

T.C.
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BETONARME KOLONLARIN EKSENEL YÜK ALTINDAKİ DAVRANIŞI VE
ELASTİSİTE MODÜLÜ ÖNERİSİ

DOKTORA TEZİ

İnş.Yük.Müh. Barış ÖZKUL

Balıkesir, Temmuz-2009

T.C.
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BETONARME KOLONLARIN EKSENEL YÜK ALTINDAKİ DAVRANIŞI VE
ELASTİSİTE MODÜLÜ ÖNERİSİ

DOKTORA TEZİ

İnş.Yük.Müh. Barış ÖZKUL

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Şerif SAYLAN

Sınav Tarihi: 10/07/2009

Jüri Üyeleri: Prof. Dr. Şerif SAYLAN (Danışman-BAÜ) 
Prof. Dr. Hasan KAPLAN (PAÜ) 
Yrd. Doç. Dr. Mehmet TERZİ (BAÜ) 
Yrd. Doç. Dr. Fehmi ÇİVİCİ (BAÜ) 
Yrd. Doç. Dr. Salih YILMAZ (PAÜ) 

Balıkesir, Temmuz-2009

ÖZET

BETONARME KOLONLARIN EKSENEL YÜK ALTINDAKİ DAVRANIŞI ve ELASTİSİTE MODÜLÜ ÖNERİSİ

Barış ÖZKUL

Balıkesir Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü,
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

(Doktora Tezi / Tez Danışmanı: Prof. Dr. Şerif SAYLAN)

Balıkesir, 2009

Günümüzde yürürlükte olan standartlarda Beton ve Çelik malzemeler için ayrı ayrı elastisite modülü değerleri verilmektedir. Betonarme kesitler için belirlenmiş bir elastisite modülü değeri bulunmamaktadır. Yer değiştirme hesaplarında yalnızca betonun basınç dayanımına bağlı olarak hesaplanmış elastisite modülü kullanılmaktadır. Ancak kesit içerisinde çelik donatı da bulunmaktadır. Bu çalışmada betonarme bir kesitte bulunan donatı oranına bağlı olarak, kesitin elastisite modülü belirlenmeye çalışılmıştır. BAÜ Müh-Mim Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Laboratuvarı'nda 100 ton eksenel basınç kapasiteli bir deney düzeneği geliştirilmiş, hazırlanan kolon numuneler eksenel olarak yüklenerek kırılmıştır.

Deney sonuçları ve Response-2000 bilgisayar programıyla elde edilen analitik çözümler karşılaştırılmış, donatı oranına bağlı olarak elde edilen elastisite modülünün deplasmanlara olan etkisi incelenmiştir.

Çalışmanın sonuçlarında; Elastisite modülünün, kesit içerisindeki donatı oranına bağlı olarak arttığı ve deneysel olarak elde edilen σ - ϵ eğrileri ile analitik olarak elde edilen eğrilerin dikkate değer biçimde yakın olduğu görülmüştür.

Elde edilen sonuçlar yardımıyla regresyon analizi yapılarak; Betonarme kesit içindeki donatı oranına bağlı olarak bulunan elastisite modülü için, $E_{rc} = 10270\sqrt{f_{ck}} + 3000000\rho + 130000$ (kg/cm²) formülü önerilmiştir.

ANAHTAR SÖZCÜKLER: Betonarme Kolonlar / Elastisite Modülü / Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği / Donatı Oranı / Yer değiştirme

ABSTRACT

BEHAVIOUR OF AXIALLY LOADED REINFORCED CONCRETE COLUMNS AND A SUGGESTION FOR ELASTICITY MODULUS

Barış ÖZKUL
Balıkesir University, Institute of Science,
Department of Civil Engineering

(Ph.D. Thesis/Supervisor: Prof. Dr. Şerif SAYLAN)

Balıkesir, 2009

According to the current standards, Elasticity Modulus (Young's modulus) of concrete and steel materials is given individually. There is no established elasticity modulus exists for reinforced concrete sections. For the displacement calculations, the elasticity modulus is used which is calculated by considering only the compressive strength of concrete. However, the section contains steel reinforcements too. In this study, the elasticity modulus of a reinforced concrete section is tried to be determined depending on the reinforcement ratio. A 100 tons capacity axial compression test setup is constructed at the BAU, Engineering and Architecture Faculty, Civil Engineering Department, Structural Laboratory and the prepared column specimens are fractured by axial loading.

Experimental results and the analytical solutions that are calculated by means of a commercial package program Response-2000 are compared with each other and the effect of the calculated elasticity modulus -which dependent on the ratio of the reinforcement- to displacements are examined.

It is observed from the experimental results of this thesis that the elasticity modulus increases with the ratio of the reinforcement existent in the section, and also it is observed that the σ - ε curves that are obtained by empirically and by analytically are considerably closed to each other.

By the help of the experimental results regression analysis is performed and for the calculated elasticity modulus -which dependent on the ratio of the reinforcement- the formula defined as $E_{rc} = 10270\sqrt{f_{ck}} + 3000000\rho + 130000$ (kg/cm^2) is proposed.

KEYWORDS: Reinforced Concrete / Elasticity Modulus / Stress-Strain Curve / Reinforcement Ratio/ Displacement

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET, ANAHTAR SÖZCÜKLER	ii
ABSTRACT, KEYWORDS	iii
İÇİNDEKİLER	iv
SEMBOL LİSTESİ	ix
ŞEKİL LİSTESİ	x
TABLO LİSTESİ	xix
ÖNSÖZ	xx
1. GİRİŞ	1
1.1 Betonarme Davranışı	2
1.2 Elastisite Modülü	4
1.3 Dinamik Elastisite Modülü	8
1.4 Betonun Elastisite Modülünü Etkileyen Faktörler	8
1.5 Literatür Araştırması	11
1.6 Amaç ve Kapsam	22
2. EKSENEL YÜKLÜ KOLONLAR	23
2.1 Kolonlar için Elastik Teori	25
2.2 Eksenel Yüklü Kolonların Davranışı	26
2.3 Sargılı Beton ve Sarılma Fikri	30
2.3.1 Sargı Donatısının Avantajları	30
2.3.2 Sargı Donatısına Etki Eden Parametreler	31
2.3.3 Etriyelerle Sarılma	32
2.4 Betonarme Kolonlarda Oluşan Hasarlar	33
2.4.1 Kolonlarda Donatı Yerleşim ve Birleşim Hataları	33
2.4.2 Kiriş-Kolon Sarılma Bölgeleri	36
3. GERİLME-ŞEKİL DEĞİŞTİRME EĞRİSİ İÇİN ANALİTİK MODELLER	38
3.1 Beton Modelleri	38
3.1.1 Hognestad Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	39

3.1.2	Chan (1955) Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	40
3.1.3	Roy ve Sözen (1964) Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	41
3.1.4	Soliman ve Yu (1967) Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	42
3.1.5	Sargın (1971) Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	44
3.1.6	Kent ve Park (1971) Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	46
3.1.7	Park, Priestly ve Gill Tarafından Değiştirilen Kent ve Park Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	50
3.1.8	Thompson ve Park Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	51
3.1.9	Vallenas, Bertero ve Popov (1977) Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	52
3.1.10	Sheikh ve Üzümeri (1980) Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	55
3.1.11	Mander (1988) Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	63
3.1.12	Kappos (1991) Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi	65
3.1.13	Saatçioğlu&Razvi (1992) Tarafından Önerilen Gerilme–Şekil Değişirme Eğrisi Modeli	68
3.2	Donatı Modeli	70
4.	MATERYAL VE METOT	72
4.1	Materyal	72
4.1.1	Agrega Özellikleri	72
4.1.2	Beton Karma Suyunun Özellikleri	72
4.1.3	Çimento'nun Özellikleri	73
4.1.4	Beton Katkısı	73
4.2	Metot	74
4.2.1	Deneylerde Kullanılan Betonların Hazırlanması	74
4.2.2	Deney Numunelerinin Hazırlanması ve Kür Koşulları	75
4.3	Küp ve Silindir Numuneler ile Eksenel Basınç Dayanımları'nın Belirlenmesi	77
4.4	Silindir Numuneler ile Elastisite Modülü'nün Belirlenmesi	78
4.5	Deney Düzeneginin Hazırlanması	79
4.6	Kolon Numunelerin Elastisite Modüllerinin Belirlenmesi	83
4.7	Kolon Deneylerine Ait Grafikler	84
4.7.1	K1 Grubu Deneyleri	85
4.7.1.1	K1D111 Kolon Deneyi	86
4.7.1.2	K1D112 Kolon Deneyi	87
4.7.1.3	K1D113 Kolon Deneyi	88
4.7.1.4	K1D211 Kolon Deneyi	89
4.7.1.5	K1D212 Kolon Deneyi	90
4.7.1.6	K1D213 Kolon Deneyi	91
4.7.1.7	K1D311 Kolon Deneyi	92
4.7.1.8	K1D312 Kolon Deneyi	93
4.7.1.9	K1D313 Kolon Deneyi	94
4.7.1.10	K1D411 Kolon Deneyi	95

4.7.1.11 K1D412 Kolon Deneyi	96
4.7.1.12 K1D413 Kolon Deneyi	97
4.7.2 K2 Grubu Deneyleri	98
4.7.2.1 K2D111 Kolon Deneyi	99
4.7.2.2 K2D112 Kolon Deneyi	100
4.7.2.3 K2D113 Kolon Deneyi	101
4.7.2.4 K2D211 Kolon Deneyi	102
4.7.2.5 K2D212 Kolon Deneyi	103
4.7.2.6 K2D213 Kolon Deneyi	104
4.7.2.7 K2D311 Kolon Deneyi	105
4.7.2.8 K2D312 Kolon Deneyi	106
4.7.2.9 K2D313 Kolon Deneyi	107
4.7.2.10 K2D411 Kolon Deneyi	109
4.7.2.11 K2D412 Kolon Deneyi	110
4.7.2.12 K2D413 Kolon Deneyi	111
4.7.2.13 K2D121 Kolon Deneyi	112
4.7.2.14 K2D122 Kolon Deneyi	113
4.7.2.15 K2D123 Kolon Deneyi	114
4.7.2.16 K2D221 Kolon Deneyi	115
4.7.2.17 K2D222 Kolon Deneyi	116
4.7.2.18 K2D223 Kolon Deneyi	117
4.7.2.19 K2D321 Kolon Deneyi	118
4.7.2.20 K2D322 Kolon Deneyi	119
4.7.2.21 K2D323 Kolon Deneyi	120
4.7.2.22 K2D421 Kolon Deneyi	121
4.7.2.23 K2D422 Kolon Deneyi	122
4.7.2.24 K2D423 Kolon Deneyi	123
4.7.3 K3 Grubu Deneyleri	124
4.7.3.1 K3D111 Kolon Deneyi	125
4.7.3.2 K3D112 Kolon Deneyi	126
4.7.3.3 K3D113 Kolon Deneyi	127
4.7.3.4 K3D211 Kolon Deneyi	128
4.7.3.5 K3D212 Kolon Deneyi	129
4.7.3.6 K3D213 Kolon Deneyi	130
4.7.3.7 K3D311 Kolon Deneyi	131
4.7.3.8 K3D312 Kolon Deneyi	132
4.7.3.9 K3D313 Kolon Deneyi	133
4.7.3.10 K3D411 Kolon Deneyi	134
4.7.3.11 K3D412 Kolon Deneyi	135
4.7.3.12 K3D413 Kolon Deneyi	136
4.7.3.13 K3D121 Kolon Deneyi	137
4.7.3.14 K3D122 Kolon Deneyi	138
4.7.3.15 K3D123 Kolon Deneyi	139
4.7.3.16 K3D221 Kolon Deneyi	140
4.7.3.17 K3D222 Kolon Deneyi	141
4.7.3.18 K3D223 Kolon Deneyi	142
4.7.3.19 K3D321 Kolon Deneyi	143
4.7.3.20 K3D322 Kolon Deneyi	144
4.7.3.21 K3D323 Kolon Deneyi	145

4.7.3.22	K3D421 Kolon Deneyi	146
4.7.3.23	K3D422 Kolon Deneyi	147
4.7.3.24	K3D423 Kolon Deneyi	148
4.8	Beton Başlıklı Kolon Numunelere Ait Grafikler	149
4.8.1	KB1 Grubu Deneyleri	150
4.8.1.1	KB1D11 Kolon Deneyi	151
4.8.1.2	KB1D12 Kolon Deneyi	152
4.8.1.3	KB1D13 Kolon Deneyi	153
4.8.1.4	KB1D14 Kolon Deneyi	154
4.8.1.5	KB1D15 Kolon Deneyi	155
4.8.1.6	KB1D16 Kolon Deneyi	156
4.8.2	KB2 Grubu Deneyleri	157
4.8.2.1	KB2D21 Kolon Deneyi	158
4.8.2.2	KB2D22 Kolon Deneyi	159
4.8.2.3	KB2D23 Kolon Deneyi	160
4.8.2.4	KB2D24 Kolon Deneyi	161
4.8.2.5	KB2D25 Kolon Deneyi	162
4.8.2.6	KB2D26 Kolon Deneyi	163
5.	DENEY SONUÇLARININ ANALİTİK OLARAK İNCELENMESİ	165
5.1	K1D1 Kolonları	166
5.2	K1D2 Kolonları	167
5.3	K1D3 Kolonları	168
5.4	K1D4 Kolonları	169
5.5	K2D1 Kolonları	170
5.6	K2D2 Kolonları	171
5.7	K2D3 Kolonları	172
5.8	K2D4 Kolonları	173
5.9	K3D1 Kolonları	174
5.10	K3D2 Kolonları	175
5.11	K3D3 Kolonları	176
5.12	K3D4 Kolonları	177
5.13	KB1D1 Kolonları	178
5.14	KB2D2 Kolonları	179
6.	ELASTİSİTE MODÜLÜNÜN YAPI DAVRANIŞINA ETKİSİ	180
6.1	Elastisite Modülünün Deplasmanlara Etkisi	180
6.2	Elastisite Modülünün Kesit Tesirlerine Etkisi	185
7.	SONUÇLAR	190
EK-A.	DENEY SONUÇLARININ REGRESYON ANALİZİ	194

EK-B. DENEY SONUÇLARINDAN ELDE EDİLEN ORTALAMA 196
GERİLME-ŞEKİL DEĞİŞTİRME EĞRİLERİ

8. KAYNAKLAR 203

SEMBOL LİSTESİ

Simge	Adı
w	Betonun Ağırlığı, kg/m ³
E _{cj}	j Günlük Betonun Elastisite Modülü, kgf/cm ²
f _{cj}	j Günlük Betonun Silindir Basınç Dayanımı, kgf/cm ²
E _{ch}	Sertleşmiş Çimento Hamurunun Elastisite Modülü
E ₀	Porozitesi Sıfır Olan Çimento Hamurundaki Elastisite Modülü
P _ç	“Jel/Boşluk” Oranı
E _a	Agreganın Elastisite Modülü
V _{çh}	Çimento Hamuru Hacminin Betondaki Fraksiyonu
V _a	Agrega Hacminin Betondaki Fraksiyonu
N	Eksenel Yük
σ _c	Betondaki Gerilme
σ _s	Donatıdaki Gerilme
A _c	Brüt Beton Alanı
A _{st}	Kesitteki Toplam Boyuna Donatı Alanı
n	Modüler Oran, [$\frac{E_s}{E_c}$]
f _{ck}	Betonun Basınç Dayanımı
A _c	Betonun Kesit Alanı
f _{yk}	Boyuna Donatının Karakteristik Akma Dayanımı
ε	Birim Şekil Değiştirme
ρ	Donatı Oranı
ρ _{sw}	Yatay Donatı Oranı
sp	Etriye Aralığı
η	Kesitin Boyut Etkisi
c	Boyuna Çubukların Merkezden Merkeze Uzaklığı
fl	Yanal Sargı Basıncı

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil Numarası	Adı	Sayfa
Şekil 1.1	Tipik Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	4
Şekil 1.2	Elastisite Modülleri	6
Şekil 2.1	Kolon Türleri	25
Şekil 2.2	Etriyeli ve Fretli Kolonun Yük-Deformasyon Eğrisi	29
Şekil 2.3	Eksenel Yük Taşıyan Etriyeli Bir Kolonun Kırılması	29
Şekil 2.4	Genel Sargı Tipleri	32
Şekil 2.5	Farklı Miktarlardaki Etriyeler ile Sarılmış Beton İçin Gerilme Şekil Değişirme Grafikleri	32
Şekil 2.6	Boyuna Donatıların Bindirme Şekilleri	34
Şekil 2.7	(a)Kenetlenme Boyları Kısa Filizler (b)Rasgele Uzunluklarda Bırakılmış ve Korozyona Uğramış Filizler	35
Şekil 2.8	Çekme Kuvveti Altında Betona Aktarılan Kuvvetler	35
Şekil 2.9	Basınca Çalışan Kolon Donatılarının Ucunda Kanca Yapılması Sonucu Betonda Oluşan Hasar	36
Şekil 2.10	Sarılma Bölgesinde Etriye Eksikliği (Gölcük-1999, Ceyhan-1998)	37
Şekil 2.11	Kolon-Kiriş Birleşiminde Donatı Kusurları	37
Şekil 3.1	Hognestad Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	40
Şekil 3.2	Chan Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	41
Şekil 3.3	Roy ve Sözen Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	42
Şekil 3.4	Soliman ve Yu Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme İlişkisi	44
Şekil 3.5	Sargın Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	46
Şekil 3.6	Sargılı ve Sargısız Beton İçin Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Bağıntısı	47
Şekil 3.7	Etriyeli Kolonun Eksenel Olarak Yüklenmesi	48
Şekil 3.8	Etriye Miktarının Beton Gerilme-Şekil Değişirme Bağıntısına Etkisi	49
Şekil 3.9	Park, Priestly ve Gill Tarafından Değiştirilen Kent ve Park Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	51
Şekil 3.10	Thompson ve Park Tarafından Değiştirilen Kent ve Park Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	51
Şekil 3.11	Vallenas, Bertero ve Popov (1977) Tarafından Önerilen Gerime-Şekil Değişirme Eğrisi	54
Şekil 3.12	Sheikh ve Üzümeri Tarafından Önerilen Betonun Genel Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	57
Şekil 3.13	Etriye Seviyelerindeki Sarılmamış Beton	58

Şekil 3.14	Sarılmamış Betonun Alanının Belirlenmesi	59
Şekil 3.15	Etriye Seviyeleri Arasındaki Sarılmamış Beton	60
Şekil 3.16	Kritik Kesitlerin Belirlenmesi-Sarılmış ve Sarılmamış Betonun Üç Boyutlu Görünüşü	61
Şekil 3.17	Etriye Aralığının Bir Fonksiyonu Olarak Etkili Sarılmış Beton Alanı ve Çeşitli Kare Donatı Konfigurasyonları İçin Çekirdek Alanı	63
Şekil 3.18	Mander Tafından Önerilen Betonun Genel Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	64
Şekil 3.19	Kappos Tafından Önerilen Betonun Genel Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	67
Şekil 3.20	Saatçioğlu&Razvi Tafından Önerilen Betonun Genel Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi	68
Şekil 3.21	Çelik İçin Gerilme-Şekil Değişirme Modeli	70
Şekil 4.1	Araştırmada Kullanılan Karışık Agreganın Granülometri Eğrisi	75
Şekil 4.2	Beton Karışımının Hazırlanması	76
Şekil 4.3	Beton Karışımının Kalıplara Yerleştirilmesi	76
Şekil 4.4	Deney Numuneleri	76
Şekil 4.5	Kür Havuzunda Tutulan Silindir, Kolon ve Küp Numuneler	77
Şekil 4.6	Eksenel Basınç Dayanımı Belirlenen Küp Numuneler	77
Şekil 4.7	Numunelerin Başlıklanması	79
Şekil 4.8	Elastisite Modülünün Belirlenmesi İçin Oluşturulan Deney Düzeneği	79
Şekil 4.9	Yükleme Çerçevesinin Oluşturulması	80
Şekil 4.10	Numuneye Sabitlenen LVDT'ler	81
Şekil 4.11	Deney Düzeneği	82
Şekil 4.12	Donatı Yerleşim Planı	84
Şekil 4.13	K1 Grubu Numunelere Ait Ortalama Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	85
Şekil 4.14	K1D111 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	86
Şekil 4.15	K1D111 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	86
Şekil 4.16	K1D111 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	86
Şekil 4.17	K1D112 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	87
Şekil 4.18	K1D112 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	87
Şekil 4.19	K1D112 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	87
Şekil 4.20	K1D113 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	88
Şekil 4.21	K1D113 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	88
Şekil 4.22	K1D113 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	88
Şekil 4.23	K1D211 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	89
Şekil 4.24	K1D211 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	89
Şekil 4.25	K1D211 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	89
Şekil 4.26	K1D212 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	90
Şekil 4.27	K1D212 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	90
Şekil 4.28	K1D212 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	90
Şekil 4.29	K1D213 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	91
Şekil 4.30	K1D213 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	91
Şekil 4.31	K1D213 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	91
Şekil 4.32	K1D311 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	92

Şekil 4.33	K1D311 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	92
Şekil 4.34	K1D311 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	92
Şekil 4.35	K1D312 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	93
Şekil 4.36	K1D312 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	93
Şekil 4.37	K1D312 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	93
Şekil 4.38	K1D313 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	94
Şekil 4.39	K1D313 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	94
Şekil 4.40	K1D313 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	94
Şekil 4.41	K1D411 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	95
Şekil 4.42	K1D411 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	95
Şekil 4.43	K1D411 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	95
Şekil 4.44	K1D412 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	96
Şekil 4.45	K1D412 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	96
Şekil 4.46	K1D412 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	96
Şekil 4.47	K1D413 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	97
Şekil 4.48	K1D413 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	97
Şekil 4.49	K1D413 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	97
Şekil 4.50	K2 Grubu Numunelere Ait Ortalama Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	98
Şekil 4.51	K2D111 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	99
Şekil 4.52	K2D111 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	99
Şekil 4.53	K2D111 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	99
Şekil 4.54	K2D112 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	100
Şekil 4.55	K2D112 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	100
Şekil 4.56	K2D112 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	100
Şekil 4.57	K2D113 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	101
Şekil 4.58	K2D113 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	101
Şekil 4.59	K2D113 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	101
Şekil 4.60	K2D211 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	102
Şekil 4.61	K2D211 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	102
Şekil 4.62	K2D211 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	102
Şekil 4.63	K2D212 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	103
Şekil 4.64	K2D212 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	103
Şekil 4.65	K2D212 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	103
Şekil 4.66	K2D213 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	104
Şekil 4.67	K2D213 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	104
Şekil 4.68	K2D213 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	104
Şekil 4.69	K2D311 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	105
Şekil 4.70	K2D311 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	105
Şekil 4.71	K2D311 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	105
Şekil 4.72	K2D312 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	106
Şekil 4.73	K2D312 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	106
Şekil 4.74	K2D312 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	106
Şekil 4.75	K2D313 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	107
Şekil 4.76	K2D313 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	107
Şekil 4.77	K2D313 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	107
Şekil 4.78	LVDT Kelepçesinin Kaynaklarının Kopması ile Oluşan Görüntü	108
Şekil 4.79	K2D411 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	109

Şekil 4.80	K2D411 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	109
Şekil 4.81	K2D411 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	109
Şekil 4.82	K2D412 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	110
Şekil 4.83	K2D412 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	110
Şekil 4.84	K2D412 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	110
Şekil 4.85	K2D413 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	111
Şekil 4.86	K2D412 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	111
Şekil 4.87	K2D413 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	111
Şekil 4.88	K2D121 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	112
Şekil 4.89	K2D121 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	112
Şekil 4.90	K2D121 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	112
Şekil 4.91	K2D122 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	113
Şekil 4.92	K2D122 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	113
Şekil 4.93	K2D122 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	113
Şekil 4.94	K2D123 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	114
Şekil 4.95	K2D123 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	114
Şekil 4.96	K2D123 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	114
Şekil 4.97	K2D221 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	115
Şekil 4.98	K2D221 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	115
Şekil 4.99	K2D221 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	115
Şekil 4.100	K2D222 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	116
Şekil 4.101	K2D222 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	116
Şekil 4.102	K2D222 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	116
Şekil 4.103	K2D223 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	117
Şekil 4.104	K2D223 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	117
Şekil 4.105	K2D223 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	117
Şekil 4.106	K2D321 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	118
Şekil 4.107	K2D321 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	118
Şekil 4.108	K2D321 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	118
Şekil 4.109	K2D322 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	119
Şekil 4.110	K2D322 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	119
Şekil 4.111	K2D322 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	119
Şekil 4.112	K2D323 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	120
Şekil 4.113	K2D323 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	120
Şekil 4.114	K2D323 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	120
Şekil 4.115	K2D421 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	121
Şekil 4.116	K2D421 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	121
Şekil 4.117	K2D421 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	121
Şekil 4.118	K2D422 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	122
Şekil 4.119	K2D422 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	122
Şekil 4.120	K2D422 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	122
Şekil 4.121	K2D423 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	123
Şekil 4.122	K2D423 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	123
Şekil 4.123	K2D423 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	123
Şekil 4.124	K3 Grubu Numunelere Ait Ortalama Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	124
Şekil 4.125	K3D111 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	125
Şekil 4.126	K3D111 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	125
Şekil 4.127	K3D111 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	125

