

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BASİTLEŞTİRİLEBİLEN BETONARME SİSTEMLERİN
DEPREM HESABI İÇİN
YERDEĞİŞTİRMELERİ ESAS ALAN BİR YÖNTEM**

**DOKTORA TEZİ
Serkan Ziya YÜCE**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği (Yapı Analizi)

OCAK 2010

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BASİTLEŞTİRİLEBİLEN BETONARME SİSTEMLERİN
DEPREM HESABI İÇİN
YERDEĞİŞTİRMELERİ ESAS ALAN BİR YÖNTEM**

**DOKTORA TEZİ
Serkan Ziya YÜCE
(501002101)**

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 27 Ekim 2009

Tezin Savunulduğu Tarih : 25 Ocak 2010

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. H. Faruk KARADOĞAN (İTÜ)
Eş Danışman : Prof. Dr. M. Nuray AYDINOĞLU (BÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Erkan ÖZER (İTÜ)
Prof. Dr. Sumru PALA (İTÜ)
Prof. Dr. Özal YÜZÜGÜLLÜ (BÜ)
Prof. Dr. Erdal ŞAFAK (BÜ)
Prof. Dr. Tuncer ÇELİK (Beykent Ü.)**

OCAK 2010

ÖNSÖZ

Bu çalışmaya katkılarından dolayı danışmanlarım Prof. Dr. H. Faruk KARADOĞAN ile Prof. Dr. M. Nuray AYDINOĞLU'na ve Y. Doç. Dr. Ercan YÜKSEL'e teşekkür ederim.

İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda deneysel çalışmaların gerçekleştirilmesi için yardım sağlayan Türkiye Prefabrik Birliği ve Lafarge Türkiye'ye, deneylerin hazırlığında emek harcayan laboratuvar çalışanlarına da teşekkür ederim.

Ağustos 2009

Serkan Ziya YÜCE

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ.....	iii
İÇİNDEKİLER	v
ÇİZELGE LİSTESİ.....	vii
ŞEKİL LİSTESİ.....	ix
SEMBOL LİSTESİ.....	xv
ÖZET.....	xix
SUMMARY	xxi
1. GİRİŞ	1
2. AMAÇ	5
3. KURAMSAL ÖN ÇALIŞMALAR.....	7
3.1 Betonarme Kolonlar İçin İtme Analizi.....	7
3.2 Betonarme İçin Histeritik Modeller	10
3.2.1 Bilineer model.....	10
3.2.2 Clough modeli.....	11
3.2.3 Q-Hyst modeli.....	12
3.2.4 Takeda modeli.....	12
3.3 Zaman Artımı Yöntemlerine Göre Dinamik Hesap.....	13
3.4 Deneysel Çalışmalarda Kullanılabilecek Yerdeğiştirme Çevrimleri	14
3.4.1 Yerdeğiştirme çevrimleri üzerine bazı çalışmalar	14
3.4.2 Yerdeğiştirme çevrimleri üzerine öneri	23
4. DENEYSEL ÇALIŞMALAR.....	33
4.1 Prefabrike Kolon Deneyleri	33
4.1.1 Yükleme sistemi.....	36
4.1.2 Ölçüm sistemi	38
4.1.3 Malzeme deneyleri.....	38
4.1.4 Kolon deneylerinin sonuçları	40
4.1.4.1 S30_14 Numunesi için değerlendirmeler	40
4.1.4.2 S30_14M Numunesi için değerlendirmeler	43
4.1.4.3 S30_16 Numunesi için değerlendirmeler	46
4.1.4.4 S30_18 Numunesi için değerlendirmeler	48
4.1.4.5 S30_18Z Numunesi için değerlendirmeler	51
4.1.4.6 S35_1416 Numunesi için değerlendirmeler	53
4.1.4.7 S35_18 Numunesi için değerlendirmeler	56
4.1.4.8 S35_20 Numunesi için değerlendirmeler	58
4.1.4.9 S35_20Z Numunesi için değerlendirmeler	61
4.1.4.10 S40_16 Numunesi için değerlendirmeler	63
4.1.4.11 S40_20 Numunesi için değerlendirmeler	66
4.1.4.12 S40_2020 Numunesi için değerlendirmeler	68
4.1.4.13 S40_2020Z Numunesi için değerlendirmeler	71
4.1.4.14 Kolon-soket temel birleşimi üzerine karşılaştırmalar	73
4.1.5 Ağır hasar görmüş prefabrik kolonların geri kazanılması	74

4.1.5.1 SR30_14 Numunesi için değerlendirmeler	79
4.1.5.2 SR30_14M Numunesi için değerlendirmeler	82
4.1.5.3 SR30_16 Numunesi için değerlendirmeler	84
4.1.5.4 SR30_18 Numunesi için değerlendirmeler	87
4.1.5.5 Güçlendirmeden elde edilen genel sonuçlar	89
4.2 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi	90
4.2.1 Sönüm oranları	90
4.2.1.1 Orijinal kolonlarda sönüm oranları	90
4.2.1.2 Güçlendirilmiş kolonlarda sönüm oranları	93
4.2.2 İdealleştirilmiş yük-yerdeğiştirme eğrileri ve yatay yük azaltma katsayıları	95
4.2.2.1 Orijinal kolonlar	95
4.2.2.2 Güçlendirilmiş kolonlar	98
4.2.2.3 Ulaşılan süneklikler	101
4.2.2.4 Yaklaşık yük-yerdeğiştirme eğrileri	104
5. KURAMSAL ÇALIŞMALAR	107
5.1 Performansa Dayalı Tasarım ve Değerlendirme	107
5.1.1 Performans hedefi	107
5.1.2 Deprem hareketleri	108
5.1.3 Performans seviyeleri	108
5.1.4 Yapı elemanlarında hasar sınırları ve hasar bölgeleri	108
5.1.5 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri	109
5.1.6 Betonarme binalar için deprem performans seviyeleri	110
5.1.6.1 Hemen kullanım performans seviyesi	110
5.1.6.2 Can güvenliği performans seviyesi	110
5.1.6.3 Göçme öncesi performans seviyesi	111
5.1.6.4 Göçme durumu	111
5.2 Prefabrike Betonarme Basit Sistemler İçin Yerdeğiştirme Esaslı Hesap.....	111
5.2.1 Yerdeğiştirme esaslı 1. hesap yolu	113
5.2.2 Yerdeğiştirme esaslı 2. hesap yolu	118
5.2.3 Örnek hesap sonuçları	123
5.2.3.1 Çok seviyeli standart performans hedefi için hesap	123
5.2.3.2 Çok seviyeli ileri performans hedefi için hesap	125
5.2.3.3 Yerdeğiştirme esaslı 2. hesap yoluna göre karşılaştırma	125
5.3 Prefabrik Kolonların Boyutlandırılması İçin Bir Ardışık Yaklaşım Yöntemi	126
5.3.1 Sanal deprem	126
5.3.2 Öngörülen algoritma	126
5.3.3 Örnek ve irdeleme	128
6. SONUÇLAR	131
KAYNAKLAR.....	137
EKLER.....	141
ÖZGEÇMİŞ.....	181

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : 2007 deprem yönetmeliğine göre taşıyıcı sistem davranış katsayıları (R).	3
Çizelge 1.2 : 1998 deprem yönetmeliğine göre taşıyıcı sistem davranış katsayıları (R).	4
Çizelge 3.1 : Kocaeli depremine ait kaynağa yakın kayıtlar.	24
Çizelge 4.1 : Deneysel ön çalışmalar kapsamında üretilen numuneler.	34
Çizelge 4.2 : Silindir basınç dayanımları.	39
Çizelge 4.3 : Donatı akma dayanımları.	39
Çizelge 4.4 : Donatı çekme dayanımları.	39
Çizelge 4.5 : S30_14 numunesi için hasar noktaları.	42
Çizelge 4.6 : S30_14M numunesi için hasar noktaları.	44
Çizelge 4.7 : S30_16 numunesi için hasar noktaları.	47
Çizelge 4.8 : S30_18 numunesi için hasar noktaları.	49
Çizelge 4.9 : S30_18Z numunesi için hasar noktaları.	52
Çizelge 4.10 : S35_1416 numunesi için hasar noktaları.	54
Çizelge 4.11 : S35_18 numunesi için hasar noktaları.	57
Çizelge 4.12 : S35_20 numunesi için hasar noktaları.	59
Çizelge 4.13 : S35_20Z numunesi için hasar noktaları.	62
Çizelge 4.14 : S40_16 numunesi için hasar noktaları.	64
Çizelge 4.15 : S40_20 numunesi için hasar noktaları.	67
Çizelge 4.16 : S40_2020 numunesi için hasar noktaları.	69
Çizelge 4.17 : S40_2020Z numunesi için hasar noktaları.	72
Çizelge 4.18 : Silindir basınç dayanımları.	79
Çizelge 4.19 : Kritik noktaların koordinatları ve ulaşılan süneklik oranları.	105
Çizelge 5.1 : Çok seviyeli standart hedef performans.	112
Çizelge 5.2 : Çok seviyeli ileri hedef performans.	112
Çizelge 5.3 : Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre karşılaştırmalı hesaplar.	129
Çizelge B.1 : Hesap edilen yerdeğiştirmeler.	171
Çizelge C.1 : 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için boyutlandırma sonuçları.	173
Çizelge C.2 : 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için tahkik sonuçları.	174
Çizelge C.3 : 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem için tahkik sonuçları.	175
Çizelge C.4 : 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için boyutlandırma sonuçları.	176
Çizelge C.5 : 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için tahkik sonuçları.	177
Çizelge C.6 : 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için tahkik sonuçları.	178
Çizelge C.7 : 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için tahkik sonuçları.	179
Çizelge C.8 : 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem için tahkik sonuçları.	180

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Prefabrike betonarme bir yapı örneği.....	1
Şekil 3.1 : Saatçioğlu-Razvi modeline göre beton gerilme-şekildeğiştirme eğrileri. ..	8
Şekil 3.2 : Basınç donatısı için önerilen gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	10
Şekil 3.3 : Bilineer modele göre yük-yerdeğiştirme çevrimleri.	11
Şekil 3.4 : Clough modeline göre yük-yerdeğiştirme çevrimleri.	11
Şekil 3.5 : Q-Hyst modeline göre yük-yerdeğiştirme çevrimleri.	12
Şekil 3.6 : Takeda modeline göre yük-yerdeğiştirme çevrimleri.	13
Şekil 3.7 : Mantolanmış bir kolonu denemek için uygulanan deplasman çevrimleri.	15
Şekil 3.8 : Saisi ve Toniolo'nun öngördüğü yerdeğiştirme çevrimleri.....	16
Şekil 3.9 : Prefabrike kolon numunelere uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	16
Şekil 3.10 : Köprü ayağı numunelerine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	17
Şekil 3.11 : ACI ITG/T1.1-99 standardına göre örnek deplasman kontrollü çevrimler.	18
Şekil 3.12 : Saatçioğlu ve Özcebe'nin deneylerde uyguladığı yerdeğiştirme çevrimleri.	18
Şekil 3.13 : Monotonik yükleme halinde elde edilecek yük-yerdeğiştirme eğrisi. ...	20
Şekil 3.14 : Kaynaktan uzakta yer hareketi için önerilen yükleme çevrimleri.....	21
Şekil 3.15 : Kaynağa yakın yer hareketleri için önerilen yükleme çevrimleri.	22
Şekil 3.16 : Göreli yerdeğiştirme-zaman eğrisi.	24
Şekil 3.17 : Yük-yerdeğiştirme eğrileri.	25
Şekil 3.18 : 30x30 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.	25
Şekil 3.19 : 35x35 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.	26
Şekil 3.20 : 40x40 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.	26
Şekil 3.21 : Normalize edilmiş yerdeğiştirme çevrimleri.....	27
Şekil 3.22 : Zarf eğrilerine göre önerilen yerdeğiştirme çevrimleri.	27
Şekil 3.23 : Kaynağa yakın depremler için önerilen yerdeğiştirme çevrimleri.	28
Şekil 3.24 : 30x30 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.	29
Şekil 3.25 : 35x35 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.	29
Şekil 3.26 : 40x40 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.	30
Şekil 3.27 : Normalize edilmiş yerdeğiştirme çevrimleri.....	30
Şekil 3.28 : Zarf eğrilerine göre önerilebilecek yerdeğiştirme çevrimleri.....	31
Şekil 3.29 : Kaynağa yakın depremler için önerilebilecek yerdeğiştirme çevrimleri.	31
Şekil 3.30 : S35_20 numunesi için deneyde uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri....	32
Şekil 4.1 : Çanak temel-kolon birleşim detayları.	34
Şekil 4.2 : S40_20 ve S40_2020 kolonlarının kesitleri.	35
Şekil 4.3 : Üretimi tamamlanan prefabrike kolon numuneler.	35
Şekil 4.4 : Normal kuvveti aktarmak için kullanılan çelik teçhizat.....	36

Şekil 4.5 : Yükleme sisteminin planda görünüşü.	37
Şekil 4.6 : Yükleme sisteminin yandan görünüşü.....	37
Şekil 4.7 : S30_14 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	41
Şekil 4.8 : S30_14 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	41
Şekil 4.9 : S30_14 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.	42
Şekil 4.10 : S30_14 numunesine ait hasar fotoğrafları.	43
Şekil 4.11 : S30_14M numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.....	44
Şekil 4.12 : S30_14M numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	44
Şekil 4.13 : S30_14M numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.	45
Şekil 4.14 : S30_14M numunesine ait hasar fotoğrafları.	45
Şekil 4.15 : S30_16 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	46
Şekil 4.16 : S30_16 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	46
Şekil 4.17 : S30_16 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri. ..	47
Şekil 4.18 : S30_16 numunesine ait hasar fotoğrafları.	47
Şekil 4.19 : S30_16 numunesine ait hasar fotoğrafları.	48
Şekil 4.20 : S30_18 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	48
Şekil 4.21 : S30_18 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	49
Şekil 4.22 : S30_18 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri. ..	50
Şekil 4.23 : S30_18 numunesine ait hasar fotoğrafları.	50
Şekil 4.24 : S30_18Z numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	51
Şekil 4.25 : S30_18Z numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	51
Şekil 4.26 : S30_18Z numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri. ..	52
Şekil 4.27 : S30_18Z numunesine ait hasar fotoğrafları.	52
Şekil 4.28 : S30_18Z numunesine ait hasar fotoğrafları.	53
Şekil 4.29 : S35_1416 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	53
Şekil 4.30 : S35_1416 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	54
Şekil 4.31 : S35_1416 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.	55
Şekil 4.32 : S35_1416 numunesine ait hasar fotoğrafları.	55
Şekil 4.33 : S35_18 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	56
Şekil 4.34 : S35_18 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	56
Şekil 4.35 : S35_18 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri. ..	57
Şekil 4.36 : S35_18 numunesine ait hasar fotoğrafları.	57
Şekil 4.37 : S35_18 numunesine ait hasar fotoğrafları.	58
Şekil 4.38 : S35_20 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	58
Şekil 4.39 : S35_20 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	59
Şekil 4.40 : S35_20 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri. ..	60
Şekil 4.41 : S35_20 numunesine ait hasar fotoğrafları.	60
Şekil 4.42 : S35_20Z numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	61
Şekil 4.43 : S35_20Z numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	61
Şekil 4.44 : S35_20Z numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri. ..	62
Şekil 4.45 : S35_20Z numunesine ait hasar fotoğrafları.	62
Şekil 4.46 : S35_20Z numunesine ait hasar fotoğrafları.	63
Şekil 4.47 : S40_16 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	63
Şekil 4.48 : S40_16 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	64
Şekil 4.49 : S40_16 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri. ..	65
Şekil 4.50 : S40_16 numunesine ait hasar fotoğrafları.	65
Şekil 4.51 : S40_20 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	66
Şekil 4.52 : S40_20 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	66

Şekil 4.53 : S40_20 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri. ..	67
Şekil 4.54 : S40_20 numunesine ait hasar fotoğrafları.....	67
Şekil 4.55 : S40_20 numunesine ait hasar fotoğrafları.....	68
Şekil 4.56 : S40_2020 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.	68
Şekil 4.57 : S40_2020 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.	69
Şekil 4.58 : S40_2020 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	70
Şekil 4.59 : S40_2020 numunesine ait hasar fotoğrafları.....	70
Şekil 4.60 : S40_2020Z numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.....	71
Şekil 4.61 : S40_2020Z numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	71
Şekil 4.62 : S40_2020Z numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	72
Şekil 4.63 : S40_2020Z numunesine ait hasar fotoğrafları.....	72
Şekil 4.64 : S40_2020Z numunesine ait hasar fotoğrafları.....	73
Şekil 4.65 : S30_18, S30_18Z numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	73
Şekil 4.66 : S35_20, S35_20Z numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	74
Şekil 4.67 : S40_2020, S40_2020Z numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	74
Şekil 4.68 : Karbon lifle, çelikle güçlendirme uygulamaları.....	75
Şekil 4.69 : Tekrar onarıp mantoları kısmen yenilenen prefabrike kolonlar.....	76
Şekil 4.70 : Yenilenen mantoda ve eski çanak betonundaki hasar durumu.....	77
Şekil 4.71 : Güçlendirme öncesinde desteklenen hasarlı dört numune.....	77
Şekil 4.72 : Kayma kamaları, boyuna ve enine donatıların yerleştirilmesi.....	78
Şekil 4.73 : SR30_14 numunesinin mantolanmış kesiti.....	79
Şekil 4.74 : SR30_14 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.....	80
Şekil 4.75 : SR30_14 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	80
Şekil 4.76 : S30_14, SR30_14 numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrilerinin zarfları.....	81
Şekil 4.77 : SR30_14 numunesine ait hasar fotoğrafları.....	81
Şekil 4.78 : SR30_14M numunesinin mantolanmış kesiti.....	82
Şekil 4.79 : SR30_14M numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.....	82
Şekil 4.80 : SR30_14M numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	83
Şekil 4.81 : S30_14M, SR30_14M numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	83
Şekil 4.82 : SR30_14M numunesine ait hasar fotoğrafları.....	84
Şekil 4.83 : SR30_16 numunesinin mantolanmış kesiti.....	84
Şekil 4.84 : SR30_16 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.....	85
Şekil 4.85 : SR30_16 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	85
Şekil 4.86 : S30_16, SR30_16 numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrilerinin zarfları.....	86
Şekil 4.87 : SR30_16 numunesine ait hasar fotoğrafları.....	86
Şekil 4.88 : SR30_18 numunesinin mantolanmış kesiti.....	87
Şekil 4.89 : SR30_18 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.....	87
Şekil 4.90 : SR30_18 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.....	88
Şekil 4.91 : S30_18, SR30_18 numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrilerinin zarfları.....	88
Şekil 4.92 : SR30_18 numunesine ait hasar fotoğrafları.....	89
Şekil 4.93 : Yutulmuş toplam enerji ve şekildeğiştirme enerjisi.....	90
Şekil 4.94 : S30_14 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.....	91
Şekil 4.95 : S30_16 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.....	91

Şekil 4.96 : S30_18 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.	92
Şekil 4.97 : Orijinal numuneler için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.	92
Şekil 4.98 : SR30_14 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.	93
Şekil 4.99 : SR30_16 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.	93
Şekil 4.100 : SR30_18 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.	94
Şekil 4.101 : Güçlendirilmiş numuneler için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.	94
Şekil 4.102 : Tüm numuneler için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.	95
Şekil 4.103 : S30_14 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.	96
Şekil 4.104 : S30_16 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.	96
Şekil 4.105 : S30_18 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.	97
Şekil 4.106 : 30x30 cm kesit boyutlu kolonlar için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri.	97
Şekil 4.107 : 35x35 cm kesit boyutlu kolonlar için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri.	98
Şekil 4.108 : 40x40 cm kesit boyutlu kolonlar için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri.	98
Şekil 4.109 : SR30_14 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.	99
Şekil 4.110 : SR30_16 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.	99
Şekil 4.111 : SR30_18 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.	100
Şekil 4.112 : Güçlendirilmiş kolonlar için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri. ..	100
Şekil 4.113 : Bilineer zarfın belirlenmesi.	101
Şekil 4.114 : S30_14 numunesi için bilineer zarf eğrisi.	101
Şekil 4.115 : S30_16 numunesi için bilineer zarf eğrisi.	102
Şekil 4.116 : S30_18 numunesi için bilineer zarf eğrisi.	102
Şekil 4.117 : 30x30 cm kesit boyutlu kolonlar için bilineer zarf eğrileri.	103
Şekil 4.118 : 35x35 cm kesit boyutlu kolonlar için bilineer zarf eğrileri.	103
Şekil 4.119 : 40x40 cm kesit boyutlu kolonlar için bilineer zarf eğrileri.	104
Şekil 4.120 : 30x30 cm kesit boyutlu kolonlar için yaklaşık yük-yerdeğiştirme eğrileri.	106
Şekil 4.121 : 35x35 cm kesit boyutlu kolonlar için yaklaşık yük-yerdeğiştirme eğrileri.	106
Şekil 5.1 : Yapı elemanları için hasar sınır ve bölgeleri.	109
Şekil 5.2 : 1. hesap yolu için akış diyagramı.	113
Şekil 5.3 : Yük-yerdeğiştirme eğrisinin bilineer zarfının belirlenmesi.	115
Şekil 5.4 : İkinci merteye etkiler nedeniyle çevrimlerde ortaya çıkan değişiklikler.	115
Şekil 5.5 : Yerdeğiştirme esaslı 1. hesap yönteminde izlenen yol.	116
Şekil 5.6 : Doğrusal olmayan dinamik örnek bir hesabın sonuçları.	118
Şekil 5.7 : 2. hesap yolu için akış diyagramı.	119
Şekil 5.8 : Moment-eğrilik eğrisi ve bilineer zarfı.	121
Şekil 5.9 : Eğrilik dağılımı.	122
Şekil 5.10 : Önerilen algoritma için akış diyagramı.	127
Şekil A.1 : S30_14, S30_14M numunelerinin imalat detayları.	143

Şekil A.2 : S30_14, S30_14M numunelerinin imalat detayları.....	144
Şekil A.3 : S30_16 numunesinin imalat detayları.....	145
Şekil A.4 : S30_16 numunesinin imalat detayları.....	146
Şekil A.5 : S30_18 numunesinin imalat detayları.....	147
Şekil A.6 : S30_18 numunesinin imalat detayları.....	148
Şekil A.7 : S30_18Z numunesinin imalat detayları.....	149
Şekil A.8 : S30_18Z numunesinin imalat detayları.....	150
Şekil A.9 : S35_1416 numunesinin imalat detayları.....	151
Şekil A.10 : S35_1416 numunesinin imalat detayları.....	152
Şekil A.11 : S35_18 numunesinin imalat detayları.....	153
Şekil A.12 : S35_18 numunesinin imalat detayları.....	154
Şekil A.13 : S35_20 numunesinin imalat detayları.....	155
Şekil A.14 : S35_20 numunesinin imalat detayları.....	156
Şekil A.15 : S35_20Z numunesinin imalat detayları.....	157
Şekil A.16 : S35_20Z numunesinin imalat detayları.....	158
Şekil A.17 : S40_16 numunesinin imalat detayları.....	159
Şekil A.18 : S40_16 numunesinin imalat detayları.....	160
Şekil A.19 : S40_20 numunesinin imalat detayları.....	161
Şekil A.20 : S40_20 numunesinin imalat detayları.....	162
Şekil A.21 : S40_2020 numunesinin imalat detayları.....	163
Şekil A.22 : S40_2020 numunesinin imalat detayları.....	164
Şekil A.23 : S40_2020Z numunesinin imalat detayları.....	165
Şekil A.24 : S40_2020Z numunesinin imalat detayları.....	166
Şekil B.1 : Boyutlandırma, kesme taşıma gücü hesabı.....	167
Şekil B.2 : İtme analizi sonucu elde edilen eğriler.....	168
Şekil B.3 : Bilineer zarf eğrisinin, titreşim karakteristiklerinin belirlenmesi.....	169
Şekil B.4 : Doğrusal olmayan dinamik hesap sonuçları.....	170
Şekil B.5 : Yerdeğiştirmelerin dağılımı.....	171
Şekil B.6 : Yerdeğiştirme esaslı ikinci yola göre hesap.....	172

SEMBOL LİSTESİ

A_0	: Etkin yer ivmesi katsayısı
b	: Kesit boyutu
d_b	: Boyuna donatı çapı
E_c, E_s	: Beton, donatı çeliği elastisite modülü
f_c, f_{cc}	: Sarılmamış beton, sargılı beton basınç dayanımı
f_{su}	: Donatı çeliği kopma dayanımı
f'_{su}	: Burkulmanın dikkate alınması halinde basınç donatısı kopma dayanımı
f_y	: Donatı çeliği akma dayanımı
f_{yw}	: Sargı donatısı akma dayanımı
F	: Yatay kuvvet
F_y	: Akma kuvveti
F_m	: Monotonik yükleme halinde yatay yük dayanımı
g	: Yer çekimi ivmesi
I	: Bina önem katsayısı
k	: Çatlamış başlangıç rijitliği
k'	: Akmaya karşı gelen noktayı zıt yönde çatlamaya karşı gelen noktaya birleştiren doğrunun eğimi
k_1	: Çatlamış başlangıç rijitliği
k_2	: Akma sonrası rijitlik
k_G	: Geometrik rijitlik
k_q, k_t	: Akma sonrasında boşaltma kolunun eğimi
K	: Katsayı veya rijitlik
l	: Kolon yüksekliği
l_p	: Plastik mafsal boyu
m	: Kütle
M_N	: Nominal eğilme dayanımı
M_u	: Maksimum eğilme dayanımı
M_y	: İlk akma noktası için eğilme momenti
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
s	: Sargı donatısı aralığı
$S(T_1)$: Spektrum katsayısı
S_{ae}, S_{de}	: Elastik spektral ivme, yerdeğiştirme
t	: Zaman
T_1	: Sistemin birinci doğal titreşim periyodu
W	: Kolona etkiyen ağırlık
α	: Katsayı
β, γ	: Newmark metodu sabitleri
δ_i, δ_{i+1}	: $i, i+1$ adımlarındaki görelî yerdeğiştirmeler
$\dot{\delta}_i, \dot{\delta}_{i+1}$: $i, i+1$ adımlarındaki görelî hız değerleri

$\ddot{\delta}_i, \ddot{\delta}_{i+1}$: i, i+1 adımlarındaki görel ivme değerleri
δ_{maks}	: Yükleme yönünde veya her iki yönde karşılaşılan maksimum yerdeğiştirmenin mutlak değeri
δ_m	: Monotonik yerdeğiştirme kapasitesi
δ_n, δ_r	: Referans yerdeğiştirmeler
δ_p	: Plastik yerdeğiştirme
δ_y	: Akma yerdeğiştirmesi
Δt	: Zaman aralığı
ϵ_{20c}	: Sarılmış betonda gerilme-şekildeğiştirme eğrisi iniş kolu üzerinde, dayanımın %20'sine karşı gelen şekildeğiştirme
$\epsilon_{85}, \epsilon_{85c}$: Sarılmamış veya sargılı betonda gerilme-şekildeğiştirme eğrisi iniş kolu üzerinde, dayanımın %85'ine karşı gelen şekildeğiştirme
ϵ_c	: Betondaki şekildeğiştirme
$\epsilon_{co}, \epsilon_{coc}$: Sarılmamış veya sargılı betonda maksimum gerilmeye karşı gelen şekildeğiştirme
$\epsilon_{cu}, \epsilon_{cuc}$: Sarılmamış veya sargılı beton için kırılma anındaki maksimum şekildeğiştirme
ϵ_s	: Donatı çeliğindeki şekildeğiştirme
ϵ_{sp}	: Donatı çeliğinde pekleşmenin başladığı şekildeğiştirme
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinde kopma şekildeğiştirmesi
ϵ_{su}	: Burkulmanın dikkate alınması halinde basınç donatısı kopma şekildeğiştirmesi
ϵ_y	: Donatı çeliğinde akmanın başladığı şekildeğiştirme
$(\epsilon_{cg})_{GC}$: Göçme sınırı için çekirdek betonda kabul edilebilir sınır şekildeğiştirme
$(\epsilon_{cg})_{GV}$: Güvenlik sınırı için çekirdek betonda kabul edilebilir sınır şekildeğiştirme
$(\epsilon_{cu})_{MN}$: Minimum hasar sınırı için kabuk betonda kabul edilebilir sınır şekildeğiştirme
$(\epsilon_s)_{GC}$: Göçme sınırı için donatı çeliğinde kabul edilebilir sınır uzama şekildeğiştirmesi
$(\epsilon_s)_{GV}$: Güvenlik sınırı için donatı çeliğinde kabul edilebilir sınır uzama şekildeğiştirmesi
$(\epsilon_s)_{MN}$: Minimum hasar sınırı için donatı çeliğinde kabul edilebilir sınır uzama şekildeğiştirmesi
ϕ	: Basınç donatısı çapı
κ	: Toplam eğrilik
κ_p	: Plastik eğrilik
κ_u	: Maksimum eğrilik
κ_y	: Akma eğriliği
κ'_y	: İlk akma noktası için eğrilik
μ_d	: Tasarım süneklik oranı
μ_u	: Göçme durumundaki süneklik oranı
θ	: Stabilite katsayısı
θ_p	: Plastik dönme
ρ	: Boyuna donatı oranı
ρ_s	: Kesitte mevcut bulunan enine donatının hacimsel oranı

ρ_{sm}	: Kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı
σ_c	: Betondaki gerilme
σ_s	: Donatı çeliğindeki gerilme
ω	: Açısal frekans

BASİTLEŞTİRİLEBİLEN BETONARME SİSTEMLERİN DEPREM HESABI İÇİN YERDEĞİŞTİRMELERİ ESAS ALAN BİR YÖNTEM

ÖZET

Ülkemizde kare kolonlardan meydana gelen, kirişlerle birleşimleri mafsalı olan sanayi tipi tek katlı yapılara uygulamada sıkça rastlanmaktadır. Bu çalışmada kuramsal olarak, böylesi basit tek dinamik serbestlik derecesine indirgenebilen sistemlerin, deprem davranışı deneysel olarak incelenmiş ve deprem hesabı için önerilerde bulunulmuştur.

Mevcut deprem yönetmeliğinde verilen eşdeğer deprem yükü yönteminde, elastik ve plastik yerdeğıştirmelerin eşitliğı kabul edilerek, taşıyıcı sistemin gelecekte sergilemesi beklenen yerdeğıştirme sünekliğı baştan tahmin edilerek buna göre azaltılan elastik deprem yükleri hesaba esas alınmaktadır. Hesap için sistemin başlangıç elastik rijitliğı kullanılmakta; boyutlandırılan yapının hedeflenen sünekliğı sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmemektedir. Göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında da eşdeğer statik yükler altında ortaya çıkan yerdeğıştirmeler esas alınmaktadır ki yapının ve depremin dinamik özellikleri bu yolda istenilen düzeyde her zaman gözönüne alınmış olmamaktadır.

Deneysel çalışmalar içerisinde, prefabrike betonarme kolonların davranışları laboratuarda incelenmiştir. Toplam 13 adet numune, İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliğı Laboratuvarı'nda sabit eksenel normal kuvvet etkisi altında yön değıştiren tekrarlı yanal yerdeğıştirme çevrimleri uygulanarak denenmiştir.

Deneylein diğere aşamasında, hasarlı kolon numunelerin dördü onarılmış ve kendiliğinden yerleşen beton kullanılarak ince mantolama tekniğı ile güçlendirilmiştir. Aynı normal kuvvet ve yerdeğıştirme çevrimleri uygulanarak tekrar denenilen güçlendirilmiş numunelerin kapasiteleri ve davranışları karşılaştırılmıştır.

Teorik çalışmalarda, performans dayalı tasarım ve değıerlendirme kapsamında, incelenen yapılar için yerdeğıştirme kontrollü hesap ele alınmıştır. İki farklı çok seviyeli performans hedefi önerilmiş; iki ayrı hesap yolu değıerlendirilerek sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Yerdeğıştirme esaslı 1. hesap yolunda, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış gözönüne alınarak zaman tanım alanında hesaba gidilirken, 2. hesap yolunda elastik ve plastik yerdeğıştirmelerin eşit olduğu kabul edilmekte; bu yerdeğıştirmeye karşı gelen yapısal hasarı belirleme ve sınırlandırma yoluna gidilmektedir. Ayrıca

yerdeşiştirme sünekliği üzerine kurulmuş bir ardışık yaklaşım yönteminde önerildiği bu çalışmada ulaşılan aşağıdaki sonuçlar da dikkat çekicidir.

Betonarme kolonların kaynağa yakın yer hareketi etkisindeki davranışını temsil etmek için geliştirilen ve deneylerde kullanılabilcek yeni yerdeşiştirme çevrimleri sonuçları pratik amaçlar için önemli sayılacak düzeyde etkilememekte, çanak temel i çeperlerinin dişli olup olmayışı da aynı kapsamda değerlendirilebilmektedir. Kullanılan güçlendirme yöntemi ile ağır hasar gren kolonların geri kazanılması mümkün olmaktadır. Deneyler ayrıca histeritik snm oranının büyük yerdeşiştirme evrimlerinde önemli lde arttığını ortaya koymaktadır.

DISPLACEMENT BASED EARTHQUAKE RESISTING DESIGN OF SIMPLE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

SUMMARY

In Turkey, one of the most widespread applications of precast concrete is industrial type single-story structures formed with square columns, which have hinged beam-column connections. The theoretical part of this work focuses on the requirements and conditions for the earthquake analysis of such single degree of freedom systems. In experimental works, the behavior of reinforced concrete columns have been observed in the laboratory.

In Turkish earthquake code, the equivalent seismic load method is covered comprehensively for analysis. In this method, the elastic seismic loads are determined in terms of the free vibration period of the structure that is a function of the initial elastic stiffness, and the elastic loads are reduced to design loads based on the assumption that the elastic and plastic displacements are equal. The structural behavior factor which is employed in the reduction is predicted for the earthquake analysis, considering the type of the structural system, but it isn't checked whether the structure has sufficient ductility or not, after designing. Similarly, in the limitation of story drifts, the lateral displacements resulting from equivalent static seismic loads are considered. In fact, story drifts should be limited considering the level of damage in the structure resulting from the earthquake which is naturally a kind of dynamic effect.

In experimental works, 13 reinforced concrete column specimens have been tested in the Structural and Earthquake Engineering Laboratory of ITU Civil Engineering Faculty. The column specimens were subjected to constant axial load and reversed lateral displacement cycles.

After the tests on original columns, four of the specimens have been repaired, strengthened and retested under the effect of same axial load and same displacement cycles. For retrofitting, reinforced concrete jacketing was applied using self-compacting concrete.

Under the concept of performance based assessment and design, the displacement-based design of precast reinforced concrete structures is covered in the main theoretical part of this study. Several approaches have been assessed and compared.

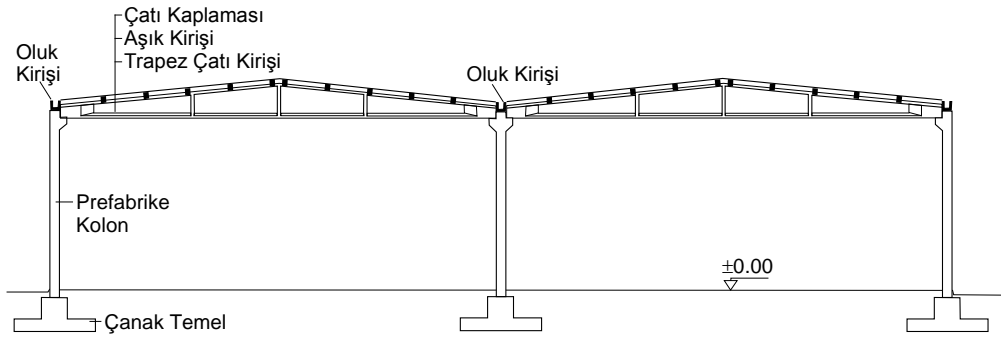
In displacement-based first method of analysis, time-history analyses are performed considering the nonlinear behavior of the structure. In displacement-based second method of analysis, it is assumed that the elastic displacement and the average of

plastic displacements are equal, and the deformations in the critical region corresponding to the average plastic displacement are calculated. The third approach was based on successive approximations of selected ductility level.

The displacement cycles proposed for representing the near-fault effect was applied in two of the tests. But the observed behavior was similar irrespective of the cycles applied. The assessment of the test results also indicated that the application of smooth or rough column-socket foundation connection detail, does not have any significant effect on behavior. After tests performed on strengthened columns, it was concluded that heavily damaged columns can be strengthened sufficiently, even in the case of fractured longitudinal reinforcements. It was also concluded that the hysteretic damping ratio increases considerably when large displacement cycles are applied.

1. GİRİŞ

Araştırmada kare kesitli kolonlardan meydana gelen, kolon-kiriş bağlantılarının moment aktarmadığı kabul edilen endüstri tipi basit prefabrike betonarme yapılar incelenmiştir, (**Şekil 1.1**). Esas olarak, bu türdeki basit yapıların deprem etkisine göre hesabında izlenmekte olan yol gözden geçirilmiştir. Bu şekilde düzenlenen taşıyıcı sistemlerin kolonlarının iki asal deprem doğrultusunda da aynı etkilere maruz kalmaları, benzer davranış göstermeleri beklenmektedir; bu tür sistemler yaygın olarak kullanılmaktadır.



Şekil 1.1 : Prefabrike betonarme bir yapı örneği.

Çalışmadan elde edilecek bazı sonuçların, genel olarak tek serbestlik dereceli sistemler ve/veya dinamik serbestlik derecesi bire indirgenebilecek sistemler için de kullanılabilirliği tahmin edilmektedir.

Sonuçlarının yaygınlaştırılabilirliği diğer sistemlere örnek olarak betonarme köprü ayakları veya Y, L şeklinde dikdörtgen kesitli elemanlarla oluşturulan, bağlantıları moment sıfır noktalarına yakın yerlerde teşkil edilen kırık çatı kirişli mafsallı prefabrik sistemler verilebilir.

17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi nedeniyle, depreme yakın sanayii bölgelerinde bulunan önemli bir kısım endüstri tipi betonarme prefabrike yapı kısmen veya tamamen hasara uğramıştır. Bu konuyla ilgili olarak yapılan incelemeler sonunda hasarın dört farklı gruptan yapıda ortaya çıktığı, genel olarak göçmenin ana aks

kirişlerine dik doğrultuda meydana geldiği, iç aks kolonlarının yıkılmasıyla göçmenin başlamış olduğu anlaşılmıştır, [1]. Sahada yürütülen çalışmalar yanında proje ve hesaplar kontrol edilip incelendiğinde, göçmeye yetersiz yanal rijitliğin neden olduğu ve kolon-kiriş bağlantılarının yetersizliği gibi yapıyla ilgili bazı problemlerin bulunduğu ortaya çıkmıştır.

Hasarlı ya da hasarsız olmakla birlikte depreme dayanımı yetersiz olan betonarme prefabrike yapıların güçlendirilmesi, yakın zamanda ortaya çıkabilecek yıkıcı bir deprem durumunda, ekonomik yönden zarara uğramaksızın endüstriyel üretimdeki sürekliliğin sağlanabilmesi açısından önem taşımaktadır. Güçlendirme amacıyla kullanılacak maliyeti düşük, uygulanması kolay teknikler bugün üzerinde durulan araştırma konuları arasındadır.

Yürütülen çalışmada, depreme dayanıklı yapılar için tanımlanan hesap yöntemi, tarif edilen basit prefabrike betonarme yapılar için gözden geçirilmiş ve güçlendirme tekniklerinden biri olan betonarme mantolama incelenmiştir.

Mart 2007’de yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik’te ‘Depreme Dayanıklı Binalar İçin Hesap Kuralları’ bölümünde, hesapta kullanılacak üç yöntem arasında eşdeğer deprem yükü yöntemine geniş yer verilmektedir, [2]. Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre, gerek tasarıma esas alınacak olan deprem yüklerinin tarifinde gerekse taşıyıcı sistemdeki görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında izlenen yol tartışılmakta olan konulardır.

Eşdeğer deprem yükü yönteminde (mod birleştirme yönteminde de olduğu gibi) sistemin elastik başlangıç rijitliği esas alınmaktadır. Yapının elastik rijitliğine bağlı olarak saptanan doğal titreşim periyoduna göre elastik deprem yükleri tarif edilmekte; bu yükler elastik ve plastik yerdeğiştirmelerin eşitliği kabulü ile hesaba esas alınacak olan yüklere indirgenmektedir.

Yönetmelikte, deprem yükü azaltma katsayısı, sistemin süneklik düzeyine bağlı olan taşıyıcı sistem davranış katsayısına göre tarif edilmektedir. Prefabrike betonarme yapılar için taşıyıcı sistem davranış katsayıları **Çizelge 1.1**’de verilmiştir.

Çizelge 1.1 : 2007 deprem yönetmeliğine göre taşıyıcı sistem davranış katsayıları (R).

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
(2) PREFABRİKE BETONARME BİNALAR		
(2.1) Deprem yüklerinin tamamının bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar	3	7
(2.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar	-	3
(2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike veya yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı, çerçeve bağlantıları mafsallı olan prefabrike binalar	-	5
(2.4) Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	3	6

Burada, eşdeğer bir tek serbestlik dereceli sistemin dinamik denge denkleminin entegrasyonu ile bulunan elastik yerdeğiştirmeler ile doğrusal olmayan yerdeğiştirmelerin göçme durumunda eşitliği kabulü geçerli olsa bile, taşıyıcı sistem davranış katsayısı yapının tipine göre hesap başında tahminen seçilmekte ve buna göre boyutlandırılan yapının hedeflenen sünekliği sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmemektedir.

Diğer taraftan izlenen hesap yolunda yer hareketine bağlı olan dinamik yerdeğiştirmeler dikkate alınmamaktadır. Göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasına eşdeğer statik yükler altında ortaya çıkan tartışılabilir ölçütlere göre saptanmış yerdeğiştirmeler esas olmaktadır. Ancak statik yerdeğiştirmeleri öngörülen sınırlar içinde kalacak kadar büyük rijitliğe sahip bir yapı, titreşim karakteristiklerine, bunların sarsıntı sırasındaki değişimine ve depremin özelliklerine bağlı olarak daha büyük yerdeğiştirmeler yapabilir. Bunun yerine, deplasman sınırlarının yapıdaki hasarı sınırlandıracak biçimde tanımlanması daha gerçekçidir.

Daha önce yürürlükte olan 1998 deprem yönetmeliğine göre prefabrike betonarme yapıların hesabında önemli bir fark, ele alınan taşıyıcı sistem davranış katsayılarıydı, [3], (Çizelge 1.2).

Çizelge 1.2 : 1998 deprem yönetmeliğine göre taşıyıcı sistem davranış katsayıları (R).

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	Süneklik Düzeyi Normal Sistemler	Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler
(2) PREFABRİKE BETONARME BİNALAR		
(2.1) Deprem yüklerinin tamamının, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar	3	6
(2.2) Deprem yüklerinin tamamının; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar	-	5
(2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike boşluksuz perdelerle taşındığı binalar	-	4
(2.4) Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	3	5

Mevcut olan yapıların diğer bir kısmının hesabında esas alınmış olan 1975 deprem yönetmeliğinde ise öngörülen hesap ilkeleri içinde prefabrike yapıların sünekliğine değinilmemiş, prefabrike betonarme yapılar için önemli bir ayrıntı verilmemişti, [4].

2. AMAÇ

Mevcut deprem yönetmeliğinde açıklanan hesap kuralları üzerinde durmak ve basit yapıların dinamik davranışını bu kurallar içerisinde yeniden değerlendirmek amaçlanmaktadır. Bunun için performansa dayalı tasarım ve değerlendirme kapsamında, betonarme prefabrike yapılar gibi basit sistemlerin yerdeğiştirme kontrolüne dayalı olarak hesabı ele alınacak; tahkik ve boyutlama için bazı yollar önerilecektir.

Bu amaçla teorik ön çalışmalar içerisinde, tek yönlü artan yatay yükler etkisindeki betonarme kolonlar için malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan hesap , betonarme elemanların davranışını temsil eden histeritik modeller ile zaman artımı yöntemine göre doğrusal olmayan dinamik hesap üzerinde durulmuştur.

Teorik çalışmaların bir diğer amacı, deneylerde uygulanabilecek yerdeğiştirme çevrimleri için bir öneride bulunmaktır.

Deneysel çalışmalar kapsamında prefabrike betonarme kolonların, depremi temsil eden tersinir tekrarlı etkiler altındaki davranışını incelenecek ve kolonların yeterli güvenliğe sahip olacak şekilde onarımı ve güçlendirilmesi ele alınacaktır.

3. KURAMSAL ÖN ÇALIŞMALAR

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi talep ve kapasitedir. Talep yapıya etkiyen depremi, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil eder.

Yapısal kapasite, yapının taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların dayanım ve şekildeğiştirme kapasitelerine bağlı olarak belirlenir. Lineer elastik sınırın ötesindeki kapasitenin belirlenebilmesi için malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan teoriye göre hesap gerekir.

Buna bağlı olarak deprem etkisi için yerdeğiştirme esaslı hesap yapmak üzere teorik bazı ön çalışmalara gerek görülmüştür. Bu kapsamda, betonarme kolonlar için yük-yerdeğiştirme eğrilerinin elde edilmesi (itme analizi), tersinir yükler etkisi altında betonarme kolonların davranışını temsil eden histeritik modeller ve zaman artımı yöntemlerine göre doğrusal olmayan dinamik hesap konuları incelenmiştir.

3.1 Betonarme Kolonlar İçin İtme Analizi

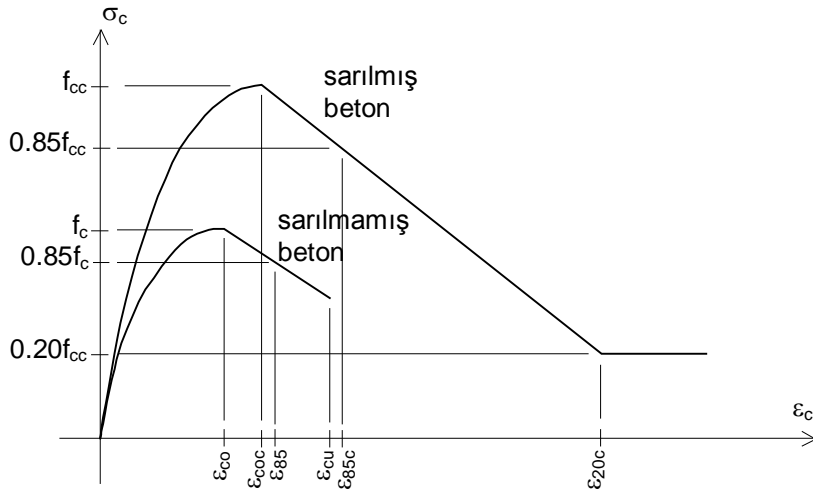
Yük-yerdeğiştirme eğrileri ve gerektiğinde moment-eğrilik eğrilerinin elde edilmesinde, Yalçın'ın yazmış olduğu COLumn Analysis (COLA) programı kullanılmıştır, [5]. Yazılım, aksenal basınç ve monotonik artan yatay yük etkisine göre betonarme kolonların doğrusal olmayan hesabını yapmaktadır.

Sargı etkisi, donatıdaki pekleşme, basınç donatısının burkulması ve ikinci mertebe etkiler hesaba katılmaktadır. Doğrusal olmayan şekildeğiştirme bileşenlerinden eğilme şekildeğiştirmeleri ve ankraj kayması gözönüne alınmaktadır. Program doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin meydana geldiği kritik bölgede plastik mafsallın oluşumunu değerlendirmektedir.

Gerek bu çalışma gerekse yabancı bazı çalışmalar kapsamında, laboratuarda betonarme kolon numuneler üzerinde yapılan deneylerden elde edilen yük-

yerdeğiştirme eğrileri, COLA programıyla yapılan hesapla elde edilen eğrilerle karşılaştırıldığında sonuçların yakın olduğu görülmüştür, [5].

COLA programında sarılmış beton için Saatçioğlu-Razvi modeli kullanılmaktadır, [6]. Modelde önerilen gerilme-şekildeğiştirme eğrisi parabolik bir çıkış eğrisi ile doğrusal bir iniş kolundan meydana gelmektedir, (Şekil 3.1).



Şekil 3.1 : Saatçioğlu-Razvi modeline göre beton gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.

Sarılmış beton için gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları aşağıda verildiği gibidir.

$$f_c = f_{cc} \left[2 \frac{c}{c_{cc}} - \left(\frac{c}{c_{cc}} \right)^2 \right]^{\left(\frac{1}{1+2K} \right)}, \quad c \leq c_{cc} \quad (3.1)$$

$$f_c = f_{cc} - \left(c - c_{cc} \right) \left(\frac{0.15 f_{cc}}{85c - c_{cc}} \right), \quad c_{cc} < c \leq 20c \quad (3.2)$$

Sarılmış betonun dayanım ve sünekliğindeki artış sargı donatısının çekirdek betona uyguladığı yanal basıncın fonksiyonu olarak hesaplanmaktadır. Modelin iki önemli üstünlüğü, sayısal hataların yığılmasına izin vermeksizin kısa yoldan hesaba olanak sağlaması ve farklı betonarme kesit, sargı donatısı düzeni için hesabı mümkün kılmasıdır.

Sargı donatısı miktarı azalır, yanal basınç sıfıra yaklaşırsa bu bağıntılar Hognestad'ın sargısız beton için önerdiği gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarına yakınsamaktadır, [7], (Şekil 3.1). Bu ifadeler aşağıda verildiği gibidir.

$$f_c = f_c \left[2 \frac{c}{\infty} - \left(\frac{c}{\infty} \right)^2 \right], \quad c \leq \infty \quad (3.3)$$

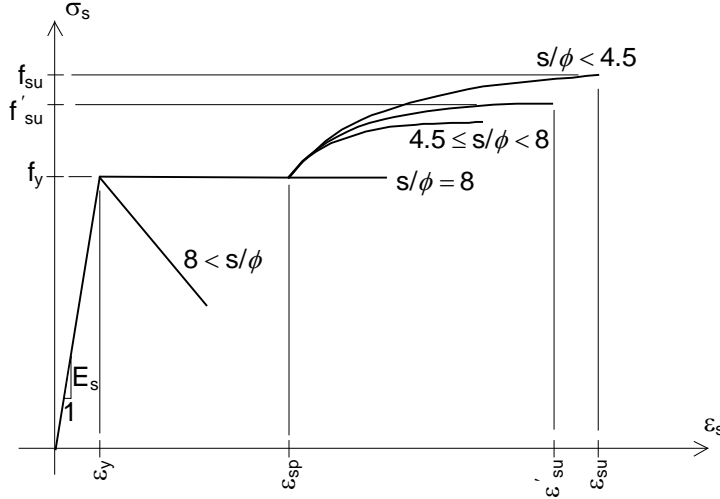
$$f_c = f_c - (c - \infty) \left(\frac{0.15f_c}{85 - \infty} \right), \quad \infty < c \leq c_u \quad (3.4)$$

COLA programı kesitte yer alan basınç donatısının burkulmasını da ele almaktadır. Stabilitesi sağlandığı sürece basınç donatısının gerilme-şekildeğiştirme eğrisi çekme donatısındaki ile aynıdır. Basınç donatısının çapı ve sargı aralığına bağlı olarak gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları farklılık gösterebilir. Basınç donatısının stabilitesi, mesnetlenmiş çubuk boyunun donatı çapına oranı olan s/φ narinlik oranına bağlıdır. Programda, Mau ve El-Mabsout tarafından sonlu elemanlarla hesaba ve bu hesaplarla uyumlu deney sonuçlarına dayanarak basınç halinde donatının davranışı konusunda önerilen model kullanılmıştır, [8], [9].

Modele göre narinlik oranının 8'den büyük olması halinde akmanın ardından donatı burkulmakta ve artan deformasyonla gerilmeler doğrusal olarak azalmaktadır. İniş kolunun negatif eğimi narinlik oranı arttıkça büyümektedir, (**Şekil 3.2**).

Deney sonuçlarına göre narinlik oranı için 8, bir sınır değer durumundadır. Bu halde akmanın ardından donatı sıfır eğimle stabilitesini korumaktadır.

Narinlik oranının 8'den küçük değerler alması halinde donatıda pekleşme gerçekleşmektedir. Pekleşme eğrisi çekme halinde gözlenene göre daha basıktır. Narinlik oranı azaldıkça pekleşme eğrisi çekme durumunda rastlanılana daha da yaklaşmaktadır. Modele göre narinlik oranının 4.5'ten daha küçük değerleri için pekleşme eğrisi çekme durumundakinin aynısıdır.



Şekil 3.2 : Basınç donatısı için önerilen gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.

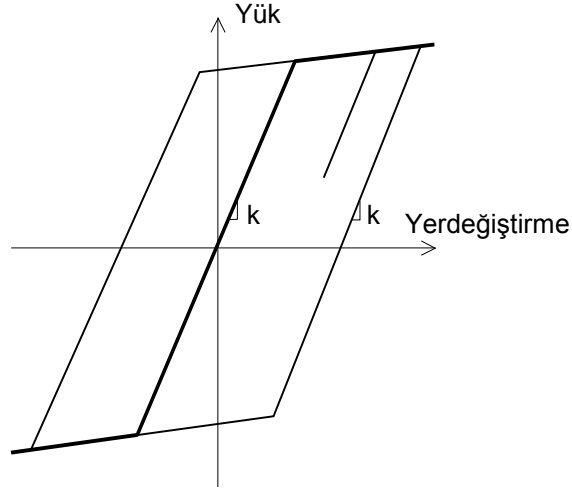
3.2 Betonarme İçin Histeritik Modeller

Tersinir tekrarlı yükler altında betonarme kolonların davranışını temsil etmek için önerilen başlıca histeritik modeller bilineer model, Clough modeli, Q-Hyst modeli ve Takeda modelidir.

3.2.1 Bilineer model

Modelde bilineer zarf eğrisi kullanılmakta; akma sonrasında yükselen kol ile çeliğin pekleşmesi de hesaba katılmaktadır, (Şekil 3.3). Kesitin akmasından sonra boşaltma kolu eğiminin, çatlama kesit rijitliğine (k) eşit olduğu kabul edilmekte; tersine yükleme aşamasında eğimde hiçbir azalma dikkate alınmamaktadır. Bu kabuller betonarme elemanlar üzerinde yapılan tersinir tekrarlı deneylerden elde edilen sonuçlarla uyuşmamaktadır. Modele göre küçük genlikli çevrimler sırasında da histeritik enerji yutulmamaktadır. Bunlara karşılık model basittir; yükleme, boşaltma ve tersine yükleme aşamalarında rijitliğin değişimi belirlenerek, model yalnız üç kurala bağlı olarak tarif edilebilmektedir.

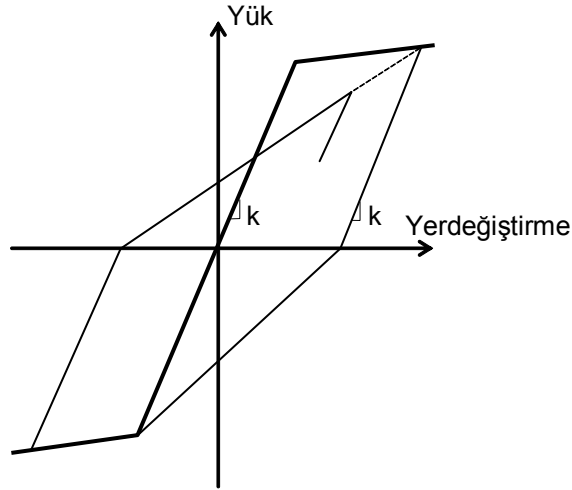
Bilineer model ile ortaya konulan histeritik davranışla betonarme elemanların tipik davranışının uyumsuzluğu dikkate alınacak olursa modelin betonarme yapılar için kullanılması doğru değildir. Buna rağmen, basit olması nedeniyle model betonarme için doğrusal olmayan dinamik hesaplarda da sıklıkla kullanılmıştır.



Şekil 3.3 : Bilineer modele göre yük-yerdeğiştirme çevrimleri.

3.2.2 Clough modeli

Bu model tersinir yüklemeler sırasında rijitlikteki azalmayı da hesaba katabilmek için ortaya atılmıştır, [10]. Akma sonrasında yükselen kol ile model bilineer bir zarf eğrisine dayanmaktadır, (Şekil 3.4). Kesit aktıktan sonra boşaltma, çatlama rijitlik k ile ilişkilidir. Yük ters döndüğünde rijitlik azalır. Bu aşama için rijitlik, tersine yüklemenin başladığı noktayı akma noktasına birleştiren doğrunun eğimi ile belirlenir. Eğer yükleme yönünde kesit daha önce akmış ise tersine yüklemenin başladığı noktayı, akma kolu üzerinde maksimum yerdeğiştirmeye karşı gelen noktaya birleştiren doğrunun eğimi ile belirlenir. Kesit en az bir yönde akma noktasını geçtikten sonra, küçük genlikli çevrimler sırasında da enerji yutulmaktadır. Bu model de nispeten basittir ve dört kuralla tarif edilmektedir.



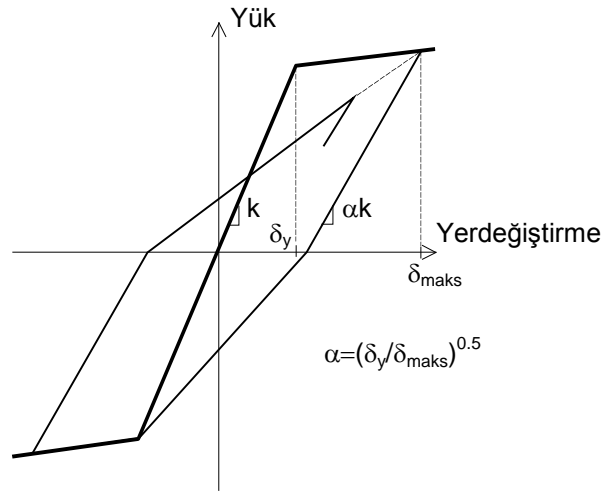
Şekil 3.4 : Clough modeline göre yük-yerdeğiştirme çevrimleri.

3.2.3 Q-Hyst modeli

Bu model için zarf eğrisi akmanın ardından yükselen kol ile bilineer bir eğridir, (Şekil 3.5). Rijitlik azalması boşaltmada ve tersine yüklemelerde ele alınmaktadır. Akmanın ardından boşaltma rijitliği $k_q = k(\delta_y/\delta_{maks})^{0.5}$ ile tarif edilmektedir. k , zarf eğrisinin başlangıç kolunun eğimidir. δ_{maks} , karşılaşılan maksimum yerdeğiştirmenin mutlak değerini gösterirken δ_y , akma yerdeğiştirmesidir.

Tersine yükleme aşamasındaki rijitlik en son boşaltma kolunun yerdeğiştirme eksenine kesişimini maksimum yerdeğiştirme noktasına birleştiren doğrunun eğimi olarak tarif edilmektedir.

Eğer kesit en az bir yönde aktı ise Q-Hyst modeli küçük genlikli çevrimler nedeniyle de histeretik enerji yutulmaktadır. Bu model de basittir; dört kuralla tarif edilen Q-Hyst modeli Saiidi ve Sözen tarafından geliştirilmiştir, [11].

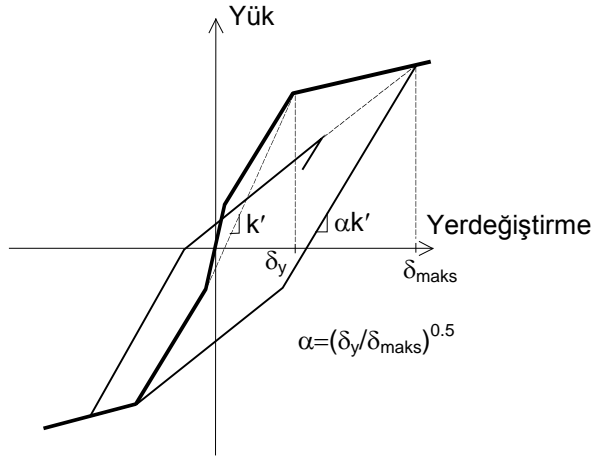


Şekil 3.5 : Q-Hyst modeline göre yük-yerdeğiştirme çevrimleri.

3.2.4 Takeda modeli

Bu model betonarme elemanlar üzerinde yapılan deneysel çalışma sonuçlarına dayanılarak geliştirilmiştir, [12]. Modelde çatlama öncesi, çatlama sonrası ve akma sonrası davranışı temsil eden trilineer zarf eğrisi esas alınmaktadır, (Şekil 3.6). Kesitin çatlama ile beraber doğrusal olmayan yerdeğiştirmeler başlamaktadır. Akmanın ardından gelen boşaltma kolunun eğimi $k_t = k'(\delta_y/\delta_{maks})^{0.5}$ ifadesiyle tarif edilmektedir. k' , bir yönde akmaya karşı gelen noktayı, zıt yönde çatlama karşı

gelen noktaya birleştiren doğrunun eğimidir. δ_{maks} , yükleme yönünde karşılaşılan maksimum yerdeğiştirmeyi göstermektedir. δ_y ise akma yerdeğiştirmesidir. Rijitliğin giderek azalmasını açıklamak için tersine yükleme aşamasındaki rijitlik k_t değerinden küçüktür. Bu rijitlik, tersine yüklemenin başladığı noktayı, yeni yükleme yönündeki akma noktası veya maksimum yerdeğiştirme noktasından büyük olanına birleştiren doğrunun eğimidir. Takeda modeli nispeten karmaşıktır; 16 kuralla tarif edilmektedir.



Şekil 3.6 : Takeda modeline göre yük-yerdeğiştirme çevrimleri.

3.3 Zaman Artımı Yöntemlerine Göre Dinamik Hesap

Eğer incelenen sistem doğrusal değilse veya dinamik yük depremde olduğu gibi gelişi güzel olarak değişiyorsa tek serbestlik dereceli bir sistem için hareket denkleminin analitik olarak çözümü çoğunlukla mümkün değildir. Böyle problemler halinde sayısal, adım adım hesap metotları olan zaman artımı yöntemlerine başvurulmaktadır. Bu yöntemlerde üç önemli koşul sağlanmalıdır:

- (1) Yakınsaklık: Adım aralığı küçüldükçe sayısal çözüm gerçek çözüme yaklaşmalıdır.
- (2) Stabilite: Sayısal kesme-yuvarlatma hataları stabilite probleminde neden olmamalıdır.
- (3) Doğruluk: Sayısal çözüm yöntemi gerçek çözüme yeterince yakın sonuçlar vermelidir.

Zaman artımı yöntemleri kısaca üç farklı grupta incelenebilir:

- (1) Dinamik yükün değişimi için bir kabule dayanan metotlar
- (2) Hız ve ivme için sonlu fark formüllerine dayanan metotlar
- (3) İvmenin değişimi için bir kabule dayanan metotlar

Burada üçüncü gruba giren Newmark metodu kısaca tanıtılacaktır. N. M. Newmark aşağıdaki iki denkleme dayanan bir grup zaman artımı yöntemi geliştirmiştir.

$$\dot{\delta}_{i+1} = \dot{\delta}_i + [(\gamma - \nu)\Delta t] \ddot{\delta}_i + (\Delta t) \ddot{\delta}_{i+1} \quad (3.5)$$

$$\delta_{i+1} = \delta_i + (\Delta t) \dot{\delta}_i + [0.5 - \beta](\Delta t)^2 \ddot{\delta}_i + [\beta(\Delta t)^2] \ddot{\delta}_{i+1} \quad (3.6)$$

Denklemlerdeki β ve γ sabitleri bir zaman aralığında ivmenin nasıl değiştiğini tanımlamakta; metodun stabilite ve doğruluğunu belirlemektedir. Tipik olarak $\gamma=1/2$, $1/6 \leq \beta \leq 1/4$ seçilmesi her yönden uygundur. Bu iki denklemlerle beraber hareket denklemleri hesap için temel teşkil eder. Her iki denkleminde sağ tarafında $\ddot{\delta}_{i+1}$ yer aldığı için iterasyon yapılmalıdır. Fakat lineer sistemler için Newmark'ın formülasyonunu iterasyonsuz olarak uygulamak da mümkündür.

