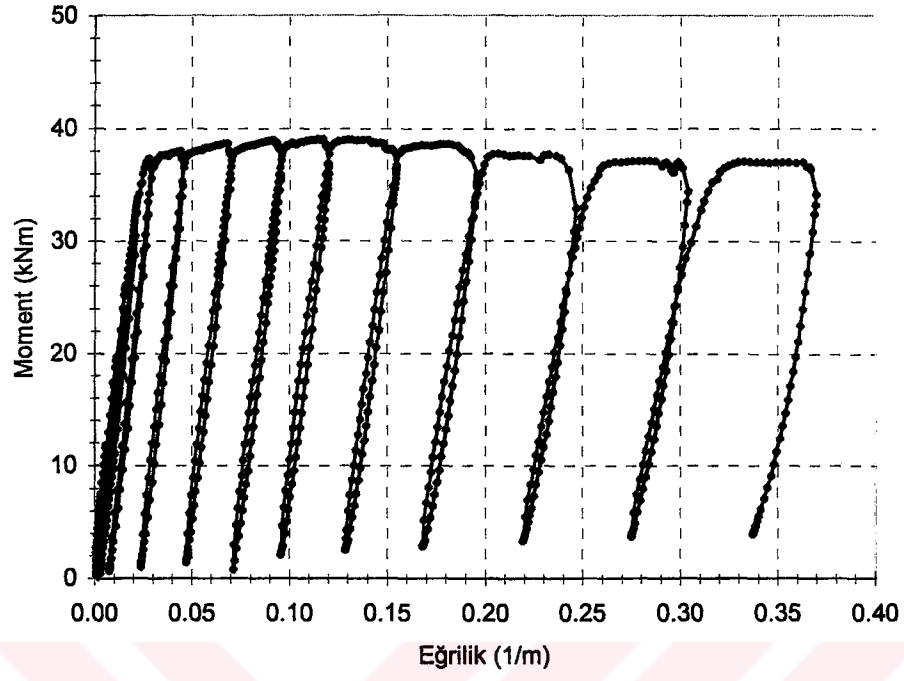
Şekil E.8 Numune 4 (4R12-C20.2-N10) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



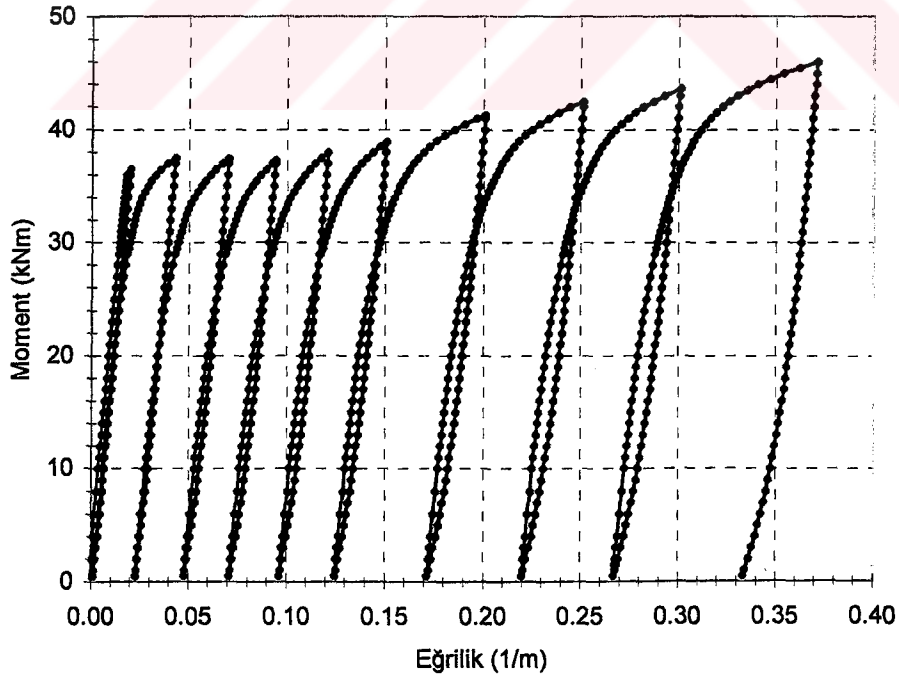
Şekil E.9 Numune 5 (6R12-C20.6-N10) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



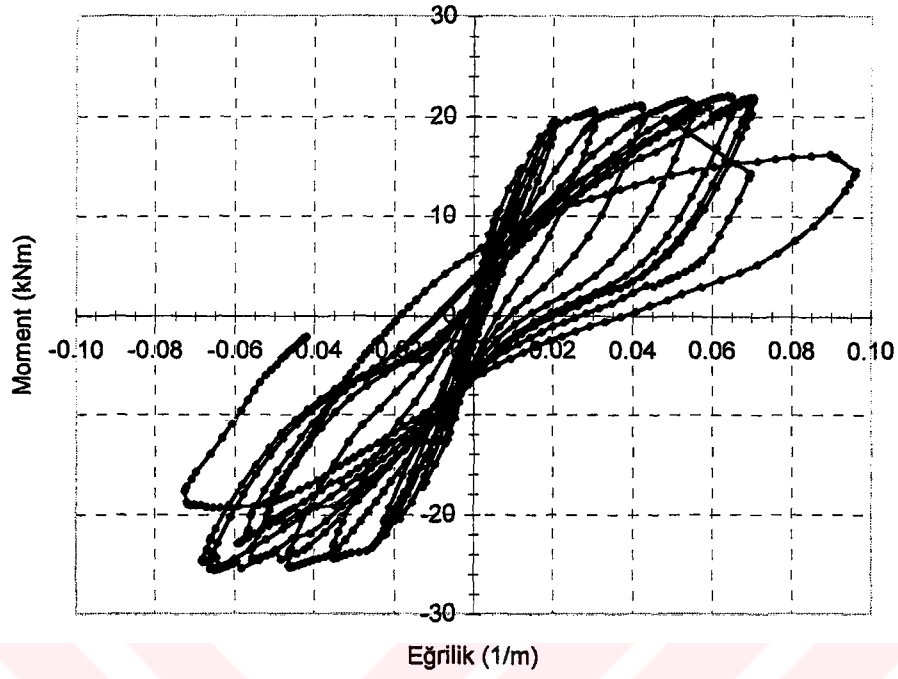
Şekil E.10 Numune 5 (6R12-C20.6-N10) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



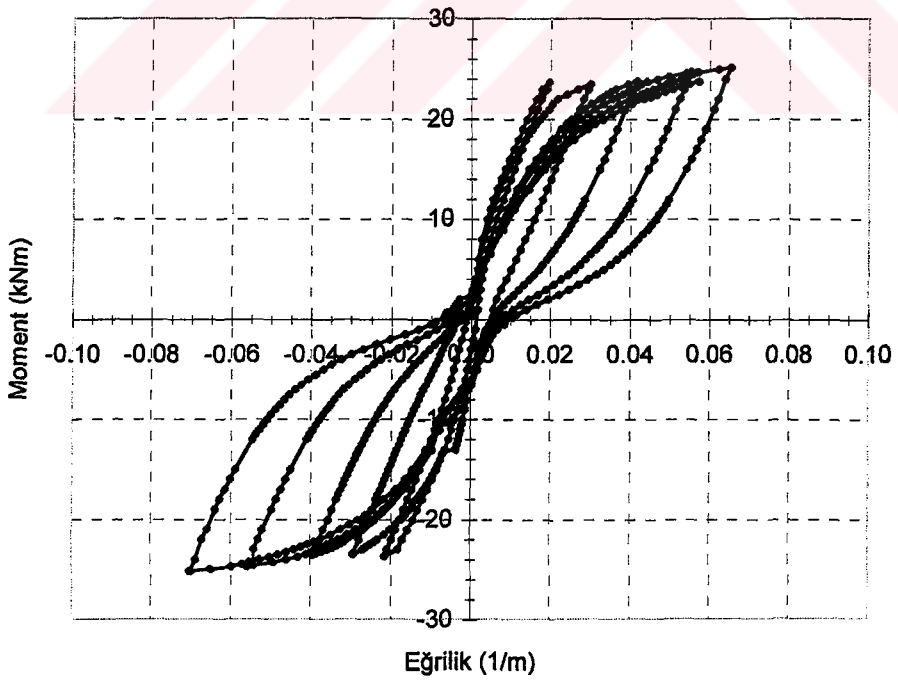
Şekil E.11 Numune 6 (10R12-C20.8-N10) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



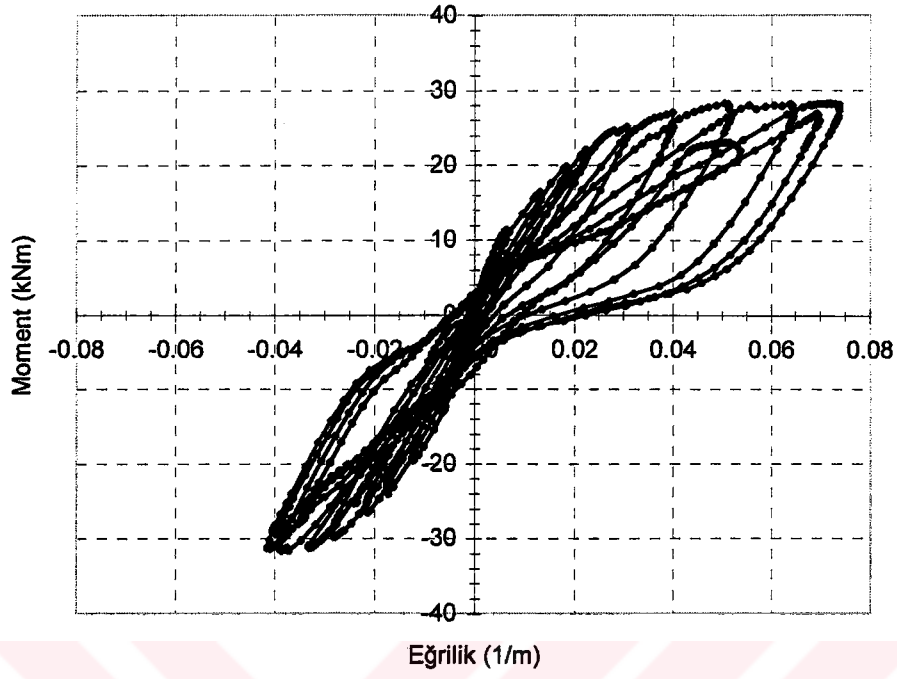
Şekil E.12 Numune 6 (10R12-C20.8-N10) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



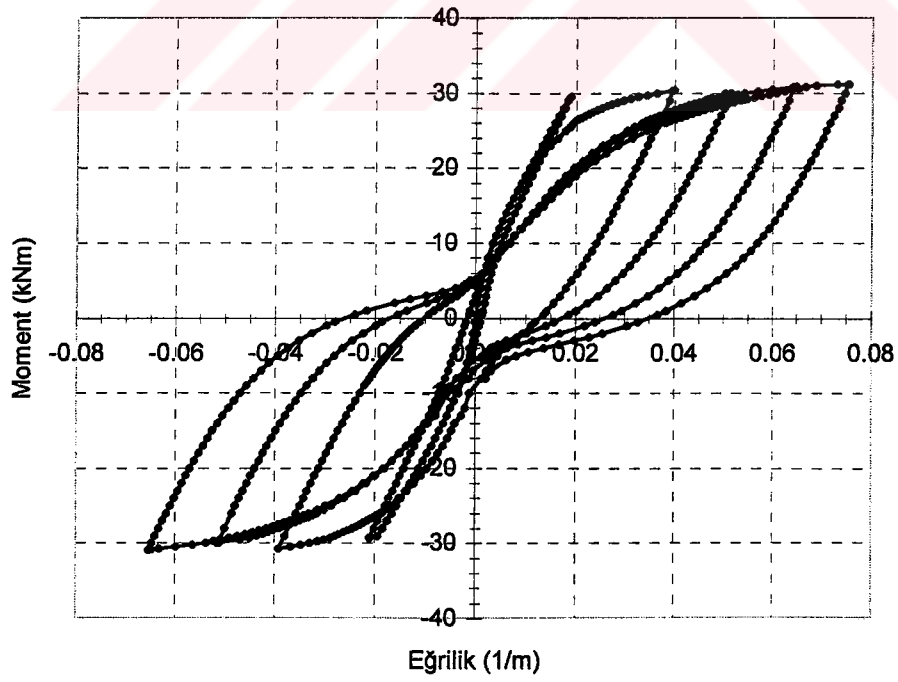
Şekil E.13 Numune 7 (4R12-C21.3-N20) Deneysel Moment-Egrilik İlişkisi