Şekil 4.128	K3D112 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	126
Şekil 4.129	K3D112 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	126
Şekil 4.130	K3D112 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	126
Şekil 4.131	K3D113 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	127
Şekil 4.132	K3D113 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	127
Şekil 4.133	K3D113 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	127
Şekil 4.134	K3D211 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	128
Şekil 4.135	K3D211 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	128
Şekil 4.136	K3D211 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	128
Şekil 4.137	K3D212 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	129
Şekil 4.138	K3D212 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	129
Şekil 4.139	K3D212 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	129
Şekil 4.140	K3D213 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	130
Şekil 4.141	K3D213 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	130
Şekil 4.142	K3D213 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	130
Şekil 4.143	K3D311 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	131
Şekil 4.144	K3D311 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	131
Şekil 4.145	K3D311 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	131
Şekil 4.146	K3D312 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	132
Şekil 4.147	K3D312 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	132
Şekil 4.148	K3D312 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	132
Şekil 4.149	K3D313 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	133
Şekil 4.150	K3D313 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	133
Şekil 4.151	K3D313 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	133
Şekil 4.152	K3D411 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	134
Şekil 4.153	K3D411 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	134
Şekil 4.154	K3D411 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	134
Şekil 4.155	K3D412 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	135
Şekil 4.156	K3D412 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	135
Şekil 4.157	K3D412 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	135
Şekil 4.158	K3D413 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	136
Şekil 4.159	K3D413 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	136
Şekil 4.160	K3D413 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	136
Şekil 4.161	K3D121 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	137
Şekil 4.162	K3D121 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	137
Şekil 4.163	K3D121 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	137
Şekil 4.164	K3D122 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	138
Şekil 4.165	K3D122 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	138
Şekil 4.166	K3D122 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	138
Şekil 4.167	K3D123 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	139
Şekil 4.168	K3D123 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	139
Şekil 4.169	K3D123 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	139
Şekil 4.170	K3D221 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	140
Şekil 4.171	K3D221 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	140
Şekil 4.172	K3D221 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	140
Şekil 4.173	K3D222 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	141
Şekil 4.174	K3D222 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	141
Şekil 4.175	K3D222 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	141
Şekil 4.176	K3D223 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	142

Şekil 4.177	K3D223 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	142
Şekil 4.178	K3D223 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	142
Şekil 4.179	K3D321 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	143
Şekil 4.180	K3D321 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	143
Şekil 4.181	K3D321 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	143
Şekil 4.182	K3D322 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	144
Şekil 4.183	K3D322 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	144
Şekil 4.184	K3D322 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	144
Şekil 4.185	K3D323 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	145
Şekil 4.186	K3D323 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	145
Şekil 4.187	K3D323 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	145
Şekil 4.188	K3D421 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	146
Şekil 4.189	K3D421 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	146
Şekil 4.190	K3D421 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	146
Şekil 4.191	K3D422 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	147
Şekil 4.192	K3D422 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	147
Şekil 4.193	K3D422 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	147
Şekil 4.194	K3D423 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	148
Şekil 4.195	K3D423 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	148
Şekil 4.196	K3D422 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	148
Şekil 4.197	Silindir ve Kolon numunelerde oluşan kırılma şekli	149
Şekil 4.198	Beton Başlıklı Kolon Numunelere Ait Donatı Yerleşim Planı	150
Şekil 4.199	KB1 Grubu Numunelere Ait Ortalama Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	150
Şekil 4.200	KB1D11 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	151
Şekil 4.201	KB1D11 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	151
Şekil 4.202	KB1D11 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	151
Şekil 4.203	KB1D12 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	152
Şekil 4.204	KB1D12 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	152
Şekil 4.205	KB1D12 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	152
Şekil 4.206	KB1D13 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	153
Şekil 4.207	KB1D13 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	153
Şekil 4.208	KB1D13 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	153
Şekil 4.209	KB1D14 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	154
Şekil 4.210	KB1D14 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	154
Şekil 4.211	KB1D14 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	154
Şekil 4.212	KB1D15 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	155
Şekil 4.213	KB1D15 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	155
Şekil 4.214	KB1D14 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	155
Şekil 4.215	KB1D16 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	156
Şekil 4.216	KB1D16 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	156
Şekil 4.217	KB1D16 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	156
Şekil 4.218	KB2 Grubu Numunelere Ait Ortalama Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	157
Şekil 4.219	KB2D21 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	158
Şekil 4.220	KB2D21 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	158
Şekil 4.221	KB2D21 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	158
Şekil 4.222	KB2D22 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	159
Şekil 4.223	KB2D22 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği	159

Şekil 4.224	KB2D22 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	159
Şekil 4.225	KB2D23 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	160
Şekil 4.226	KB2D23 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	160
Şekil 4.227	KB2D23 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	160
Şekil 4.228	KB2D24 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	161
Şekil 4.229	KB2D24 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	161
Şekil 4.230	KB2D24 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	161
Şekil 4.231	KB2D25 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	162
Şekil 4.232	KB2D25 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	162
Şekil 4.233	KB2D25 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	162
Şekil 4.234	KB2D26 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği	163
Şekil 4.235	KB2D26 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği	163
Şekil 4.236	KB2D26 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü	163
Şekil 5.1	K1D1 Kolonlarının Response–2000 Programı Kullanılarak Çözümü	166
Şekil 5.2	K1D1 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	166
Şekil 5.3	K1D2 Kolonlarının Response–2000 Programı Kullanılarak Çözümü	167
Şekil 5.4	K1D2 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	167
Şekil 5.5	K1D3 Kolonlarının Response–2000 Programı Kullanılarak Çözümü	168
Şekil 5.6	K1D3 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	168
Şekil 5.7	K1D4 Kolonlarının Response–2000 Programı Kullanılarak Çözümü	169
Şekil 5.8	K1D4 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	169
Şekil 5.9	K2D1 Kolonlarının Response–2000 Programı Kullanılarak Çözümü	170
Şekil 5.10	K2D1 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	170
Şekil 5.11	K2D2 Kolonlarının Response–2000 Programı Kullanılarak Çözümü	171
Şekil 5.12	K2D2 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	171
Şekil 5.13	K2D3 Kolonlarının Response–2000 Programı Kullanılarak Çözümü	172
Şekil 5.14	K2D3 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	172
Şekil 5.15	K2D4 Kolonlarının Response–2000 Programı Kullanılarak Çözümü	173
Şekil 5.16	K2D4 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	173
Şekil 5.17	K3D1 Kolonlarının Response–2000 Programı Kullanılarak Çözümü	174
Şekil 5.18	K3D1 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	174

Şekil 5.19	K3D2 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü	175
Şekil 5.20	K3D2 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	175
Şekil 5.21	K3D3 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü	176
Şekil 5.22	K3D3 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	176
Şekil 5.23	K3D4 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü	177
Şekil 5.24	K3D4 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	177
Şekil 5.25	KB1D1 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü	178
Şekil 5.26	KB1D1 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	178
Şekil 5.27	KB2D2 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü	179
Şekil 5.28	KB2D2 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ε Eğrileri	179
Şekil 6.1	Seçilen Yapının Mimari Planı	182
Şekil 6.2	Seçilen Yapının Kalıp Planı	182
Şekil 6.3	Seçilen Yapının Üç Boyutlu Görünümü	183
Şekil 6.4	Seçilen Yapının Kesit Görünümü	183
Şekil 6.5	Seçilen İki Yapının X Yönünde Oluşan Deplasmanları	184
Şekil 6.6	Kolonlarında Oluşan Kesit Tesirleri (40/40 Kolonlarda %1 Donatı Oranı)	186
Şekil 6.7	Kirişlerde Oluşan Kesit Tesirleri (40/40 Kolonlarda %1 Donatı Oranı)	187
Şekil 6.8	Kolonlarında Oluşan Kesit Tesirleri (30/30 Kolonlarda %2 Donatı Oranı)	188
Şekil 6.9	Kirişlerde Oluşan Kesit Tesirleri (30/30 Kolonlarda %2 Donatı Oranı)	189
Şekil A.1	Deney Sonuçlarına Bağlı Olarak Yapılan Regrasyon Analizi	193
Şekil B.1	K1D1 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri	195
Şekil B.2	K1D2 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri	195
Şekil B.3	K1D3 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri	196
Şekil B.4	K1D4 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri	196
Şekil B.5	K2D1 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri	197
Şekil B.6	K2D2 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri	197
Şekil B.7	K2D3 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri	198

Şekil B.8	K2D4 Kolonlarına ait Deneylelerden Elde Edilen Ortalama Eğri	198
Şekil B.9	K3D1 Kolonlarına ait Deneylelerden Elde Edilen Ortalama Eğri	199
Şekil B.10	K3D2 Kolonlarına ait Deneylelerden Elde Edilen Ortalama Eğri	199
Şekil B.11	K3D3 Kolonlarına ait Deneylelerden Elde Edilen Ortalama Eğri	200
Şekil B.12	K3D4 Kolonlarına ait Deneylelerden Elde Edilen Ortalama Eğri	200
Şekil B.13	KB1D1 Kolonlarına ait Deneylelerden Elde Edilen Ortalama Eğri	201
Şekil B.14	KB2DB Kolonlarına ait Deneylelerden Elde Edilen Ortalama Eğri	201

TABLO LİSTESİ

Tablo Numarası	Adı	Sayfa
Tablo 1.1	Değişik Kuruluşlar Tarafından Önerilen Formüllerin Kullanılmasıyla Hesaplanan E Değerleri	7
Tablo 3.1	Sheikh ve Üzümeri Tarafından Ulaşılmış Testlerin Özeti	56
Tablo 4.1	Araştırmada Kullanılan Çimentoya ait Değerler	73
Tablo 4.2	Süper Akışkanlaştırıcı Katkıya Ait Teknik Bilgiler	74
Tablo 4.3	Karışık Agreganın Tane Dağılımı ve Elverişli Granülometri Değerleri	74
Tablo 4.4	1m ³ Beton İçin Karışıma Giren Malzeme Miktarları	75
Tablo 4.5	Küp ve Silindir Numunelere Ait Eksenel Basınç Dayanımları	78
Tablo 4.6	Donatı Oranı ve Beton Karışımına Göre Oluşturulan Kolon Numune Miktarları	83
Tablo 4.7	Deneylelerden Elde Edilen Elastisite Modülleri	164
Tablo 6.1	Seçilen Yapının X Yönünde Oluşan Deplasmanları	184
Tablo 6.2	X Yönünde Oluşan Deplasmanların İlk Çözüme Göre % Değişim Oranları	184
Tablo 6.3	Statik Analizi Yapılan Yapılar ve Çözüm Türleri	185
Tablo A.1	Regresyon Analizi Parametreleri	195

ÖNSÖZ

Bu çalışmaya başlamam için bana yol gösteren, bu yolda maddi ve manevi desteğini esirgemeyen, üzerimdeki emeklerine minnettar olduğum, saygıdeğer hocam Prof.Dr. Şerif SAYLAN'a,

Lisans yıllarımdan bu günlere gelmemde büyük katkısı olan, bana meslek aşkını ilk aşılamanı sağlayan, kıymetli hocam Prof.Dr. Hasan KAPLAN'a,

Çalışmamda adeta ikinci danışmanım gibi bana destek olan, zamanlı zamansız telefonlarda sorduğum sorularıma sabırla yanıt veren değerli hocam Y.Doç.Dr. Altuğ YAVAŞ'a,

Çalışmamın çeşitli aşamalarında yardımlarına başvurduğum hocalarım; Y.Doç.Dr. Mehmet TERZİ, Y.Doç.Dr. Hasan ELÇİ, Y.Doç.Dr. Kaan TÜRKER, Y.Doç.Dr. Fehmi ÇİVİCİ, Y.Doç.Dr. Arın YILMAZ ve tüm İnşaat Mühendisliği Bölümü Öğretim Üyelerine,

Bu çalışmaya en büyük fiziki enerjiyi harcayan, tüm samimiyeti ile emek sarf eden, Sayın Halil İbrahim MARDİN'e,

Deney aletinin yapımı, kalıpların üretilmesi gibi aşamalarda kendi çalışması gibi çaba sarf eden değerli hocam, Y.Doç.Dr. Alaaddin TOKTAŞ'a

Deney aletinin yapımı sırasında teknik destek aldığım, kadim dostum Hakan HÜSEYİNOĞLU, ustam Mehmet AKIN ve dayım Mustafa DAKDEVİR'e,

Deney düzeneğinin kurulum aşamalarında bana destek olan hocalarım Prof.Dr. Nurettin ARSLAN, Prof.Dr. İrfan AY, sevgili arkadaşlarım; Akın ATAŞ, Umut HASGÜL, Deniz KARAOĞLAN ve Sabri BİÇAKCI'ya,

Kalıpların hazırlanmasındaki teknik destekleri ile yardımlarını esirgemeyen
6. Ana bakım Merkezi Komutanı Ord.Alb. Ziya KARAGÖZ, Teknik Müdür
Müh.Yrb. Mustafa ÜSTÜN ve emeği geçen Fabrika çalışanlarına,

Deney numunelerinin hazırlanması sırasında malzeme desteği sağlayan
Murat ATAY ve Balıkesir Çimento Fabrikası'na, Gürler Beton Tesisi ve
Bülent İLER'e, Sika Yapı Kimyasalları Şirketi'ne, İbrahim DAYI'ya,

Akla hayale gelmeyecek aksiliklerde teknik desteklerini aldığım Ergün AY,
Ömer İŞCEN, Cihan POLAT ve Erhan AKKAYA'ya,

Aynı aşamaları, el ele vererek aştığım, benzer sıkıntıları birlikte paylaştığım
can dostum Erkan KARAMAN ve sevgili hocam-arkadaşım Füsun ÜÇER'e

Haklarını asla ödeyemeyeceğim, Annem Cemaliye ÖZKUL, Babam
Mustafa ÖZKUL ve canım kardeşim Aysu'ya,

Çalışmanın her aşamasında desteğini benden esirgemeyen eşim,
Rana ÖZKUL'a,

Ne kadar teşekkür etsem de azdır...

Balıkesir, 2009

Barış ÖZKUL

1. GİRİŞ

Betonarme, 19. yüzyıl'ın ikinci yarısından itibaren, tüm dünyada en çok tercih edilen yapı malzemesi olmuştur. Bunun nedeni; betonarmenin yüksek dayanımı, güvenilirliği, diğer malzemelere göre maliyetinin düşük olması ve yapım kolaylığı olarak sıralanabilir[1]. Beton; şekil verilebilme kolaylığı, fiziksel ve kimyasal dış etkilere karşı dayanıklılığı, ekonomik oluşu, üretimindeki kolaylık gibi etkenlerden dolayı, kullanım alanı gelişerek yaygınlaşan, çok önemli bir yapı malzemesidir. Bu gelişmeler sonucu betonun, yeni teknikler ve yeni malzemeler yardımıyla, kullanıldığı ortamda karşılaştığı fiziksel ve kimyasal etkilere karşı güçlendirilerek, ondan beklenen klasik niteliklerden çok daha verimli hizmet verebilecek bir yapı malzemesi olacağı anlaşılmıştır[2].

Beton, inşaat mühendisliği alanında yüzyılımızın en önemli yapı malzemesidir ve önceden şekil verilebilen yapay bir taş olarak tanımlanabilir. Beton, agregada adı verilen kum, çakıl, mıcır gibi taneli malzemelerin, onları yapıştıran çimento ve su ile karıştırılması sonucu meydana gelen bir yapı malzemesidir[3]. Karışımda çimento, kum ve iri agregada tanelerini birbirine bağlar. Kum ise iri agregada taneleri arasındaki boşlukları doldurarak betonun kompozitesini artırır. Çakıl veya kırma taş taneleri betonun bir nevi iskeletini oluşturur. Böylelikle bunlar malzemenin maruz kaldığı kuvvetlere karşı koyarlar[4]. Beton yük taşıyan, diğer bir deyişle esas taşıyıcı bir malzemedir[3].

Karmaşık bir yapıya sahip olan beton, uygun granülometriye sahip agregada, çimento ve suyun belli oranlarda bir araya getirilmesinden elde edilen heterojen bir yapı malzemesidir. Basitleştirmek amacıyla, beton; agregada ve sertleşmiş çimento hamuru olmak üzere iki fazlı heterojen bir yapı malzemesi olarak dikkate alınmaktadır. Ayrı ayrı düşünüldüğünde; çimento hamuru, amorf yapısı nedeniyle kendi içinde heterojen olduğu gibi, agregada da kendi fazı içinde son derece heterojen bir yapıya sahiptir. Bu nedenle, betonlar üzerinde gerçekleştirilen deney

sonuçlarının yorumlanmasında güçlüklerle karşılaşmakta ve bu cismin mekanik özellikleri, özellikle dış kuvvetler etkisinde kırılma mekanizmaları, homojen izotrop ve sürekli katı cisimler için geliştirilmiş olan klasik elastisite teorileriyle tam olarak açıklanamamaktadır[5].

Çimentonun bulunması ile yapı dünyası, çeşitli formlara sokulabilen beton malzemesini kazanmıştır. Betonun çelik çubuklarla takviye edilerek kullanılması onu vazgeçilemeyecek bir yapı malzemesi yapmıştır[6]. Bunun yanında betonun bazı dezavantajları da bulunmaktadır. Bunlardan en önemlisi; hasar görmüş bir beton yapının onarımı ve güçlendirilmesi oldukça zordur. Bu durum yapıların özellikle sismik tehlikeye sahip bölgelerde yapılması durumunda önemli bir problem oluşturmaktadır[7].

Çok uzun yıllardan beri betonların elastisite modülleri araştırma konusu olmuştur. Elastisite modülleri birçok metotla belirlenmeye çalışılmıştır. Kullanılan bu farklı metotlar betonların elastisite modüllerinin farklı değerler almasına yol açmışlardır.

Yapılan bu çalışmalar sonrasında betonların elastisite modülleri ile ilgili birçok bağıntı öne sürülmüştür. Bulunan bu bağıntılar genel olarak betonun basınç dayanımını kullanarak betonun elastisite modülünün bulunmasını sağlarlar. Fakat bu bağıntılarla bulunan elastisite modülleri betonun gerçek elastisite modüllerine ancak yakın değerler verebilirler[8].

1.1 Betonarme Davranışı

Betonarme; basit olarak, beton ile çelik donatı çubuklarının beraber çalışacak ve birbirlerinin eksiklerini tamamlayacak şekilde bir araya getirilmesi olarak tanımlanabilir. Betonarme içindeki çelik ve betonun birlikte hareket etmesinin sağlanması ve betonarme elemanların performansının tatmin edici düzeyde olması öncelikle öteleme, çatlak oluşumu, aderans, ankraj gibi faktörlere bağlıdır. Betonarme yapıların sismik davranışında iki malzeme arasındaki ilişki baskın

olmaktadır, çünkü yukarıda bahsedilen faktörlerin ilavesiyle ilişki aynı zamanda rijitlik ve sismik enerji sönümlenme kapasitesine etki eder[9].

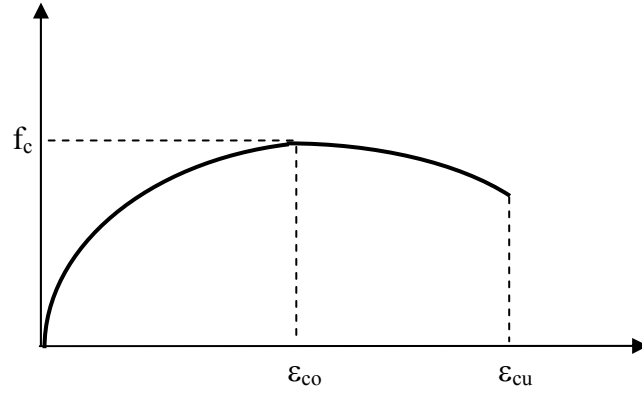
Yüksek basınç dayanımına sahip betonun zayıf tarafı, düşük çekme dayanımına sahip olmasıdır. Betonun bu kusurlu yanı, içine yüksek çekme dayanımına sahip çelik çubuklar yerleştirilmesi ile tamamlanarak betonarme malzemesi oluşturulur. Böylece mekanik özellikler bakımından çok daha üstün bir birleşim meydana getirilir. Gerçekten de, çelik çubukların beton tarafından sarılması ve sıyrılmasının önlenmesi, çelik çubuğun beton içinde kalarak dış etkilerin oluşturacağı korozyona karşı korunması ve iki malzemenin de yakın sıcaklık genişleme katsayılarına sahip olması ideal durumu destekleyici unsurlardır[10].

Betonarmeyi diğer yapı malzemelerinden ayıran en önemli özelliklerden biri de “uyum”dur. Uyum; fazla zorlanan bir lifin, kesitin veya elemanın, zorlanmaları komşu lif, kesit veya elemana aktarabilme özelliğidir. Süneklik ise yük taşıma kapasitesinde düşme olmadan, kesitin büyük deformasyon yapabilme özelliğidir. Sünek davranış, “uyum”un oluşmasını sağlayarak, kuvvetlerin fazla zorlanan bir elemandan diğerine aktarılmasına olanak tanır[11].

Betonarmeyi oluşturan çelik ve betonun gerilme-birim deformasyon özelliklerinin belirlenmesi gerekir. Bu belirleme, çelik için oldukça kolay olmasına karşın, beton için oldukça zordur. Betonun σ - ϵ ilişkisini birçok değişken etkilediğinden, tek ve kesin bir σ - ϵ eğrisi önermek zordur. Betonun çekme dayanımı çok düşük olduğundan, bu dayanımın ihmal edilmesi önemli bir hata getirmez. Betonarme elemanlarda oluşan çekme gerilmeleri, bu bölgelere yerleştirilen çelik çubuklarla karşılanır. Betonarme elemanların basınç bölgesindeki gerilme dağılımının, aksenal basınç altında denenen numunelerden elde edilen σ - ϵ eğrisine benzediğini varsaymak, doğru bir yaklaşım olur. Yapılan çok sayıda deney, bu varsayımın doğruluğunu kanıtlamıştır[8].

1.2 Elastisite Modülü

Bir numunenin yük altındaki ani aksenal deformasyonu en uygun biçimde gerilme-şekil değiştirme diyagramı ile tanımlanabilir[12]. Tipik bir gerilme-şekil değiştirme eğrisi Şekil 1.1’de verilmiştir.



Şekil 1.1 Tipik Gerilme-Şekil değiştirme eğrisi

Şeklin incelenmesinden anlaşılacağı gibi, eğri düşük gerilme değerlerinde doğruya yakın bir yol izler. Artan yükler etkisinde doğrusallık kaybolur ve eğri parabole benzemeye başlar. Basınç dayanımını gösteren tepe noktasından sonra gerilme azaldığı halde şekil değiştirme devam eder, tipik eğri çok yavaş yüklemeler için geçerli değildir. Dolayısıyla uzun süreli yükler altında eğrinin ilk bölümünün bile doğrusal kabul edilmesi zaman zaman yanıltıcı olabilir[13]. Elastisite modülü; gerilme-şekil değiştirme eğrisinin eğimi olarak tanımlanır. Betonun elastisite modülü, yapıların analizinde şekil değiştirme ve deplasmanların belirlenmesi için gerekli bir parametredir[14]. Gerilme-şekil değiştirme eğrisi, doğrusal olmayan bir davranış gösteren betonun; elastisite modülünü tanımlamak zor bir iştir. Çünkü betonun basınç dayanımını ve gerilme-şekil değiştirme bağıntısını etkileyen faktörler elastisite modülünü de etkiler[15]. Elastik hesaplamaların dikkate alındığı yapısal tasarımlarda, şekil ya da yer değiştirmelerin belirlenebilmesi için betonun elastisite modülünün bilinmesi gerekir. Değişik yükler altında şekil değiştirebilen bir yapıya sahip bütün malzemeler gibi, beton da üzerine gelen yükün tipinden, büyüklüğünden

ve süresinden etkilenecek belirli ölçüde şekil değiştirme ya da başka bir deyişle deformasyon gösterir. Betonda elastisite modülü tayini, betonun elastik davranabildiği sınırlar içerisindeki yükleme düzeylerinde standartlarda tanımlandığı üzere genellikle 150x300 mm boyutlarındaki silindirik şekilli numuneler üzerinde yapılır[16]. Bunun yanında elastisite modülünün basınç dayanımından tahmini için deneysel çalışmalardan geliştirilen bazı ampirik formüller vardır[17]. Beton yapıların tasarım ve analizlerinde önemli bir rol oynayan elastisite modülü, birçok araştırmacı tarafından geniş biçimde çalışılmıştır. Pratikte tasarım ve analizlerde kullanılan elastisite modülü deneysel çalışmalardan elde edilen ampirik formüller ile belirlenmektedir. Bununla birlikte ampirik formüller genellikle, elastisite modülünde agrega dağılımı, çimento oranı gibi çeşitli parametrelerin etkisini göstermek için oldukça basittir[18].