Newmark metodu, $\gamma=1/2$, $\beta=1/4$ seçilmesi halinde sabit ivme metoduna, $\gamma=1/2$, $\beta=1/6$ seçilmesi halinde lineer ivme metoduna dönüşmüş olur.

Deprem etkisine göre yerdeğiştirme esaslı hesapta, çok sayıda ivme kaydı için tek serbestlik dereceli doğrusal olmayan bir sistemin dinamik hesabının tekrarı gerektiğinden, Newmark metodunu uygulayan bir program geliştirilmiştir.

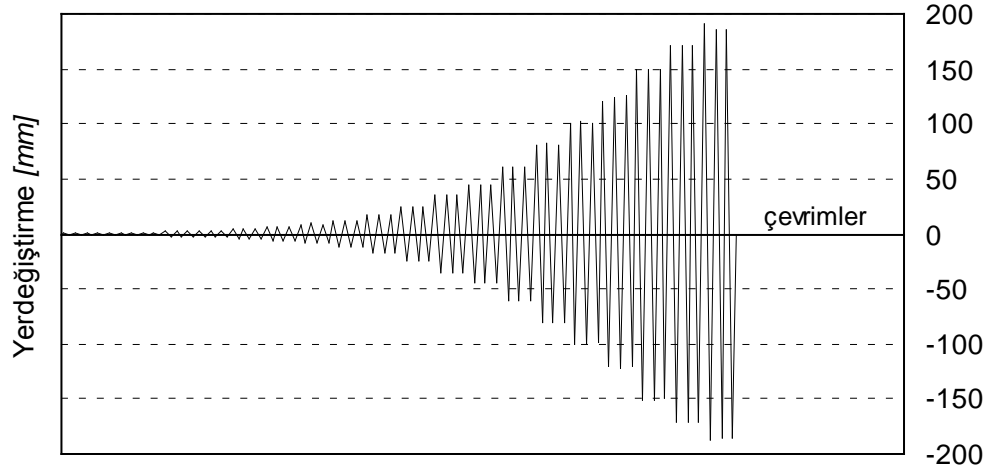
3.4 Deneysel Çalışmalarda Kullanılabilecek Yerdeğiştirme Çevrimleri

Deprem elemanlar üzerindeki etkilerini, yavaşlatılmış şekilde izlemeye yönelik olarak deneylerde kullanılabilecek yerdeğiştirme çevrimleri nasıl olmalıdır? Hangi esaslara göre seçilmelidir? Bu sorularla ilgili olarak bazı çalışmalar gözden geçirilmiştir.

3.4.1 Yerdeğiştirme çevrimleri üzerine bazı çalışmalar

İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda prefabrike kolonların davranışı üzerine geçmişte de deneysel çalışmalar yapılmıştır, [13]. Bu çalışmalarda küçük

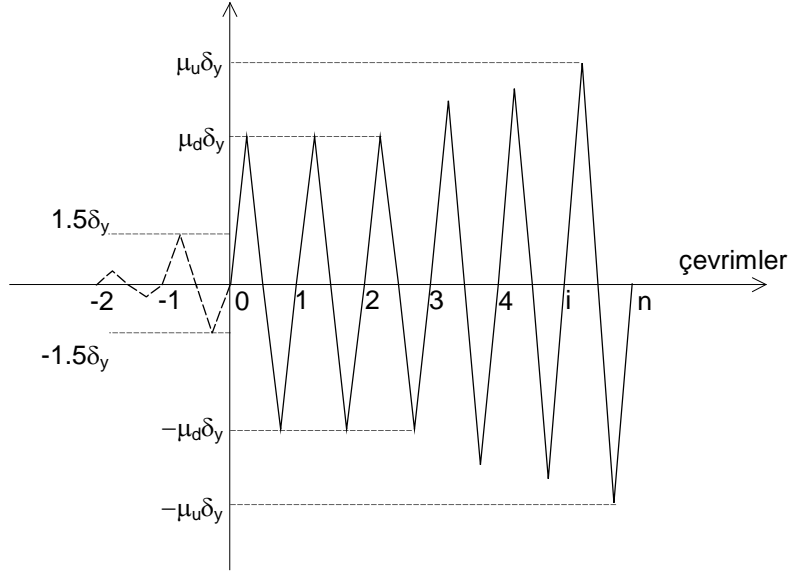
deplasman seviyelerinden başlatılan tersinir çevrimlere, genliğe küçük artımlar verilerek hasar belli seviyeye gelene dek devam edilmiştir, (Şekil 3.7). Tekrarlı dinamik etki olarak depremi temsil etmek üzere her deplasman seviyesinde çevrimler üçer kez tekrar edilmiştir.



Şekil 3.7 : Mantolanmış bir kolonu denemek için uygulanan deplasman çevrimleri.

Saisi ve Toniolo ELSA'da (*European Laboratory for Structural Assessment*) prefabrike betonarme kolonların davranışı üzerine deneysel bir çalışma yapmıştır, [14]. Çalışmayla ilgili olarak verilen rapora göre, sabit aksenal basınç kuvveti altında uygulanan yön değiştiren tekrarlı yerdeğiştirme çevrimlerinde genliklerin belirlenmesi için donatının akması durumundaki δ_y yerdeğiştirmesi esas alınmıştır. Akma yerdeğiştirmesine bağlı olarak Saisi ve Toniolo'nun deneylerde kullanılmasını uygun gördükleri yerdeğiştirme çevrimleri aşağıda sıralandığı gibidir, (Şekil 3.8).

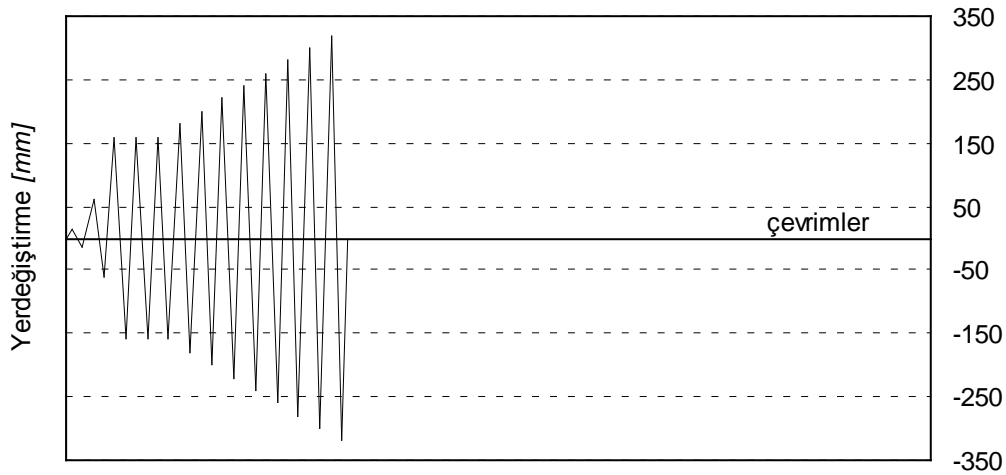
- (a) Numuneyi ve sistemi kontrol etmek için $1.5\delta_y/4$ genlikli bir çevrim
- (b) Donatının gerçekte aktığı yeri yakalamak amacıyla $1.5\delta_y$ genlikli bir çevrim
- (c) μ_d tasarım süneklik oranı olmak üzere $\mu_d\delta_y$ genlikli üç ana çevrim
- (d) Numune göçene dek her defasında büyüyen genliklerle uygulanan çevrimler



Şekil 3.8 : Saisi ve Toniolo'nun öngördüğü yerdeğiştirme çevrimleri.

DeneySEL çalışma öncesinde yapılan hesaplar sonucunda akma deplasmanı için ortalama değer olarak $\delta_y=40$ mm elde edilmiş; tasarım süneklik oranı ise $\mu_d=4$ seçilmiştir. Buna bağlı olarak toplam 16 numune üzerinde yapılan tüm deneylerde aynı yerdeğiştirme çevrimleri esas alınmıştır. Yani 15 mm ve 60 mm genlikli ilk iki çevrimin ardından $\mu_d\delta_y=160$ mm genlikli üç ana çevrim gerçekleştirilmiştir, (**Şekil 3.9**). Daha sonra 20'şer mm artırılan genliklerle deneye devam edilmiştir.

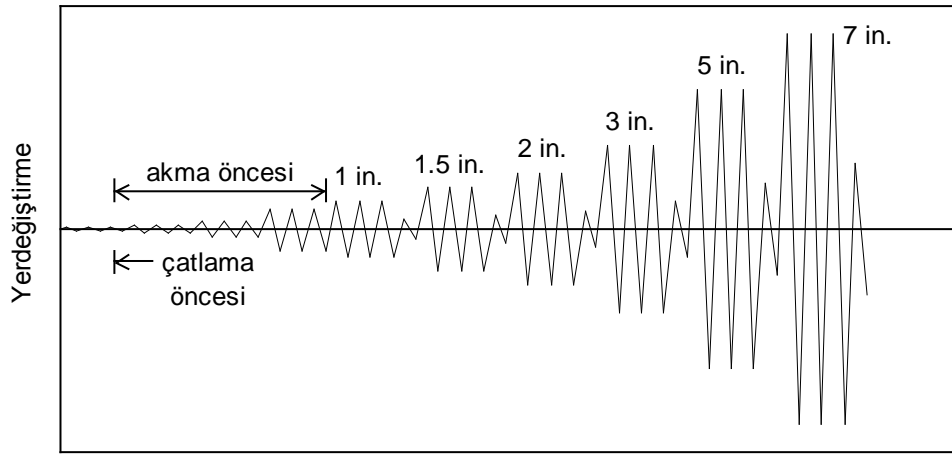
Saisi ve Toniolo'nun seçtikleri yerdeğiştirme çevrimleri ile numunelerin ani bir şekilde yüklenmiş olacağı, hasarların nasıl geliştiğinin yeterince iyi izlenemeyeceği düşünülmektedir.



Şekil 3.9 : Prefabrike kolon numunelere uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

Lehman ve diğeri köprü ayaklarının ekonomik yoldan ve hızlı şekilde onarılması, güçlendirilmesi konusunda deneysel ve teorik bir çalışma yapmıştır, [15]. Yüksekliği 3.8 m, çapı 94 cm olan 1/3 ölçekli dört adet dairesel kolon üzerinde bazı onarım ve güçlendirme teknikleri incelenmiştir.

Güçlendirme öncesinde ve sonrasında denenen kolon numunelere sabit eksenel basınç kuvveti altında yön değiştiren yanal yerdeğiştirme çevrimleri uygulanmıştır. Genel olarak her deplasman seviyesinde üç ana çevrim yapılmış ve deney süresince bu çevrimlerin genlikleri 4/3 ile 2 arasında değişen katsayılarla büyütülmüştür, (**Şekil 3.10**). Donatının akmasının ardından gelen ana çevrimler içinse bunları izleyen genliği üçte birine eşit olan ikincil birer çevrim uygulanmıştır.

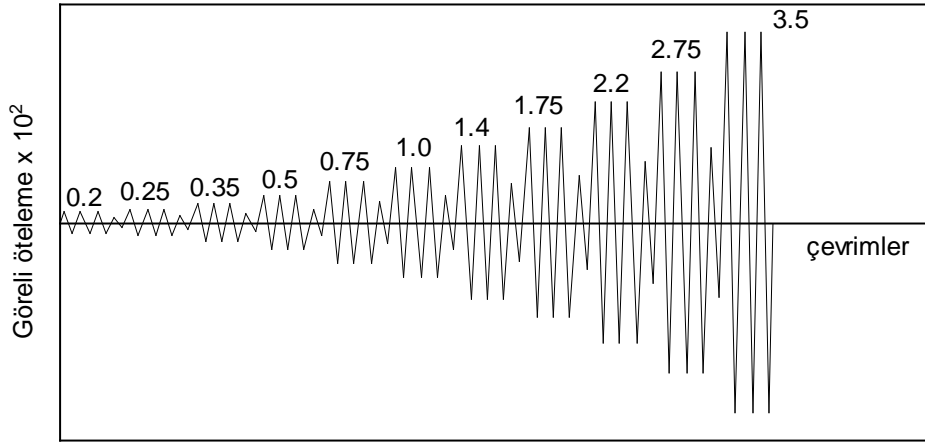


Şekil 3.10 : Köprü ayağı numunelerine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

Lehman ve diğeri'nin izlediği yol, ACI ITG/T1.1-99 standardında (Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing) deney için önerilen yola oldukça benzerdir, [16]. Bu standardta esas olarak, ACI 318-99 standardı 21. Bölüm'de öngörülen koşulları tam olarak yerine getirmeyen moment aktarabilen çerçevelerin, deprem tehlikesi taşıyan bölgelerde kullanımına izin için ortaya konulması gerekli minimum deneysel kanıt açıklanmaktadır, [17]. Numunelerin tasarlanması, deney yöntemi, deney raporu ve kabul kriterleri sırasıyla ele alınmıştır.

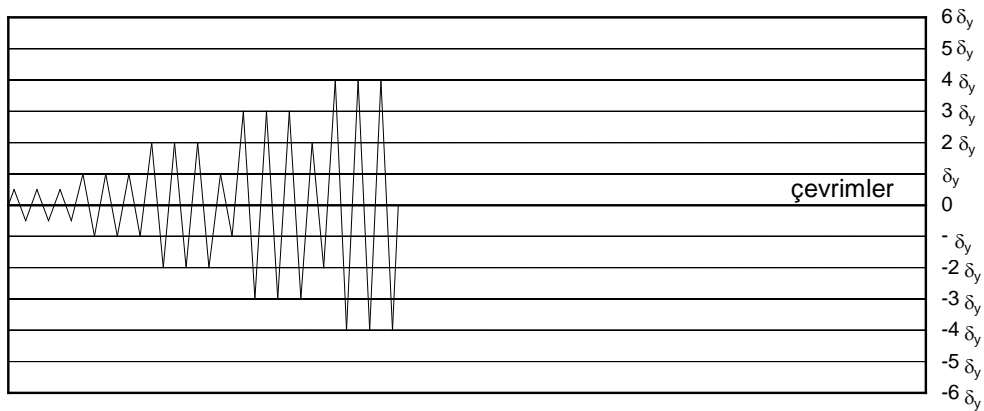
Deney yönteminde, numunelere uygulanacak deplasman kontrollü çevrimlerin önceden belirlenen görece öteleme oranlarına göre yapılması öngörülmektedir. Her görece öteleme oranı için üç tam çevrimin yapılması beklenmektedir. İlk çevrimde numunenin doğrusal elastik davranması, sonraki çevrimlerde yerdeğiştirmenin bir

öncekinin 1.25 ile 1.5 katı arasında olması öngörülmektedir, (Şekil 3.11). Deneyin 0.035 göreceli öteleme oranı aşılanana dek sürdürülmesi istenmektedir.



Şekil 3.11 : ACI ITG/T1.1-99 standardına göre örnek deplasman kontrollü çevrimler.

Saatçioğlu ve Özcebe betonarme kolonların sünekliğine normal kuvvet, enine donatı düzeni ve iki yönlü yüklerin etkisini incelemek üzere 14 tam ölçekli kolon numune üzerinde deneysel çalışma yapmıştır, [18]. Çalışmada kolon numuneler sabit, değişen normal kuvvet etkisi altında veya normal kuvvet yokken tek veya iki yönde yerdeğiştirme kontrollü yanal çevrimler uygulanarak denenmiştir. Yanal çevrimlerde genlikler δ_y akma yerdeğiştirmesine bağlı olarak artırılmış. Akma yerdeğiştirmesi, deney sırasında kesitte yer alan çekme donatılarının tamamı akmaya eriştiğindeki yerdeğiştirme olarak tarif edilmiştir. δ_y akma yerdeğiştirmesine bağlı olarak tek yönlü yüklemelerde uygulanan çevrimler aşağıda gösterilmiştir, (Şekil 3.12).



Şekil 3.12 : Saatçioğlu ve Özcebe'nin deneylerde uyguladığı yerdeğiştirme çevrimleri.

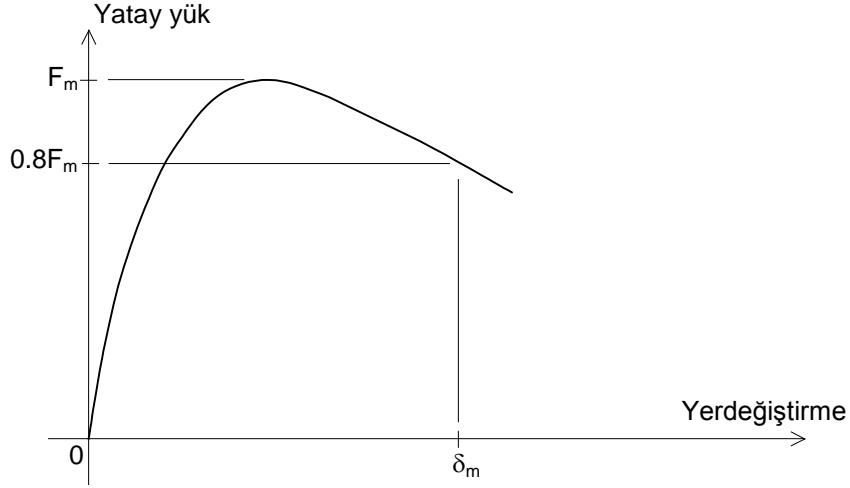
Lukkunaprasit ve Thepmangkorn, sık kullanılan iki farklı türdeki yerdeğiştirme çevrimlerinin, betonarme kolon sünekliliği ve enerji yutma kapasitesine etkisini incelemiştir, [19]. Etkili sargı donatısının ortalama değerleri için, akma yerdeğiştirmesinin iki katı artımların uygulandığı yerdeğiştirme çevrimlerinin akma yerdeğiştirmesi kadar artımların uygulandığı yerdeğiştirme çevrimlerinden biraz daha elverişsiz olduğu sonucuna varılmıştır. Etkili sargı donatısı oranının yüksek değerleri için yerdeğiştirme çevrimlerinin davranışa etkisinin daha az olduğu görölmüştür.

California'da inşaa edilen ahşap yapıların güvenliğini konu alan The CUREE-Caltech Woodframe Project kapsamında yapılan hesaplar, istatistik incelemeler ve diğer sonuçlara göre Krawinkler ve diğerleri sünek davranış gösteren ahşap yapı elemanlarının yerdeğiştirme kontrollü deneylerinde farklı yer hareketleri için iki yol önermektedir, [20].

(a) Kaynaktan uzakta yer hareketleri için önerilen yerdeğiştirme çevrimleri:

Yükleme, referans yerdeğiştirmesi δ_r 'ye bağlı olarak yerdeğiştirme genliklerindeki değişimlerle tarif ediliyor. Referans yerdeğiştirmesi, başlangıçta seçilen kabul kriterine göre deney sonunda numunenin dayanabileceği tahmin edilen en büyük yerdeğiştirmedir. Referans yerdeğiştirmesi aynı özelliikte diğer bir numune üzerinde monotonik yükleme yapılarak tahmin edilebilir.

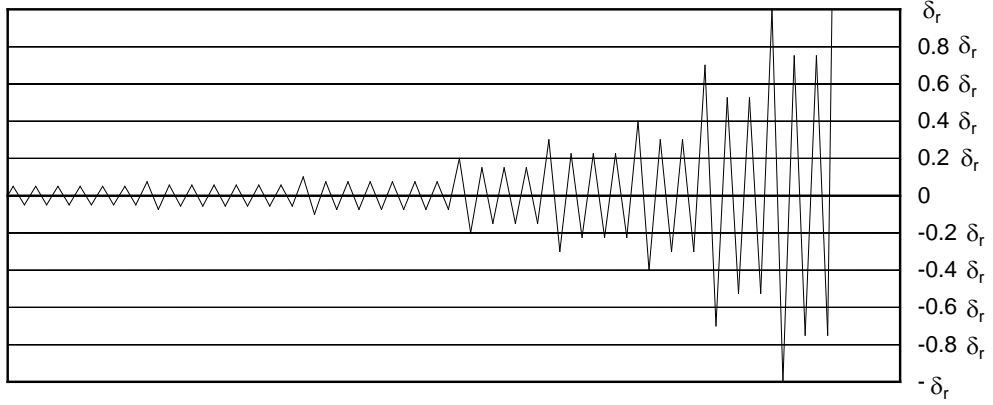
Monotonik deneyde uygulanan yük, maksimum yükün %80'ine eriştiğindeki yerdeğiştirme, numunenin δ_m monotonik yerdeğiştirme kapasitesidir, (**şekil 3.13**). Ancak buradan referans yerdeğiştirmesi δ_r 'ye geçmek için tekrarlı yükleme halinde yığılan hasarlar ve dolayısıyla dayanımdaki erken azalma göz önüne alınmalıdır. Çalışmada önerildiğine göre δ_m yerdeğiştirmesi $\gamma=0.6$ katsayısıyla küçültülebilir.



Şekil 3.13 : Monotonik yükleme halinde elde edilecek yük-yerdeğiştirme eğrisi.

Referans yerdeğiştirmesine göre yükleme sistemini, ölçüm aletlerini ve küçük genliklerdeki davranışı kontrol etmek için ilk olarak başlangıç çevrimleri gerçekleştiriliyor, (**Şekil 3.14**). Başlangıç çevrimlerini ana çevrimler ve takip çevrimleri izliyor. Ana çevrim önceki çevrimlerin tamamından daha büyük genlikli olan çevrim ve her ana çevrimi kendi genliğinin %75'i büyüklükte genliğe sahip belli sayıda takip çevrimi izliyor. Yerdeğiştirme çevrimleri aşağıda sıralanmıştır.

- $0.05\delta_r$ genlikli altı başlangıç çevrimi
- $0.075\delta_r$ genlikli ana çevrim ile altı takip çevrimi
- $0.1\delta_r$ genlikli ana çevrim ile altı takip çevrimi
- $0.2\delta_r$ genlikli ana çevrim ile üç takip çevrimi
- $0.3\delta_r$ genlikli ana çevrim ile üç takip çevrimi
- $0.4\delta_r$ genlikli ana çevrim ile iki takip çevrimi
- $0.7\delta_r$ genlikli ana çevrim ile iki takip çevrimi
- δ_r genlikli ana çevrim ile iki takip çevrimi
- $0.5\delta_r$ genlik artımıyla yeni ana çevrimler ve bunları izleyen ikişer adet takip çevrimi



Şekil 3.14 : Kaynaktan uzakta yer hareketi için önerilen yükleme çevrimleri.

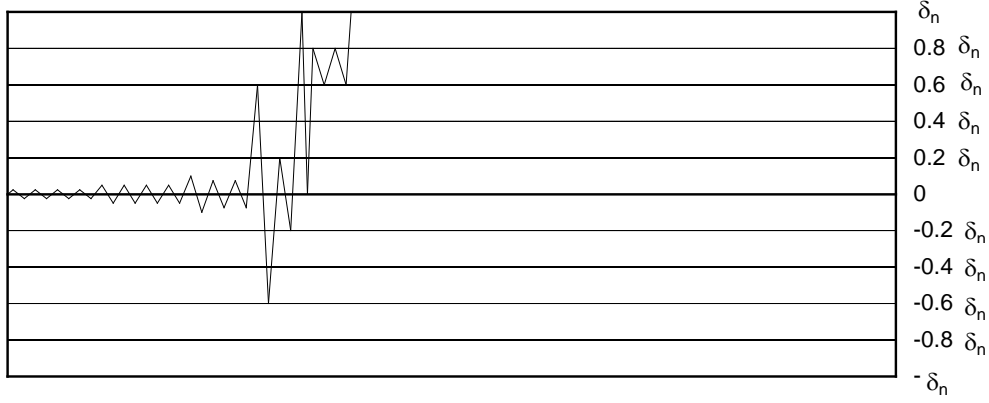
Deneye son çevrimde uygulanan maksimum yük maksimum kuvvetin belli bir yüzdesinin altına düşene dek devam edilmektedir.

(b) Kaynağa yakın yer hareketleri için önerilen yerdeğiştirme çevrimleri:

Yükleme, başta seçilen kabul kriterine göre numunenin dayanabileceği en büyük yerdeğiştirme olan δ_n referans yerdeğiştirmesine göre tarif edilmektedir. Kaynağa yakın yer hareketi halinde bir numunenin yerdeğiştirme kapasitesinin monotonik yükleme durumundaki kapasiteye çok yakın olacağı hipotezi kabul edilmektedir. Buna göre δ_n referans yerdeğiştirmesi olarak δ_m monotonik yerdeğiştirme kapasitesi alınabileceği açıklanmaktadır.

Kaynağa yakın yer hareketleri için önerilen yükleme adımları aşağıda verilmiştir, (Şekil 3.15).

- $0.025\delta_n$ genlikli dört çevrim
- $0.05\delta_n$ genlikli dört çevrim
- $0.1\delta_n$ genlikli ana çevrim ile $0.075\delta_n$ genlikli iki takip çevrimi
- $0.6\delta_n$ genlikli ana çevrim ile $0.2\delta_n$ genlikli takip çevrimi
- δ_n seviyesine çıkış
- sıfır yerdeğiştirmeye geri dönüş
- $0.8\delta_n$ seviyesine çıkış
- $0.7\delta_n$ ortalama yerdeğiştirmesi civarında $0.1\delta_n$ genlikli iki çevrim
- numunenin dayanabildiği maksimum yerdeğiştirmeye çıkış



Şekil 3.15 : Kaynağa yakın yer hareketleri için önerilen yükleme çevrimleri.

Uygulanan kuvvet maksimum yükün belli bir yüzdesinin altına düşene dek yüklemeye devam edilmesi önerilmektedir.

Krawinkler ve diğerleri için yerdeğiştirme çevrimlerinin belirlenmesine esas olan düşünceler ve izlenen adımlar aşağıda kısaca özetlenmiştir.

Deneyel çalışmanın amacı analitik model kurmak, detay geliştirmek, hesap bağıntıları elde etmek veya yapı elemanını farklı performans seviyelerinde değerlendirmek olabilir ve deney numunesine uygulanacak yükleme çevrimleri bu amaca göre değişir.

Yapı elemanlarının davranışı, tekrarlı yükleme halinde yığılan hasarlar nedeniyle yükleme geçmişine bağlıdır. Krawinkler'e göre deney sonrasında yığılan hasarlar elemanın depremler karşısındaki davranışını yansıtacak mertebede olmalıdır. Yani numuneye uygulanacak olan yükleme çevrimleri, yapının ömrü boyunca maruz kalacağı karakteristikleri ve geri dönüş periyotları farklı depremlerin yapı elemanından talep ettiklerini temsil etmelidir.

Eğer performans bazlı tasarım üzerinde duruluyorsa yükleme çevrimleri farklı performans seviyelerinde değerlendirmeye olanak vermelidir.

Krawinkler yürüttüğü çalışmada 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve %2 olan (475 ve 2475 yıllık) depremler ele alınmış. 475 yıllık yer hareketi kaynaktan uzakta, 2475 yıllık yer hareketi kaynağa yakın yer hareketi olarak tarif edilmiş. Yapıda rijitliğinin

azalmasına ve hasarların başlamasına sebep olabileceği için yıkıcı deprem öncesinde meydana gelebilecek geri dönüş periyodu küçük yer hareketleri de ele alınmıştır.

Yapılan çalışmada kaynaktan uzakta yer hareketleri için 20 kayıt gerekli görülmüş. California'da meydana gelen, moment büyüklüğü 6.7~7.3 arasında değişen depremlerin kayıtları ele alınmış. Kaynaktan uzakta yer hareketleri belirlenen hedef spektrumlarına göre seçilip, ölçeklendirilerek kullanılmış. Çalışmaya konu olan mevcut ahşap yapıların kat sayısı üçe kadar çıksa da bunlar için büyük modların katkısının küçük kalacağı ve bu yapıların davranışlarının tek katlı olanlardan fazla fark etmeyeceği kabul edilmiş. Buna göre farklı çevrimsel yaklaşık yük-yerdeğiştirme bağıntıları seçilerek tek serbestlik dereceli sistemlerin davranışı üzerinde durulmuştur. Periyodu 0.2~1 sn arasında değişen tek serbestlik dereceli sistemler için hesaba gidilmiştir.

Ahşap elemanlara uygulanacak yükleme çevrimlerini belirlemek üzere özet olarak aşağıdaki adımlar izlenmiştir:

- (a) Titreşim periyotları ve histeritik karakteristikleri farklı yapılar için seçilen yer hareketlerini kullanarak doğrusal olmayan dinamik hesap
- (b) Bir çevrim sayma metodu kullanarak çevrimlerde gereken ayıklamaları yapmak
- (c) Her yapı için elde edilen sonuçlar üzerinde istatistik değerlendirmeler
- (d) Geriye doğru işlem (backward process) uygulayarak yükleme çevrimlerini belirleme

3.4.2 Yerdeğiştirme çevrimleri üzerine öneri

Krawinkler'in çalışmasına benzer şekilde, betonarme prefabrike kolonlar için kaynağa yakın depremleri temsil edebilecek yükleme çevrimleri önermek üzere bazı irdellemelere gidilmiştir, [20].

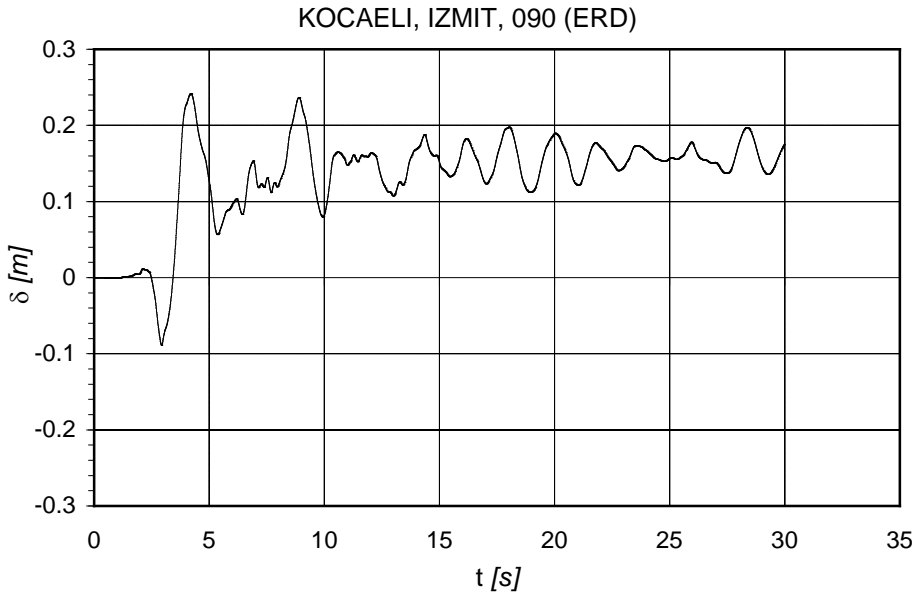
Bunun için farklı histeritik modeller arasından Q-Hyst modeli kullanılarak zaman artımı yöntemine göre doğrusal olmayan bir grup dinamik hesap yapılmıştır, [11]. Deneysel çalışmalar kapsamında, 30x30 cm, 35x35 cm ve 40x40 cm kesitli olarak boyutlandırılmış olan birer betonarme kolon numune için hesaplar tekrarlanmıştır. 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde, kaynağa mesafesi 13 km'den daha az olan istasyonlardan alınan ivme kayıtları kullanılmıştır, (**Çizelge 3.1**). İvme kayıtlarının

kendi aralarında karşılaştırılabilir olması için herbiri bir katsayıyla çarpılıp büyütülerek PGA değerleri 0.376g'ye eşitlenmiştir.

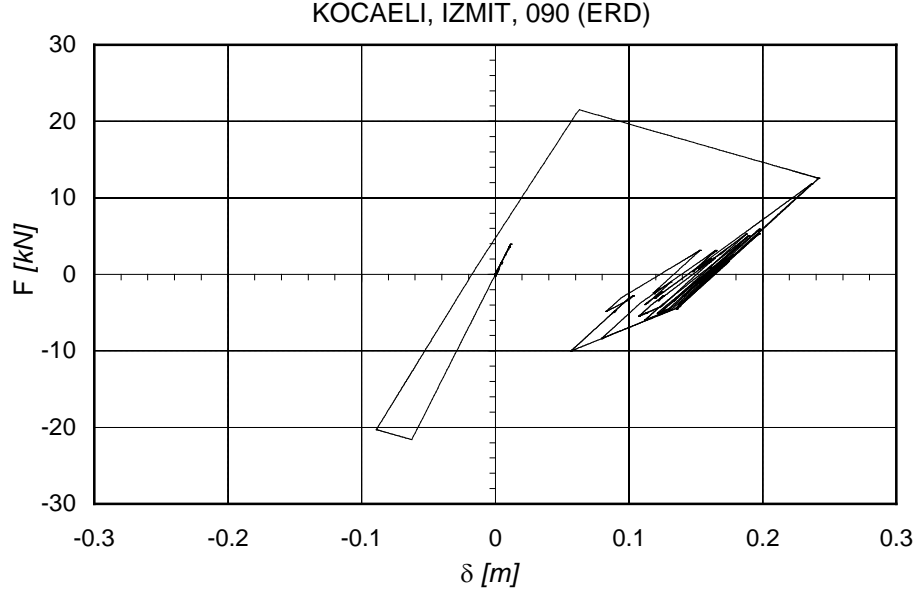
Çizelge 3.1 : Kocaeli depremine ait kaynağa yakın kayıtlar.

İSTASYON	BİLEŞEN	PGA [g]	PGV [cm/s]	PGD [cm]
Duzce	DZC180	0.312	58.8	44.11
	DZC270	0.358	46.4	17.61
Izmit	IZT180	0.152	22.6	9.81
	IZT090	0.22	29.8	17.12
Sakarya	SKR090	0.376	79.5	70.52
Yarimca	YPT060	0.268	65.7	57.01
	YPT330	0.349	62.1	50.97

İkinci merteye etkiler ve malzeme bakımından doğrusal olamayan davranış gözönüne alınarak zaman artımı yöntemine göre yapılan hesaplar sonucunda göreceli yerdeğiştirmelerin zamana bağlı olarak değişimi incelendiğinde davranışın simetrik olmadığı görülmüştür. Hareket başlangıcındaki büyük genlikli birkaç çevrim sonrasında büyük kalıcı bir yerdeğiştirmenin meydana geldiği ve bu civarda küçük genlikli çevrimlerin tekrarlandığı ortaya çıkmıştır. Bunun bir örneği **Şekil 3.16** ve **Şekil 3.17**'de verilmiştir.

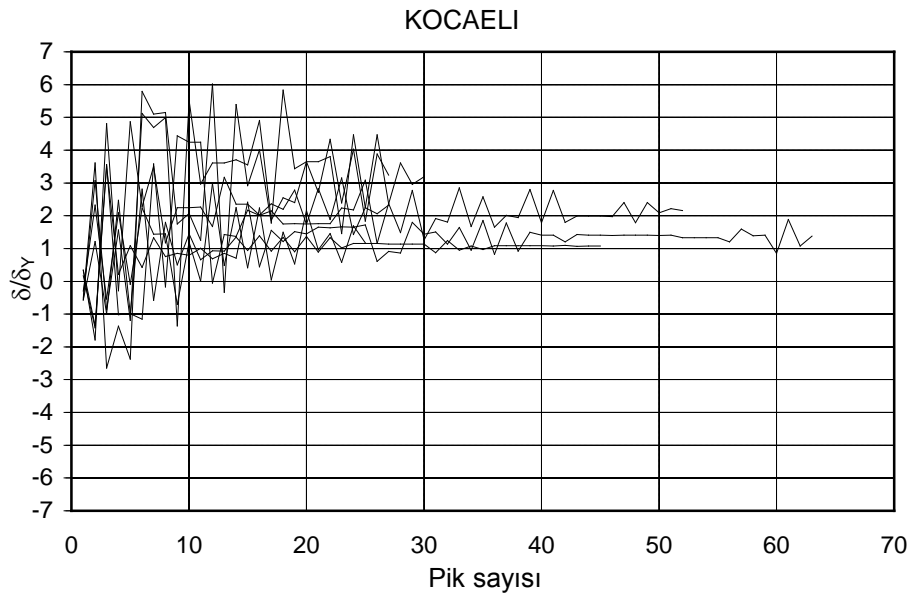


Şekil 3.16 : Göreceli yerdeğiştirme-zaman eğrisi.

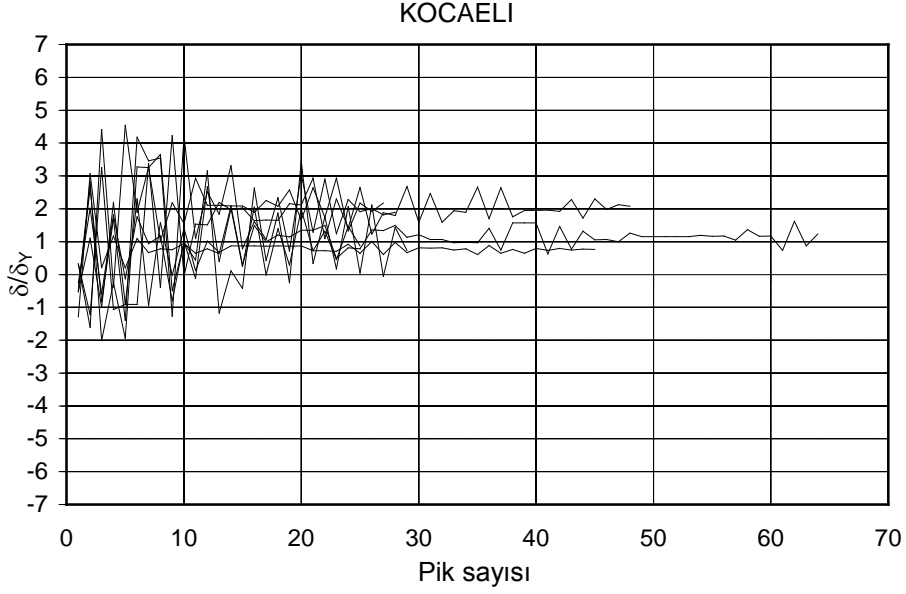


Şekil 3.17 : Yük-yerdeğiştirme eğrileri.

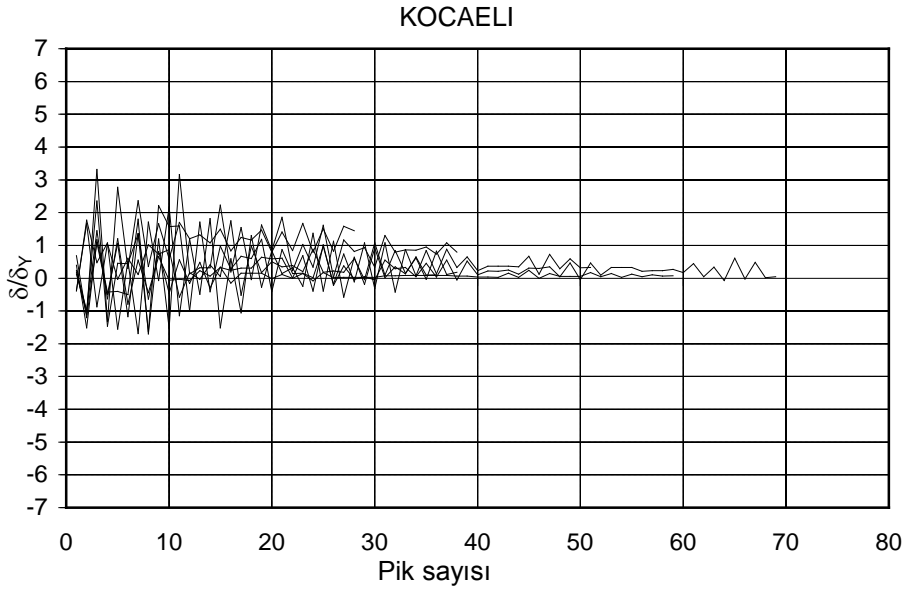
Toplam 21 kez hesabın ardından elde edilen sonuçlar birarada değerlendirilmiştir. Hesaplarla bulunan göreceli yerdeğiştirmelerin aldığı maksimum ve minimum değerler ayıklanmış ve bunların akma deplasmanına olan oranları belirlenerek boyutsuzlaştırmaya gidilmiştir. Akma öncesindeki ($\delta/\delta_y < 1$) noktalar terk edildiğinde ortaya çıkan yerdeğiştirme çevrimleri her kolon için ayrı olarak üst üste çizilmiştir, (Şekil 3.18, Şekil 3.19, Şekil 3.20). Çevrimlerin aynı tarafta toplanması için gereken işaret dönüşümleri de yapılmıştır.



Şekil 3.18 : 30x30 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.

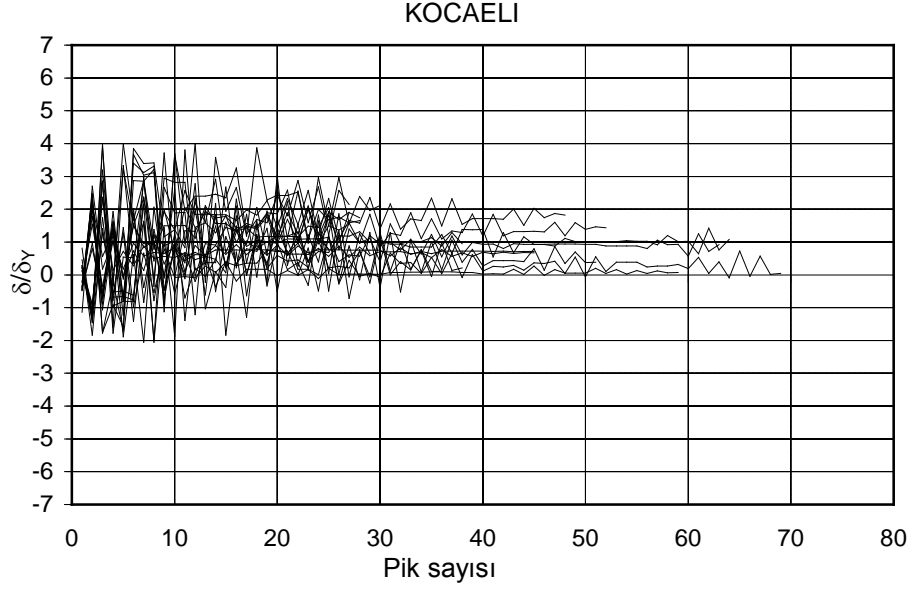


Şekil 3.19 : 35x35 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.



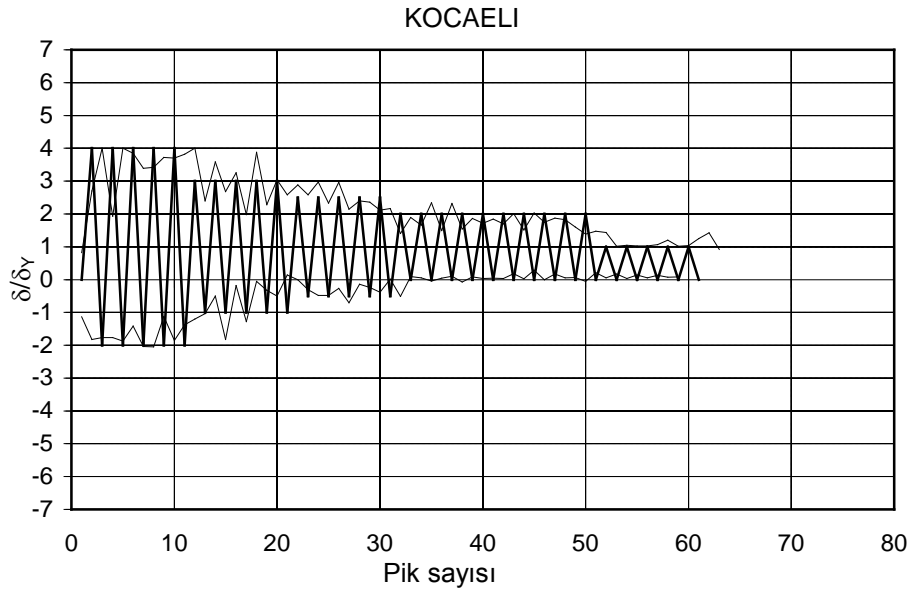
Şekil 3.20 : 40x40 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.

Burada büyük boyutlu kolonlar için deplasmanların küçüldüğü görülmüştür. Bundan dolayı tüm çevrimler gerçekçi bir sınır olan 4 süneklik değerine göre normalize edilmiş ve tamamı üst üste çizilmiştir, (Şekil 3.21).



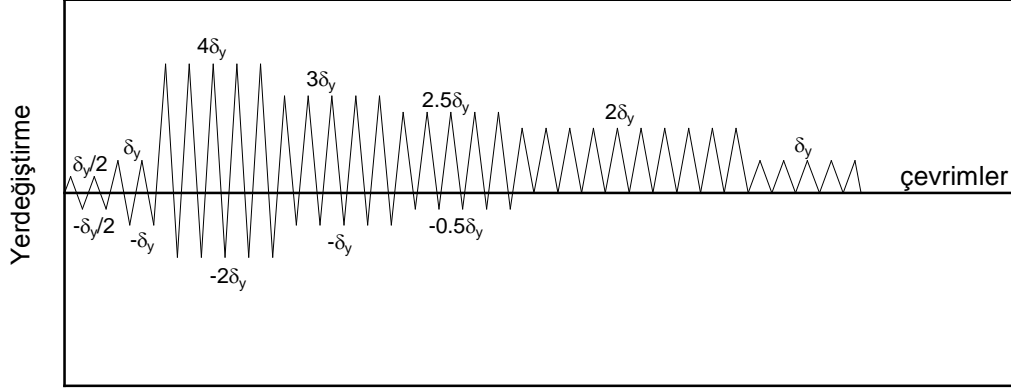
Şekil 3.21 : Normalize edilmiş yerdeğiştirme çevrimleri.

Kaynağa yakın yer hareketleri için önerilebilecek yerdeğiştirme çevrimlerinin normalize edilmiş bütün yerdeğiştirme çevrimlerinin zarfını yaklaşık olarak temsil etmesi gerektiği düşünülmüştür. Buna dayanarak aşağıdaki yerdeğiştirme çevrimleri önerilmiştir, (**Şekil 3.22**).



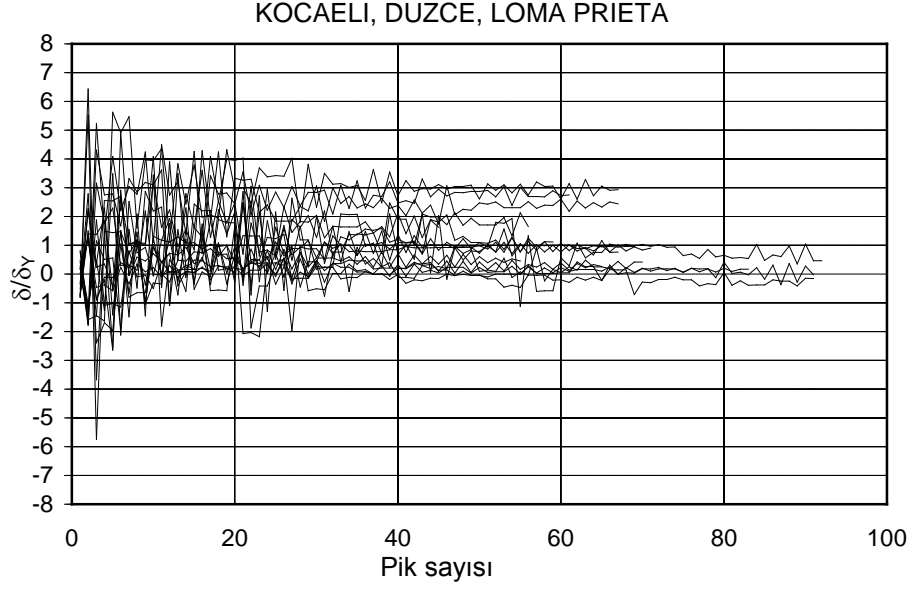
Şekil 3.22 : Zarf eğrilerine göre önerilen yerdeğiştirme çevrimleri.

Ancak deneyin başında $\delta_y/2$ ve δ_y genlikli ikişer küçük çevrimin uygulamasına, hem deneysel bir çalışmada deney düzeneğinin kontrolü hem de küçük doğrusal çevrimleri temsilen gerek duyulmuş; sonuç olarak kaynağa yakın depremi temsil etmek üzere aşağıdaki yerdeğiştirme çevrimleri önerilmiştir. Deneysel çalışmalar içinde yer alan iki kolon deneyinde önerilen bu yanal yerdeğiştirme çevrimleri uygulanmıştır.

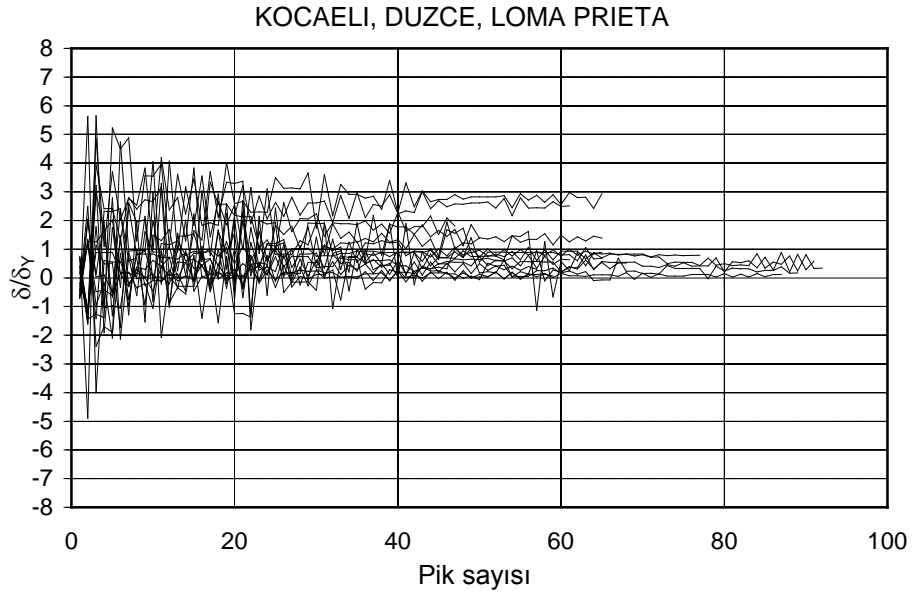


Şekil 3.23 : Kaynağa yakın depremler için önerilen yerdeğiştirme çevrimleri.

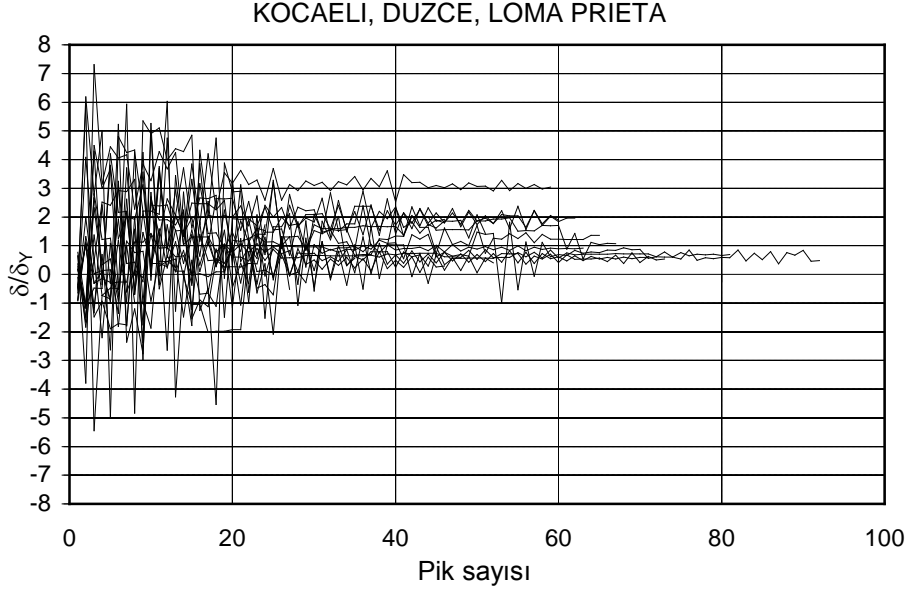
Bu incelemeye esas olan deprem kayıtlarının sayısını arttırarak ek bir kuramsal irdeleme yapmak uygun bulunmuş ve 1999 Kocaeli depremine ilave olarak, 1989 Loma Prieta, 1999 Düzce depremlerine ait kaynağa yakın toplam 18 kayıt daha ele alınmış ve hesaplar tekrarlanmıştır. Kayıtların kendi aralarında karşılaştırılabilir olmaları için yine PGA değerleri eşitlenerek ölçeklendirilmiştir. Hesaplar sonunda akma öncesi noktalar terk edilerek yeni yerdeğiştirme çevrimlerine ulaşılmış ve sonuçlar aynı grafiklerde biraraya getirilmiştir, (Şekil 3.24, Şekil 3.25, Şekil 3.26).



Şekil 3.24 : 30x30 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.

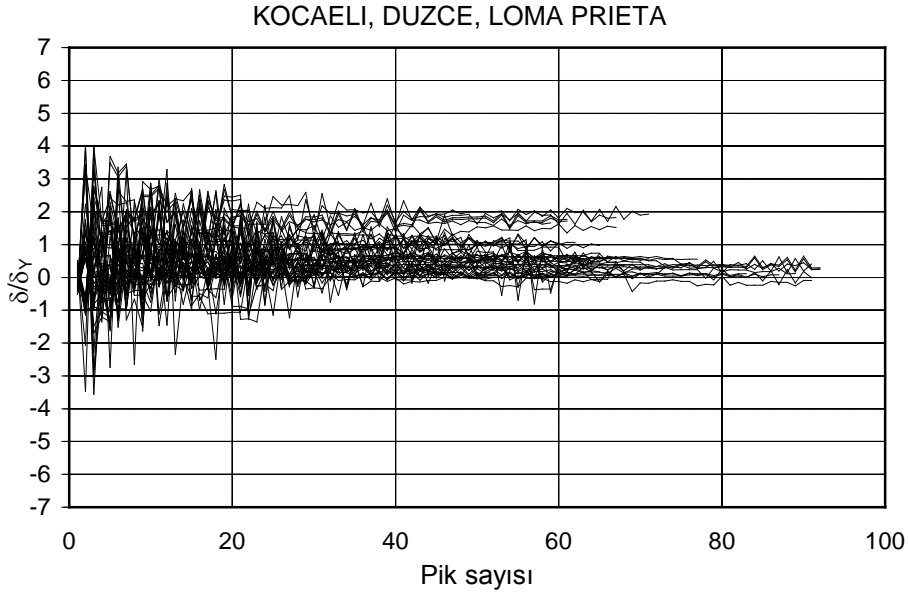


Şekil 3.25 : 35x35 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.

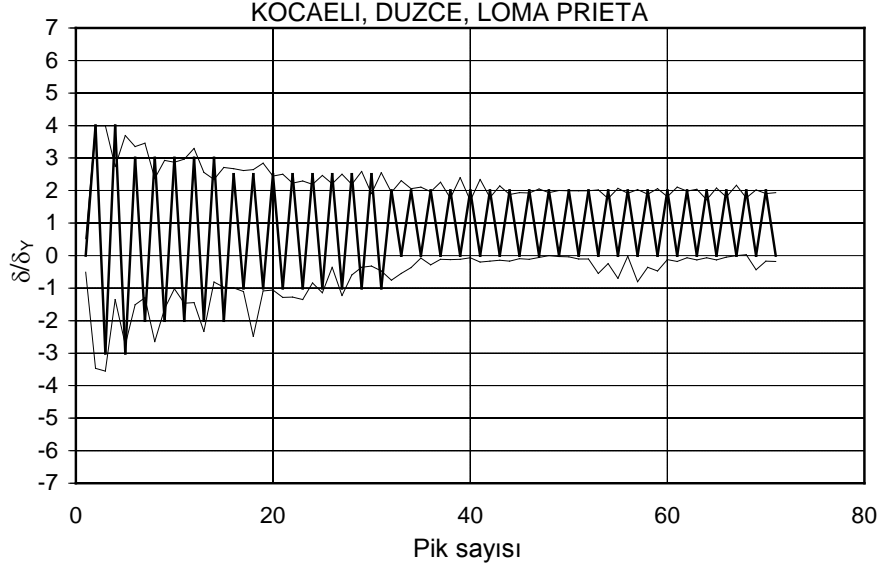


Şekil 3.26 : 40x40 cm boyutlu kolon için yerdeğiştirme çevrimleri.

Tüm çevrimler 4 süneklik düzeyine göre normalize edilerek biraraya getirilmiştir, (Şekil 3.27). Buna göre yerdeğiştirme çevrimlerinin zarfını yaklaşık olarak temsil edebilecek aşağıdaki yerdeğiştirme çevrimleri önerilmiştir, (Şekil 3.28).

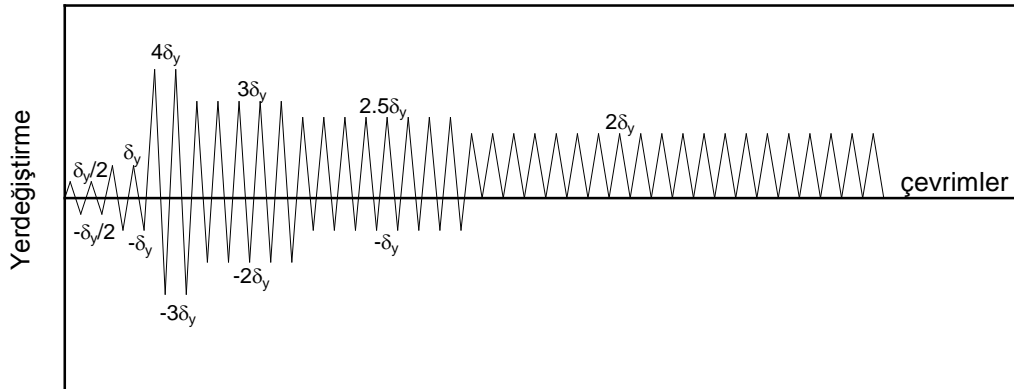


Şekil 3.27 : Normalize edilmiş yerdeğiştirme çevrimleri.

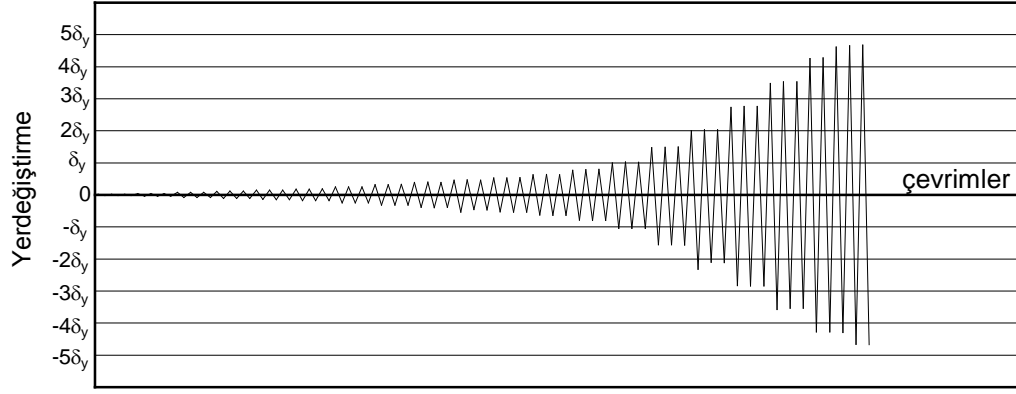


Şekil 3.28 : Zarf eğrilerine göre önerilebilecek yerdeğiştirme çevrimleri.

Bu hesaplar sonucunda kaynağa yakın deprem için aşağıdaki yerdeğiştirme çevrimlerinin önerilebileceği düşünülmüştür, (**Şekil 3.29**). İki ayrı grup hesapla varılan sonuçlar arasında bazı farklar bulunmakla birlikte bunların genel kolon davranışını fazla etkilemeyeceği düşünülmektedir. Deneysel çalışmalarda kolon numuneler için **Şekil 3.23** ve **Şekil 3.30** ile verilen yerdeğiştirme çevrimleri ayrı ayrı uygulanıp zarf eğrileri çizilerek davranış karşılaştırıldığında önemli bir fark gözlenememiştir, (**Şekil 4.66**, **Şekil 4.67**).



Şekil 3.29 : Kaynağa yakın depremler için önerilebilecek yerdeğiştirme çevrimleri.



Şekil 3.30 : S35_20 numunesi için deneyde uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

4. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Deneysel çalışmalar içerisinde prefabrike betonarme kolonların davranışları incelenmiş; betonarme mantolama tekniği ile güçlendirme üzerinde durulmuştur.

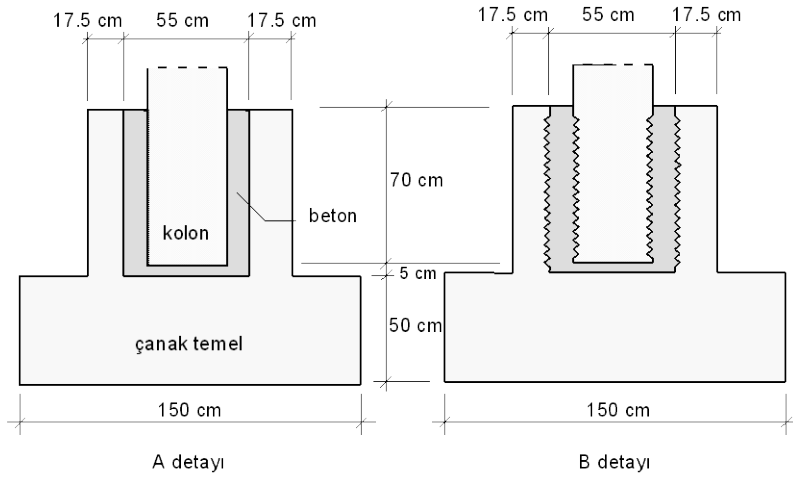
4.1 Prefabrike Kolon Deneyleri

İlk aşamada 13 adet kolon numune İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda aksenal normal kuvvet etkisi altında yön değiştiren tekrarlı yanal yerdeğiştirme çevrimleri uygulanarak denenmiştir. Laboratuardaki sınırlı olanaklar dikkate alınarak tasarlanan model numunelerin boyutları da sınırlandırılmıştır.

Prefabrike kolon numuneler tasarım normal kuvveti $N_d=0.05A_c f_{ck}$ seçilerek eşdeğer deprem yükü yöntemine göre boyutlandırılmıştır, [3]. Narinlik etkisi moment büyütme yöntemine göre yaklaşık yoldan hesaba katılmıştır.

Numunelerin üretiminde parametre olarak kolon kesit boyutları, boyuna donatı oranı ve kolon-çanak temel birleşim detayı ele alınmıştır. 30x30 cm, 35x35 cm ve 40x40 cm kesit boyutları kullanılmış; her kesit boyutu için üç farklı boyuna donatı oranı seçilmiştir.

Numunelerin 10 tanesinde, kolon-çanak temel birleşiminde mevcut prefabrike yapılar için uygulamada sıklıkla kullanılan düz birleşim detayı (A detayı) esas alınmıştır, (Şekil 4.1). Diğer üç numune için B detayında gösterildiği gibi yan yüzeyleri dişli kolon iç yüzeyi dişli çanak temel içerisine dikilerek birleşim sağlanmıştır, (Şekil 4.1).