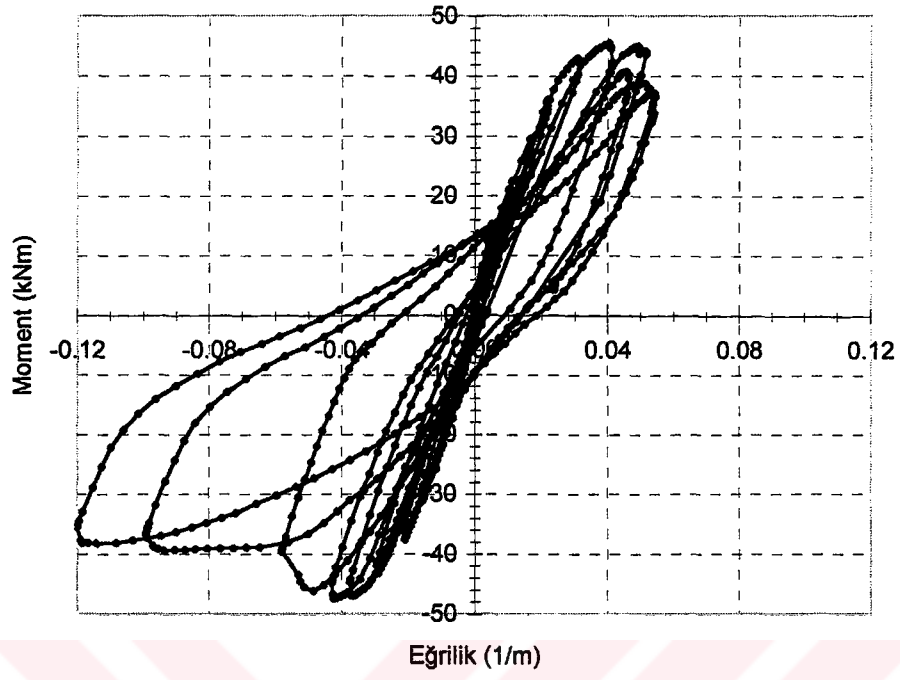
Şekil E.14 Numune 7 (4R12-C21.3-N20) Kuramsal Moment-Egrilik İlişkisi



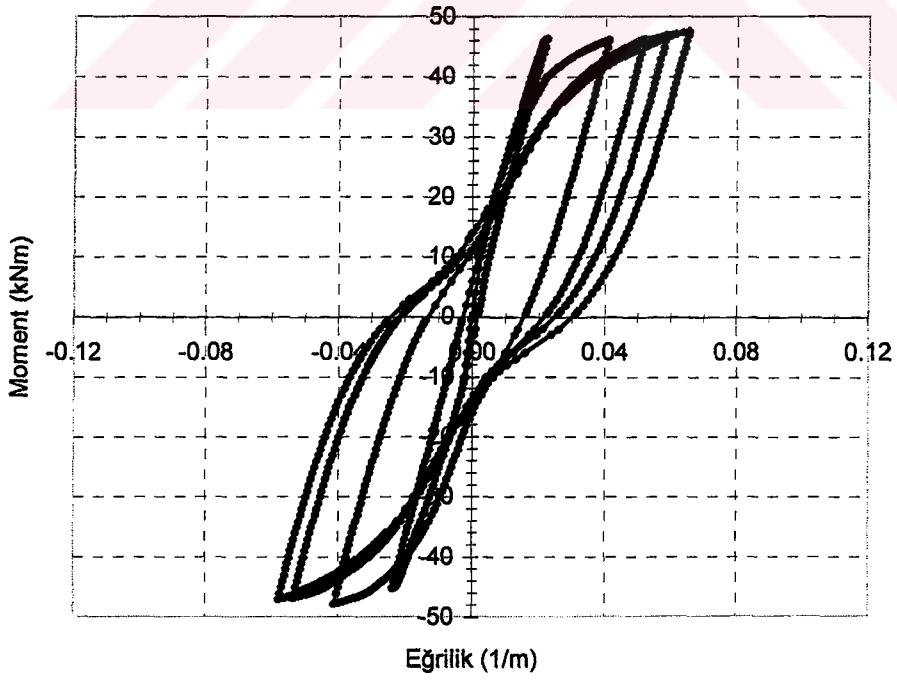
Şekil E.15 Numune 8 (6R12-C21.6-N20) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



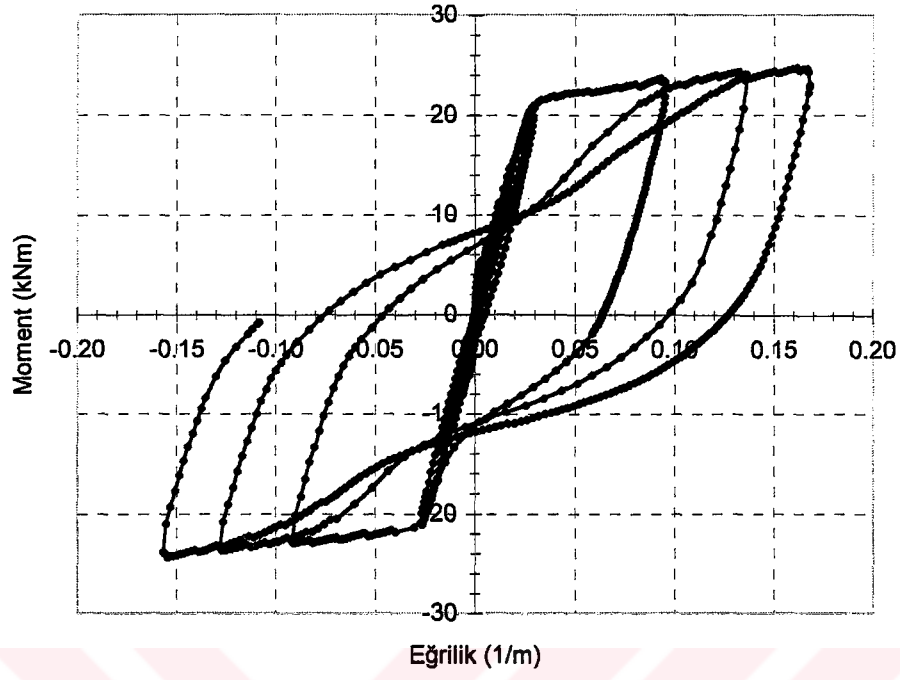
Şekil E.16 Numune 8 (6R12-C21.6-N20) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



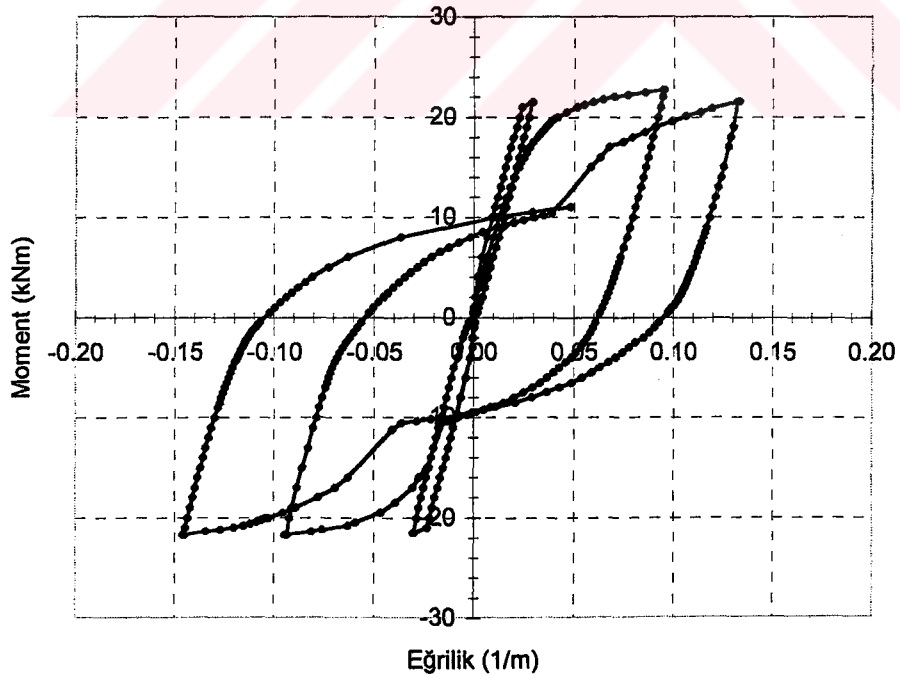
Şekil E.17 Numune 9 (10R12-C21.9-N30) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



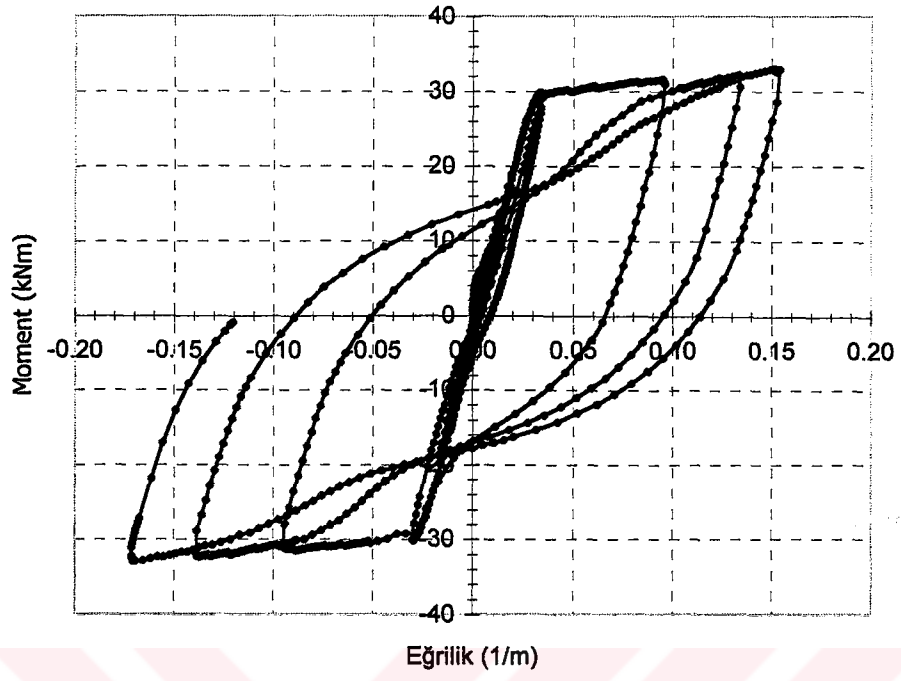
Şekil E.18 Numune 9 (10R12-C21.9-N30) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



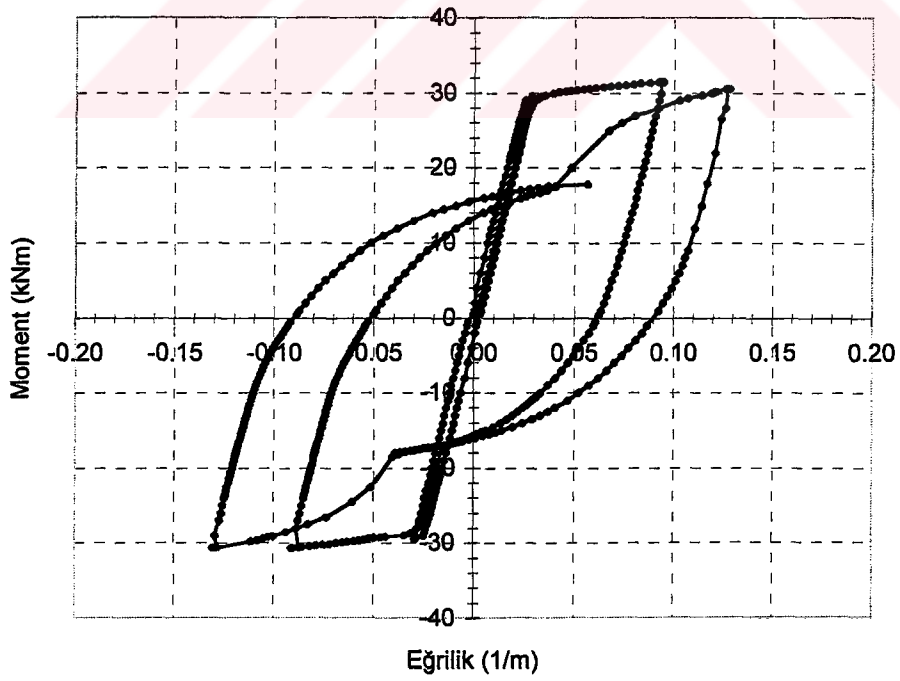
Şekil E.19 Numune 10 (4D12-C25.3-N5) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



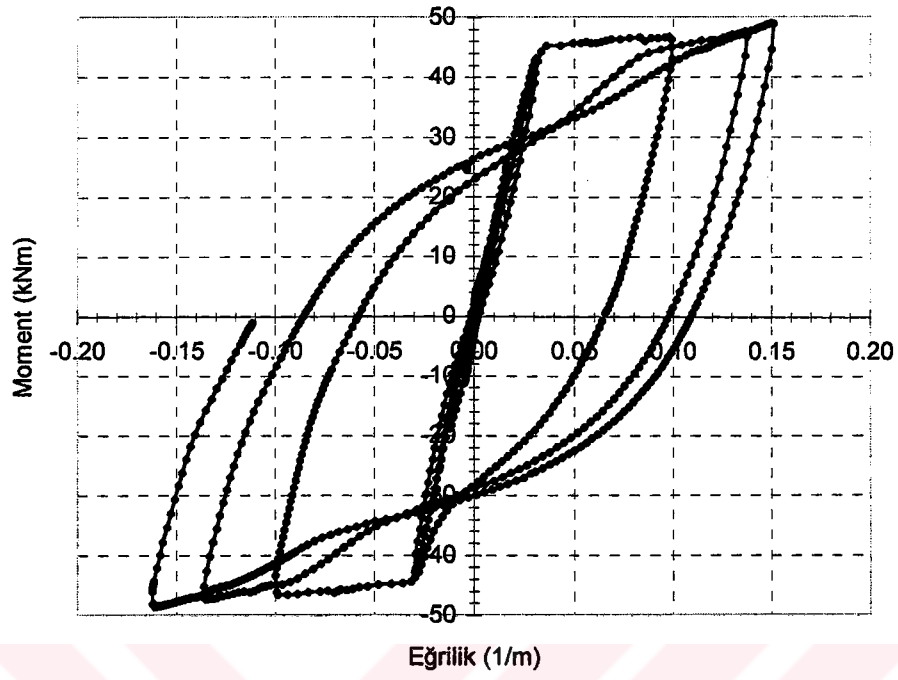
Şekil E.20 Numune 10 (4D12-C25.3-N5) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