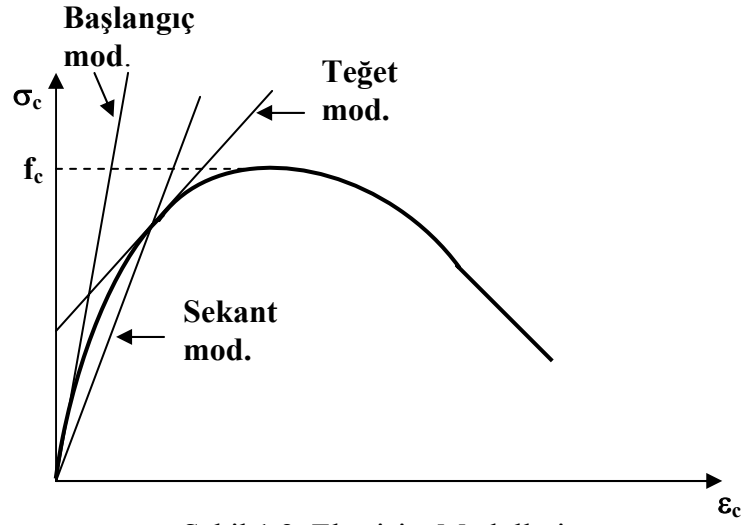
Çeşitli ülkelerde yürürlükte olan yönetmeliklerde elastisite modülü, basınç dayanımının bir fonksiyonu olarak ifade edilmiştir[15].

Literatürde betonun elastisite modülü için çeşitli tanımlar yapılmıştır. Bunlardan en yaygın olarak kullanılan üç tanesi aşağıda tanıtılmıştır. Söz konusu modüller Şekil 1.2’de, σ - ϵ eğrisi üzerinde gösterilmiştir.

Başlangıç elastisite modülü; σ - ϵ eğrisinin başlangıç noktasına çizilen teğetin eğimi olarak tanımlanabilir. Bu, bazı yayınlarda dinamik modül olarak da adlandırılmıştır. Beton çok düşük gerilmelere maruz ise, başlangıç modülü kullanılarak gerçekçi sonuçlar alınabilir.

Teğet modülü; σ - ϵ eğrisine herhangi bir noktada çizilen teğetin eğimidir. Pratikte bu teğet, yaklaşık olarak $0.4f_c$ gerilmesi temel alınarak çizilir.

Sekant modülü; orijinden, eğride herhangi bir gerilmeye tekabül eden noktaya çizilen sekantın eğimi olarak tanımlanır. Betonun, emniyet gerilmelerine yakın gerilmelere maruz olduğu durumlarda bu modül iyi sonuçlar verir. Genelde sekant modülü $0.5f_c$ gerilmesine göre hesaplanır.



Şekil 1.2 Elastisite Modülleri

Pratikte bu üç elastisite modülünden hangisinin kullanılacağı, söz konusu olan probleme bağlıdır. Örneğin; incelenen, gerilmelerin çok düşük düzeyde kaldığı bir titreşim problemi ise, başlangıç modülünün kullanılması daha doğru olur.

Yapılan deneyler, kalıcı yükler altında betondaki deformasyonun büyük ölçüde arttığını, dolayısıyla elastisite modülünün azaldığını göstermiştir. Zamana bağlı elastisite modülünün değeri, kalıcı yükün mertebesine ve zamana bağlıdır. Elastisite modülünün zamanla ilk değerinin yarısına veya üçte birine kadar azalması doğaldır.

Betonun basınç dayanımını ve σ - ϵ ilişkisini etkileyen bütün değişkenler elastisite modülünü de etkiler. Bu nedenle beton gibi elastik, doğrusal olmayan ve zamana bağlı deformasyon gösteren bir malzemenin elastisite modülünü doğru ve kesin olarak tanımlamak olanaksızdır. Hesap için önerilecek elastisite modülünü, bütün değişkenleri dikkate alarak tanımlamakta elbette pratik olmayacaktır. Bugün, çeşitli ülkelerde yürürlükte olan yönetmeliklerde elastisite modülü, beton basınç dayanımının bir fonksiyonu olarak ifade edilmektedir[11].

Amerikan Beton Enstitüsü (ACI 318-83):

$$E_{cj} = w^{1.5} \times 0.14 \times \sqrt{f_{cj}} \quad (1.1)$$

Normal ağırlıklı beton için ($w=2270 \text{ kg/m}^3$):

$$E_{cj} = 15100 \sqrt{f_{cj}} \quad (1.2)$$

Avrupa Beton Komitesi (CEB-78):

$$E_{cj} = 44150 (f_{cj} + 80)^{1/3} \quad (1.3)$$

Türk Standartları Enstitüsü (TS-500):

$$E_{cj} = 10270 \sqrt{f_{cj}} + 140000 \quad (1.4)$$

w: betonun ağırlığı, kg/m^3

E_{cj} : j günlük betonun elastisite modülü, kgf/cm^2

f_{cj} : j günlük betonun silindir basınç dayanımı, kgf/cm^2

Tablo 1.1’de, değişik basınç dayanımlarına sahip betonların Amerikan Beton Enstitüsü, Avrupa Beton Komitesi ve Türk standartları tarafından önerilen formüllerin kullanılması ile hesaplanmış olan elastiklik modülü değerleri verilmektedir. Buradan görüleceği gibi, Avrupa Beton Komitesi ve Türk standartları tarafından önerilen formüllerin kullanılması ile birbirine oldukça yakın değerler elde edilmektedir. Amerikan Beton Enstitüsü formülü ise, diğerlerinden biraz daha küçük değerler vermektedir.

Tablo 1.1 Değişik Kuruluşlar Tarafından Önerilen Formüllerin Kullanılmasıyla Hesaplanan E Değerleri

Beton Dayanımı (Mpa)	E Değeri (Mpa)		
	Amerikan Beton Enstitüsü	Avrupa Beton Komitesi	Türk Standartları
20	21913	28848	28534
25	24500	30472	30250
30	26838	31939	31800
35	28989	33282	33227
40	30990	34525	34555

1.3 Dinamik Elastisite Modülü

Dinamik elastisite modülü; genellikle, laboratuardaki araştırmalarda kullanılan beton numunelerin veya yapıdaki (yerindeki) betonların kimyasal etkenler veya donma çözünme olayları karşısında zamanla ne ölçüde yıpranma gösterdiklerini araştırmak amacıyla tayin edilmektedir. Bunun yanı sıra, şantiyedeki betonun üniformitesini takip edebilmek için de kullanılmaktadır.

Bilindiği gibi, betonun elastisite modülü ile dayanımı ve kalitesi arasında, genel de olsa, bir ilişki bulunmaktadır. Değişik etkenler karşısında, betonun kalitesinde ve buna bağlı olarak elastiklik modülünde değişiklikler meydana gelebilmektedir. Böyle bir değişikliği statik elastisite modülü ile izleyebilmek için aynı kalitedeki betondan çok fazla sayıda numune üretmek ve değişik etkenlere maruz bırakılan bu numunelerin gerilme-birim deformasyon eğrilerini elde etmek gerekmektedir. Bu durumda dahi, aynı kalitede olmak üzere üretilen numunelerin arasında bazı kalite farklılıklarının bulunması kaçınılmaz olmaktadır. Oysa dinamik elastisite modülünün tayininde kullanılan sonik veya ultrasonik yöntemler, hasarsız yöntemlerdir. Bu yöntemlerin kullanılmasıyla betona yük uygulanmamakta, betonda çatlama, kırılma oluşmamaktadır. Bu bakımdan, aynı beton üzerinde, beton henüz kimyasal etkenlere maruz kalmadan ve bu etkenlere maruz kaldıktan sonraki belirli zamanlarda dinamik elastisite modülünü tayin edebilmek ve böylece beton kalitesindeki değişikliği izleyebilmek mümkün olabilmektedir.

1.4 Betonun Elastisite Modülünü Etkileyen Faktörler

Genel olarak, betonun basınç dayanımını ve birim ağırlığını etkileyen faktörlerin tümü, elastisite modülü değerini de etkilemektedir.

Elastisite modülünü etkileyen başlıca faktörler şunlardır:

- Su/Çimento Oranı
- Agregâ Özellikleri
- Betondaki Islaklık Durumu
- Deneş Esnasında Uygulanan Yük Hızı
- Deneş Esnasındaki Ortam Sıcaklığı

Su/Çimento Oranı'nın Etkisi: Su/Çimento oranı yükseldikçe, çimento hamurunun içerisindeki kapiler boşluk oranı artmakta, dayanım daha düşük olmaktadır.

Çimento hamurunun elastisite modülü ile çimento hamurundaki kapiler boşluk oranı arasındaki ilişki aşağıdaki gibi belirtilmektedir.

$$E_{ch}=E_0(1-P_ç)^3$$

Burada;

E_{ch} : Sertleşmiş Çimento Hamurunun Elastisite Modülü

E_0 : Porozitesi sıfır olan çimento hamurundaki elastisite modülü,

$P_ç$: "Jel/Boşluk" oranıdır.

Taze betonun sıkıştırılması yeterince yapılmadığı durumda da, betondaki boşluk miktarı yüksek olmaktadır. İster yüksek miktardaki su/çimento oranından kaynaklansın, isterse betona uygulanan işlemlerin yetersizliğinden kaynaklansın, betonun içerisinde daha çok boşluk olması, betonun daha düşük dayanımlı olmasına yol açmaktadır. Dayanımları düşük olan betonların elastisite modülü değerleri de düşük olmaktadır.

Agregâ Özelliklerinin Etkisi: Betonun "σ-ε" eğrisinin eğimindeki değişikliklerin çimento hamuru ile agregâ yüzeyi arasında yer alan mikro çatlakların ilerlemesinden ileri geldiği düşünülür ise, betonda kullanılan agregâ miktarının,

agrega tane şeklinin ve yüzey dokusunun, betonun dayanımı ve elastisite modülünü önemli ölçüde etkilediğini söylemek mümkündür.

Çimento hamuru ve agregadan oluşan bir kompozit malzeme olarak kabul edilen betonun elastisite modülü için, basit kompozit sistemlere uygulanan modeller kullanılabilir. Aşağıda, betonun elastisite modülü ile betonu oluşturan malzemelerin elastisite modülleri arasındaki ilişkiyi gösteren iki ayrı modelin denklemleri sunulmaktadır.

$$E_b = E_{\text{çh}} V_{\text{çh}} + E_a V_a \quad (1.5)$$

$$\frac{1}{E_b} = \frac{V_{\text{çh}}}{E_{\text{çh}}} + \frac{V_a}{E_a} \quad (1.6)$$

Burada;

E_b : Betonun Elastisite Modülü

$E_{\text{çh}}$: Çimento Hamurunun Elastisite Modülü

E_a : Agreganın Elastisite Modülü

$V_{\text{çh}}$: Çimento Hamuru Hacminin Betondaki Oranı

V_a : Agrega Hacminin Betondaki Oranı'dır.

Yukarıdaki ilk denklemin temsil ettiği modelde, kompozit malzeme üzerinde sabit birim deformasyon olduğu ve ikinci denklemin temsil ettiği modelde ise, kompozit malzeme üzerinde sabit gerilme olduğu varsayılmıştır.

Her iki denklemden de anlaşılacağı gibi, betonun elastisite modülü, hem çimento hamuru ve agreganın elastisite modülleri, hem de çimento hamuru ve agreganın miktarları tarafından etkilenmektedir.

Normal ağırlıklı betonda kullanılan agreganın elastisite modülü, çimento hamurunun elastisite modülünden oldukça yüksektir.

Gözenekli hafif agregaların elastisite modülü düşük olduğundan, bu tür agregalarla yapılan hafif betonların elastisite modülü, normal ağırlıklı betonunkinden daha düşüktür.

Betondaki Islaklık Durumunun Etkisi: Suya doygun betonların basınç dayanımı, kuru durumdaki betonların basınç dayanımından daha düşük olmakla birlikte, beklenenin tam aksine, ıslak betondaki E, kuru betonlarınkinden daha yüksek çıkmaktadır.

Deney Esnasında Uygulanan Yük Hızının Etkisi: Statik elastisite modülü için uygulanan deney yönteminde, yükleme hızı 2.45 ± 0.35 kgf/cm² olarak belirtilmektedir. Normal olarak, betona uygulanan deney süresi 2-10 dakika kadar sürmektedir.

Yükleme hızı çok yüksek olduğu takdirde, mikro çatlakların oluşması daha az yer almakta ve “ σ - ϵ ” eğrisi daha doğrusal şekle sahip olmaktadır. Böylece elastisite modülünün değeri de yüksek olmaktadır.

Yükleme hızı çok yavaş olur ise, sünme etkisiyle elastisite modülünün değeri daha düşük olmaktadır.

Deney Esnasında Ortam Sıcaklığının Etkisi: 175 °C’a kadar olan sıcaklıklardan, betonun dayanımı ve elastisite modülü fazla etkilenmemektedir[19].

1.5 Literatür Araştırması

“Betonda Basınç Dayanımı ile Elastisite Modülü Arasındaki İlişkiler” isimli yüksek lisans tezinde; betonlardaki elastisite modüllerinin dağılımını daha gerçekçi olarak tespit edebilmek için düşük basınç dayanımından yüksek basınç dayanımına kadar çok farklı basınç dayanımlarına sahip betonlar üretilmiştir. Bu çalışmada su/çimento oranları, çimento dozajları ve katkıları birbirinden farklı toplam 20 ayrı seri üretilmiştir. Her beton serisi beş silindir, beş de küp numune olmak üzere toplam on numuneden oluşmaktadır.

Üretilen betonlar üzerinde elastisite modülü, basınç dayanımı ve ultra ses hızı ile ilgili deneyler yapılmıştır. Bulunan sonuçlarda betonlara ait elastisite modülleri

ile basınç dayanımları, su/çimento oranları ve ultra ses hızları arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Ayrıca basınç dayanımı ile su/çimento oranları, birim ağırlık, ultra ses hızı ve agrega hacimleri arasındaki ilişkiler de incelenmiştir.

Çalışmanın sonucunda basınç dayanımı ile birim ağırlık, su/çimento oranı ve ultra ses hızı arasında birbirleriyle ilgili bağıntılar elde edilmiştir. Yine aynı şekilde elastisite modülüyle basınç dayanımı, ultra ses hızı ve su/çimento oranı arasında birbirleriyle ilgili bağıntılar elde edilmiştir[8].

“Yükleme Hızının Beton Basınç Dayanımına ve Elastisite Modülüne Etkisi” isimli makalede; iki farklı dayanım sınıfındaki beton karışımları ile hazırlanan standart silindir örneklerin iki farklı yaştaki üç farklı gerilme artış hızıyla (standartların önerdiği sınırların içinde, altında ve üstünde) yüklenmesi sonucu elde edilen basınç dayanımları belirlenmiştir. Ayrıca, yüksek dayanımlı serinin gerilme-deformasyon ilişkileri ile elastisite modülleri incelenmiştir[20].

“Investigations on the Modulus of Elasticity of young RCC” isimli makalede, yaşları 6 saatten 365 güne kadar olan sıkıştırılmış silindir beton numunelerin gerilme-şekil değiştirme davranışları ve elastisite modülleri araştırılmıştır. Çalışma sonuçlarında elastisite modülünün belirlenmesi için 6 saat önce dökülen numunenin uygun olmadığı, 3 gün ve 365 gün arasında dökülen numunelerin gerilme-şekil değiştirme bilgilerinin elde edilebilir olduğu belirlenmiştir[21].

“Effects of End Conditions on Compressive Strength and Static Elastic Modulus of Very High Strength Concrete” isimli makalede, çok yüksek dayanımlı 192 beton silindir numune 150X300 mm boyutlarında üretilerek deneysel olarak incelenmiştir. Çalışmanın sonuçları ile düşünülen basınç dayanımı ve statik elastisite modülü değerleri karşılaştırılmıştır[22].

“The Evaluation of Elastic Modulus for Steel Fiber Reinforced Concrete” isimli makalede; fiber donatıların betona eklenmesinden sonra betonarme elemanın duktilite ve yorulma dayanımını arttırdığı görülmüştür. Eksenel basınca maruz

bırakılan 15X30 cm boyutlarındaki silindirik numunelerin gerilme-şekil değiştirme davranışları ve elastisite modülleri değerlendirilmiştir[23].

“The Effective Elastic Moduli of Concrete and Composite Materials” isimli makalede; beton ve diğer kompozit malzemeler için elastik teoriye dayalı üniform gerilme düzlemi, üniform şekil değiştirme ve sonsuzda üniform olma hali için etkili elastisite modülü E'nin analitik ifadeleri elde edilmiştir. Yeni açıklama “E” için daha önceki mühendislik formüllerine göre daha iyi bir ifade sağlamaktadır ve ikisi arasındaki farklılıklar sayısal olarak karşılaştırılmıştır. Mikro yapı da etkili elastisite modülü E'nin geometrik ve fiziksel parametrelere bağlı olmadığı fakat aynı zamanda gerilme durumuna bağlı olduğu ve “E” değerinin dar bir bölge içinde değiştiği bulunmuştur[24].

“Estimation of Ultimate Modulus of Elasticity and Poisson Ratio of Normal Concrete” isimli makalede; çimento hidrotasyon denklemlerini kullanarak betonun basınç dayanımı ile elastisite modülü arasındaki ilişki ve betonun basınç dayanımı ile Poisson oranı arasındaki ilişki incelenmiştir. Elastisite modülünün hidrotasyon kriteri ve betonun Poisson oranı saptanmıştır, hidrotasyon kriteri ve bu sebeple çimento hidrotasyon denklemi sonuç hidrotasyonuna çıkaran tam değerlerini hesaplamak için kullanılabilir. Çimento hidrotasyon denklemlerinin elastisite modülünün hidrotasyon kriterine uygulanabilir olmasından dolayı, Poisson oranı, çimento ve harcın basınç dayanımı arasında önceki çalışmaların sonuçlarına göre lineer bir ilişki vardır. Eğer harç ve beton aynı çimento kullanılarak hazırlanıp incelenmişse; bundan böyle “iki noktanın düz oranlılık metodu” 28 günden küçük ve harcın basınç dayanımının hidrotasyon kriterindeki özelliklerin, ölçülen sadece iki değeri kullanılarak Poisson oranı ve nihai elastisite modülünün hesaplanabilir olduğu sonucuna varılmıştır[25].

“Experiments For Teaching Reinforced Concrete Behaviour” isimli yüksek lisans tezinde; eksenel yük altındaki kolonların davranışı ele alınmıştır. Dört adet değişik enine donatı oranına sahip kolon, eksenel yük altında test edilmiş ve yük-deplasman ilişkisi elde edilmiştir. Eksenel yük altındaki kolonların analitik yük-deplasman ilişkisi bilgisayar programı ile elde edilerek karşılaştırılmıştır[26].

“Eğik Eğilme ve Eksenel Basınca Maruz Poligonal Kesitli Betonarme ve Kompozit Kolonların Davranışı” isimli çalışmada; eğik eğilme ve eksenel yüke maruz poligonal kesitli kısa ve narin betonarme ve kompozit beton elemanların, çeşitli gerilme-şekil değiştirme modelleri ile gerekli donatı hesabı ve taşıma gücü kapasitesini belirlemeye yönelik iteratif bir yöntem sunulmuştur. Geliştirilen yöntemde, malzemelerin lineer olmayan davranışı esas alınmış ve analiz için beton basınç bölgesi ve yapı çeliğinin tamamı yeterli sayıda şeritlere ayrılmıştır. Betonarme ve kompozit kolonların narinlik hesabı için Moment Büyütme Yöntemi esas alınmıştır. Çalışmada, sekiz adet betonarme kolon numunesi test edilerek taşıma gücü kapasiteleri geliştirilen yöntemle karşılaştırılmıştır. Bunlara ek olarak, literatürde mevcut bazı deneysel ve teorik sonuçlar geliştirilen yöntemin sonuçları ile karşılaştırılmış ve sonuçların uyumlu olduğu gözlenmiştir[27].

“Uniaxially Loaded Normal Strength Concrete Spiral Columns” isimli yüksek lisans tezinde; eksenel basınç yükü altında fretli, normal dayanımlı beton kolonların davranışları deneysel olarak incelenmiştir. Çalışmada; TS500 şartnamesinin betonarme kolonların kapasite hesabı için önerdiği ifadede yer alan 0.85 beton dayanımı çarpanının, normal beton için gerçekçi olduğu sonucuna varılmıştır[28].

“Betonarme Narin Kolonlarda Boyut Etkisi” isimli yüksek lisans tezinde; betonarme narin kolonların kırılma yüklerinde boyut etkisi deneysel olarak bulunmuştur. Çalışmanın sonucunda betonarme kolonlar için kullanılabilecek boyut etkisini içeren formül önerilmeye çalışılmıştır[29].

“Behaviour of High-Strength Concrete Columns Under Eccentric Compression-Tied Columns” isimli yüksek lisans tezinde; yüksek dayanımlı kare kolonların eksantrik basınç yükü altında davranışları incelenmiştir. Altı adet yüksek dayanımlı beton kolon numunesi eksantrik basınç altında denenmiştir. Deney elemanlarının değişken parametreleri; etriye oranı, etriye aralığı ve çiroz etriyelerinin yeterliliğidir. Deneylerden elde edilen sonuçlarda, etriyelerin; kolon dayanımı ve sünekliği üzerindeki etkileri tartışılmıştır[30].

“Effect of Nonlinear Response of Concrete on its Elastic Modulus and Strength” isimli çalışmada; lineer olmayan davranış göz önüne alınarak betonun statik ve dinamik yükler altında elastisite modülü ile basınç dayanımı arasındaki ilişki belirlenmiştir. Yöndeş denklemlerden statik ve dinamik elastisite modülünün betonun basınç dayanımına, sıcaklığına ve yükleme oranına bağlı olduğu bulunmuştur. Aynı zamanda dinamik elastisite modülünün statik elastisite modülünden daha büyük olduğu da doğrulanmıştır. Mevcut deneysel sonuçlar ve BS8110, bölüm2;185 ve ACI standartlarında verilen genel denklemler ile karşılaştırmalı çalışma, önemli sonuçlar ortaya koymaktadır. Betonun statik elastisite modülü ve dinamik testlerden elde edilen dayanımının hesabı için yeni metot, elde edilen ilişkiye dayanılarak tanımlanmıştır[31].

“Three Dimensional Finite Element Analyses of Reinforced Concrete Columns” isimli çalışmada; çelik ve fiber polimer manto dahil olmak üzere farklı mekanizmalara sahip beton silindir numuneler, son zamanlarda geliştirilen üç boyutlu beton modeli, beton ve betonarme kolonların farklı yükleme şekilleri için kullanılarak, California Üniversitesinde deneye tabi tutulmuştur. Uygulanan deneylerden ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizinden elde edilen değerlerin birbirine çok yakın olduğu gözlemlenmiştir[32].

“Axial Stress-Strain Relationship for FRP Confined Circular and Rectangular Concrete Columns” isimli çalışmada; fret sargılı betonun gerilme-şekil değiştirme ilişkisini tanımlamak için genel bir matematik model geliştirilmiştir. Model, hem dairesel hem de dikdörtgen kolonlara uygulanmış ve gerilme-şekil değiştirme ilişkisine etki eden ana parametreler, önerilen matematik model ile hesaplanmıştır[33].

“A Cyclic Shear Stress-Strain Model for Joints Without Transverse Reinforcement” isimli çalışmada; enine donatı bulunmayan düğüm noktalarındaki kesme deformasyonları için bir gerilme-şekil değiştirme modeli hazırlanmıştır. Çalışmada, deneye tabi tutulan numunelerden elde edilen sonuçlar ve geliştirilen model ile elde edilen sonuçların oldukça yaklaşık olduğu ortaya konulmuştur[34].