Şekil 4.1 : Çanak temel-kolon birleşim detayları.

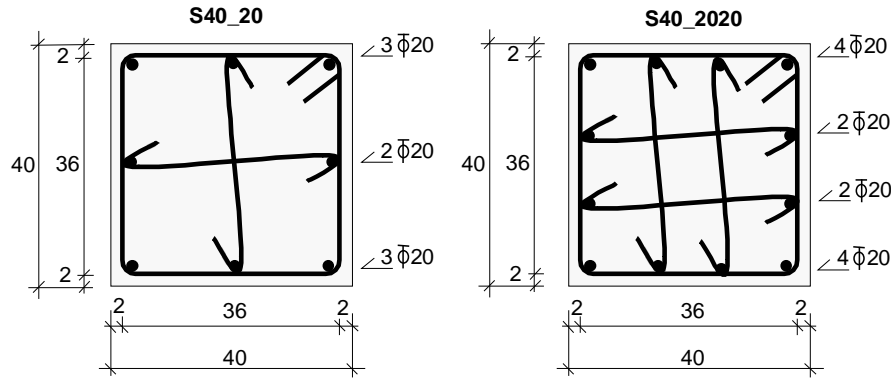
Bu üç numunenin üretimindeki amaç dişli birleşimin davranış üzerindeki etkilerini görmektir. Fakat bu konu araştırmada ikinci derece önem taşımaktadır. Birleşimi düz, kolon kesit boyutları ve boyuna donatıları aynı olan numunelerle davranışları arasında önemli bir fark beklenmeyen bu üç numune, deney sonuçlarını daha güvenilir kılmak ve numune sayısını artırmak amacıyla çalışmaya katılmıştır. Birinci aşama deneyler için aşağıda verilen numuneler üretilmiştir, (**Çizelge 4.1**). Numune isimleri ilk rakam kesit boyutunu, ikinci rakam kullanılan boyuna donatı çapını gösterecek şekilde seçilmiştir. ‘Z’ harfi ise dişli birleşimi göstermek için eklenmiştir.

Çizelge 4.1 : Deneysel ön çalışmalar kapsamında üretilen numuneler.

Numune	Kesit boyutları	Boyuna donatı	Boyuna donatı oranı	Birleşim detayı
S30_14	30x30 cm	8 $\bar{\Phi}$ 14	0.014	A
S30_14M	30x30 cm	8 $\bar{\Phi}$ 14	0.014	A
S30_16	30x30 cm	8 $\bar{\Phi}$ 16	0.018	A
S30_18	30x30 cm	8 $\bar{\Phi}$ 18	0.023	A
S30_18Z	30x30 cm	8 $\bar{\Phi}$ 18	0.023	B
S35_1416	35x35 cm	4 $\bar{\Phi}$ 14+4 $\bar{\Phi}$ 16	0.012	A
S35_18	35x35 cm	8 $\bar{\Phi}$ 18	0.017	A
S35_20	35x35 cm	8 $\bar{\Phi}$ 20	0.021	A
S35_20Z	35x35 cm	8 $\bar{\Phi}$ 20	0.021	B
S40_16	40x40 cm	8 $\bar{\Phi}$ 16	0.010	A
S40_20	40x40 cm	8 $\bar{\Phi}$ 20	0.016	A
S40_2020	40x40 cm	12 $\bar{\Phi}$ 20	0.024	A
S40_2020Z	40x40 cm	12 $\bar{\Phi}$ 20	0.024	B

S30_14M numunesi monotonik yükleme ile bir ara deney yapmak, bazı değerlendirmelerde bulunmak üzere üretilmiştir.

Kolonların çanak üstünden itibaren yükseklikleri 4 m civarındadır. Gerek çanak temel gerekse kolonların üretimi için C25 beton, S420 beton çeliği seçilmiştir. Kolonların sarılma bölgesinde $\Phi 8/10$ cm, uç bölgede $\Phi 8/15$ cm etriye ve çiroz kullanılmıştır, (Şekil 4.2). Kolonların detaylı imalat resimleri EK A'da verilmiştir.



Şekil 4.2 : S40_20 ve S40_2020 kolonlarının kesitleri.

13 adet kolon ve çanak temel ayrı fabrikalarda üretilerek laboratuvara sevk edilmiştir. Kolonlar teker teker çanakların içerisine dikilip aradaki boşluğa laboratuvarında hazırlanan beton karışımı dökülerek numunelerin birleşimi tamamlanmıştır, (Şekil 4.3).



Şekil 4.3 : Üretimi tamamlanan prefabrike kolon numuneler.

Hazırlanan karışımda yaklaşık olarak 7 kg 1 numara kırma taş, 5 lt su, 25 kg hazır harç kullanılmıştır. Sertleşen betonda ince rötne çatlakları gözlenmiştir.

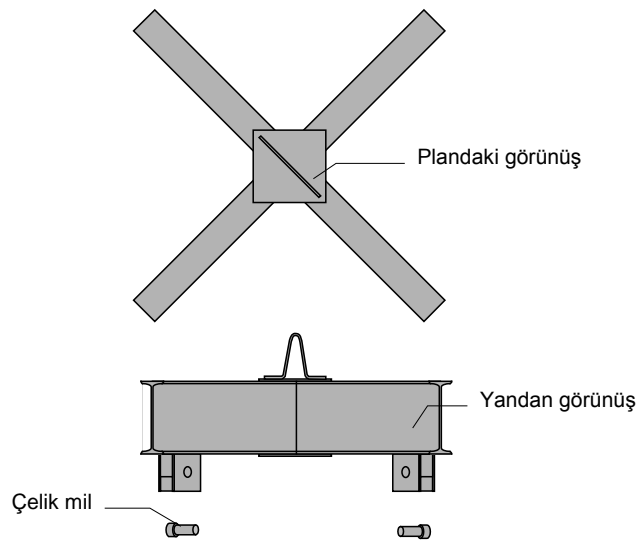
4.1.1 Yükleme sistemi

Numuneler ilk aşamada düzlem içinde yön değiştiren tekrarlı uç yerdeğiştirmelerinin etkisinde bırakılmıştır. Numunelerin, sabit normal kuvvet etkisi altında, kesme kuvveti ve eğilme momentiyle zorlandığı deneylerde, kolonların yük-yerdeğiştirme çevrimlerinin zarfına karşılık gelen eğriler ile kalıcı şekildeğiştirmelerin yığıldığı kısımlardaki kritik kesit ve bölge düzeyinde moment-eğrilik eğrileri araştırılmıştır.

Deplasman kontrollü olarak yapılan deneylerde kullanılan yerdeğiştirme çevrimlerinin bir irdeleme ile seçilmesi esastır. Bu irdelemeye esas olarak çeşitli düşünceler arasında bulunan fay kırığına yakın konumda alınmış deprem kayıtlarının karakteristiklerinin de bulunması önemlidir, [20]. Çok sayıda sanayii kuruluşunun bu bölgelerde bulunduğu bilinmektedir.

Birinci aşama kolon deneyleri aşağıda açıklanan yükleme sistemine göre Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda yapılmıştır. Denenecek olan numune öncelikle yüksek mukavemetli dört adet bulon yardımıyla laboratuvar döşemesine sabitlenmiştir. Bu yolla çanak temelin döşeme üzerinde kayması, dönmesi mümkün olduğunca engellenmiştir.

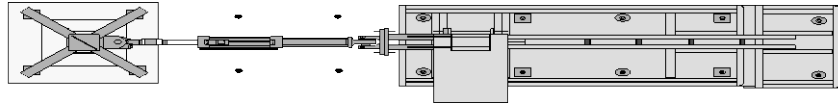
Normal kuvveti uygulamak ve ölçmek için kolonun tepesine çelik bir levha üzerine motor veya elle kontrol edilen bir hidrolik kriko ile yük hücresi yerleştirilmiştir. Yükü aşağıya aktarabilmek için X şeklindeki mevcut çelik bir donanım ile dört adet çelik halat kullanılmıştır, (Şekil 4.4).



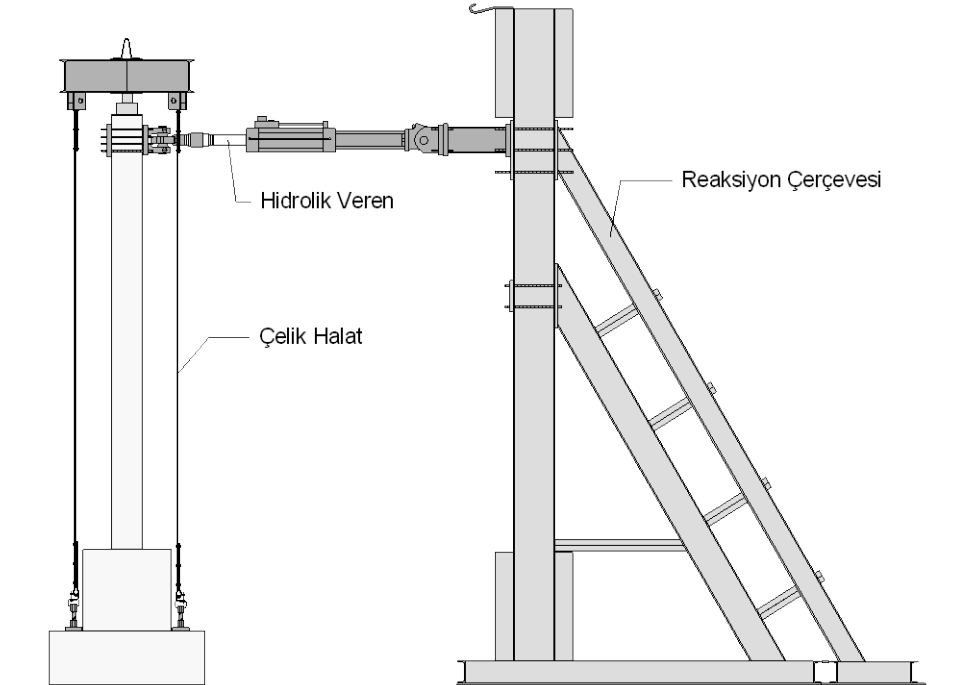
Şekil 4.4 : Normal kuvveti aktarmak için kullanılan çelik teçhizat.

Krikonun çelik teçhizat ortasına uyguladığı kuvvet uçlardan çelik millere geçirilmiş halatlar vasıtasıyla numuneyi döşemeye sabitleyen yüksek mukavemetli bulonlara aktarılmıştır. Kolona yatay kuvvetin uygulanması için ± 250 kN yük, ± 300 mm yerdeğiştirme kapasiteli bir hidrolik verenden faydalanılmıştır, (Şekil 4.5), (Şekil 4.6).

Hidrolik veren yine yüksek mukavemetli bulonlar yardımıyla laboratuvar döşemesine sabitlenmiş olan çelik bir reaksiyon çerçevesine dayanmaktadır, (Şekil 4.5, Şekil 4.6). Reaksiyon çerçevesinin toplam yüksekliği 6 m civarındadır.



Şekil 4.5 : Yükleme sisteminin planda görünüşü.



Şekil 4.6 : Yükleme sisteminin yandan görünüşü.

4.1.2 Ölçüm sistemi

Yerdeğiştirme ölçerler ve şekildeğiştirme ölçerler kullanılarak çok sayıda ölçüm yapılmıştır. Ölçümlerin esas amaçları arasında, deney süresince kolonun şekil değiştirmiş eksen eğrisini izlemek, istenen mesnet koşullarının yüksek mukavemetli bulonlar yardımıyla ne denli sağlandığını kontrol etmek, kolonda eğilme momentinin büyük değerler aldığı ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin meydana geldiği elastoplastik bölgede eğriliğin nasıl değiştiğini belirlemek, gerçekleşen plastik mafsalsal uzunluğu konusunda fikir edinmek yer almaktadır.

Elastoplastik bölgedeki eğriliği bulmak ve donatıların ne zaman aktığını görmek için boyuna donatılara şekildeğiştirme ölçerler de yapıştırılmıştır.

Çatlaklar ile diğer hasarları iyi bir şekilde gözlemek için deneyden önce numuneler beyaza boyanmıştır. Yine hasarların yerini ve büyüklüğünü görebilmek için boyanan numuneler üzerinde 5x5 cm boyutlu karolaj yapılmıştır.

4.1.3 Malzeme deneyleri

Elemanlar üzerindeki deney sonuçlarını doğru şekilde değerlendirebilmek için numunelerin tasarımına esas olan malzeme dayanımları ile numunelerin üretildiği beton ve çeliğin gerçek dayanımları karşılaştırılmalıdır. Bunun için malzeme deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerden esas olarak beton basınç dayanımı, donatı akma ve çekme dayanımları elde edilmiştir.

Basınç deneylerini yapmak amacıyla fabrikada kolonların betonu dökülürken 15x30 cm boyutlu silindir numuneler alınmıştır. Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda mevcut presle kuvvet kontrollü olarak yapılan deneylerden elde edilen dayanımlar ve ortalamaları aşağıda verilmiştir, (**Çizelge 4.2**).

Çizelge 4.2 : Silindir basınç dayanımları.

Kolon Numune	f_{c1} [MPa]	f_{c2} [MPa]	f_{c3} [MPa]	f_{cm} [MPa]
S30_14, S40_16 S40_20, S40_2020 S40_2020Z	43.5	46.1	48.2	45.9
S30_14M	43.2	40.3	39.3	40.9
S30_16	42.1	47.7	42.7	44.2
S30_18, S35_1416 S35_18, S35_20 S35_20Z	51.6	40.1	45.6	45.8
S30_18Z	41.4	48.3	42.2	44.0

Çekme deneyi uygulanan donatıların akma dayanımları ve ortalama dayanım değerleri aşağıda verildiği gibidir, (**Çizelge 4.3**).

Çizelge 4.3 : Donatı akma dayanımları.

Donatı	f_{y1} [MPa]	f_{y2} [MPa]	f_{y3} [MPa]	f_{y4} [MPa]	f_{ym} [MPa]
Ø8	482.8	455.4	491.8	475.4	476.3
Ø14	455.0	502.8	-	-	478.9
Ø16	505.8	495.7	501.9	506.1	502.4
Ø18	444.7	425.1	452.3	487.5	452.4
Ø20	539.7	539.9	541.1	540.7	540.4

Donatıların çekme dayanımları ve ortalama değerler aşağıdaki çizelgede verildiği gibidir, (**Çizelge 4.4**).

Çizelge 4.4 : Donatı çekme dayanımları.

Donatı	f_{su1} [MPa]	f_{su2} [MPa]	f_{su3} [MPa]	f_{su4} [MPa]	f_{sum} [MPa]
Ø8	603.5	600.3	602.2	599.4	601.3
Ø14	575.0	620.3	-	-	597.7
Ø16	619.8	609.8	616.1	615.3	615.3
Ø18	555.9	533.3	557.6	647.4	573.5
Ø20	660.0	654.3	655.6	664.3	658.5

4.1.4 Kolon deneylerinin sonuçları

Aşağıda tamamlanmış olan prefabrike kolon deneylerine ait değerlendirmeler, sonuçlar yer almaktadır. Kolon numunelere uygulanan yanal yerdeğiştirme çevrimleri, yük-yerdeğiştirme eğrileri ve önemli görülen hasar fotoğrafları verilmiştir.

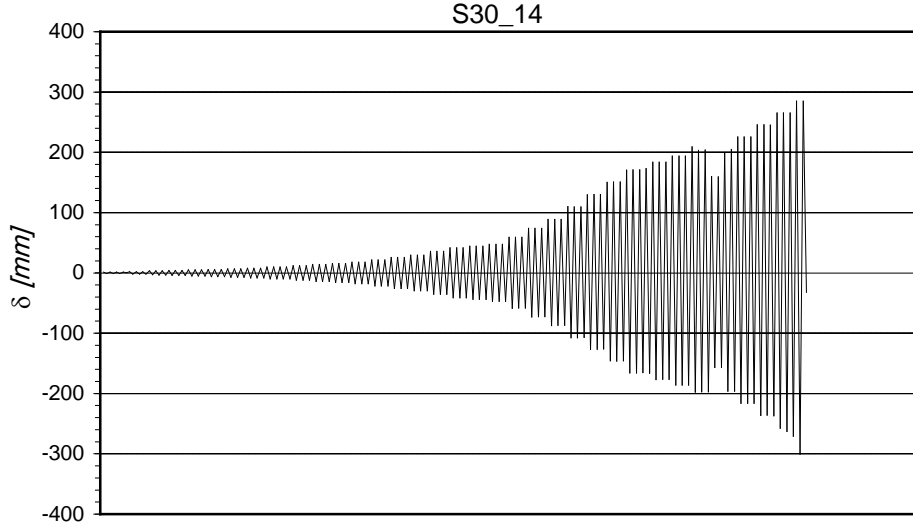
Yanal yerdeğiştirmeler için çanak hizasında ölçülen yatay yerdeğiştirmenin ve yine çanak hizasındaki dönmenin katkısı çıkarılarak değerlendirmeye gidilmiştir. Yük-yerdeğiştirme eğrilerinin zarflarıyla beraber Yalçın'ın yazmış olduğu COLA programının monotonik artan yatay yük etkisine göre verdiği hesap sonuçları da gösterilmiştir, [5].

Esas olarak numunelerde gözlenen hasarlar aynıdır. Yataya yakın eğilme çatlaklarıyla ilk hasarlar ortaya çıkmış, genliği giderek büyüyen çevrimlerle çatlakların sayı ve genişlikleri artmıştır. Ardından kolonun kritik kesiminde kabuk betonu kabarak dökülmüş, boyuna donatılar açığa çıkarak burkulmuştur. Numunenin daha fazla zorlanması halinde burkulan donatıların çekme etkisi altında koptuğu görülmüştür.

Yukarıda sıralanan hasarların başladığı noktalar yük-yerdeğiştirme eğrileri üzerinde işaretlenmiştir. İlk çatlak 'C', boyuna donatının akma durumuna gelmesi 'Y', beton kabuğun kabarması 'S', boyuna donatının burkulması 'B', boyuna donatının kopma durumu ise 'F' harfiyle gösterilmiştir.

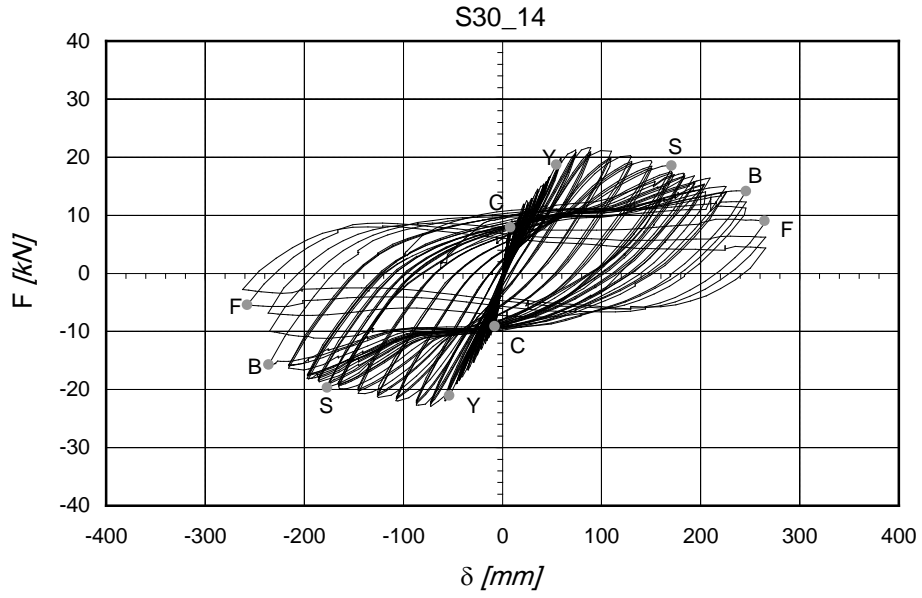
4.1.4.1 S30_14 Numunesi için değerlendirmeler

S30_14 numunesi ortalama 130 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.7, Şekil 4.8, Şekil 4.9, Şekil 4.10).



Çevrimler

Şekil 4.7 : S30_14 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

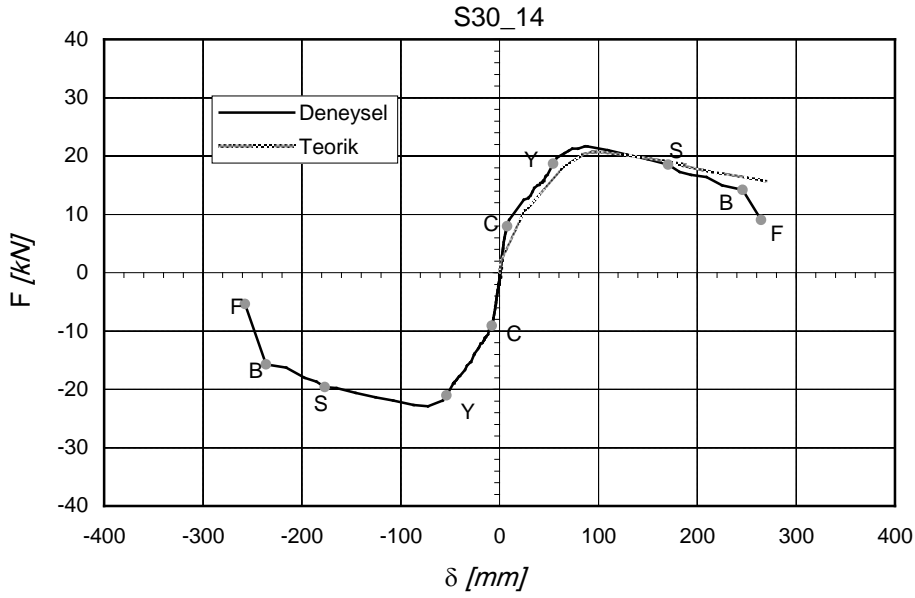


Şekil 4.8 : S30_14 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (Çizelge 4.5).

Çizelge 4.5 : S30_14 numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	7.7	8.0
C	-7.9	-9.1
Y	54.4	18.7
Y	-53.7	-21.0
S	170.7	18.5
S	-176.8	-19.6
B	245.8	14.2
B	-236.0	-15.7
F	264.6	9.0
F	-257.6	-5.4



Şekil 4.9 : S30_14 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.

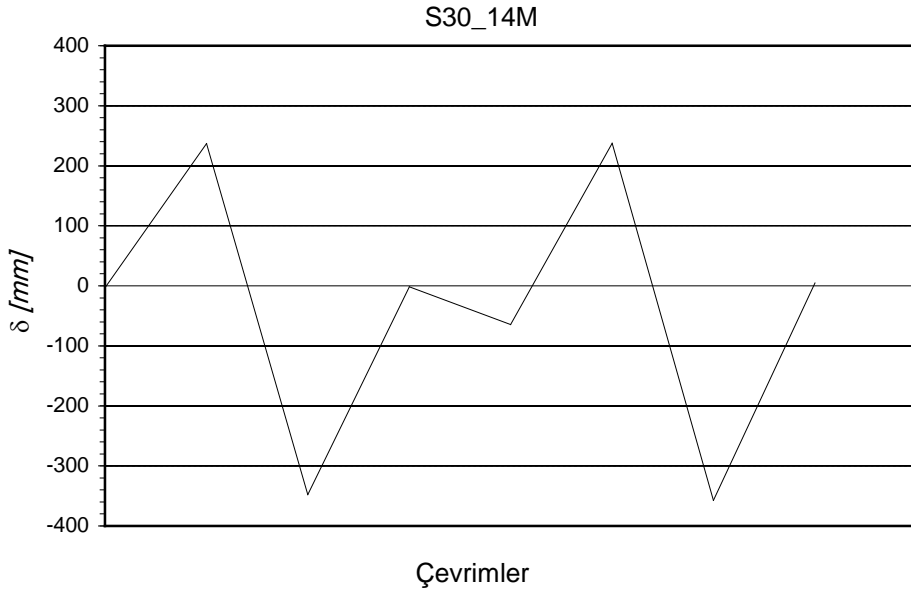
Deneyin son aşamasında burkulan boyuna donatılarda kopma meydana gelmiştir, (Şekil 4.10).



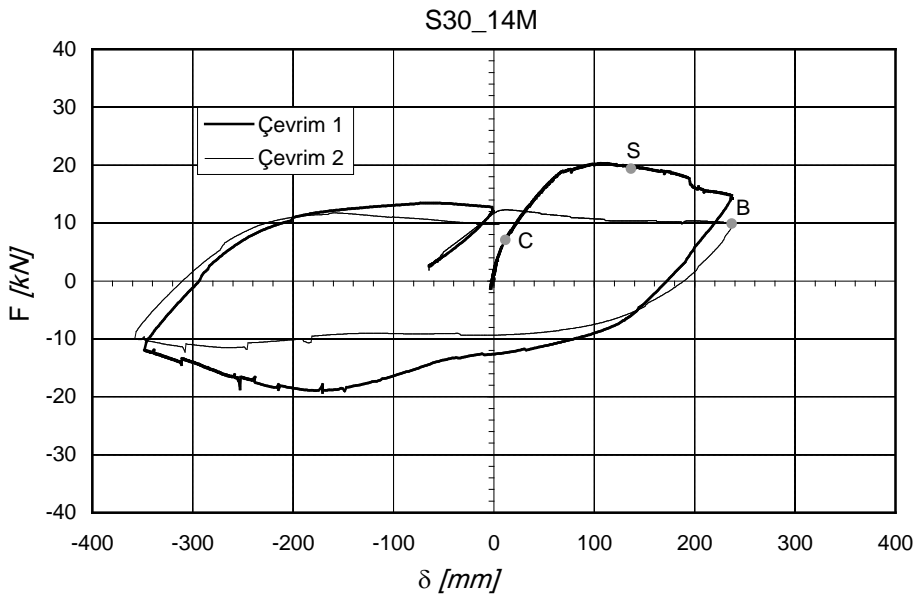
Şekil 4.10 : S30_14 numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.2 S30_14M Numunesi için değerlendirmeler

S30_14M ile S30_14 numunelerin imalat detayları aynıdır. S30_14M numunesi ortalama 130 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.11, Şekil 4.12, Şekil 4.13, Şekil 4.14).



Şekil 4.11 : S30_14M numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

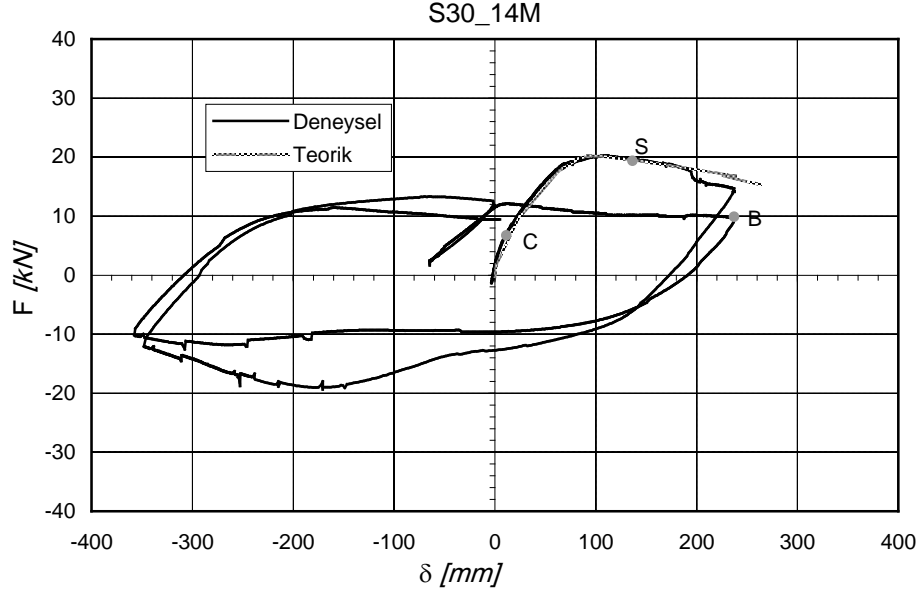


Şekil 4.12 : S30_14M numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (**Çizelge 4.6**).

Çizelge 4.6 : S30_14M numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	11.4	7.0
S	136.5	19.4
B	237.1	9.9



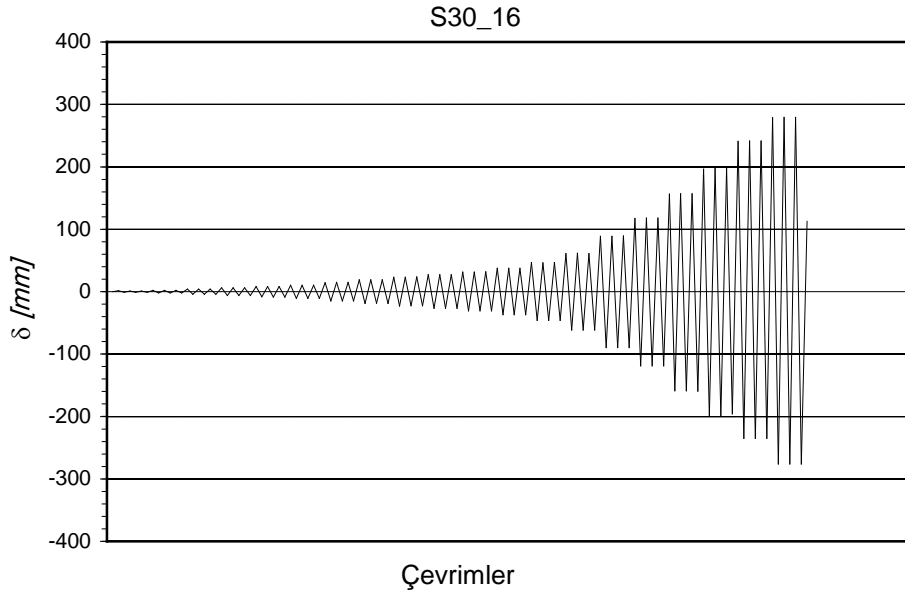
Şekil 4.13 : S30_14M numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



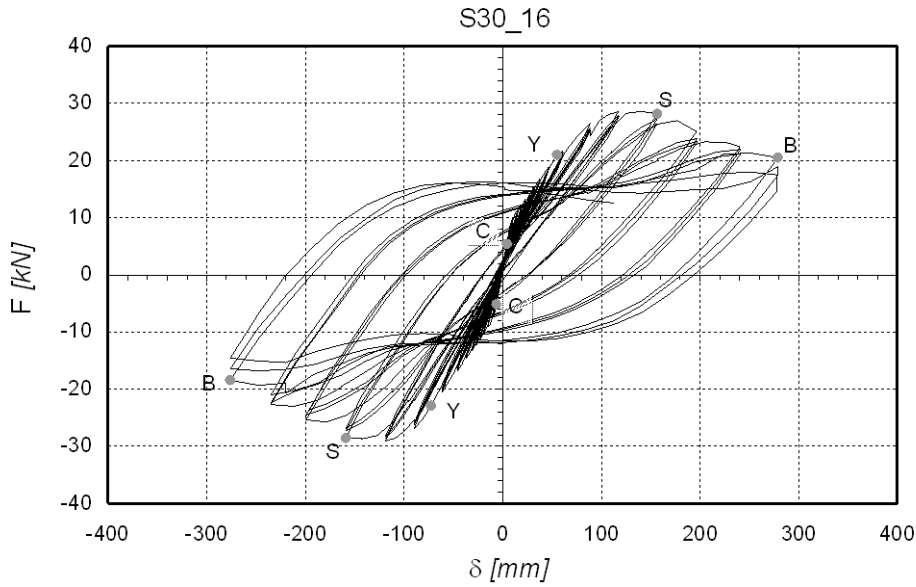
Şekil 4.14 : S30_14M numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.3 S30_16 Numunesi için değerlendirmeler

S30_16 numunesi ortalama 180 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (şekil 4.15, şekil 4.16, şekil 4.17, şekil 4.18, şekil 4.19).



şekil 4.15 : S30_16 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

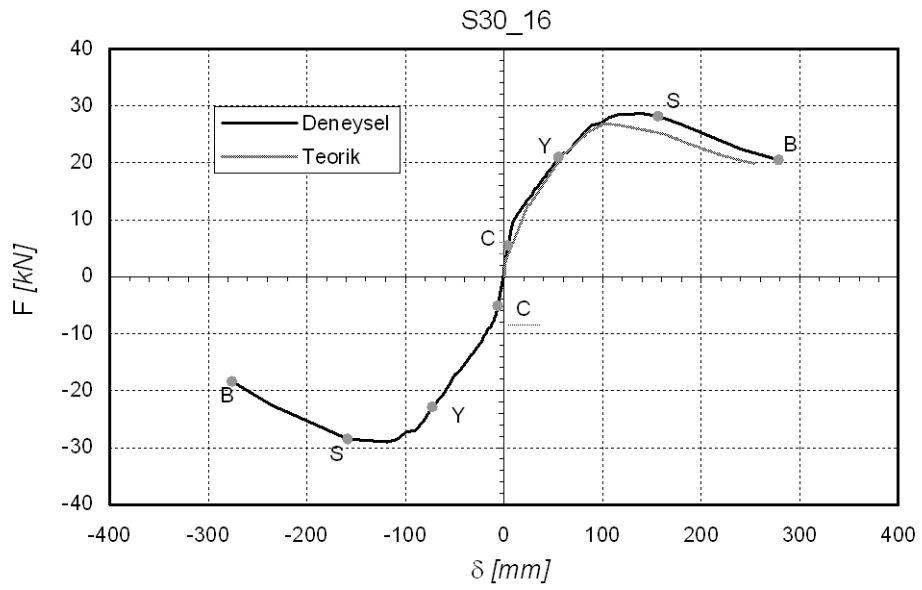


şekil 4.16 : S30_16 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

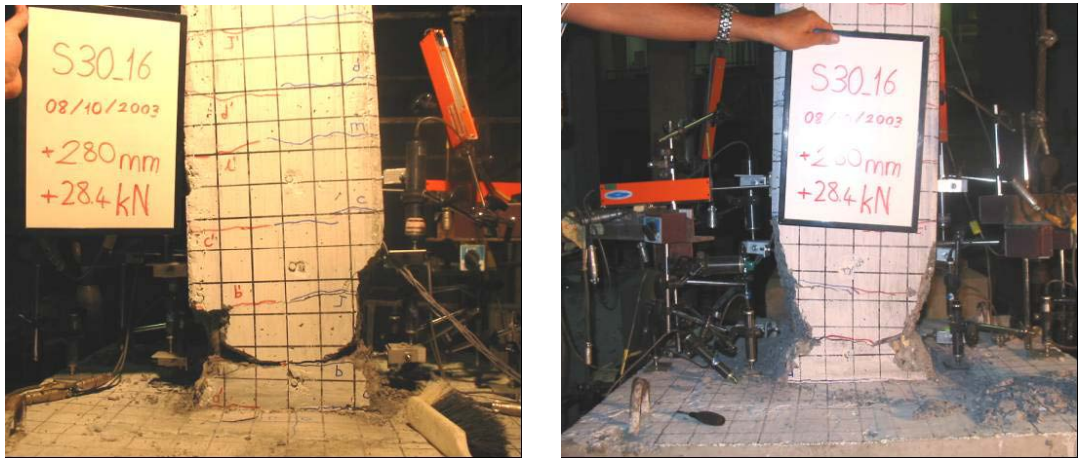
Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (izelge 4.7).

Çizelge 4.7 : S30_16 numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	4.1	5.4
C	-6.3	-5.2
Y	55.2	21.2
Y	-72.7	-22.9
S	156.4	28.1
S	-158.7	-28.5
B	278.7	20.5
B	-276.0	-18.4



Şekil 4.17 : S30_16 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



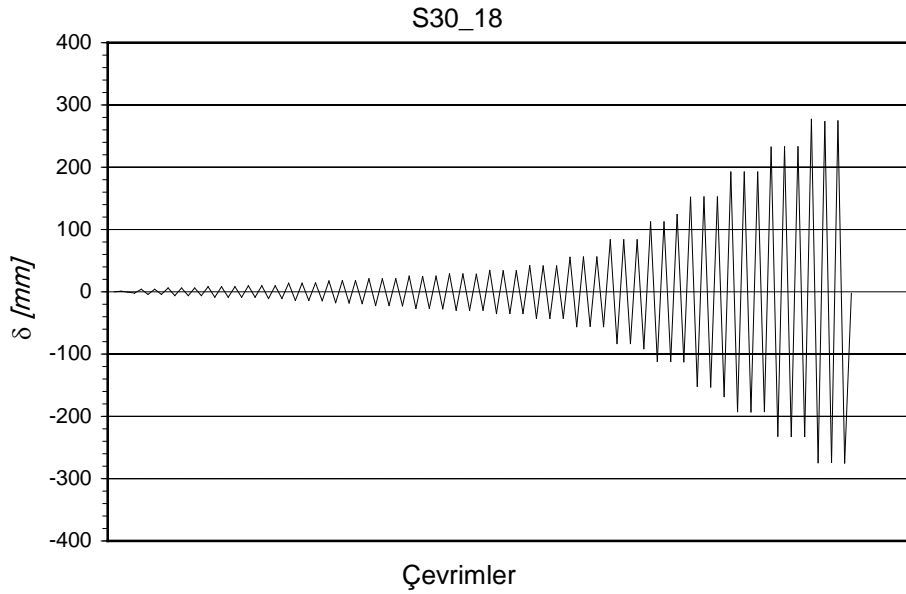
Şekil 4.18 : S30_16 numunesine ait hasar fotoğrafları.



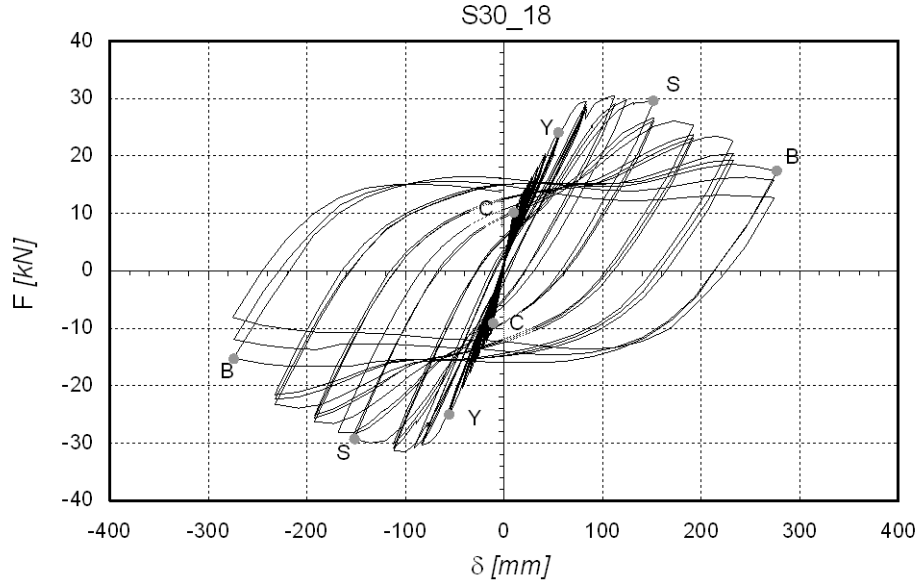
Şekil 4.19 : S30_16 numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.4 S30_18 Numunesi için değerlendirmeler

S30_18 numunesi ortalama 210 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.20, Şekil 4.21, Şekil 4.22, Şekil 4.23).



Şekil 4.20 : S30_18 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

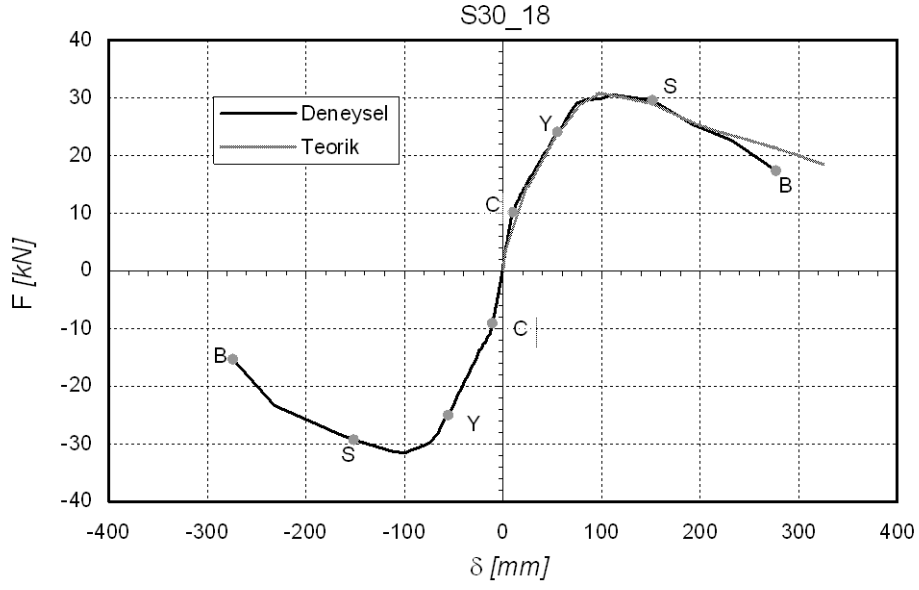


Şekil 4.21 : S30_18 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (**Çizelge 4.8**).

Çizelge 4.8 : S30_18 numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	10.0	10.1
C	-10.7	-9.1
Y	55.3	24.0
Y	-55.5	-25.0
S	151.5	29.5
S	-151.5	-29.3
B	276.8	17.4
B	-274.0	-15.3



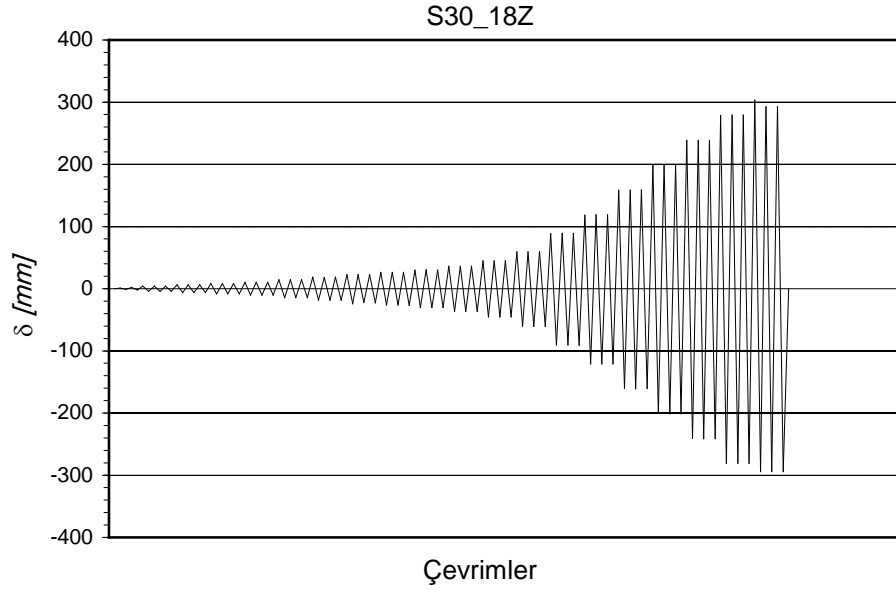
Şekil 4.22 : S30_18 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



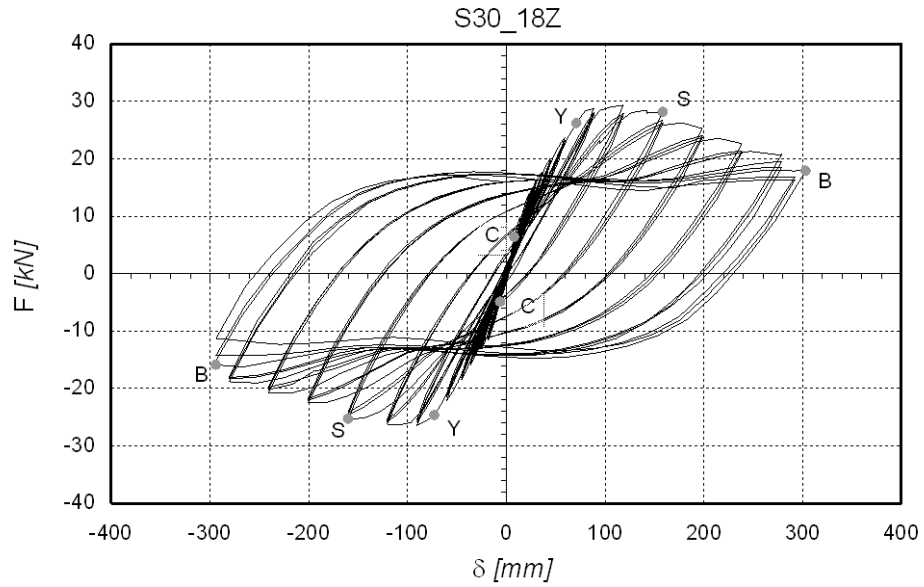
Şekil 4.23 : S30_18 numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.5 S30_18Z Numunesi için değerlendirmeler

S30_18Z numunesi ortalama 180 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (şekil 4.24, şekil 4.25, şekil 4.26, şekil 4.27, şekil 4.28).



şekil 4.24 : S30_18Z numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

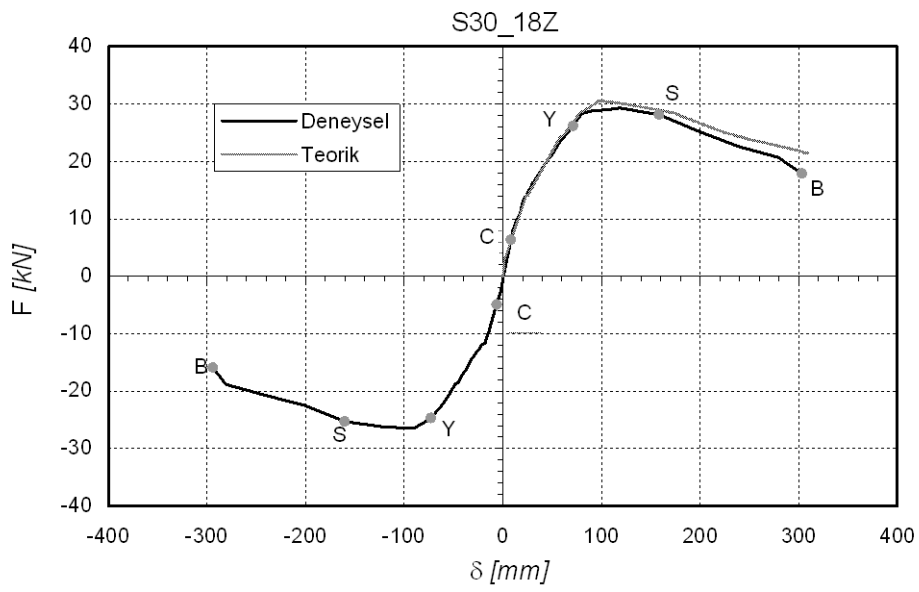


şekil 4.25 : S30_18Z numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

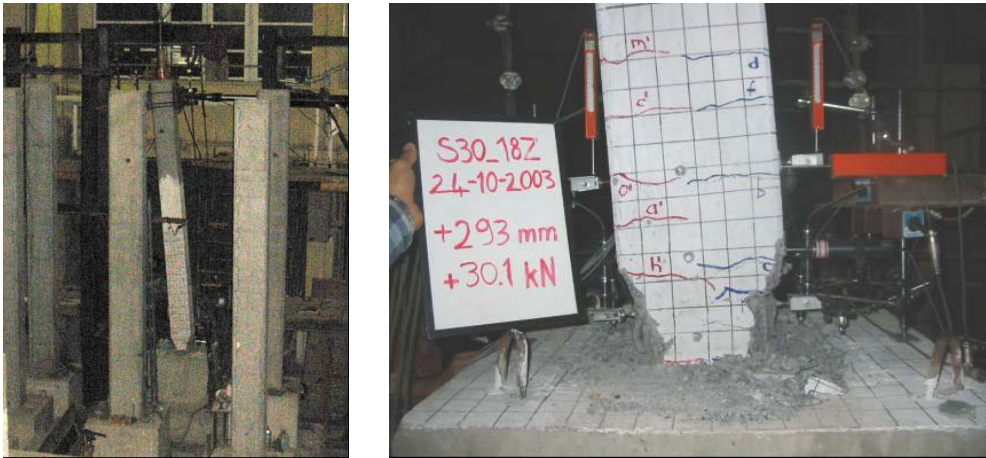
Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (izelge 4.9).

Çizelge 4.9 : S30_18Z numunesi için hasar noktaları.

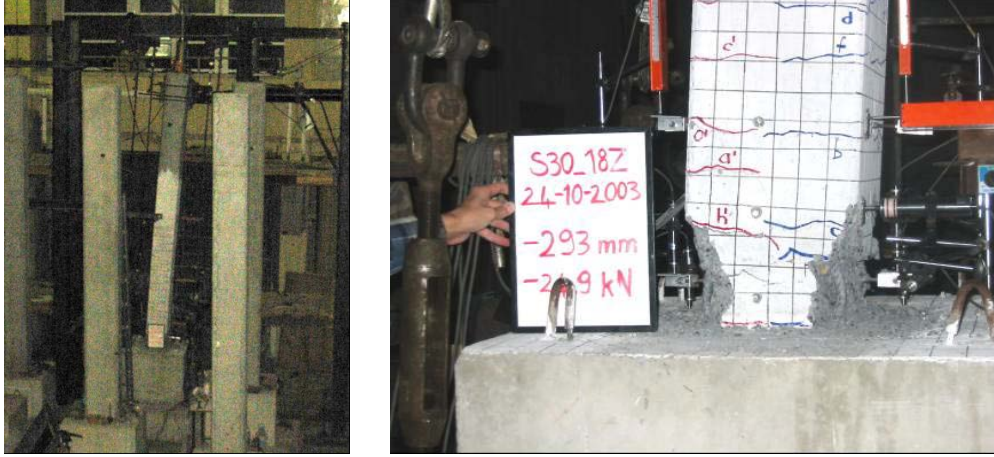
Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	8.0	6.4
C	-6.2	-4.9
Y	71.1	26.2
Y	-72.8	-24.7
S	158.4	28.2
S	-160.3	-25.3
B	303.2	17.9
B	-294.1	-15.9



Şekil 4.26 : S30_18Z numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



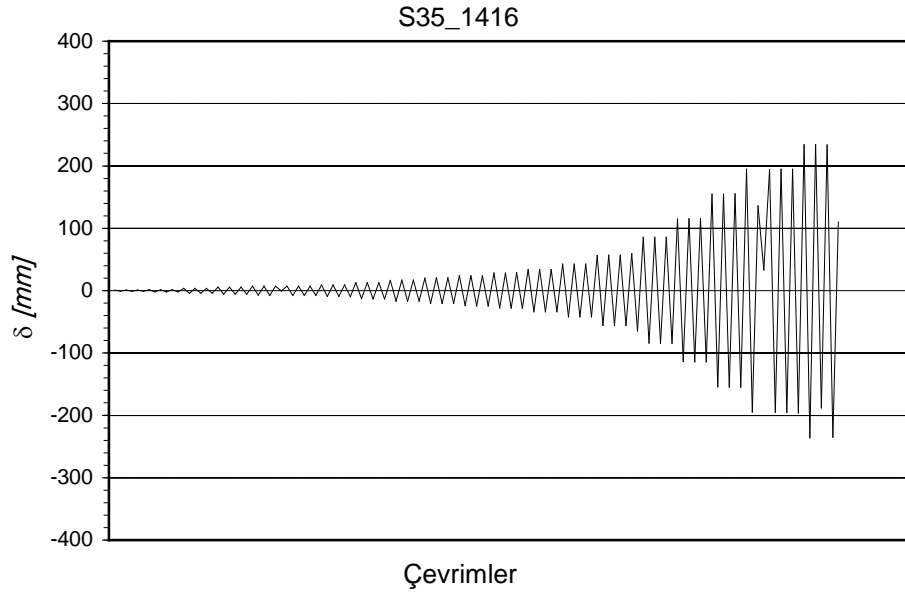
Şekil 4.27 : S30_18Z numunesine ait hasar fotoğrafları.



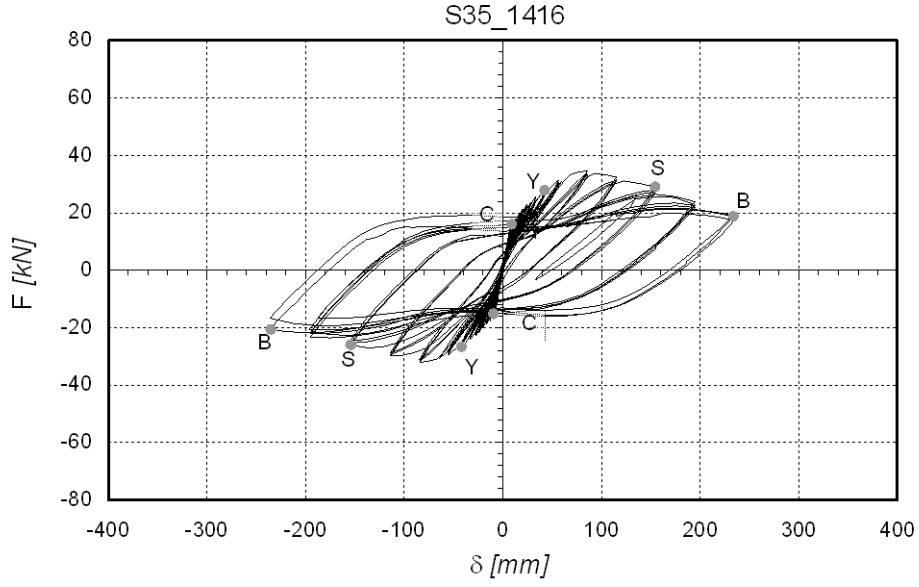
Şekil 4.28 : S30_18Z numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.6 S35_1416 Numunesi için değerlendirmeler

S35_1416 numunesi ortalama 280 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.29, Şekil 4.30, Şekil 4.31, Şekil 4.32).



Şekil 4.29 : S35_1416 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

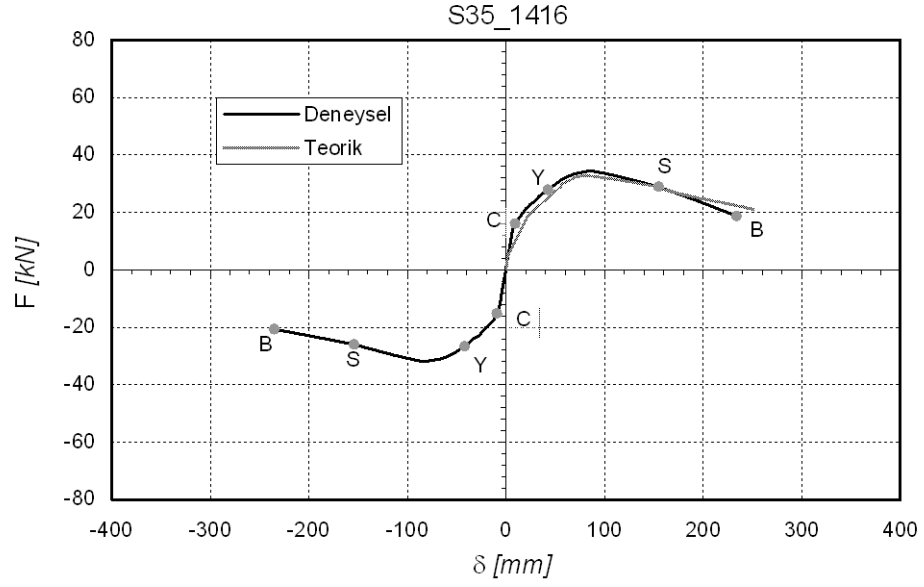


Şekil 4.30 : S35_1416 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (**Çizelge 4.10**).

Çizelge 4.10 : S35_1416 numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	9.1	16.0
C	-9.3	-15.2
Y	42.5	27.8
Y	-41.8	-26.7
S	154.6	29.0
S	-154.2	-26.0
B	233.9	18.7
B	-235.2	-20.7



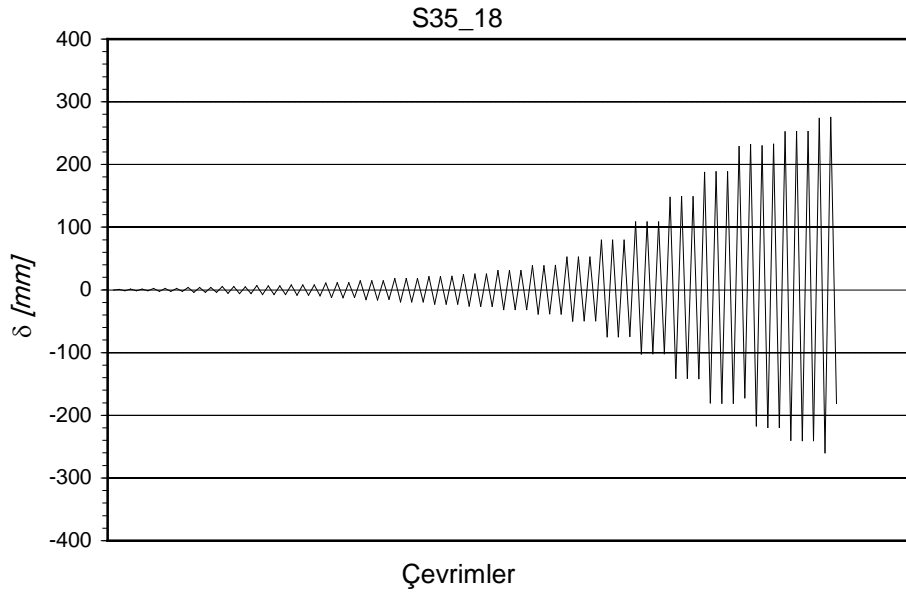
Şekil 4.31 : S35_1416 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



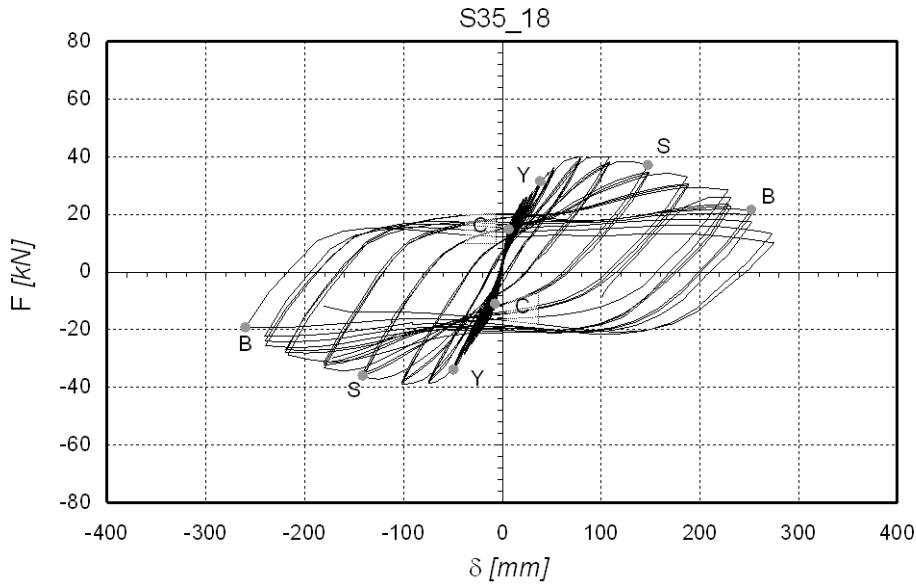
Şekil 4.32 : S35_1416 numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.7 S35_18 Numunesi için değerlendirmeler

S35_18 numunesi ortalama 280 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (şekil 4.33, şekil 4.34, şekil 4.35, şekil 4.36, şekil 4.37).



şekil 4.33 : S35_18 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

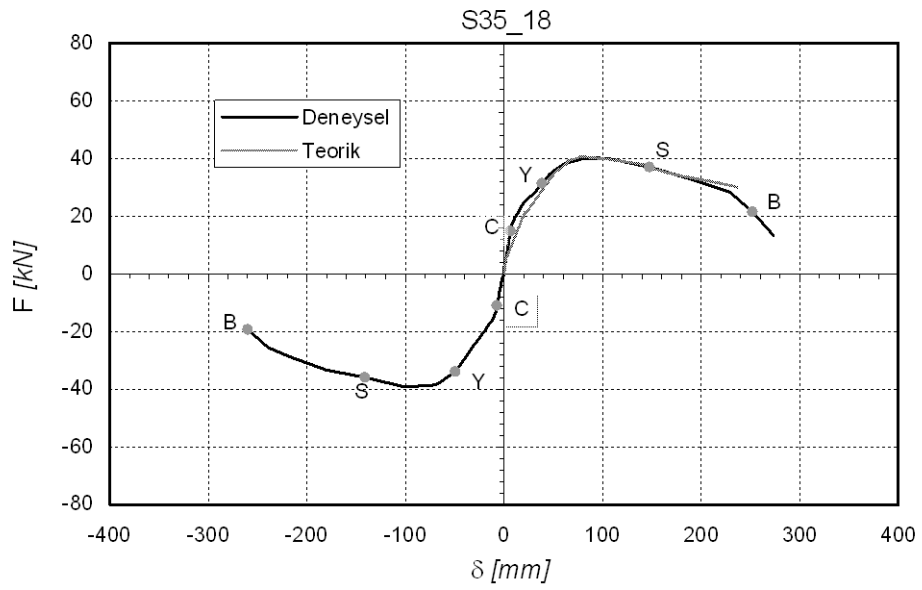


şekil 4.34 : S35_18 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (izelge 4.11).

Çizelge 4.11 : S35_18 numunesi için hasar noktaları.

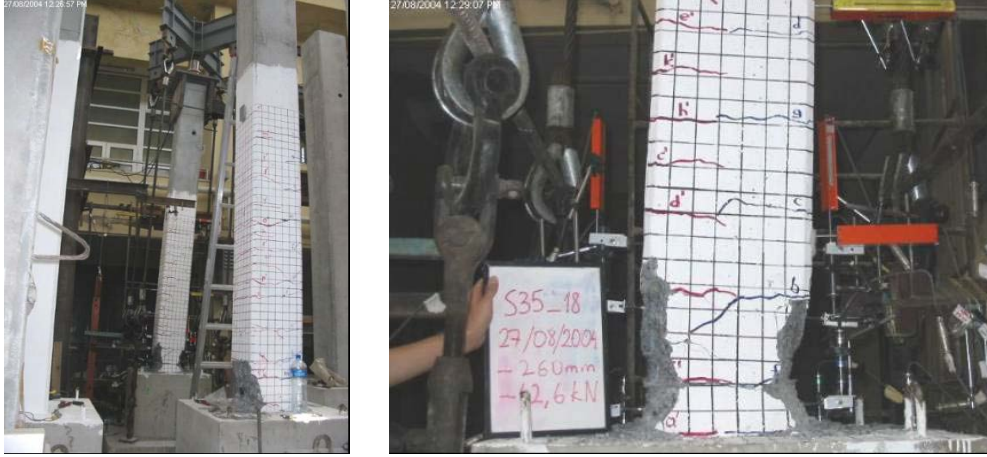
Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	6.6	14.8
C	-7.3	-11.0
Y	38.5	31.4
Y	-49.5	-33.9
S	147.4	37.1
S	-141.1	-35.9
B	252.1	21.5
B	-260.0	-19.3



Şekil 4.35 : S35_18 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



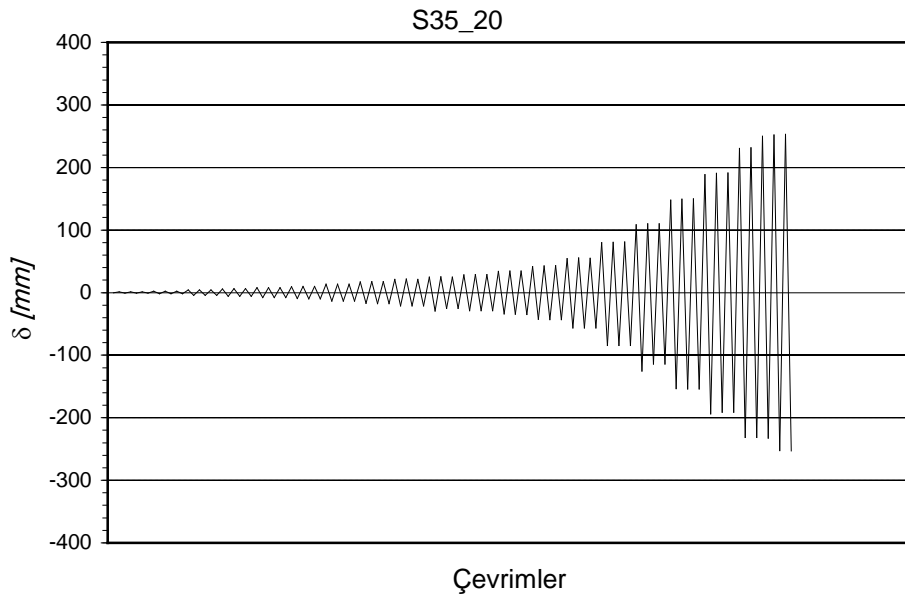
Şekil 4.36 : S35_18 numunesine ait hasar fotoğrafları.