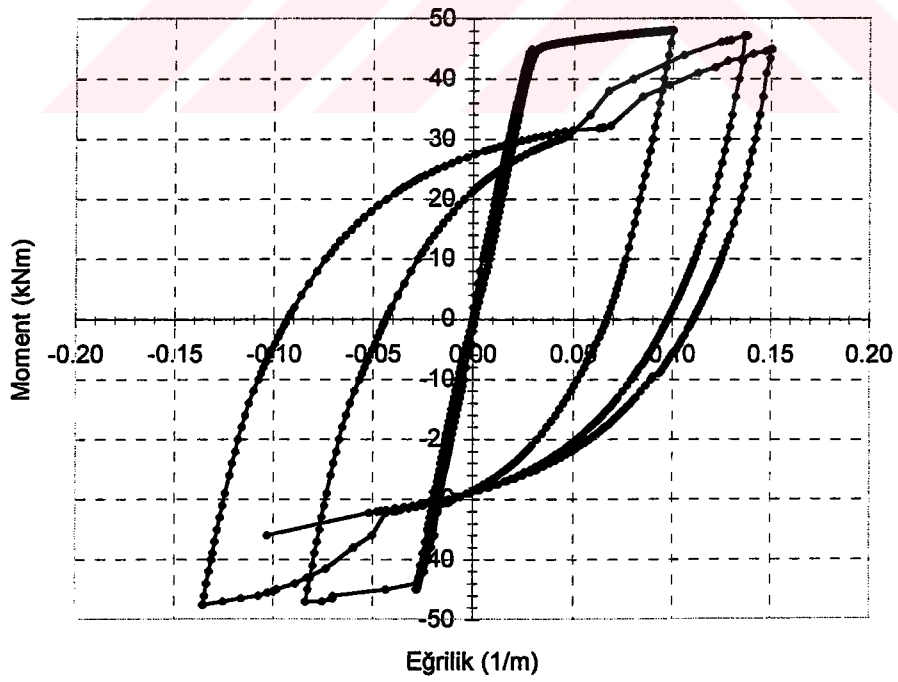
Şekil E.21 Numune 11 (6D12-C25.3-N5) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



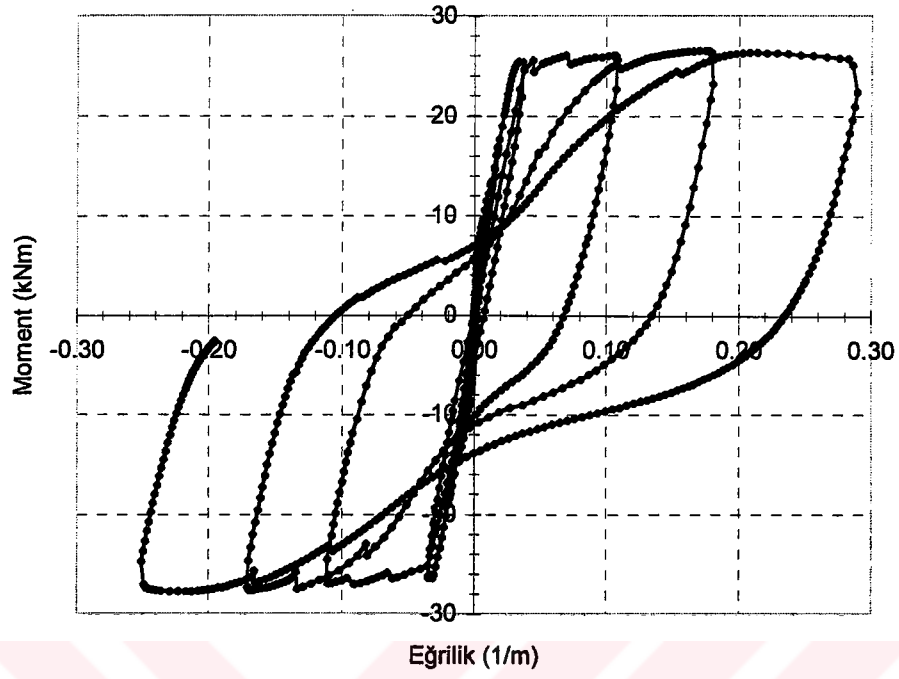
Şekil E.22 Numune 11 (6D12-C25.3-N5) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



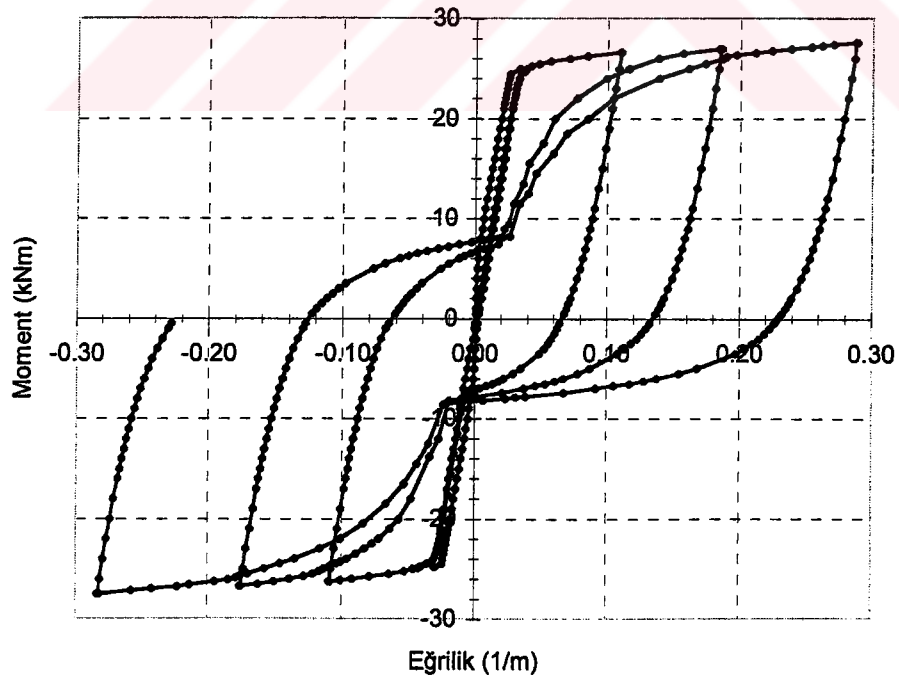
Şekil E.23 Numune 12 (10D12-C25.4-N5) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



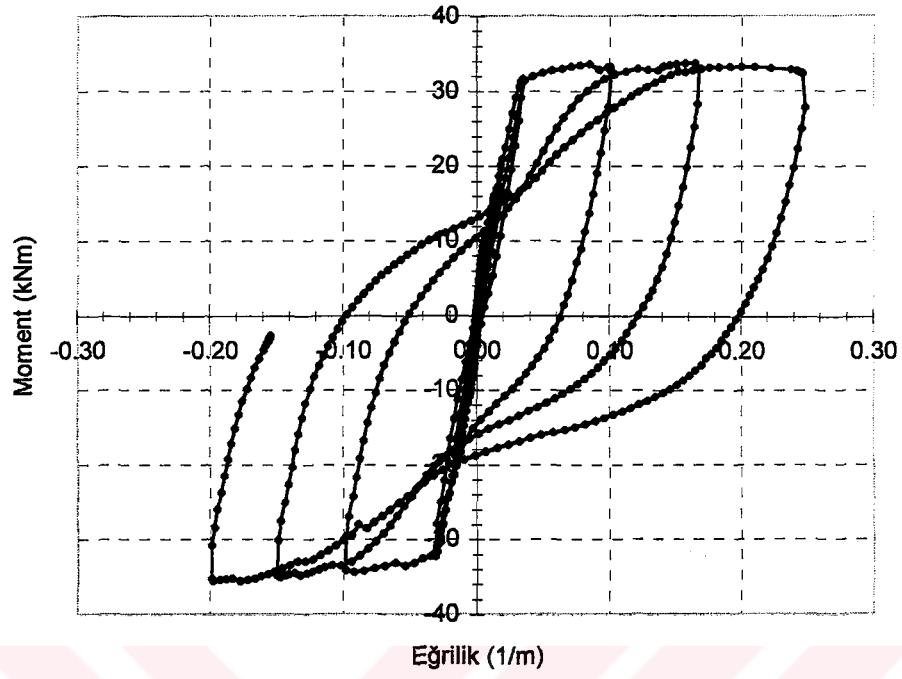
Şekil E.24 Numune 12 (10D12-C25.4-N5) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



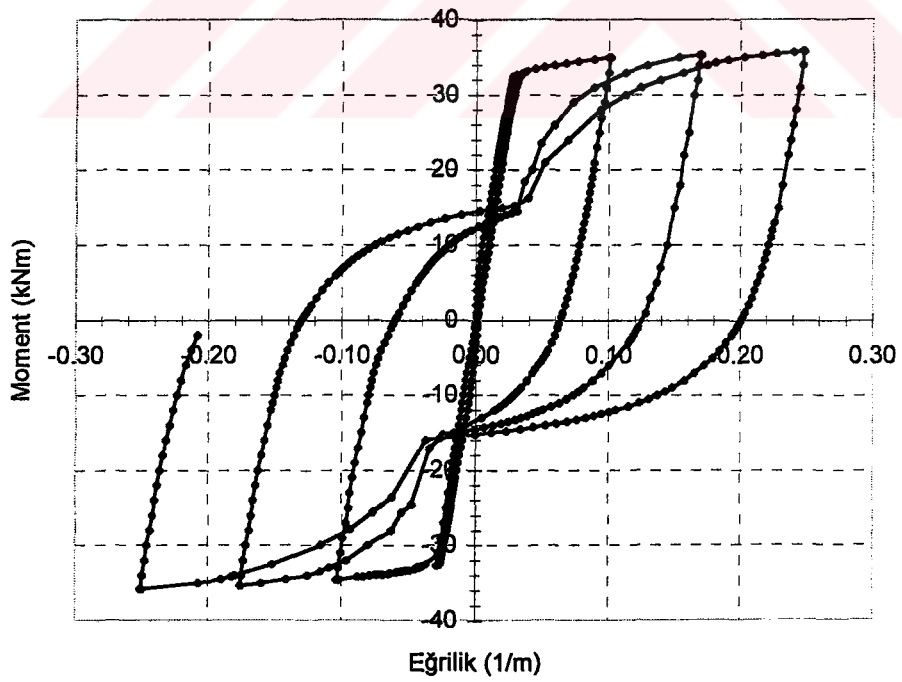
Şekil E.25 Numune 13 (4D12-C25.4-N10) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



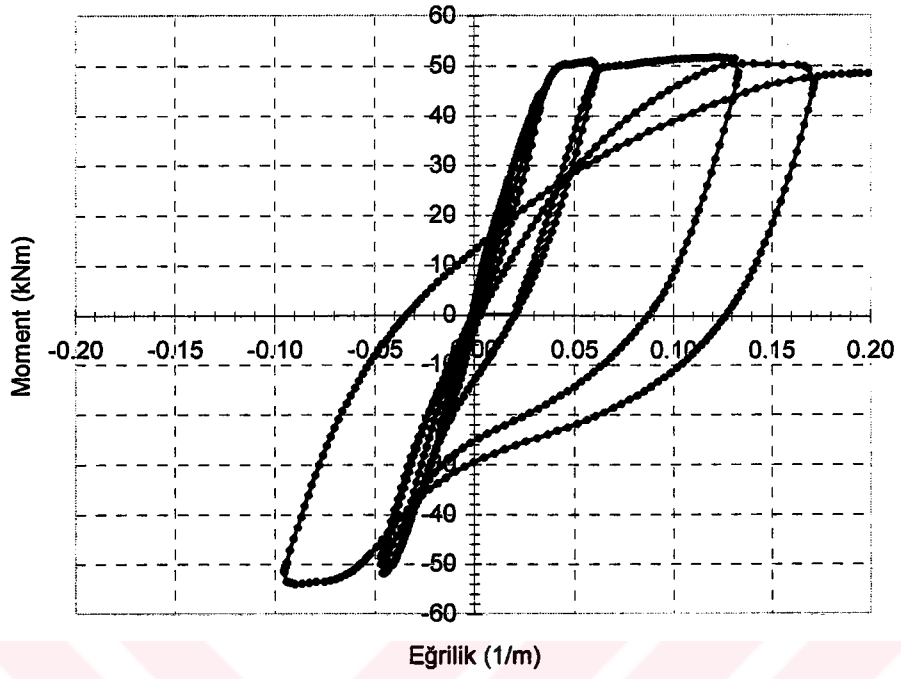
Şekil E.26 Numune 13 (4D12-C25.4-N10) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