“Behaviour of Reinforced Concrete Rectangular Columns Strengthened Using GFRP” isimli çalışmada fiber cam polimer takviyeli dikdörtgen kolonların aksel yük atındaki davranışları deneysel olarak incelenmiştir. Toplam olarak dokuz numunenin aksel basınca tabi tutulduğu deneylerde fiber cam polimer ilavesi ile basınç dayanımının, kolonun yük taşıma kapasitesi ve duktilitesinin arttığı gözlenmiştir. Çalışmada deneysel sonuçların analizlerine dayanarak basit bir model geliştirilmiş, deneysel ve analitik sonuçlar arasında oldukça iyi bir korelasyon elde edilmiştir[35].

“Seismic Behavior and Strength of Square Tube Confined Reinforced Concrete (STRC) Columns” isimli çalışmada; çelik tüp ile sarılmış betonarme kolonlardan oluşan 23 adet numune tekrarlı yada monolitik aksel basınç altında deneye tabi tutulmuştur. Çalışmada, betonu saran dörtgen tüpün aksel yük dayanımının hesaplanması için bir denklem önerilmiştir. Toplam beş adet kolon-kiriş aksel basınç ve yatay tekrarlı yükler altında çalışılmıştır. Deney sonuçları; dörtgen çelik tüp sargılı betonların, geleneksel olarak yatay etriyelerle sarılmış betonarme kolonlara göre daha yüksek eğilme dayanımına, sünekliğe ve enerji yutma kapasitesine sahip olduğunu göstermiştir[36].

“Bending Ductility of Rectangular High Strength Concrete Columns” isimli çalışma; sekiz adet 203×203×2030 mm boyutlarındaki yüksek dayanımlı kolonlar ile yürütülmüştür. Çalışmanın amacı, yüksek dayanımlı betonarme kolonlarda enine donatılarının eğilme açısından sünekliğinin, hacim oranı ve iki yatay donatı arasındaki mesafeden bağımsız olarak belirlemektir. Bunun için dört numune 76 mm aralıklı fakat farklı hacim oranlarındaki etriyeler ile, kalan dört numune ise farklı etriye aralıklarıyla fakat (%1.1) hacim oranına sahip numuneler ile hazırlanmıştır. Çalışma sonunda süneklik indeksi ile yatay donatı aralığı ve hacmi arasında mantıklı ve tahmin edilebilir bir ilişkinin bulunduğu görülmüştür[37].

“Betonarme Kolonların Davranışına Etken Olan Tasarım Değişkenleri Üzerine Bir İnceleme” isimli çalışmada; betonarme kolonların moment-eğrilik ilişkilerine etken olan tasarım değişkenleri üzerine analitik bir inceleme amaçlanmış ve bu amaçla bilgisayar programı geliştirilmiştir. Betonarme kolonların davranışına

etki eden beton basınç dayanımı, boyuna donatı ve sargı donatısı miktarı ve donatıdaki pekleşme olayının betonarme kolonlar üzerindeki etkisi araştırılmıştır[38].

“Flexural and Shear Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Columns with Variable Axial Load” isimli çalışmada; lineer olmayan çift eksenli modellerin, tekrarlı ve dinamik yükler altındaki betonarme elemanların analizi için uygulanabilir olduğu, böyle elemanların eksenel olarak etkitilen yükler için dayanım, rijitlik ve deformasyon kapasitesini etkileyebildiği belirtilerek bir elastik olmayan çift eksenli model, plastisite teorisine dayanılarak önerilmiştir. Model eksenel yükün yatay yer değiştirme üzerindeki etkisini de göz önüne almaktadır. Geliştirilen model kullanılarak çeşitli eksenel yükleme şekillerinin betonarme kolonun yatay deformasyonu üzerindeki etkisi incelenmiştir[39].

“Axial Load Behaviour of Thin Walled Composite Columns” isimli çalışmada; kompozit kolonların eksenel yük altındaki davranışları analitik ve deneysel olarak incelenmiştir. Deneysel çalışmanın ayrıntılarında test edilen kolonların davranışları, testin hazırlanışı, göçme modları, şekil değiştirme karakteristikleri, yük-deformasyon ilişkileri ve çeşitli geometrik ve malzemeye bağlı parametrelerin etkisi sunulmuştur. Çalışma aynı zamanda hafif ağırlıklı volkanik kül betonun normal beton ile karşılaştırılmasını da sunmaktadır. Eksenel yükleme altında bu tip kolonların tasarımı için analitik model, sargılı betonun etkisini de dikkate alacak biçimde geliştirilmiştir. Tasarım denklemlerinin performansları, deneysel çalışmanın sonuçları ile örtüşmekte olduğu görülmüştür. Çalışmanın sonuçlarında önerilen tasarım modelinin, ulaşılabilen tasarım prosedürleri ve formülasyonlara dayalı şartnameler ile karşılaştırıldığında daha iyi sonuçlar verdiği bulunmuştur[40].

“Experimental and Computational Study of Concrete Filled Steel Tubular Columns Under Axial Loads” isimli çalışmada; çelik tüp sargılı dairesel beton kolonların merkezlerinden eksenel olarak yüklenmesi sonucu oluşan davranışları deneysel ve analitik olarak sunulmuştur. Çelik tüp sargılı kolonların yük taşıma kapasitelerine çap ve D/t oranının etkisini araştırmak için 18 numune test edilmiştir.

Aynı zamanda beton cinsinin ve uçucu kül hacminin etkisinin yanında bu parametrelerin göbek betonunun tüp sargı üzerindeki etkisi de araştırılmıştır. Çap'ın duvar kalınlığına oranı $25 < D/t < 39$ aralığındadır ve uzunluğun tüp çapına oranı $3 < L/D < 8$ olarak belirlenmiştir. Tüp sargılı beton kolonların dayanım sonuçları ulaşılabilen literatürlerdeki bulgular ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca sonlu elemanlar programı ANSYS kullanılarak çelik tüp sargılı betonların yük taşıma mekanizmasını çalışmak amacıyla bir lineer olmayan sonlu elemanlar modeli geliştirilmiştir. Bu modelde yük deformasyon eğrileri ve bunların göçme modları ile deneysel ve analitik sonuçları örtüşmektedir. Deneysel ve analitik çalışmalardan çelik tüp sargılı beton kolonların; verilen yük taşıma kapasitesinin, hacimsel orandaki uçucu külün %20'ye çıkmasıyla azaldığı fakat yeniden betondaki uçucu kül hacmi %25 olduğunda ise arttığı bulunmuştur[41].

“Behaviour of Reinforced and Concrete-Encased Composite Columns Subjected to Biaxial Bending and Axial Load” isimli çalışmada; betonarme kolonların davranışları deneysel olarak incelenmiş ve hem kısa kolonların hem de narin kolonların analizi için teorik bir prosedür, iki eksenli eğilme ve eksenel yük altında sunulmuştur. Önerilen prosedürde beton donatı ve yapısal çelik materyal için lineer olmayan gerilme-şekil değiştirme ilişkisi kabulü yapılmıştır. Analiz için çeşitli gerilme-şekil değiştirme modelleri kullanılmış ve betonun basınç bölgesi kesiti ve yapısal çeliğin tüm kesiti uygun şekilde parçalara bölünmüştür. Elemanın narinlik etkisi Moment Büyütme Metodu kullanılarak hesaba katılmıştır. Önerilen prosedürde 12 kare ve 3 L şekilli betonarme kolon, kısa süreli eksenel yük ve iki eksenli eğilmeye maruz bırakılarak karşılaştırılmış, aynı zamanda kompozit kolonlar için literatürde ulaşılabilen bazı deneysel ve teorik sonuçlar, önerilen prosedürden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmış ve oldukça iyi doğrulukta sonuçlar elde edilmiştir[42].

“Design of FRP-Wrapped Reinforced Concrete Columns for Enhancing Axial Load Carrying Capacity” isimli çalışmada; fiber cam polimer manto ve çelik etriyeler ile sarılmış dikdörtgen ve kare kolonların eksenel basınç dayanımını hesaplamak amacıyla deneysel bir program ve tasarım metodu önerilmiştir. 3 adet kare ve 3 adet dikdörtgen kolon, eksenel basınç altında göçüncüye kadar test edilmiştir. Deney

sonuçları; mantonun, kolonun nihai şekil değiştirme ve nihai dayanımını arttırdığını açıkça göstermiştir. Tasarım metodu deneylerden elde edilen verilerin kullanılmasıyla geliştirilmiştir. Çalışmanın sonuçlarında, fiber cam polimer manto ile sarılmış kolonların aksenal yük dayanımlarının hesabı için denklemler önerilmiştir[43].

“The Behaviour of FRP Wrapped HSC Columns Under Different Eccentric Loads” isimli çalışmada; yüksek dayanımlı fiber polimer betonarme kolonların aksenal ve eksantrik yükler altındaki davranışları deneysel olarak incelenmiştir. Seçilen dokuz kolon numunesi dairesel kesitli, 205mm çap ve 925mm yüksekliğe sahiptir. Beton basınç dayanımları 65MPa dır. Tüm kolonlar çelik ile donatlandırılmıştır. 3 kolon numunesi sargısız olarak dökülmüştür. 3 kolon numunesi 3 tabaka fiber polimerle, 3 kolon numunesi de 3 tabaka cam fiber polimer ile sarılmıştır. 3 grubun her birinden birer adet numune aksenal yük etkisinde, bir numune 25mm eksantrik yük etkisinde ve bir numunede 50mm eksantrik yük etkisinde test edilmiştir. Çalışmanın sonuçlarında; fiber polimer malzemenin, kolonların dayanım ve düktilitesinin artmasında çok büyük etkisinin olduğu belirtilmiştir[44].

“Prediction of Lower and Upper Bounds of Elastic Moduls of High Strength Concrete” isimli çalışmada; yapay sinir ağları metodu kullanılarak yüksek dayanımlı betonların elastisite modülünün tahmini için yeni bir yaklaşım sunulmuştur. Çalışmada, yapay sinir ağları teorisi incelenerek yüksek dayanımlı betonların basınç dayanımından elastisite modülünün tahmini için bir algoritma tasarlanmıştır. Çalışmanın sonuçlarında önerilen metodun, yüksek dayanımlı betonların elastisite modülünün alt ve üst değerlerinin tahmini için kullanışlı ve elde dilen sonuçların oldukça gerçekçi olduğu belirtilmiştir[45].

“Confinement Effectiveness in Circular Concrete Columns” isimli çalışmada; enine donatı ile sarılmış dairesel beton kolonlarda sargı etkisinin araştırılması için analitik bir çalışma sunulmuştur. Analitik çalışma birkaç bölüm içermektedir. İlk bölüm, lineer elastik silindirin pasif sargı probleminin çözümünü içermektedir. Daha sonra pasif problemin çözümüne dayanılarak yatay donatı ile sabit kalınlıktaki

üniform eşdeğer tüp; eşit yanal basınç uygulanacak biçimde yer değiştirilir. Eşdeğer tüp kalınlığı, sargı etkisinin analitik olarak belirlenmesi için kullanılmıştır. Sonuçlar geniş biçimde kullanılan, deneysel sargı metodu kullanılarak değerlendirilmiş ve karşılaştırılmıştır[46].

“Young’s Modulus of Fiber-Reinforced and Polymer-Modified Lightweight Concrete Composites” isimli çalışmada; hafif ağırlıklı betonun elastisite modülünün çelik fiber ve polimer ilavesi ile değişimi araştırılmıştır. Deneysel olarak yapılan çalışmanın sonuçlarında; fiber donatının hacim oranının artması ile elastisite modülünde artış meydana geldiği ve bu artış için en etkili fiber donatı hacminin %0,75 olarak belirlendiği ayrıca düşük polimer hacim oranlarının elastisite modülüne pozitif etkisinin olduğu belirtilmiştir[47].

“Experimental Behaviour of Reinforced Concrete Column Models Strengthened by CFRP Materials” isimli çalışmada; fiber karbon takviyeli betonarme kolonların yük taşıma kapasiteleri deneysel olarak incelenmiştir. Çalışmanın ilk amacı donatı tipinin yük taşıma kapasitesi ve şekil değiştirmeye olan etkisini belirlemektir. Çalışmanın ikinci amacı ise kolon dışında oluşturulan fiber karbon takviyeli donatıların, elemanın yük taşıma kapasitesine olan etkisini araştırmaktır. Deneysel sonuçları; konunun araştırılmaya değer olduğunu göstermiştir. Kolon dışında oluşturulan donatı oranı ve yük taşıma kapasitesi arasındaki ilişki, çeşitli donatı oranları için (%1,4 ile %4,2 arasında) deneye tabi tutulmuştur[48].

“Strength of Short Concrete Columns Confined with CFRP Sheets” isimli çalışmada; 54 kısa kolon numunesinin incelendiği bir deney, fiber karbon polimer ile dıştan sarılmış kolonların dayanım ve duktilitesini araştırmak amacıyla yapılmıştır. Deneylerde çalışılan değişkenler; kolon kesit alanı (dairesel, dikdörtgen ve kare) ve modele uygulanan fiber karbon polimer tabakası sayısıdır. Çalışmanın sonuçlarında; dairesel, kare ve dikdörtgen olarak kullanılan kesit geometrilerinin her biri için, sargıda oluşan gerilmenin bir fonksiyonu olarak, sarılmış betona ait dayanımın hesaplanması amacıyla denklemler önerilmiştir. Önerilen bu denklemler ile literatürden elde edilen denklemler, yürütülen deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır[49].

“Behaviour of High-Strength Concrete Columns Subjected to Blast Loading” isimli çalışmada; şiddetli, ani yüklemeye maruz, yüksek dayanımlı betonların davranışı ile ilgili Melbourne Üniversitesinde yapılmış bir analitik çalışma sunulmuştur. Çalışmanın değişkenleri; ani yüklemeye maruz betonun dayanımı (normal dayanımlı beton için 40MPa, yüksek dayanımlı beton için 80MPa) ve ani yüklemenin büyüklüğüdür. Çalışmanın sonuçlarında ani yüklemeye maruz, aynı aksenal yük taşıma kapasitesine sahip, yüksek dayanımlı betonların normal dayanımlı betonlardan daha iyi performans gösterdiği belirtilmiştir[50].

“Analysis of Stress State in Concrete-Filled Steel Column” isimli çalışmada; kompozit kolonlar için elastisite modülü ve poission oranı da dikkate alınarak betonda oluşan gerilmeler belirlenmeye çalışılmıştır. Çalışmada, yapısal çelik çekmeye ve beton basınca maruz kaldığı anda yüksek gerilme seviyelerinde sargı donatısının etkisi belirlenmiştir. Çalışmanın sonuçlarında; kompozit kolonların daha etkili kullanımı ve yapısal çeliğin kalınlığının az olması, büyük eksantrikliklerin bulunması ya da yangın gibi durumlarda kolonun göçmesi ihtimalini önlemek için beton ve çeliğin uygun dayanım sınıflarının kullanılması gerektiği belirtilmiştir[51].

“Behaviour of Patch Repair of Axially Loaded Reinforced Concrete Beams” isimli çalışmada; aksenal yüklü, onarılmış kolonların yapısal etkinliğini belirlemek amacıyla deneysel bir çalışma yürütülmüştür. Onarım için yüksek ve düşük elastisite modülüne sahip iki malzeme seçilmiştir. Beton kolonlar, aksenal yüklü ve yüksüz durumlarda onarılmıştır. Çalışmanın sonuçlarında; beton kolonlar için onarımın kolon yüksüz haldeyken yapılması durumunda yapısal olarak daha etkili olduğu, kolonlar aksenal olarak yüklü haldeyken onarımın yapılması durumunda ise onarım malzemesinin sadece kolona ek yük gelmesi durumunda etkili olduğu belirlenmiştir[52].

“A New Way of Prediction Elastic Modulus of Normal and High Strength Concrete-Fuzzy Logic” isimli çalışmada; normal ve yüksek dayanımlı betonun elastisite modülünü belirlemek için bulanık mantık modeli incelenmiştir. Bulanık mantık algoritması, betonun basınç dayanımından elastisite modülünü belirlemek için tasarlanmıştır. Çalışmanın sonuçlarında elastisite modülü için birçok

parametrenin etkili olduğu ve önerilen bulanık mantık modelinin kullanılmasıyla elastisite modülünün belirlenebileceği belirtilmiştir[53].

1.6 Amaç ve Kapsam

Günümüzde yürürlükte olan standartlarda, Beton ve Çelik malzemeler için ayrı ayrı elastisite modülü değerleri verilmekte ancak Betonarme bir kesit için herhangi bir değer verilememektedir. Yer değiştirme hesaplarında yalnızca betonun basınç dayanımına bağlı olarak hesaplanmış elastisite modülü kullanılmaktadır oysa kesit içerisinde çelik donatı da bulunmaktadır. Bu çalışmanın amacı; betonarme bir kesitte mevcut donatı oranına bağlı olarak, kesitin elastisite modülünü ortaya koymaktır. Bu amaç kapsamında, BAÜ Müh-Mim Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Laboratuvarı'nda 100 ton eksenel basınç kapasiteli bir deney düzeneği geliştirilmiş, hazırlanan kolon numuneler eksenel olarak yüklenerak, kesit içerisindeki donatı oranına bağlı olarak, kesite ait elastisite modülü belirlenmeye çalışılmıştır. Böylelikle yer değiştirme hesaplarında kullanılan, yalnızca betona ait elastisite modülünün gerçekliği ortaya konulmaya çalışılmıştır.

2. EKSENEL YÜKLÜ KOLONLAR

Kolonlar; bütün yapılarda temel ile diğer yapı elemanları arasındaki bağı sağlayan ana yapı elemanlarıdır. Taşıyıcı sistemine bağlı olarak ahşap, çelik ve betonarme gibi çeşitli şekillerde üretilebilirler.

Genellikle dairesel veya dikdörtgen kesitli oldukları halde yapının statik ve mimarisinden kaynaklanan sebeplerle uygulamada farklı geometrik şekil ve kesitlere de rastlanılabilir. Döşemelerden gelen yükleri çoğu durumda kirişler vasıtasıyla almakla birlikte bazı durumlarda (mantar döşemelerde olduğu gibi) doğrudan da yük alabilirler[54].

Kolonlar, yapı sistemindeki önemli taşıyıcı elemanlardır. Bu nedenle, betonarme kolonların davranışının ve taşıma gücünün bilinmesi oldukça önemlidir. Betonarme elemanların davranışlarının gerçekçi olarak belirlenebilmesi için, betonun gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin iyi bilinmesi önem taşır. Betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrisinin, çok sayıda değişkenden etkilendiği, bu nedenle her durum için geçerli tek bir eğrinin tanımlanmasının olanaksız olduğu bilinmektedir. Betonun gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi, enine donatı ile sarılması durumunda, sarılmamış duruma göre önemli farklılıklar gösterir. Sargı donatısının davranış üzerinde iki önemli etkisi vardır, bunlar; basınç dayanımını ve sünekliği arttırmasıdır. Sargılı betonun basınç gerilmeleri altındaki davranışının belirlenmesi amacı ile çok sayıda deneysel ve teorik çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalara rağmen, mevcut deneysel veriler ile önerilmiş olan teorik modellerin verdiği sonuçlar arasında önemli farklılıklar görülebilmektedir. Bunun en önemli nedeni, sargılı betonun davranışını çok sayıda değişkenin etkilemesidir.

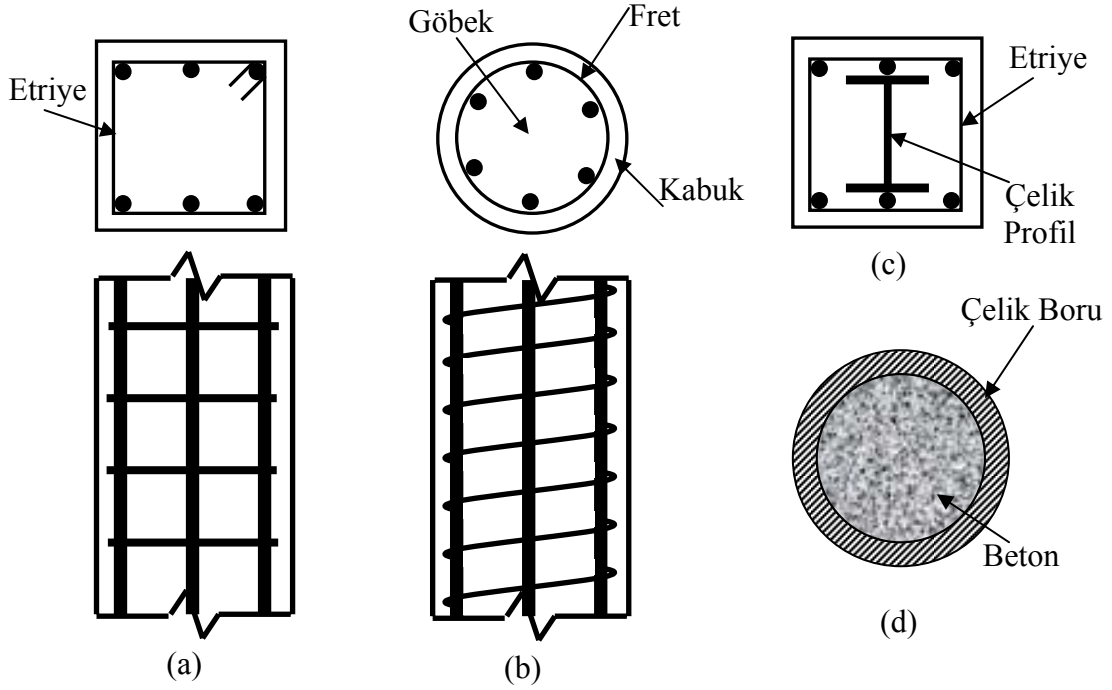
Sargılı betonun davranışı; enine donatı hacimsel oranı, aralık, çap ve dayanımı, boyuna donatının kesit içindeki dağılımı, beton basınç dayanımı, yükleme hızı ve biçimi gibi pek çok değişkenden etkilendiği için, bu değişkenlerin geniş

aralıklarda farklı değerler almaları durumunda geçerliliğini koruyacak davranış modelleri belirlemek oldukça zordur. Önerilen modellerin ortak amacı; sarılmış betonun davranışını farklı durumlar için gerçeğe yakın şekilde yansıtmak ve kullanılan bağıntıların fazla karmaşık olmamasını sağlamaktır[55].

Kolonlar aksenal yük ve eğilme momentine maruz kalan elemanlardır. Kolonun fonksiyonu; yatay kuvvetlerden doğan kesme kuvveti, moment, burulma, oturma, rötre ve bunun gibi etkileri temele iletmektir. Kolonlarda yalnızca beton kullanılmaz. Genellikle muhtemel eğilme etkileri, zamana bağlı deformasyonlar ve oturmalar düşünülerek, kolonlara çelik donatı çubukları yerleştirilir. Betonarme kolonlarda boyuna donatının yanında etriye ve fret şeklinde enine donatılar da kullanılır[26,56].

Kolonların, aksenal yükleri taşımalarının yanı sıra yukarıda bahsedildiği gibi yapıya etki eden deprem veya rüzgâr gibi yatay yüklerin taşınmasında da önemli görevleri vardır. Betonarme bir yapıda, yapıyı oluşturan tüm elemanların sünek davranış göstermesi, büyük bir enerjinin açığa çıktığı deprem etkisi sırasında, yapının ve yapıyı oluşturan elemanların bu enerjiyi yutması ve tüketmesi açısından çok önemlidir. Depremde hasar görmüş binalar incelendiğinde; kolonların, binanın ayakta kalmasında veya büyük ölçüde hasar görmesinde başlıca etken ve çok önemli birer taşıyıcı eleman oldukları dikkati çekmektedir[57]. Bu açıdan bakıldığında, özellikle perdesiz veya az perdeli yapılarda yatay taşıyıcılar ile temeller arasındaki tek bağlantı kolonlar olduğundan, yapıdaki taşıyıcı elemanlar içinde önem bakımından en ön sırada yer alırlar. Günümüze kadar yapılar üzerinde yapılmış olan gözlemlerde; döşeme veya kirişlerden bir veya birkaçı hasar görmüş yada yıkılmış olduğu halde ayakta duran birçok binaya rastlanmasının yanında, sadece bir kolonun hasar görmesinden dolayı tamamen yada kısmen yıkılmış pek çok yapıya rastlanılmıştır[58].