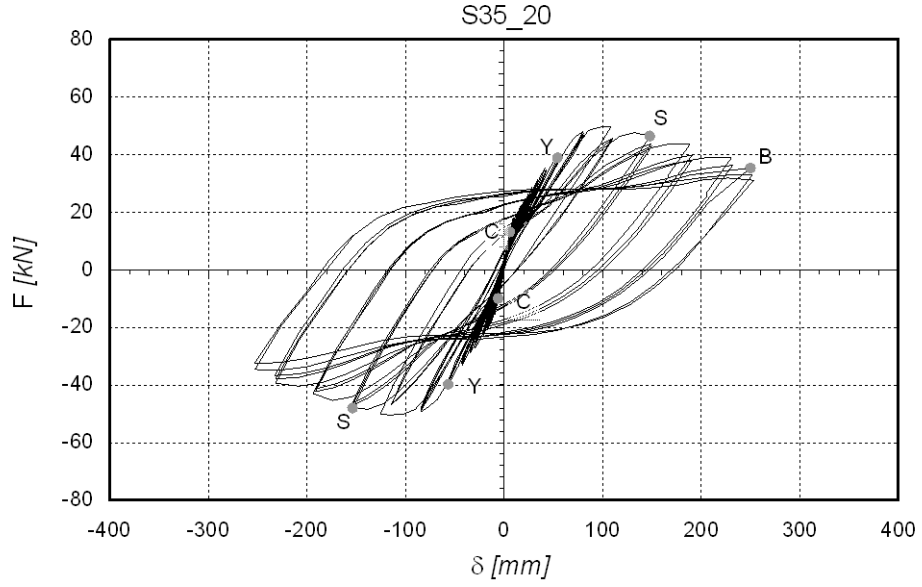
Şekil 4.37 : S35_18 numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.8 S35_20 Numunesi için değerlendirmeler

S35_20 numunesi ortalama 280 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.38, Şekil 4.39, Şekil 4.40, Şekil 4.41).



Şekil 4.38 : S35_20 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

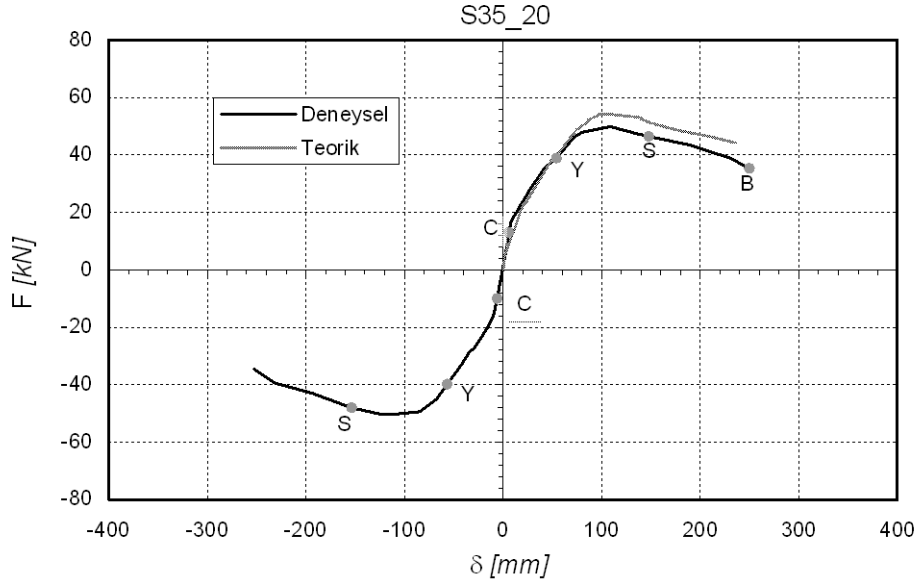


Şekil 4.39 : S35_20 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (**Çizelge 4.12**).

Çizelge 4.12 : S35_20 numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	6.1	13.0
C	-6.1	-10.0
Y	54.1	38.8
Y	-56.6	-39.8
S	148.0	46.4
S	-153.3	-48.1
B	250.1	35.3



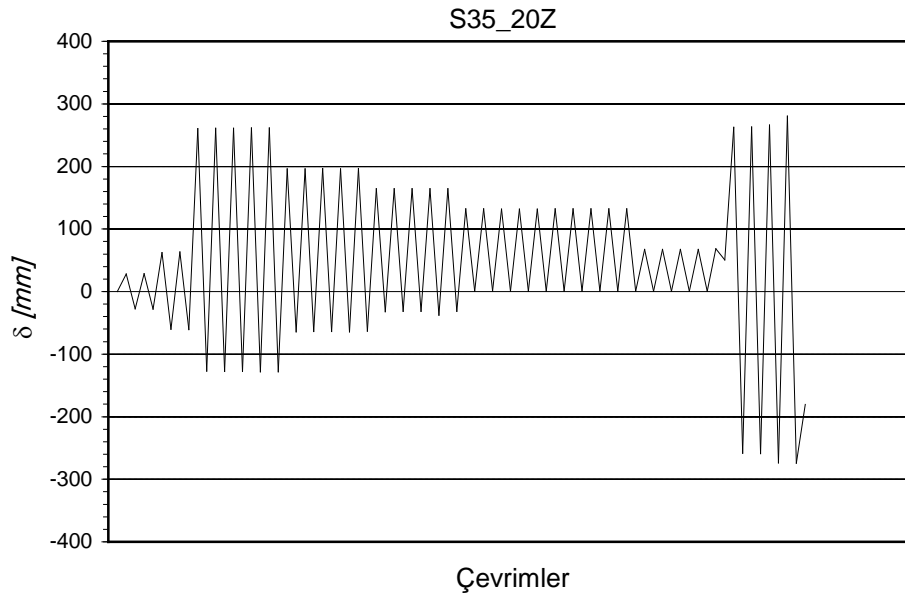
Şekil 4.40 : S35_20 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



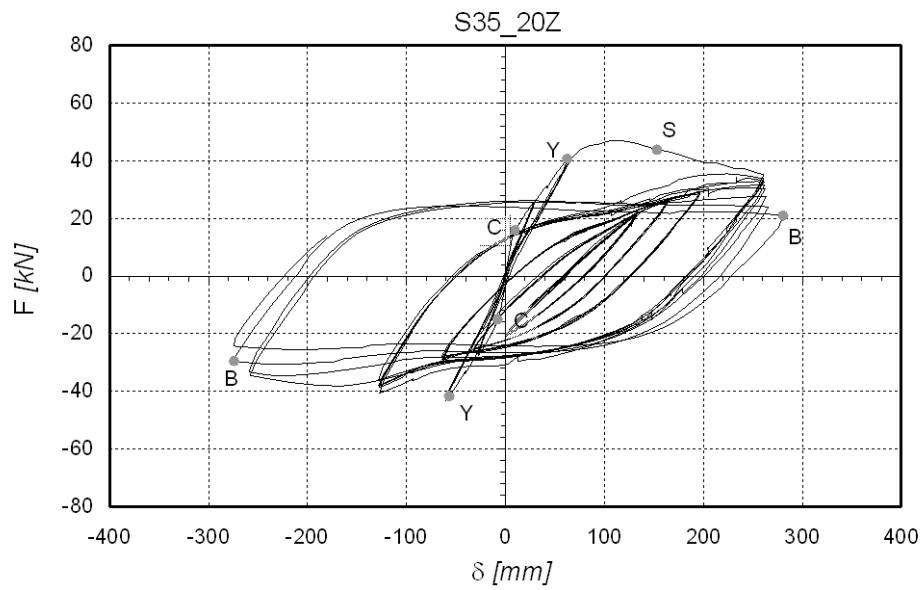
Şekil 4.41 : S35_20 numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.9 S35_20Z Numunesi için değerlendirmeler

S35_20Z numunesi ortalama 280 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Yerdeğiştirme evrimleri üzerinde yapılan irdelemeler sonunda kaynağa yakın depremi temsil etmek için önerilen yerdeğiştirme çevrimleri uygulanmıştır. Hasarın istenilen düzeye gelmesi için deney sonunda büyük genlikli dört çevrim daha yapılmıştır. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verildiği gibidir, (şekil 4.42, şekil 4.43, şekil 4.44, şekil 4.45, şekil 4.46).



şekil 4.42 : S35_20Z numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

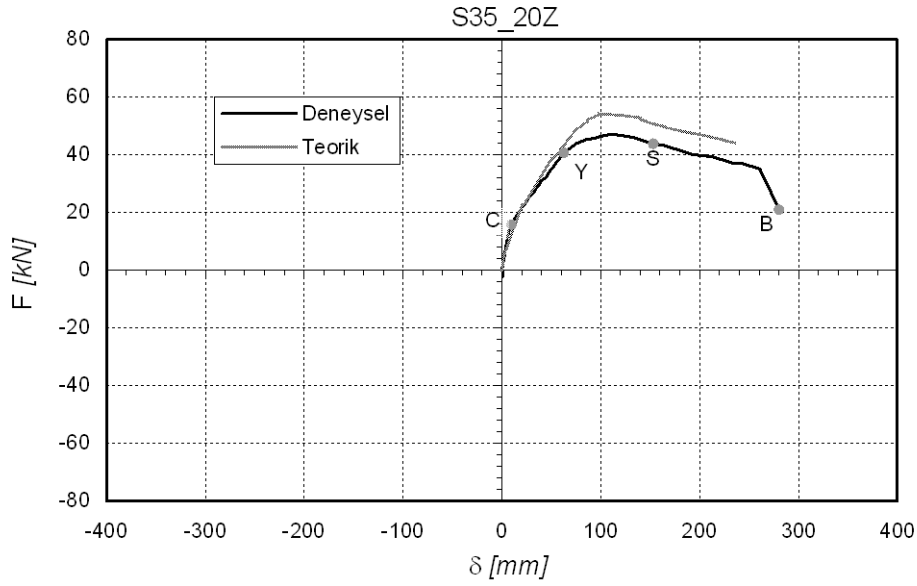


şekil 4.43 : S35_20Z numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (Çizelge 4.13).

Çizelge 4.13 : S35_20Z numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	9.5	15.8
C	-7.8	-15.0
Y	62.6	40.7
Y	-56.8	-41.7
S	153.1	43.9
B	280.6	21.0
B	-274.1	-29.6



Şekil 4.44 : S35_20Z numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



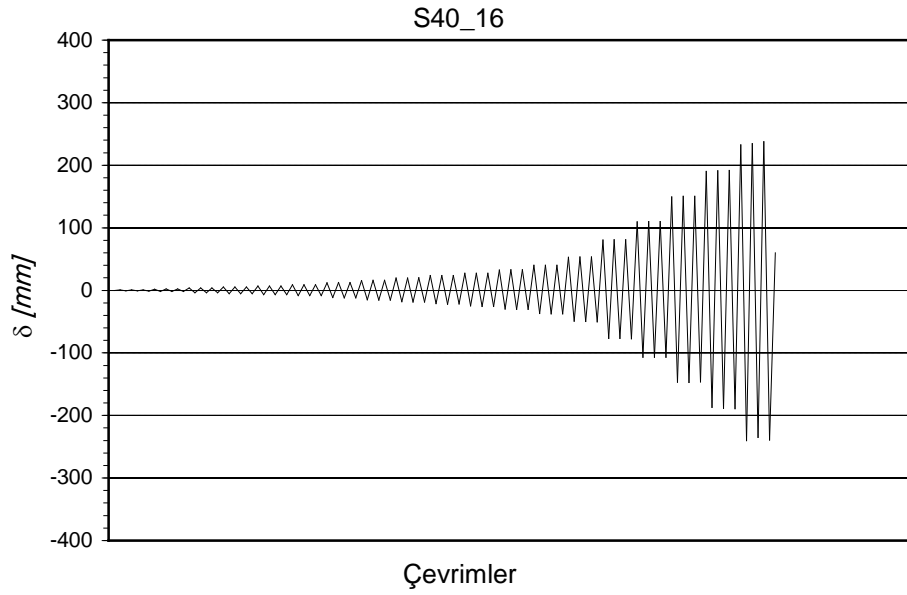
Şekil 4.45 : S35_20Z numunesine ait hasar fotoğrafları.



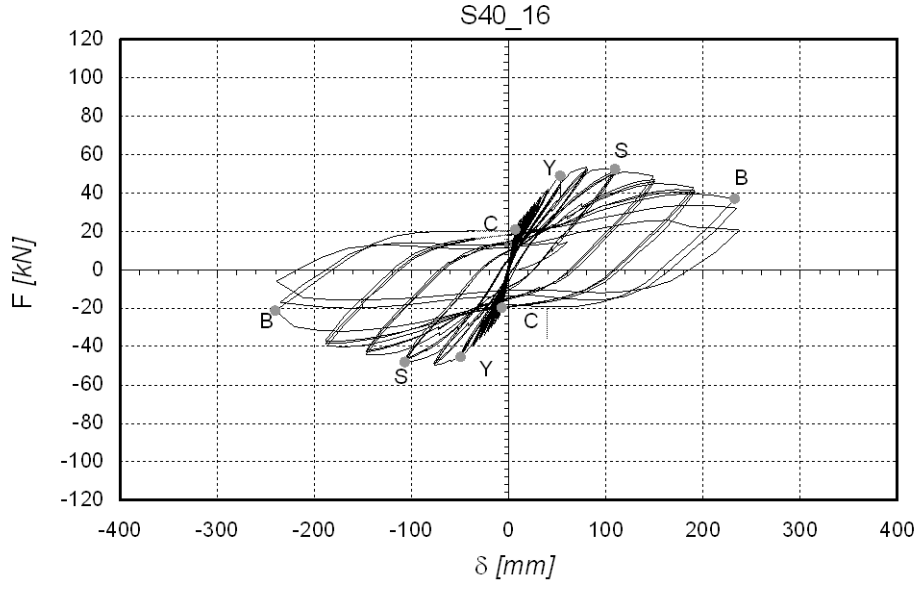
Şekil 4.46 : S35_20Z numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.10 S40_16 Numunesi için değerlendirmeler

S40_16 numunesi ortalama 365 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.47, Şekil 4.48, Şekil 4.49, Şekil 4.50).



Şekil 4.47 : S40_16 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

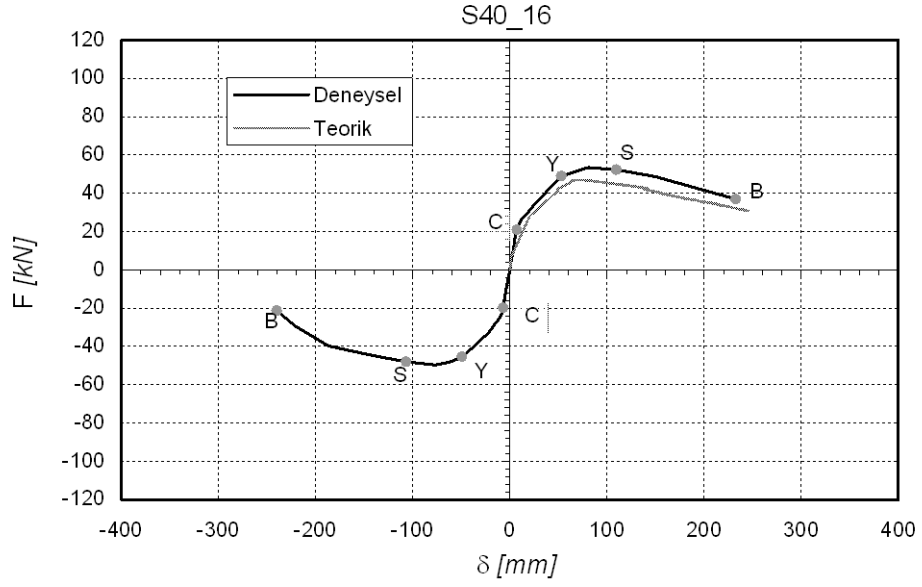


Şekil 4.48 : S40_16 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (**Çizelge 4.14**).

Çizelge 4.14 : S40_16 numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	6.9	20.9
C	-6.9	-19.8
Y	53.1	48.9
Y	-49.4	-45.4
S	109.4	52.3
S	-106.9	-48.0
B	232.5	36.9
B	-240.0	-21.4



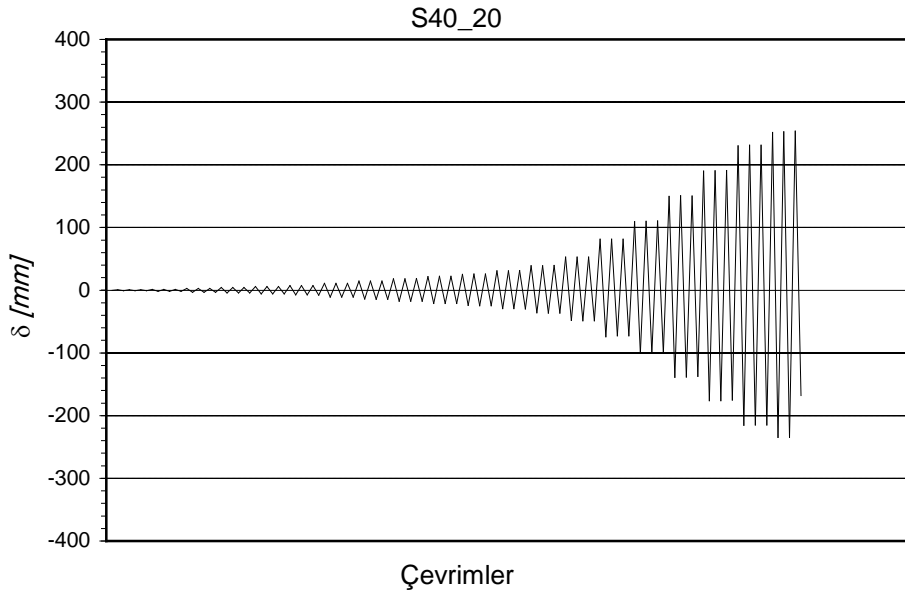
Şekil 4.49 : S40_16 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



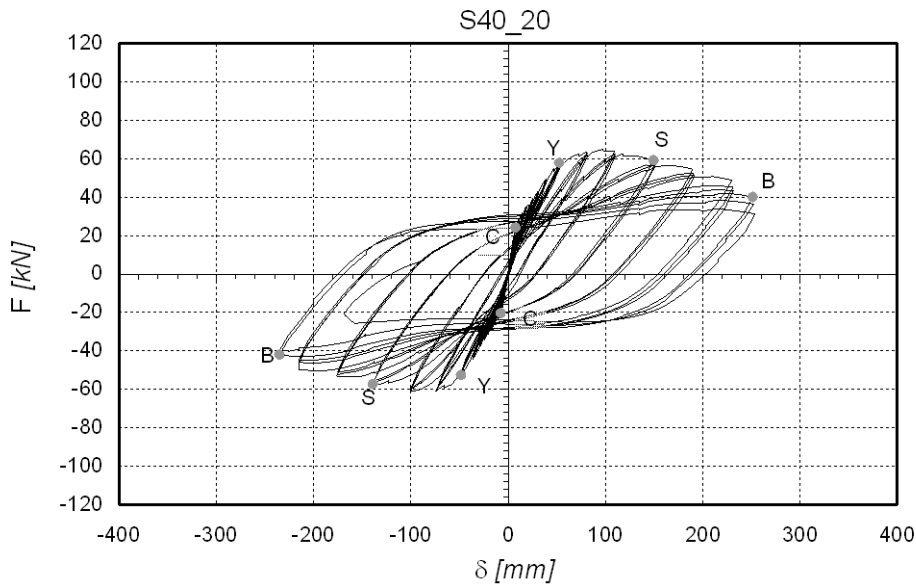
Şekil 4.50 : S40_16 numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.11 S40_20 Numunesi için değerlendirmeler

S40_20 numunesi ortalama 365 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (şekil 4.51, şekil 4.52, şekil 4.53, şekil 4.54, şekil 4.55).



şekil 4.51 : S40_20 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

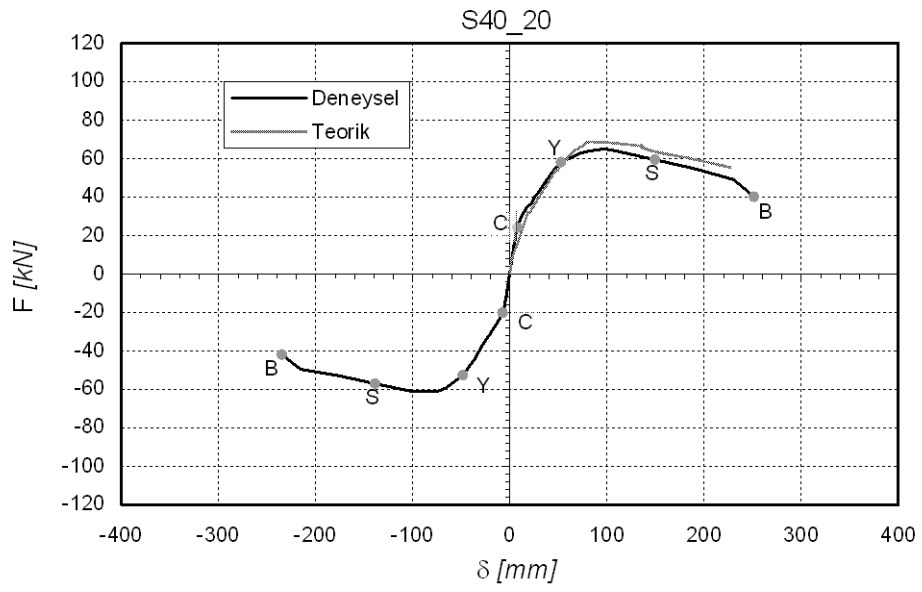


şekil 4.52 : S40_20 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (izelge 4.15).

Çizelge 4.15 : S40_20 numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	7.4	24.2
C	-7.5	-20.3
Y	52.6	58.0
Y	-48.4	-52.6
S	149.5	59.3
S	-138.9	-57.2
B	251.4	40.1
B	-234.9	-42.0



Şekil 4.53 : S40_20 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 4.54 : S40_20 numunesine ait hasar fotoğrafları.

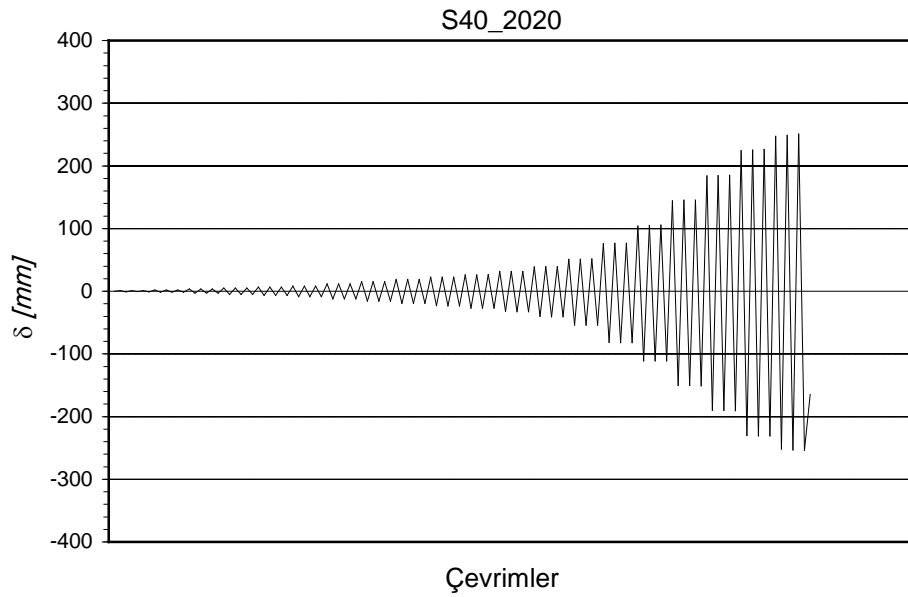


Şekil 4.55 : S40_20 numunesine ait hasar fotoğrafları.

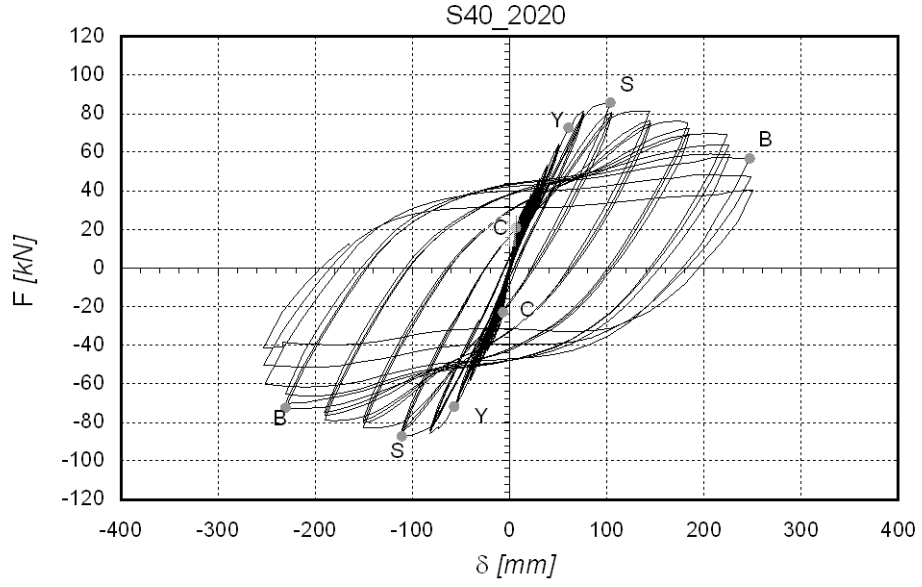
4.1.4.12 S40_2020 Numunesi için değerlendirmeler

S40_2020 numunesi ortalama 365 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir.

Grafik ve fotoğraflar Şekil 4.56, Şekil 4.57, Şekil 4.58, Şekil 4.59'da verilmiştir.



Şekil 4.56 : S40_2020 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

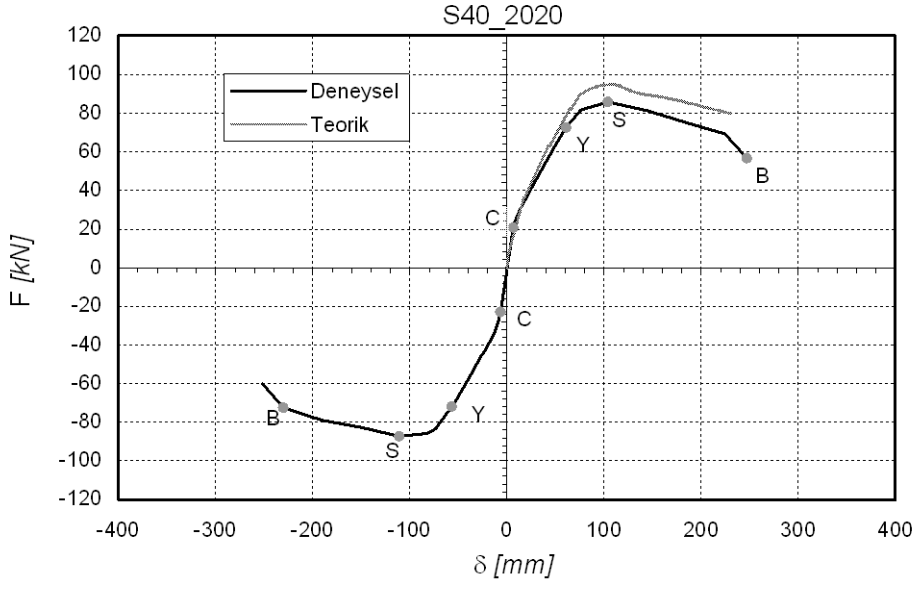


Şekil 4.57 : S40_2020 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (**Çizelge 4.16**).

Çizelge 4.16 : S40_2020 numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	6.7	20.8
C	-6.7	-22.9
Y	60.7	72.6
Y	-56.8	-71.8
S	103.9	85.8
S	-110.9	-87.3
B	247.0	56.7
B	-230.3	-72.5



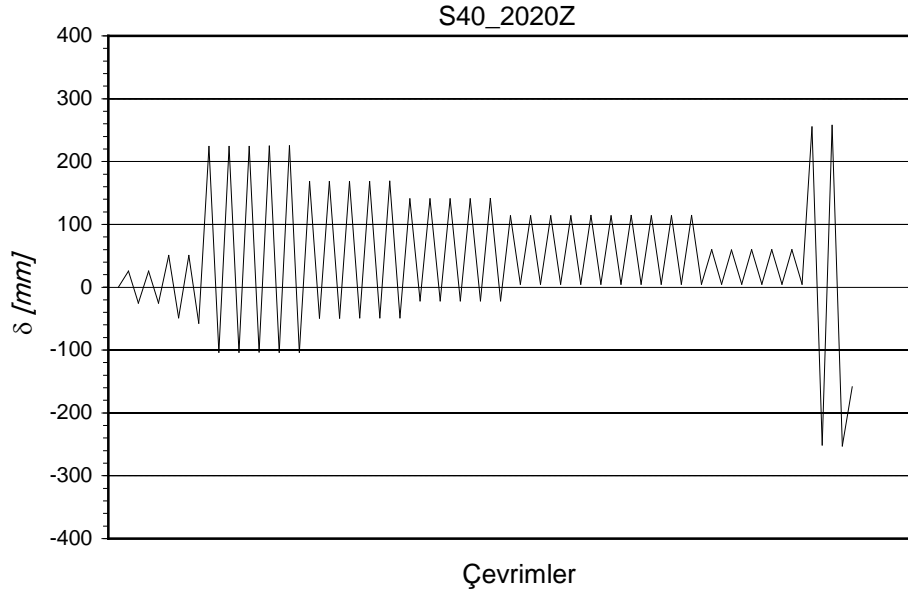
Şekil 4.58 : S40_2020 numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



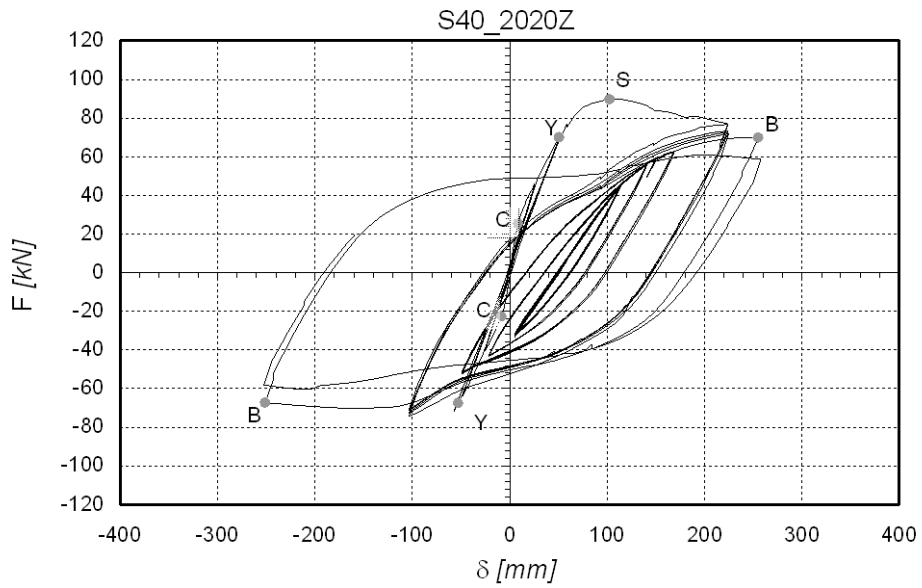
Şekil 4.59 : S40_2020 numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.4.13 S40_2020Z Numunesi için değerlendirmeler

S40_2020Z numunesi ortalama 365 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Kaynağa yakın depremi temsil etmek üzere önerilen yerdeğiştirme çevrimleri uygulanmıştır. Hasarın beklenen düzeye gelmesi için deney sonunda büyük genlikli iki çevrim daha yapılmıştır. Grafik ve fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (şekil 4.60, şekil 4.61, şekil 4.62, şekil 4.63, şekil 4.64).



şekil 4.60 : S40_2020Z numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.

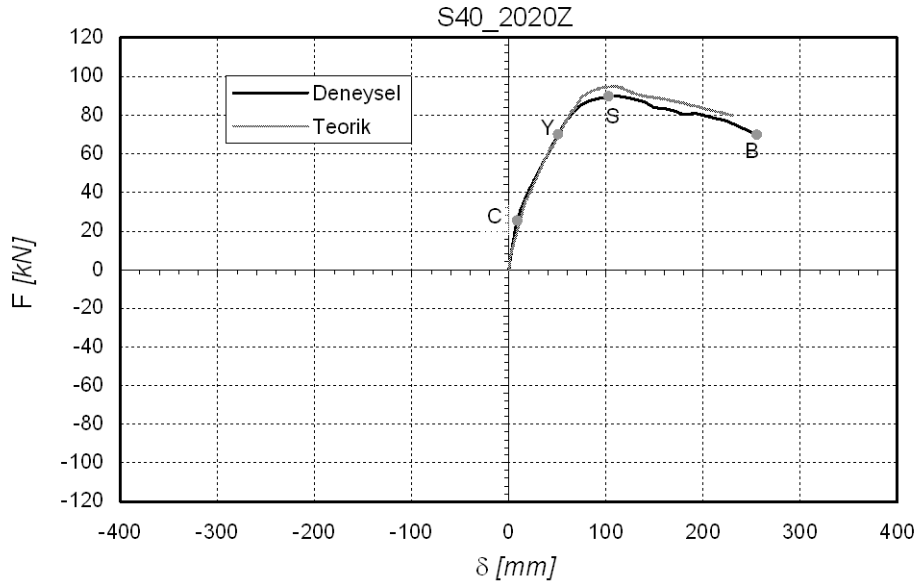


şekil 4.61 : S40_2020Z numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

Belli hasarlara karşı gelen deplasman ve yükler çizelgede gösterilmiştir, (Çizelge 4.17).

Çizelge 4.17 : S40_2020Z numunesi için hasar noktaları.

Hasar Noktası	δ [mm]	F [kN]
C	8.5	25.4
C	-8.7	-22.6
Y	50.6	70.1
Y	-53.0	-67.5
S	102.5	89.8
B	255.2	69.9
B	-251.1	-67.2



Şekil 4.62 : S40_2020Z numunesi için deneysel ve teorik yük-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 4.63 : S40_2020Z numunesine ait hasar fotoğrafları.

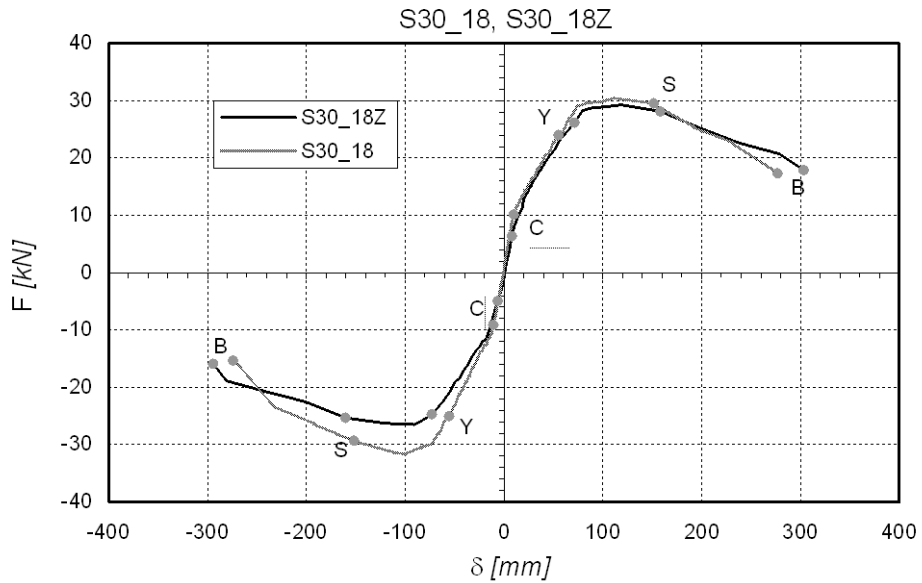


Şekil 4.64 : S40_2020Z numunesine ait hasar fotoğrafları.

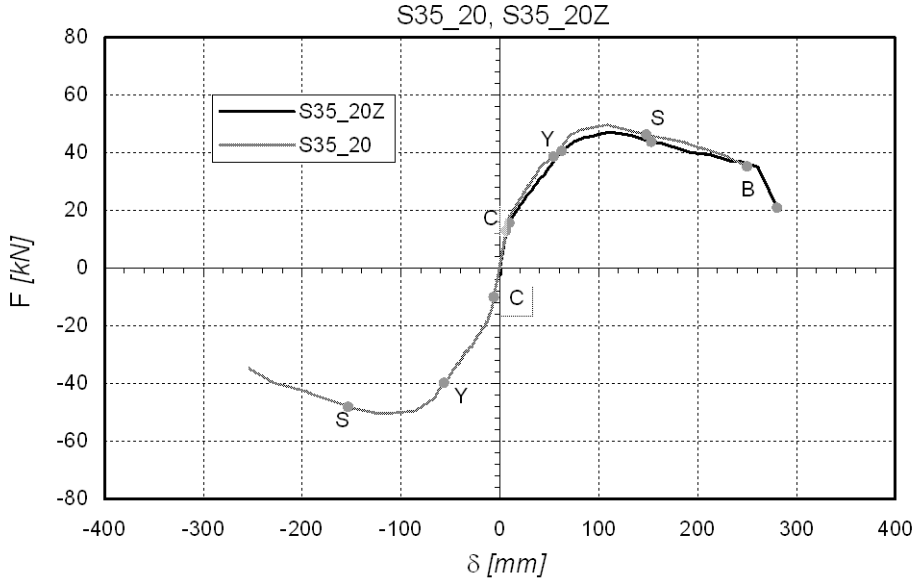
4.1.4.14 Kolon-soket temel birleşimi üzerine karşılaştırmalar

Üç çift numunenin imalat detayları kolon-soket birleşim detayı dışında tamamen aynıdır. Karşılaştırma yapmak üzere bu numunelerin yük-yerdeğiştirme eğrileri aşağıda üst üste çizilmiştir, (Şekil 4.65, Şekil 4.66, Şekil 4.67).

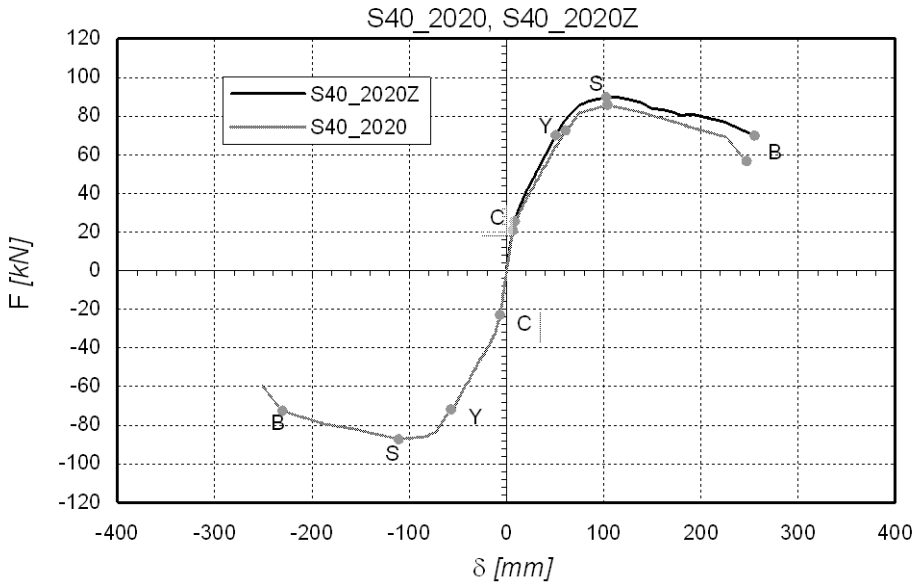
Gerek eğrilerin gerekse kritik hasarları gösteren noktaların birbirine yeterince yakın olduğu görülmektedir. S35_20Z, S40_2020Z numunelerine farklı yerdeğiştirme çevrimlerinin uygulanmasına rağmen durum aynıdır. Bu durum betonarmenin sünek davranışı ve enerji yutma özelliğine bağlanmaktadır.



Şekil 4.65 : S30_18, S30_18Z numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 4.66 : S35_20, S35_20Z numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 4.67 : S40_2020, S40_2020Z numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

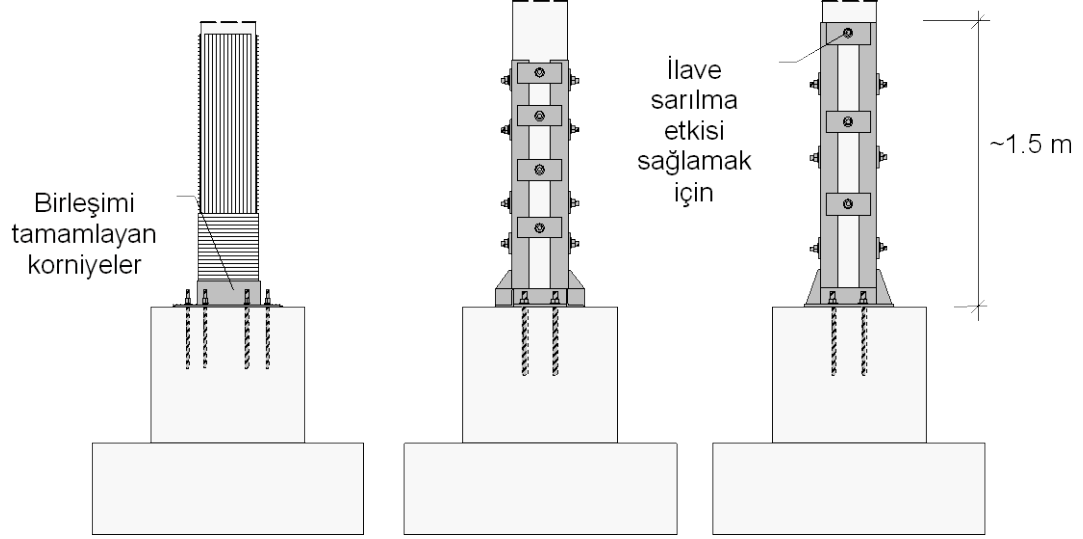
Gerek kolon-soket temel birleşim detayının gerekse deneyde uygulanan yerdeğiştirme çevrimlerinin davranışta önemli bir farka neden olmadığı anlaşılmıştır.

4.1.5 Ağır hasar görmüş prefabrik kolonların geri kazanılması

DeneySEL çalışmaların ikinci aşamasında, prefabrike kolon numunelerin bir kısmı onarım ve güçlendirme sonrasında aynı düzlem içinde aynı yerdeğiştirme çevrimleri

uygulanarak tekrar denenmiştir. Burada betonarme mantolama tekniği üzerinde durulmuştur.

Karbon lif ve çelikle güçlendirme konusunda daha önce aşağıda gösterilen uygulamalara gidilmiştir,(Şekil 4.68), [21].



Şekil 4.68 : Karbon lifle, çelikle güçlendirme uygulamaları.

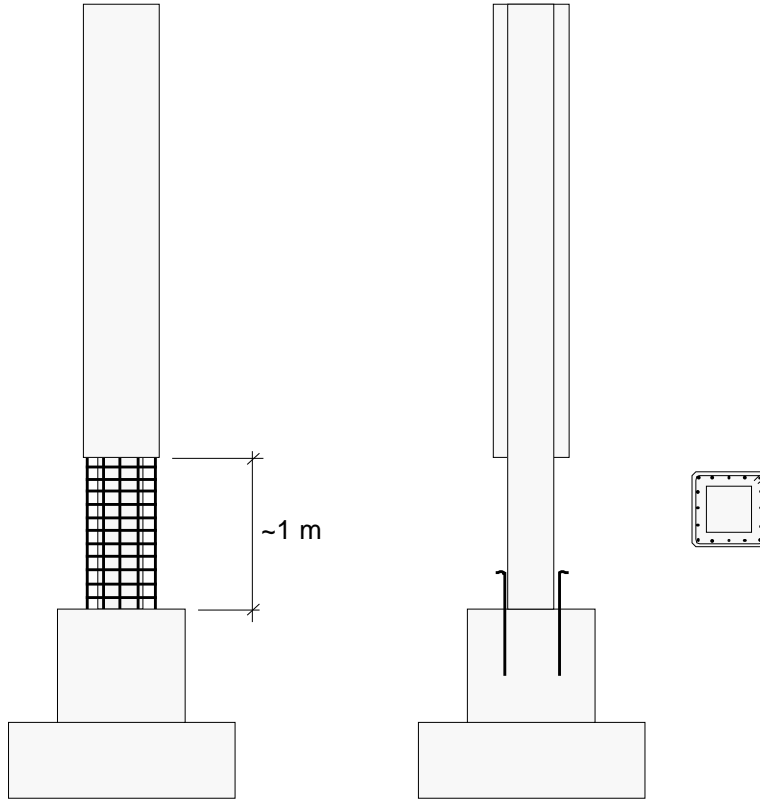
Mantolama ile güçlendirmeye yönelik çalışmada kendiliğinden yerleşen özel bir betona yer verilmiştir. Laboratuvarda geçmişte yapılan güçlendirme çalışmalarında klasik mantolamada ortaya çıkan zorluklarla karşılaşmıştır. Özellikle donatı sıklığı nedeniyle betonun yerleşmesi beklenen düzeyde gerçekleşmemiş ve yeterli beton basınç dayanımına ulaşamamıştır.

Bu sorundan hareketle öncelikle prefabrike kolonları mantolamak suretiyle güçlendirmeyle ilgili iki pilot deney gerçekleştirilmiştir.

Önceden denenmiş, onarılmış ve betonarme mantolamanın ardından tekrar denenerak hasara maruz bırakılmış olan iki prefabrike kolonda mevcut mantoyu kesit zorlarının ve şekildeğiştirmelerin en elverişsiz olduğu kritik bölgede kırıp kolonu yeniden onararak güçlendirme yoluna gidilmiştir, (Şekil 4.69).

Bu amaçla temel çanağının üst hizasından başlayarak yaklaşık 1 m mesafe boyunca manto betonu kırılıp dökülerek eski beton yüzeyine ulaşılmıştır. Bu bölge içinde

kalan çatlaklara epoksi enjekte edilerek donatı-beton yapışması sağlanmış ve ardından kendiliğinden yerleşen özel bir beton kullanılarak manto yenilenmiştir.



Şekil 4.69 : Tekrar onarıp mantoları kısmen yenilenen prefabrike kolonlar.

Kolonlar tersinir tekrarlı yanal yerdeğiştirme çevrimleri uygulanarak yalnız yatay yük etkisi altında denenmiştir. Yenilenen mantoda ince eğilme çatlakları ortaya çıksa da esas göçmenin çanak-kolon birleşimini sağlayan sertleşmiş betonun ezilip sıyrılmasıyla meydana geldiği gözlenmiştir.

Buradan dökülen özel betonun yeterince iyi yerleştiği anlaşılmıştır, (**Şekil 4.70**). Deney sırasında eski manto betonu ile yeni dökülen betonun birleşimi civarında da hasar oluşabileceği endişesine rağmen böyle bir hasar gözlenmemiştir.



Şekil 4.70 : Yenilenen mantoda ve eski çanak betonundaki hasar durumu.

S30_14, S30_14M, S30_16, S30_18 numuneleri de kendiliğinden yerleşen beton kullanılarak mantolama tekniği ile güçlendirilmiştir, (Şekil 4.71).



Şekil 4.71 : Güçlendirme öncesinde desteklenen hasarlı dört numune.

30x30 cm kesitli 4 m yüksekliğindeki bu numuneler için güçlendirme aşamasında kullanılan manto kalınlığı dört tarafta 7.5 cm'dir. 45x45 cm'ye ulaşan mantolanmış kesitler içinde yaklaşık 0.01 oranında ilave boyuna donatı kullanılmıştır. S30_14M numunesi için 1 m, diğerleri için 2 m manto yüksekliği uygulanmıştır. Endüstri binalarında kaçınılmaz olarak yer alan tesisat boruları gibi detayları gözönüne almak amacıyla kolonlar tümüyle mantolanmamış $\frac{1}{4}$ veya $\frac{1}{2}$ yüksekliklere kadar mantolama yoluna gidilmiştir.

Manto betonu dökülmeden önce ağır hasarlı numuneler desteklenerek emniyete alınmıştır, (Şekil 4.71). Kırılmış beton parçaları hasarlı bölgeden uzaklaştırılarak çatlaklara epoksi enjekte edilmiş ve burkulmanın sonrasında kopan boyuna donatıların iki yanına aynı çapta kısa donatılar kaynaklanmıştır.

Manto içinde yer alacak boyuna donatılar çanak temelde açılan delikler içine kimyasal olarak yapıştırılmışlardır, (Şekil 4.72). Manto içerisinde $\bar{\Phi}8/5$ cm etriye kullanılmıştır; yani etriye aralıkları boyuna donatı çapının yaklaşık 3 katı tutulmuştur.



Şekil 4.72 : Kayma kamaları, boyuna ve enine donatıların yerleştirilmesi.

Manto ile eski betonun birlikte çalışabilmesi için yine donatı çubuğundan L şeklinde kayma kamaları kullanılmıştır. Kolon gövdesinde açılan deliklerden yeterli uzunlukta kesilen donatı çubukları geçirilip dışarıda kalan uç kısımlar 90° eğilmiştir.

Numuneler ilk deneylerle aynı düzeydeki normal kuvvet altında ve ilk deneylerdeki yerdeğiştirme çevrimleri uygulanarak denenmişlerdir. Manto betonu için kırılan üç silindirin basınç dayanımı ile ortalama dayanım aşağıda verilmiştir, (Çizelge 4.18). İsimlere eklenen 'R' harfi numunenin onarılıp güçlendirilmiş olduğunu göstermektedir.

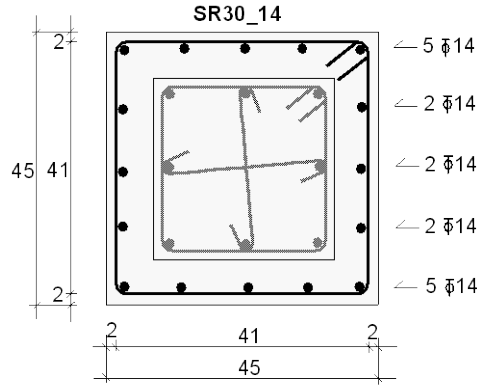
Çizelge 4.18 : Silindir basınç dayanımları.

f_{c1} [MPa]	f_{c2} [MPa]	f_{c3} [MPa]	f_{cm} [MPa]
36.0	40.2	27.7	34.6

4.1.5.1 SR30_14 Numunesi için değerlendirmeler

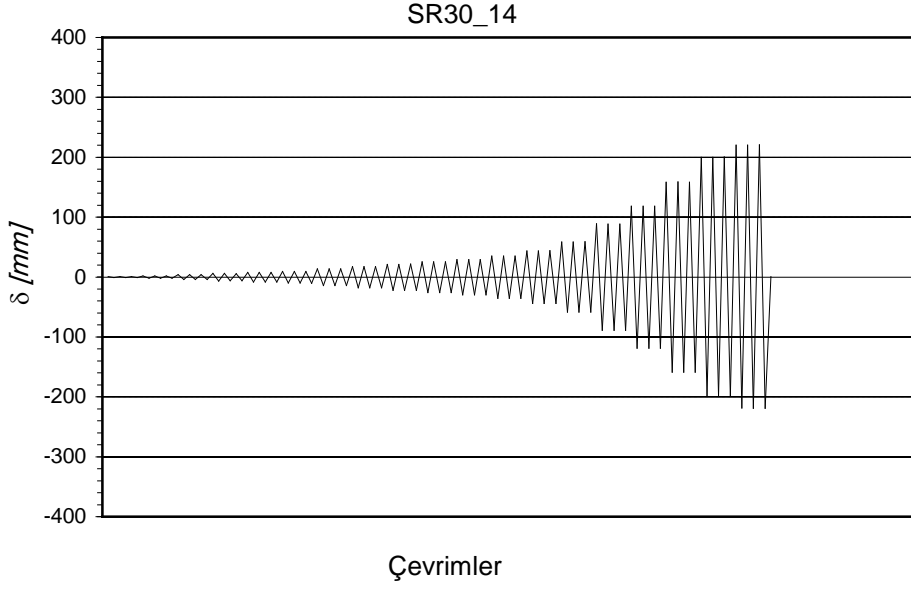
SR30_14 numunesinin mantolanmış kesiti aşağıda gösterildiği gibidir, (Şekil 4.73).

Bu numune için manto yüksekliği 1 m seçilmiştir.

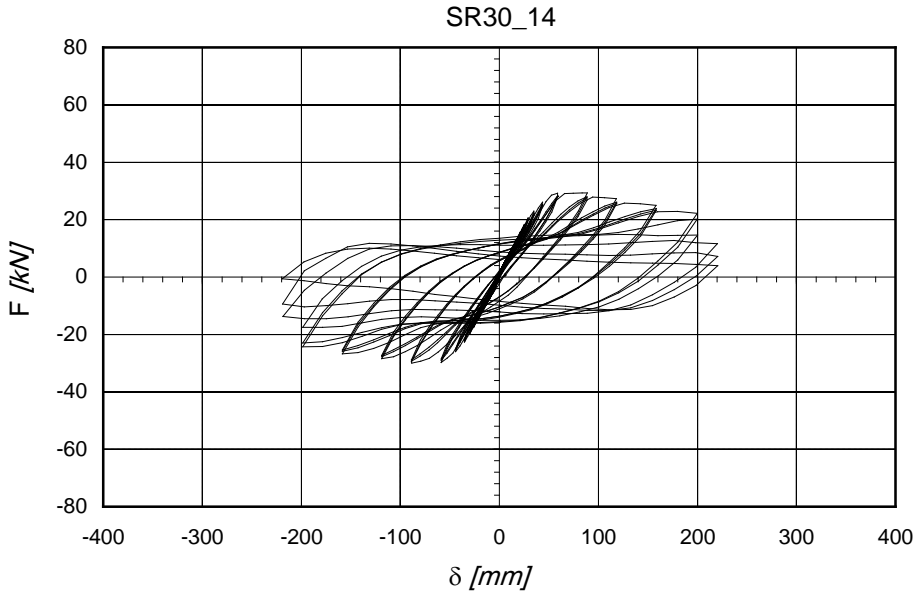


Şekil 4.73 : SR30_14 numunesinin mantolanmış kesiti.

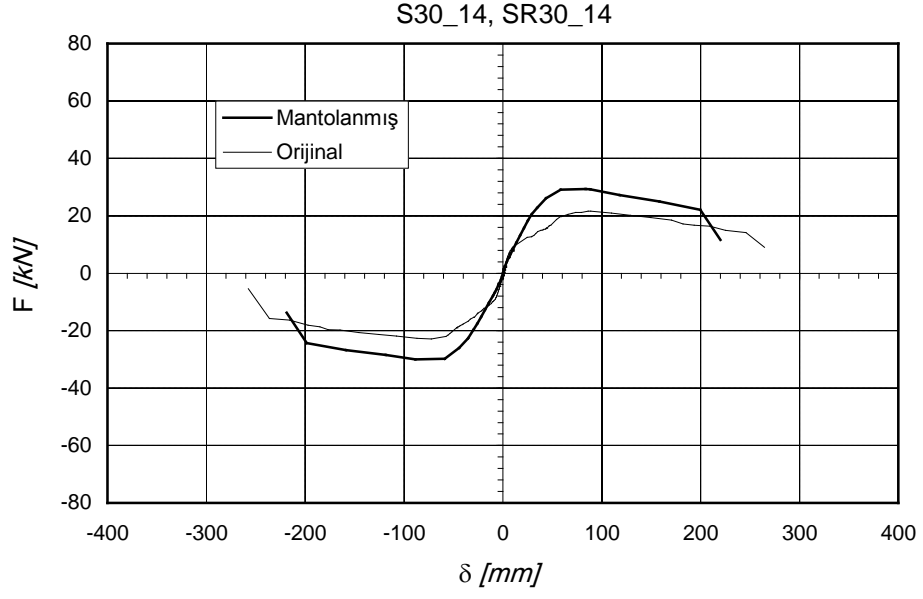
SR30_14 numunesi ortalama 130 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Yük-yerdeğiştirme eğrileri ve deney sırasında meydana gelen hasarı gösteren fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.74, Şekil 4.75, Şekil 4.76, Şekil 4.77). Yük-yerdeğiştirme eğrileri arasında güçlendirmeden önce ve sonraki davranışı gösteren zarf eğrileri de bulunmaktadır. Hasar durumuna bakıldığında mantonun üstünde kalan kritik kesimde plastik mafsallın geliştiği görülmektedir.



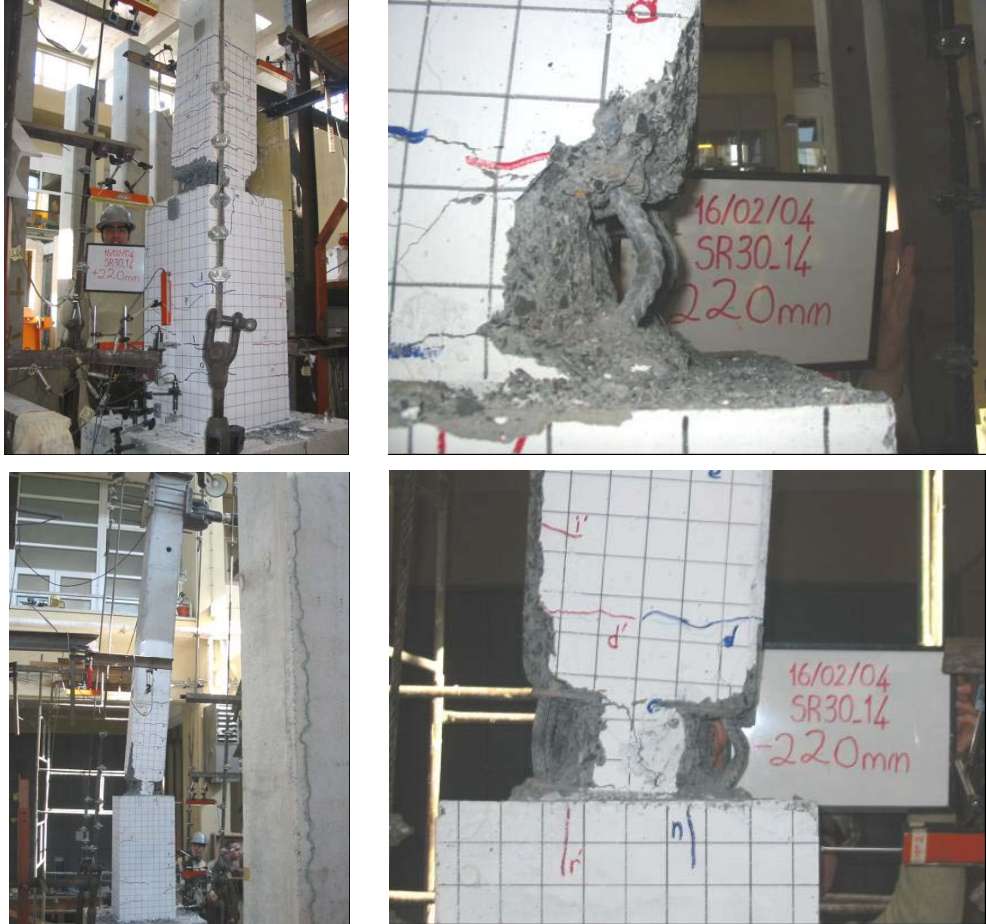
Şekil 4.74 : SR30_14 numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.



Şekil 4.75 : SR30_14 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.



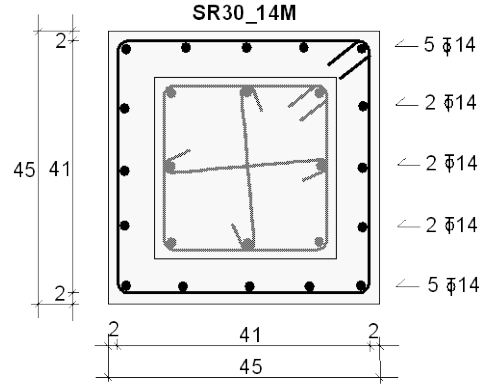
Şekil 4.76 : S30_14, SR30_14 numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrilerinin zarfları.



Şekil 4.77 : SR30_14 numunesine ait hasar fotoğrafları.

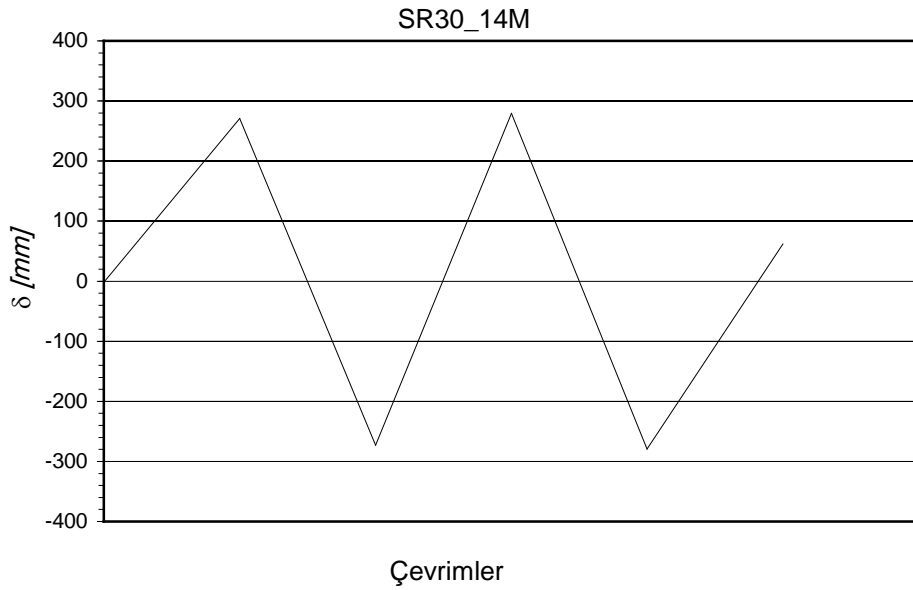
4.1.5.2 SR30_14M Numunesi için değerlendirmeler

SR30_14M numunesinin mantolanmış kesiti aşağıda gösterildiği gibidir, (Şekil 4.78). Bu numune için manto yüksekliği 2 m seçilmiştir.