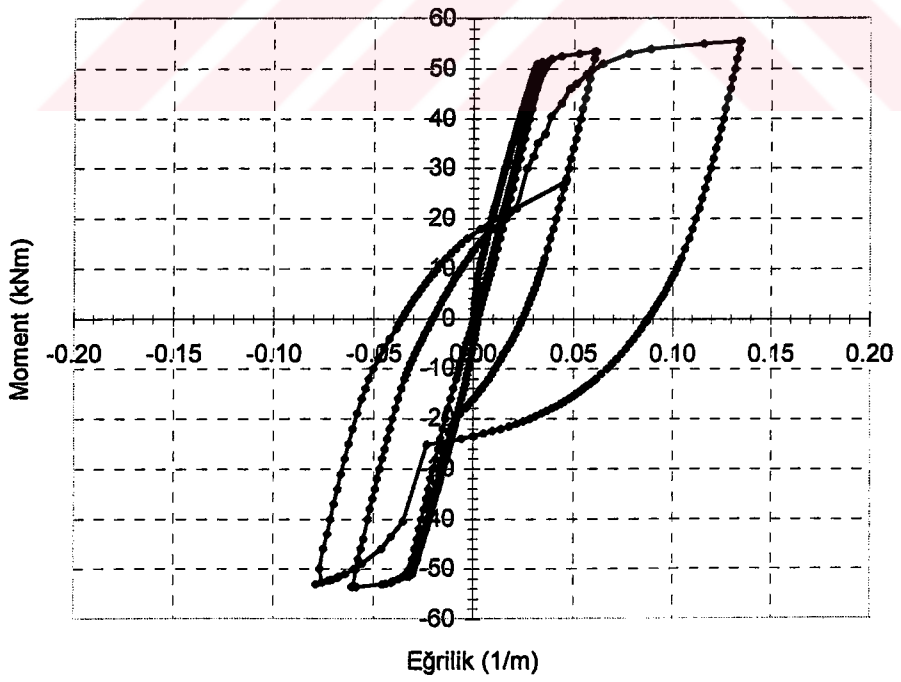
Şekil E.27 Numune 14 (6D12-C25.4-N10) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



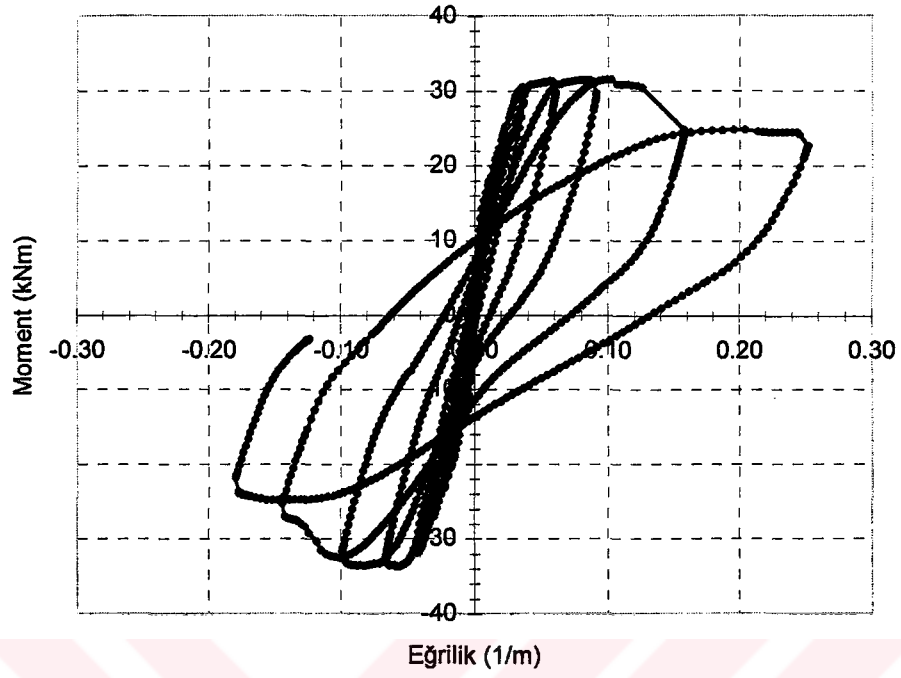
Şekil E.28 Numune 14 (6D12-C25.4-N10) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



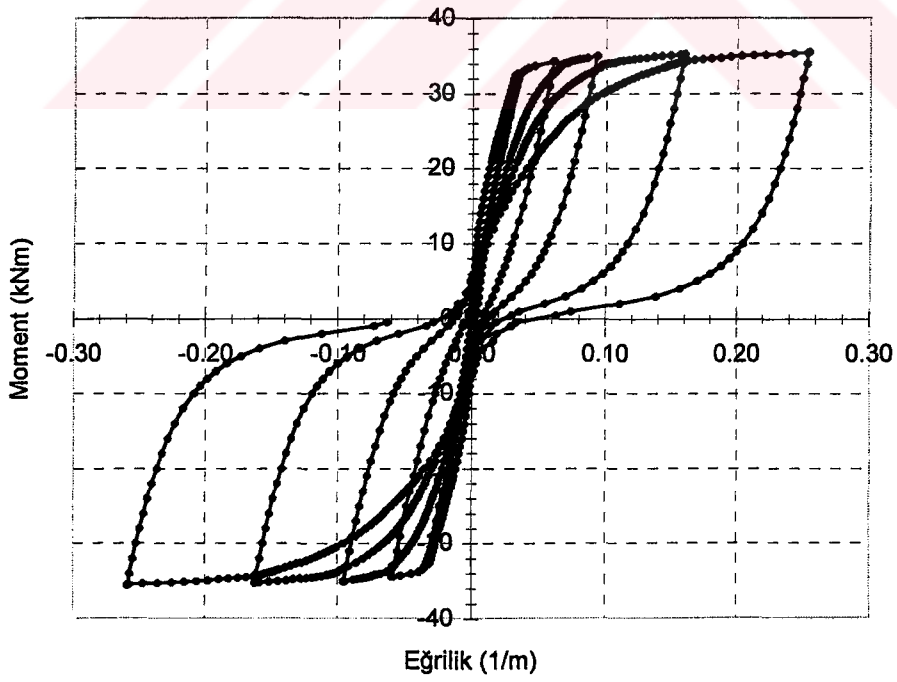
Şekil E.29 Numune 15 (10D12-C22.5-N20) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



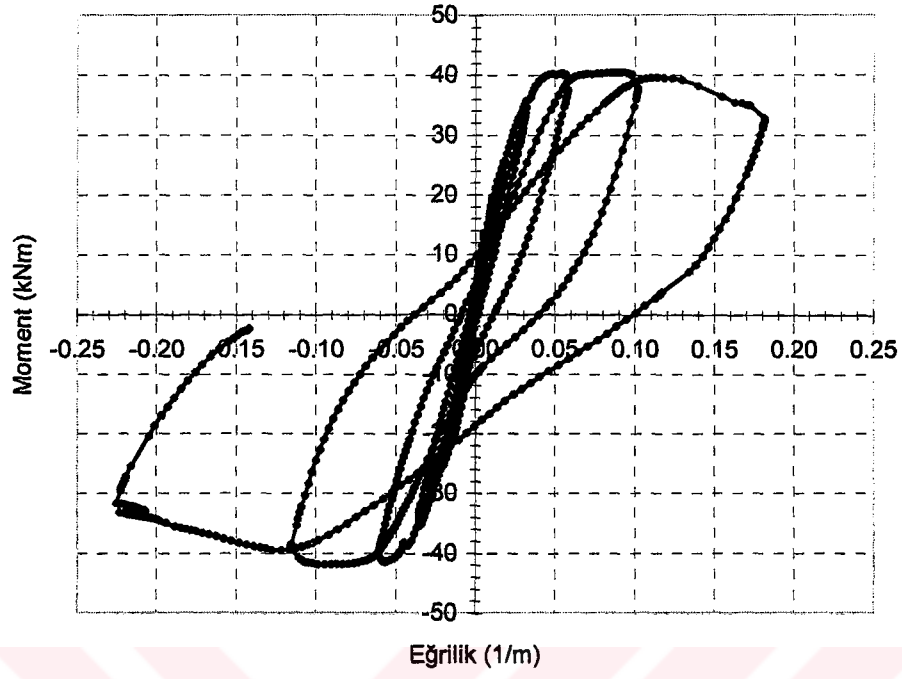
Şekil E.30 Numune 15 (10D12-C22.5-N20) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



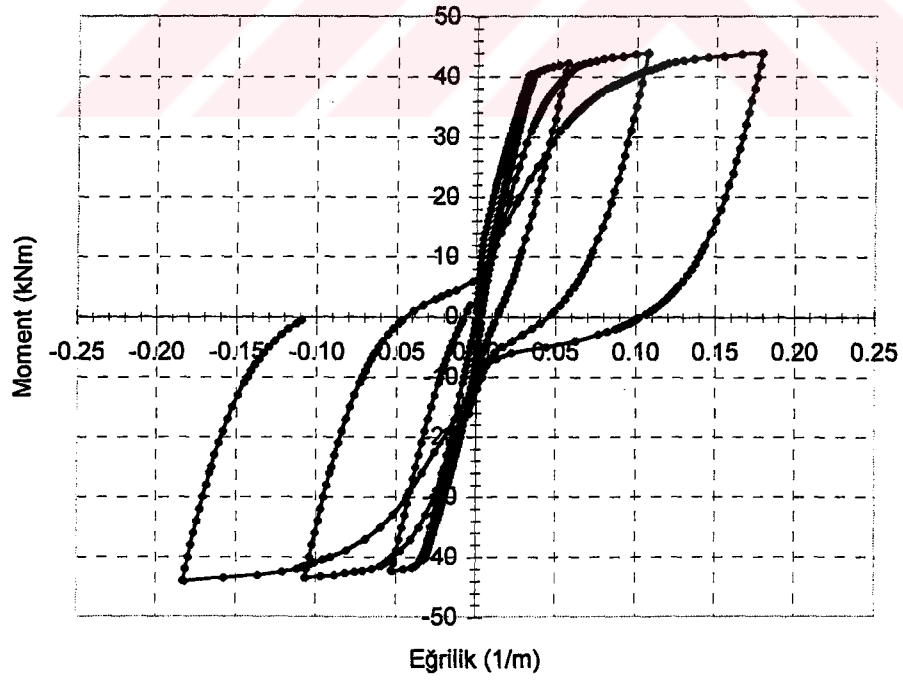
Şekil E.31 Numune 16 (4D12-C22.6-N30) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



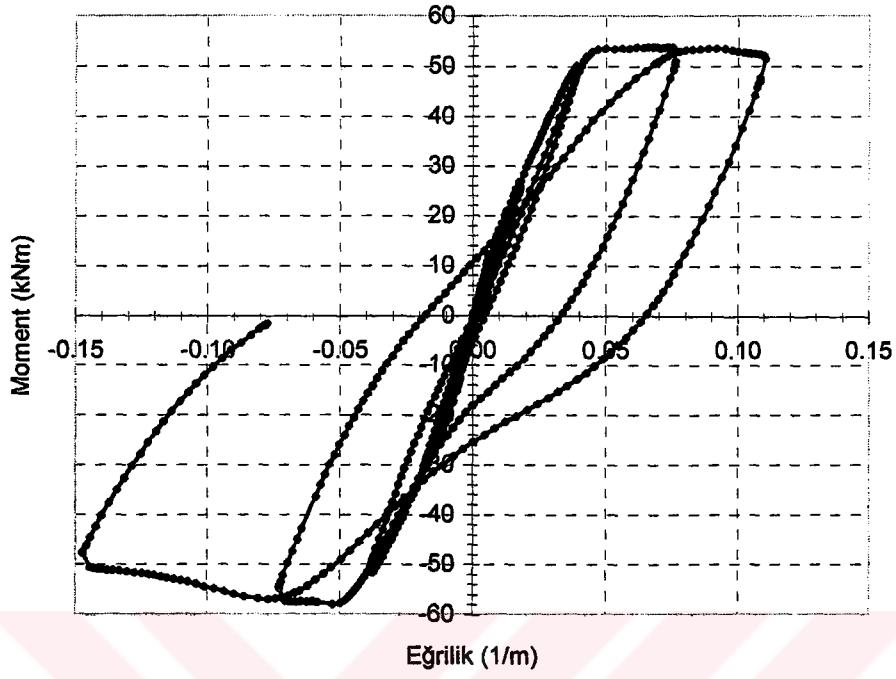
Şekil E.32 Numune 16 (4D12-C22.6-N30) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



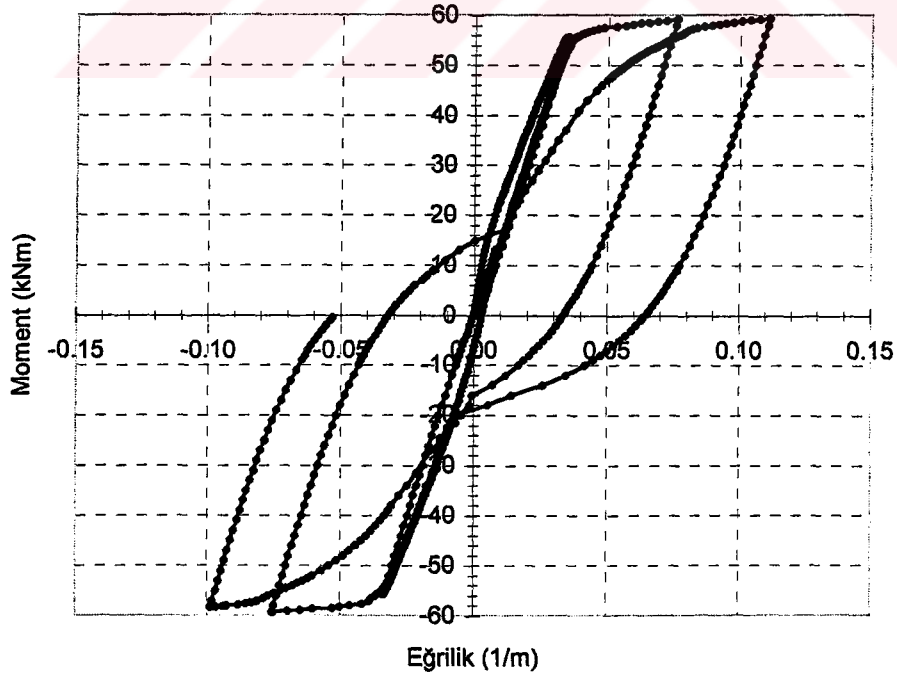
Şekil E.33 Numune 17 (6D12-C22.7-N30) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