Kolon boyuna donatısını saran enine donatının cinsine göre iki tür betonarme kolon vardır. Boyuna donatısı bireysel etriyelerle sarılmış kolonlara “Etriye Kolon”, sürekli dairesel fretlerle sarılmış olanlara ise “Fretli Kolon” denir. Şekil 2.1’de Etriye Kolon ve Fretli Kolon dışında bileşik kolonlar da gösterilmiştir.



Şekil 2.1 Kolon Türleri (a) Etriye Kolon, (b) Fretli Kolon, (c),(d) Bileşik Kolonlar

2.1 Kolonlar için Elastik Teori

Kolonlar için elastik teoride, beton ve çelik davranışları doğrusal elastik varsayılır. Eksenel yük altında gerilmelerin hesaplanmasında, “eşdeğer alan” kavramından yararlanılır. Buna göre, kesitteki toplam boyuna donatı alanı A_s , modüler oran ($n = \frac{E_s}{E_c}$) ile çarpılarak, eşdeğer beton alanına dönüştürülür. Betona dönüştürülmüş eşdeğer alanın taşıyacağı eksenel yük, denge denkleminde bulunabilir.

$$N = \sigma_c \{ (A_c - A_{st}) + n.A_{st} \} \quad (2.1)$$

(2.1) denkleminde yararlanılarak betondaki gerilme aşağıdaki gibi yazılır;

$$\sigma_c = \frac{N}{(A_c - A_{st}) + n.A_{st}} = \frac{N}{A_c + A_{st}(n-1)} \quad (2.2)$$

Donatıdaki gerilme ise (2.2)'denklemindeki beton gerilmesi modüler oranla çarpılarak bulunur.

$$\sigma_s = n \frac{N}{A_c + A_{st}(n-1)} \quad (2.3)$$

N: Eksenel yük

σ_c : Betondaki gerilme

σ_s : Donatıdaki gerilme

A_c : Brüt beton alanı

A_{st} : Kesitteki toplam boyuna donatı alanı

n: Modüler oran, $[\frac{E_s}{E_c}]$

Donatı alanları, donatı oranı cinsinden de ifade edilebilir.

$$\text{Toplam boyuna donatı oranı: } \rho_t = \frac{A_{st}}{A_c} \quad (2.4)$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{1}{1 + \rho_t(n-1)} \quad (2.5)$$

$$\sigma_s = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{n}{1 + \rho_t(n-1)} \quad (2.6)$$

Yukarıda gösterilen gerilmeler, betonun zamana bağlı deformasyonu nedeni ile büyük ölçüde değişir. Bu nedenle, her iki malzemenin de doğrusal elastik davrandığı varsayımı ile çıkarılan gerilme denklemleri, kesit hesabı için hiçbir zaman kullanılmamalıdır[11].

2.2 Eksenel Yüklü Kolonların Davranışı

Betonun sünme ve büzülme deformasyonunun, eksenel yüklü betonarme kolonun çelik ve beton gerilmeleri üzerinde büyük etkisi vardır. Boyuna donatı gerilmesinin artmasına, beton gerilmesinin azalmasına neden olabilir. Donatı yüzdesi çok büyük ve başlangıç yükü çok fazla olan kolon için genellikle kuvvet aktarımında geç kalınabilmektedir. Hatta çelikte basınç, betonda çekme oluşması da

mümkündür. Bu yüzden elastik teoriye göre emniyet gerilmeleri yöntemi ile çözümlenmiş betonarme kolonların güvenliğini tayin etmek oldukça zordur[59]. Bununla birlikte, eksenel olarak yüklenmiş bir kolonun nihai taşıma kapasitesi makul bir doğrulukla hesaplanabilir. Nihai dayanım, betonun karakteristik basınç dayanımı ve boyuna donatının akma dayanımı ile hesaplanabilir. Etriyeli bir kolon için göçme, betonun kırılması ve etriyeler arasındaki donatının burkulması ile olur. Kolonun nihai yük kapasitesi; kolonun kesit alanı, betonun basınç dayanımı, boyuna donatının kesit alanı ve dayanımı ile ilgilidir. TS500'e göre Etriyeli bir kolonun eksenel yük kapasitesi;

$$N_d = 0.85f_{ck}A_c + f_{yk}A_s \quad (2.7)$$

olarak belirtilmiştir. Burada;

f_{ck} : Betonun basınç dayanımı

A_c : Betonun kesit alanı

f_{yk} : Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı

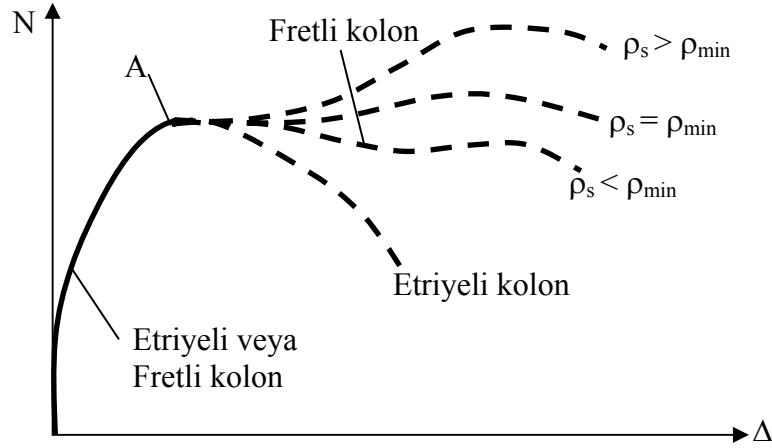
A_s : Çelik donatının kesit alanı

TS500'e göre, nihai eksenel yük kapasitesi sadece betonun ve boyuna donatının alanı ve dayanımına bağlıdır[60]. Bununla birlikte yatay donatı aralığı, alanı ve dayanımı eksenel yüklü kolonun davranışında dikkate alınmamaktadır. Betonarme kolonlar enine donatı olan fretler ya da dikdörtgen etriyeler ile sarılırlar. Beton basınca maruz kaldığında yatay yönde genişleme eğilimine girer ve yatay donatı ile sarılır. Bu yatay deformasyon, yatay donatı ile önlenir ve betona pasif basınç uygular. Böylece yatay donatı içindeki beton artık tek eksenli basınç altında değil, üç eksenli basınç gerilmeleri altındadır. Farklı geometrileri sebebiyle dikdörtgen etriyeler sarılma donatısı olarak fretler kadar etkili değildirler. Dikdörtgen etriyelerde deformasyon, temel olarak eğilme ve bu yüzden donatının eğilme rijitliğine bağlıdır. Dairesel geometri durumunda eğilme rijitliği, eksenel rijitliğe göre daha küçüktür, çünkü; maksimum eğilme deformasyonu ortada yer alır, yatay donatı tarafından sağlanan pasif basınç etriyenin ortasından köşesine doğru hızlıca hareket ederek kaybolur. Sınırlanmış basınç sadece tutulmuş noktalarda

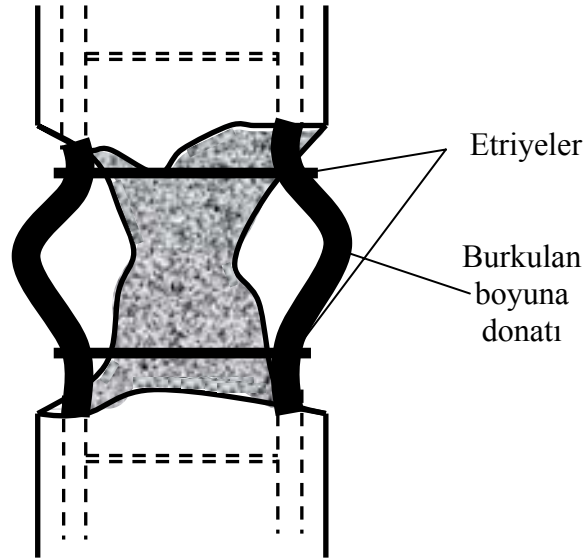
önemli olur ki buralarda eğilme deformasyonu önemsenmez. Sarılmanın etkisi iki komşu etriye arasında önemli şekilde eksilir. Dikdörtgen etriyeler şekil değiştirme kapasitesini önemli ölçüde geliştirir. Bununla birlikte aşırı miktarda kullanılmadıkça dayanımı arttırmaz. Sarılma etkisi yüzünden, eksenel olarak yüklenmiş kolonun davranışı değişir. Eğer eksenel olarak yüklenmiş bir kolon yeterli yatay donatıya sahipse, kolonun davranışı düktil olabilir. Tersine, yeterli yatay donatıya sahip olmayan bir kolon çok gevrek bir davranış gösterir. Detayında, kolonun boyuna donatıları yatay donatının köşelerine yakın olarak yerleştirilmelidir. Etriye kolonlarda, özellikle deprem bölgelerinde, kapalı etriyenin her bir köşesinde bir boyuna donatı bulunması gereklidir. Boyuna donatıların aralığının yakınlığı ve her birinin kapalı etriyelerin köşesinde bulunması düktiliteyi artırır, donatı çubuklarının burkulmasına karşı dayanım sağlar. Eksenel yüklü kolonun dayanımına etki eden diğer bir faktör de göbek beton alanının brüt beton alanına oranıdır. Göbek beton alanının brüt beton alanına oranının daha büyük olduğu kolonlar daha düktil davranış gösterirler ve daha yüksek eksenel yük taşıma kapasitesine sahiptirler[26,56].

Hızlı yüklenen bir kolonda donatı çeliği akma birim kılmasına (ϵ_{sy}) ulaştığında, genellikle beton henüz maksimum gerilmeye karşı olan birim deformasyona (ϵ_{co}) erişmemektedir. Bu durumda yük arttırıldığında, donatı tarafından karşılanan kuvvet sabit kaldığından, betonun uygulanan yükten aldığı pay oranı yükselmektedir. Birim kılma ϵ_{co} değerine eriştiğinde, betonun ezilerek dağılmasını önlemek, ancak beton tarafından taşınan yükün bir bölümünün donatıya aktarılmasıyla mümkündür. Bu davranış ancak sargı donatısı ile sağlanabilir. Göbek alanındaki betonun özelliklerini değiştirmek, sargı donatısı olarak sürekli dairesel fret kullanmakla mümkündür. Bu değişimi dikdörtgen etriyelerle sağlamak, ancak etriye açıklığı a_t ve etriye aralığı s' 'i çok küçük tutmakla sağlanır. Şekil 2.2'de brüt beton alanları ve boyuna donatı alanları aynı olan, etriye ve fretli iki kolonun yük-deformasyon eğrileri gösterilmiştir. A tepe noktasına erişinceye kadar her iki kolonun davranışı arasında hiçbir fark yoktur. Deneylerde yapılan ölçümler; A noktasına kadar fret veya etriyedeki gerilmelerin sıfır veya sıfıra yakın olduğunu, dolayısıyla sargı donatısının taşıma gücüne hiçbir katkıda bulunmadığını göstermiştir. Etriye kolonda A noktasına erişildiğinde beton ve çelik sınır dayanımlarına ulaştığından, artan deformasyon altında yük düşmekte ve kolon

kırılmaktadır. Eksenel yük taşıyan etriyeli bir kolonun kırılması, Şekil 2.3’de gösterildiği gibi, betonun ezilmesi ve iki etriye arasındaki boyuna donatıların burkulması ile meydana gelmektedir. Etriye aralığı azaldıkça boyuna donatının burkulma boyu da küçülmekte, dolayısıyla yük-deplasman eğrisinin A tepe noktası aşıldıktan sonraki eğimi azalarak, süneklik artmaktadır[61].



Şekil 2.2 Etriyli ve Fretli Kolonun Yük-Deformasyon Eğrisi



Şekil 2.3 Eksenel Yük Taşıyan Etriyli Bir Kolonun Kırılması

2.3 Sargılı Beton ve Sarılma Fikri

Beton üç eksenli basınç gerilmelerine maruz bırakıldığında sünekliğinde olduğu gibi dayanımında da önemli ölçüde artış olduğu uzun süre önce fark edilmiştir. Pratikte yükleme koşulları, hidrostatik basınç sonuçları ile eleman kapalı etriye ya da fretler ile yatay olarak donatılandırılıp eksenel yüklemeye tabi tutulduğunda birbirinin aynıdır.

Daha önce de bahsedildiği gibi, betonun elastik olmayan davranışında eğilme çatlakları harç ve agregalar arasındaki ortak yüzeylerdeki oluşum ile başlar, bu durum $\sigma_c-\varepsilon_c$ eğrisinin azalan eğimine etki eder. Malzemenin hapsedilmesi, içsel çatlakların ani oluşumuna ve elemanın hacminde bir artışa sebep olur. Bu $\sigma_c-\varepsilon_c$ eğrisinin ilk bölümüne yatay donatının bir etkisi olmadığını gösterir, fakat yatay donatı, oranı ve aralığına bağlı olarak taşıma gücü yaklaşımına katkıda bulunur.

2.3.1 Sargı Donatısının Avantajları

Beton yapı elemanlarının sismik davranışında sargı donatısının iki ana avantajı vardır:

1) Betonun dayanımını artırır; bu durum rötre sebebi ile oluşacak muhtemel kayıpları telafi eder.

2) $\sigma_c-\varepsilon_c$ eğrisinin eğiminin daha fazla azalmasını engeller; daha ötesi, eğilme tasarımında maksimum kullanılabilir şekil değiştirme ε_{cu} değerini %35 kadar daha artırır. Diğer bir ifade ile sargı donatısı ile betonun sünekliliği artar. Bu sargı donatısının en önemli etkisidir.

2.3.2 Sargı Donatısına Etki Eden Parametreler

Sargı donatısı etkisine dâhil olan ana parametreler başlıca şu şekildedir;

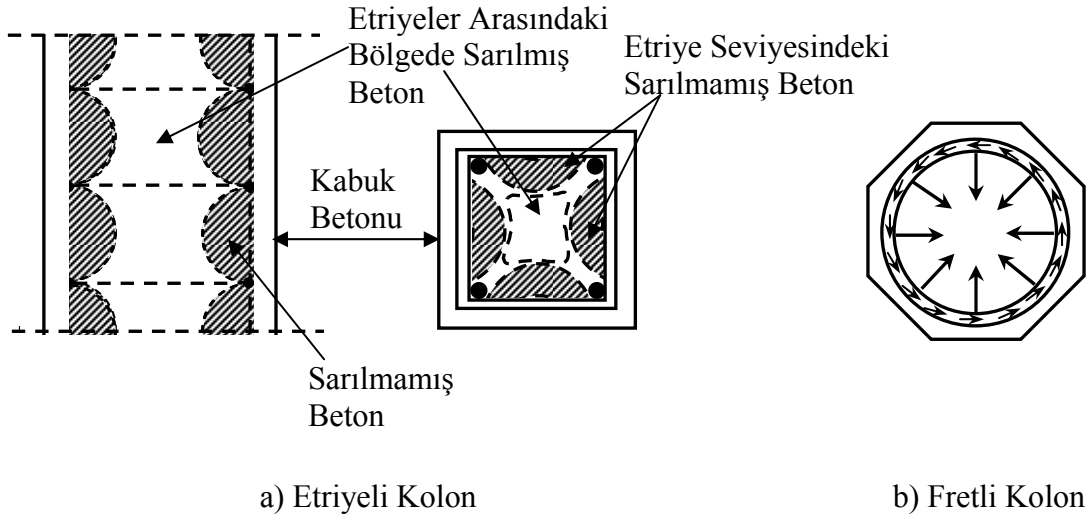
1) Yatay (Enine) Donatı Oranı; Tipik olarak hacimsel oran ρ_w ile açıklanır, elemanın etriyelerinin hacminin, sarılmış çekirdeğin hacmine oranı olarak tanımlanır. Çekirdek, etriyelerin kütle merkezinden itibaren sardıkları bölümdür. ρ_w 'nun artışı ile sarılmış betonun hem dayanımının hem de sünekliğinin arttığı açıktır.

2) Yatay (Enine) Donatının Tasarım Akma Dayanımı (f_{ywd}); Donatının dayanımı ne kadar yüksek olursa sarılmış bölgenin basıncı da yüksek olur. Sarılma hesabında (özellikle şartnameler için) enine donatıdaki gerilme artışı (f_{yw}) dikkate alınmaz.

3) Betonun Karakteristik Basınç Dayanımı (f_{ck}); Daha yüksek basınç dayanımına sahip betonun duktilitesi, daha düşük basınç dayanımına sahip betondan azdır. Ayrıca aksenal yüklemenin aynı miktarı için yatay genişleme (Poisson etkisi) düşük basınç dayanımı durumunda daha fazladır, bu yüzden beklendiği gibi bu durumda (pasif) sargı, yüksek dayanımlı beton elemanda göstereceği gerilme artışına göre daha fazla gerilmeye maruz kalacağından daha etkili olacaktır.

4) Etriye Aralıkları (s); Verilen bir hacimsel etriye oranı (ρ_w) için sarılma bölgesinin artırılması etkisi açıklığın yakınlaşmasına yol açar. Burada bahsedilen konu; basınca maruz bir elemanda etriye aralığının daha yakın olmasının duktiliteyi olumlu olarak etkileyeceğidir, çünkü yatay donatıların en önemli görevi, boyuna donatıların örtü betonu atılmadan önce erkenden burkulmasını önlemektir.

5) Etriye Şekli; Bir elemanda çeşitli etriye şekilleri kullanılır. Sarılmamış betonun etkili bölgesi küçüldükçe dayanım ve duktilite artar. Şekil 2.4'de sargı donatıları ve etkili sarılmış bölgeler gösterilmiştir.

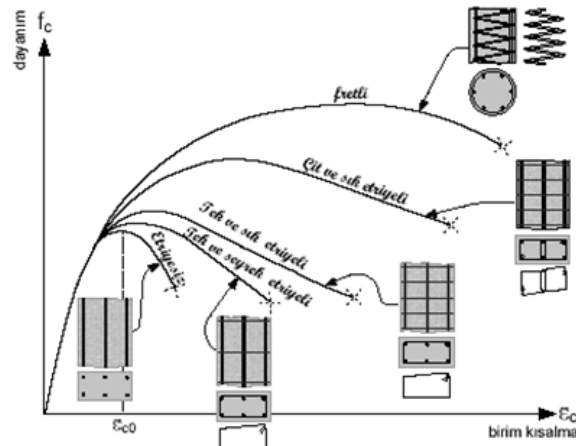


Şekil 2.4 Genel Sargı Tipleri

6) Boyuna Donatı; Boyuna donatıların (özellikle açıklıklar yakınsa) gerçek uzunlukta çekirdeğin yatay olarak genişlemesini önlemek için sarılma etkisi artırılır. Donatıların daha büyük uzunlukları ve oranları (ρ) için daha geniş sarılma uygulanır.

2.3.3 Etriyelerle Sarılma

Şekil 2.5’de Eksenel yüklenme durumunda tipik gerilme-şekil değiştirme diyagramı, bir kolon numunenin sarılmış çekirdeği için çeşitli miktarlardaki sargı donatıları ile gösterilmiştir,



Şekil 2.5 Farklı Miktarlardaki Etriyeler ile Sarılmış Beton İçin Gerilme Şekil Değiştirme Grafikleri

Öncelikle ilk dikkati çeken, tüm eğrilerin sarılmış betonda sarılmamış betona göre dikkate değer biçimde farklı olduğudur. Eğrilerin yorumlanmasından;

- Etriye seyrek de olsa, süneklik artar
- Sık etriye süneklik ve dayanımı arttırır
- Etriye serbest açıklığı ve adımının azalması sebebiyle çift etriye süneklik ve dayanımı önemli ölçüde arttırır.
- Fretli kolonlar etriyeli kolonlara göre hem süneklik hem de dayanım açısından daha etkindir.
- Donatılı betonlarda ϵ_{c0} değeri sargı etkisi arttıkça büyümektedir[62].

2.4 Betonarme Kolonlarda Oluşan Hasarlar

Betonarme yapıların kolonlarında oluşan hasarlar, genellikle kolonların kirişlerden daha düşük eğilme kapasitesine sahip olması durumunda, mafsallaşmanın kolon uçlarında oluşması ile meydana gelmektedir. Deprem etkisi altında, kolon uç noktalarında yatay kuvvetin etkime yönüne göre, betonda çekme çatlakları ve basınçtan dolayı ezilmeler oluşabilmektedir. Bu şekilde kabuk betonunun dökülmesi, ileriki aşamalarda çekirdek betonunun çatlamasına, eğer etriye sıklaştırması da yetersiz ise bu bölgedeki betonun ezilmesi ve kolon boyuna donatılarının burkulmasına, ardından da yapıda yatay ötelenmelerin büyümesine sebep olur. Yatay ötelemeleri artan kolon, ikinci merteye etkilerin de çoğalmasıyla, yapının göçmesine kadar gidebilecek büyük hasarlara sebep olabilir[63].

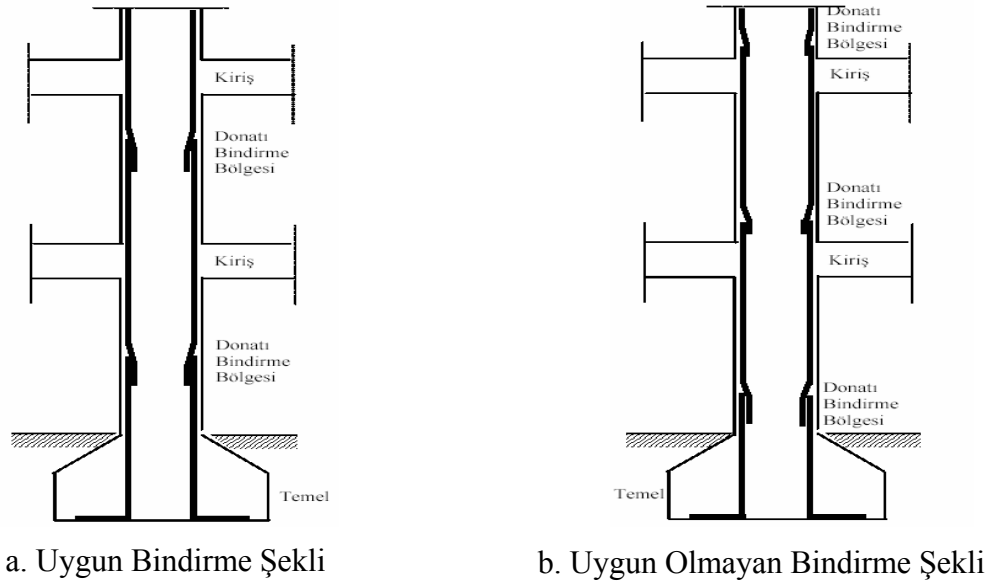
2.4.1 Kolonlarda Donatı Yerleşim ve Birleşim Hataları

Son yıllarda meydana gelen depremlerde görülen yapı hasarlarının en önemli sebeplerinden bir tanesi de betonarme donatılarda görülen yetersizlikler ve yanlışlıklardır. Deprem sırasında önemli görevler üslenen etriyelerin eksik yerleştirilmesi, kolonların boyuna donatılarında filiz boylarının yeterli olmaması, donatı için gerekli pas payının bırakılmaması gibi çok basit hataların aslında ne

büyük felaketler doğurduğu son depremlerde görülmüştür. Deprem bölgelerinde yapılan incelemelerde, bu basit ama önemli hatalar pek çok hasarlı yapıda gözlenmiştir.

Ülkemizde yakın geçmişte yaşanan büyük depremler hem mal tahribatı, hem can kaybı, hem de psikolojik etki yönüyle güncelliğini korumaktadır. Tüm bu depremlerin ardından binalardaki hasar ve yıkım nedenlerinden biri olarak sıralanan işçilik kusurlarının önüne ciddi bir şekilde geçilememiştir. Donatı detaylarındaki yetersizlikler ve yanlışlıklar pek çok yapıda ciddi hasarlar meydana gelmesine sebep olmuştur.

Depremlerde hasar gören veya yıkılan binalarda göze çarpan en önemli konulardan biri Şekil 2.6’da gösterildiği gibi kolon boyuna donatılarının bindirmeli eklerinin kolon orta bölgesinde yapılmamış olmasıdır.



Şekil 2.6 Boyuna Donatıların Bindirme Şekilleri

Boyuna donatıların bindirmeli eklerinin kolon alt ucunda yapılması durumunda ABYYHY 7.3.3.2 ve TS500 9.1.2’deki kurallara göre kenetleme boyları düzenlenmelidir[60,64]. Çeşitli depremlerden sonra bölgede yapılan incelemelerde,

Şekil 2.7’de gösterildiği gibi, pek çok yapıda bırakılan betonarme donatı filizlerinin yetersiz veya rasgele uzunluklarda bırakıldığı tespit edilmiştir.