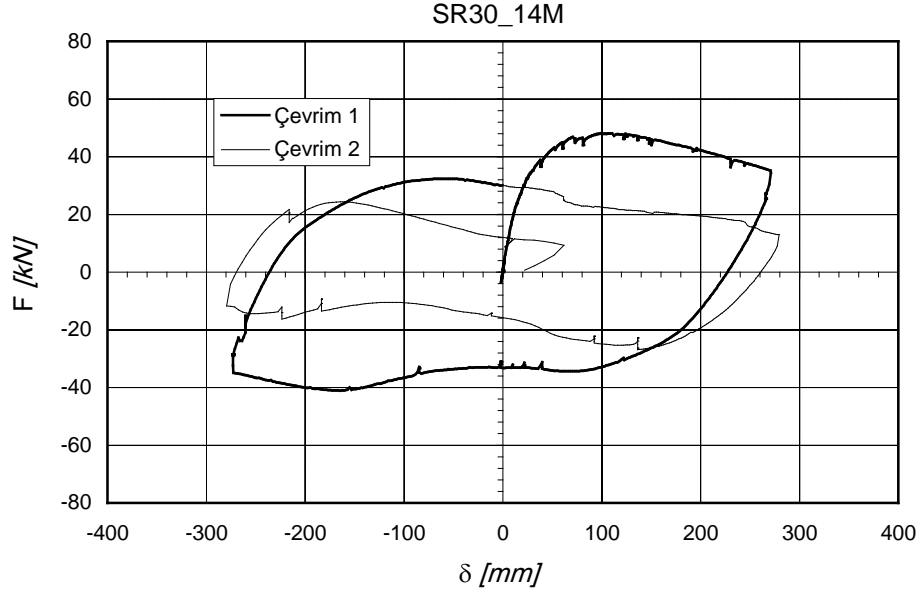


Şekil 4.78 : SR30_14M numunesinin mantolanmış kesiti.

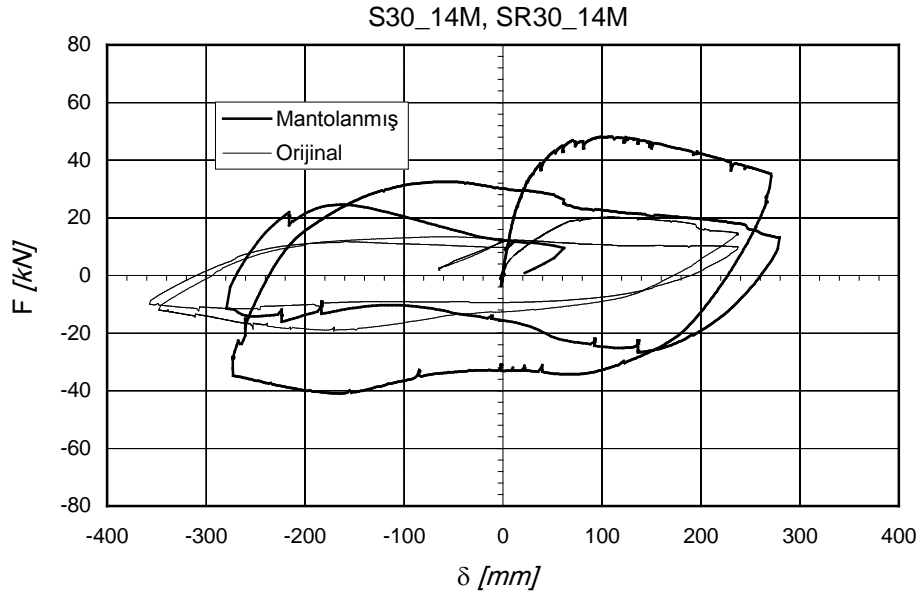
SR30_14M numunesi ortalama 130 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Yük-yerdeğiştirme eğrileri ve deney sırasında meydana gelen hasarı gösteren fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.79, Şekil 4.80, Şekil 4.81, Şekil 4.82). Yük-yerdeğiştirme eğrileri arasında güçlendirmeden önceki davranışı gösteren eğriler de verilmiştir. Hasar durumu incelendiğinde mantonun üstünde kalan kritik kesimde plastik mafsallın geliştiği görülmektedir.



Şekil 4.79 : SR30_14M numunesine uygulanan yerdeğiştirme çevrimleri.



Şekil 4.80 : SR30_14M numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 4.81 : S30_14M, SR30_14M numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrileri.

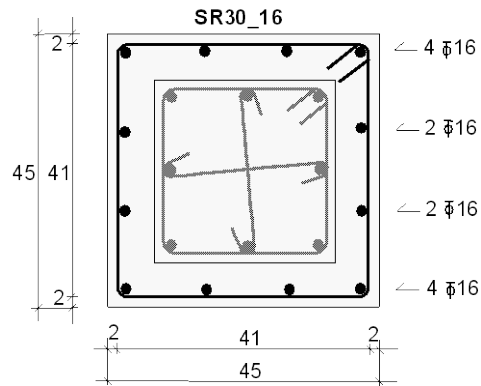


Şekil 4.82 : SR30_14M numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.5.3 SR30_16 Numunesi için değerlendirmeler

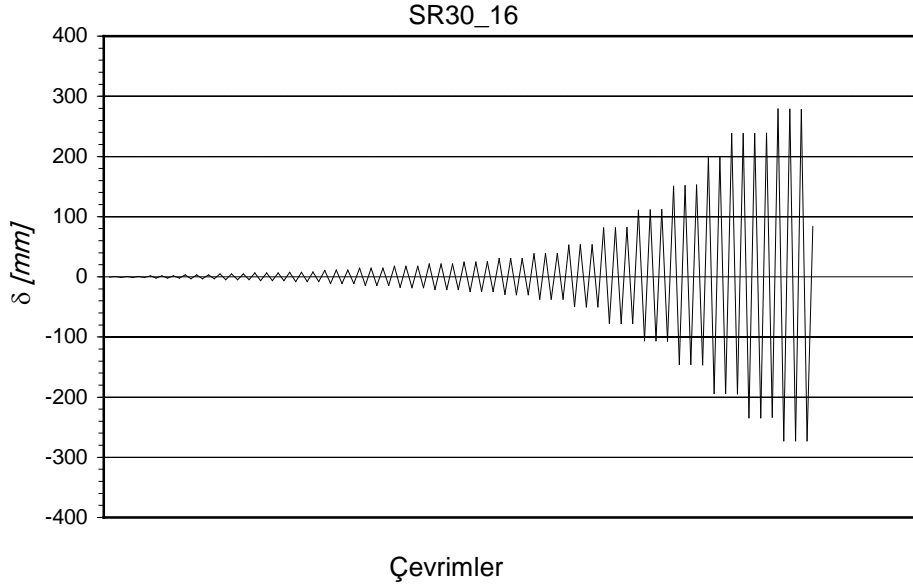
SR30_16 numunesinin mantolanmış kesiti aşağıda gösterildiği gibidir, (Şekil 4.83).

Bu numune için manto yüksekliği 2 m seçilmiştir.

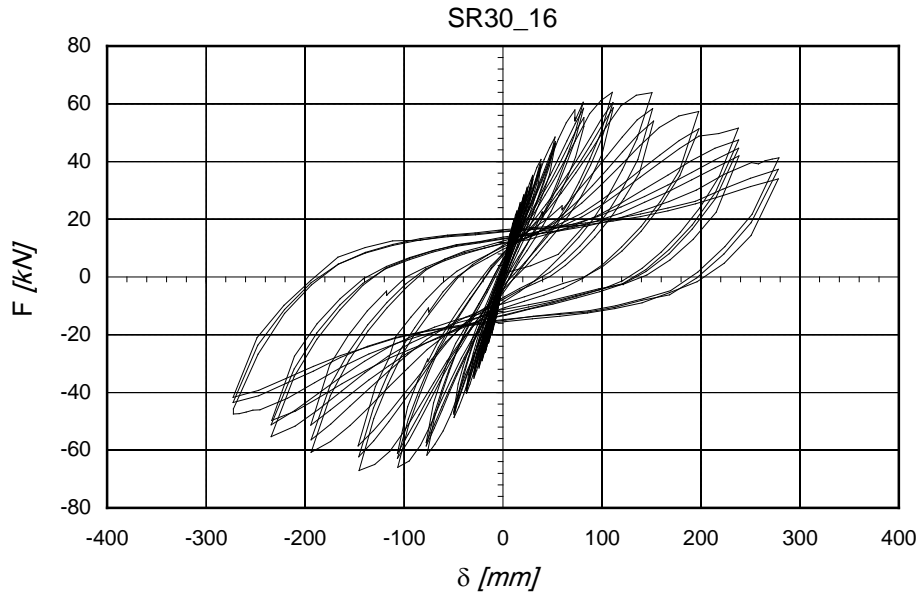


Şekil 4.83 : SR30_16 numunesinin mantolanmış kesiti.

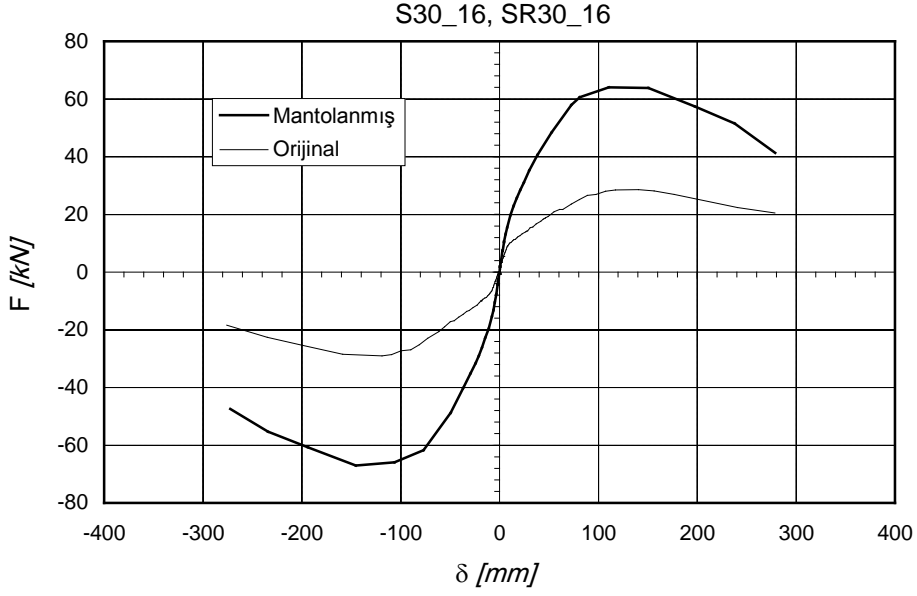
SR30_16 numunesi ortalama 180 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Yük-yerdeğiştirme eğrileri ve deney sırasında meydana gelen hasarı gösteren fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (şekil 4.84, şekil 4.85, şekil 4.86, şekil 4.87). Yük-yerdeğiştirme eğrileri arasında g¼c¼lendirmeden önce ve sonraki davranışı gösteren zarf eğrileri de bulunmaktadır. Mantonun ¼anađa birleştiği kesimde esas hasar meydana gelmiş; ¼anak betonu ezilmiştir.



şekil 4.84 : SR30_16 numunesine uygulanan yerdeğiştirme ¼evrimleri.



şekil 4.85 : SR30_16 numunesi i¼in yük-yerdeğiştirme eğrileri.



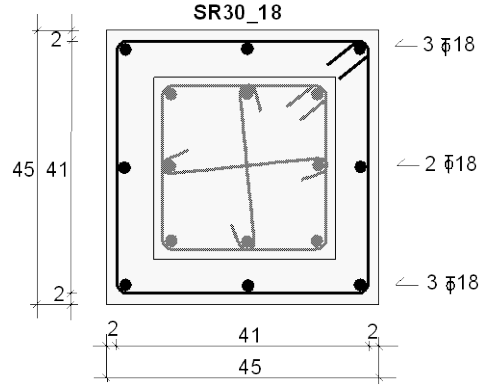
Şekil 4.86 : S30_16, SR30_16 numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrilerinin zarfları.



Şekil 4.87 : SR30_16 numunesine ait hasar fotoğrafları.

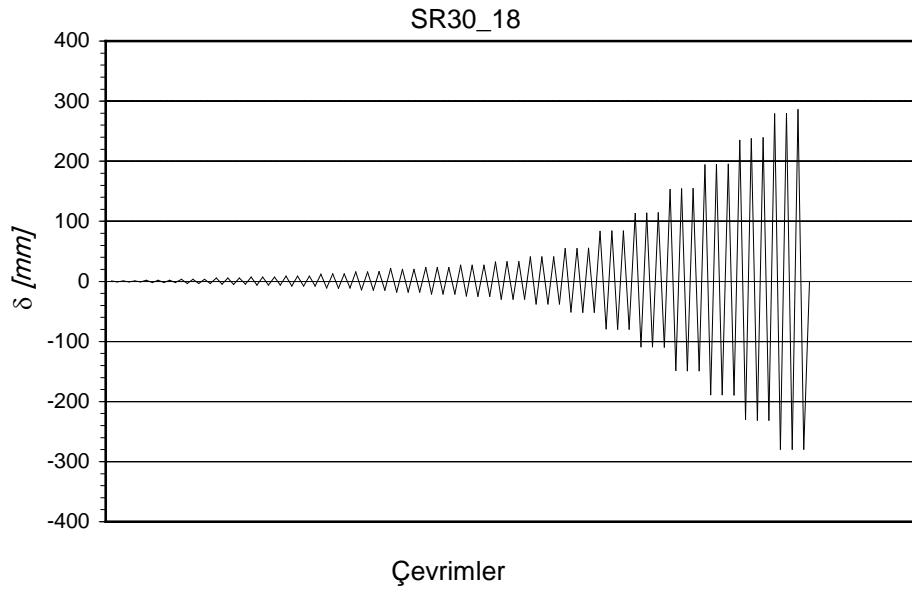
4.1.5.4 SR30_18 Numunesi için değerlendirmeler

SR30_18 numunesinin mantolanmış kesiti aşağıda gösterildiği gibidir, (şekil 4.88). Bu numune için manto yüksekliği 2 m seçilmiştir.

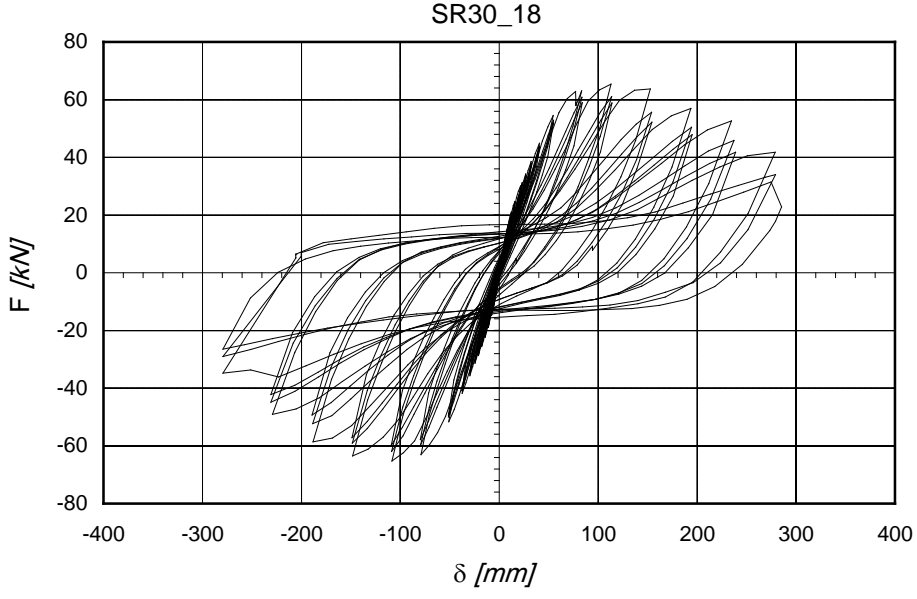


şekil 4.88 : SR30_18 numunesinin mantolanmış kesiti.

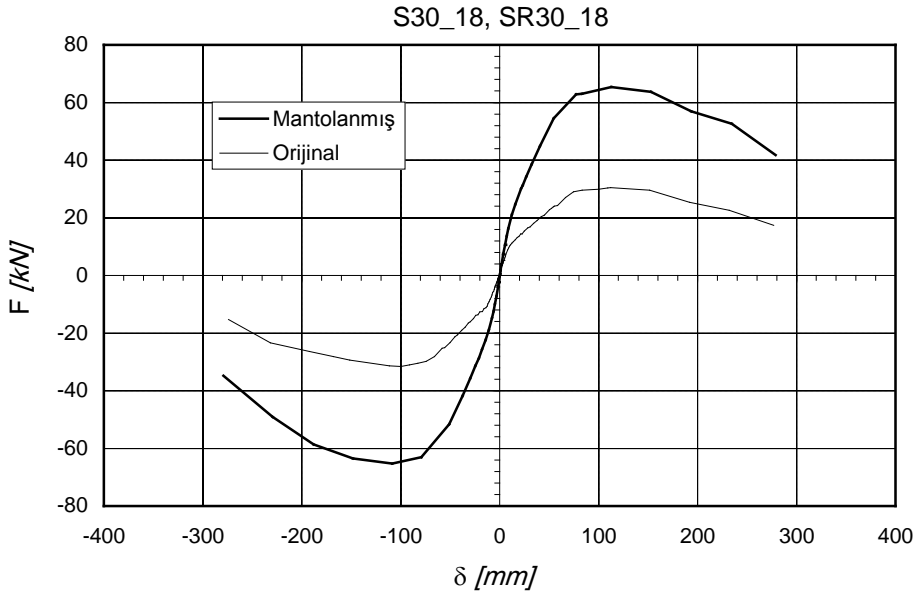
SR30_18 numunesi ortalama 210 kN normal kuvvet uygulanarak denenmiştir. Yük-yerdeğiştirme eğrileri ve deney sırasında meydana gelen hasarı gösteren fotoğraflar aşağıda verilmiştir, (şekil 4.89, şekil 4.90, şekil 4.91, şekil 4.92). Yük-yerdeğiştirme eğrileri arasında güçlendirmeden önce ve sonraki davranışı gösteren zarf eğrileri de bulunmaktadır. Esas hasar mantonun anağa birleştiği yerde oluşmuştur. Çanak betonu ezilmiş, kırılmış ve donatılar açığa çıkmıştır.



şekil 4.89 : SR30_18 numunesine uygulanan yerdeğiştirme evrimleri.



Şekil 4.90 : SR30_18 numunesi için yük-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 4.91 : S30_18, SR30_18 numuneleri için yük-yerdeğiştirme eğrilerinin zarfları.



Şekil 4.92 : SR30_18 numunesine ait hasar fotoğrafları.

4.1.5.5 Güçlendirmeden elde edilen genel sonuçlar

Önemli düzeyde hasar görmüş kolonlar betonarme mantolama ile geri kazanılabilmektedir. Mantolama çanak üstünden itibaren $h/4$ yükseklikte kesildiğinde göçme bu seviyede mafsallaşma ile gerçekleşmekte ve 0.01 oranında manto donatısı ile taşıma kapasitesi yaklaşık olarak orijinal kolonun 1.5 katı düzeyine ulaşmaktadır. Mantolama kolon yarı yüksekliğine dek uygulandığında ise taşıma kapasitesi yaklaşık olarak orijinal kolonun 2 katı düzeyine çıkmakta ve göçme modunu değiştirerek çanaktan sökülmeye dönüştürmektedir.

Aynı yük seviyesinde orijinal numune ile güçlendirilmiş numunenin yerdeğistirmeleri karşılaştırıldığında bölgesel mantolama ile mevcut yapılarda göçmeye neden olabilecek büyük yatay yerdeğistirmelerin önlenilebileceği ve böylelikle ikinci mertebe etkilerin azaltılabileceği düşünülmektedir.

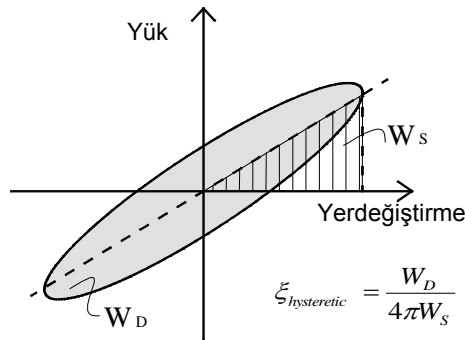
4.2 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

4.2.1 Sönüm oranları

Yatay yük-yerdeğiştirme çevrimlerinden faydalanarak aşağıda verilen bağıntıdan histeritik sönüm oranı ve buna bağlı olarak eşdeğer sönüm oranı hesaplanabilmektedir.

$$\xi_{eq} = 0.05 + \beta \xi_{hysteretic} = 0.05 + \beta (W_D / (4\pi W_S)) \quad (4.1)$$

Bağıntıdaki 0.05 sabit değeri betonarme yapılar için deprem yönetmeliğinde öngörülen viskoz sönüm oranını temsil etmektedir. β ise 0.33~1.0 arasında değişen bir katsayıdır, [22]. W_D çevrim sonunda yutulan toplam enerjiyi, W_S şekildeğiştirme enerjisini göstermektedir, (Şekil 4.93).

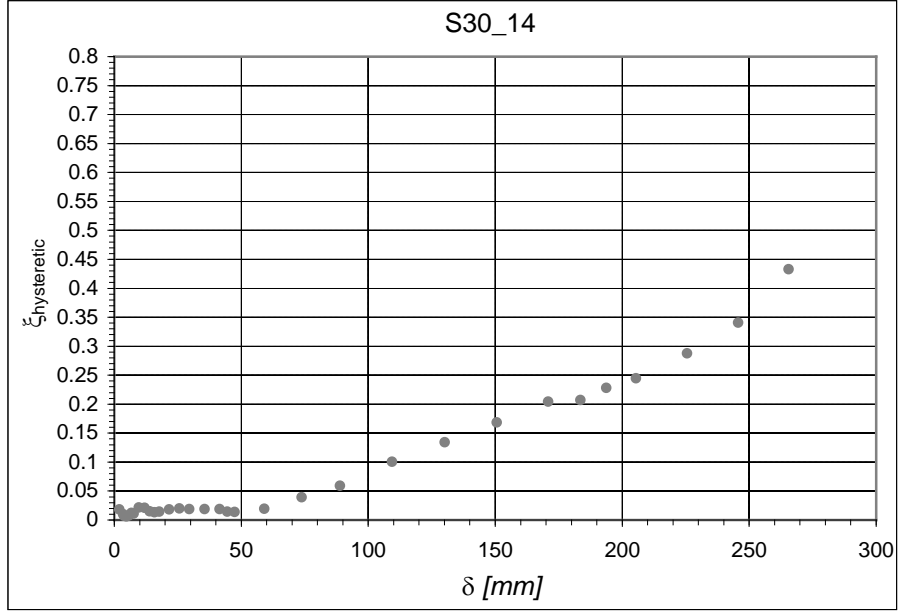


Şekil 4.93 : Yutulan toplam enerji ve şekildeğiştirme enerjisi.

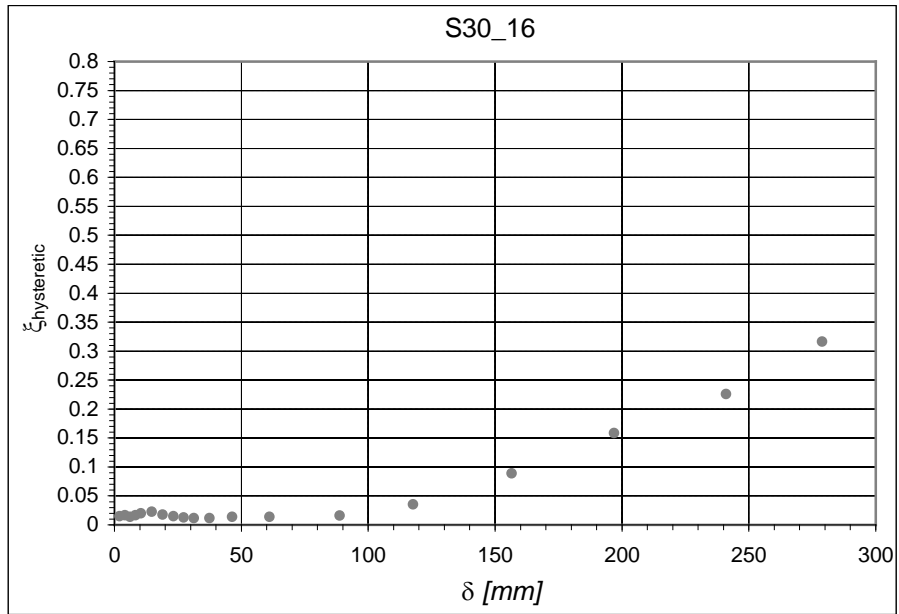
Yapılan hesaplar sonunda, görelî kat ötelemesi için deprem yönetmeliğinde tanımlanan sınır değerler ele alındığında histeritik sönüm oranının ihmal edilebileceği görülmüştür. Ancak büyük genlikli çevrimler için histeritik sönüm oranı 0.40 gibi büyük değerlere ulaşabilmektedir.

4.2.1.1 Orijinal kolonlarda sönüm oranları

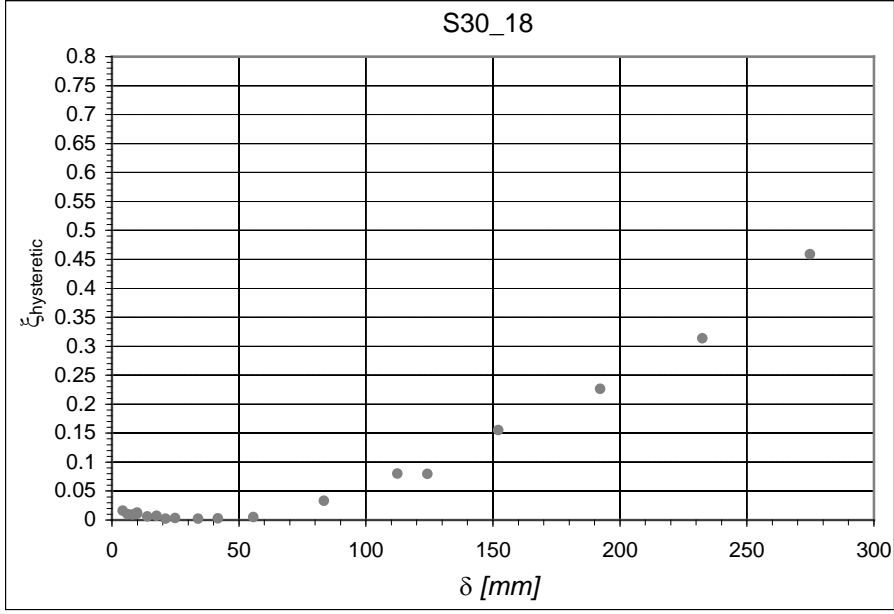
Örnek olarak, S30_14, S30_16 ve S30_18 orijinal numuneleri için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirme genliğine bağlı olarak ne kadar değiştiği aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.94, Şekil 4.95, Şekil 4.96).



Şekil 4.94 : S30_14 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.

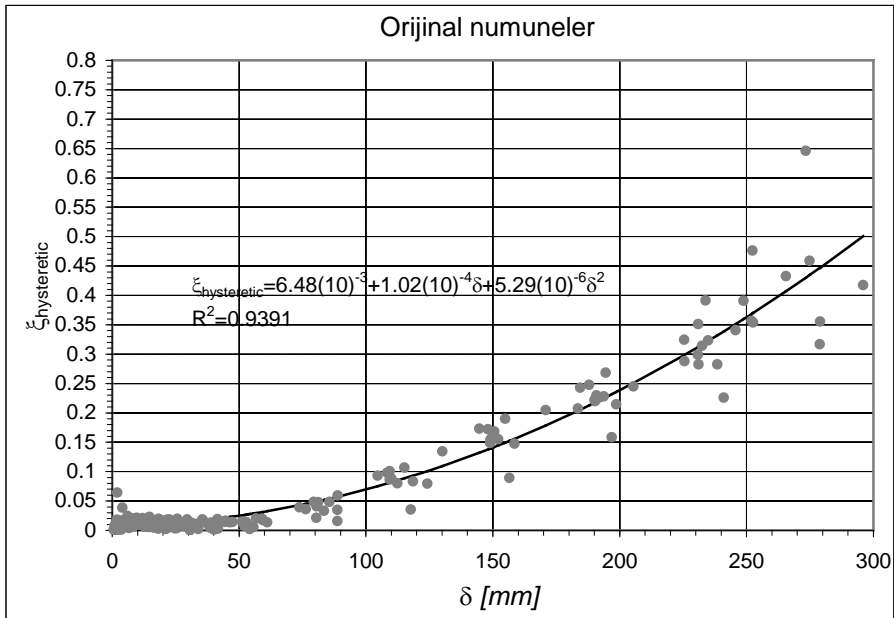


Şekil 4.95 : S30_16 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.



Şekil 4.96 : S30_18 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.

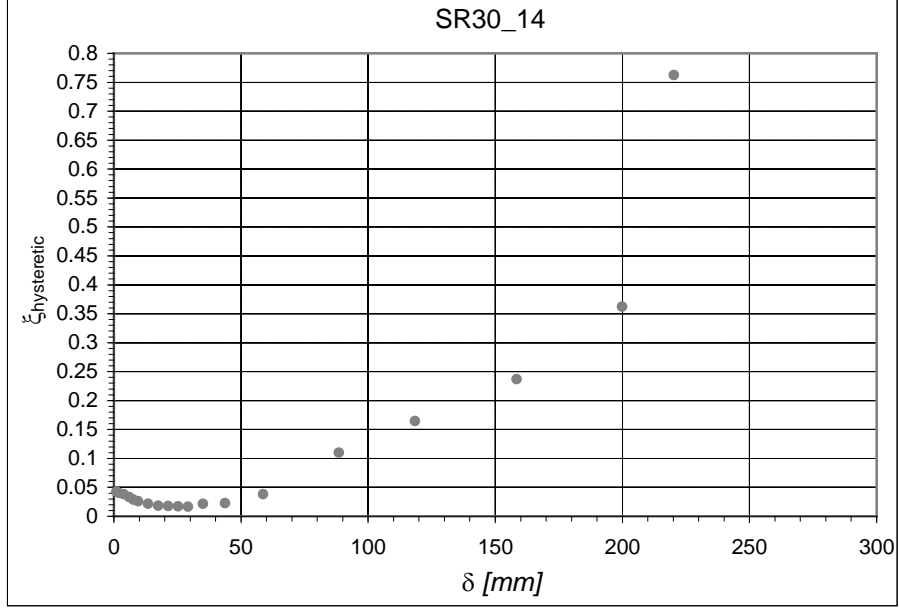
Orijinal numunelerin tamamı ele alındığında, histeritik sönüm oranı yerdeğiştirme genliğine bağlı olarak **Şekil 4.97**'de verildiği gibi artmaktadır. Burada genel durumu temsil etmesi için ikinci dereceden bir yaklaşım eğrisi de geçirilmiştir, (**Şekil 4.97**).



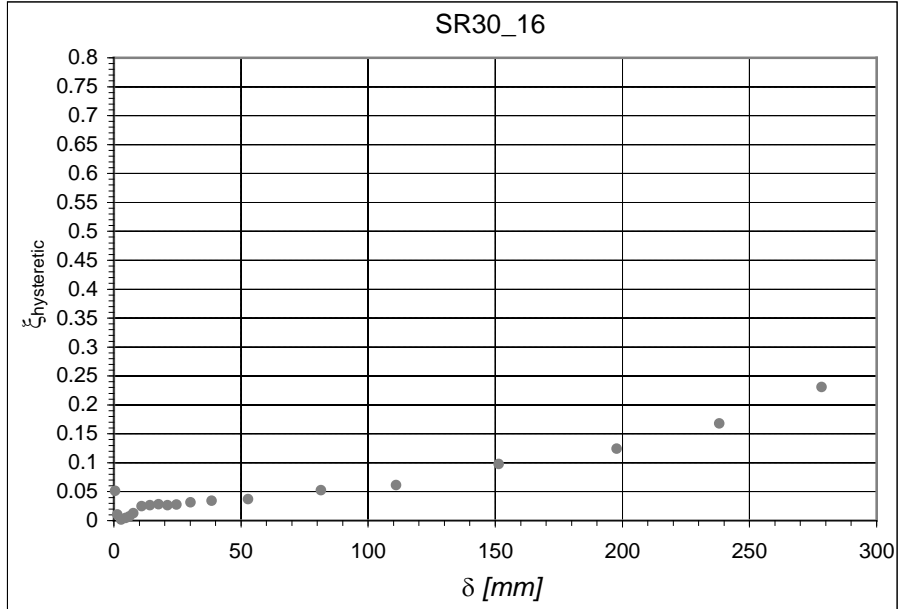
Şekil 4.97 : Orijinal numuneler için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.

4.2.1.2 Güçlendirilmiş kolonlarda sönüm oranları

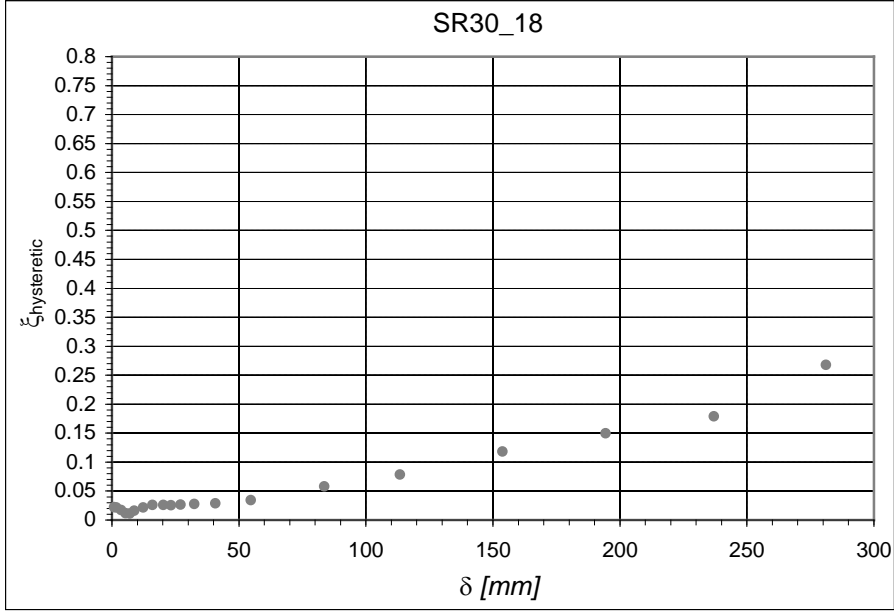
Yine örnek olması amacıyla, güçlendirilmiş SR30_14, SR30_16, SR30_18 numunelerinde histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye göre değişimi gösterilmiştir, (Şekil 4.98, Şekil 4.99, Şekil 4.100).



Şekil 4.98 : SR30_14 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.

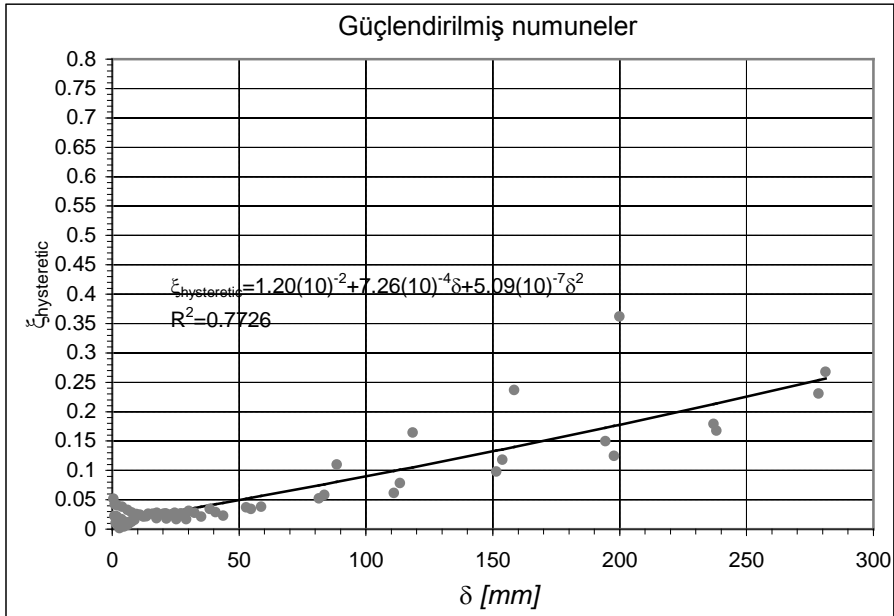


Şekil 4.99 : SR30_16 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.



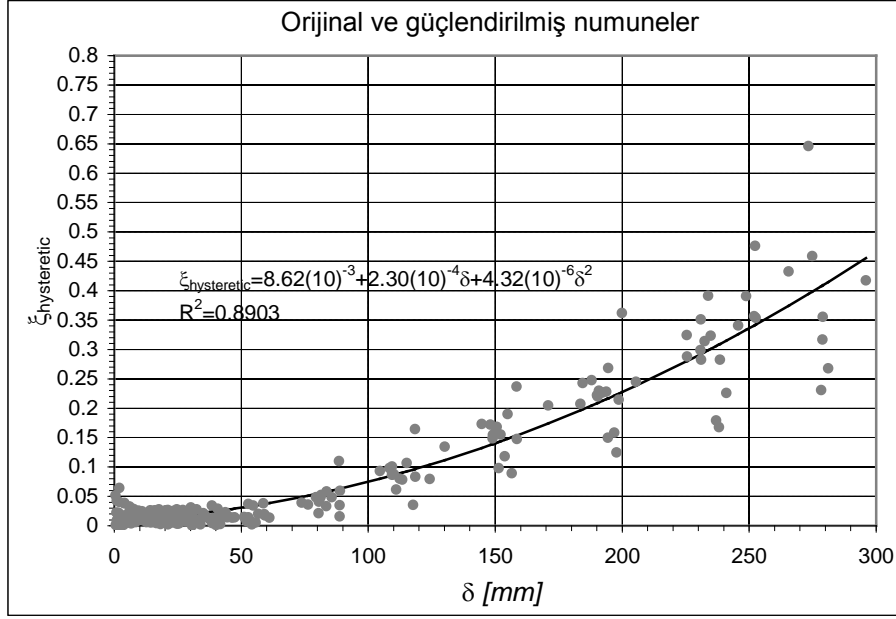
Şekil 4.100 : SR30_18 numunesi için histeritik sönüm oranının yerdeğıştirmeye bağı olarak değışimi.

Güçlendirilmiş numunelerin hepsi için histeritik sönüm oranı değışimi ve ikinci dereceden yaklaşım eğrisi Şekil 4.101’de verilmiştir.



Şekil 4.101 : Güçlendirilmiş numuneler için histeritik sönüm oranının yerdeğıştirmeye bağı olarak değışimi.

Orijinal ve güçlendirilmiş numunelerin tamamı için değışim Şekil 4.102’de verilmiştir.



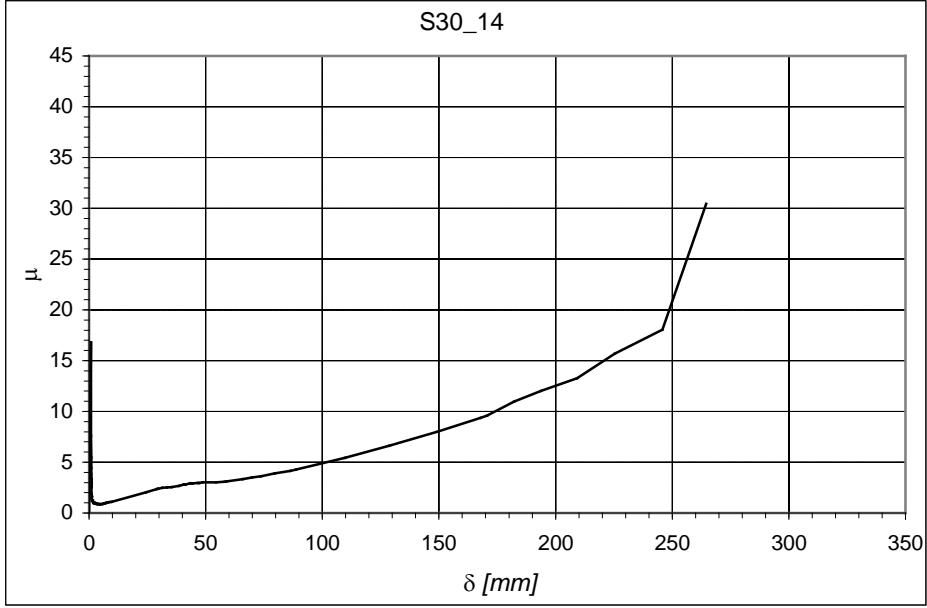
Şekil 4.102 : Tüm numuneler için histeritik sönüm oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak değişimi.

4.2.2 İdealleştirilmiş yük-yerdeğiştirme eğrileri ve yatay yük azaltma katsayıları

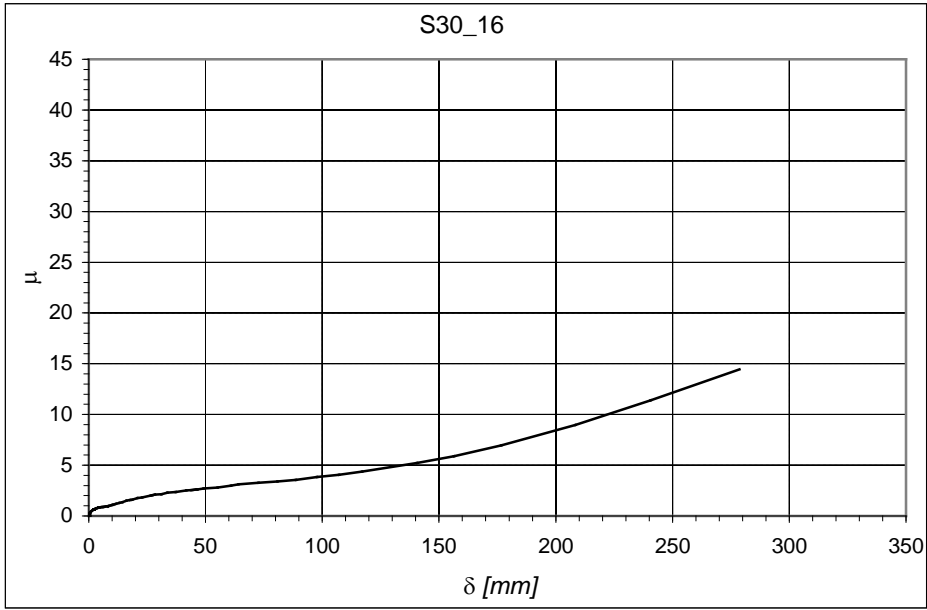
İdealleştirilmiş yük-yerdeğiştirme eğrilerini elde edebilmek amacıyla kolonlarda süneklik oranının yerdeğiştirmeye bağlı olarak ne şekilde değiştiği incelenmiştir. Süneklik değerleri çatlama başlangıç elastik rijitliğe göre belirlenmiştir.

4.2.2.1 Orijinal kolonlar

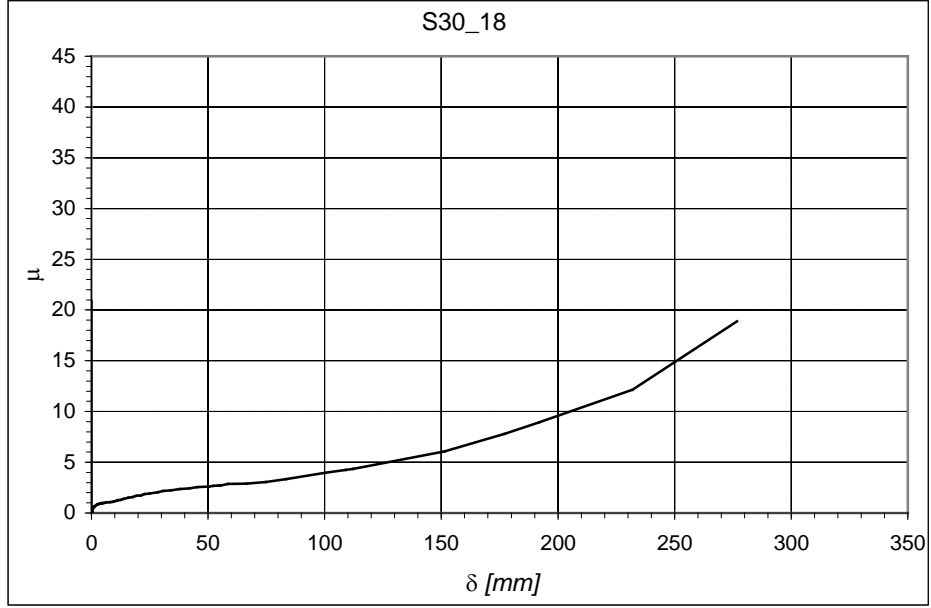
Örnek olarak S30_14, S30_16, S30_18 numuneleri için elde edilen süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.103, Şekil 4.104, Şekil 4.105). Burada eğrilerin birbirine yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 4.103 : S30_14 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.

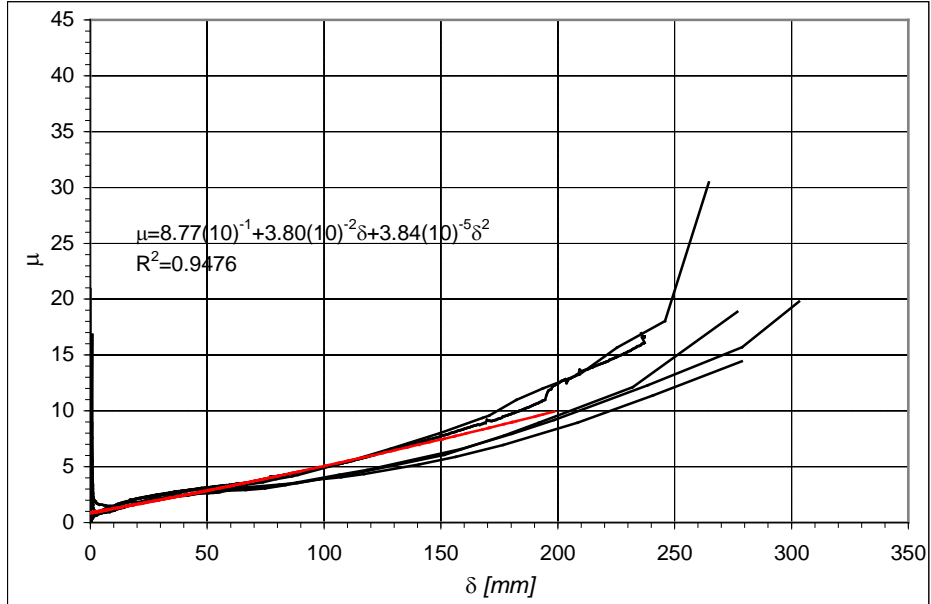


Şekil 4.104 : S30_16 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.

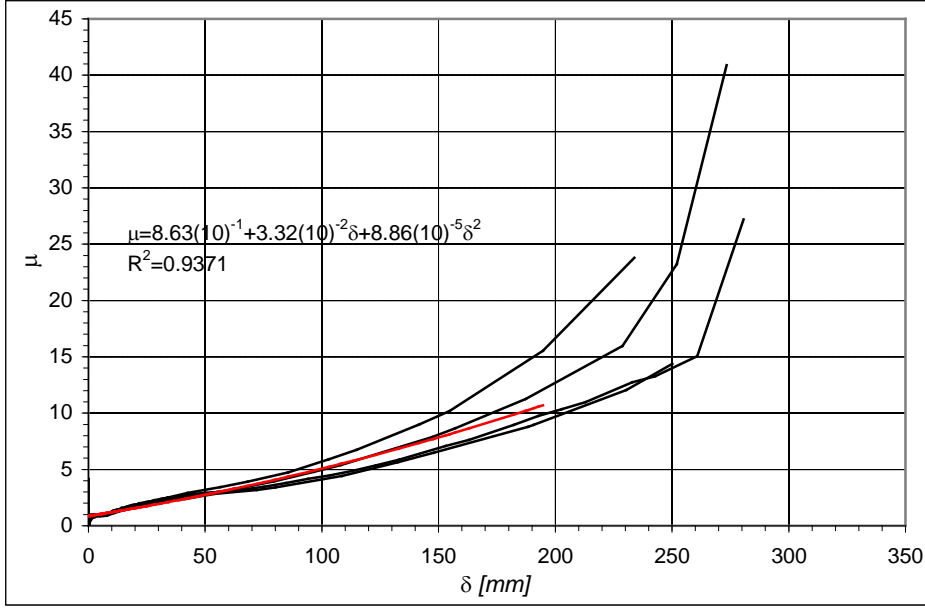


Şekil 4.105 : S30_18 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.

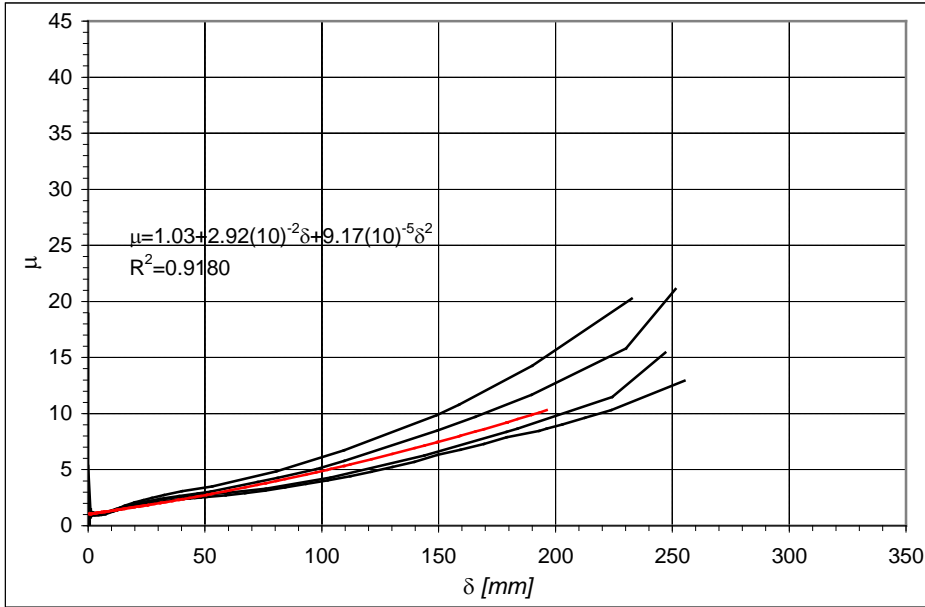
Buna göre aynı kesit boyutuna sahip kolonlar için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri üst üste çizilmiş ve yaklaşım eğrileri belirlenmiştir, (Şekil 4.106, Şekil 4.107, Şekil 4.108). Çizilen eğriler birbirlerine yakın olduğundan kesit boyutu aynı, fakat farklı oranda donatı içeren kolonlar için uygun yaklaşım eğrisi kullanılarak idealleştirilmiş yük-yerdeğiştirme eğrisinin elde edilebileceği sonucuna varılmıştır.



Şekil 4.106 : 30x30 cm kesit boyutlu kolonlar için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri.



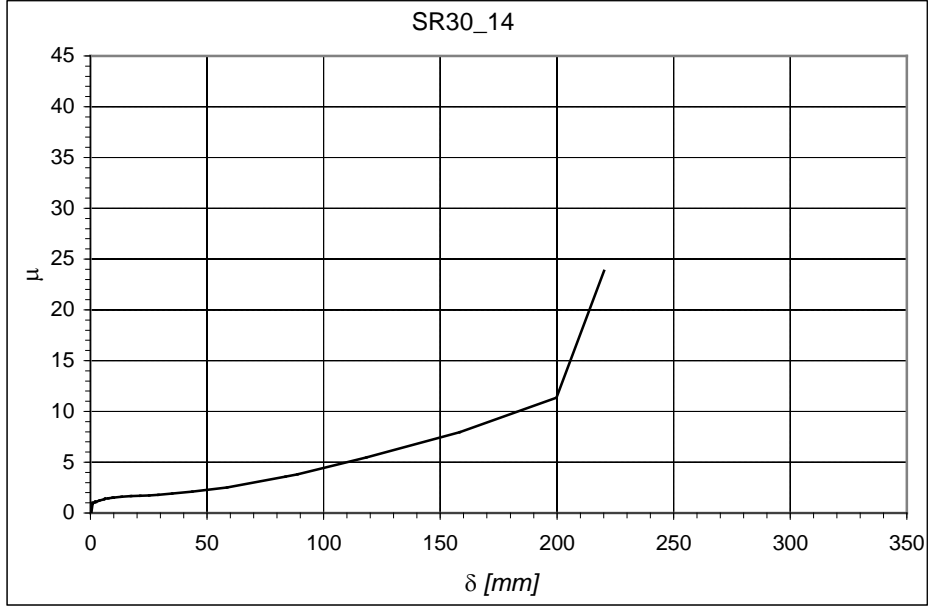
Şekil 4.107 : 35x35 cm kesit boyutlu kolonlar için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri.



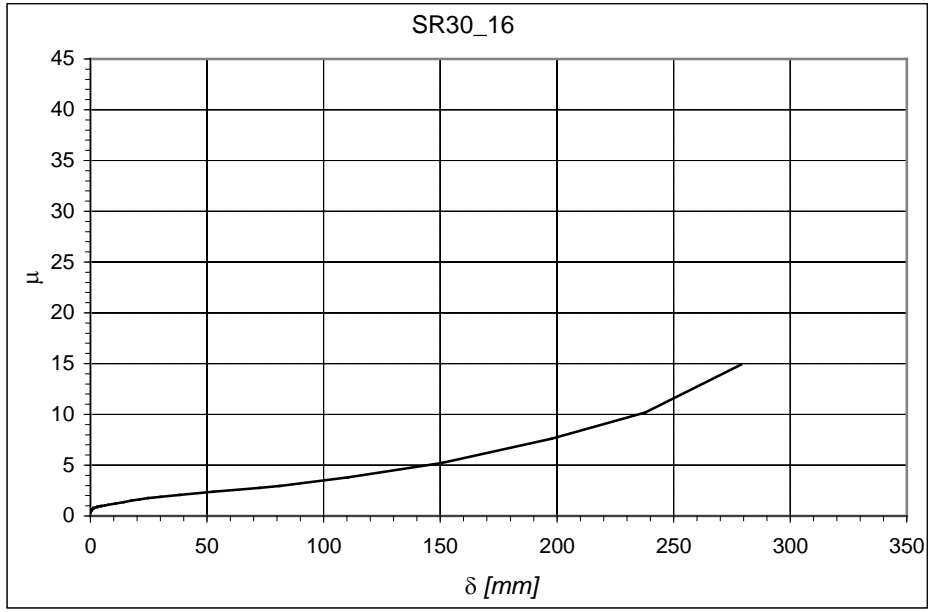
Şekil 4.108 : 40x40 cm kesit boyutlu kolonlar için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri.

4.2.2.2 Güçlendirilmiş kolonlar

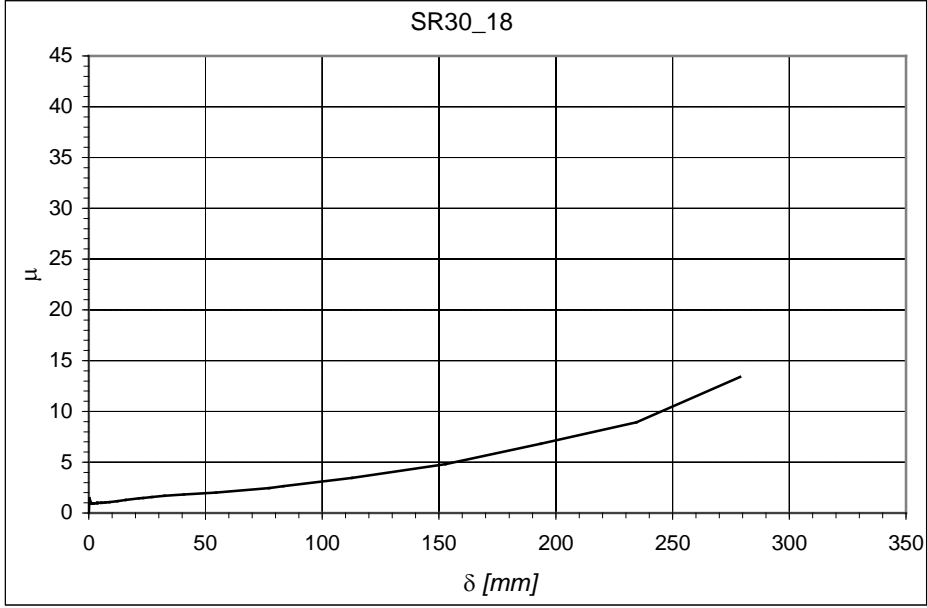
Güçlendirilmiş numuneler için de süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri belirlenmiştir, (Şekil 4.109, Şekil 4.110, Şekil 4.111).



Şekil 4.109 : SR30_14 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.

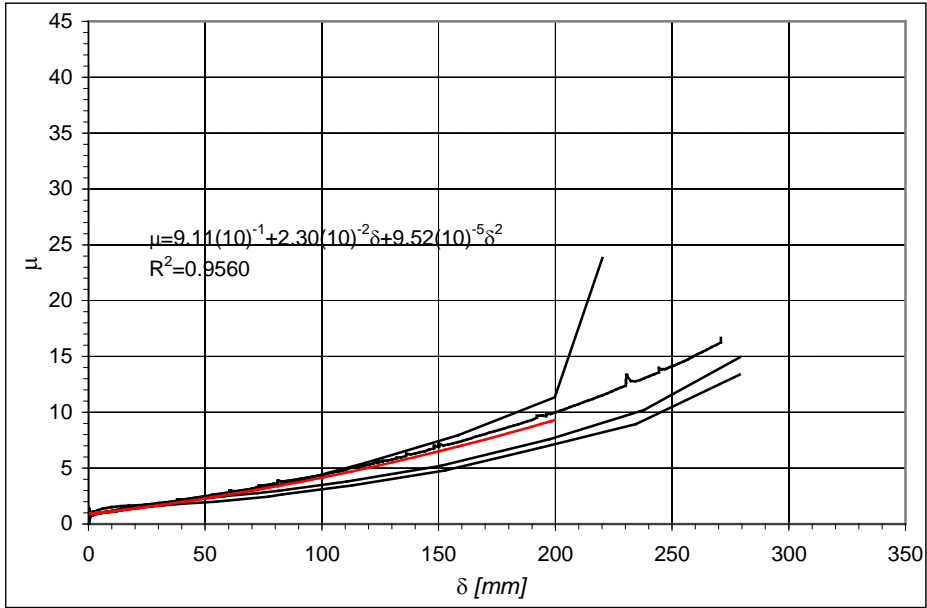


Şekil 4.110 : SR30_16 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.



Şekil 4.111 : SR30_18 numunesi için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrisi.

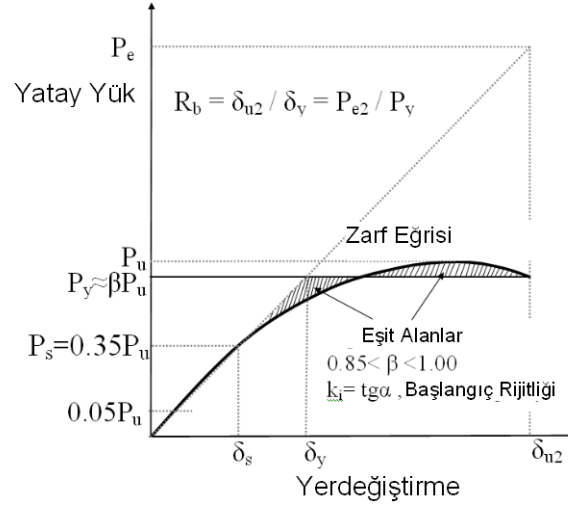
Güçlendirilmiş kolonlar için bir araya getirilen eğriler ve ikinci dereceden yaklaşım eğrisi aşağıda verilmiştir, (Şekil 4.112).



Şekil 4.112 : Güçlendirilmiş kolonlar için süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri.

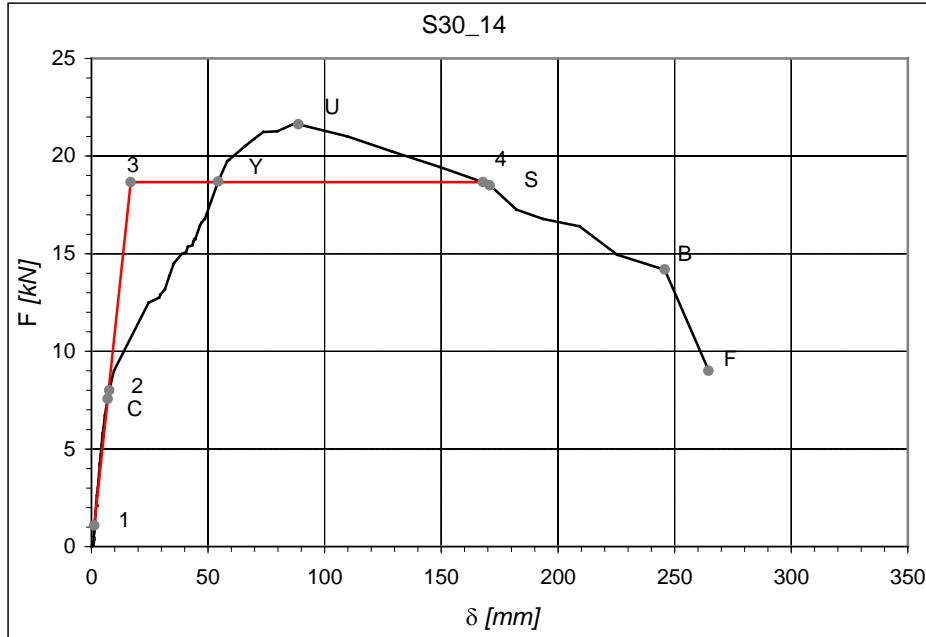
4.2.2.3 Ulaşılan süneklilikler

Betonarme kolonların bilineer zarf eğrileri Şekil 4.113’de tarif edildiği gibi taralı alanlar eşit olacak şekilde belirlenmiştir.

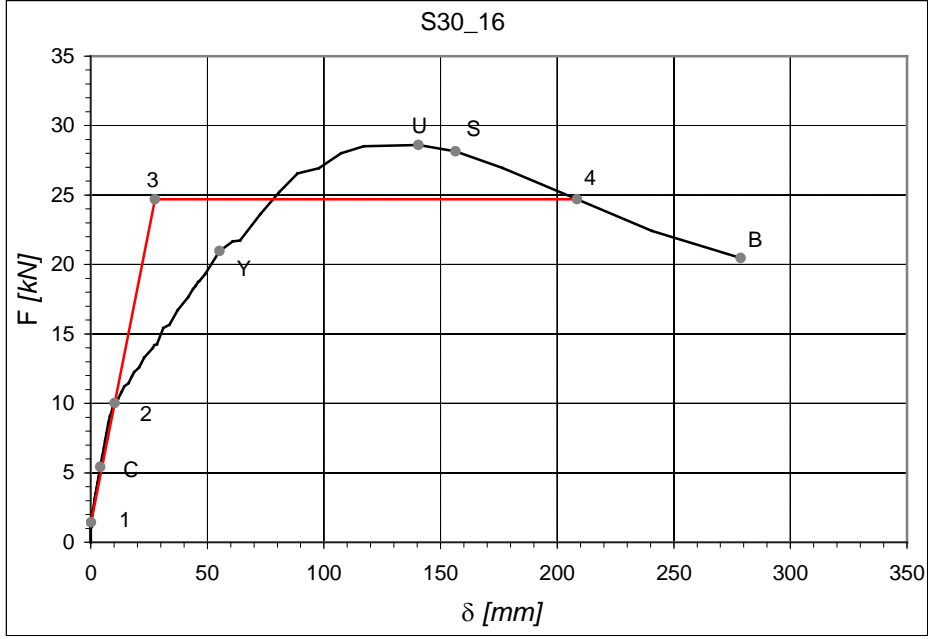


Şekil 4.113 : Bilineer zarfın belirlenmesi.