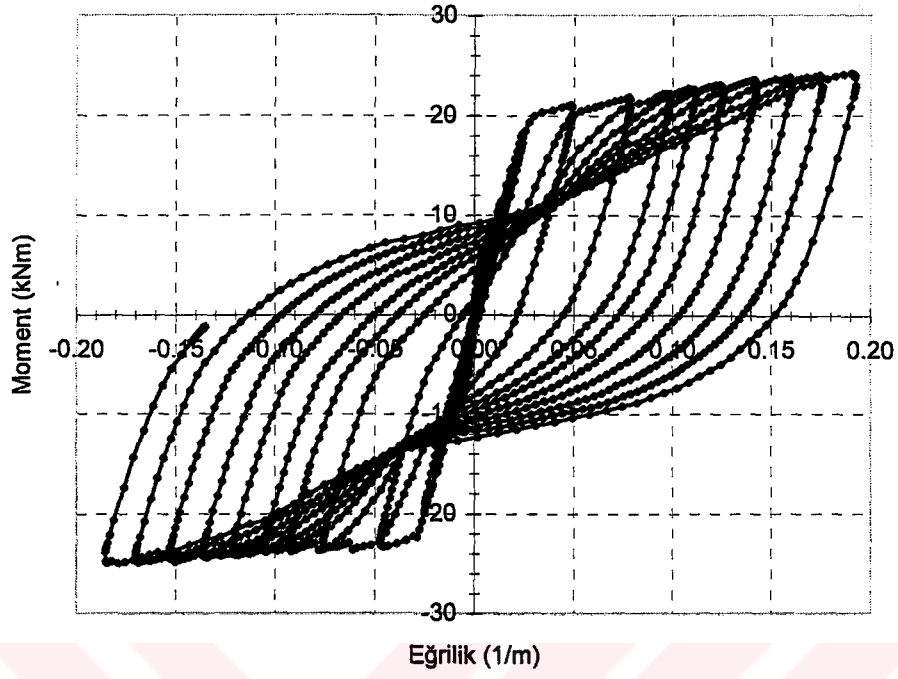
Şekil E.34 Numune 17 (6D12-C22.7-N30) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



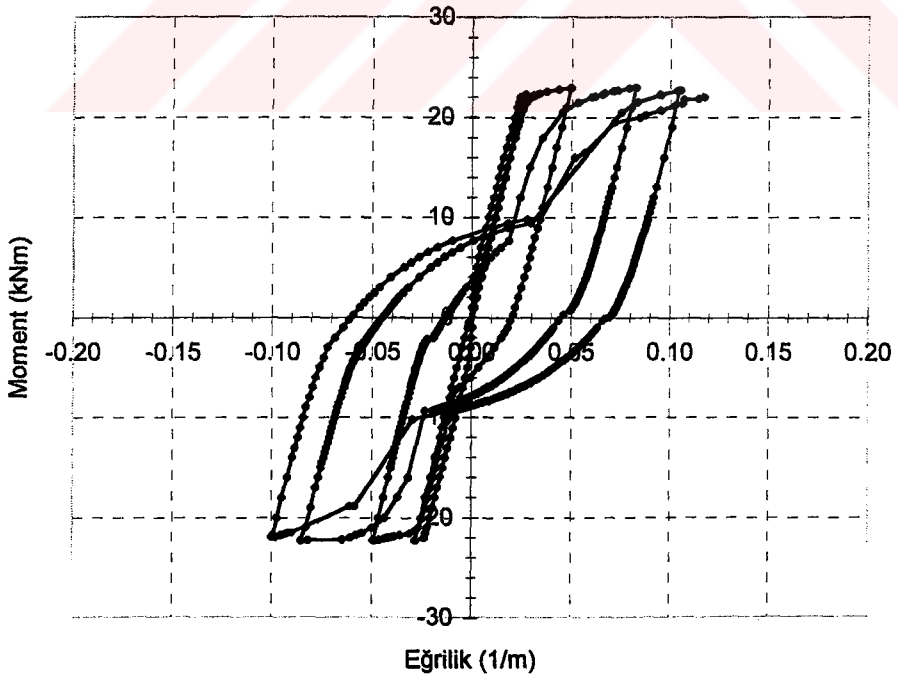
Şekil E.35 Numune 18 (10D12-C22.7-N30) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



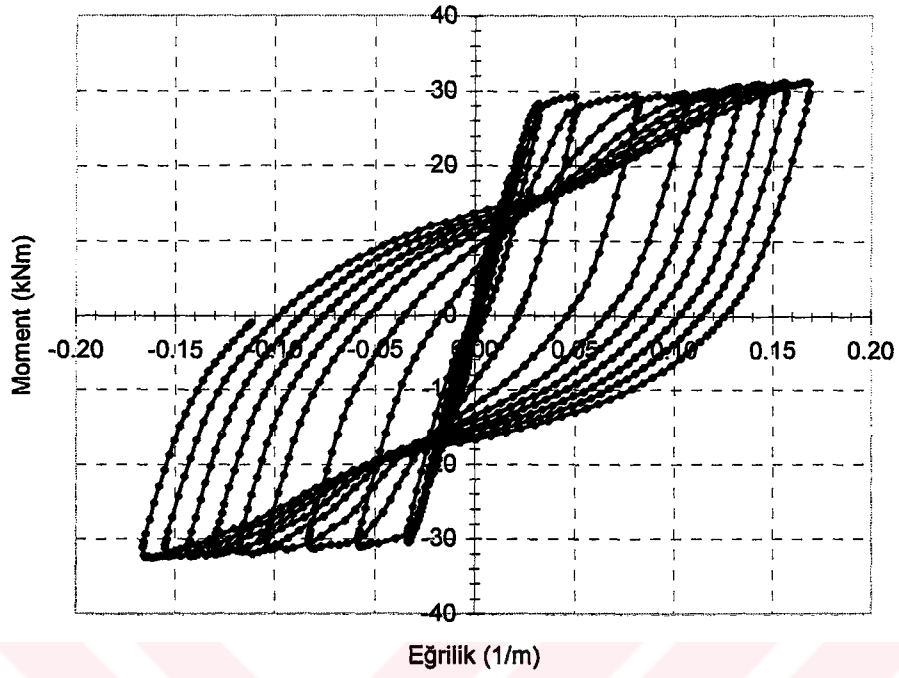
Şekil E.36 Numune 18 (10D12-C22.7-N30) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



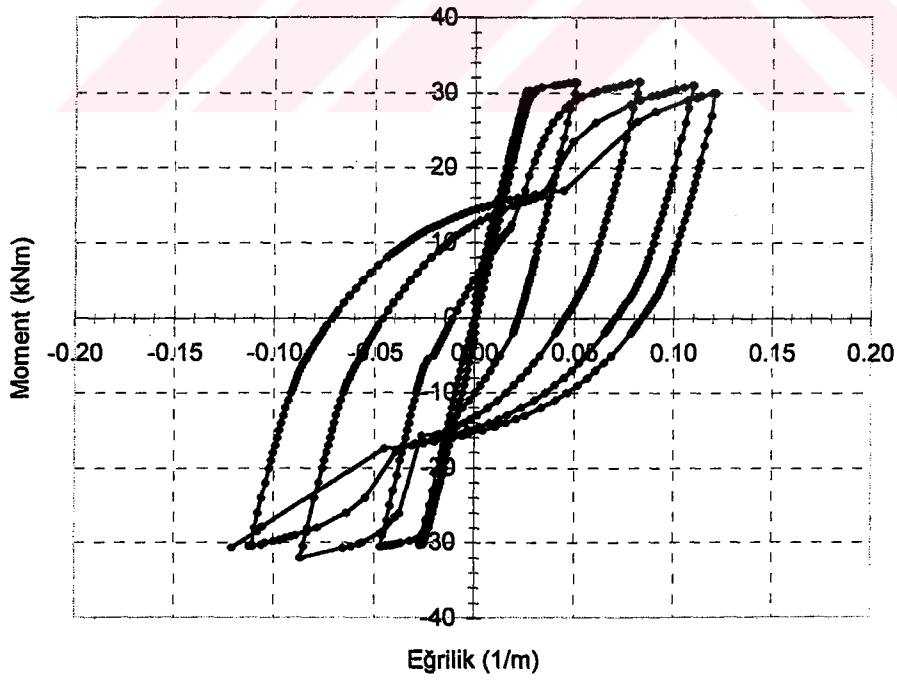
Şekil E.37 Numune 19 (4D12-C29.4-N5) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



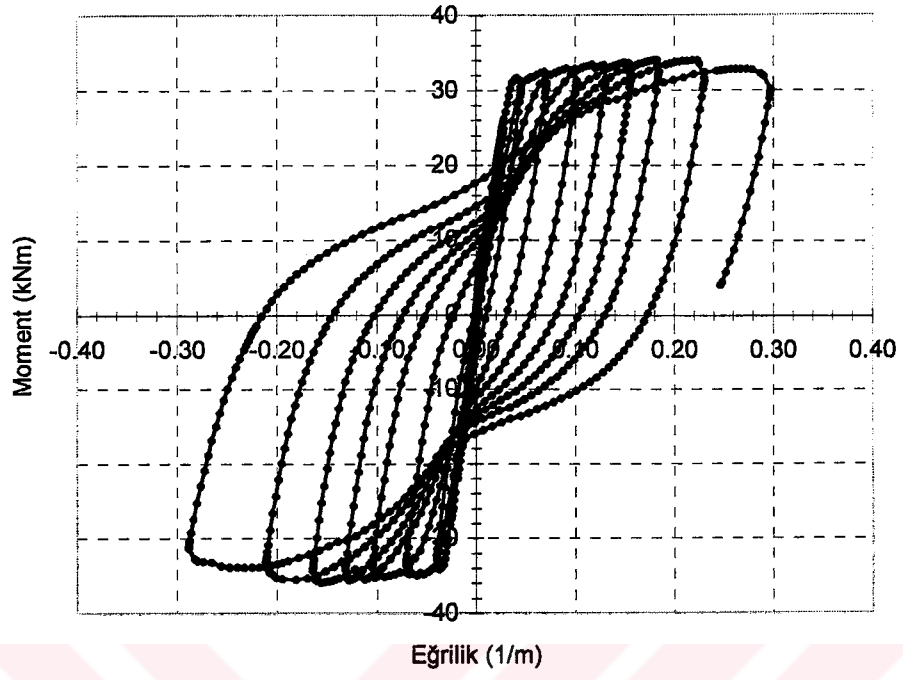
Şekil E.38 Numune 19 (4D12-C29.4-N5) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



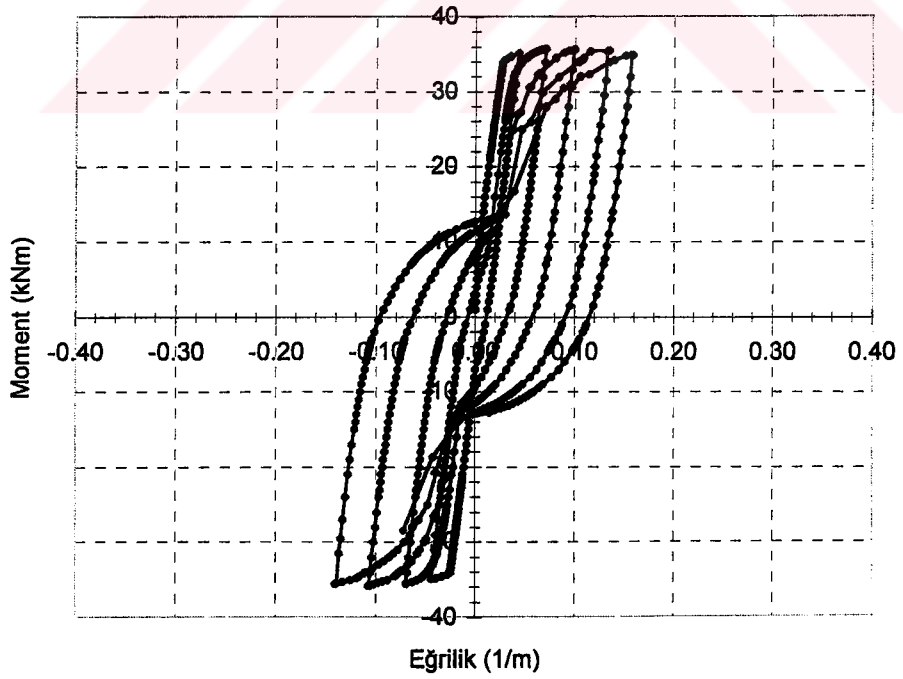
Şekil E.39 Numune 22 (6D12-C29.6-N5) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