(a)

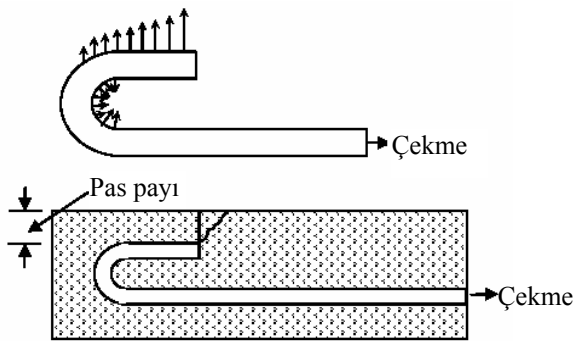


(b)

Şekil 2.7 (a)Kenetlenme Boyları Kısa Filizler (b)Rasgele Uzunluklarda Bırakılmış ve Korozyona Uğramış Filizler

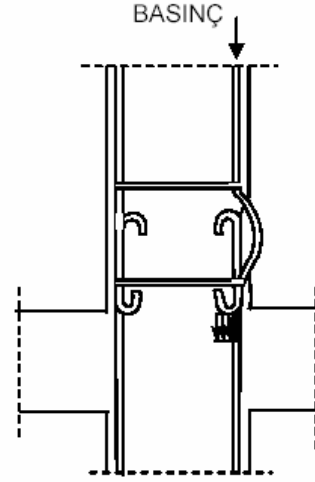
Bir üst kat kolonu için bırakılan bu filizler gerekli önlemler alınmadığı takdirde korozyona uğramaktadır. Paslanmış donatı, aderansı önemli ölçüde olumsuz etkilemekte ve donatının betondan sıyrılıp çıkmasını kolaylaştırmaktadır.

Kolonda basınca çalışan boyuna çubukta kanca yapılması kabuk betonunda büyük zararlara yol açtığından kanca yapılmasından kesinlikle kaçınılmalıdır. Kolona kanca yapılarak yerleştirilmiş donatı, Şekil 2.8’de gösterildiği gibi, kabuk betonunu ezerek çatlamasına neden olacaktır.



Şekil 2.8 Çekme Kuvveti Altında Betona Aktarılan Kuvvetler

Şekil 2.9’da, İzmit yakınlarındaki bir sitenin kolonlarında, donatı bindirme uçlarında kanca yapılmasından ve etriye yetersizliğinden dolayı betonun uğradığı hasar görülmektedir.



Şekil 2.9 Basınca Çalışan Kolon Donatılarının Ucunda Kanca Yapılması Sonucu Betonda Oluşan Hasar

2.4.2 Kiriş-Kolon Sarılma Bölgeleri

Kolon-kiriş birleşim bölgelerinde donatı detaylarının yeterliliği ve uygunluğu, deprem yükü etkisi altındaki yapının davranışı için oldukça önemlidir. Ülkemizde görülen depremlerin ardından, genellikle kolon-kiriş birleşim noktalarında ciddi hasarlar meydana geldiği söylenebilir. Kolon-kiriş birleşim bölgesindeki hasarların en önemli nedenlerinden biri olarak etriye yetersizliği sayılabilir.



Şekil 2.10 Sarılma Bölgesinde Etriye Eksikliği (Gölcük–1999, Ceyhan–1998)

Etriye sıklaştırmasından kaçınılmasıyla sağlanacak küçük kazanç, bedeli ölçülemeyecek zararlara yol açmaktadır. Projede belirlenen etriye aralığı ve sayısına, yapı üretimi sırasında yeterince dikkat edilmemesi sonucu Şekil 2.11’de gösterildiği gibi, pek çok kolonda ve kirişte büyük hasarlar oluşmuştur[65].



Şekil 2.11 Kolon-Kiriş Birleşiminde Donatı Kusurları

Betonarme karkas sistemlerin en önemli yapısal sorununun kolon-kiriş düğüm noktaları olduğu; hem buralarda kolonların etriyelenmediği, hem de aşırı donatı yoğunlaşması nedeniyle beton kalitesinin standartların çok çok altına düşmesine yol açtığı bilinmektedir. Bu ölü noktalar yüzünden binaların depremler karşısında kolayca çözülp dağılmamaları için yeni donatım yöntemleri geliştirilmelidir[66].

3. GERİLME-ŞEKİL DEĞİŞTİRME EĞRİSİ İÇİN ANALİTİK MODELLER

Herhangi bir “mukavemet” probleminin çözümünde, gerilme veya kuvvet cinsinden ifade edilen “denge denklemleri” ile deformasyon cinsinden ifade edilen “uygunluk denklemleri” arasındaki ilişki, ancak kullanılan malzemenin gerilme-birim deformasyon (σ - ϵ) ilişkisinden yararlanılarak kurulur. Denge ve uygunluk denklemleri malzeme özelliklerinden bağımsız olduğundan, çözümdeki hata oranı büyük çapta varsayılan malzeme davranışının, yani σ - ϵ ilişkisinin doğruluğuna bağlıdır. Matematiksel çözümü kolaylaştırmak amacı ile deneyden elde edilen σ - ϵ eğrileri idealize edilip basitleştirilerek kullanılır. İdealize edilip basitleştirilen σ - ϵ eğrileri “matematiksel model” olarak adlandırılır[67]. Aşağıdaki bölümlerde beton ve çelik donatı için yaygın olarak kullanılan bazı matematiksel modeller tanıtılacaktır.

3.1 Beton Modelleri

Beton için tek bir σ - ϵ eğrisinden bahsetmeye olanak yoktur, aksine her tür beton için farklı bir σ - ϵ eğrisi vardır.

Aynı σ - ϵ eğrisinin her bölgesini ifade edebilecek tek bir denklem kurmak mümkün değildir. Eğri; düşük gerilmelerde ve maksimum gerilme aşıldıktan sonra doğruya yakın, ara bölgelerde ikinci derece parabole yakındır. Ayrıca bu eğriler tek eksenli basınç içindir. Betonun, enine donatı ile sarılması (kuşatılması), halinde eğrinin maksimum gerilmeden sonraki kısmı daha da uzar. Bütün bunlara karşın eğilme mukavemetinin ve deformasyonlarının hesaplanabilmesi için belirli bir σ - ϵ eğrisine gereksinim vardır[68]. Gerilme-Şekil değiştirme eğrisinin altındaki alanın büyüklüğü, betonun deformasyonu sırasında harcanan enerjinin büyüklüğünü ya da betonun enerji yutma yeteneğini gösterir[69].

Denge ve uygunluk denklemleri malzeme özelliklerinden bağımsız olduğundan, çözümdeki hata oranı büyük ölçüde göz önüne alınan malzeme davranışının, yani σ - ε ilişkisinin doğruluğuna bağlıdır. Matematiksel çözümü kolaylaştırmak amacıyla σ - ε eğrileri idealleştirilerek basitleştirilirler.

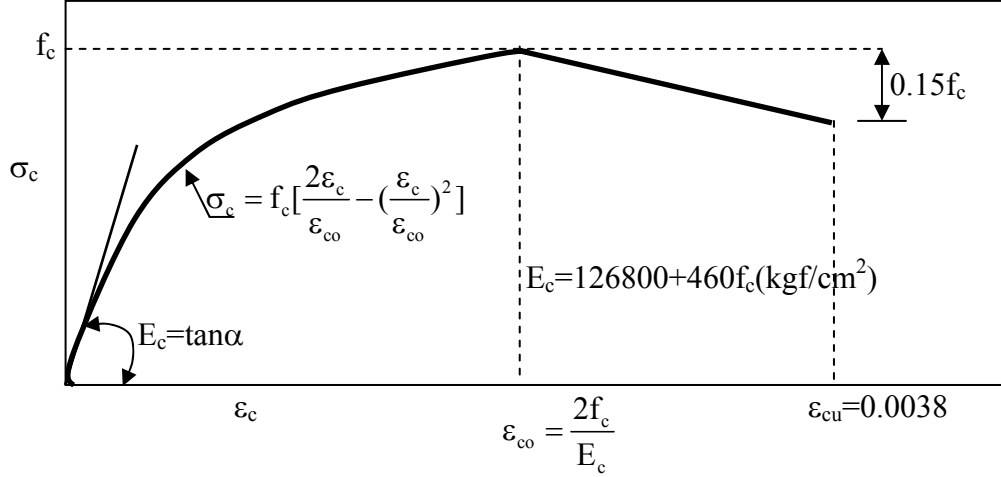
Betonun σ - ε eğrisi, çok sayıda bileşenden etkilenir ve bu nedenle de her durum için tek bir eğrinin tanımlanması olanaksızdır. Bununla birlikte, kesin olmasa bile problemlerin çözümü ve davranışın anlaşılabilmesi için betonun σ - ε ilişkisini belirleyen modellere ihtiyaç vardır. Bu gereksinme nedeniyle, bugüne kadar çeşitli araştırmacılarca birçok beton modeli önerilmiştir[70].

3.1.1 Hognestad Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi

Hognestad tarafından önerilen ve uzun yıllardır yaygın olarak kullanılan model (σ - ε eğrisi), Şekil 3.1’de gösterilmiştir. Modelde, σ - ε eğrisinin tepe noktasına kadar olan parçası ikinci derece parabol, düşüş parçası ise, doğrusal varsayılmıştır. Maksimum gerilme, genelde beton silindir dayanımının %85’i olarak alınır ($f_c=0.85f_{ck}$). Maksimum gerilmeye karşılık olan birim kısalma, $\varepsilon_{co} = \frac{2f_c}{E_c}$ olarak verilmişse de, basit olarak $\varepsilon_{co}=0.002$ varsayılabilir. Modeldeki elastisite modülü E_c için Hognestad tarafından aşağıdaki denklem önerilmiştir.

$$E_c = \tan\alpha = 126800 + 460f_c \quad (3.1)$$

Bu denklemde E_c ve f_c kgf/cm^2 cinsinden ifade edilmelidir. Hognestad modelinde maksimum birim kısalma 0.0038 ile sınırlandırıldığından, sarılmış beton için uygun değildir.



Şekil 3.1 Hognestad Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi [71]

3.1.2 Chan (1955) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi

Chan, sargılı betonun dayanımını elde etmek için küçük eksantrisiteli 152X152X292 mm ve 152X92X1321 mm boyutlarındaki numunelere yük uygulanan bir deney düzeneği kurmuştur. Ortaya koyduğu iki denklemden biri K_u / K_o , sargılı betonun basınç dayanımının sargısız betonun basınç dayanımına oranı ve diğeri ϵ_{cm} , betonun maksimum yükü taşıdığı andaki nihai şekil değiştirmesidir. Burada fonksiyon olarak bahsedilen sargı donatısının beton çekirdeğine olan hacimsel oranıdır. Chan tarafından önerilen modelde, diğer değişkenlerin sargılı beton dayanımına ve şekil değiştirme değerine etki ettiği düşünülmemektedir.

Chan, deneysel olarak elde ettiklerine dayanarak, sargılı ve sargısız beton için Şekil 3.2’de gösterilen, üç bölümlü, lineer gerilme-şekil değiştirme eğrisini elde etmiştir. OA doğrusu elastik kısmı ve AB-BC doğruları ise plastik kısmı temsil etmektedir. Burada Chan, BC parçasını, σ - ϵ eğrisinde, yatay donatının sadece hacimsel oranının fonksiyonu olarak göstermiştir.

Chan, nihai dayanım ile nihai deformasyon arasındaki aşağıdaki ilişkiyi göstermiştir.

$$\rho_{sw} = 0.189(K_u - K_o)^2 \quad (3.2)$$

$$\rho_{sw}=14600(\varepsilon_{cm}-\varepsilon_{cu})^3 \quad (3.3)$$

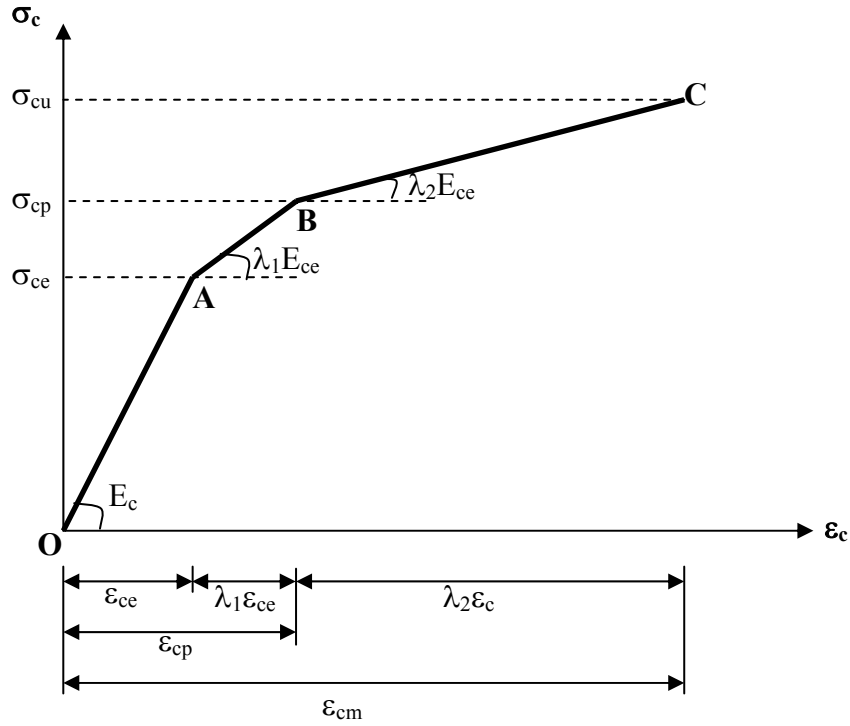
ρ_{sw} : Yatay donatının hacimsel oranı

K_u : Standart küp numuneden elde edilen beton basınç dayanımı

K_o : $\rho_s=0$ olduğunda K_u değeri (Chan'ın deneylerinde, $K_u=0.82$)

ε_{cm} : Basınç bölgesinin son liftindeki nihai şekil değiştirme

ε_{cu} : $\rho_s=0$ olduğunda ε_{cm} değeri (Chan'ın deneylerinde, $\varepsilon_{cu}=0.0035$)



Şekil 3.2 Chan Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi[72]

3.1.3 Roy ve Sözen (1964) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi

Roy ve Sözen, 127X127X635 mm boyutlarındaki silindir üzerinde yaptıkları deneyler ile dikdörtgen etriyelerin sargılı betonun basınç dayanımını arttırmadığını belirlemişlerdir. İdealize edilmiş bir gerilme-şekil değiştirme bağıntısı yatay donatılı beton için Şekil 3.3'de gösterilmiştir. En üst pik noktası $f_{ck}=0.002$ 'dir. Burada f_{ck} :Donatısız numunede betonun dayanımıdır. Bunun anlamı; sargılı betonun dayanımının, sargısız betonun dayanımına oranının 1.0 olduğudur. Sargılı betonun

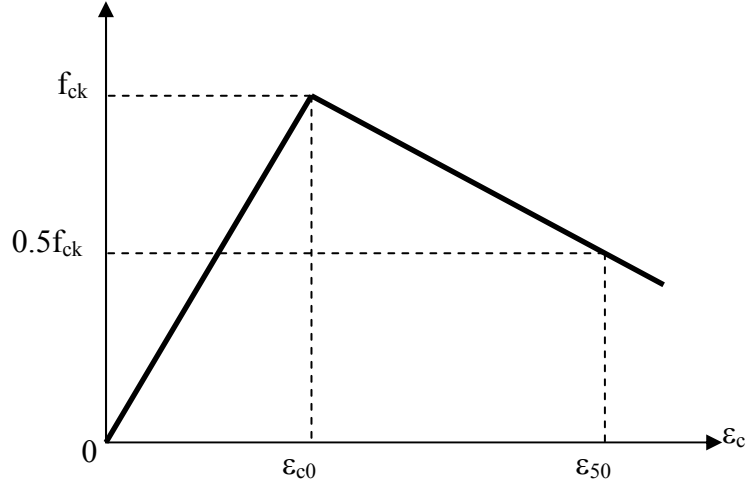
sünekliliğine etkisi olduğu düşünülen değişkenler; etriye donatısının alanının, donatı çekirdeğine olan oranı ve basınç altındaki betonun kısa kenarının etriye aralığına olan oranıdır. ϵ_{50} şekil değiştirmesi beton gerilmesinin maksimum noktasından yarısı kadar düştüğü noktada tanımlanır ve aşağıda verilen denklem ile hesaplanır.

$$\epsilon_{50} = \frac{3 \rho_{sw} b}{4 sp} \quad (3.4)$$

b: Kesitin kısa kenarı

ρ_{sw} : Yatay donatının hacimsel oranı

sp: Etriye aralığı



Şekil 3.3 Roy ve Sözen Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi[73]

3.1.4 Soliman ve Yu (1967) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi

Soliman ve Yu tarafından sargılı beton için Şekil 3.4'de gösterilen, dört noktalı bir gerilme-şekil değiştirme bağıntısı önerilmiştir. 76X152 mm, 102X152 mm ve 127X152 mm boyutlarındaki numuneler ile yapılan deneysel çalışmalar sonucunda dört adet denklem geliştirilmiştir. Önerilen ilişkinin başlangıç bölümü f_{cc} ve ϵ_{ce} değerleri ile maksimum pik noktasında parabolik bir eğri şeklindedir. Eğrinin ikinci parçası ϵ_{cs} şekil değiştirmesine eşit, yatay düz bir

doğrudur. Eğrinin son bölümü ise azalan bir eğri şeklinde negatif eğimlidir. Bu ϵ_{cf} şekil değiştirme değeri olarak tanımlanmaktadır ve maksimum gerilmenin %80'ine karşılık gelmektedir.

Tüm deney numuneleri tek bir noktadaki basit etriye düzenlemesi şeklindedir. Tüm değişkenler; etriye alanı, etriye aralığı ve kesit geometrisinden ibarettir. Soliman ve Yu tarafından sargılı beton için önerilen gerilme-şekil değiştirme ilişkisinde parametreler şunlardır;

$$f_{cmax} = f_{co} (1 + 0.05 Q) \quad (3.5)$$

$$\epsilon_{ce} = 78 f_{ck} \times 10^{-6} \quad (3.6)$$

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{co} (1 + Q) \quad (3.7)$$

$$\epsilon_{cf} = 0.0045 (1 + 0.85 Q) \quad (3.8)$$

$$Q = (1.4 \frac{A_c}{A_{cp}} - 0.45) \frac{A_{sw} (sp_o - sp)}{A_{sw} sp + 0.0028 b_c sp^2} \quad (3.9)$$

f_{co} : Donatısız betonun basınç dayanımı ($0.80f_{ck}$), Mpa

ϵ_{co} : Donatısız beton için ϵ_{cs} değeri (0.0025)

A_c : Betonun kesit alanı

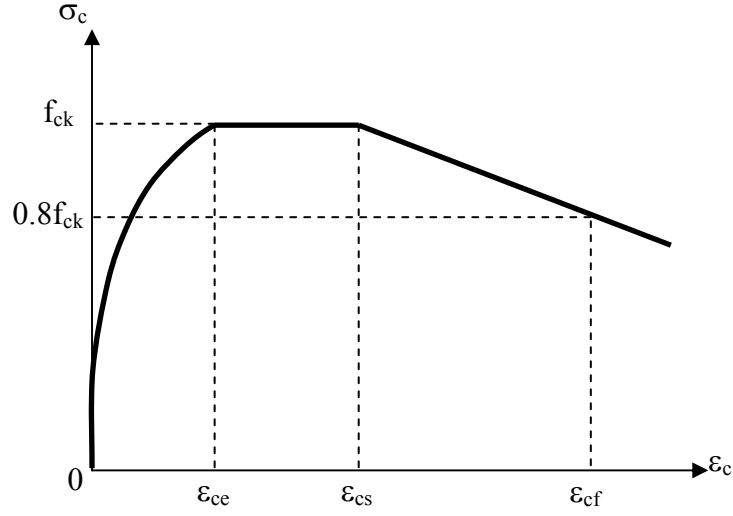
A_{cp} : Betonun basınç alanı

A_{sw} : Donatının enine kesit alanı

B_c : Betonun kesit genişliği

sp : Etriye aralığı

sp_o : Sargılı betonda enine donatının etkili olmadığı noktadaki etriye aralığı ($sp_o=250mm$)



Şekil 3.4 Soliman ve Yu Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme İlişkisi[74]

3.1.5 Sargın (1971) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi

Sargın, 127X127X635 mm boyutlarındaki eksenel ve eksantrik yükleme altındaki kolonlar ile yapılan deneylerin sonuçlarından yaptığı regresyon analizine dayanan bazı deneysel denklemler geliştirmiştir. Denklemler sargılı betonun nihai dayanımını ve buna karşılık gelen nihai şekil değişirme ϵ_{cco} değerini elde etmek için önerilmiştir. Ek olarak $K_s = \frac{P_{cmax}}{P_{occ}}$ şeklinde yarı deneysel bir denklem geliştirilmiştir

ve bu maksimum yükün donatısız beton tarafından taşınan yüke oranını temsil etmektedir.

Hognestad tarafından daha önceden elde edildiği gibi, Sargın da eksenel ve eksantrik yüklemeye maruz numunelerin dayanımları arasında kayda değer bir farklılık bulmamıştır. Sargın'ın denklemlerinde şu değişkenler düşünülmüştür; hacimsel yatay donatı oranının beton çekirdeğine oranı, çeliğin akma dayanımı ve betonun silindir dayanımı. Ayrıca kesitte en üst gerilme düzeyindeki şekil değişirme değeri ϵ_{cco} 'da göz önüne alınmıştır. Şekil 3.5'de görülen sargılı betonun gerilme-şekil değişirme eğrisini elde etmek için genel bir denklem önerilmiştir.

Sargın, sargılı betondaki basınç dayanımı azalmasının yatay basınçtan 4.1 kat daha fazla olduğunu kesin olarak hesaplamıştır. Sargılı betonda, beton basınç dayanımının silindir basınç dayanımına oranı için teorik bir denklem şu şekilde verilmiştir;

$$K_s = K_o + \frac{16.4\rho_{sw}\sigma_{syk}}{\pi f_{ck} R_s} [\log_e(1 + R_s^2) - 3 + \frac{3}{R_s} \tan^{-1} R_s] \quad (3.10)$$

Burada;

$$R_s = b_c / sp \text{ şeklindedir.} \quad (3.11)$$

Ek olarak, Sargın deney sonuçlarından yapılan regresyon analizine dayanarak aşağıdaki deneysel denklemleri sunmuştur,

$$K_s = K_o [1.0 + 0.18(1 - \frac{0.25sp}{b_c}) \rho_{sw} \frac{\sigma_{syk}}{\sqrt{f_{ck}}}] \quad (3.12)$$

$$\epsilon_{cco} = \epsilon_{co} [10 + 1.83(1 - \frac{0.70sp}{b_c}) \rho_{sw} \frac{\sigma_{syk}}{\sqrt{f_{ck}}}] \quad (3.13)$$

K_s : Maksimum gerilmenin silindir basınç dayanımına oranı

K_o : $0.85f_{ck}$

ρ_{sw} : Yatay donatının hacimsel oranı

σ_{syk} : Yatay donatının karakteristik akma dayanımı (Mpa)

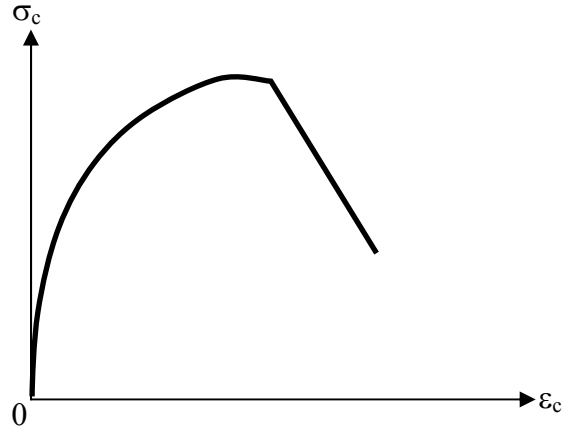
f_{ck} : Betonun silindir basınç dayanımı (Mpa)

b_c : Beton çekirdeğinin genişliği

sp : Etriye aralığı

ϵ_{co} : Donatısız betonda maksimum gerilmeye tekabül eden şekil değiştirme

ϵ_{cco} : Sargılı betonda maksimum gerilmeye tekabül eden şekil değiştirme.