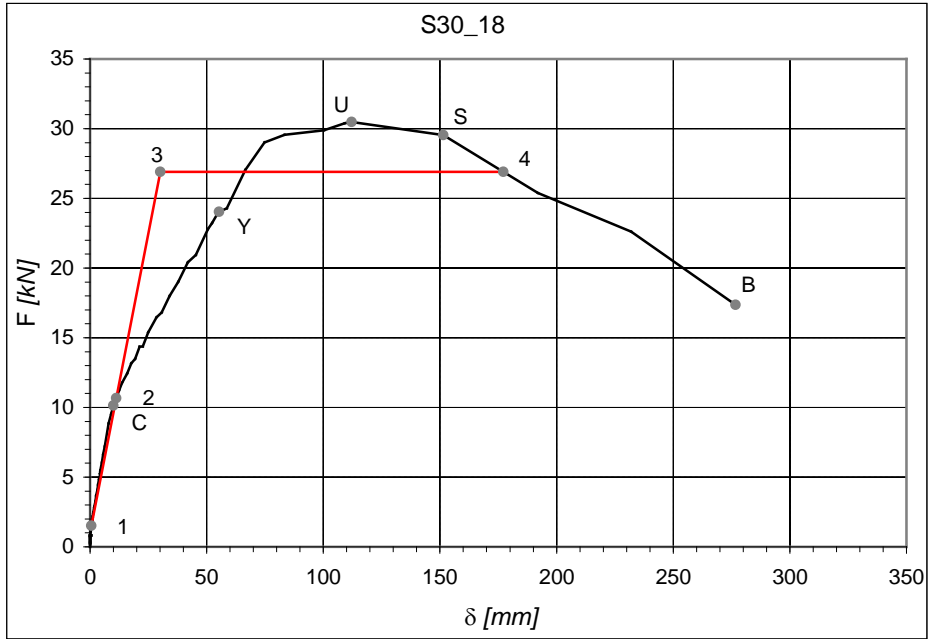
Örnek olması için S30_14, S30_16, S30_18 numuneleri için çizilen bilineer zarf eğrileri gösterilmiştir, (Şekil 4.114, Şekil 4.115, Şekil 4.116).



Şekil 4.114 : S30_14 numunesi için bilineer zarf eğrisi.

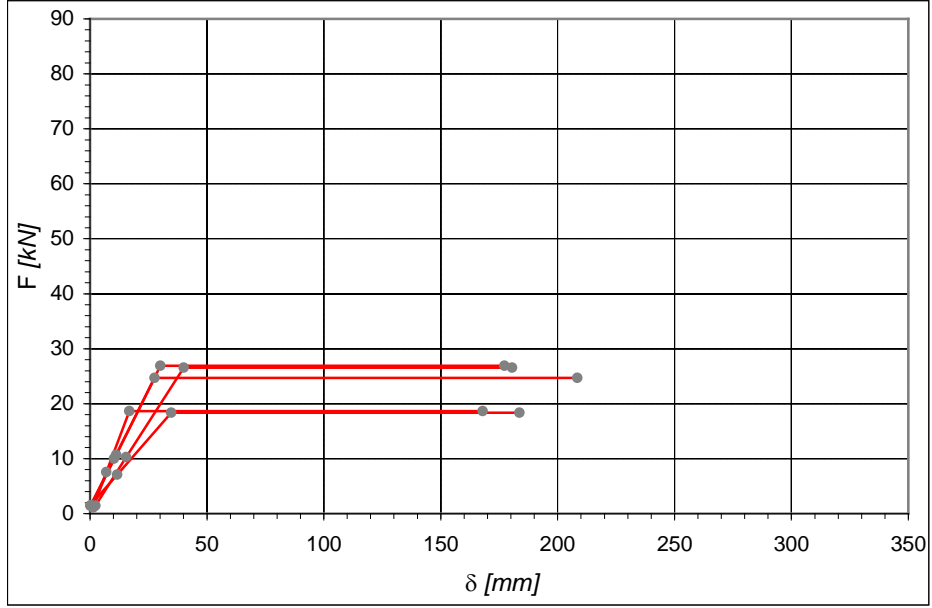


Şekil 4.115 : S30_16 numunesi için bilineer zarf eğrisi.

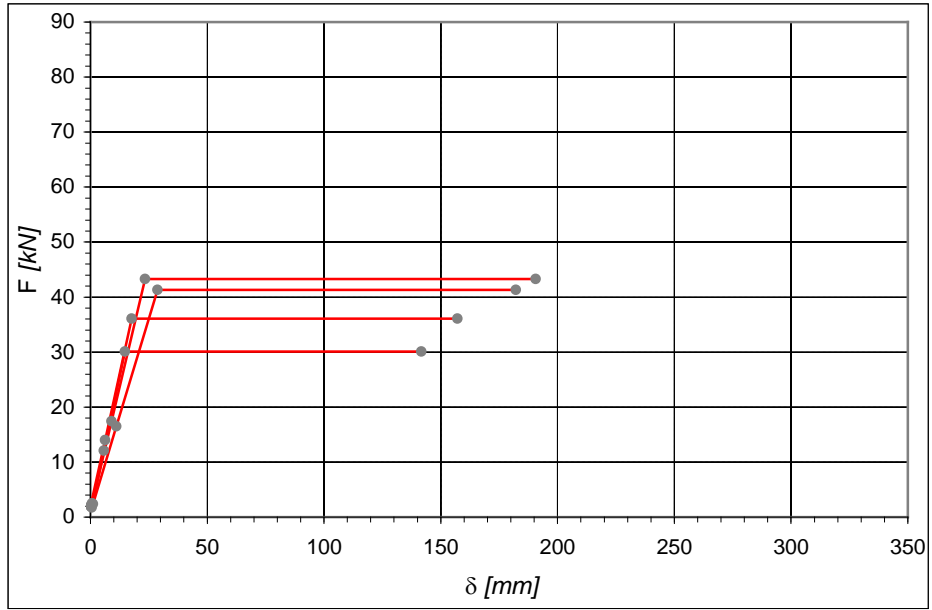


Şekil 4.116 : S30_18 numunesi için bilineer zarf eğrisi.

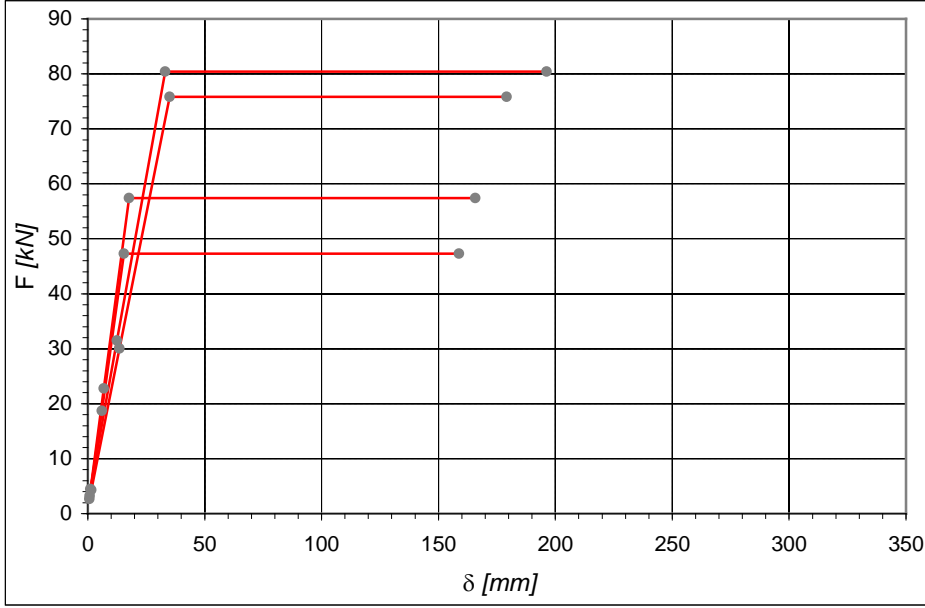
30x30 cm, 35x35 cm, 40x40 cm kesit boyutlu kolonlar için çizilen zarf eğrileri aşağıda topluca verilmiştir, (Şekil 4.117, Şekil 4.118, Şekil 4.119).



Şekil 4.117 : 30x30 cm kesit boyutlu kolonlar için bilineer zarf eğrileri.



Şekil 4.118 : 35x35 cm kesit boyutlu kolonlar için bilineer zarf eğrileri.



Şekil 4.119 : 40x40 cm kesit boyutlu kolonlar için bilineer zarf eğrileri.

DeneySEL yük-yerdeğiştirme eğrileri üzerinde, numunede önemli hasarların ortaya çıktığı noktaların koordinatları (C, Y, U, S, B, F), bilineer zarf eğrilerini belirleyen noktaların koordinatları (1, 2, 3, 4) ve ulaşılan süneklik oranları **Çizelge 4.19**'da verilmiştir.

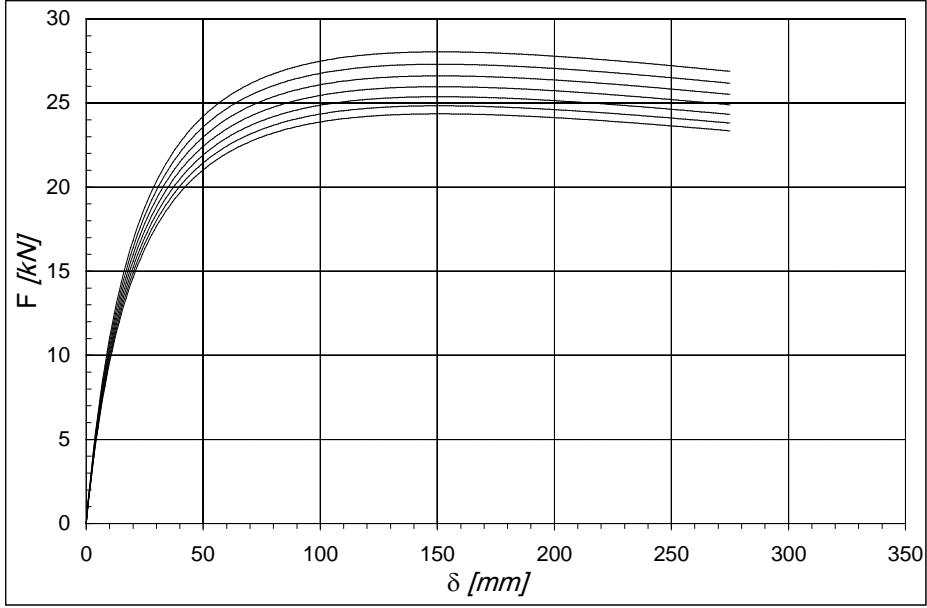
4.2.2.4 Yaklaşık yük-yerdeğiştirme eğrileri

Aynı kesit boyutuna sahip orijinal kolonların bir araya getirilen süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri için çizilen yaklaşım eğrisi kullanılarak yaklaşık yük-yerdeğiştirme eğrileri çizilmiştir. 30x30 cm veya 35x35 cm kesit boyutlu 8 Φ 12~24 boyuna donatı içeren kolonlar için çizilen yaklaşık yük-yerdeğiştirme eğrileri **Şekil 4.120** ve **Şekil 4.121**'de verilmiştir.

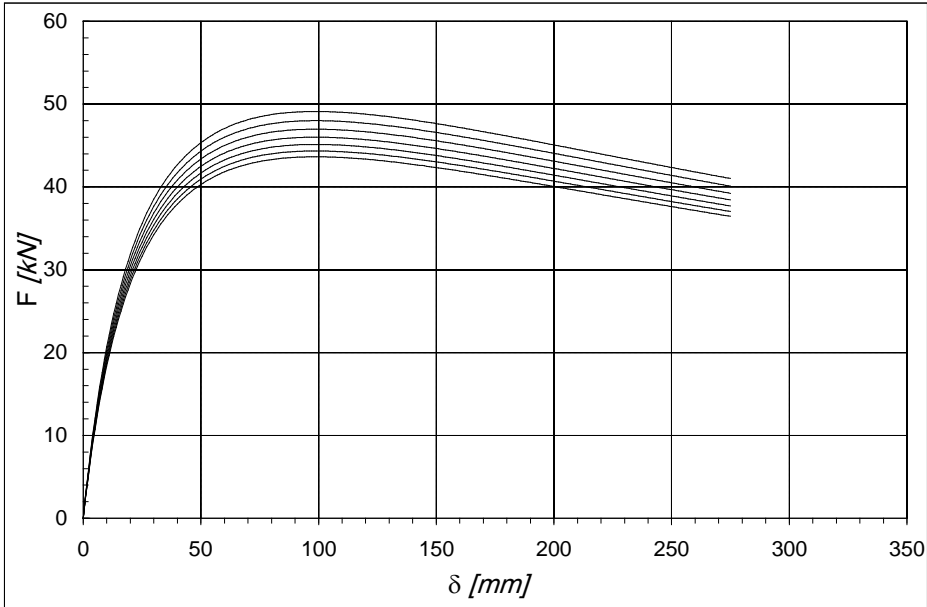
Çizelge 4.19 : Kritik noktaların koordinatları ve ulaşılan süneklik oranları.

		C	Y	U	S	B	F	1	2	3	4	δ_4/δ_3	δ_4/δ_2	δ_u/δ_3	δ_u/δ_2	δ_u/δ_v	δ_4/δ_v	α
S30_14	δ [mm]	7.7	54.4	88.8	170.7	245.8	264.6	1.3	7.0	16.8	167.9	10.0	23.9	5.3	12.6	1.6	3.1	0.862
	F [kN]	8.0	18.7	21.6	18.5	14.2	9.0	1.1	7.6	18.7	18.7							
S30_14M	δ [mm]	11.4	-	112.4	136.5	-	-	-0.9	11.6	34.8	183.6	5.3	15.8	3.2	9.7	-	-	0.906
	F [kN]	7.0	-	20.3	19.4	-	-	1.0	7.1	18.4	18.4							
S30_16	δ [mm]	4.1	55.2	140.6	156.4	278.7	-	0.1	10.3	27.6	208.5	7.6	20.3	5.1	13.7	2.5	3.8	0.863
	F [kN]	5.4	21.2	28.6	28.1	20.5	-	1.4	10.0	24.7	24.7							
S30_18	δ [mm]	10.0	55.3	112.1	151.5	276.8	-	0.6	11.2	30.1	177.3	5.9	15.8	3.7	10.0	2.0	3.2	0.883
	F [kN]	10.1	24.0	30.5	29.5	17.4	-	1.5	10.7	26.9	26.9							
S30_18Z	δ [mm]	8.0	71.1	118.5	158.4	303.2	-	2.3	15.5	40.0	180.5	4.5	11.6	3.0	7.6	1.7	2.5	0.906
	F [kN]	6.4	26.2	29.3	28.2	17.9	-	1.5	10.3	26.5	26.5							
S35_1416	δ [mm]	9.1	42.5	85.5	154.6	233.9	-	0.5	5.8	14.8	141.7	9.5	24.6	5.8	14.8	2.0	3.3	0.872
	F [kN]	16.0	27.8	34.5	29.0	18.7	-	1.7	12.1	30.1	30.1							
S35_18	δ [mm]	6.6	38.5	96.6	147.4	252.1	-	0.0	6.2	17.7	157.1	8.9	25.2	5.5	15.5	2.5	4.1	0.900
	F [kN]	14.8	31.4	40.1	37.1	21.5	-	2.0	14.0	36.1	36.1							
S35_20	δ [mm]	6.1	54.1	108.6	148.0	250.1	-	0.7	9.0	23.4	190.7	8.1	21.1	4.6	12.0	2.0	3.5	0.868
	F [kN]	13.0	38.8	49.9	46.4	35.3	-	2.5	17.5	43.3	43.3							
S35_20Z	δ [mm]	9.5	62.6	113.2	153.1	280.6	-	1.1	11.1	28.7	182.2	6.4	16.4	3.9	10.2	1.8	2.9	0.876
	F [kN]	15.8	40.7	47.2	43.9	21.0	-	2.4	16.5	41.3	41.3							
S40_16	δ [mm]	6.9	53.1	80.5	109.4	232.5	-	0.7	6.0	15.4	158.8	10.3	26.6	5.2	13.5	1.5	3.0	0.886
	F [kN]	20.9	48.9	53.4	52.3	36.9	-	2.7	18.7	47.3	47.3							
S40_20	δ [mm]	7.4	52.6	97.5	149.5	251.4	-	0.8	6.8	17.6	165.7	9.4	24.2	5.5	14.3	1.9	3.2	0.882
	F [kN]	24.2	58.0	65.1	59.3	40.1	-	3.3	22.8	57.4	57.4							
S40_2020	δ [mm]	6.7	60.7	103.9	103.9	247.0	-	1.5	13.5	35.0	179.1	5.1	13.2	3.0	7.7	1.7	2.9	0.884
	F [kN]	20.8	72.6	85.8	85.8	56.7	-	4.3	30.0	75.8	75.8							
S40_2020Z	δ [mm]	8.5	50.6	112.2	102.5	255.2	-	1.1	12.4	33.1	196.3	5.9	15.8	3.4	9.0	2.2	3.9	0.894
	F [kN]	25.4	70.1	90.0	89.8	69.9	-	4.5	31.5	80.4	80.4							

Ortalama: 0.883



Şekil 4.120 : 30x30 cm kesit boyutlu kolonlar için yaklaşık yük-yerdeğiştirme eğrileri.



Şekil 4.121 : 35x35 cm kesit boyutlu kolonlar için yaklaşık yük-yerdeğiştirme eğrileri.

5. KURAMSAL ÇALIŞMALAR

5.1 Performansa Dayalı Tasarım ve Değerlendirme

Yerdeğiştirmeye bağlı yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, ABD’de mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve yeterince güvenli olmayan yapıların güçlendirilmesi çalışmaları sırasında geliştirilmiştir.

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme konusunda, ATC (*Applied Technology Council*) tarafından ‘Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – ATC 40’ raporu, FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) tarafından ‘NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings and Commentary - FEMA 273, 274’ ve ‘Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings – FEMA 356’ raporları yayımlanmıştır, [23], [22], [24], [25]. Ardından, bu çalışmaların sonuçlarını geliştirmek üzere ATC 55 projesi yürütülmüş ve FEMA 440 taslak raporu hazırlanmıştır, [26].

Ülkemizde performansa dayalı tasarım ve değerlendirme konusu, ilk kez 2007’de yürürlüğe giren deprem yönetmeliğinde ‘Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi’ başlıklı yedinci bölümde ele alınmıştır. Buradaki çalışma içerisinde yönetmeliğin ilgili bölümünde verilen tanımlar esas alınmıştır.

5.1.1 Performans hedefi

Performans hedefi, bir binada belli bir deprem hareketi için öngörülen yapısal performanstır. Yapısal performans, bir yapıyı oluşturan taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerine bağlı olarak tanımlanır. Bir yapıda, birden fazla deprem hareketi için farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna çok seviyeli performans hedefi denir.

5.1.2 Deprem hareketleri

2007 deprem yönetmeliğinin ‘Depreme Dayanıklı Binalar İçin Hesap Kuralları’ bölümünde yeni yapılacak binalar için tanımlanan elastik tasarım ivme spektrumu, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremi temsil etmektedir. 1998 deprem yönetmeliğinde de hesap için aynı yer hareketi esas alınmıştır, [3]. Bu depremin dönüş periyodu yaklaşık olarak 475 yıldır. Bu depreme ek olarak, 2007 yönetmeliğinde mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesinde kullanılmak üzere aşağıda verilen iki farklı deprem tanımlanmıştır:

- (a) 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem: Dönüş periyodu yaklaşık olarak 72 senedir. Bu depremin ivme spektrumunun ordinatları, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremin ivme spektrumunun ordinatlarının yaklaşık olarak yarısıdır.
- (b) 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem: Dönüş periyodu yaklaşık 2475 yıldır. Bu depremin ivme spektrumunun ordinatları ise 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremin ivme spektrumunun ordinatlarının yaklaşık 1.5 katıdır.

5.1.3 Performans seviyeleri

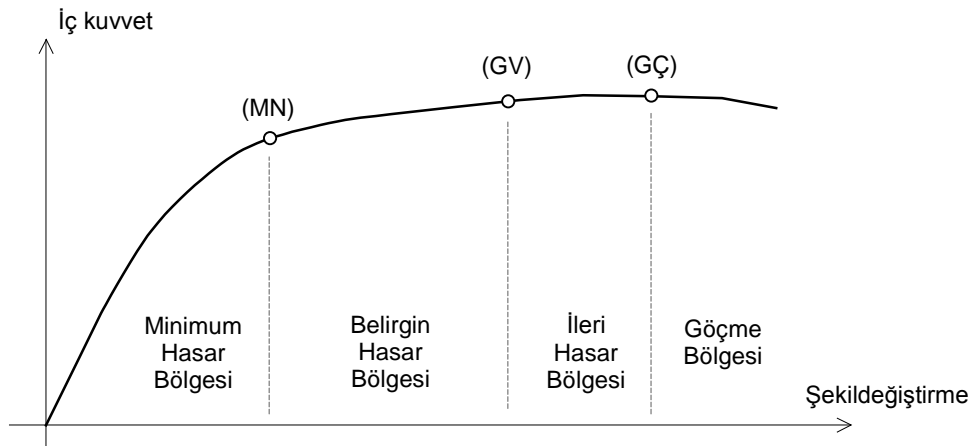
Performans seviyesi bir yapı için, belli bir deprem etkisi altında öngörülen hasar miktarının sınır durumudur. Bu durum, binadaki taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarın büyüklüğüne, bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturmamasına, deprem sonrasında binanın kullanılamaz hale gelip gelmemesine ve hasarın sebep olduğu ekonomik kayıplara bağlı olarak belirlenir. Yapısal performans seviyesi, hem taşıyıcı hem de taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerine bağlıdır. Taşıyıcı elemanların performans seviyeleri yapı elemanları için tanımlanan hasar sınır ve bölgelerine göre belirlenir.

5.1.4 Yapı elemanlarında hasar sınırları ve hasar bölgeleri

2007 deprem yönetmeliğinde sünek elemanlar için kesit düzeyinde tanımlanan üç sınır durum mevcuttur: Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV), Göçme Sınırı (GÇ). Minimum Hasar Sınırı (MN) ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, Güvenlik Sınırı (GV) kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği

elastik ötesi davranışın sınırını, Göçme Sınırı (GÇ) ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır.

Kritik kesitlerinin hasarı, (MN) sınırına ulaşmayan elemanlar minimum hasar bölgesinde, (MN) sınırı ile (GV) sınırı arasında kalan elemanlar belirgin hasar bölgesinde, (GV) sınırı ile (GÇ) sınırı arasında kalan elemanlar ileri hasar bölgesinde, (GÇ) sınırını aşan elemanlar ise göçme bölgesinde kalmaktadırlar, (Şekil 5.1).



Şekil 5.1 : Yapı elemanları için hasar sınır ve bölgeleri.

Sistemin hesabıyla bulunan iç kuvvet ve/veya şekil değiştirmelerin, kesit hasar sınırlarına karşı gelmek üzere tanımlanan sayısal değerler ile karşılaştırılmasıyla, kesitlerin hangi hasar bölgelerinde kaldığına karar verilir. Eleman hasarı ise, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenir.

5.1.5 Betonarme elemanların kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri

Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği sünek betonarme taşıyıcı elemanlarda, çeşitli kesit hasar sınırlarına göre izin verilen şekil değiştirme üst sınırları (kapasiteleri) aşağıda verilmektedir:

(a) Minimum hasar sınırında (MN) beton kesitin en dış basınç lifindeki şekil değiştirme ile donatı çeliğindeki uzama için sınır değerler:

$$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035; (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010 \quad (5.1)$$

(b) Güvenlik sınırında (GV) çekirdek betonun en dış basınç lifindeki şekildeğiştirme ile donatı çeliğindeki uzama için sınır değerler:

$$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.0135; \quad (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (5.2)$$

(c) Göçme sınırında (GÇ) çekirdek betonun en dış basınç lifindeki şekildeğiştirme ile donatı çeliğindeki uzama için sınır değerler:

$$(\varepsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.018; \quad (\varepsilon_s)_{GC} = 0.060 \quad (5.3)$$

5.1.6 Betonarme binalar için deprem performans seviyeleri

2007 deprem yönetmeliğinde betonarme binaların deprem performansı için genel olarak dört performans seviyesi tanımlanmıştır.

5.1.6.1 Hemen kullanım performans seviyesi

Herhangi bir katta, her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10'u belirgin hasar bölgesine geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesindedir. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydıyla, bu durumdaki binaların hemen kullanım performans seviyesinde olduğu kabul edilir.

5.1.6.2 Can güvenliği performans seviyesi

Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri şartıyla, aşağıdaki koşulları sağlayan binaların can güvenliği performans seviyesinde olduğu kabul edilir:

(a) Herhangi bir katta, her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sistemde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların aşağıdaki (b) paragrafında tanımlanan kadar ileri hasar bölgesine geçebilir.

(b) İleri hasar bölgesindeki kolonların, her bir katta kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmalıdır. En üst katta ileri hasar

bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir.

- (c) Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi veya belirgin hasar bölgesindedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

5.1.6.3 Göçme öncesi performans seviyesi

Gevrek olarak hasar gören tüm elemanların göçme bölgesinde olduğunun gözönüne alınması kaydıyla, aşağıdaki koşulları sağlayan binaların göçme öncesi performans seviyesinde olduğu kabul edilir:

- (a) Herhangi bir katta, her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %20'si göçme bölgesine geçebilir.
- (b) Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi veya ileri hasar bölgesindedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır.

5.1.6.4 Göçme durumu

Bina göçme öncesi performans seviyesini sağlayamıyorsa göçme durumundadır. Binanın kullanımı can güvenliği bakımından oldukça tehlikelidir.

5.2 Prefabrike Betonarme Basit Sistemler İçin Yerdeğiştirme Esaslı Hesap

İncelenen tek katlı endüstri tipi prefabrike betonarme yapıların performansa dayalı tasarımı için iki farklı çok seviyeli hedef performansın ele alınması ihtiyacı

duyulmuştur. Deprem sonrasında hemen kullanılma ihtiyacı bulunmayan sıradan yapılar için çok seviyeli standart performans hedefi, deprem sonrasında ekonomik olarak zarara uğramadan üretime devam etmesi yani hemen kullanılması gereken önemli yapılar içinse çok seviyeli ileri performans hedefi önerilmiştir.

Hangi deprem için hangi performans seviyesinin hedeflendiği, Çok Seviyeli Standart ve İleri Performans hedefleri için sırasıyla **Çizelge 5.1** ve **Çizelge 5.2**'de verilmiştir.

Çizelge 5.1 : Çok seviyeli standart hedef performans.

Yer Hareketi	Bina Performans Seviyesi		
	Hemen kullanım	Can güvenliği	Göçme öncesi
50 yılda aşılma ihtimali %50 olan deprem	+		
50 yılda aşılma ihtimali %10 olan deprem		+	
50 yılda aşılma ihtimali %2 olan deprem			+

Çizelge 5.2 : Çok seviyeli ileri hedef performans.

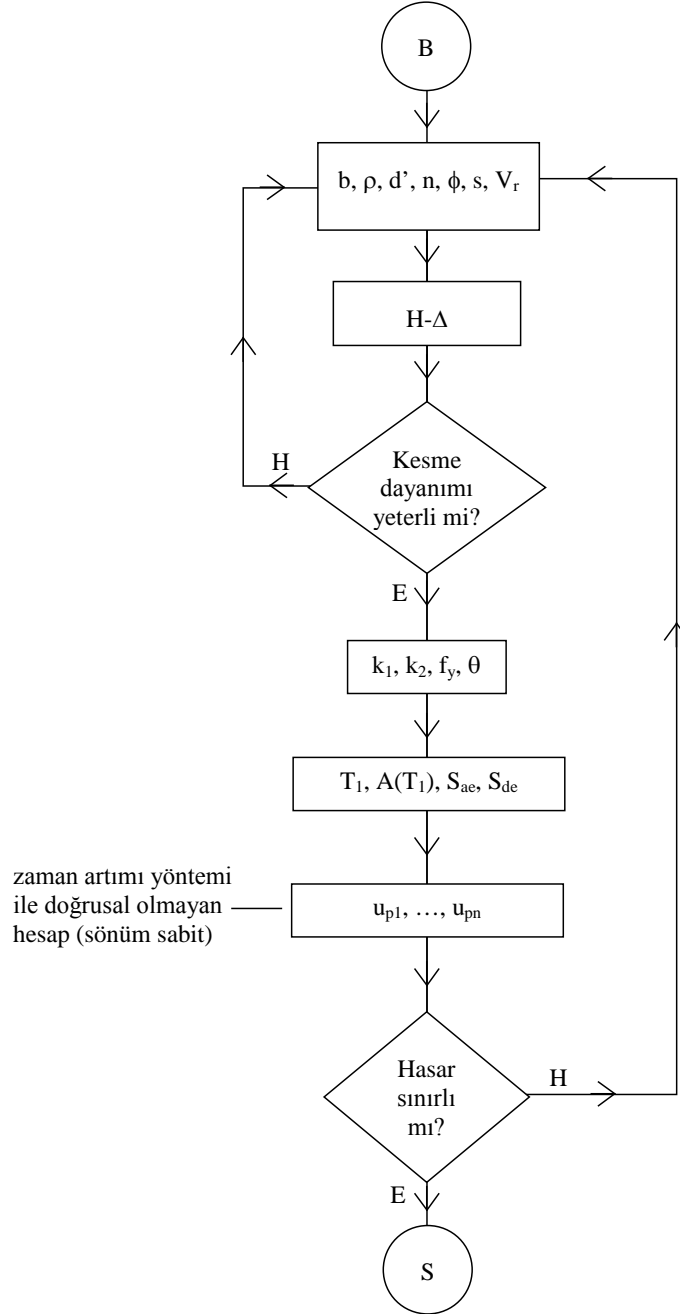
Yer Hareketi	Bina Performans Seviyesi	
	Hemen kullanım	Can güvenliği
50 yılda aşılma ihtimali %10 olan deprem	+	
50 yılda aşılma ihtimali %2 olan deprem		+

Yapının kullanım amacına bağlı olarak seçilen çok seviyeli performans hedefine göre iki veya üç ayrı deprem hareketi için, boyutlandırılan yapıda yerdeğiştirmelere bağlı olarak meydana gelecek hasarların belirlenmesi gerekmektedir. Kuvvet esaslı hesap yöntemlerinde olduğu gibi tasarım için boyutlandırma birkaç kez tekrarlanmalıdır. Ön boyutlandırması yapılan sistemin hesabı sonunda bulunan şekildeğiştirmelerin, sınırları aşması halinde donatı miktarı arttırılarak ve/veya kesit büyütülerek kapasitesi artırılan sistemin tekrar hesabı yapılmalıdır. Hasarın ele alınan performans seviyesi için tanımlanan sınırlar dahilinde ve sınıra yeterince yakın olması durumunda tasarım sonuçlanmış olur.

Yer hareketine göre, yerdeğiştirmelere bağlı olarak, yapıda meydana gelen şekildeğiştirmelerin / hasarın belirlenmesi için iki farklı yol önerilmiştir.

5.2.1 Yerdeğiştirme esaslı 1. hesap yolu

Bu hesap yolunda, sistemin dinamik denge denklemleri adım adım entegre edilerek zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yapılmaktadır. Hesap sırasında her bir zaman artımında sistemde meydana gelen göreceli yerdeğiştirmeler ile bunların deprem istemine karşı gelen en elverişsiz değeri hesaplanmış olmaktadır, (Şekil 5.2).



Şekil 5.2 : 1. hesap yolu için akış diyagramı.

Hesapta izlenen yol:

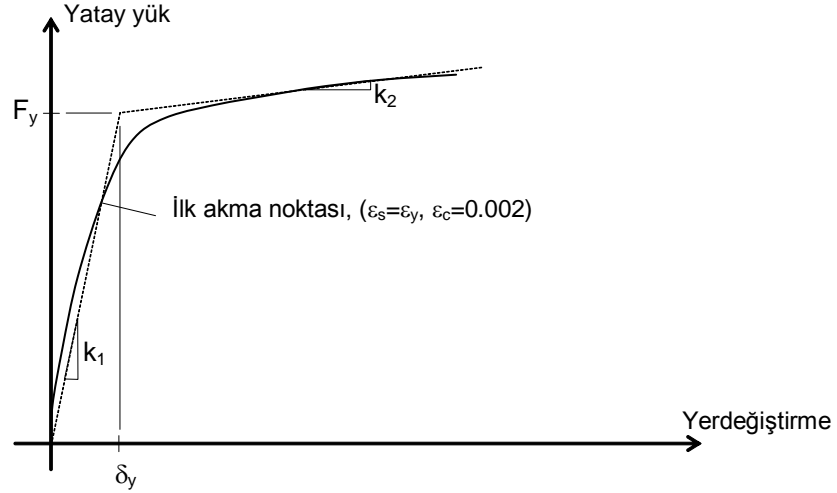
(a) Boyutlandırma:

Beton sınıfı, donatı çeliği, kolon kesit boyutu seçilmekte; deprem yönetmeliğinde verilen koşullar gözönünde tutularak kesitte kullanılacak olan boyuna donatı belirlenmektedir. Deprem yönetmeliği ve TS500'e uygun olarak kolon sarılma bölgesinde ve üst bölgede kullanılacak enine donatı seçilmektedir, [2], [27]. Böylelikle boyutlandırılmasının ilk aşaması tamamlanmış olan betonarme kolonun kesme kuvveti taşıma gücü hesaplanmalıdır. Bu değer yük artımı yöntemiyle bulunacak yatay yük taşıma kapasitesi ile karşılaştırılacaktır.

(b) İtme analizi:

Boyutlandırılan betonarme kolonun sabit aksenal basınç kuvveti altında tek yönlü artan yükler için kapasite eğrisini belirlemek üzere itme analizi yapılmalıdır. Bu amaçla, izlenecek yollardan biri hazır bir programa başvurmak olabileceği gibi yeter yaklaşımla bulunmuş bir kapasite eğrisi ya da güvenilir deneysel çalışmalardan elde edilen gerçek veya idealleştirilmiş kapasite eğrileri olabilecektir, [5]. İtme analizi sonunda, kolonun kesme dayanımının eğilme dayanımı ile uyumlu olup olmadığı kontrol edilmelidir.

Doğrusal olmayan dinamik hesaba geçmeden önce yük-yerdeğiştirme eğrisini temsil eden zarf eğrisi çizilmelidir. Burada bilineer zarf eğrisi kullanılmıştır. Eğrinin başlangıç kolu ilk akma noktasından geçirilmiş; yani sistemin başlangıç rijitliği için çatlamış rijitlik esas alınmıştır, (Şekil 5.3). İlk akma noktası çekme donatısının akmaya başladığı ($\epsilon_y=f_y/E_s$) veya kabuk beton dış basınç lifindeki kılınmanın %2'ye ulaştığı nokta olarak tanımlanmaktadır. İlk akma noktası bu iki noktadan ilk erişilendir. Bilineer zarf eğrisinin ikinci kolu yük-yerdeğiştirme eğrisinin akma sonrasında yaklaşık olarak doğrusal kalan kısmını temsil eden doğru çizilerek belirlenmektedir. İki kolun kesiştiği nokta ise akma noktasını (δ_y, F_y) verir.

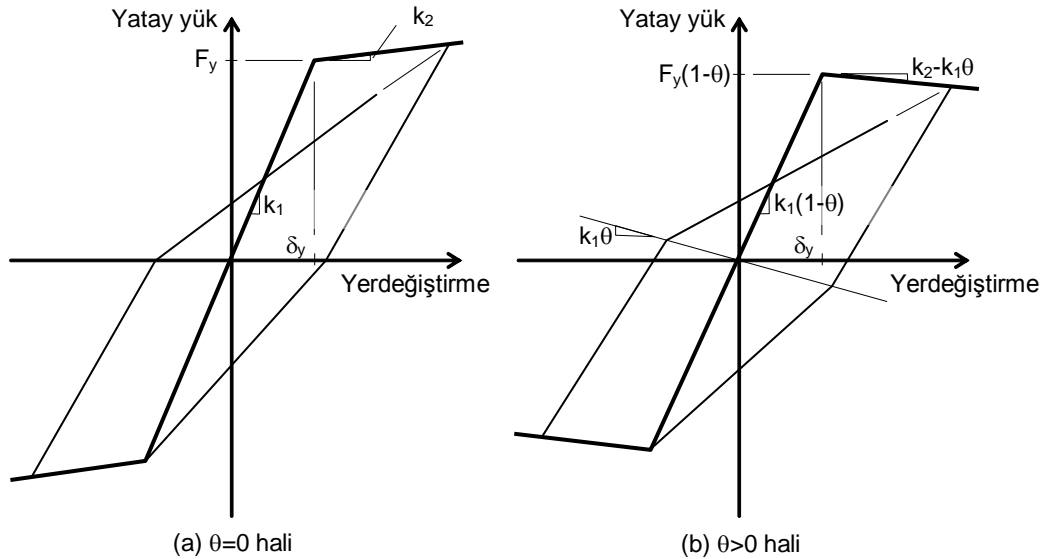


Şekil 5.3 : Yük-yerdeğiştirme eğrisinin bilineer zarfının belirlenmesi.

İkinci mertebeye etkiler nedeniyle histeretik çevrimlerde meydana gelen değişiklikler θ stabilite katsayısıyla hesaba katılmıştır, (Şekil 5.4). k_G geometrik rijitliği, W aksel basınç kuvvetini ve l kolon yüksekliğini göstermek üzere stabilite katsayısı (5.4) ve (5.5) bağıntılarına göre hesaplanmaktadır.

$$k_G = W/l \quad (5.4)$$

$$\theta = k_G/k_1 \quad (5.5)$$

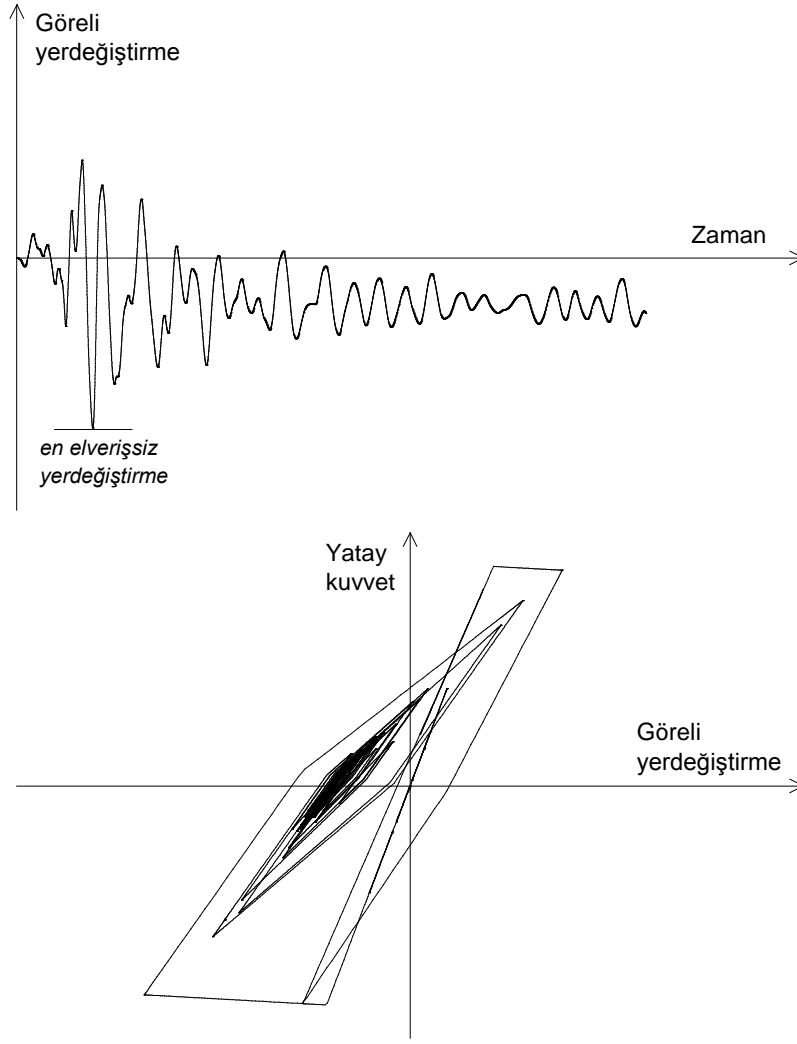


Şekil 5.4 : İkinci mertebeye etkiler nedeniyle çevrimlerde ortaya çıkan değişiklikler.

Yine sonuçların karşılaştırılabilir olması için, ölçeklendirilen ivme kayıtlarının şiddetinin ele alınan yer hareketinin şiddetine yeterince yakın olması gerektiği kabul edilmiştir. Bu nedenle kayıtlar içinden şiddeti, yer hareketinin şiddetinden mutlak değerce %10'dan daha az farklı olanlar kullanılmıştır. Bu karşılaştırma için Housner şiddeti esas alınmıştır.

Bir önceki adımda çizilen zarf eğrisi ve θ stabilite katsayısına göre tersinir yükler için sistemin doğrusal olmayan davranışını belirleyen histerik bir model, sabit bir sönüm oranı ve sistemin kütlesi kullanılarak, seçilen ölçeklendirilmiş her ivme kaydı için doğrusal olmayan dinamik hesap yapılmalıdır. Burada Q-Hyst histeritik modeli, %5 sönüm oranı kullanılarak Newmark yöntemiyle hesaba gidilmiştir. Newmark yöntemine göre hesapta γ ve β sabitleri sırasıyla 1/2 ve 1/6 seçilmiştir.

Ayıklanan tüm ölçeklendirilmiş ivme kayıtları için aynı tek serbestlik dereceli sistemin tekrarlanan dinamik hesabı sonucunda, her kayıt için sistemin yaptığı mutlak değerce en büyük görelî yerdeğiştirme elde edilmektedir, (**Şekil 5.5, Şekil 5.6**). Ardından hesaplanan maksimum görelî yerdeğiştirmelerin dağılımı incelenmekte ve elverişsiz bir değer seçilmektedir. Burada ortalama değer hesabı esas alınabileceği kabul edilmiştir. Hesaplanan yerdeğiştirmeye bağlı olarak, kolon tabanında kritik hasarın meydana geldiği plastik mafsal bölgesinde çekme donatısı ile kabuk / çekirdek beton dış basınç lifindeki en büyük şekildeğiştirmelerin sınırlı kalıp kalmadığı kontrol edilmelidir. Bunun için önceki adımda yapılan itme analizi sonuçlarından yararlanılmıştır. Örnek uygulama Ek B'de verilmiştir.



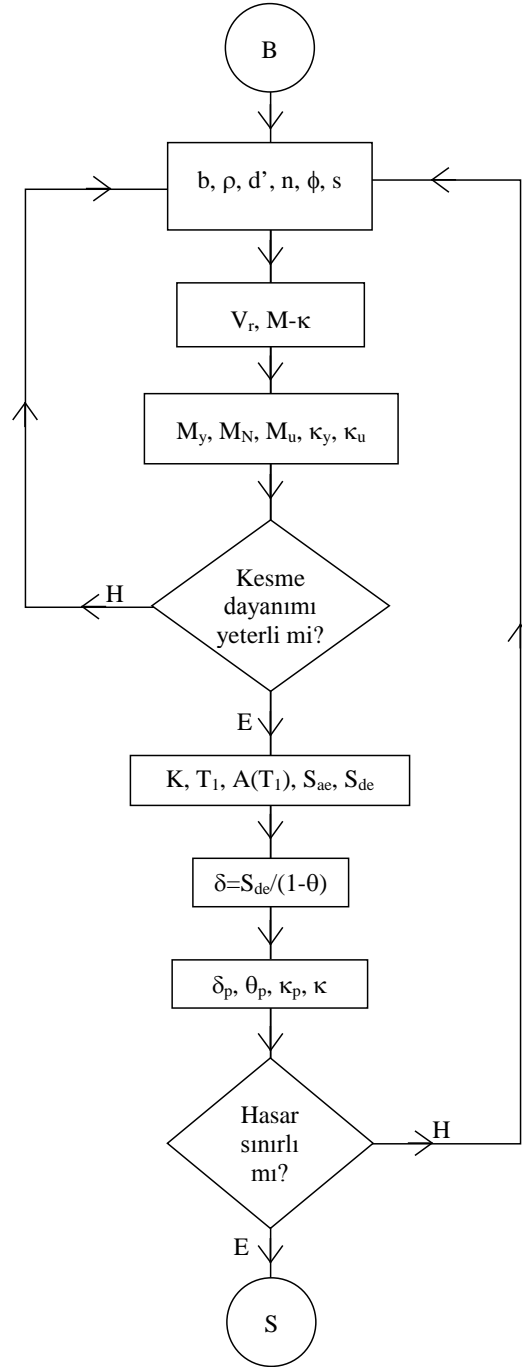
Şekil 5.6 : Doğrusal olmayan dinamik örnek bir hesabın sonuçları.

5.2.2 Yerdeğiştirme esaslı 2. hesap yolu

Bu yöntemde, itme analizi ve doğrusal olmayan dinamik hesap terk edilmekte; basit olarak betonarme kesitin moment-eğrilik eğrisinden faydalanılmaktadır. Dinamik denge denkleminin doğrusal olmayan zaman artımı yöntemiyle bulunan ve doğrusal olmayan yerdeğiştirmelerin ortalamasının, doğrusal yerdeğiştirmeye eşit olacağı kabul edilmekte, doğrusal yerdeğiştirmeyi belirlemek için ele alınan yer hareketinin elastik spektrum eğrisi kullanılmaktadır. Yerdeğiştirmeye bağlı olarak kritik kesimdeki hasarı / şekildeğiştirmeleri bulmak üzere plastik mafsallara dayanan yaklaşık bağıntılardan yararlanılmaktadır, (Şekil 5.7).

Hesapta prefabrik betonarme kolona ön boyutlandırma yapılmakta buna dayanarak kritik betonarme kesitin moment eğrilik eğrisi belirlenmektedir. Ardından doğrusal

olmayan ortalama görelî yerdeğiştirme ve buna bağlı olarak hasar hesap edilmektedir.



Şekil 5.7 : 2. hesap yolu için akış diyagramı.

(a) Boyutlandırma:

Ön boyutlandırma ile işe başlanmakta, beton sınıfı, donatı çeliği cinsi, kolon kesit boyutu, boyuna ve enine donatı miktarları belirlenmekte; betonarme kolonun kesme kuvveti taşıma gücü hesaplanmaktadır.

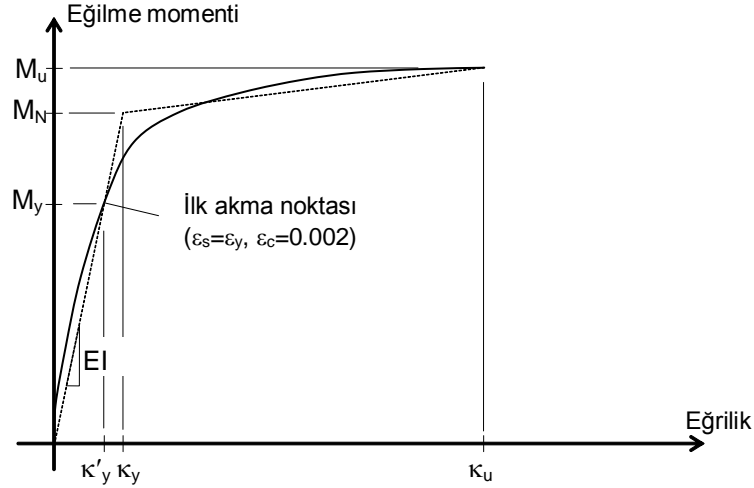
(b) Kesit hesabı:

Kolona etkiyen normal kuvvete bağılı olarak kesitin moment-eğrilik eğrisi ve bu eğriyi temsil eden bilineer zarf belirlenir. Moment-eğrilik eğrisini çizmek için izlenebilecek çeşitli yollardan biri hazır bir programa başvurmak olabilir, [5]. Aynı amaçla deneysel çalışma sonuçlarından veya yaklaşık hesaplarla ulaşılan güvenilir eğrilerden yararlanılabilecektir.

Moment eğrilik bağıntısının idealleştirilmesinde Priestley'in önerdiği yol izlenmiştir, [28]. Buna göre, bilineer zarf eğrisinin ilk akma noktasından geçen başlangıç kolu kesit nominal eğilme dayanımına erişene dek uzanmakta; akma sonrasındaki ikinci kol ise maksimum dayanım ve eğriliğe karşı gelen noktada son bulmaktadır, (**Şekil 5.8**). M_y eğilme momenti ve κ'_y eğriliği ile gösterilen ilk akma noktası, çekme donatısındaki uzamanın akma başlangıcındaki $\epsilon_y=f_y/E_s$ değerine veya kabuk beton dış basınç lifindeki kısalmanın %2'ye ulaştığı noktadır. İlk akma noktası, verilen iki şekildeğştirmeden ilk erişilene karşı gelmektedir. Benzer şekilde, nominal dayanımla maksimum dayanıma da çelik ve beton için tanımlanacak olan şekildeğştirmelerden ilk ortaya çıkan esas olmaktadır. M_N nominal eğilme dayanımında kabuk beton dış basınç lifindeki kısalma %4 değerine veya çekme donatısındaki uzama %1.5 değerine ulaşmaktadır. Akma eğriliği olan κ_y , zarf eğrisi üzerinde nominal eğilme dayanımına karşı gelen eğriliktir. M_u maksimum eğilme dayanımına ulaşıldığında ise çekirdek beton dış basınç lifindeki kısalma ϵ_{cuc} değerine veya çekme donatısındaki uzama $\epsilon_{su}=\%10$ değerine varmaktadır. ρ_s toplam enine donatının hacimsel oranını, f_{cc} sargılı beton basınç dayanımını göstermek üzere ϵ_{cuc} değeri

$$\epsilon_{cuc} = 0.004 + 1.4\rho_s f_{yw} \epsilon_{su} / f_{cc} \quad (5.7)$$

ifadesine göre hesap edilmektedir.



Şekil 5.8 : Moment-eğrilik eğrisi ve bilineer zarfı.

Bilineer zarfın başlangıç kolunun eğimi, çatlamış kesit rijitliği olan EI değerini vermektedir. Bu aşamada betonarme kolonun eğilme dayanımıyla kesme dayanımı karşılaştırılmalı; gerekirse enine donatı miktarı artırılmalıdır. Moment-eğrilik eğrisini kullanarak kolonun eğilme dayanımını bulmak üzere Çakıroğlu ve Özer'in izledikleri yol önerilmektedir, [29].

(c) Yerdeğiştirme ve hasarın belirlenmesi:

Kesit rijitliği yardımıyla

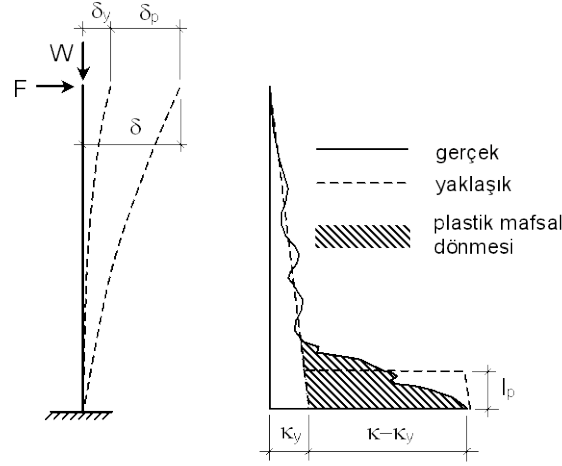
$$K=3EI/l^3 \quad (5.8)$$

ifadesine göre sistem rijitliği hesaplanmakta; kütle ve K rijitliği kullanılarak sistemin doğal titreşim periyodu elde edilmektedir. Ele alınan yer hareketi için deprem yönetmeliğinde tanımlanan elastik ivme spektrumu yardımıyla, sistemin periyoduna göre S_{ae} elastik ivme değeri ve buna bağlı olarak

$$S_{de}=S_{ae}/\omega^2 \quad (5.9)$$

bağıntısıyla S_{de} elastik yerdeğiştirmesi elde edilmektedir. İkinci mertebe etkileri gözönünde bulundurmak amacıyla, θ stabilite katsayısını göstermek üzere S_{de} yerdeğiştirmesinin $1/(1-\theta)$ oranında büyütülmesi önerilmektedir. Doğrusal yerdeğiştirmeyle doğrusal olmayan yerdeğiştirmelerin ortalamasının yaklaşık eşit olduğu kabul edilerek; $\delta=S_{de}/(1-\theta)$ yerdeğiştirmesi hesaba esas alınmaktadır.

Hesaplanan δ yerdeğiştirmesi için plastik bölgedeki maksimum eğriliği ve buna bağlı olan hasarı belirlemek üzere plastik mafsallara dayanan yaklaşık bağıntılardan yararlanılmaktadır, (Şekil 5.9).



Şekil 5.9 : Eğrilik dağılımı.

Buna göre akma yerdeğiştirmesi δ_y ve plastik yerdeğiştirme δ_p aşağıdaki iki ifade yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$\delta_y = \kappa_y l^2 / 3 \quad (5.10)$$

$$\delta_p = \delta - \delta_y \quad (5.11)$$

δ_p plastik yerdeğiştirmesi ve l_p plastik mafsalları boyu kullanılarak θ_p plastik dönmesi hesaplanmaktadır.

$$\theta_p = \delta_p / (l - l_p / 2) \quad (5.12)$$

Son olarak plastik dönme yardımıyla plastik eğrilik $\kappa_p = \theta_p / l_p$, toplam eğrilik $\kappa = \kappa_y + \kappa_p$ hesaplanmakta ve bulunan κ eğriliği için beton ile çelikteki şekildeğiştirmelerin sınırlı kalıp kalmadığı kontrol edilmektedir.

Burada plastik mafsalları boyu için Park ve Priestley'in önerdiği

$$l_p = 0.08l + 6d_b \quad (5.13)$$

bağıntı kullanılmıştır, [30]. Bu ifadede l kolon yüksekliğini, d_b boyuna donatı çapını göstermektedir. Ancak Park ve Priestley'in önerdiği formül benzer formüller gibi maksimum dayanım hali için geçerlidir. Daha düşük seviyede performansa karşı gelen plastik mafsalsal boyunun tahmininde L_u ve diğerlerinin izlemiş oldukları yol takip edilmiştir, [31]. Buna göre akma durumunda ($\kappa=\kappa_y$) plastik mafsalsal boyunun $l_p/2$ olduğu kabul edilmekte ve diğer haller için κ_p plastik eğriliğine bağlı olarak doğrusal enterpolasyon yapılmaktadır.

Burada yapılan hesaplarda κ_p başlangıçta bilinmediğinden iterasyona gerek duyulmuştur. Plastik mafsalsal boyu için $l_p/2$ ile l_p arasında bir değer tahmin edilerek κ_p hesaplanmış ve bulunan κ_p değeri için doğrusal enterpolasyonla tekrar plastik mafsalsal boyu elde edilmiştir. Ardışık yaklaşımın son iki adımında bulunan değerler arasındaki farkın yeterince küçük kalması halinde hesaba son verilmiştir.

5.2.3 Örnek hesap sonuçları

Daha önce tanımlanan çok seviyeli standart ve ileri performans hedefleri esas alınarak boyutlandırma yapılmıştır. Uygulamada karşılaşıldığı şekilde, 200-800 kN aksenal basınç kuvvetine maruz 5-9 m yükseklikte 20'şer adet prefabrike betonarme kolon boyutlandırılmıştır.

Malzeme olarak C30 beton ($E_c=32000$ MPa) ve S420 donatı çeliği kullanılmıştır. Yapının deprem bölgesi 1'de yer aldığı, yerel zemin sınıfının Z3 olduğu kabul edilmiştir. Ön boyutlandırma ve kesin boyutlandırma için yerdeğiştirme esaslı 1. hesap yolu izlenmiş; 2. hesap yoluyla sonuçlar karşılaştırılmıştır. Örnek hesaplar ayrıntıları ile EK B'de verilmiştir.

5.2.3.1 Çok seviyeli standart performans hedefi için hesap

20 farklı prefabrike betonarme kolon, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için göçme öncesi performans hedeflenerek boyutlandırılmıştır. Ön boyutlandırma, ardından kesin boyutlandırması yapılan betonarme kolonlar **Çizelge C.1**'de verilmiştir, (EK C). SP kısaltması standart performans hedefini göstermek için kullanılmıştır. Çizelgede, boyutlandırılan her bir kolon için sırasıyla aksenal normal kuvvet, yükseklik, kesit boyutu, boyuna donatı oranı, rijitlik, periyot, spektral ivme

katsayısı, doğrusal yerdeğiştirme, doğrusal olmayan yerdeğiştirmelerin ortalaması, görelî kat öteleme oranı, yerdeğiştirme sünekliği ile beton ve çelikteki şekildeğiştirmeler verilmiştir.

Hesap sonuçlarına bakıldığında, kolonların (GÇ) göçme sınırına çekme donatısındaki hasar nedeniyle yaklaştığı, sarılmış betondaki hasarın küçük kaldığı görölmektedir, (**Çizelge C.1**). Diğer taraftan, tüm örnekler için doğrusal olmayan yerdeğiştirmelerin ortalaması (δ), doğrusal yerdeğiştirmeden (S_{de}) büyük oranda sapmaktadır.

Boyutlandırmanın ardından yapılan tahkikler sonucunda, 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve %50 olan depremler için sırasıyla can güvenliği, hemen kullanım performans hedeflerinin doğrudan doğruya sağlandığı görölmüştür, (**Çizelge C.2**, **Çizelge C.3**). Yani ele alınan örnekler için, tasarımda 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem beklendiği gibi daha etkin çıkmıştır. **Çizelge C.2** ve **Çizelge C.3** incelenecek olursa beton ve çelikte meydana gelen hasarlar 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için (GV) güvenlik sınırından, 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem için (MN) minimum hasar sınırından uzakta kalmaktadır. Bu iki grup hesapta doğrusal yerdeğiştirme doğrusal olmayan ortalama yerdeğiştirmeye yakın çıkmıştır.

δ/δ_y yerdeğiştirme süneklikleri incelenecek olursa aynı hesap grubu için yakın değerler elde edilmektedir. Ancak süneklik oranının büyük değer alması halinde dağılımların büyüdüğü görölmektedir.

Çok seviyeli standart performans hedefi esas alınarak boyutlandırılan kolonlar için, 2007 deprem yönetmeliğinde verilen eşdeğer deprem yükü yöntemine göre tahkik yapılmıştır. Yönetmelikte öngöröldüğü gibi, hesapta çatlamamış brüt beton kesit rijitliği kullanıldığında, rijitliğin ortalama 4 kat büyüdüğü ve sistemin titreşim periyodunun yaklaşık yarı yarıya küçüldüğü görölmüştür. Tahkik sonucunda kolonların görelî kat ötelemeleri öngörölen sınırlar dahilinde, ancak dayanımları yetersiz çıkmıştır.

5.2.3.2 Çok seviyeli ileri performans hedefi için hesap

Aynı eksenel normal kuvvete maruz ve aynı yükseklikte 20 adet prefabrike betonarme kolon için çok seviyeli ileri performans hedeflenerek tasarım yapılmıştır. 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için hemen kullanım performans hedefine göre boyutlandırılan kolonlar **Çizelge C.4**'te verilmiştir. IP kısaltması ileri performans hedefini belirtmektedir. Hesap sonuçlarına bakıldığında, kolonların (MN) minimum hasar sınırına gerek kabuk beton gerekse çekme donatısındaki hasar nedeniyle yaklaştığı görülmektedir, (**Çizelge C.4**).

Boyutlandırmanın ardından yapılan tahkik sonucunda, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için can güvenliği performans hedefinin doğrudan doğruya sağlandığı görülmüştür, (**Çizelge C.5**). Dolayısıyla incelenen örnekler için, tasarımda 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem daha etkin çıkmıştır. **Çizelge C.5**'e göre beton ve çelikte meydana gelen hasarlar 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için (GV) güvenlik sınırından uzakta kalmaktadır.

Yapılan iki grup hesap için doğrusal olmayan yerdeğiştirmelerin ortalaması (δ), doğrusal yerdeğiştirmeye (S_{de}) yakın çıkmıştır. δ/δ_y yerdeğiştirme süneklik oranlarının da yakın değerler aldığı görülmektedir.

5.2.3.3 Yerdeğiştirme esaslı 2. hesap yoluna göre karşılaştırma

Yerdeğiştirme esaslı 1. hesap yöntemine göre elde edilen tüm sonuçlar 2. hesap yoluyla kontrol edildiğinde genel olarak yakın sonuçlar bulunmuştur. Çok seviyeli standart performans hedefi için yapılan hesapların 2. hesap yoluyla tahkik sonuçları EK C'de verilmiştir, (**Çizelge C.6, Çizelge C.7, Çizelge C.8**).

Yalnızca 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için göçme öncesi performans hedeflendiğinde hesap sonuçlarında sapmalar çıkmıştır. Bu sapmaya, doğrusal olmayan yerdeğıştirmelerin ortalamasının doğrusal yerdeğıştirmeden büyük çıkmasının sebep olduğu görülmüştür. Ele alınan örnekler için sonuçlar arasındaki farklar değerlendirildiğinde, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için göçme öncesi performans hedefine göre 2. yoldan hesap yapılması halinde doğrusal yerdeğıştirmelerin %33 oranında büyütülmesi önerilebilir.

Yerdeğıştirmeye göre şekildeğıştirmeleri (hasarı) belirlemek üzere kullanılan, plastik mafsallı hipotezine dayanan yaklaşık bağıntılar tüm hesaplar için yakın sonuçlar vermiştir.

5.3 Prefabrik Kolonların Boyutlandırılması İçin Bir Ardışık Yaklaşım Yöntemi

5.3.1 Sanal deprem

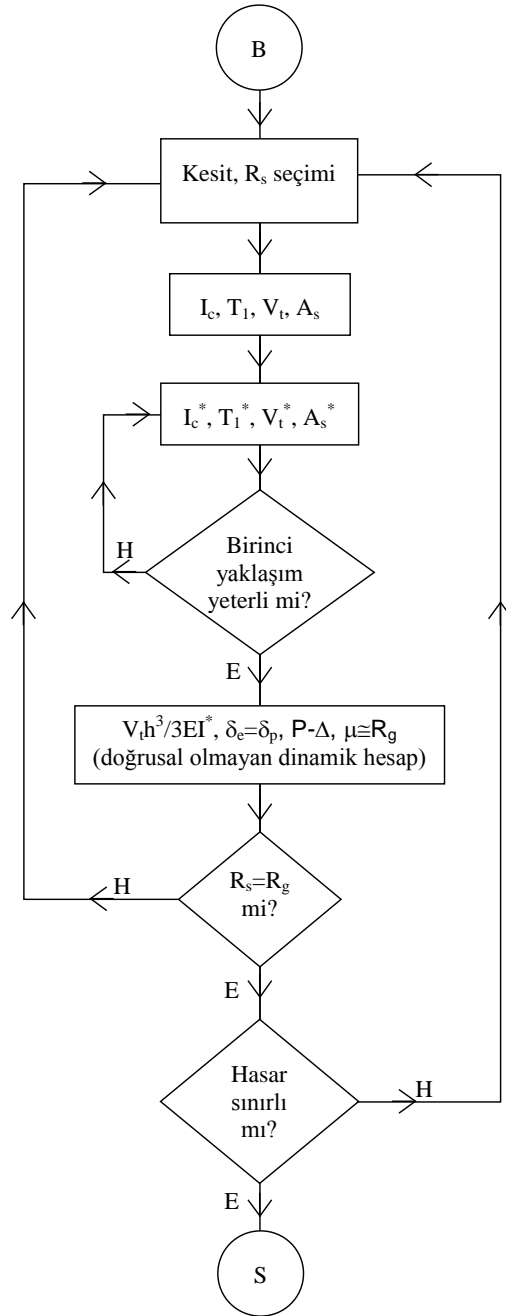
Sonuçların karşılaştırılabilir olması için, doğrusal olmayan dinamik hesapta deprem yönetmeliğinde Z2 sınıfı zemin için tanımlanan elastik ivme spektrumu eğrisiyle uyumlu üç yapay deprem kaydı kullanılmıştır. Böylelikle farklı frekans içeriklerinin daha iyi temsil edilebileceği düşünülmektedir.