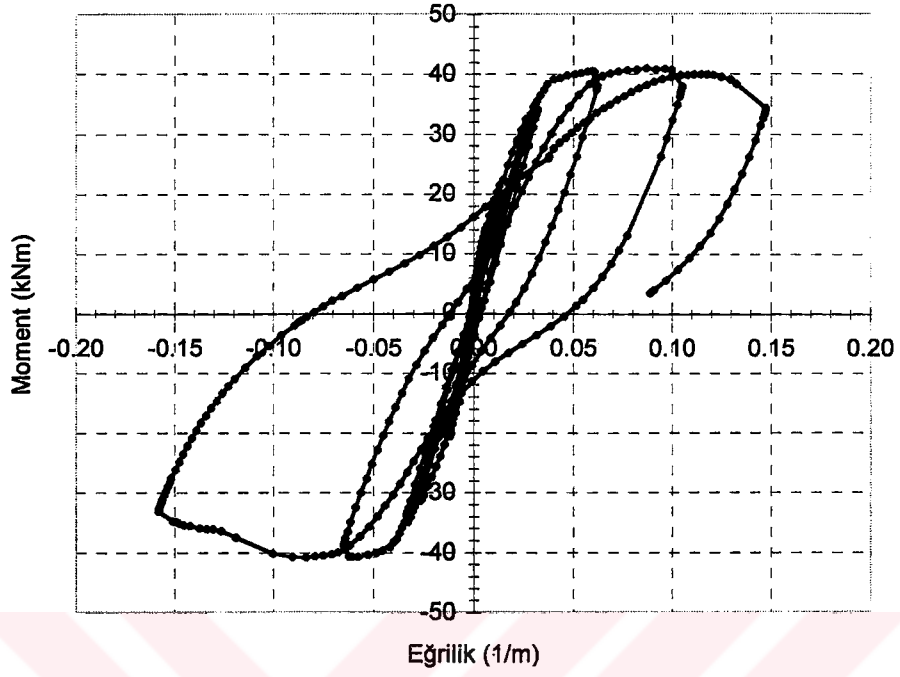
Şekil E.40 Numune 22 (6D12-C29.6-N5) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



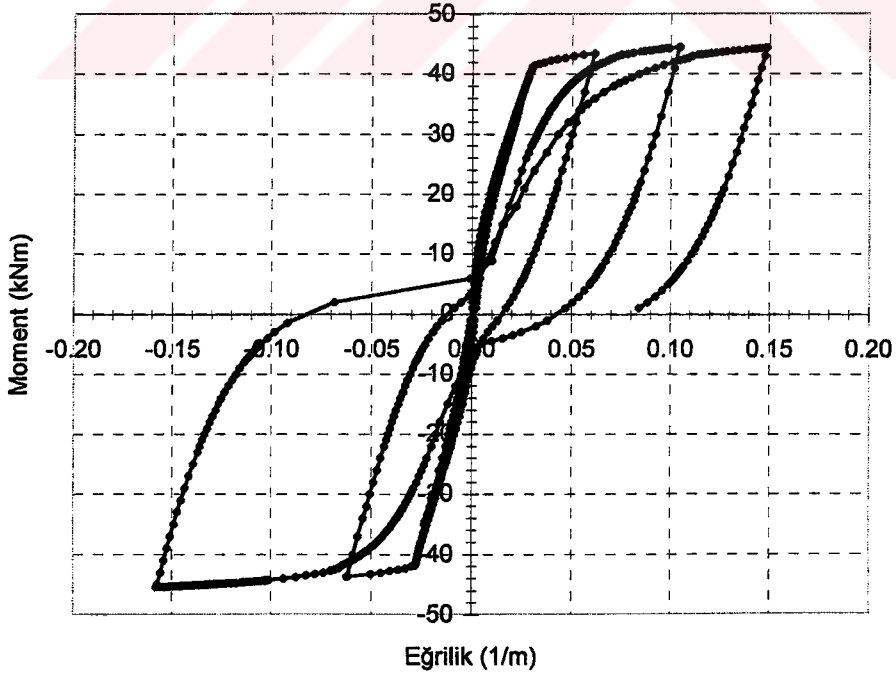
Şekil E.41 Numune 23 (6D12-C29.9-N10) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



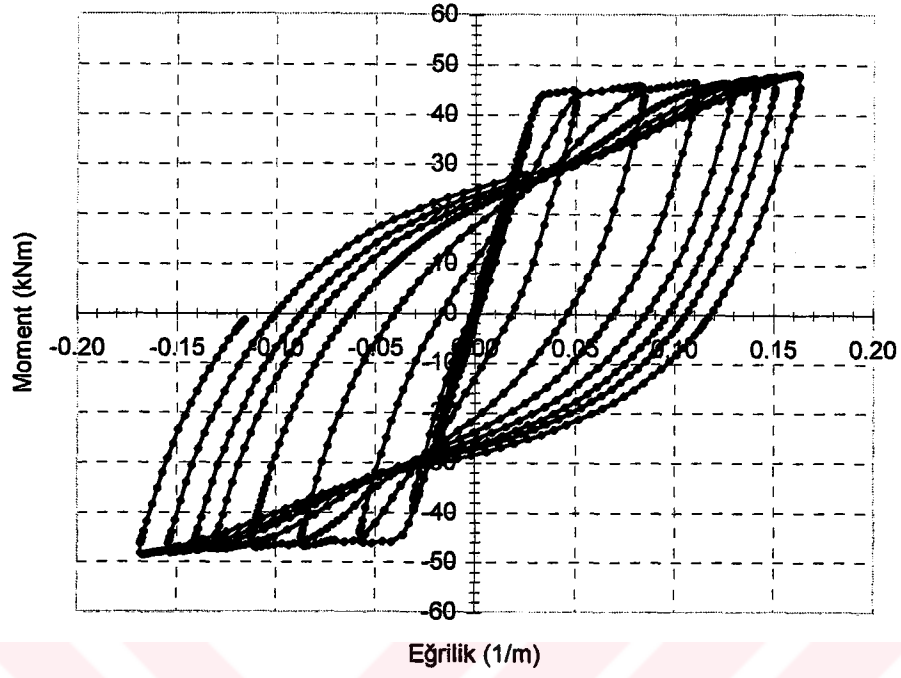
Şekil E.42 Numune 23 (6D12-C29.9-N10) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



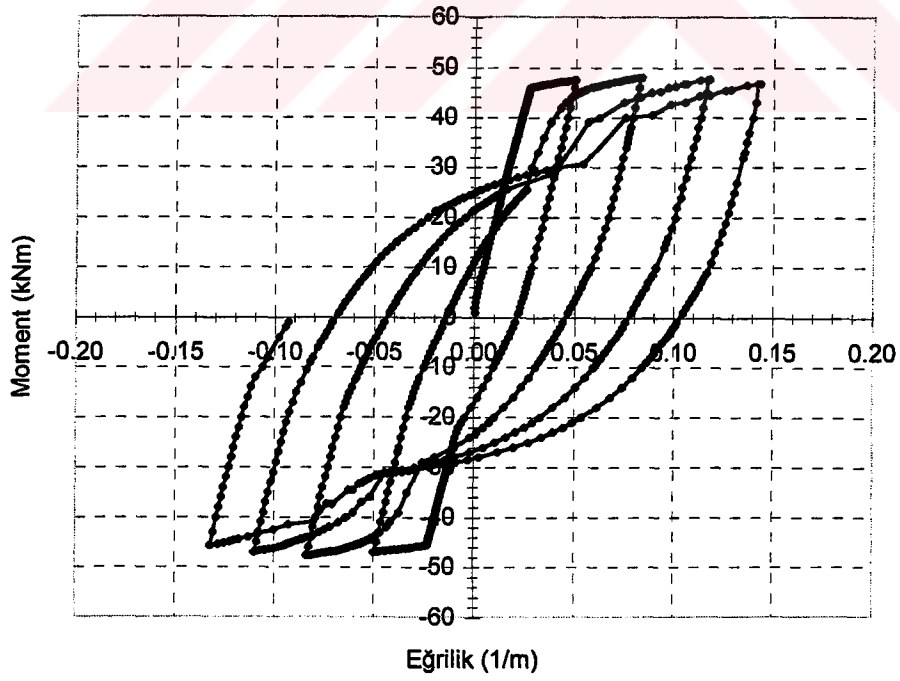
Şekil E.43 Numune 24 (6D12-C30.0-N20) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



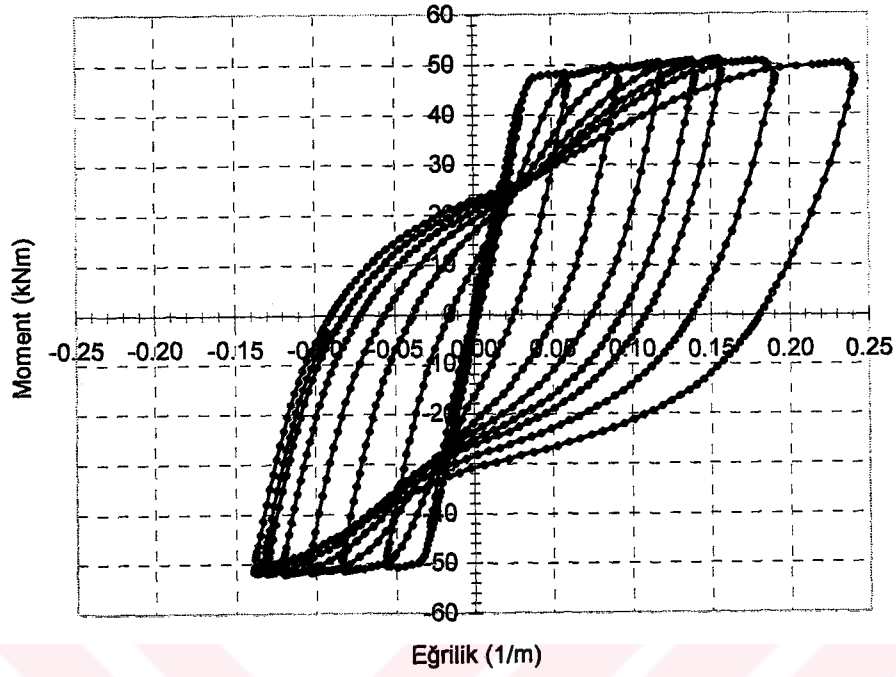
Şekil E.44 Numune 24 (6D12-C30.0-N20) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



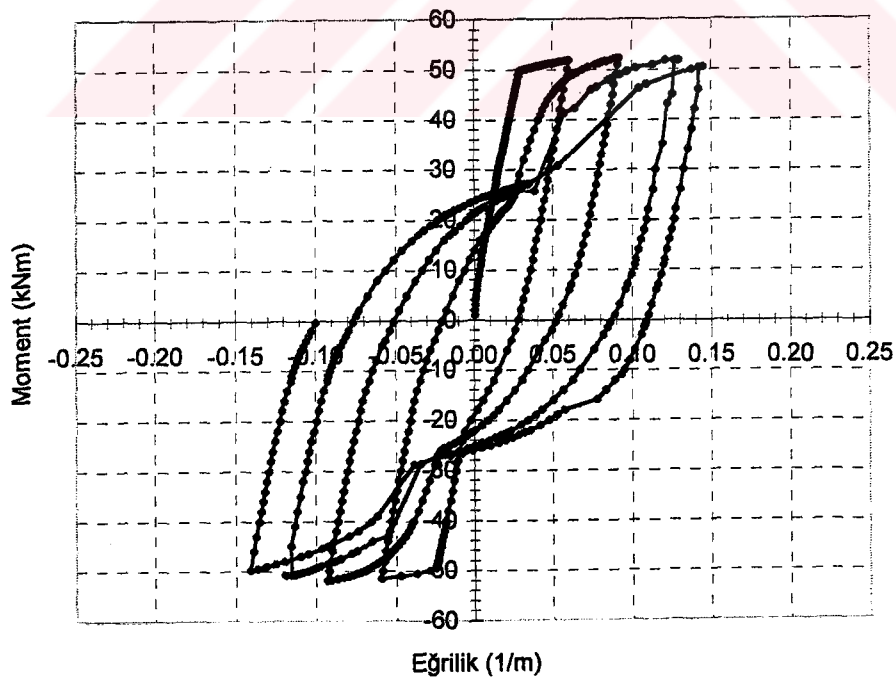
Şekil E.45 Numune 25 (10D12-C30.0-N5) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



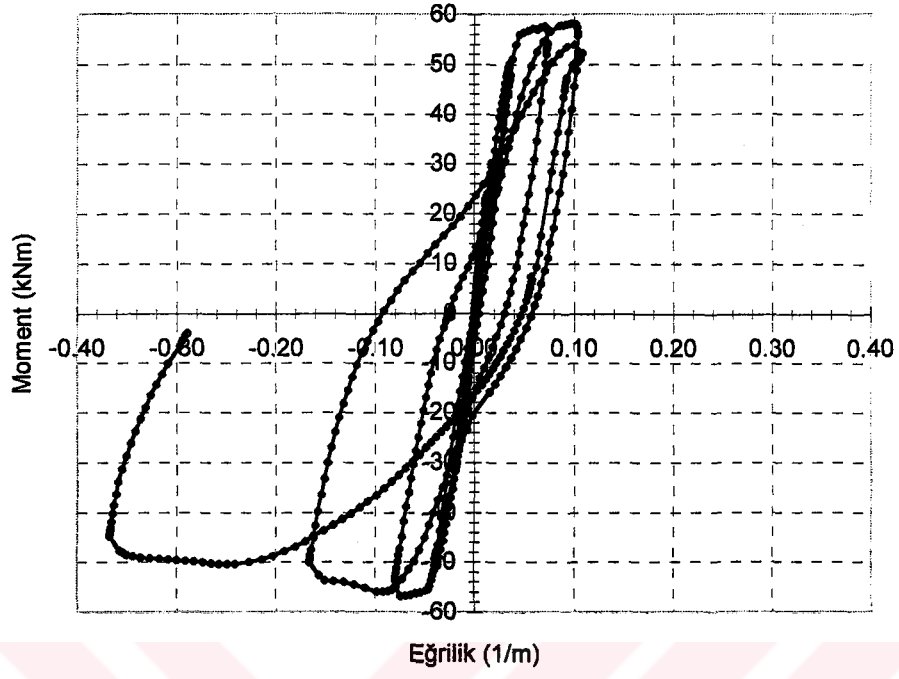
Şekil E.46 Numune 25 (10D12-C30.0-N5) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi



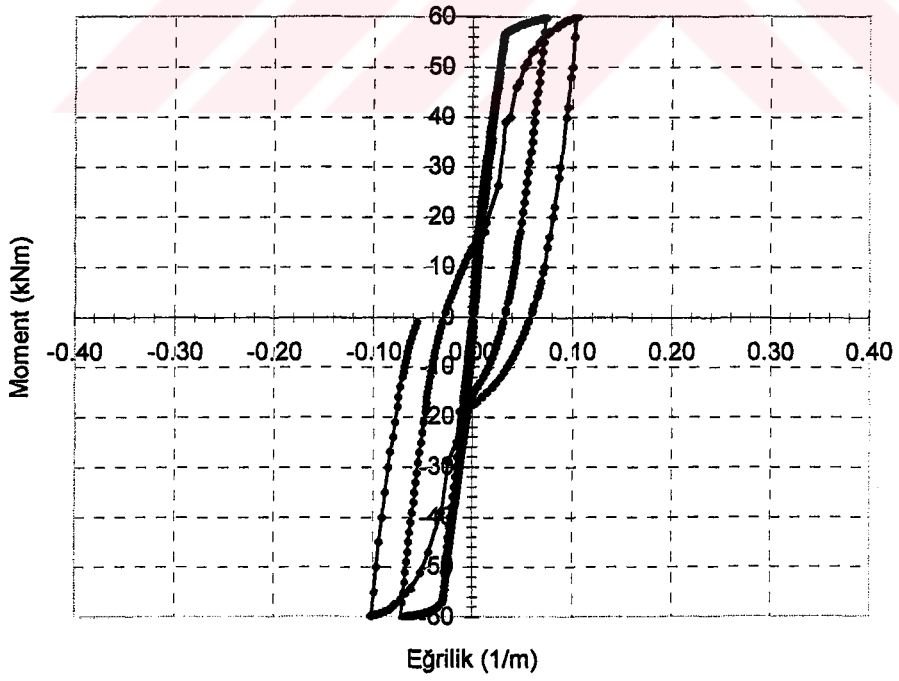
Şekil E.47 Numune 26 (10D12-C30.2-N10) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi



Şekil E.48 Numune 26 (10D12-C30.2-N10) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi

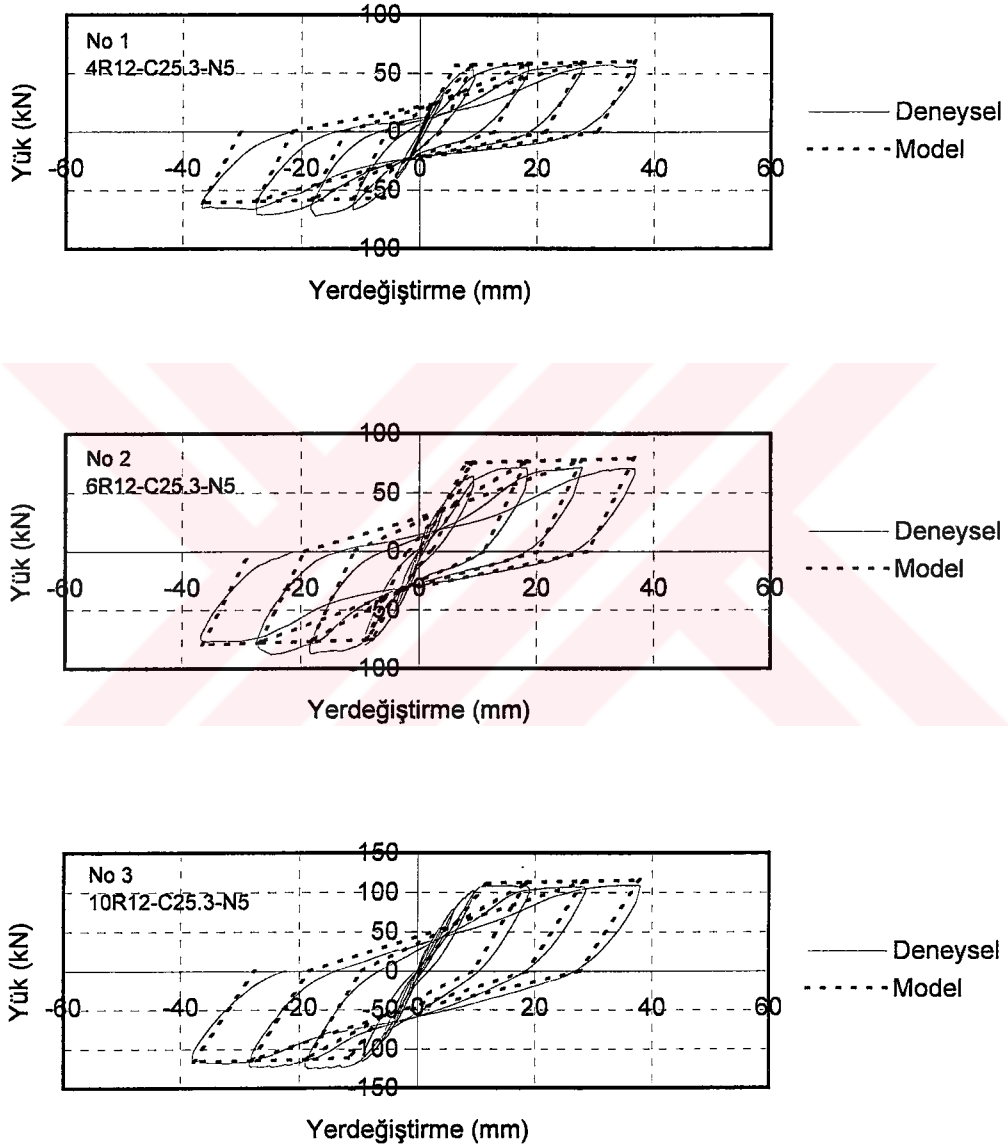


Şekil E.49 Numune 27 (10D12-C30.3-N20) Deneysel Moment-Eğrilik İlişkisi

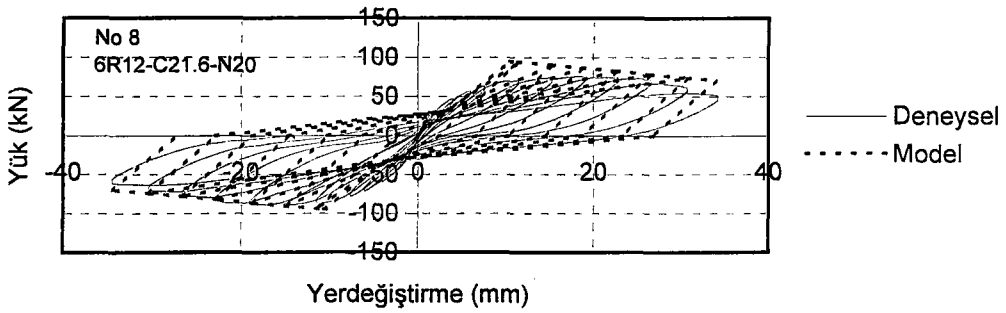
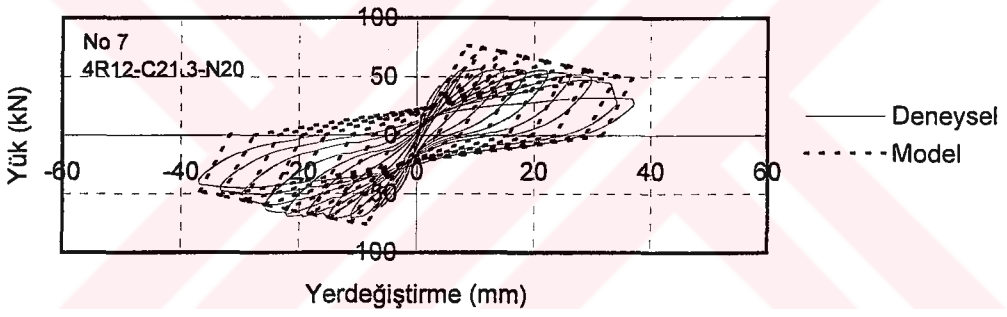
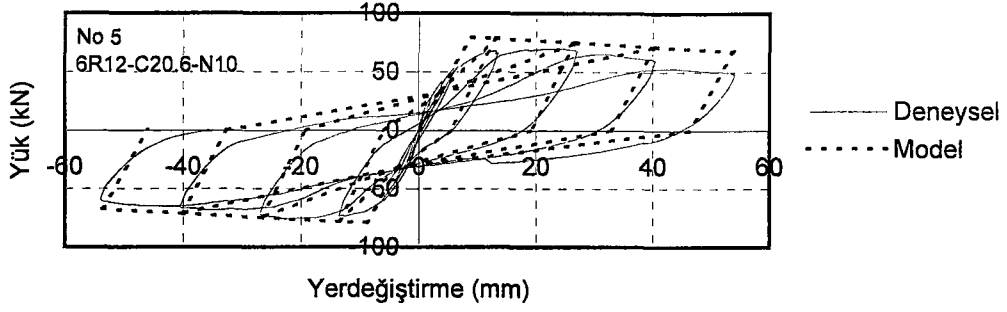
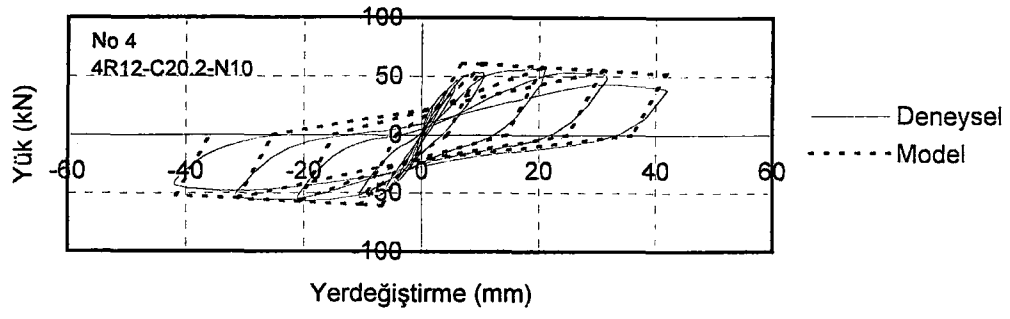


Şekil E.50 Numune 27 (10D12-C30.3-N20) Kuramsal Moment-Eğrilik İlişkisi

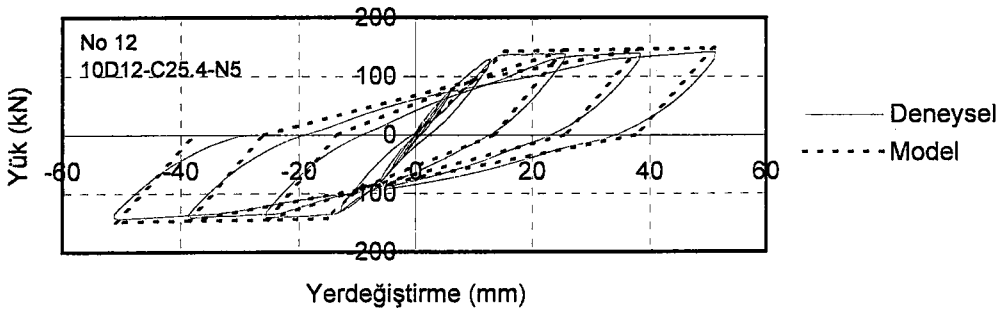
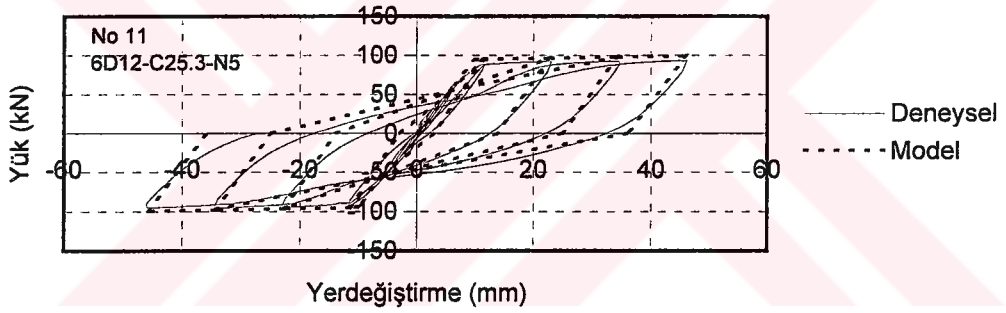
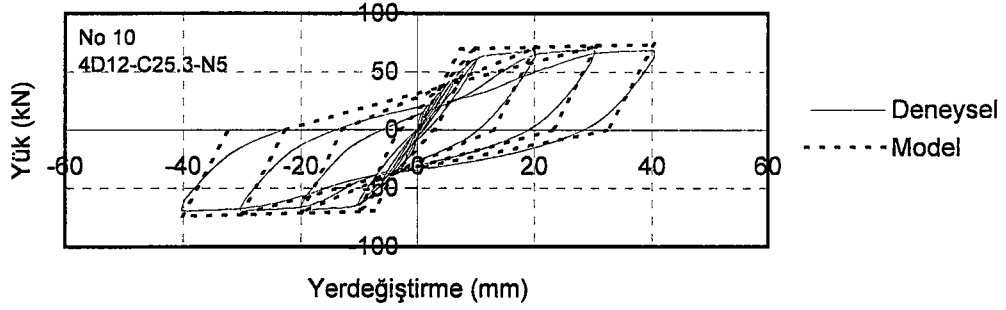
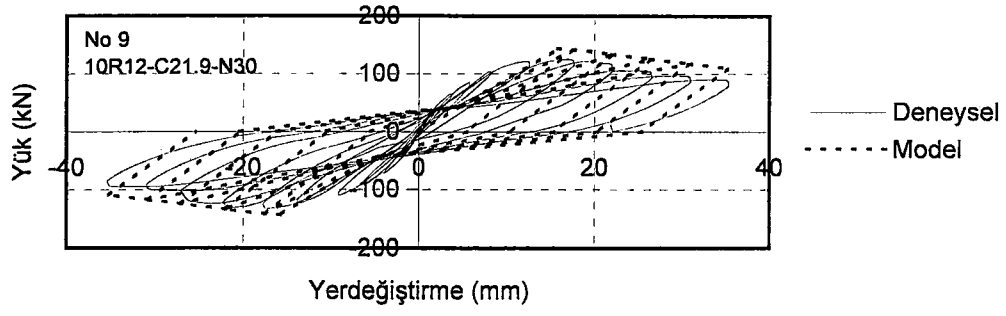
Ek F ÖNERİLEN MODEL İLE ELDE EDİLEN YÜK-YERDEĞİŞTİRME İLİŞKİLERİNİN DENEYSEL SONUÇLARLA KARŞILAŞTIRILMASI