Şekil 3.5 Sargın Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi[75]

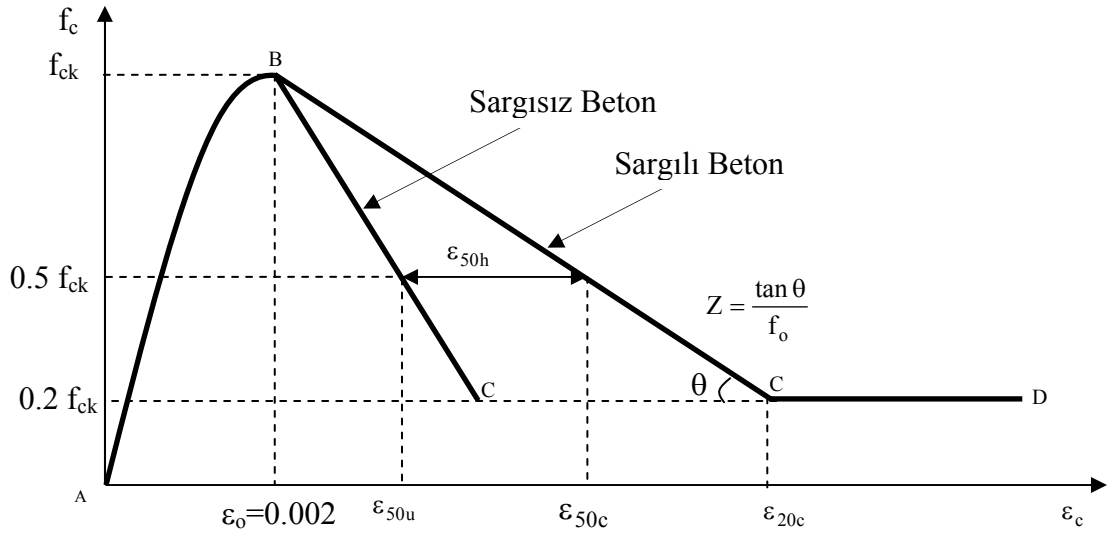
3.1.6 Kent ve Park (1971) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi

Kent ve Park tarafından, mevcut deneysel sonuçlardan yararlanarak, tek eksenli basınç altındaki sargılı ve sargısız betonlar için Şekil 3.6'da verilen gerilme-şekil değişirme diyagramı önerilmiştir.

Kent ve Park tarafından önerilen diyagramda gösterilen AB bölgesi 2. dereceden bir paraboldür. Sargılı ve sargısız her iki tür beton için de geçerli olan bu bölge, betonun maksimum basınç mukavemeti olan f_o 'da son bulur. Maksimum mukavemete karşı gelen şekil değişirme, $\epsilon_o=0.002$ olarak alınmıştır. Bu bölge için kabul edilen bağıntı;

$$f_c = f_o \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (3.14)$$

şeklindedir. Burada; $\epsilon_o=0.002$ 'dir.



Şekil 3.6 Sargılı ve Sargısız Beton İçin Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Bağıntısı[76,77].

BC bölgesi, eğrinin azalma kısmı olup iki doğrudan oluşur. Sargısız hale karşılık gelen BC doğrusunda kısa süreli yükleme, $0.5f_o$ gerilmesi için şekil değişirme,

$$\varepsilon_{50u} = \frac{0.0207 + 0.002f_o}{f_o - 6.897} \quad (f_o : \text{MPa}) \quad (3.15)$$

olarak hesaplanır.

Yine $0.5f_o$ gerilmesine karşı, sargılı ve sargısız haller arasındaki şekil değişirme farkı ise,

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho'' \sqrt{\frac{b''}{s}} \quad (3.16)$$

bağıntısından hesaplanabilir. Burada ρ'' , etriye hacminin, etriye dış yüzünden itibaren beton örtüsünün hacmine oranı olup,

$$\rho'' = \frac{2(b'' + d'')A_s''}{b''d''s} \quad (3.17)$$

olarak hesaplanır. Burada; A_s'' etriyenin en kesit alanı, s ise etriye aralığıdır.

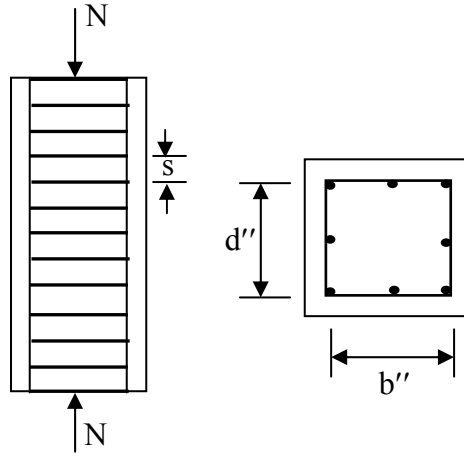
Bütün bu açıklamalardan sonra Şekil 3.6'daki BC bölgesi için,

$$f_c = f_o[1 - Z(\epsilon_c - \epsilon_o)] \quad (3.18)$$

bağıntısı yazılabilir. Yukarıdaki bağıntıdaki Z değeri;

$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50h} + \epsilon_{50u} - \epsilon_o} \quad (3.19)$$

olarak hesaplanır. Sargısız durumda ρ'' ve ϵ_{50h} sifira eşit olacağından ifade daha da basitleşecektir. Şekil 3.7'de etriyeli kolonun aksenal olarak yüklenmesi gösterilmiştir.



Şekil 3.7 Etriyeli Kolonun Aksenal Olarak Yüklenmesi

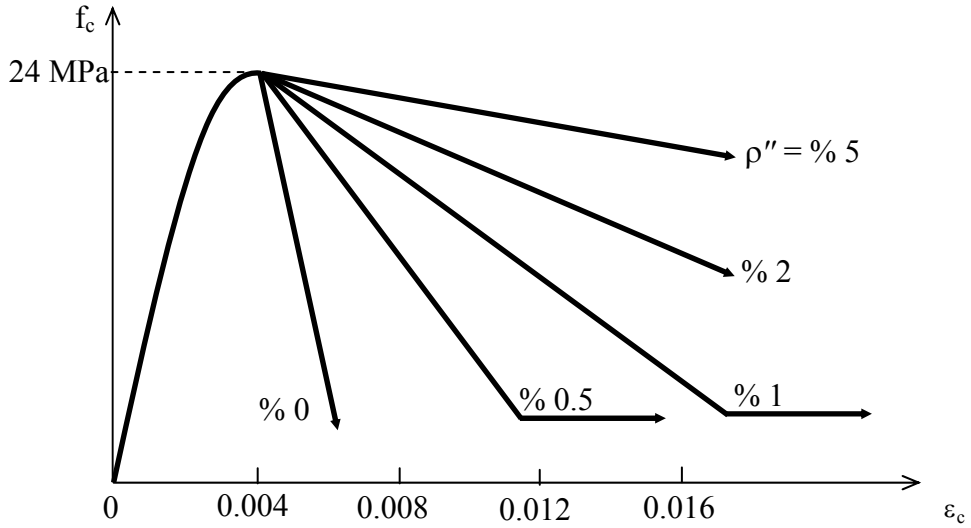
CD bölgesi ise yatay bir doğrudan oluşur ve C noktasından sonsuza kadar betonun $0.2f_o$ gerilmesini taşıyabileceğini ifade eder.

AB bölgesinde ε_c şekil değiştirmesine karşı gelen tanjant modülü $f_c = f_o \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right]$ bağıntısının ε_c 'ye göre birinci türevinin alınmasıyla elde edilir.

$$E_t = \frac{df_c}{d\varepsilon_c} = 1000f_o \left[1 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right] \quad (3.20)$$

BC bölgesinde Z'ye eşit olan tanjant modülü CD bölgesinde ise sıfır olacaktır.

Etriyelerin beton mukavemetine etkisini göstermek için, standart silindir basınç mukavemeti 24 MPa, $b''/s = 1.0$ olarak verilen beton için değişik etriye miktarlarına göre, Şekil 3.8'de gösterilen betonun gerilme şekil-değiştirme bağıntısı elde edilmiştir[6,15].



Şekil 3.8 Etriye Miktarının Beton Gerilme-Şekil Değiştirme Bağıntısına Etkisi[76,77]

3.1.7 Park, Priestly ve Gill Tarafından Değiştirilen Kent ve Park Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi

Şekil 3.9’da dikdörtgen etriyeler ile sarılmış beton için Kent ve Park tarafından önerilip; Park, Priestly ve Gill tarafından geliştirilen gerilme-şekil değiştirme ilişkisi gösterilmektedir. Geliştirilen ilişki düşük şekil değiştirme değerleri ile yapılan deneylerden türetilmiştir. Geliştirilen Kent ve Park ilişkisinde $0.002K_s$ şekil değiştirmesine ulaşıldığında $K_s f_{ck}$ maksimum gerilmesine karşılık gelmektedir.

$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0}$ K_s için $\varepsilon_{c0}=0.002$

$$\sigma_c = K_s f_{ck} \left[\frac{2\varepsilon_c}{K_s \varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{K_s \varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (3.21)$$

$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{c0}$ K_s için

$$\sigma_c = K_s f_{ck} [1 - Z_c (\varepsilon_c - K_s \varepsilon_{c0})] \quad (3.22)$$

$\varepsilon_c \geq \varepsilon_{20c}$ K_s için

$$\sigma_c = 0.2 K_s f_{ck} \quad (3.23)$$

Burada;

$$K_s = 1 + \frac{\rho_{sw} \sigma_{sy}}{f_{ck}} \text{ ve} \quad (3.24)$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{c0}} \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 f_{ck}}{145 f_{ck} - 1000} \quad (3.26)$$

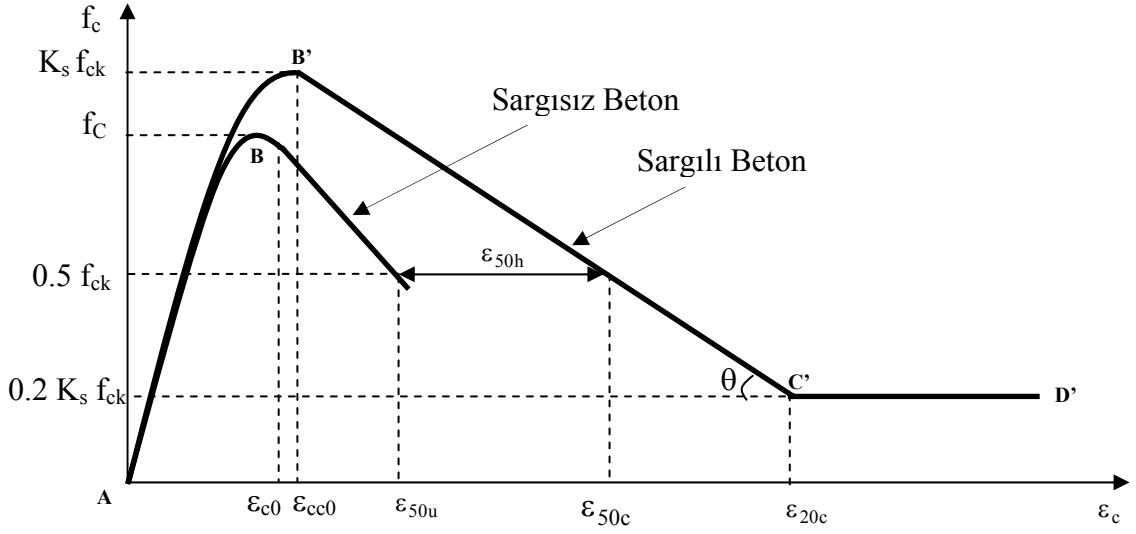
$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_{sw} \sqrt{\frac{b_c}{sp}} \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_{50c} = \varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} \text{ şeklindedir.} \quad (3.28)$$

f_{ck} : Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı

ρ_{sw} : Yatay donatının hacimsel yüzdesi (beton çekirdeğine olan oran)

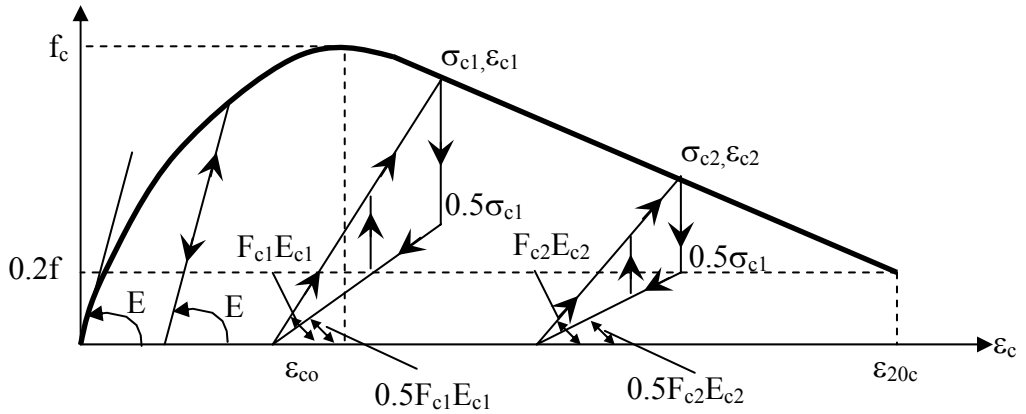
b_c : Sargılı betonun genişliği
 s_p : Etriye aralığı



Şekil 3.9 Park, Priestly ve Gill Tarafından Değiştirilen Kent ve Park Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi[78]

3.1.8 Thompson ve Park Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi

Şekil 3.10'da gösterilen bu modeldeki σ - ϵ eğrisi, Kent ve Park tarafından önerilen modelin aynıdır. Thompson ve Park modelinin tek farkı, yükün boşalması ve yeniden yükleme durumunda eğrinin izleyeceği yolların belirlenmiş olmasıdır.



Şekil 3.10 Thompson ve Park Tarafından Değiştirilen Kent ve Park Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi

Şekilden görüldüğü gibi, $\epsilon_c < \epsilon_{co}$ olduğu durumlarda ($\epsilon_{co} = 0.002$) yükün boşalma eğrisi σ - ϵ eğrisinin orijinindeki teğetine paralel olmaktadır. Eleman tekrar yüklendiğinde de, σ - ϵ eğrisi aynı yolu izlemektedir. $\epsilon_c > \epsilon_{co}$ olduğu durumlarda ise yükün boşalma eğrisi iki doğru ile gösterilmektedir. Boşalma sırasındaki gerilmenin %50'sine kadar inen eğrinin ilk bölümünün sonsuz, bu gerilmeden sıfır gerilmeye kadar olan bölümün eğimi ise, $0.5E_cF_c$ olarak tanımlanmaktadır.

E_c ve F_c aşağıdaki denklemlerden hesaplanmaktadır.

$$E_c = 126800 + 460f_c \text{ (Mpa)} \quad (3.29)$$

$$F_c = 0.8 - \frac{0.7(\epsilon_c - 0.002)}{\epsilon_{20c} - 0.002} \quad (3.30)$$

$$\epsilon_{20c} = 1.6(\epsilon_{50h} + \epsilon_{50u}) - 0.0012 \quad (3.31)$$

Yeniden yüklemeye σ - ϵ eğrisinin doğrusal olduğu ve eğimin E_cF_c olduğu varsayılmaktadır. Yeniden yüklemeyi simgeleyen doğru, zarf eğrisine (Kent ve Park modeli) ulaştıktan sonra bu eğriyi izlemektedir. Yeniden yüklemenin gerilme sıfıra ulaşmadan olduğu durumlarda; eğri, boşalmanın ilk aşamasında olduğu gibi dik olarak yukarı çıkmaktadır[79].

3.1.9 Vallenas, Bertero ve Popov (1977) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi

Deney sonuçlarına dayanarak Vallenas, Bertero ve Popov; Kent ve Park tarafından önerilen gerilme-şekil değiştirme eğrisine benzer bir eğri önermişlerdir. Bununla birlikte, bahsedilen farklı denklemler aşağıda gösterilmiştir. İki arasındaki temel farklılık Vallenas, Bertero ve Popov tarafından önerilen modelde sargı donatısı dolayısıyla beton dayanımındaki artışın da dikkate alınmasıdır. Bu model ile Sheikh ve Üzümeri tarafından önerilen modeller arasındaki temel farklılık ise Vallenas modelinde sargılı betonun dayanım artışı boyuna donatının hacimsel oranının betona oranı olarak düşünülür, oysa Sheikh ve Üzümeri'nin modelinde dayanım artışı boyuna donatının dağılımına dayandırılmaktadır.

Şekil 3.11’de gösterilen modele şu değişkenler dâhil edilmiştir; Yatay donatının hacimsel oranının beton çekirdeğine oranı, boyuna donatı alanının kesitin alanına oranı, boyuna donatının ve etriyelerin boyutları, etriye aralığının çekirdek boyutuna oranı, betonun basınç dayanımı ve etriyelerin akma dayanımı.

Eğrinin artan parçası ikinci derece bir parabol ile gösterilir. AB bölümü;

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = \frac{\frac{E_c \varepsilon_{cco}}{f_{ck}} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cco}} \right) - K_s \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cco}} \right)^2}{1 + \left(\frac{E_c \varepsilon_{cco}}{K_s f_{ck}} - 2 \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cco}} \right)} \quad (3.32)$$

ile ifade edilir.

Eğrinin azalan kolu doğru şeklindedir ve maksimum gerilmenin %30’una kadar uzamaktadır, eğri bu noktadan sonra yatay düz bir doğru formunu alır. BC bölümü;

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = K_s \left[1 - Z \varepsilon_{cco} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cco}} - 1 \right) \right] \quad (3.33)$$

Burada;

$$\varepsilon_{cco} = 0.002 K_s \quad (3.34)$$

$$K_s = 1 + 0.109 \left(1 - 0.24 \frac{sp}{b_c} \right) \frac{(\rho_{sw} + \frac{\phi_{sw}}{\phi_{st}} \rho_{st}) \sigma_{syk}}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (3.35)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3}{4} \rho_{sw} \sqrt{\frac{b_c}{sp}} + \left(\frac{0.021 + 0.002 f_{ck}}{f_{ck} - 7.04} \right) - 0.002} \quad (3.36)$$

CD bölümü;

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = 0.3K_s \quad (3.37)$$

olarak ifade edilir. Burada;

ϕ_{st} : Boyuna donatı çubuğunun uzunluğu

ϕ_{sw} : Yatay etriyenin uzunluğu

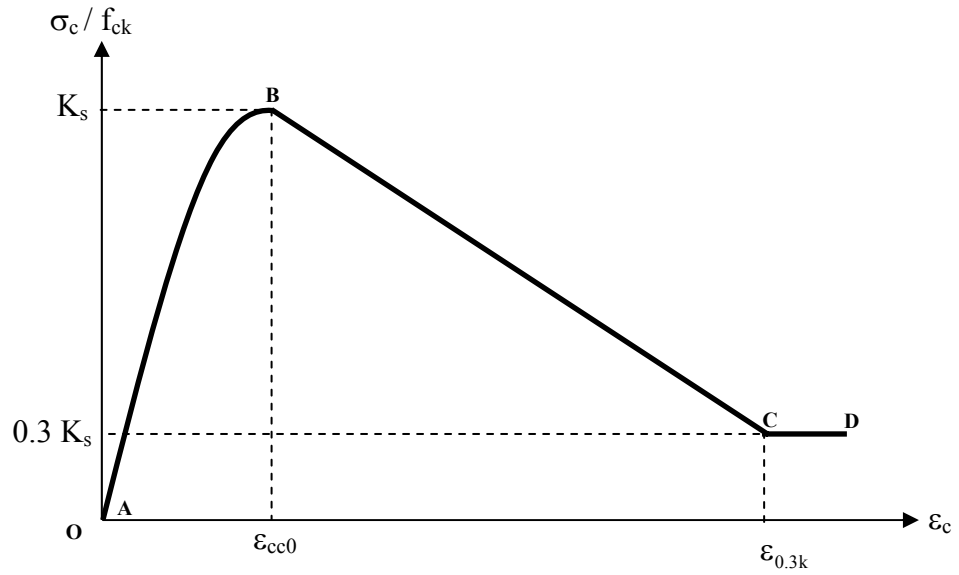
E_c : Betonun elastisite modülü

b_c : Çekirdek boyutu

K_s : Sargılı betonda maksimum gerilme oranının karakteristik silindir basınç dayanımına oranı

ρ_{st} : Boyuna donatının hacimsel oranı

ρ_{sw} : Yatay donatının hacimsel oranıdır.



Şekil 3.11 Vallenas, Bertero ve Popov (1977) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi[80]

3.1.10 Sheikh ve Üzümeri (1980) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi

Dikdörtgen etriyeler ile sarılmış betonun davranışının anlaşılması için deneysel olarak sunulan çalışmaları analitik araştırmalar izlemiştir. Analitik model, çeşitli araştırmacılar tarafından önceki deney serilerinin sonuçlarına uygun biçimde önerilmiştir. Deneysel sonuçlar ve tahminler arasındaki karşılaştırmalar, dikdörtgen etriyeler ile sarılmış betonun gerilme-şekil değişirme ilişkisinin geliştirilmesi gerektiğini açıkça ortaya koymuştur. Sargılı betonun davranışını ortaya koymak için Sheikh ve Üzümeri bir model geliştirmişlerdir. Bu modelde yatay donatının hacimsel oranı, etriye aralığı, donatı karakteristiği, çekirdeğin çevre uzunluğu etrafındaki boyuna donatının dağılımı gibi çeşitli veriler etkili olmuştur ve sonuçta etriye dağılımı tanımlanmıştır. Önerilen modelden elde edilen sonuçlar çeşitli araştırmacılar tarafından yapılan ve sunulan önceki deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Bu program sırasında analitik ve deneysel çalışmalar ışığında beton yapı şartnamelerinin gerekleri incelenmiştir. İnceleme sonucunda sargılı betonun davranışında en önemli etkiye sahip değişkenlerin şartnamelerde önemsenmediği görülmüştür.

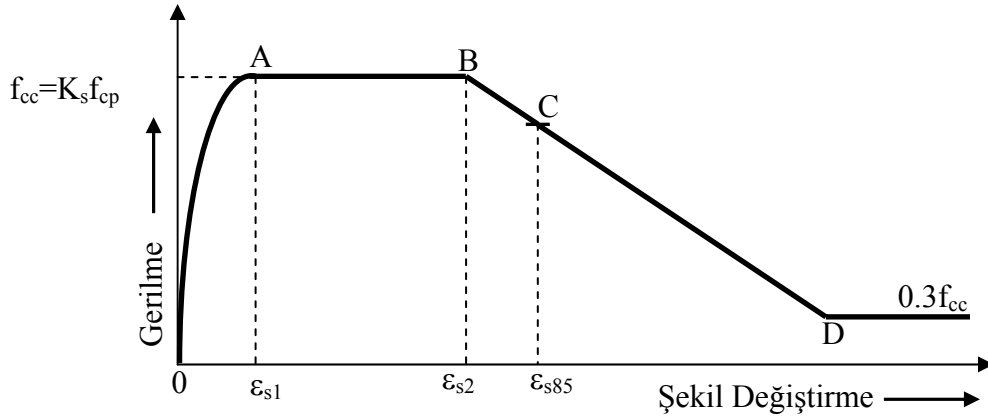
Önceki çalışmaların çoğu basit etriye konfigürasyonları ile hazırlanan dikdörtgen etriyeli, küçük numuneler ile yapılmıştır. Bu testlerin bazıları Sheikh ve Üzümeri tarafından Tablo3.1'de gösterildiği gibi özetlenmiştir, testlerin çoğunda etriyenin çevre uzunluğu ile sınırlandırılmış olan çekirdek alanının kesit alanına oranı küçüktür. Bu yüzden sargılı betonun dayanımının artırılması için çalışılan tüm denemelere rağmen numunenin toplam kapasitesi kabuk betonu düştükten sonra sargısız numunenin kapasitesini aşamamıştır, belki de bu; sargılı betonun dayanımında dikdörtgen etriyelerin faydalı etkileri hakkında araştırmacılar arasında oluşan anlaşmazlığın ana sebebini oluşturmaktadır.