5.3.2 Öngörülen algoritma

Hesapta izlenecek yol için akış diyagramı aşağıda verilmiştir, (**Şekil 5.10**). Buna göre bir ilk yaklaşım olarak prefabrike betonarme kolon eşdeğer deprem yükü yöntemine göre boyutlandırılmaktadır. Hesapla bulunan boyuna donatının brüt beton kesit rijitliğine katkısı gözönüne alınarak eşdeğer deprem yükü yöntemine göre boyutlandırma tekrar edilmektedir. Bulunan boyuna donatı aynı ise ilk yaklaşım sonuçlanmakta; aksi halde tekrar hesaba gidilmektedir.

Boyutlandırılan betonarme kolon için yapay ivme kayıtları kullanılarak doğrusal olmayan dinamik hesap yapılmakta ve doğrusal olmayan elverişsiz yerdeğıştirme belirlenmektedir. Bu yerdeğıştirmeye karşı gelen yük ve yerdeğıştirme süneklilik oranı, eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesapta ele alınan yük ve yerdeğıştirme

süneklik oranına yeterince yakınsa hesap sonuçlanmakta; aksi halde ardışık yaklaşıma gidilmektedir.



Şekil 5.10 : Önerilen algoritma için akış diyagramı.

5.3.3 Örnek ve irdeleme

2007 deprem yönetmeliği eşdeğer deprem yükü yöntemine göre bir grup betonarme kolon boyutlandırılmıştır, (**Çizelge 5.3**). Hesap sonuçlarına göre 1. derece deprem bölgesinde, Z3 sınıfı zeminde 130 kN normal kuvvete maruz, 4 m yüksekliğinde, 30x30 cm kesit boyutlu betonarme kolonu boyutlandırmak, görelî kat ötelemesi sınırlandırması nedeniyle olanaksızdır. Taşıyıcı sistem davranış katsayısının 3'ten büyük tutulması bu sonucu değiştirmemektedir. Boyutlandırmaya esas olan deprem yükü azalırken görelî öteleme sınırlandırması yine sağlanmamaktadır. Buna rağmen aynı kolonu Z1 veya Z2 sınıfı zeminde boyutlandırmanın mümkün olduğu görülmüştür.

Bunun yanında beton brüt kesit atalet momentini kullanmak yerine boyuna donatıların da kesit eğilme rijitliğine katkısının hesaba katılmasıyla sonuçların değiştiği, boyutlandırmaya esas olan deprem yükü büyürken görelî kat ötelemelerinin daha sınırlı kaldığı görülmüştür.

6 numaralı çözümle boyutlandırılan kolon için doğrusal olmayan dinamik hesaba gidilerek önerilen algoritmaya göre ardışık yaklaşım yapıldığında $R=3.3$ için hesap sonuçlanmıştır.

Çizelge 5.3 : Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre karşılaştırmalı hesaplar.

#	I_c, I_c^*	I_c, I_c^*	$K=3E_c I_c / l^3$	T_1	$S(T_1)$	$A(T_1)=A_0 I S(T_1)$	R	$R_a(T_1)$	V_t	$\Delta=V_t/K$	$\delta=R\Delta$	δ/l	$\beta=1/(1-N_d/N_k)$	$M=V_t l$	$M_d=\beta M$	ρ	A_s	Seçilen donatı
Z1	I_c	6.750E-04	1139.1	0.678	1.30	0.52	3	3	22.6	0.0198	0.0595	0.015	1.095	90.3	98.9	0.020	18.00	8 Φ 18
	I_c^*	7.638E-04	1288.9	0.637	1.37	0.55	3	3	23.7	0.0184	0.0552	0.014	1.083	94.9	102.8	0.020	18.00	8 Φ 18
	I_c	6.750E-04	1139.1	0.678	1.30	0.52	5	5	13.5	0.0119	0.0595	0.015	1.095	54.2	59.3	0.010	9.00	8 Φ 12
	I_c^*	7.166E-04	1209.3	0.658	1.33	0.53	5	5	13.9	0.0115	0.0574	0.014	1.089	55.5	60.4	0.010	9.00	8 Φ 12
Z2	I_c	6.750E-04	1139.1	0.678	1.64	0.66	3	3	28.4	0.0250	0.0749	0.019	1.095	113.7	124.5	0.026	23.40	8 Φ 20
	I_c^*	7.827E-04	1320.8	0.629	1.74	0.70	3	3	30.2	0.0228	0.0685	0.017	1.081	120.6	130.4	0.027	24.30	8 Φ 20
	I_c	6.750E-04	1139.1	0.678	1.64	0.66	5	5	17.1	0.0150	0.0749	0.019	1.095	68.2	74.7	0.014	12.60	8 Φ 16
	I_c^*	7.464E-04	1259.6	0.644	1.71	0.68	5	5	17.8	0.0141	0.0705	0.018	1.085	71.0	77.1	0.014	12.60	8 Φ 16
Z3	I_c	6.750E-04	1139.1	0.678	2.27	0.91	3	3	39.3	0.0345	0.1035	0.026	1.095	157.2	172.2	0.038	34.20	8 Φ 24
	I_c^*	8.246E-04	1391.5	0.613	2.46	0.98	3	3	42.6	0.0306	0.0918	0.023	1.076	170.4	183.4	0.040	36.00	8 Φ 24
	I_c	6.750E-04	1139.1	0.678	2.27	0.91	5	5	23.6	0.0207	0.1035	0.026	1.095	94.3	103.3	0.021	18.90	8 Φ 18
	I_c^*	7.638E-04	1288.9	0.637	2.38	0.95	5	5	24.8	0.0192	0.0961	0.024	1.083	99.1	107.4	0.022	19.80	8 Φ 18
	I_c	6.750E-04	1139.1	0.678	2.27	0.91	6	6	19.7	0.0173	0.1035	0.026	1.095	78.6	86.1	0.016	14.40	8 Φ 16
	I_c^*	7.464E-04	1259.6	0.644	2.36	0.94	6	6	20.5	0.0162	0.0975	0.024	1.085	81.8	88.8	0.017	15.30	8 Φ 16

$\delta/l \leq 0.02$ koşulu sağlanmalı.

W=130 kN, l=4m
 $E_c=36000$ MPa, b=0.3 m
 Deprem bölgesi:1, l=1

6. SONUÇLAR

Ülkemizdeki prefabrik betonarme yapı uygulamaları arasında, kare kesitli kolonlardan meydana gelen, kolon-kiriş birleşimleri mafsallı olan sanayi tipi, tek katlı yapılara, yaygın olarak rastlanmaktadır. Bu çalışmanın başlangıcında , prefabrik betonarme kolonların artan yatay yükler etkisindeki davranışları deneysel olarak laboratuvarında incelenmiştir. Deneysel çalışma, ağır hasar gören numunelerin ince mantolarla güçlendirilmesi ile sürdürülmüştür. Kuramsal çalışmaların birinci aşamasında deneysel bulguların değerlendirilmesi üzerinde durulmuş ve ikinci aşamada da incelenen türdeki tek serbestlik dereceli sistemlerin, deprem hesabı için yeni bir yöntem önerilmiştir.

Kuramsal bir ön çalışmaya dayanarak, betonarme kolonların kaynağa yakın deprem etkisindeki davranışlarını daha iyi belirleyebilmek için deneysel çalışmalara esas olmak üzere yeni bir yerdeğiştirme çevrimleri önerisi geliştirilmiştir. Bu amaçla önce bir grup betonarme kolon ele alınarak, tek serbestlik dereceli sistemlerin zaman artımı yöntemine göre doğrusal olmayan dinamik hesabı yapılmıştır. 17 Ağustos Kocaeli depreminde kaynağa mesafesi 13 km'den daha az olan istasyonlardan alınan ivme kayıtları kullanılarak yapılan bu hesaplardan, görelî yerdeğiştirme-zaman eğrileri elde edilmiştir. Bu eğriler uygun biçimde değerlendirilerek belirlenen, normalize edilmiş yerdeğiştirme çevrimlerinin zarf eğrisine göre, kaynağa yakın yer hareketleri için deneylerde uygulanabilecek yerdeğiştirme çevrimlerine bir öneri getirilmiştir. Deneysel çalışmalar kapsamındaki betonarme kolon numunelerden ikisi, tanımlanan bu yanal yerdeğiştirme çevrimleri uygulanarak denenmiştir.

Toplam 13 adet 1/1 ölçeğinde prefabrike betonarme kolon numune, İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda, sabit tutulan eksenel normal kuvvet etkisi altında yön değiştiren tekrarlı yanal yerdeğiştirme çevrimleri uygulanarak denenmiştir. Kesit boyutları 30, 35 ve 40 cm olan ve %1~2.4 oranında boyuna donatı içeren kolon numunelerin, çanak temelle birleşimi için düz veya dişli birleşim detayı esas alınmıştır.

Yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme ölçerler kullanılarak deneyler sırasında ölçümler gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçlarını doğru şekilde yorumlayabilmek üzere çeşitli malzeme deneyleri de yapılmıştır.

Prefabrike kolon deneylerinde, genel olarak söylemek gerekirse tüm numunelerde benzer davranış gözlenmiştir. İnce eğilme çatlaklarıyla ilk hasar ortaya çıkmış, genliği giderek büyüyen çevrimlerle çatlakların sayısı ve kalınlıkları artmıştır. Deneylerin ileri aşamalarında, kolonun kritik tabana yakın kesiminde kabuk beton kabarak dökülmüş; açığa çıkan boyuna donatılar çekirdek betondan bir bölümün de ezilmesiyle burkulmuştur. Numunenin daha fazla zorlanması halinde burkulan donatıların çekmeye maruz kaldığında koptuğu gözlenmiştir.

Deneysel çalışmaların ikinci aşamasında, ağır hasarlı prefabrike kolon numunelerin dördü onarım ve güçlendirme sonrasında aynı düzlem içinde, aynı normal kuvvet ve yerdeğiştirme çevrimleri uygulanarak tekrar denenmiştir. Bu çalışmada güçlendirme amacıyla kendiliğinden yerleşen beton kullanılarak ince bölgesel betonarme mantolama seçeneği kullanılmıştır. Bu yol işletim sürecini fazla aksatmadan, donanımlı bir fabrikanın kolonlarındaki güçlendirmenin gerçekleştirilebilmesi olasılığını arttırmak açısından önemlidir.

Dört taraftan 7.5 cm kalınlığında mantolanan kesitlerde %1 oranında ilave boyuna donatı ve $\Phi 8/5$ cm etriye kullanılmıştır. Sanayi tipi yapılarda yer alma olasılığı yüksek olan çeşitli tesisat detayları da dikkate alınarak kolonlar toplam yüksekliklerinin $\frac{1}{4}$ veya $\frac{1}{2}$ 'sine dek mantolanması seçenekleri üzerinde durulmuştur.

Bu amaçla önce betondaki çatlaklar epoksi enjekte edilerek onarılmış; ilave boyuna donatılar çanak temelde açılan delikler içine kimyasal olarak yapıştırılmıştır. Manto ile eski betonun birlikte çalışabilmesi için kayma kamaları da kullanılmıştır.

Özet olarak verilen deneysel çalışmalarla varılan sonuçlar aşağıdadır:

- Düz veya dişli kolon-çanak temel birleşim detayının uygulanması, prefabrike betonarme kolon numunelerin davranışında önemli bir farka neden olmamaktadır.
- Artan genliklerle üçer kez tekrarlanan tersinir simetrik yerdeğiştirme çevrimleri yerine kaynağa yakın yer hareketleri için önerilen yerdeğiştirme çevrimlerinin

uygulanmasının, elemanların davranışına önemli bir etkisi olmamaktadır. Bu durum betonarme elemanların sünek davranışı ve enerji yutma özelliğine bağlanmaktadır.

- Deneylelerden elde edilen yatay yük-yerdeğiştirme eğrilerinin zarfları ile monotonik artan yatay yük etkisine göre yapılan kuramsal çalışma sonuçları ile genel olarak yakın kalmaktadır.
- Normal betonla mantolamada karşılaşılan güçlüklerin aksine, ince mantolamaya rağmen kendiliğinden yerleşen beton kolaylıkla dökülerek boşluksuz olarak yerleştirilebilmektedir.
- Güçlendirilmiş kolonlar üzerinde yapılan deneylelere göre, boyuna donatıların kopmasıyla ağır hasar gören kolonlar bile betonarme mantolama ile geri kazanılabilmektedir. Mantolanan kolonların taşıma kapasiteleri orijinal kolonların kapasitesinin 1.5~2 katı düzeyine çıkabilmektedir. Temel çanak izin verdiği takdirde bu miktarlar daha da artırılabilir.
- Deneyle sonuçları genel olarak değerlendirildiğinde ve görelî kat ötelemesi için deprem yönetmeliğinde tanımlanan sınır değerler ele alındığında, hasarlar dolayısıyla ortaya çıkan histeritik sönüm ihmal edilebilecek kadar küçük kalmaktadır. Ancak büyük genlikli çevrimler için histeritik sönüm oranı 0.40 gibi büyük değerlere ulaşabilmektedir.
- Çatlamamış başlangıç elastik yatay rijitlik esas alınarak, süneklik oranı-yerdeğiştirme eğrileri çizildiğinde bu eğrilerin birbirine yakın çıkmakta olduğu görülmektedir. Kesit boyutu aynı, fakat farklı oranda donatı içeren kolonlar için uygun bir yaklaşım eğrisi kullanılarak, idealleştirilmiş yük-yerdeğiştirme eğrileri elde edilebilmektedir.

Gerek 2007’de yürürlüğe giren deprem yönetmeliği gerekse 1998 deprem yönetmeliğinde, depreme dayanıklı binalar için hesap kuralları kapsamında eşdeğer deprem yükü yöntemine geniş yer verilmektedir. Eşdeğer deprem yükü yönteminde sistemin başlangıç rijitliğine bağlı doğal titreşim periyodu esas alınarak elastik deprem yükleri tarif edilmekte; bu yükler doğrusal ve doğrusal olmayan yerdeğiştirmelerin eşitliği kabulüyle hesaba esas alınacak olan yüklere

indirgenmektedir. Elastik deprem yüklerini azaltmak için kullanılan taşıyıcı sistem davranış katsayısı yapının tipine göre hesap öncesinde tahminen seçilmekte ve buna göre boyutlandırılan yapının hedeflenen sünekliği sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmemektedir. Göreli kat ötelemelerinin sınırlandırılmasında da eşdeğer statik yükler altında ortaya çıkan yerdeğiştirmeler esas alınmaktadır. Ancak, gerçekçi olan, yerdeğiştirmelerin yapıdaki hasarı kısıtlayacak şekilde sınırlandırılmasıdır.

Kuramsal çalışmalarda esas olarak performansa dayalı tasarım ve değerlendirme kapsamında, betonarme prefabrike yapılar için yerdeğiştirme kontrollü hesap konusu incelenmiştir. 2007 deprem yönetmeliğinde, ‘Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi’ bölümünde verilen tanım ve koşullar esas alınarak iki ayrı hesap yolu incelenmiş; sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmede, yapıya etkiyen depremi temsil eden talep ile yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil eden kapasite temel parametrelerdir. Burada, ele alınan prefabrike betonarme yapılar için çok seviyeli standart performans hedefi ile çok seviyeli ileri performans hedefi önerilmiştir.

Depremi ardından hemen kullanılma ihtiyacı olmayan sıradan yapılar için önerilen çok seviyeli standart performans hedefinde, 50 yılda aşılma olasılığı %50, %10 ve %2 olan depremler için sırasıyla hemen kullanım, can güvenliği ve göçme öncesi performans hedeflenmektedir. Deprem sonrasında kayba uğramaksızın üretime devam etmesi gereken önemli sanayi yapıları için önerilen çok seviyeli ileri performans hedefinde ise 50 yılda aşılma olasılığı %10 ve %2 olan depremler için sırasıyla hemen kullanım ve can güvenliği performans seviyeleri hedeflenmektedir.

Yerdeğiştirme esaslı 1. hesap yolunda, tanımlanan hedef performanslar için taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış gözönüne alınarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yapılmaktadır. Bunun için kesit özellikleri bilinen prefabrike betonarme kolonun sabit aksenal basınç kuvveti altında tek yönlü olarak artan yatay yükler için kapasite eğrisi çizilmekte; bu eğriyi temsil eden zarf eğrisi ve betonarme elemanın davranışını temsil eden histeritik bir model ele alınarak belli sayıda deprem kaydı için zaman artımı yöntemine göre doğrusal olmayan dinamik hesap uygulanmaktadır.

Yerdeğiştirme esaslı 2. hesap yolunda ise, gerek itme analizi gerekse doğrusal olmayan dinamik hesap terk edilmekte; basit olarak betonarme kesitin moment-eğrilik eğrisinden yararlanılmaktadır. Burada doğrusal yerdeğiştirmenin, doğrusal olmayan ortalama yerdeğiştirmeye eşit olacağı kabul edilmektedir. Bu yerdeğiştirmeye bağlı olarak kritik kesimdeki hasarı belirlemek için plastik mafsal hipotezine dayanan yaklaşık bağıntılar kullanılmakta; yani sırasıyla plastik yerdeğiştirme, plastik dönme, plastik eğrilik, toplam eğrilik ve buna karşı gelen şekildeğiştirmeler belirlenmektedir.

Kuramsal çalışmalar içerisinde ardışık yaklaşıma dayanan yerdeğiştirme esaslı 3. bir hesap yolu da incelenmiştir. Burada esas olarak, hesabın başında tahmin edilen yük ve süneklik oranı, hesap sonunda bulunanla karşılaştırılarak iterasyon yapılmaktadır.

Yerdeğiştirme esaslı 1. hesap yoluna göre, 200~800 kN aksel basınç kuvvetine maruz 5~9 m yükseklikte 20 farklı prefabrike betonarme kolon boyutlandırılmıştır. Hesap için, yönetmelikte tanımlanan yer hareketleriyle uyumlu ve şiddetleri yer hareketinin şiddetine yeterince yakın olan ölçeklendirilmiş ivme kayıtları kullanılmıştır. Buna göre tek serbestlik dereceli sistemin, Q-Hyst histeritik modeli kullanılarak, %5 sönüm oranına göre Newmark yöntemiyle dinamik hesabı yapılmış; her kayıt için mutlak değerce en büyük görelî yerdeğiştirme elde edilmiştir. Bu yerdeğiştirmelerin ortalaması hesaba esas alınarak plastik mafsal bölgesinde beton ve çelikteki hasarın sınırlı kalıp kalmadığı kontrol edilmiştir.

Özetlenen kuramsal çalışmaların sonuçları aşağıda verilmiştir:

- Çok seviyeli standart performans hedefine göre, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için göçme öncesi performans hedeflenerek tasarımı yapılan elemanlar, diğer performans hedeflerini doğrudan doğruya sağlamaktadır. Çok seviyeli ileri performans hedef ele alındığında ise, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için hemen kullanım performans hedefi daha baskındır.
- Yerdeğiştirme esaslı 1. hesap yolu sonuçları genel olarak değerlendirilecek olursa, doğrusal ve doğrusal olmayan yerdeğiştirmelerin eşitliği kabulü her zaman geçerli olmamaktadır; aynı performans hedefi için bulunan yerdeğiştirme sünekliklerinin, büyüklükleri oranında dağılımları da büyümektedir.

- Çok seviyeli standart hedef performansına göre boyutlandırılan betonarme kolonlar için, 2007 deprem yönetmeliğine göre eşdeğer deprem yükü yöntemiyle tahkik yapıldığında, hesapta çatlamamış brüt beton kesit rijitliği kullanıldığından, rijitlik ortalama 4 kat büyümekte ve buna bağlı olarak sistemin titreşim periyodu yaklaşık yarı yarıya küçülmektedir. Tahkik sonucunda, kolonlar görelî kat ötelemesi için tanımlanan sınır koşulunu sağlamakta; ancak dayanımları yetersiz çıkmaktadır.
- Yerdeğiştirme esaslı 2. hesap yöntemi ile, 1. hesap yoluyla bulunan tüm sonuçlar kontrol edildiğinde genel olarak yakın değerler elde edilmektedir. Yerdeğiştirmeye bağlı olarak şekildeğiştirmeleri belirlemek için kullanılan, plastik mafsal hipotezine dayanan yaklaşık bağıntılar gerçekçi sonuçlar vermektedir.
- 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için göçme öncesi performans hedeflendiğinde, doğrusal olmayan ortalama yerdeğiştirmelerin, doğrusal yerdeğiştirmelerden büyük çıkması nedeniyle 2. hesap yolu sonuçlarında sapmalar olmaktadır. Ele alınan örnekler değerlendirildiğinde, bu performans hedefi için 2. hesap yolu uygulamalarında doğrusal yerdeğiştirmelerin yaklaşık olarak %33 oranında büyütülmesi önerilebilir.

Genel olarak her düzeyde önerilmekte olan ardışık yaklaşımların hızlı olduğu gözlenmektedir. Plastik mafsal boyları konusundaki deneysel bulguların değerlendirilmesi, ek yapay deprem kayıtları ile çalışma ve bazı yeni karşılaştırmalara yer verilmesi uygun olacaktır.

KAYNAKLAR

- [1] **Ataköy, H.**, 1999. 17 Ağustos Marmara Depremi ve TPB Üyelerince Yapılan Prefabrike Yapılar, *Beton Prefabrikasyon*, Ekim 1999-Ocak 2000, Sayı 52-53.
- [2] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik**, 2007. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [3] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1998. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [4] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1975. İmar ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [5] **Yalcin, C., Saatcioglu, M.**, 2000. Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Columns, *Computers & Structures*, V. **77**, No. 5, pp. 539-555.
- [6] **Saatcioglu, M., Razvi, S. R.**, 1992. Strength and Ductility of Confined Concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **118**(6):1590-607.
- [7] **Hognestad, E.**, 1951. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Bulletin Series No. 399, Univ. Of Illinois Engrg. Experimental Station, Urbana, Ill.
- [8] **Mau, S. T., El-Mabsout M.**, 1989. Inelastic Buckling of Reinforcing Bars, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, **115**(1):1-17.
- [9] **Mau S. T.**, 1990. Effect of Tie Spacing on Inelastic Buckling of Reinforcing Bars, *ACI Structural Journal*, **87**(6):671-677.
- [10] **Clough, R. W., and Johnston, S. B.**, Oct. 1966. Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, *Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium*, Tokyo, Japan, pp.195-198.
- [11] **Saiidi, M., and Sozen, M. A.**, Aug. 1979. Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures,

Structural Research Series No. 465, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, Ill.

- [12] **Takeda, T., Sozen, M. A., and Nielsen, N. N.**, Dec. 1970. Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. **96**, No. ST12, pp.2557-2573.
- [13] **Yüksel, E.**, 1998. Bazı Düzensizlikler İçeren Üç Boyutlu Büyük Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Çözümlemesi, *Tez (Doktora)*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü.
- [14] **Saisi A., Toniolo G.**, 1998. Precast R.C. Columns under Cyclic Loading: An Experimental Programme Oriented To EC8, *Studi E Ricerche*, Vol. **19**, Pages:373-414, *Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. – Fratelli Pesenti*, Politecnico di Milano, Italia.
- [15] **Lehman D. E., Gookin S. E., Nacamuli A. M., Moehle J. P.**, 2001. Repair of Earthquake-Damaged Bridge Columns, *ACI Structural Journal*, **98**(2):233-242.
- [16] **ACI ITG/T1.1-99**, 1999. Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Mich.
- [17] **ACI 318-99**, 1999. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Mich.
- [18] **Saatcioglu, M., Ozcebe, G.**, 1989. Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading, *ACI Structural Journal*, **86**(1):3-12.
- [19] **Lukkunaprasit, P., Thepmangkorn, J.**, October 2004. Load History Effect on Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Tied Columns, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **130**(10):1629-1633.
- [20] **Krawinkler, H., Parisi, F., Ibarra, L., Ayoub, A., Medina, R.**, 2001. Development of a Testing Protocol for Woodframe Structures, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- [21] **Karadoğan, H. F., Yüksel, E., Yüce, S., Vatansever, C.**, May 2002. Several Pilot Tests for Retrofitting of Prefabricated Columns, *17th*

International Congress of Precast Concrete Industry, B.I.B.M. 2002, İstanbul.

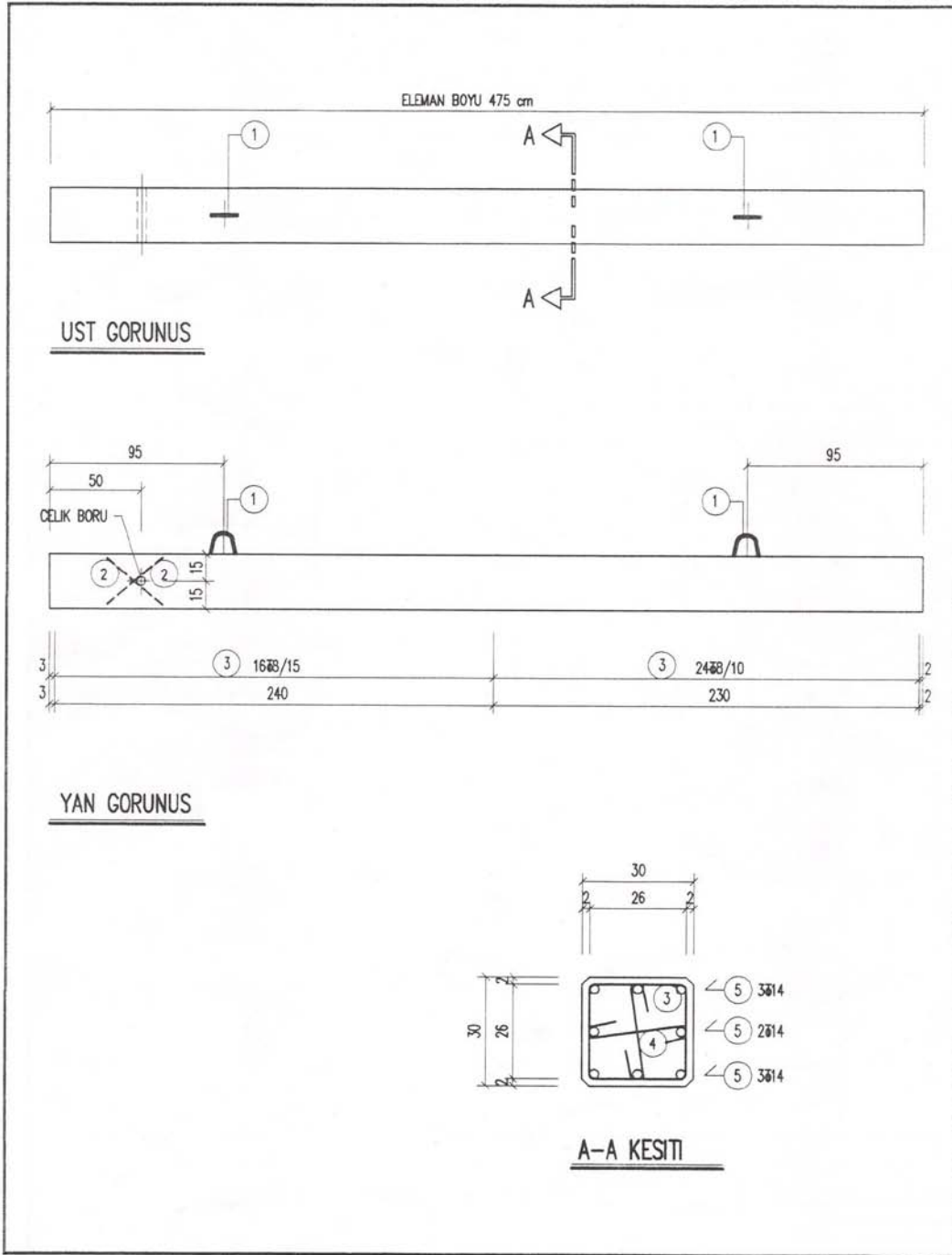
- [22] **FEMA 273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.
- [23] **ATC 40, Vol. 1-2**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, Redwood City, CA.
- [24] **FEMA 274**, 1997. NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.
- [25] **FEMA 356**, 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.
- [26] **FEMA 440**, 2004. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C.
- [27] **TS 500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [28] **Priestley, M. J. N.**, 2003. *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering*, Revisited, The Ninth Mallet-Milne Lecture, London, UK.
- [29] **Çakıroğlu, A., Özer, E.**, 1980. Betonarme Sistemlerde Göçme Yüklerinin Bulunması Üzerine, *İTÜ İnşaat Fakültesi Teknik Rapor No. 39*.
- [30] **Priestley, M. J. N., and Park, R.**, 1987. Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading, *ACI Structural Journal*, **84**(1), 61-76.
- [31] **Lu, Y., Gu, X. and Guan, J.**, June 2005. Probabilistic Drift Limits and Performance Evaluation of Reinforced Concrete Columns, *ASCE Journal of Structural Engineering*, **131**(6):966-978.

EKLER

EK A : İmalat Detayları

EK B : Yerdeğiştirme Esaslı Hesap Örneği

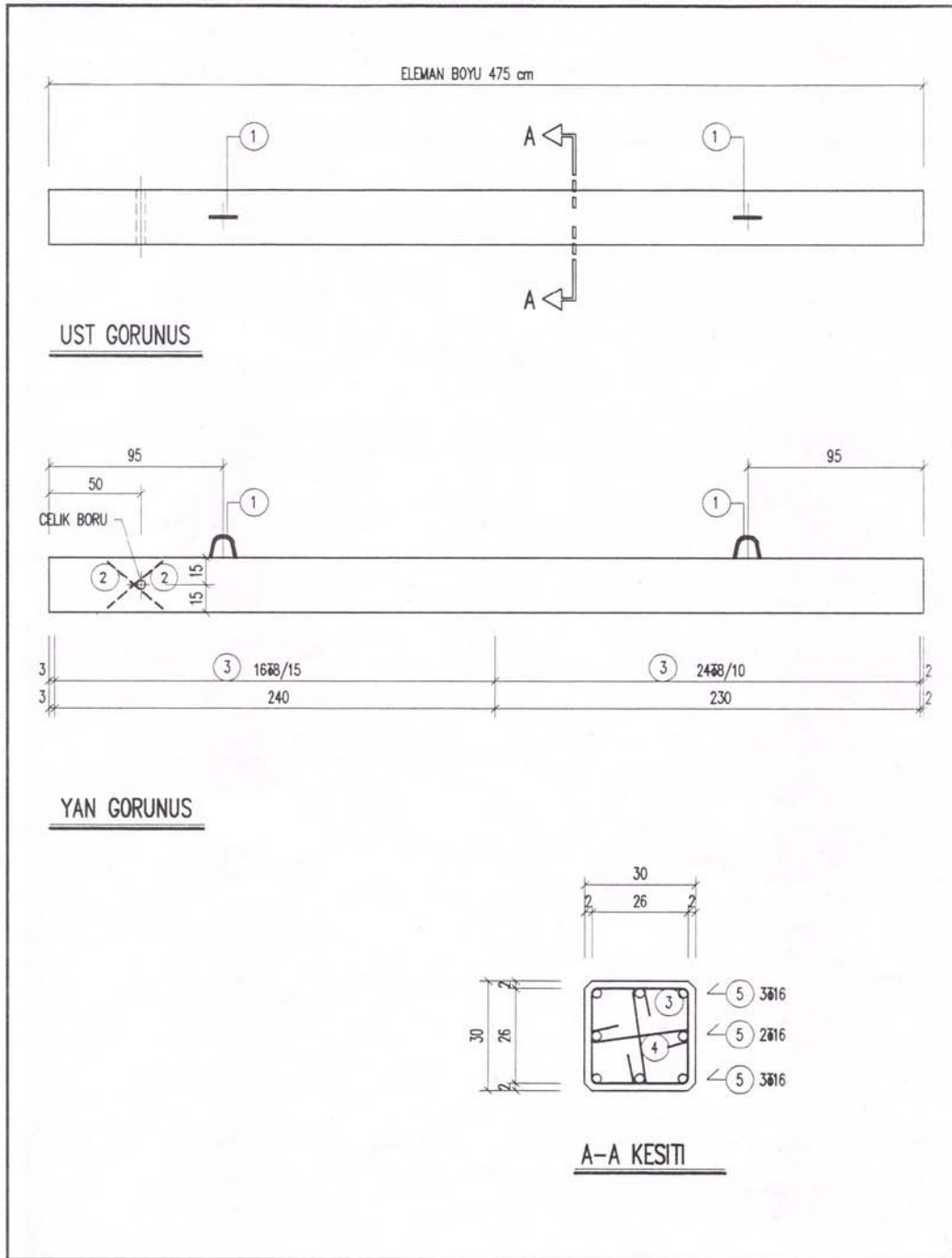
EK C : Yerdeğiştirme Esaslı Örnek Hesap Sonuçları



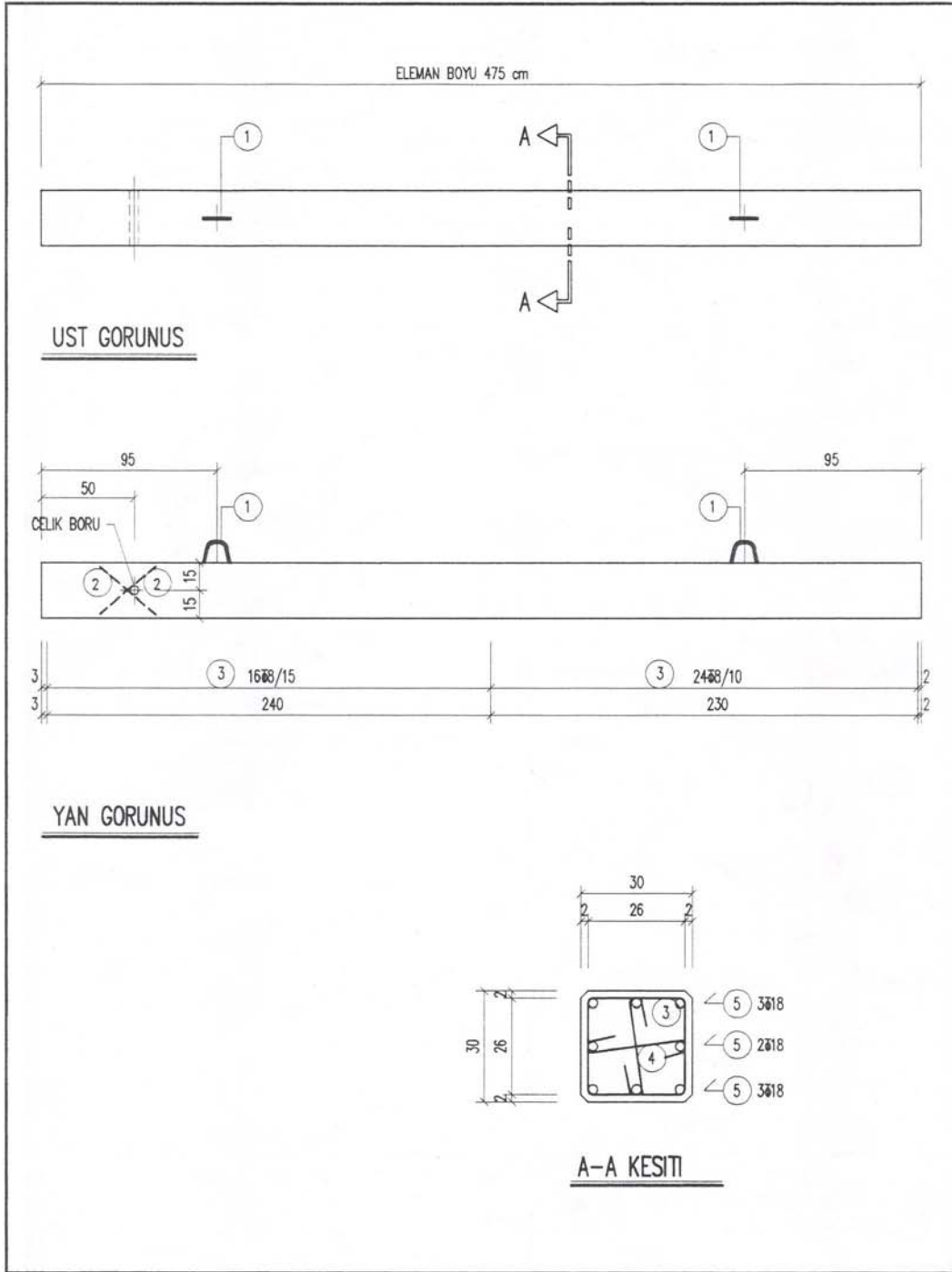
Şekil A.2 : S30_14, S30_14M numunelerinin imalat detayları.

DENEY MODEL ELEMANLARI					PROJE NO	ELEMAN TİPİ	ELEMAN NO		
					001	5101	K.2		
ELEMAN CİNSİ			ADET		EN	BOY	AĞIRLIK		
KOLON			-1-		30/30 cm	475 cm	1070 kg		
KOD	MALZEME		AD.	MIKTAR	POZ	AD.	KALINLIK	EN	BOY
	BS-25 BETONU			0.428					
81	ST. 160 TEL								
82	TORON								
41	AHSAP								
					PLAK				
					HASIR	CELIK BORU	1	ø50	30
					KALIP ALIŞ DAYANIMI: 170 kg/cm ²				
					R				
					CIZEN	GOKSEL	01/11/2001	PAFTA NO.	
					KONTROL			IM. 2	
					TASDIK				

Şekil A.3 : S30_16 numunesinin imalat detayları.



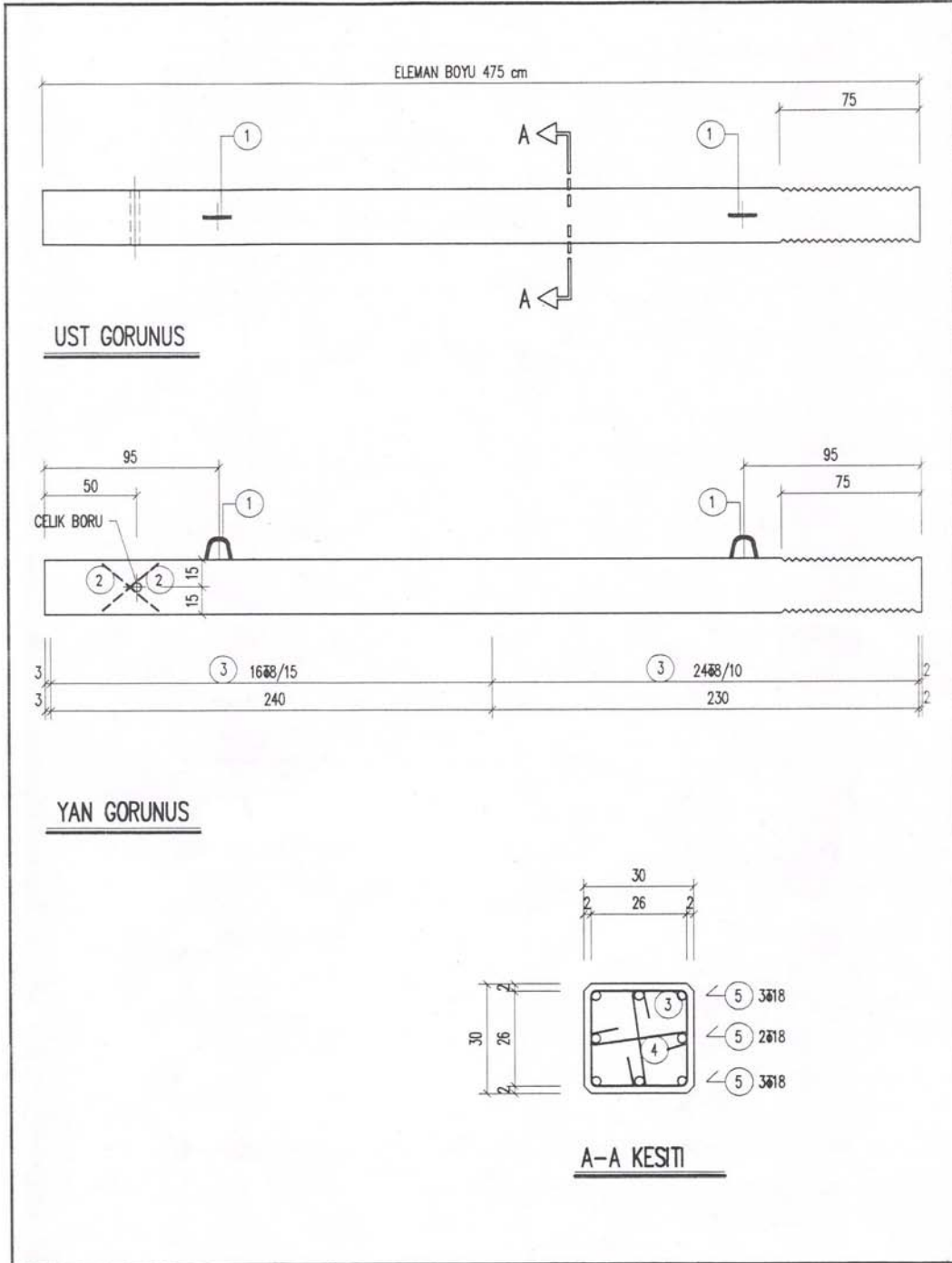
Şekil A.4 : S30_16 numunesinin imalat detayları.



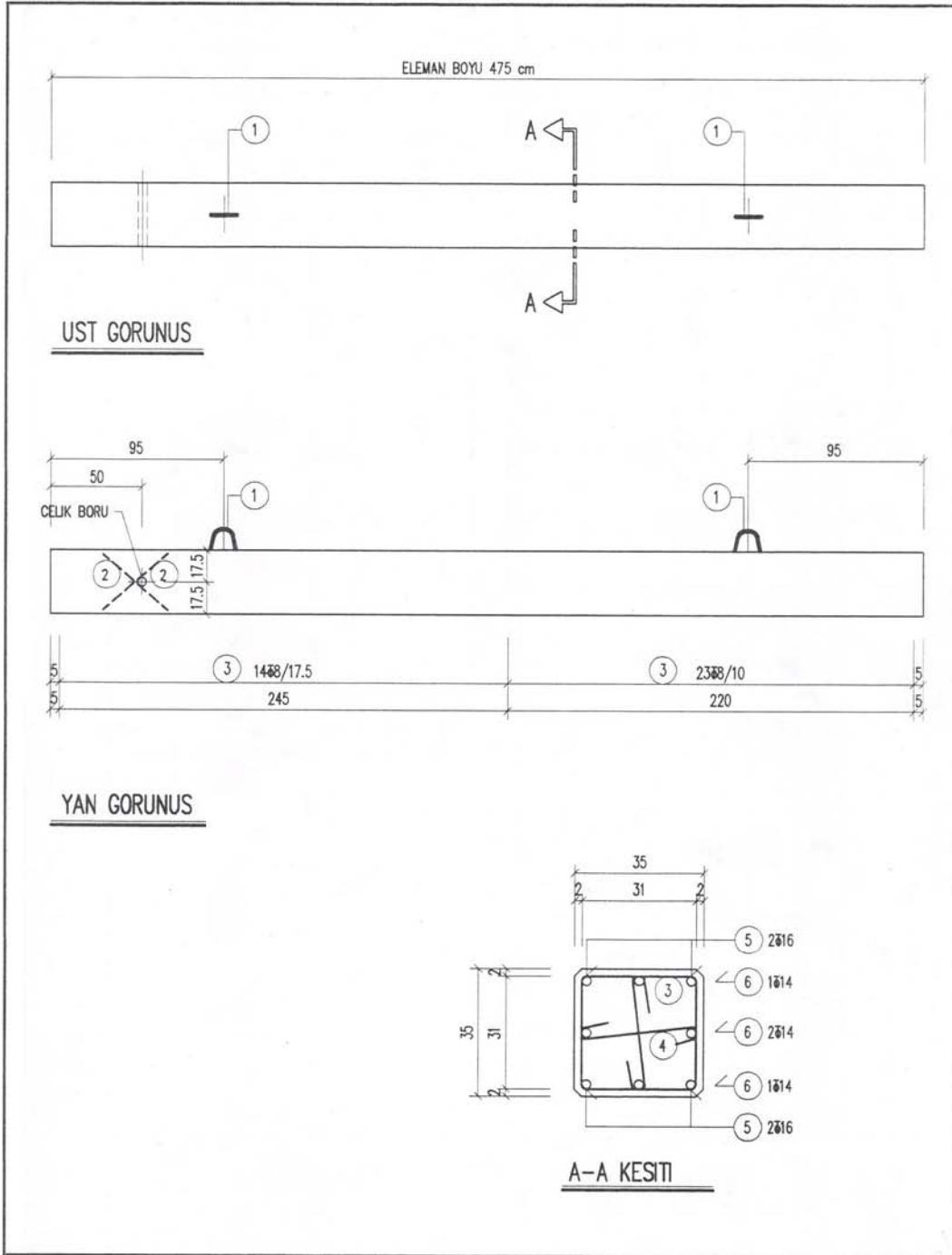
Şekil A.6 : S30_18 numunesinin imalat detayları.

DENEY MODEL ELEMANLARI					PROJE NO	ELEMAN TIPI	ELEMAN NO		
					001	5101	K.10		
ELEMAN CINSI			ADET		EN	BOY	AĞIRLIK		
KOLON			-1-		30/30 cm	475 cm	1070 kg		
KOD	MALZEME		AD.	MIKTAR	POZ	AD.	KALINLIK	EN	BOY
	BS-25 BETONU			0.428					
81	ST. 160 TEL								
82	TORON								
41	AHSAP								
					PLAK				
					HASIR				
					CELİK BORU	1	ø50		30
					KALIP ALIŞ DAYANIMI: 170 kg/cm ²				
					R				
					CIZEN	GOKSEL	02/11/2001	PAFTA NO.	
					KONTROL			IM. 10	
					TASDIK				

Şekil A.7 : S30_18Z numunesinin imalat detayları.



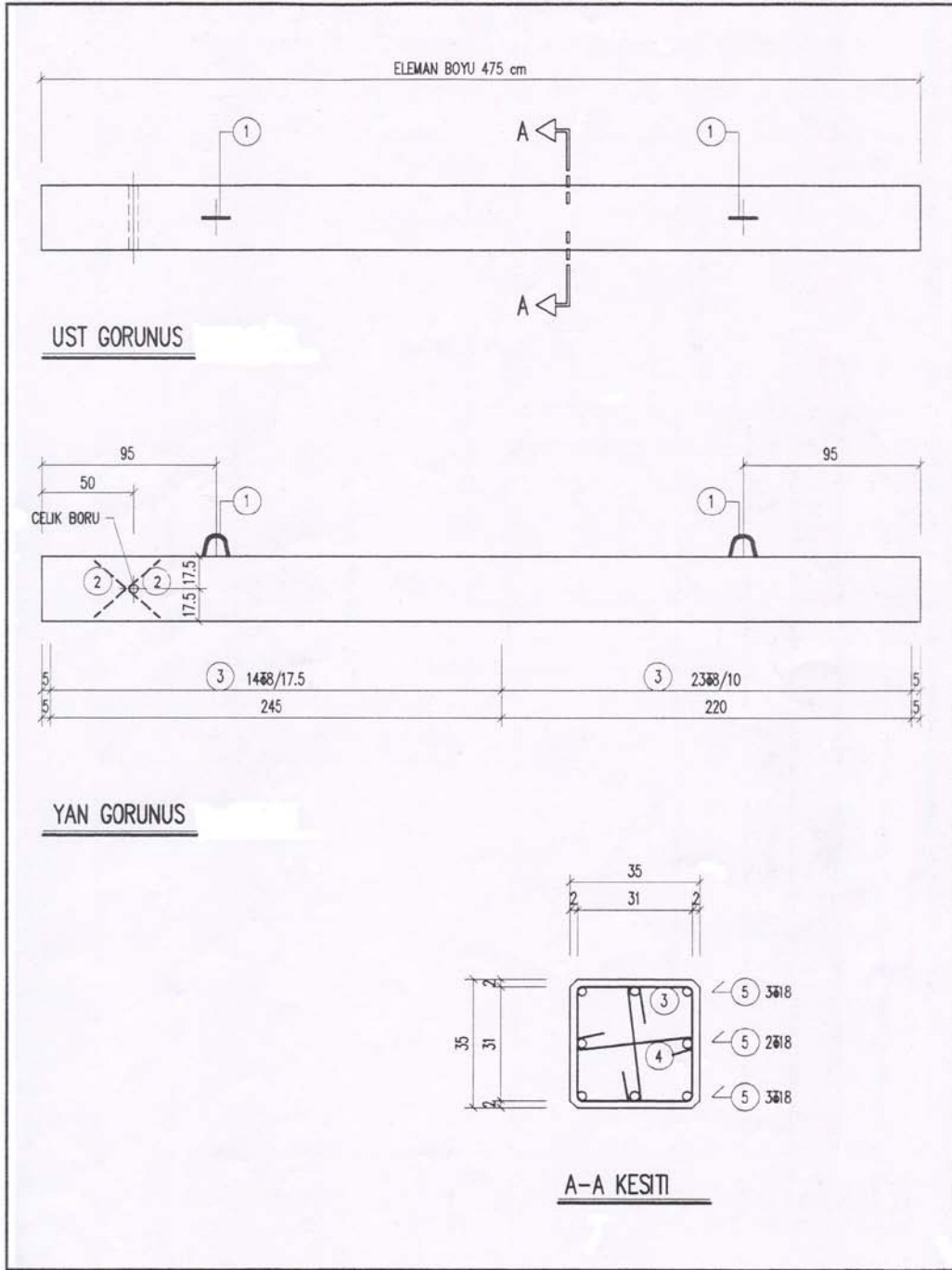
Şekil A.8 : S30_18Z numunesinin imalat detayları.



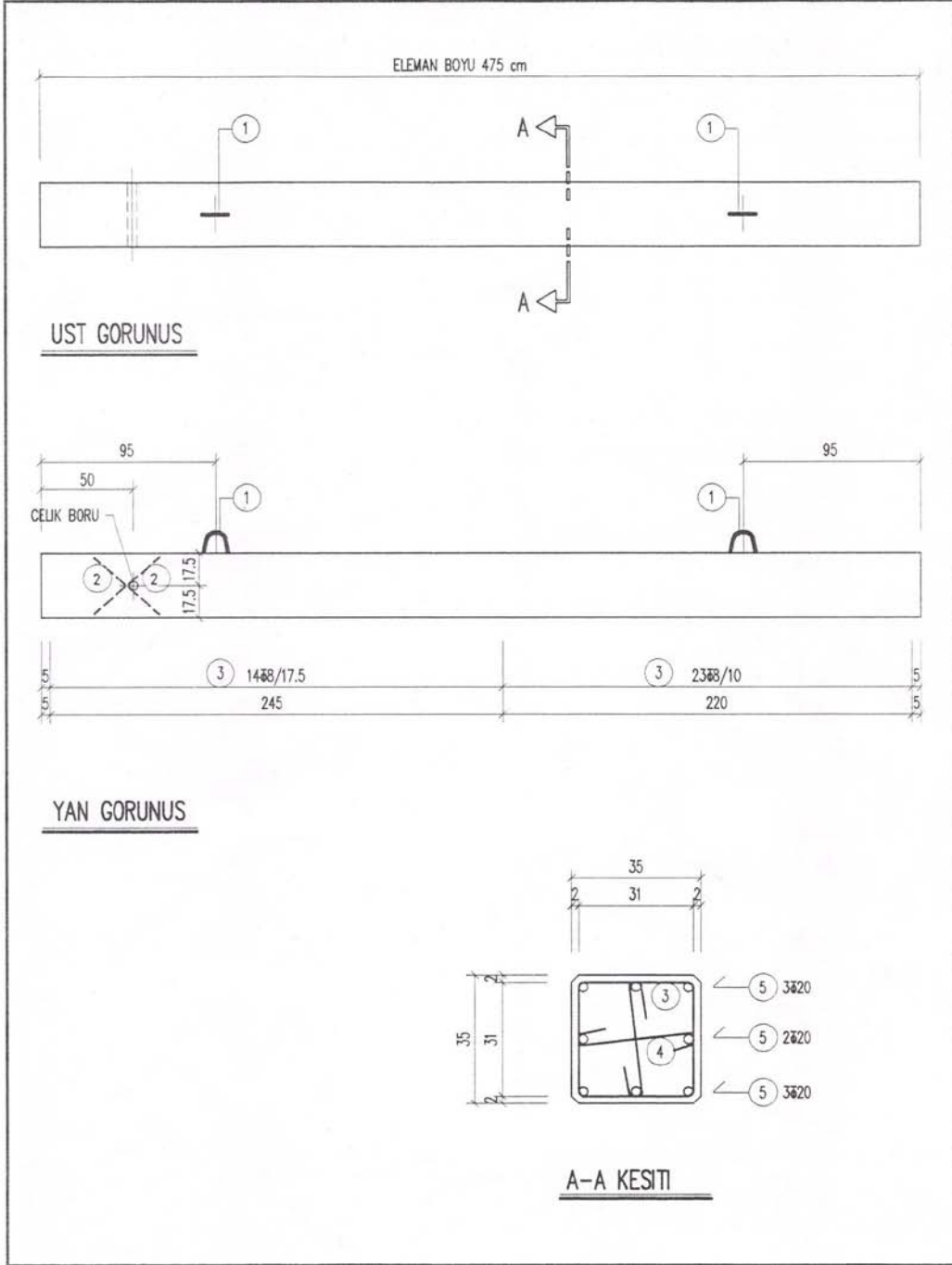
Şekil A.10 : S35_1416 numunesinin imalat detayları.

DENEY MODEL ELEMANLARI					PROJE NO	ELEMAN TIPI	ELEMAN NO		
					001	5102	K.5		
ELEMAN CINSI			ADET		EN	BOY	AĞIRLIK		
KOLON			-1-		35/35 cm	475 cm	1455 kg		
KOD	MALZEME	AD.	MIKTAR		POZ	AD.	KALINLIK	EN	BOY
	BS-25 BETONU		0.582	M ³	PLAK				
81	ST. 160 TEL			MT					
82	TORON			MT					
41	AHSAP			M ³					
	NO.	AD.	CAP	BOY					
21	1	2	ø10	110					
22	2	4	ø16	50					
	3	37	ø8	140					
	4	74	ø8	45					
	5	8	ø18	470					
					KALIP ALIŞ DAYANIMI: 170 kg/cm ²				
					CIZEN	GOKSEL	31/10/2001	PAFTA NO.	
					KONTROL			IM. 5	
					TASDIK				

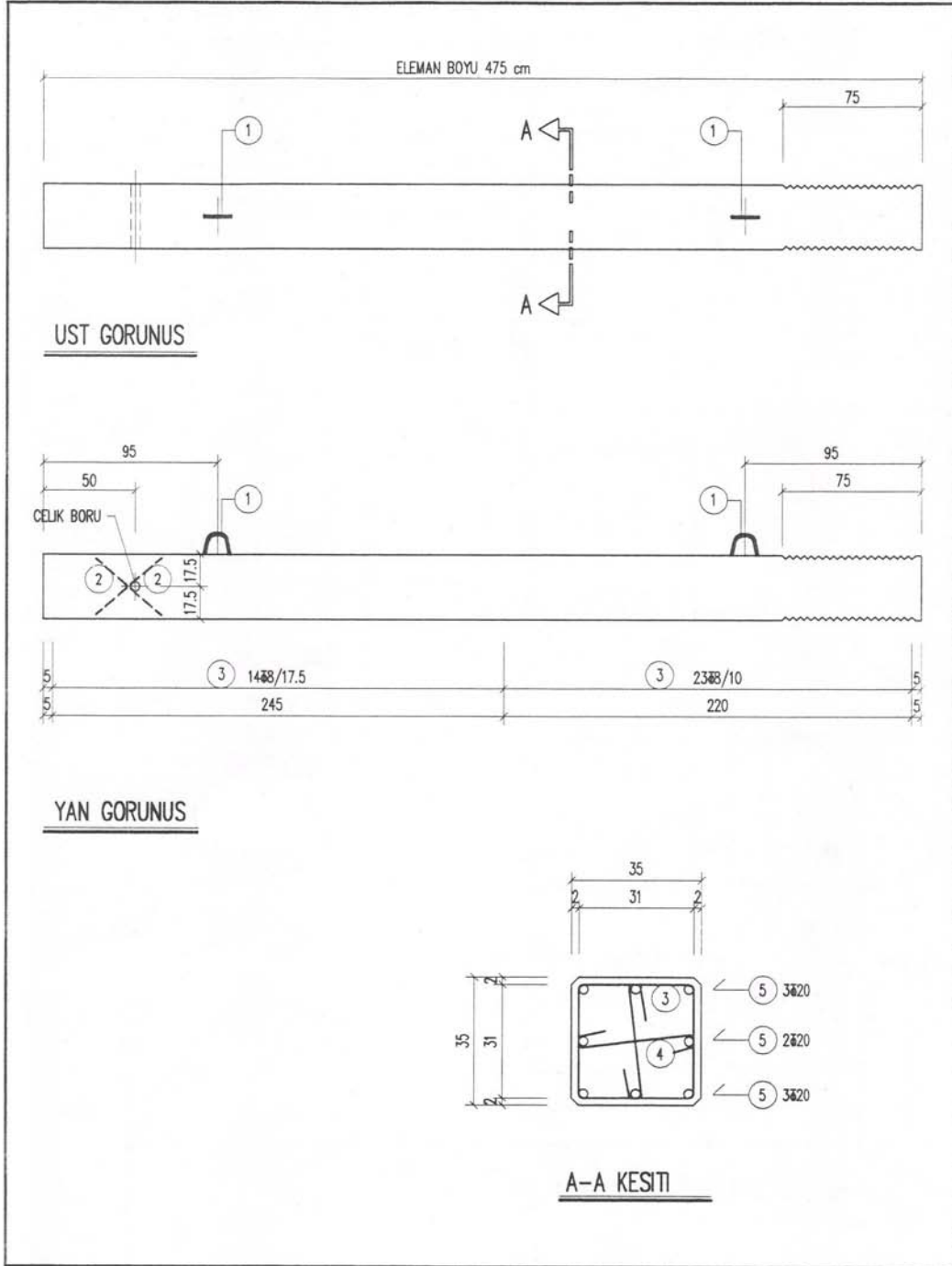
Şekil A.11 : S35_18 numunesinin imalat detayları.



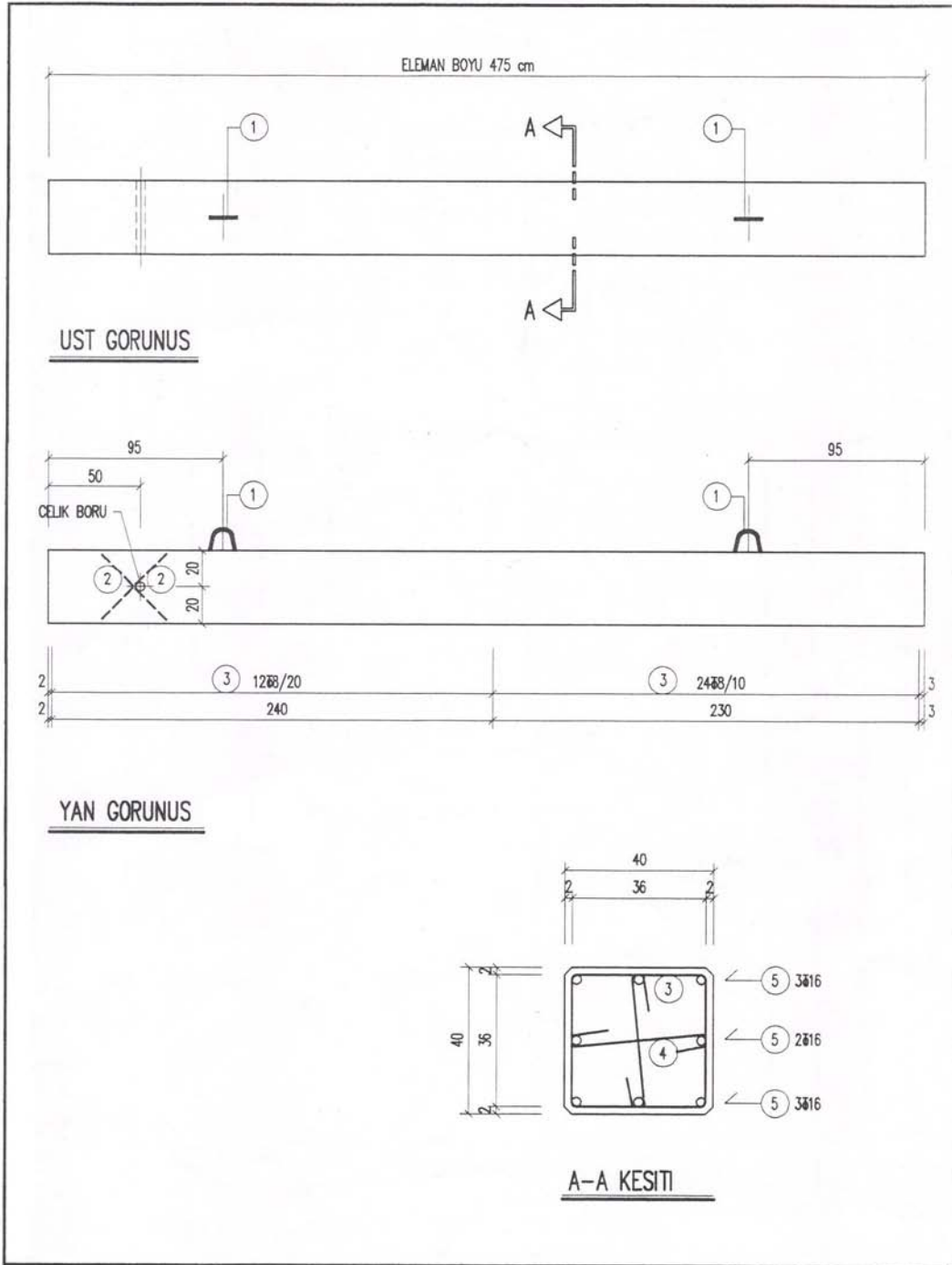
Şekil A.12 : S35_18 numunesinin imalat detayları.



Şekil A.14 : S35_20 numunesinin imalat detayları.