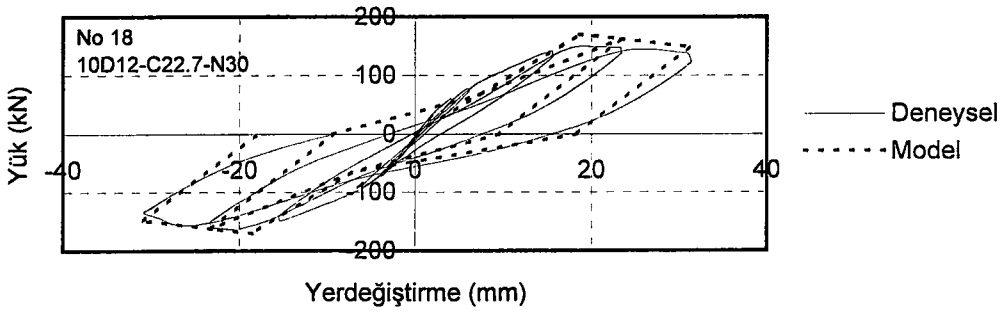
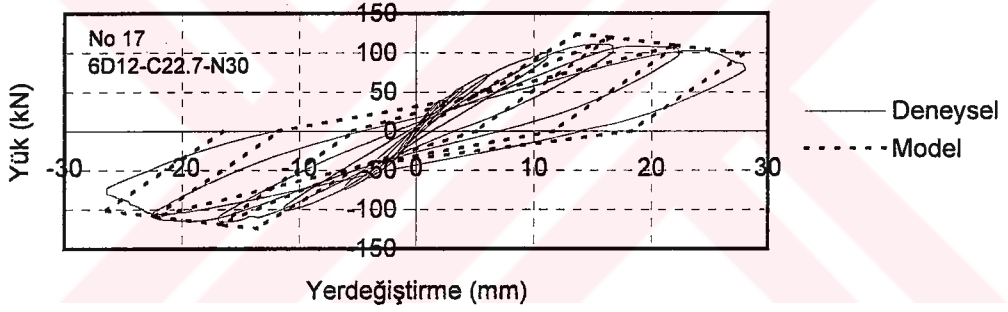
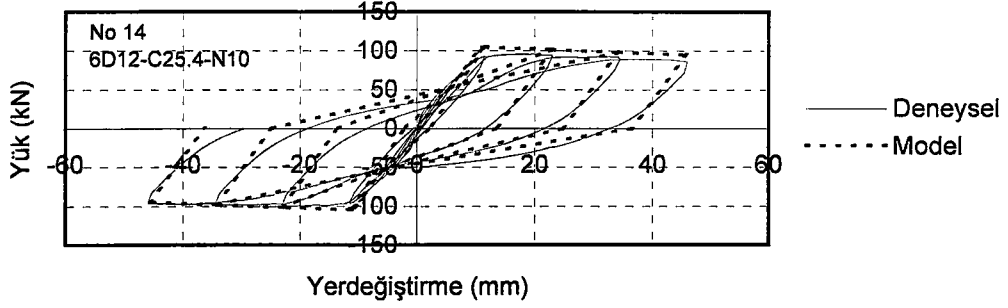
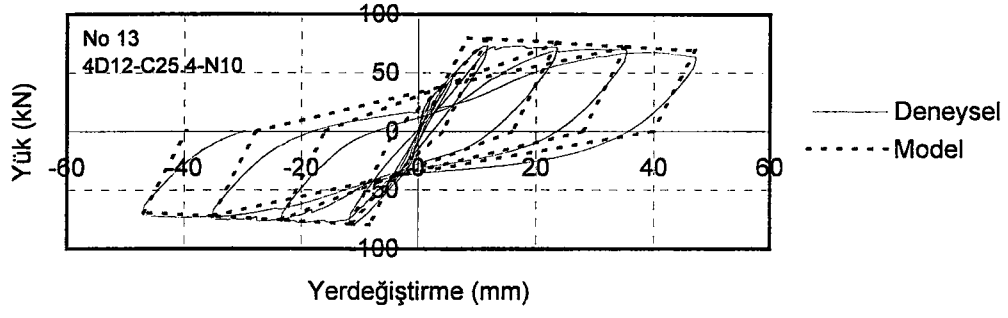
Şekil F.1 Deneysel ve Kuramsal Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri



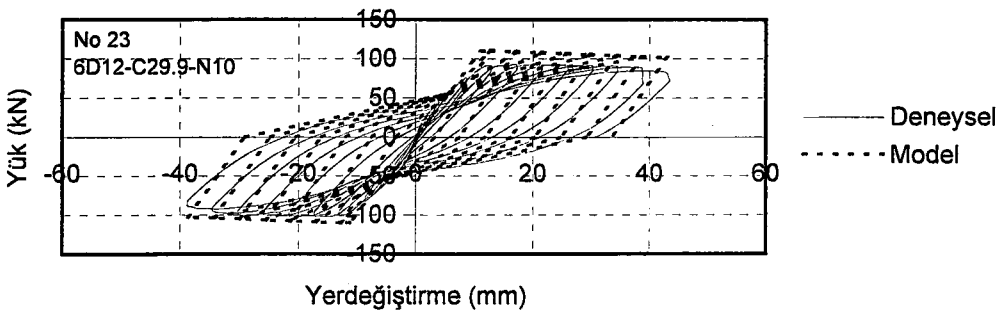
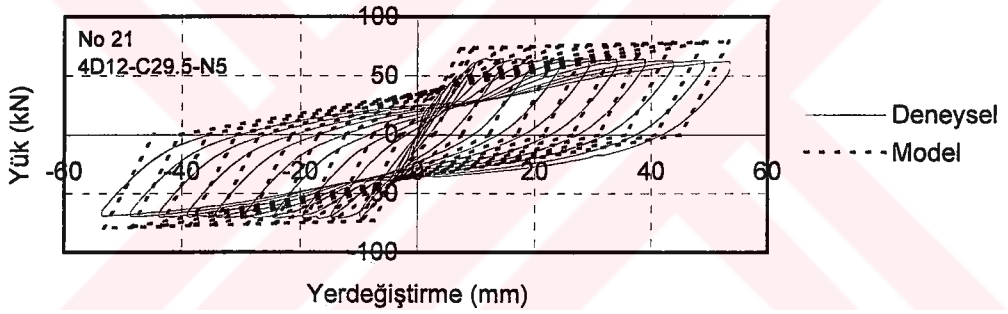
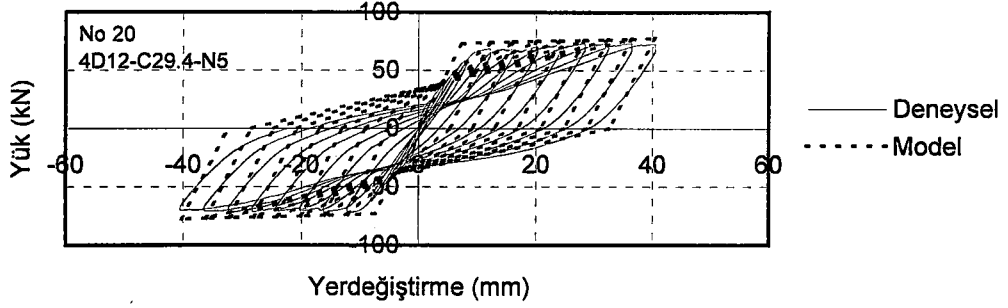
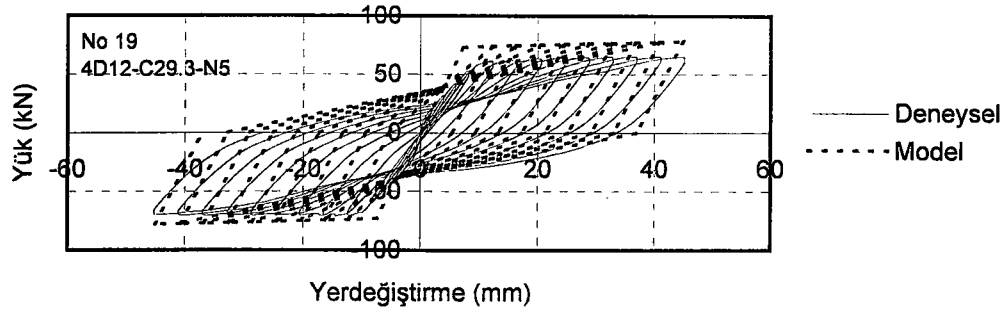
Şekil F.1 Deneysel ve Kuramsal Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri (devam)



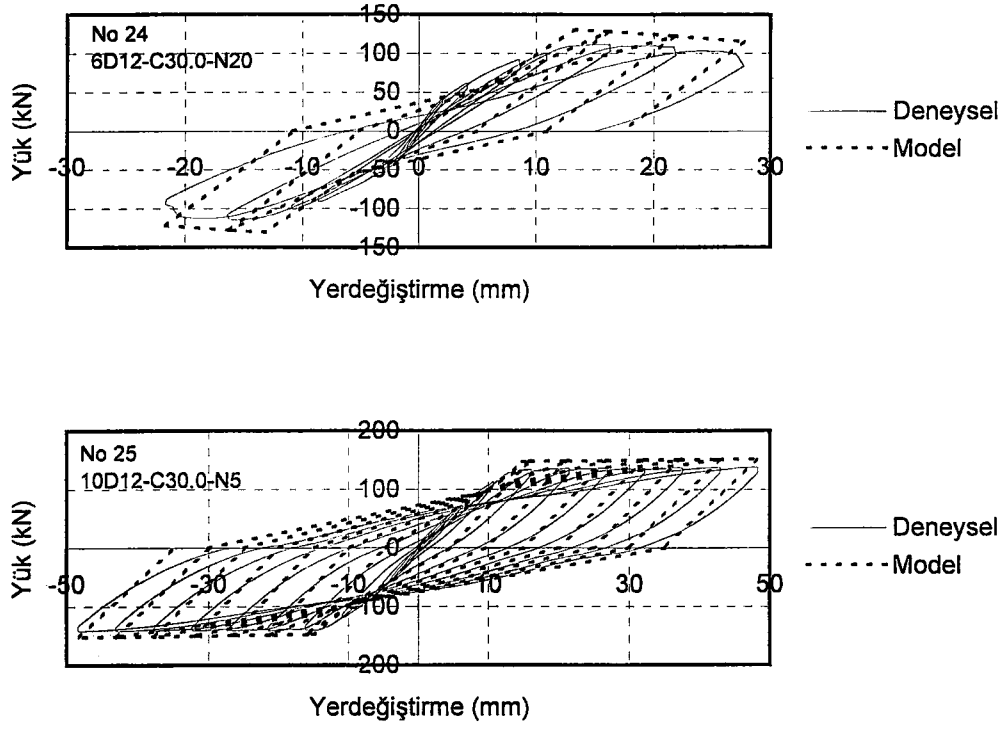
Şekil F.1 Deneysel ve Kuramsal Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri (devam)



Şekil F.1 Deneysel ve Kuramsal Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri (devam)



Şekil F.1 Deneysel ve Kuramsal Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri (devam)



Şekil F.1 Deneysel ve Kuramsal Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri (devam)

ÖZGEÇMİŞ

1970 yılında, İstanbul'da doğan Alper İlki, lise öğrenimini Kadıköy Anadolu Lise'sinde tamamlamıştır, (1988). İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden 1992 yılında mezun olmuş, 1994 yılında Yapı Mühendisliği programını tamamlayarak yüksek lisans derecesini almıştır. 1996 yılında Japonya'da Bina Araştırma Enstitüsü (Building Research Institute) ve Tokyo Üniversitesi'nde bir çalışma yapmıştır. Şu anda İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Anabilim Dalı, Betonarme Çalışma Grubu'nda araştırma görevlisi olarak çalışmaktadır. Aynı zamanda 1995 yılından bu yana İ.T.Ü. Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarının sorumlu yardımcısıdır.

İ.C. 1.
BÖLÜMÜ