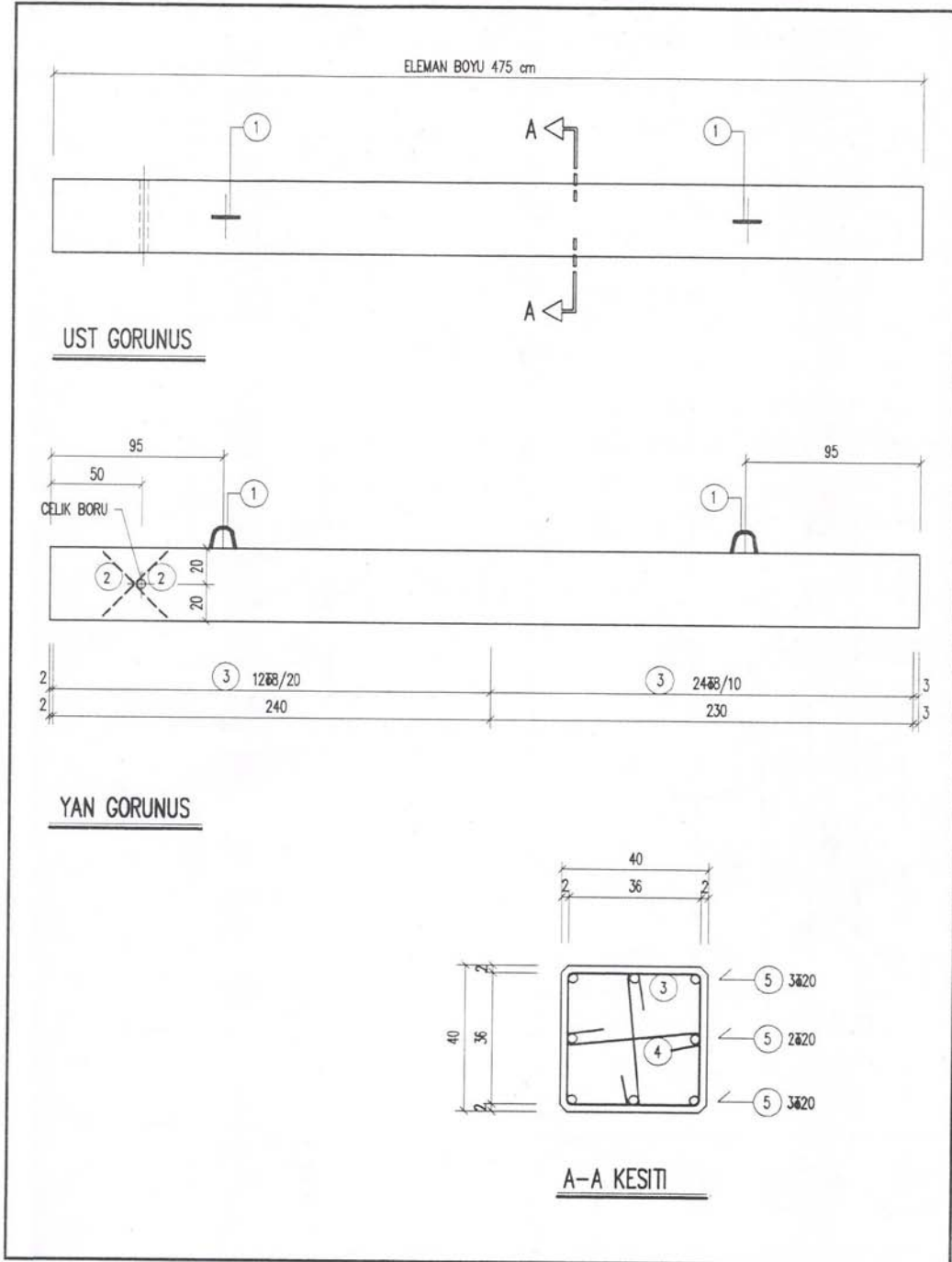
Şekil A.16 : S35_20Z numunesinin imalat detayları.



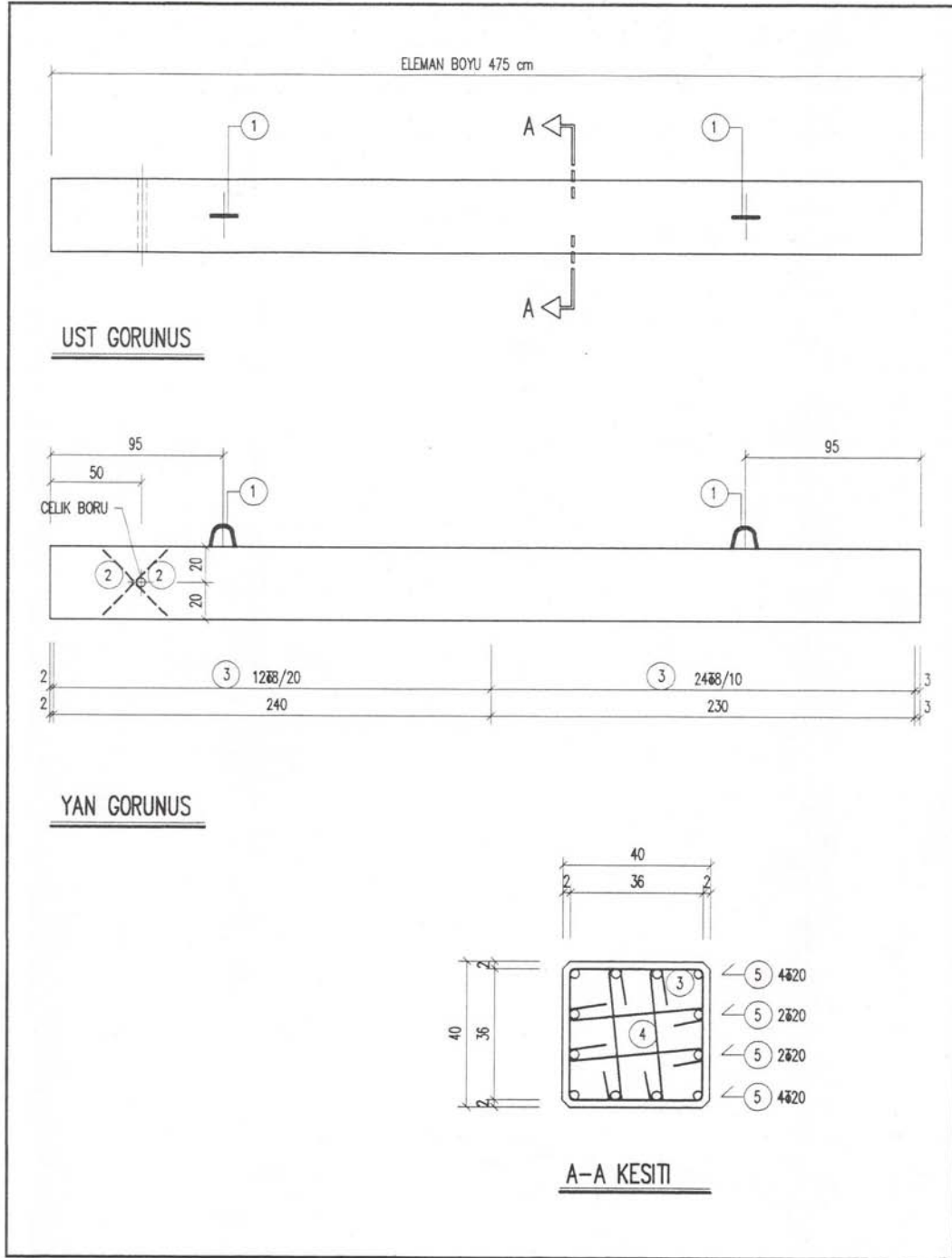
Şekil A.18 : S40_16 numunesinin imalat detayları.

DENEY MODEL ELEMANLARI					PROJE NO	ELEMAN TIPI	ELEMAN NO		
					001	5103	K.8		
ELEMAN CINSI			ADET		EN	BOY	AĞIRLIK		
KOLON			-1-		40/40 cm	475 cm	1900 kg		
KOD	MALZEME	AD.	MIKTAR		POZ	AD.	KALINLIK	EN	BOY
	BS-25 BETONU		0.760	M ³					
81	ST. 160 TEL			MT					
82	TORON			MT					
41	AHSAP			M ³					
NO.	AD.	CAP.	BOY						
21					<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">ST I DEMİR</div> <div style="text-align: center;"> </div> </div>				
1	2	Ø12	120						
22					<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">ST III DEMİR</div> <div style="text-align: center;"> </div> </div>				
2	4	Ø16	50						
3	36	Ø8	160						
4	72	Ø8	50						
5	8	Ø20	470						
					KALIP ALIŞ DAYANIMI: 170 kg/cm ²				
					<div style="display: flex; justify-content: center; align-items: center;"> </div>				
					CIZEN	GOKSEL	31/10/2001	PAFTA NO.	
					KONTROL			IM. 8	
					TASDIK				

Şekil A.19 : S40_20 numunesinin imalat detayları.



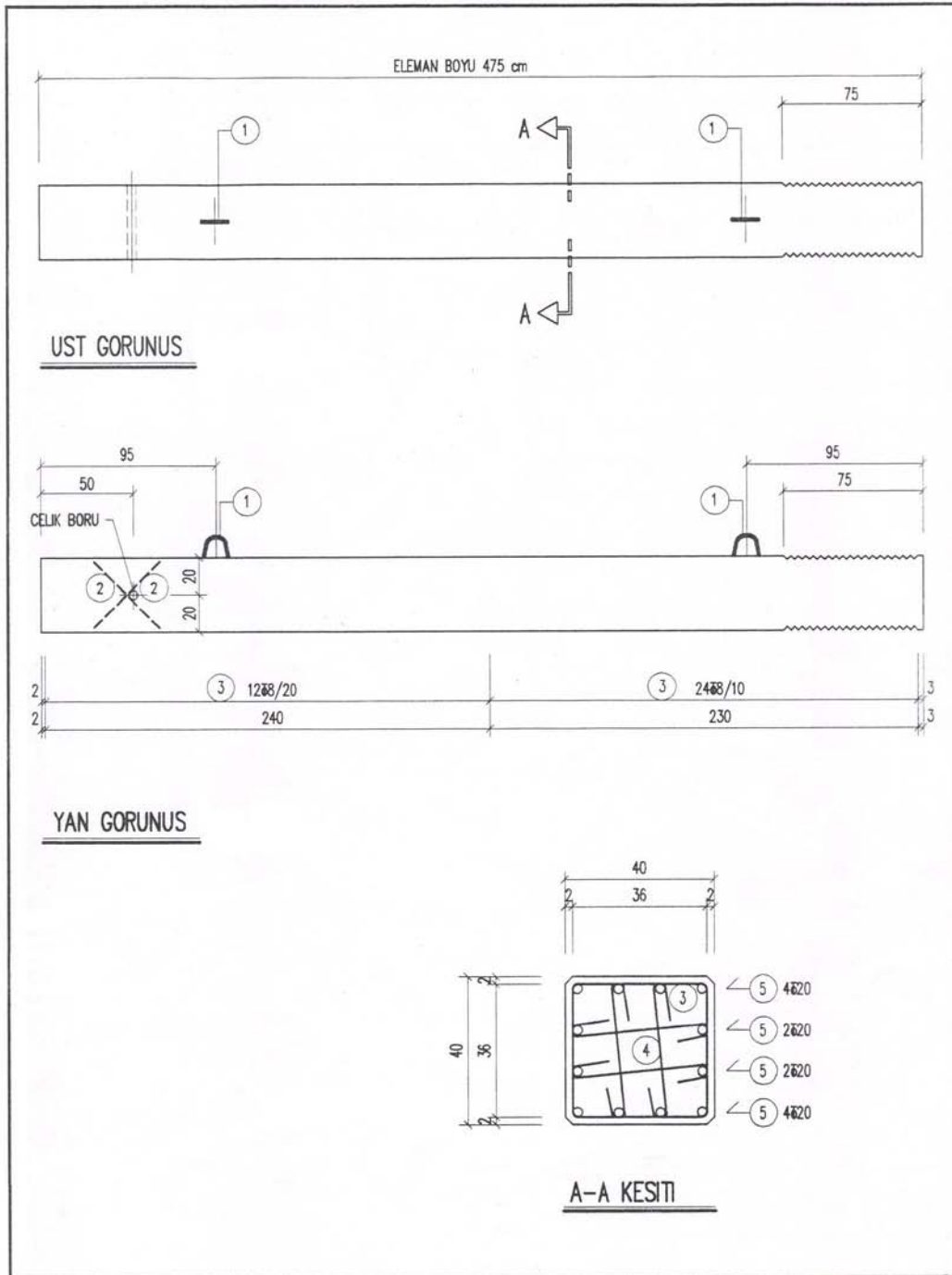
Şekil A.20 : S40_20 numunesinin imalat detayları.



Şekil A.22 : S40_2020 numunesinin imalat detayları.

DENEY MODEL ELEMANLARI					PROJE NO	ELEMAN TIPI	ELEMAN NO		
					001	5103	K.12		
ELEMAN CINSI			ADET		EN	BOY	AĞIRLIK		
KOLON			-1-		40/40 cm	475 cm	1900 kg		
KOD	MALZEME	AD.	MIKTAR		POZ.	AD.	KALINLIK	EN	BOY
	BŞ-25 BETONU		0.760	m ³					
81	ST. 160 TEL			MT					
82	TORON			MT					
41	AHSAP			m ³					
NO.	AD.	CAP.	BOY						
21					<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">ST I DEMİR</div> <div style="text-align: center;"> </div> </div>				
1	2	ø12	120						
22					<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">ST III DEMİR</div> <div style="text-align: center;"> </div> </div>				
2	4	ø16	50						
3	36	ø8	160						
4	144	ø8	50						
5	12	ø20	470						
					KALIP ALIŞ DAYANIMI: 170 kg/cm ²				
					R				
					GİZEN	GOKSEL 02/11/2001	PAFTA NO.		
					KONTROL		IM.12		
					TASDIK				

Şekil A.23 : S40_2020Z numunesinin imalat detayları.



Şekil A.24 : S40_2020Z numunesinin imalat detayları.

EK B : Yerdeğiştirme Esaslı Hesap Örneği

YERDEĞİŞTİRME ESASLI 1. HESAP YOLU:

Kolona etkiyen ağırlık: $W = 200.0 \text{ [kN]}$

Kolon yüksekliği: $l = 5.0 \text{ [m]}$

Malzeme karakteristikleri:

Beton: C30 $f_{ck} = 30 \text{ [MPa]}$ $E_c = 32000 \text{ [MPa]}$ $f_{ctk} = 1.9 \text{ [MPa]}$

Beton çeliği: S420 $f_{yk}, f_{ywk} = 420 \text{ [MPa]}$

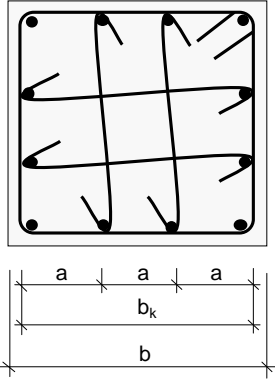
Seçilen kesit ve boyuna donatı:

$b = 0.5 \text{ [m]}$ $A_c = 0.250 \text{ [m}^2\text{]}$

Seçilen donatı: 12 Φ 16

$\rho = 0.010$

Enine donatı hesabı:



$d' = 25 \text{ [mm]}$ $b_k = 450 \text{ [mm]}$

$n = 4$ $a = 150.0 \text{ [mm]}$

$A_{ck} = 202500 \text{ [mm}^2\text{]}$

Donatı çapı: $\phi = 8 \text{ [mm]}$

$20\phi = 160 \text{ [mm]}$ ($a \leq 20\phi$ olmalı)

$A_{sh} = 201.1 \text{ [mm}^2\text{]}$

$N_d = W = 200 \text{ [kN]} < 0.2A_c f_{ck} = 1500 \text{ [kN]} \Rightarrow$

$s \leq A_{sh} / \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) 0.3b_k \left(\frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \right\} = 133 \text{ [mm]}$

$s \leq A_{sh} / \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) 0.075b_k \left(\frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \right\} = 125 \text{ [mm]}$

$s \leq 100 \text{ [mm]}$

Sarıma bölgesinde seçilen enine donatı: Φ 8/10 cm

Sarıma bölgesi uzunluğu: $l/3 = 167 \text{ [cm]}$

Orta bölgede seçilen enine donatı: Φ 8/20 cm

Kesme kuvveti taşıma gücü hesabı:

$d = 459 \text{ [mm]}$

$V_{cr} = 0.65f_{ctk}b_wd = 283 \text{ [kN]}$

$V_c = 0.8V_{cr} = 227 \text{ [kN]}$

$N_d = W = 200 \text{ [kN]}$ $0.05A_c f_{ck} = 375 \text{ [kN]} \Rightarrow V_c = 0 \text{ [kN]}$

Sarıma bölgesinde hesap:

$s = 100 \text{ [mm]}$

$V_{sr} = A_{sh} f_{ywk} d / s = 388 \text{ [kN]}$

$V_r = V_c + V_{sr} = 388 \text{ [kN]}$

Orta bölgede hesap:

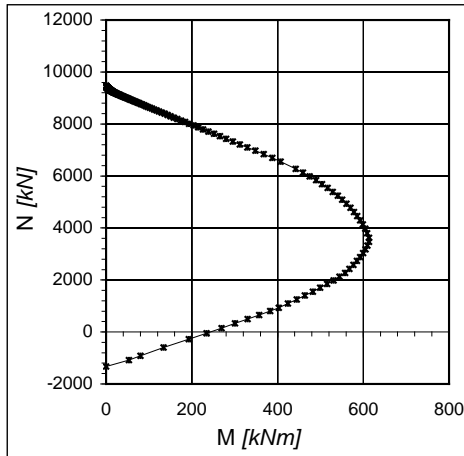
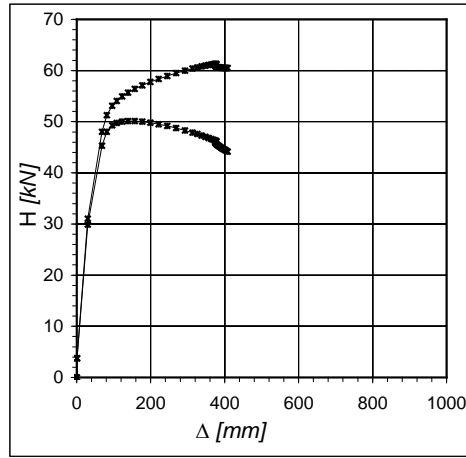
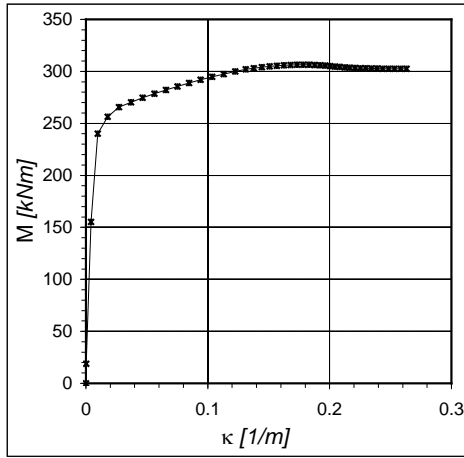
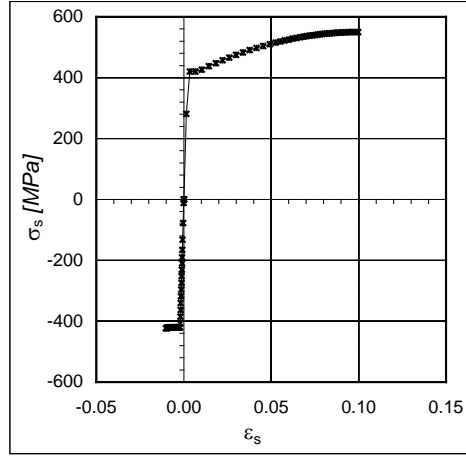
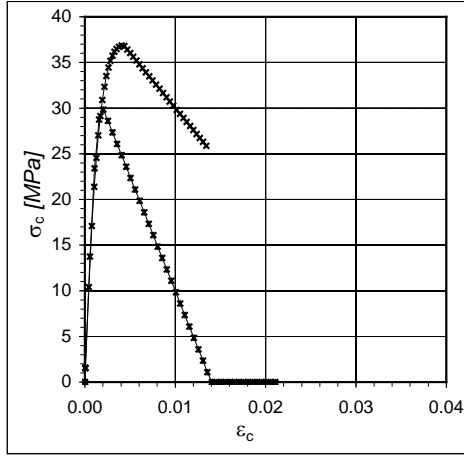
$s = 200 \text{ [mm]}$

$V_{sr} = A_{sh} f_{ywk} d / s = 194 \text{ [kN]}$

$V_r = V_c + V_{sr} = 194 \text{ [kN]}$

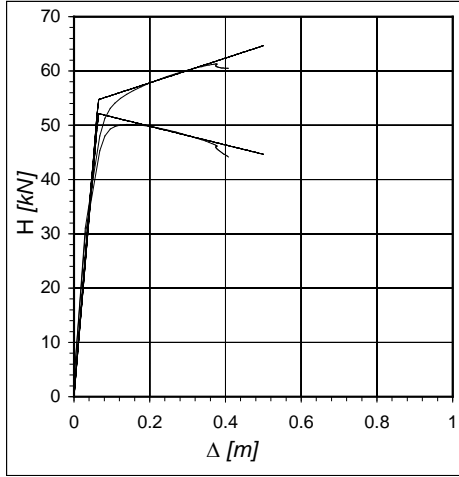
$0.22A_w f_{ck} = 1650.0 \text{ [kN]}$

Şekil B.1 : Boyutlandırma, kesme taşıma gücü hesabı.



Şekil B.2 : İtme analizi sonucu elde edilen eğriler.

Bilineer zarf eğrisinin belirlenmesi:

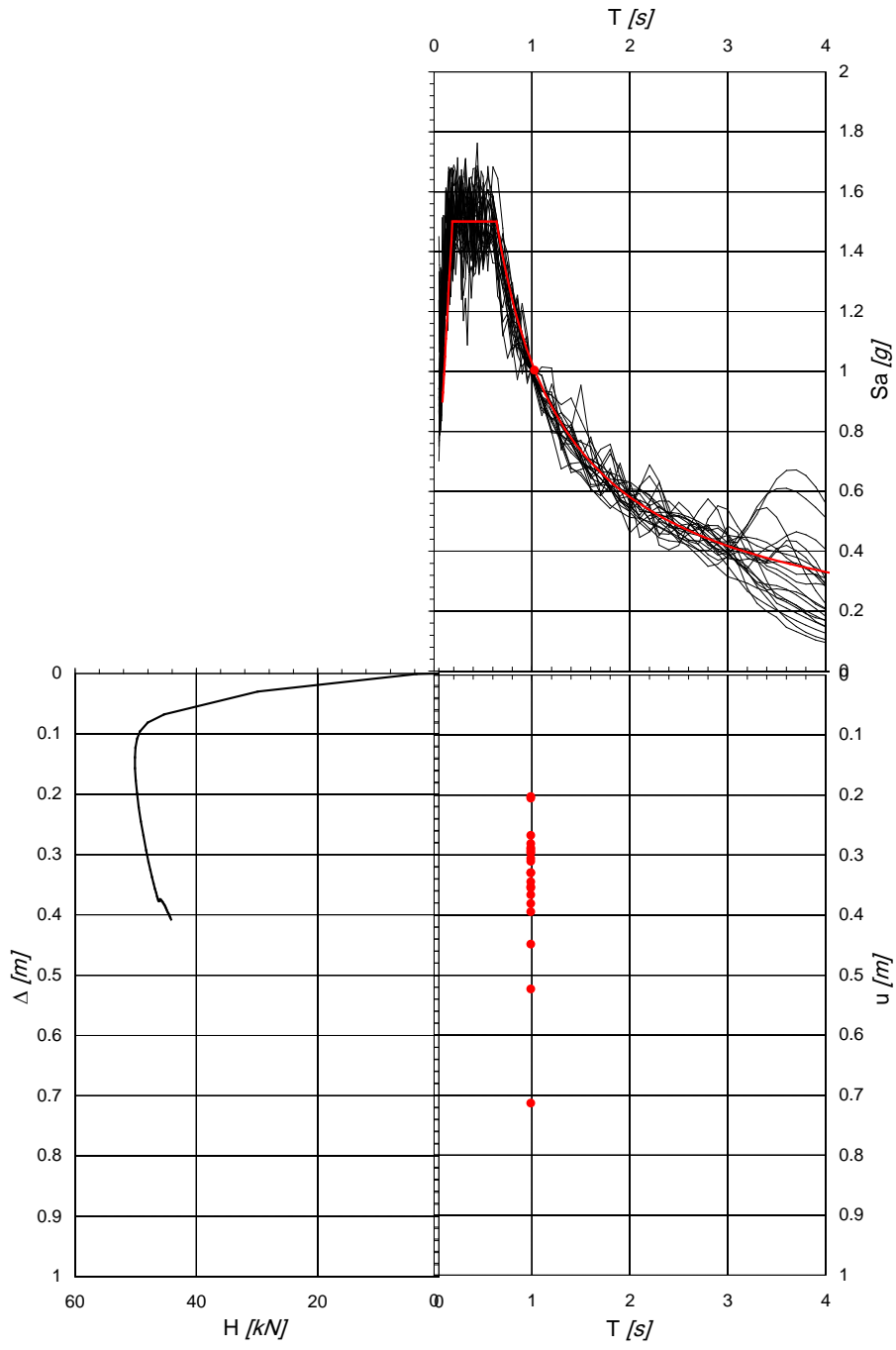


$$\begin{aligned}k_1 &= 860.6 \quad [kN/m] \\k_2 &= 22.8 \quad [kN/m] \\f_y &= 54.7 \quad [kN] \\ \theta &= 0.0465\end{aligned}$$

Titreşim ve elastik ivme spektrumu karakteristikleri:

$$\begin{aligned}K &= k_1(1-\theta) = 820.6 \quad [kN/m] & M &= 20.4 \quad [t] & T_1 &= 0.990 \quad [s] \\ \omega_1 &= 6.34 \quad [r/s] & (EI &= 34191.7 \quad [kNm^2]) \\ \text{Deprem bölgesi: } & 1 & A_0 &= 0.4 & I &= 1 \\ \text{Zemin sınıfı: } & Z3 & T_A &= 0.15 \quad [s] & T_B &= 0.6 \quad [s] \\ S(T_1) &= 1.67 & A(T_1) &= 1.5A_0I S(T_1) = 1.005 \\ S_{ae} &= A(T_1)g = 9.85 \quad [m/s^2] & S_{de} &= S_{ae}/\omega^2 = 0.245 \quad [m]\end{aligned}$$

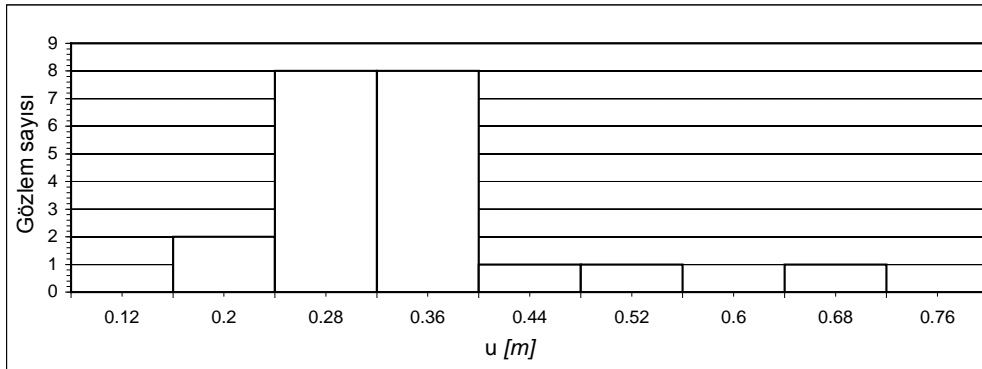
Şekil B.3 : Bilineer zarf eğrisinin, titreşim karakteristiklerinin belirlenmesi.



Şekil B.4 : Doğrusal olmayan dinamik hesap sonuçları.

Çizelge B.1 : Hesap edilen yerdeğiştirmeler.

İvme kaydı	Çarpan	Housner şiddeti [cm]	u [m]
A-ALH180.00500sca.acc	1.38	357.5	0.20267
BRC090.01000sca.acc	1.69	374.6	0.2053
A-FLE234.02000sca.acc	1.50	377.9	0.26701
A-WST000.02000sca.acc	1.57	368.9	0.28084
G04360.00500sca.acc	1.52	358.8	0.28811
NAS180.00500sca.acc	1.63	353.9	0.2901
A-CBN130.00500sca.acc	1.37	330.6	0.29373
ORR291.01000sca.acc	1.66	352.3	0.29616
A02133.00500sca.acc	1.60	370.5	0.30568
A-BRD130.00500sca.acc	1.57	346.7	0.31051
G02090.00500sca.acc	1.46	376.2	0.32953
ELI090.01000sca.acc	1.51	385.8	0.3296
B-LUL000.00500sca.acc	1.59	373.1	0.34435
TUJ352.01000sca.acc	1.61	340.6	0.35291
A-ZAK270.00500sca.acc	1.64	385.5	0.35472
FMS090.00500sca.acc	1.60	362.1	0.36627
J-MLS270.00500sca.acc	1.65	341.6	0.38073
A-LUL000.00500sca.acc	1.63	393.6	0.39431
A-GLP177.02000sca.acc	1.63	374.0	0.44862
TEM180.01000sca.acc	1.59	362.5	0.52302
WST000.01000sca.acc	1.50	384.0	0.71347



Ortalama= 0.347
 Medyan= 0.330
 Varyans= 0.011758
 Stan. Sap.= 0.108
 Değişim K.= 0.313
 Çarpıklık K.= 1.821

$$\delta = 0.347 \text{ [m]} \quad \delta/l = 0.069$$

$$\epsilon_c = 0.47\% \quad (\text{çekirdek beton})$$

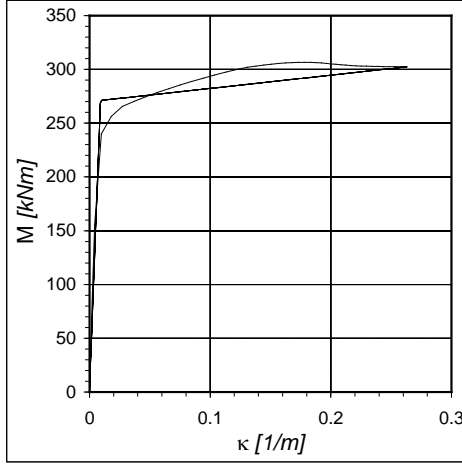
$$\epsilon_s = 5.99\% \quad (\text{çekme çubuğu})$$

$$(\delta_p = \delta - \delta_y = 0.283 \text{ [m]}) \quad (\theta_p = \delta_p / (l - l_p / 2) = 0.058)$$

Şekil B.5 : Yerdeğiştirmelerin dağılımı.

YERDEĞİŞTİRME ESASLI 2. HESAP YOLU:

Bilineer zarfın belirlenmesi:



$$\begin{aligned}
 M_y &= 184.4 \quad [kNm] \\
 \kappa_y' &= 0.00618 \quad [1/m] \\
 EI &= M_y / \kappa_y' = 29833.4 \quad [kNm^2] \\
 M_N &= 271.1 \quad [kNm] \\
 \kappa_y &= M_N / EI = 0.00909 \quad [1/m] \\
 2.1 \varepsilon_y / b &= 0.00882 \quad [1/m] \\
 M_u &= 302.4 \quad [kNm] \\
 \kappa_u &= 0.26328 \quad [1/m] \\
 \kappa_{pu} &= \kappa_u - \kappa_y' = 0.2542 \quad [1/m]
 \end{aligned}$$

Titreşim ve elastik ivme spektrumu karakteristikleri:

$$\begin{aligned}
 K &= 3EI/l^3 = 716.0 \quad [kN/m] & M &= 20.4 \quad [t] & T_1 &= 1.060 \quad [s] \\
 \omega_1 &= 5.93 \quad [r/s] \\
 \text{Deprem bölgesi: } &1 & A_0 &= 0.4 & l &= 1 \\
 \text{Zemin sınıfı: } &Z3 & T_A &= 0.15 \quad [s] & T_B &= 0.6 \quad [s] \\
 S(T_1) &= 1.59 & A(T_1) &= 1.5A_0I S(T_1) = 0.951 \\
 S_{ae} &= A(T_1)g = 9.33 \quad [m/s^2] & S_{de} &= S_{ae} / \omega^2 = 0.266 \quad [m]
 \end{aligned}$$

Deformasyonların hesabı:

$$\begin{aligned}
 \theta &= (W/l)/K = 0.056 \\
 \delta &= S_{de} / (1-\theta) = 0.281 \quad [m] & \delta_y &= \kappa_y l^2 / 3 = 0.076 \quad [m] & \delta_p &= \delta - \delta_y = 0.206 \quad [m] \\
 l_p &= 0.08l + 6d_b = 0.496 \quad [m] \\
 l_{p\delta} &= 0.372 \quad [m] & \theta_p &= \delta_p / (l - l_{p\delta} / 2) = 0.0427 & \kappa_p &= \theta_p / l_{p\delta} = 0.115 \quad [1/m] \\
 l_{p\delta} &= 0.360 \quad [m] & \theta_p &= 0.0427 & \kappa_p &= \theta_p / l_{p\delta} = 0.119 \quad [1/m] \\
 l_{p\delta} &= 0.364 \quad [m] & \theta_p &= 0.0427 & \kappa_p &= \theta_p / l_{p\delta} = 0.117 \quad [1/m] \\
 l_{p\delta} &= 0.363 \quad [m] & \theta_p &= 0.0427 & \kappa_p &= \theta_p / l_{p\delta} = 0.118 \quad [1/m] \\
 \kappa &= \kappa_y + \kappa_p = 0.127 \quad [1/m] \\
 \varepsilon_c &= 0.36\% \quad (\text{çekirdek beton}) \\
 \varepsilon_s &= 5.09\% \quad (\text{çekme çubuğu})
 \end{aligned}$$

Şekil B.6 : Yerdeğiştirme esaslı ikinci yola göre hesap.

EK C : Yerdeğiştirme Esaslı Örnek Hesap Sonuçları

Çizelge C.1 : 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için boyutlandırma sonuçları.

Kolon	W	l	b	ρ	$K=k_1(1-\theta)$	T_1	$1.5A_0IS(T_1)$	$S_{de}=S_{ae}/\omega^2$	δ	δ/l	δ/δ_y	$\epsilon_{c,}$ (çekirdek beton)	$\epsilon_{s,}$ (çekme çubuğu)
	[kN]	[m]	[m]		[kN/m]	[s]		[m]					
SP-01	200	5	0.5	%0.97	820.6	0.99	1.005	0.245	0.347	0.069	5.5	%0.47	%5.99
SP-02	200	6	0.5	%1.05	501.8	1.27	0.825	0.329	0.481	0.080	5.1	%0.45	%5.72
SP-03	200	7	0.5	%1.05	309.8	1.61	0.680	0.439	0.629	0.090	5.1	%0.42	%5.54
SP-04	200	8	0.5	%1.22	217.4	1.92	0.591	0.543	0.801	0.100	4.7	%0.59	%5.60
SP-05	200	9	0.5	%1.22	148.9	2.33	0.508	0.682	0.852	0.095	4.0	%0.41	%4.48
SP-06	400	5	0.6	%1.40	2166.0	0.86	1.122	0.207	0.255	0.051	4.2	%0.83	%5.48
SP-07	400	6	0.6	%1.40	1256.4	1.13	0.903	0.287	0.361	0.060	4.3	%0.87	%5.61
SP-08	400	7	0.6	%1.47	817.3	1.40	0.760	0.372	0.481	0.069	4.2	%0.86	%5.53
SP-09	400	8	0.6	%1.40	521.5	1.76	0.635	0.487	0.617	0.077	4.2	%0.84	%5.51
SP-10	400	9	0.6	%1.62	393.6	2.02	0.567	0.577	0.739	0.082	3.9	%0.97	%5.38
SP-11	600	5	0.7	%1.28	3997.4	0.78	1.220	0.183	0.237	0.047	4.7	%0.86	%5.86
SP-12	600	6	0.7	%1.44	2495.7	0.98	1.010	0.243	0.317	0.053	4.4	%0.89	%5.52
SP-13	600	7	0.7	%1.34	1501.7	1.27	0.824	0.329	0.435	0.062	4.4	%0.82	%5.60
SP-14	600	8	0.7	%1.34	1000.0	1.55	0.701	0.420	0.563	0.070	4.6	%0.83	%5.65
SP-15	600	9	0.7	%1.34	694.1	1.87	0.605	0.523	0.718	0.080	4.6	%0.87	%5.85
SP-16	800	5	0.8	%1.19	6651.7	0.70	1.333	0.160	0.209	0.042	4.8	%0.78	%5.71
SP-17	800	6	0.8	%1.19	3878.9	0.91	1.074	0.221	0.300	0.050	4.8	%0.82	%5.91
SP-18	800	7	0.8	%1.19	2446.6	1.15	0.893	0.292	0.373	0.053	4.5	%0.71	%5.34
SP-19	800	8	0.8	%1.19	1634.7	1.40	0.760	0.372	0.496	0.062	4.7	%0.76	%5.58
SP-20	800	9	0.8	%1.11	1104.3	1.71	0.650	0.471	0.621	0.069	4.7	%0.69	%5.53

$$(\epsilon_{cg})_{GC}=0.004+0.014(\rho_s/\rho_{sm})\leq 0.018, (\epsilon_s)_{GC}=0.060$$

Çizelge C.2 : 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için tahkik sonuçları.

Kolon	W	l	b	ρ	$K=k_1(1-\theta)$	T_1	$A_0IS(T_1)$	$S_{de}=S_{ae}/\omega^2$	δ	δ/l	δ/δ_y	$\epsilon_c,$ (çekirdek beton)	$\epsilon_s,$ (çekme çubuğu)
	[kN]	[m]	[m]		[kN/m]	[s]		[m]					
SP-01	200	5	0.5	%0.97	820.6	0.99	0.670	0.163	0.190	0.038	3.0	%0.25	%3.22
SP-02	200	6	0.5	%1.05	501.8	1.27	0.550	0.219	0.237	0.039	2.5	%0.23	%2.75
SP-03	200	7	0.5	%1.05	309.8	1.61	0.454	0.293	0.328	0.047	2.6	%0.23	%2.84
SP-04	200	8	0.5	%1.22	217.4	1.92	0.394	0.362	0.399	0.050	2.3	%0.25	%2.51
SP-05	200	9	0.5	%1.22	148.9	2.33	0.338	0.455	0.450	0.050	2.1	%0.23	%2.17
SP-06	400	5	0.6	%1.40	2166.0	0.86	0.748	0.138	0.143	0.029	2.4	%0.33	%2.58
SP-07	400	6	0.6	%1.40	1256.4	1.13	0.602	0.192	0.211	0.035	2.5	%0.35	%2.72
SP-08	400	7	0.6	%1.47	817.3	1.40	0.507	0.248	0.263	0.038	2.3	%0.32	%2.43
SP-09	400	8	0.6	%1.40	521.5	1.76	0.423	0.325	0.353	0.044	2.4	%0.33	%2.58
SP-10	400	9	0.6	%1.62	393.6	2.02	0.378	0.384	0.403	0.045	2.1	%0.32	%2.14
SP-11	600	5	0.7	%1.28	3997.4	0.78	0.813	0.122	0.130	0.026	2.6	%0.37	%2.82
SP-12	600	6	0.7	%1.44	2495.7	0.98	0.673	0.162	0.176	0.029	2.4	%0.38	%2.60
SP-13	600	7	0.7	%1.34	1501.7	1.27	0.550	0.220	0.233	0.033	2.4	%0.35	%2.59
SP-14	600	8	0.7	%1.34	1000.0	1.55	0.467	0.280	0.303	0.038	2.4	%0.35	%2.60
SP-15	600	9	0.7	%1.34	694.1	1.87	0.404	0.349	0.385	0.043	2.5	%0.35	%2.64
SP-16	800	5	0.8	%1.19	6651.7	0.70	0.888	0.107	0.126	0.025	2.9	%0.41	%3.19
SP-17	800	6	0.8	%1.19	3878.9	0.91	0.716	0.148	0.156	0.026	2.5	%0.35	%2.70
SP-18	800	7	0.8	%1.19	2446.6	1.15	0.595	0.195	0.213	0.030	2.6	%0.36	%2.76
SP-19	800	8	0.8	%1.19	1634.7	1.40	0.507	0.248	0.267	0.033	2.5	%0.35	%2.64
SP-20	800	9	0.8	%1.11	1104.3	1.71	0.433	0.314	0.342	0.038	2.6	%0.34	%2.73

$$(\epsilon_{cg})_{GV}=0.0035+0.01(\rho_s/\rho_{sm})\leq 0.0135, (\epsilon_s)_{GV}=0.040$$

Çizelge C.3 : 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem için tahkik sonuçları.

Kolon	W	l	b	ρ	$K=k_1(1-\theta)$	T_1	$0.5A_0IS(T_1)$	$S_{de}=S_{ae}/\omega^2$	δ	δ/l	δ/δ_y	$\epsilon_{c,}$ (kabuk beton)	$\epsilon_{s,}$ (çekme çubuğu)
	[kN]	[m]	[m]		[kN/m]	[s]		[m]					
SP-01	200	5	0.5	%0.97	820.6	0.99	0.335	0.082	0.081	0.016	1.3	%0.15	%0.66
SP-02	200	6	0.5	%1.05	501.8	1.27	0.275	0.110	0.110	0.018	1.2	%0.14	%0.57
SP-03	200	7	0.5	%1.05	309.8	1.61	0.227	0.146	0.146	0.021	1.2	%0.14	%0.54
SP-04	200	8	0.5	%1.22	217.4	1.92	0.197	0.181	0.179	0.022	1.0	%0.13	%0.41
SP-05	200	9	0.5	%1.22	148.9	2.33	0.169	0.227	0.226	0.025	1.0	%0.13	%0.42
SP-06	400	5	0.6	%1.40	2166.0	0.86	0.374	0.069	0.068	0.014	1.1	%0.17	%0.58
SP-07	400	6	0.6	%1.40	1256.4	1.13	0.301	0.096	0.096	0.016	1.1	%0.17	%0.56
SP-08	400	7	0.6	%1.47	817.3	1.40	0.253	0.124	0.124	0.018	1.1	%0.16	%0.48
SP-09	400	8	0.6	%1.40	521.5	1.76	0.212	0.162	0.162	0.020	1.1	%0.16	%0.49
SP-10	400	9	0.6	%1.62	393.6	2.02	0.189	0.192	0.191	0.021	1.0	%0.15	%0.41
SP-11	600	5	0.7	%1.28	3997.4	0.78	0.407	0.061	0.061	0.012	1.2	%0.19	%0.73
SP-12	600	6	0.7	%1.44	2495.7	0.98	0.337	0.081	0.081	0.013	1.1	%0.17	%0.57
SP-13	600	7	0.7	%1.34	1501.7	1.27	0.275	0.110	0.109	0.016	1.1	%0.17	%0.58
SP-14	600	8	0.7	%1.34	1000.0	1.55	0.234	0.140	0.137	0.017	1.1	%0.16	%0.52
SP-15	600	9	0.7	%1.34	694.1	1.87	0.202	0.174	0.172	0.019	1.1	%0.16	%0.52
SP-16	800	5	0.8	%1.19	6651.7	0.70	0.444	0.053	0.054	0.011	1.2	%0.19	%0.76
SP-17	800	6	0.8	%1.19	3878.9	0.91	0.358	0.074	0.073	0.012	1.2	%0.17	%0.65
SP-18	800	7	0.8	%1.19	2446.6	1.15	0.298	0.097	0.098	0.014	1.2	%0.17	%0.65
SP-19	800	8	0.8	%1.19	1634.7	1.40	0.253	0.124	0.124	0.015	1.2	%0.16	%0.59
SP-20	800	9	0.8	%1.11	1104.3	1.71	0.217	0.157	0.155	0.017	1.2	%0.16	%0.61

$(\epsilon_{cu})_{MN}=0.0035, (\epsilon_s)_{MN}=0.010$

Çizelge C.4 : 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için boyutlandırma sonuçları.

Kolon	W	l	b	ρ	$K=k_1(1-\theta)$	T_1	$A_0IS(T_1)$	$S_{de}=S_{ae}/\omega^2$	δ	δ/l	δ/δ_y	ϵ_c (kabuk beton)	ϵ_s (çekme çubuğu)
	[kN]	[m]	[m]		[kN/m]	[s]		[m]	[m]				
IP-01	200	5	0.5	%3.40	1680.7	0.69	0.892	0.106	0.106	0.021	1.2	%0.30	%0.80
IP-02	200	6	0.5	%2.90	896.6	0.95	0.694	0.155	0.153	0.026	1.3	%0.31	%0.93
IP-03	200	7	0.5	%2.90	566.1	1.19	0.577	0.204	0.206	0.029	1.3	%0.31	%0.93
IP-04	200	8	0.5	%2.90	377.9	1.46	0.491	0.260	0.262	0.033	1.2	%0.30	%0.89
IP-05	200	9	0.5	%2.90	263.6	1.75	0.425	0.323	0.324	0.036	1.2	%0.29	%0.84
IP-06	400	5	0.65	%3.00	4693.4	0.59	1.000	0.085	0.086	0.017	1.3	%0.31	%0.98
IP-07	400	6	0.65	%3.00	2763.5	0.76	0.825	0.119	0.119	0.020	1.2	%0.30	%0.91
IP-08	400	7	0.65	%3.00	1757.7	0.96	0.688	0.157	0.155	0.022	1.2	%0.28	%0.84
IP-09	400	8	0.65	%2.75	1118.2	1.20	0.574	0.205	0.206	0.026	1.3	%0.30	%0.96
IP-10	400	9	0.65	%2.75	785.5	1.43	0.499	0.254	0.255	0.028	1.3	%0.29	%0.92
IP-11	600	5	0.75	%3.02	8442.5	0.53	1.000	0.071	0.073	0.015	1.2	%0.30	%0.92
IP-12	600	6	0.75	%3.22	5251.3	0.68	0.907	0.104	0.104	0.017	1.2	%0.31	%0.94
IP-13	600	7	0.75	%3.22	3349.1	0.85	0.757	0.136	0.134	0.019	1.2	%0.29	%0.83
IP-14	600	8	0.75	%3.02	2146.0	1.06	0.634	0.177	0.178	0.022	1.2	%0.29	%0.89
IP-15	600	9	0.75	%3.02	1511.6	1.26	0.551	0.219	0.219	0.024	1.2	%0.28	%0.84
IP-16	800	5	0.8	%3.28	11865.7	0.52	1.000	0.067	0.069	0.014	1.2	%0.33	%0.97
IP-17	800	6	0.8	%3.71	7532.7	0.65	0.934	0.099	0.100	0.017	1.2	%0.35	%0.99
IP-18	800	7	0.8	%3.71	4806.1	0.82	0.780	0.130	0.128	0.018	1.2	%0.31	%0.83
IP-19	800	8	0.8	%3.71	3248.1	1.00	0.667	0.164	0.164	0.020	1.2	%0.30	%0.80
IP-20	800	9	0.8	%3.52	2191.0	1.21	0.570	0.208	0.208	0.023	1.2	%0.30	%0.82

$$(\epsilon_{cu})_{MN}=0.0035, (\epsilon_s)_{MN}=0.010$$

Çizelge C.5 : 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için tahrik sonuçları.

Kolon	W	l	b	ρ	$K=k_1(1-\theta)$	T_1	$1.5A_0IS(T_1)$	$S_{de}=S_{ae}/\omega^2$	δ	δ/l	δ/δ_y	$\varepsilon_c,$ (çekirdek beton)	$\varepsilon_s,$ (çekme çubuğu)
	[kN]	[m]	[m]		[kN/m]	[s]		[m]					
IP-01	200	5	0.5	%3.40	1680.7	0.69	1.338	0.159	0.173	0.035	1.9	%0.67	%2.35
IP-02	200	6	0.5	%2.90	896.6	0.95	1.041	0.232	0.238	0.040	2.0	%0.53	%2.18
IP-03	200	7	0.5	%2.90	566.1	1.19	0.866	0.306	0.317	0.045	1.9	%0.52	%2.14
IP-04	200	8	0.5	%2.90	377.9	1.46	0.737	0.390	0.395	0.049	1.9	%0.48	%1.99
IP-05	200	9	0.5	%2.90	263.6	1.75	0.638	0.484	0.479	0.053	1.8	%0.45	%1.88
IP-06	400	5	0.65	%3.00	4693.4	0.59	1.500	0.128	0.145	0.029	2.1	%0.63	%2.64
IP-07	400	6	0.65	%3.00	2763.5	0.76	1.237	0.179	0.185	0.031	1.9	%0.54	%2.29
IP-08	400	7	0.65	%3.00	1757.7	0.96	1.032	0.235	0.241	0.034	1.9	%0.52	%2.20
IP-09	400	8	0.65	%2.75	1118.2	1.20	0.862	0.308	0.317	0.040	2.0	%0.50	%2.24
IP-10	400	9	0.65	%2.75	785.5	1.43	0.748	0.381	0.379	0.042	1.9	%0.46	%2.09
IP-11	600	5	0.75	%3.02	8442.5	0.53	1.500	0.107	0.117	0.023	2.0	%0.56	%2.36
IP-12	600	6	0.75	%3.22	5251.3	0.68	1.360	0.155	0.169	0.028	2.0	%0.59	%2.44
IP-13	600	7	0.75	%3.22	3349.1	0.85	1.136	0.204	0.201	0.029	1.8	%0.50	%2.06
IP-14	600	8	0.75	%3.02	2146.0	1.06	0.951	0.266	0.280	0.035	2.0	%0.54	%2.30
IP-15	600	9	0.75	%3.02	1511.6	1.26	0.827	0.328	0.331	0.037	1.8	%0.50	%2.11
IP-16	800	5	0.8	%3.28	11865.7	0.52	1.500	0.101	0.112	0.022	2.0	%0.59	%2.38
IP-17	800	6	0.8	%3.71	7532.7	0.65	1.400	0.149	0.161	0.027	2.0	%0.64	%2.37
IP-18	800	7	0.8	%3.71	4806.1	0.82	1.170	0.195	0.192	0.027	1.8	%0.55	%1.98
IP-19	800	8	0.8	%3.71	3248.1	1.00	1.000	0.246	0.252	0.032	1.8	%0.56	%2.03
IP-20	800	9	0.8	%3.52	2191.0	1.21	0.855	0.312	0.317	0.035	1.8	%0.55	%2.04

$$(\varepsilon_c)_{GV}=0.0035+0.01(\rho_s/\rho_{sm})\leq 0.0135, (\varepsilon_s)_{GV}=0.040$$

Çizelge C.6 : 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için tahkik sonuçları.

Kolon	W	l	b	ρ	$K=3EI/l^3$	T_1	$1.5A_0 S(T_1)$	$S_{de}=S_{def}/\omega^2$	$\delta=S_{def}/(1-\theta)$	δ/l	δ/δ _y	ε _c , (çekirdek beton)	ε _s , (çekme çubuğu)
	[kN]	[m]	[m]		[kN/m]	[s]		[m]	[m]				
SP-01	200	5	0.5	%0.97	716.0	1.06	0.951	0.266	0.281	0.056	3.7	%0.36	%5.09
SP-02	200	6	0.5	%1.05	442.8	1.35	0.785	0.354	0.383	0.064	3.5	%0.36	%4.92
SP-03	200	7	0.5	%1.05	278.9	1.70	0.652	0.468	0.521	0.074	3.5	%0.36	%4.99
SP-04	200	8	0.5	%1.22	205.1	1.98	0.577	0.563	0.641	0.080	3.2	%0.43	%4.59
SP-05	200	9	0.5	%1.22	144.0	2.36	0.501	0.695	0.822	0.091	3.3	%0.44	%4.70
SP-06	400	5	0.6	%1.40	2063.4	0.88	1.101	0.213	0.222	0.044	3.4	%0.60	%4.42
SP-07	400	6	0.6	%1.40	1194.1	1.16	0.885	0.296	0.314	0.052	3.4	%0.61	%4.46
SP-08	400	7	0.6	%1.47	789.2	1.43	0.750	0.380	0.410	0.059	3.3	%0.59	%4.31
SP-09	400	8	0.6	%1.40	503.8	1.79	0.626	0.497	0.552	0.069	3.3	%0.63	%4.55
SP-10	400	9	0.6	%1.62	401.0	2.00	0.572	0.570	0.641	0.071	3.1	%0.63	%4.07
SP-11	600	5	0.7	%1.28	3714.6	0.81	1.184	0.191	0.198	0.040	3.6	%0.65	%4.75
SP-12	600	6	0.7	%1.44	2362.8	1.01	0.988	0.251	0.262	0.044	3.4	%0.65	%4.37
SP-13	600	7	0.7	%1.34	1401.4	1.31	0.802	0.343	0.366	0.052	3.4	%0.63	%4.64
SP-14	600	8	0.7	%1.34	938.8	1.60	0.683	0.437	0.474	0.059	3.4	%0.64	%4.69
SP-15	600	9	0.7	%1.34	659.4	1.91	0.593	0.540	0.600	0.067	3.4	%0.65	%4.74
SP-16	800	5	0.8	%1.19	6074.9	0.73	1.285	0.169	0.174	0.035	3.7	%0.61	%4.70
SP-17	800	6	0.8	%1.19	3515.5	0.96	1.033	0.235	0.244	0.041	3.6	%0.61	%4.70
SP-18	800	7	0.8	%1.19	2213.9	1.21	0.858	0.310	0.327	0.047	3.5	%0.62	%4.76
SP-19	800	8	0.8	%1.19	1483.1	1.47	0.731	0.394	0.423	0.053	3.5	%0.62	%4.76
SP-20	800	9	0.8	%1.11	996.0	1.80	0.623	0.501	0.550	0.061	4.7	%0.62	%5.05

$$(\varepsilon_{cg})_{GC}=0.004+0.014(\rho_s/\rho_{sm})\leq 0.018, (\varepsilon_s)_{GC}=0.060$$

Çizelge C.7 : 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için tahrik sonuçları.

Kolon	W	l	b	ρ	$K=3EI/l^3$	T_1	$A_0IS(T_1)$	$S_{dte}=S_{aed}/\omega^2$	$\delta=S_{dte}/(1-\theta)$	δ/l	δ/δ_y	$\epsilon_c,$ (çekirdek beton)	$\epsilon_s,$ (çekme çubuğu)
	[kN]	[m]	[m]		[kN/m]	[s]		[m]	[m]				
SP-01	200	5	0.5	%0.97	716.0	1.06	0.634	0.177	0.188	0.038	2.5	%0.25	%3.27
SP-02	200	6	0.5	%1.05	442.8	1.35	0.523	0.236	0.256	0.043	2.3	%0.25	%3.10
SP-03	200	7	0.5	%1.05	278.9	1.70	0.435	0.312	0.348	0.050	2.3	%0.25	%3.14
SP-04	200	8	0.5	%1.22	205.1	1.98	0.385	0.375	0.427	0.053	2.1	%0.27	%2.86
SP-05	200	9	0.5	%1.22	144.0	2.36	0.334	0.464	0.548	0.061	2.2	%0.28	%2.94
SP-06	400	5	0.6	%1.40	2063.4	0.88	0.734	0.142	0.148	0.030	2.3	%0.36	%2.81
SP-07	400	6	0.6	%1.40	1194.1	1.16	0.590	0.198	0.209	0.035	2.3	%0.36	%2.81
SP-08	400	7	0.6	%1.47	789.2	1.43	0.500	0.253	0.273	0.039	2.2	%0.35	%2.70
SP-09	400	8	0.6	%1.40	503.8	1.79	0.418	0.332	0.368	0.046	2.2	%0.37	%2.90
SP-10	400	9	0.6	%1.62	401.0	2.00	0.381	0.380	0.428	0.048	2.1	%0.37	%2.53
SP-11	600	5	0.7	%1.28	3714.6	0.81	0.789	0.128	0.132	0.026	2.4	%0.40	%3.06
SP-12	600	6	0.7	%1.44	2362.8	1.01	0.659	0.167	0.175	0.029	2.2	%0.40	%2.74
SP-13	600	7	0.7	%1.34	1401.4	1.31	0.535	0.229	0.244	0.035	2.3	%0.39	%2.94
SP-14	600	8	0.7	%1.34	938.8	1.60	0.455	0.291	0.316	0.040	2.3	%0.40	%2.99
SP-15	600	9	0.7	%1.34	659.4	1.91	0.395	0.360	0.400	0.044	2.3	%0.40	%3.05
SP-16	800	5	0.8	%1.19	6074.9	0.73	0.857	0.113	0.116	0.023	2.5	%0.39	%3.03
SP-17	800	6	0.8	%1.19	3515.5	0.96	0.688	0.157	0.163	0.027	2.4	%0.39	%3.03
SP-18	800	7	0.8	%1.19	2213.9	1.21	0.572	0.207	0.218	0.031	2.4	%0.39	%3.03
SP-19	800	8	0.8	%1.19	1483.1	1.47	0.487	0.263	0.282	0.035	2.3	%0.39	%3.03
SP-20	800	9	0.8	%1.11	996.0	1.80	0.416	0.334	0.367	0.041	2.4	%0.39	%3.25

$$(\epsilon_{cg})_{GV}=0.0035+0.01(\rho_s/\rho_{sm})\leq 0.0135, (\epsilon_s)_{GV}=0.040$$

Çizelge C.8 : 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem için tahkik sonuçları.

Kolon	W	l	b	ρ	$K=3EI/l^3$	T_1	$0.5A_0IS(T_1)$	$S_{de}=S_{def}/\omega^2$	$\delta=S_{def}/(1-\theta)$	δ/l	δ/δ_y	$\epsilon_{c,}$ (kabuk beton)	$\epsilon_{s,}$ (çekme çubuğu)
	[kN]	[m]	[m]		[kN/m]	[s]		[m]	[m]				
SP-01	200	5	0.5	%0.97	716.0	1.06	0.317	0.089	0.094	0.019	1.2	%0.19	%0.87
SP-02	200	6	0.5	%1.05	442.8	1.35	0.262	0.118	0.128	0.021	1.2	%0.17	%0.75
SP-03	200	7	0.5	%1.05	278.9	1.70	0.217	0.156	0.174	0.025	1.2	%0.17	%0.75
SP-04	200	8	0.5	%1.22	205.1	1.98	0.192	0.188	0.214	0.027	1.1	%0.12	%0.37
SP-05	200	9	0.5	%1.22	144.0	2.36	0.167	0.232	0.274	0.030	1.1	%0.15	%0.54
SP-06	400	5	0.6	%1.40	2063.4	0.88	0.367	0.071	0.074	0.015	1.1	%0.18	%0.65
SP-07	400	6	0.6	%1.40	1194.1	1.16	0.295	0.099	0.105	0.017	1.1	%0.18	%0.60
SP-08	400	7	0.6	%1.47	789.2	1.43	0.250	0.127	0.137	0.020	1.1	%0.16	%0.51
SP-09	400	8	0.6	%1.40	503.8	1.79	0.209	0.166	0.184	0.023	1.1	%0.18	%0.60
SP-10	400	9	0.6	%1.62	401.0	2.00	0.191	0.190	0.214	0.024	1.0	%0.14	%0.36
SP-11	600	5	0.7	%1.28	3714.6	0.81	0.395	0.064	0.066	0.013	1.2	%0.20	%0.79
SP-12	600	6	0.7	%1.44	2362.8	1.01	0.329	0.084	0.087	0.015	1.1	%0.18	%0.61
SP-13	600	7	0.7	%1.34	1401.4	1.31	0.267	0.114	0.122	0.017	1.1	%0.18	%0.67
SP-14	600	8	0.7	%1.34	938.8	1.60	0.228	0.146	0.158	0.020	1.1	%0.18	%0.67
SP-15	600	9	0.7	%1.34	659.4	1.91	0.198	0.180	0.200	0.022	1.1	%0.18	%0.67
SP-16	800	5	0.8	%1.19	6074.9	0.73	0.428	0.056	0.058	0.012	1.2	%0.20	%0.86
SP-17	800	6	0.8	%1.19	3515.5	0.96	0.344	0.078	0.081	0.014	1.2	%0.19	%0.79
SP-18	800	7	0.8	%1.19	2213.9	1.21	0.286	0.103	0.109	0.016	1.2	%0.18	%0.73
SP-19	800	8	0.8	%1.19	1483.1	1.47	0.244	0.131	0.141	0.018	1.2	%0.18	%0.73
SP-20	800	9	0.8	%1.11	996.0	1.80	0.208	0.167	0.183	0.020	1.2	%0.20	%0.86

$(\epsilon_{cu})_{MN}=0.0035, (\epsilon_s)_{MN}=0.010$

ÖZGEÇMİŞ

- Ad Soyad:** Serkan Ziya YÜCE
- Doğum Yeri ve Tarihi:** Pınarbaşı/Kayseri, 22/10/1975
- Adres:** İTÜ İnşaat Fakültesi, Yapı Anabilim Dalı,
Maslak/İstanbul
- Lisans Üniversitesi:** İTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü,
1993-1997
- Yüksek Lisans Üniversitesi:** İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği
Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programı,
1997-2000

Yayın Listesi:

- Karadoğan, F., Yüksel, E., **Yüce, S.**, Pekmezoglu, A., Erdem, C., Saruhan, H., Yıldırım, H., Teymur, P., Sagbas, G., 2009. Rehabilitation of a Historical Building, *International Seminar: Earthquake in a Metropolis: A Conscious Risk?*, April 29th-May 1st, 2009, Istanbul.
- **Yüce, S. Z.**, Yüksel, E., Bingol, Y., Taskın, K., Karadoğan, H. F., 2007. Local Thin Jacketing for the Retrofitting of Reinforced Concrete Columns, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. **27**, No. 5, 589-607.
- Yüksel, E., Sürmeli, M., **Yüce, S. Z.**, Karadoğan, H. F., Kasım 2007. Prefabrik Kolonların Tersinir Yükler Etkisindeki Davranışının Modellenmesi, *12. Beton Prefabrikasyon Sempozyumu*, İstanbul.
- Taşkın, K., Yüksel, E., **Yüce, S. Z.**, Karadoğan, H. F., Ekim 2007. Prefabrik Kolonların Güçlendirilmesinde CFRP ve İnce Mantonun Birlikte Kullanımı, *6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul.
- **Yüce, S. Z.**, Taşkın, K., Yüksel, E., Karadoğan, H. F., 2007. Prefabrike Betonarme Kolon Deneyleri, *Beton Prefabrikasyon*, Ocak 2007, Sayı: 81.

- Taşkın, K., Yüksel, E., Karadoğan, H. F., **Yüce, S. Z.**, Yardımcı, N., September 2006. Retrofitting of Precast Columns, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland
- **Yüce, S. Z.**, Bingöl, Y., Karadoğan, H. F., Yüksel, E., Kasım 2004. Ağır Hasar Görmüş Kare Kesitli Prefabrik Kolonların Bölgesel Mantolama ile Geri Kazanılması, *11. Beton Prefabrikasyon Sempozyumu*, İzmir.
- **Yüce, S. Z.**, Gülay, F. G., Eylül 2003. Örnek bir Yapının Titreşim Karakteristiklerin Teorik ve Deneysel Yollarla Karşılaştırmalı Olarak İncelenmesi, *XIII. Ulusal Mekanik Kongresi*, Gaziantep.
- Karadoğan, H. F., Yüksel, E., **Yüce, S. Z.** and Vatansever, C., May 2002. Several Pilot Tests for Retrofitting of Prefabricated Columns, *17th International Congress of Precast Concrete Industry*, B.I.B.M. 2002, İstanbul, Turkey.
- **Yüce, S. Z.**, Saruhan, H., Binbir, E., Kasım 2001. Tuğlalar Arasındaki Birleştirici Harcın Kayma Dayanımı, *Yapı Mekaniği Laboratuvarları Toplantısı*, TÜBİTAK, Ankara.