Tablo 3.1 Sheikh ve Üzümeri Tarafından Ulaşılmış Testlerin Özeti

Araştırmacı	Numunenin Detayları			
	Sayısı	Numune Boyutları (cm)	$A_{\text{çekirdek}}/A_{\text{kesit}}$	Boyuna Donatı
King (1946)	164	8.89 x 8.89	0.54-0.61	4 köşe donatı
King (1946)	18	25.4 x 25.4	0.34-0.66	4 köşe donatı
Chan (1955)	9	15.24 x 15.24	0.63-0.92	4 köşe donatı
	7	15.24 x 7.62-12.7/20.32	0.92-0.96	4 köşe donatı
	7	15.24 cm çap	0.97	4 donatı
Bresler ve Gilbert (1961)	2	20.32 x 20.32	0.61	6 donatı
	2	20.32 x 20.32	0.61	8 donatı
Pfister (1964)	4	30.48 x 30.48	0.42-0.53	12 donatı
	3	20.32 x 45.72	0.36-0.49	12 donatı
	4	25.4 x 30.48	0.49	6 donatı
Roy ve Sözen (1964)	45	12.7 x 12.7	0.86-0.9	4 köşe donatı
Bertero ve Felippa (1964)	2	7.62 x 7.62		---
	5	7.62 x 7.62		4 köşe donatı
	2	10.16-2.54/10.16x10.16-2.54/10.16		---
	6	10.16-2.54/10.16x10.16-2.54/10.16		4 köşe donatı
Hudson (1966)	32	10.16 x 10.16	0.46-0.47	8 donatı
	28	15.24 x 15.24	0.63-0.66	8 donatı
Soliman ve Yu (1967)	3	15.24 x 10.16	0.92-1.00	2 donatı
	11	15.24 x 10.16	0.44-0.92	4 köşe donatı
	1	15.24 x 7.62	0.91	4 köşe donatı
	1	15.24 x 12.7	0.93	4 köşe donatı
Shah ve Rangan (1970)	11	5.08 x 5.08	0.83	---
Somes (1970)	42	10.16 x 10.16	0.88-0.92	---
Sargin (1971)	41	12.7 x 12.7	0.65-0.96	---
Burdette ve Hilsdorf (1971)	16	12.7 x 12.7	0.72-1.00	---
	4	12.7 cm çap	1.00	---
Bunni (1975)	4	12.7 x 12.7	0.88-0.90	---
	50	12.7 x 12.7	0.88-0.95	4 köşe donatı
Kaar (1977)	13	25.4 x 40.64	0.68-0.72	4 köşe donatı
	6	12.7 x 20.32	0.70	4 köşe donatı
Vallenas, Bertero ve Popov (1977)	3	25.4 x 25.4	0.78	8 donatı
	3	22.86 x 22.86	0.96	8 donatı
	3	25.4 x 25.4	0.78	---
	3	22.86 x 22.86	0.96	---
Sheikh ve Üzümeri (1980)	24	30.48 x 30.48	0.78	8,12,16

Etriyeler ile sarılmış betonun davranışının belirlenmesi için geçmişte yapılan çalışmaların yetersiz olduğunu düşünen Sheikh ve Üzümeri, Şekil 3.12’de gösterilen gerilme-şekil değiştirme eğrisini önermişlerdir. Eğri üç parçadan oluşmaktadır; OA parçası, A noktası f_{cc} , ϵ_{s1} noktalarının kesişiminde olan ikinci derece bir parabolüdür. f_{cc} terimi numunenin sargılı betonunun basınç dayanımını temsil etmektedir ve K_s , f_{cp} değerine eşittir ki burada f_{cp} : Plak numunede betonun basınç dayanımı, K_s : Dayanım artış faktörüdür. ϵ_1 ve ϵ_2 sırasıyla maksimum gerilmeye karşılık gelen minimum ve maksimum şekil değiştirme değerleridir. ϵ_{s85} eğrinin yük olmayan kolundaki %85 şekil değiştirmeye karşılık gelen maksimum gerilme değeridir. AB ve BC parçaları

eğrinin doğru parçalarıdır. C noktasından itibaren gerilmenin maksimum değerinin %30'una düşerek (D noktası) aynı doğru parçası üzerinde yer alması beklenebilir. D noktasından itibaren yatay çizgi beton davranışının gösterimini üstlenebilmektedir. Fakat testlerin bu bölümündeki deneysel verilerin eksikliği yüzünden bahsedilen bölgenin davranışı C noktasından sonra kesin olarak bilinmemektedir. Daha önce bahsedilen gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin tam anlamıyla tanımlanması için f_{cc} , ϵ_{s1} , ϵ_{s2} ve ϵ_{s85} isimli dört değişkenin bilinmesi gerekmektedir.



Şekil 3.12 Sheikh ve Üzümeri Tافından Önerilen Betonun Genel Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi

Teorik analizlerde, çekirdek içindeki ve kabuktaki boyuna yer değiştirmenin özdeş olduğu ve betondaki her iki bölgenin de içinde az da olsa sargı donatısı bulunduğu, aynı gerilme-şekil değiştirme ilişkisine maruz kaldığı düşünülmektedir. Düşük deformasyonlarda, yatay donatı tarafından sağlanan sarılma önemsenmeyebilir. Beton dayanımı ve yatay sargı arasındaki ilişki aşağıdaki gibi açıklanabilir;

$$f_{cc} = f_{cp} + f(\rho_s, s, f_s, \lambda, \eta) \quad (3.38)$$

ρ_s : Toplam yatay donatı hacminin çekirdeğin toplam hacmine oranını;

s : Etriye aralığını;

f_s : Yatay donatıdaki gerilmeyi;

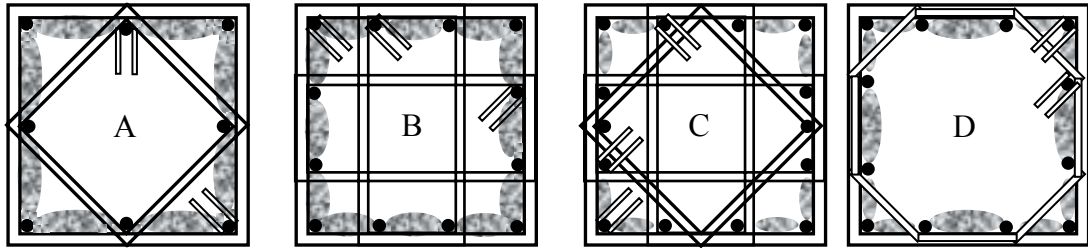
λ : Kesit konfigürasyonunda ve çekirdek çevresindeki boyuna donatıların dağılımında hesaba katılacak olan bir faktörü;

η : Kesitin boyut etkisini temsil etmektedir.

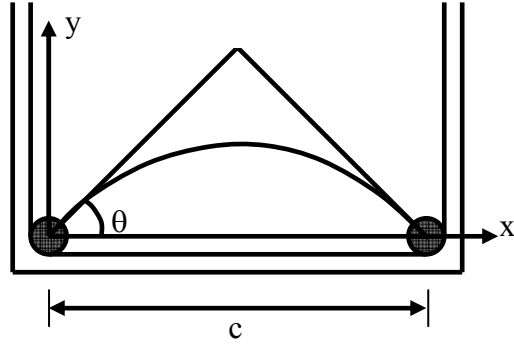
Sarılmış betonun dayanımındaki artış “etkili sarılmış” beton alanına dayanarak hesaplanmıştır. Bu alan etriyenin çevre uzunluğu ile sınırlanmış ve etriye konfigürasyonu ve etriye aralığı ile belirlenmiş nominal çekirdekten daha küçüktür. Etkili sarılmış beton alanı beton dayanımındaki kazancın hesaplanmasında değerlendirilir.

Fret uygulamasından farklı olarak, dikdörtgen etriyeler ile beton çekirdeği hacmine doğru uygulanan basınç doğrusal olmamaktadır. Yüksek şekil değiştirmelerde kabuk betonu döküldüğünde, çekirdek betonunun bir kısmı uygulanan yüke karşı daha az etkili olur. Etriye seviyesindeki etkili sarılmış beton alanı, sargının eğimi ile tamamen desteklenen boyuna donatı çubuklarının dağılımı ile tanımlanır ve tüm pratik durumlar için çekirdek alanından daha az olur. Etriyeler arasındaki orta kesitte etkili olarak sarılmış beton en küçük değere sahiptir ve etriye konfigürasyonuna ilave olarak etriye aralığı ile tanımlanır.

Etriye seviyesinde, boyuna çubuklar arasındaki mesafe ve etriyelerin konfigürasyonuna dayanarak bazı betonların çekirdek yüzeylerinde sargı bulunmamaktadır. Şekil 3.13’de farklı konfigürasyonlarda betonun sarılmamış kısmı gölgelendirilerek gösterilmiştir. Boyuna çubuklar, betonu etkili biçimde kendi bölgelerinde sınırlamışlardır. Şekil 3.13’den çubukların artışı ile toplam gölgeli (sarılmamış) alanların azaldığı görülebilir.



Şekil 3.13 Etriye Seviyelerindeki Sarılmamış Beton



Şekil 3.14 Sarılmamış Betonun Alanının Belirlenmesi

Etkili şekilde sarılmamış olan beton alanı Şekil 3.14’de görüldüğü gibi tahmin edilebilir.

Etkili olarak sarılmış beton çekirdeği alanı beton seviyesinde;

$$A_{co} - \sum_{i=1}^n \frac{c_i^2}{\alpha} \text{ olarak yazılabilir.} \quad (3.39)$$

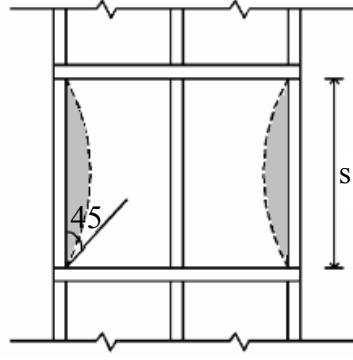
A_{co} : Dıştaki etriyeden itibaren çevrelenmiş çekirdek alanı;

n : Kavis sayısı;

c : Boyuna çubukların merkezden merkeze uzaklığı.

Eğer λ etriye seviyesindeki etkili olarak sarılmış beton alanının çekirdek alanına oranı olarak tanımlanırsa;

$$\lambda = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n c_i^2}{\alpha \cdot A_{co}} \quad (3.40)$$



Şekil 3.15 Etriye Seviyeleri Arasındaki Sarılmamış Beton

Sarılma kuvveti doğrultusunda, basıncın olmadığı çekme gerilme bölgeleri aynı zamanda Şekil 3.15’de görüldüğü gibi kolonun yüksekliği boyunca gelişir. Etriyelerin sıklaştığı bölgede etkili biçimde sarılmış alan daha fazladır. Yine gölgeli alan etkili olarak sarılmamış betonu göstermektedir. Sarılmış ve sarılmamış betonu ayıran eğri, ikinci derece bir denklem ile tanımlanabilir. Bu durumda eğrinin gerçek şekli çok anlamlı değildir. Kolonun dayanımı, etriyeler arasında kalan yarı noktadaki kesite ait en küçük alana bağlıdır. Daha uzun açıklıklar daha küçük sarılmış alanlara ve kusurlara sebep olacaktır.

Şekil 3.16’da gösterildiği gibi, sarılmış betonu belirleyen kavisin üç boyutlu gösterimi ile iki etriye arasındaki kritik orta kesitte etkili olarak sarılmış betonun gerçek alanını bulmak, özellikle eğrilerin profili bilinmediği zaman oldukça zordur.

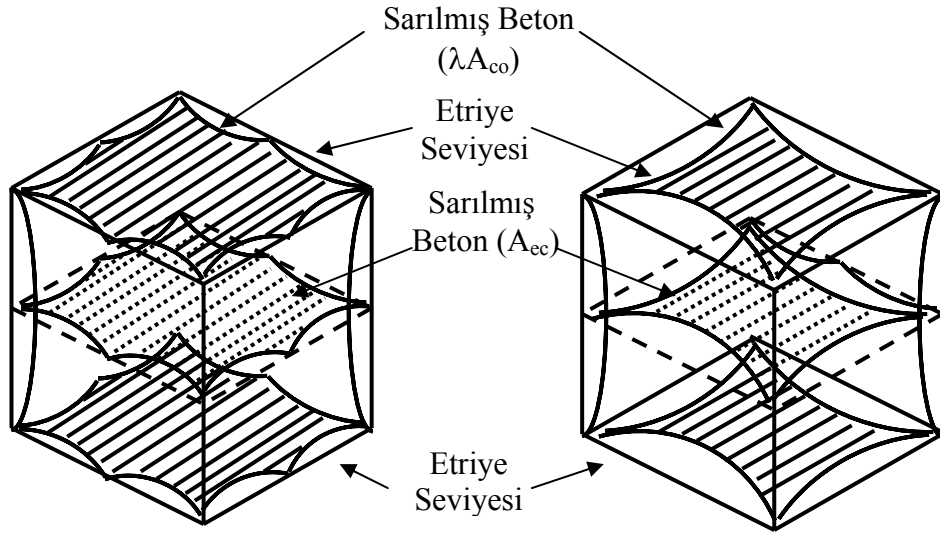
Bununla birlikte, kritik kesitin alanı aşağıdaki gibi temsil edilebilir;

Çekirdek Alanı: $A_{co} = B.H$ (3.41)

Etriye Seviyesindeki Etkili Sarılmış Alan = $\lambda.A_{coi}$ (3.42)

Etriye Seviyesindeki A_{co} ’ın Azalmasının İhmal Edilmesi,
Etriyeler Arasındaki Orta Kesitte Etkili Olarak Sarılmış Alan $= (B-2y_m)(H-2y_m)$ (3.43)

Kritik Kesitte Etkili Olarak Sarılmış Beton Alanı: $A_{ec} = \lambda(B-2y_m)(H-2y_m)$ (3.44)



Şekil 3.16 Kritik Kesitlerin Belirlenmesi - Sarılmış ve Sarılmamış Betonun Üç Boyutlu Görünüşü

B ve H: Etriye'nin merkezden merkeze uzunluğu olan çekirdeğin çevresi;
 y_m : Etriye arasındaki verilen y 'nin maksimum değeri
 $y_m=0.25 s \tan\theta$ 'dir.

Etkili olarak sarılmış betonun alanı A_{ec} , aşağıdaki denklem ile çekirdek alanıyla ilişkilendirilebilir;

$$A_{ec} = \lambda (B - 0.5 s \tan\theta) (H - 0.5 s \tan\theta) = \lambda^* \times A_{co} \quad (3.45)$$

Bu yüzden; λ^* kritik bölgede etkili olarak sarılmış betonun çekirdek alanına oranı olarak tanımlanabilir. λ Sadece etriye konfigürasyonunun etkisini içerirken, λ^* etriye konfigürasyonu ve aralığı etkilerini birleştirerek hesaba katar.

Sargı dolayısıyla beton dayanımında elde edilen kazanç;

$$P_{add} = A_{ec} \beta (\rho_s f'_s)^\lambda \quad (3.46)$$

$$K_S = 1.0 + \frac{A_{ec}}{P_{occ}} \beta (\rho_s f'_s)^\lambda \quad (3.47)$$

(3.40) ve (3.45) denklemlerinin (3.47) denklemine uygulanmasıyla;

$$K_s = 1.0 + \frac{1}{P_{occ}} \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n c_i^2}{\alpha A_{co}}\right) \left(1 - \frac{0.5s}{B} \tan \theta\right) \left(1 - \frac{0.5s}{H} \tan \theta\right) \cdot BH \beta (\rho_s f'_s)^\lambda \quad (3.48)$$

Üniform yayılı düşey donatılı kare kesit için denklem;

$$K_s = 1.0 + \frac{1}{P_{occ}} \left(1 - \frac{nC^2}{\alpha B^2}\right) \left(1 - \frac{0.5s}{B} \tan \theta\right)^2 B^2 \beta (\rho_s f'_s)^\lambda \quad (3.49)$$

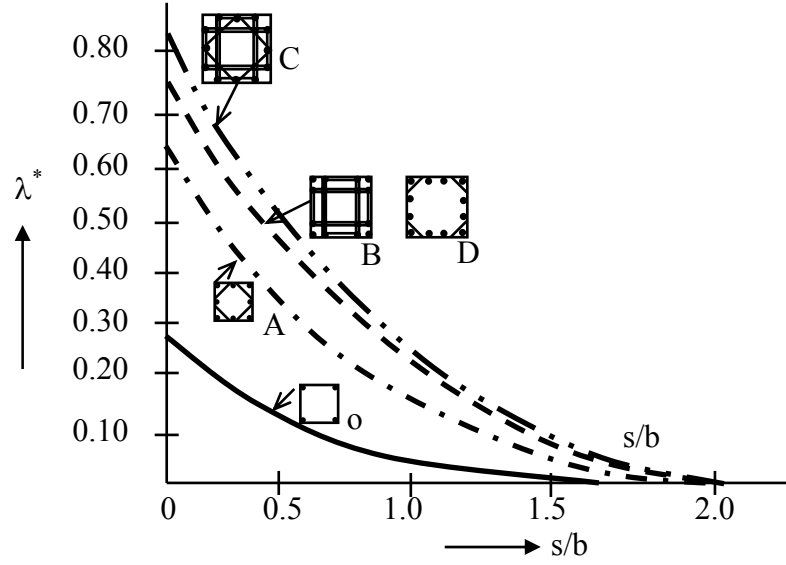
Sheikh ve Üzümeri deneylerin sonuçları ile α , θ , β ve λ ' değerlerini hesap etmek için 24 numuneyi geniş kapsamlı şekilde kullanmışlardır. Kümülatif mutlak hataların tüm numuneler için asgariye indirilmesindeki tek kriter; deneysel sabitlerin belirlenmesi olmuştur. Hata; $\sum_1^{24} \text{abs}[(K_s)_{exp} - (K_s)_{anal}] / (K_s)_{exp}$ denkleminde hesaplanmıştır.

Regresyon analizinden sabitler için aşağıdaki değerler seçilmiştir. 24 Kolon için kümülatif hata her bir kolon için 0.035 olmak üzere akma 0.836'dır. $\alpha=5.5$; $\theta=45^\circ$; $\lambda=0.5$; $\beta=0.0071$ (f'_s = megapaskal)

Sonuç denklemi şu şekilde yazılabilir;

$$K_s = 1.0 + \frac{B^2}{140P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5B^2}\right) \left(1 - \frac{s}{2B}\right)^2 \sqrt{\rho_s f'_s} \right] \quad (3.50)$$

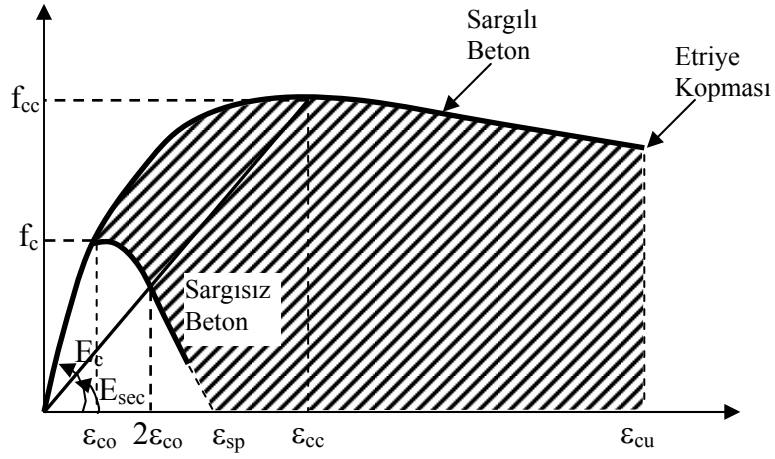
Boyuna donatının davranışı ve λ^* ile gösterilen sargının etkisi kare kolon çekirdeği için Şekil 3.17'de gösterilmiştir. Etriye aralığı çekirdek hacminden iki kat büyük olduğunda sargının betonun dayanımına etkisinin hiç olmadığı görülmüştür[81,82,83].



Şekil 3.17 Etriye Aralığının Bir Fonksiyonu Olarak Etkili Sarılmış Beton Alanı ve Çeşitli Kare Donatı Konfigürasyonları için Çekirdek Alanı

3.1.11 Mander (1988) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi

Mander vd. 1988 yılında hem spiral hem de dörtgen enine donatılı kesitlere uygulanabilen bir model önermişlerdir. Model, Sheikh&Üzümeri modeline benzer şekilde etkili olarak sargılanan beton alanının hesaplanmasına dayanmaktadır. Modele göre etkili sargılanamayan beton alanı; yatayda boyuna tutulu donatılar arasında, düşeyde de enine donatı adımları arasında, 45 derece ilk eğim açısına sahip ikinci derece bir parabol şekline sahiptir. Sheikh&Üzümeri modelinde merkezden merkeze alınan donatılar arası mesafe yerine donatılar arasında bulunan net açıklık dikkate alınmaktadır. Mander tarafından önerilen sargısız ve sargılı beton davranış modelleri Şekil 3.18'de gösterilmiş ve denklemleri de aşağıda verilmiştir.



Şekil 3.18 Mander Tafından Önerilen Betonun Genel Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad (3.51a)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \epsilon_c > \epsilon_{cu} \quad (3.51b)$$

$$f_{cc} = f_c \left[2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_1}{f_c}} - \frac{2 f_1}{f_c} - 1.254 \right] \quad (3.52)$$

$$x = \epsilon_c / \epsilon_{cc} \quad (3.53)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \frac{f_{cc}}{f_c} \right] \quad (3.54)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.55)$$

$$E_{sec} = f_{cc} / \epsilon_{cc} \quad (3.56)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad (3.57)$$

$$f_1 = \frac{f_{1x} + f_{1y}}{2} \quad (3.58)$$

$$f_{1x} = k_o \cdot \frac{A_{shx} \cdot f_{sy}}{s \cdot b} \quad (3.59)$$

$$f_{1y} = k_o \cdot \frac{A_{shy} \cdot f_{sy}}{s \cdot h} \quad (3.60)$$

$$k_o = \frac{(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6 \cdot b \cdot h})(1 - \frac{s'}{2 \cdot b})(1 - \frac{s'}{2 \cdot h})}{1 - \rho_{cc}} \quad (3.61)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{sy} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (3.62)$$

Burada;

f_1 : Ortalama yanal sargı basıncı,

f_{1x} : X yönünde oluşan sargı basıncı,

f_{1y} : Y yönünde oluşan sargı basıncı,

k_e : Sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı,

A_{shx} : X yönünde uzanan toplam enine donatı kesit alanı,

A_{shy} : Y yönünde uzanan toplam enine donatı kesit alanı,

b : Enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu X'e paralel boyutu,

h : Enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu Y'ye paralel boyutu,

s : Enine donatı merkezinden merkezine ölçülen etriye aralığı,

s' : Enine donatı net aralığı,

n : Boyuna donatı sayısı,

w_i : Boyuna donatılar arası i 'nci net açıklık,

ρ_{cc} : Boyuna donatı kesit alanının beton çekirdek alanına oranı,

ϵ_{cu} : Beton nihai basınç birim şekil değiştirme değeri,

ϵ_{cc} : Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme değeri,

ϵ_{su} : Enine donatı nihai çekme birim şekil değiştirme değeridir[84,85].

3.1.12 Kappos (1991) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi

Yakın geçmişte Kappos tarafından yapılan çalışmada tüm etriye şekilleri için bir sargı indeksi geliştirilmeye çalışılmış ve Şekil 3.19'da gösterilen gerilme-şekil değiştirme modeli önerilmiştir. Toplam 63 kolon numunesinin beş farklı program kullanılarak test edildiği deneysel veriler yardımıyla aşağıdaki genel denklem ortaya atılmıştır.

$$K = 1 + \alpha(\omega_w)^b \quad (3.63)$$

Deneysel katsayılar; α ve b değerleri aşağıdaki gibidir.

$\alpha=0.55$	$b=0.75$	tek kollu etriye için
$\alpha=1.00$	$b=1.00$	elmas şekilli çift etriye için
$\alpha=1.25$	$b=1.00$	çok sayıdaki etriye için (üç yada daha fazla)

(3.63) Denklemi tek kollu etriye durumunda diğer modellerden çok daha iyi sonuçlar vermiştir. 63 Numune için çift ve daha fazla etriye durumunda ise karşılaştırılabilir sonuçlar bulunmuştur. ϵ_{cc1} şekil değiştirmesi göz önünde bulundurularak en üst pik gerilmesi ile yöndeş olan Park, Priestley ve Gill (1982) tarafından aktarılan $\epsilon_{cc1}=K\epsilon_{c1}$ değeri, ki burada $\epsilon_{c1}=\%0,2$ 'dir, ve sarılmamış beton için (Kappos 1991 $\epsilon_{cc1}=K^2\epsilon_{c1}$ değerini daha iyi deneysel kayıtlar ile bulduğunda) uygun değerdir. Sheikh ve Üzümeri tarafından gerilmenin sürekli ϵ_{cc1} ve ϵ_{cc2} değeri arasında kaldığı düşünülmüştür,

$$\epsilon_{cc1}=80K_s f_c \times 10^{-6} \quad (3.64)$$

$$\epsilon_{cc2} = 0.0022 \left\{ 1 + \frac{248}{b_i} \left[1 - 5 \left(\frac{s}{b_c} \right)^2 \right] \frac{\rho_w f_{yw}}{f_c^{1/2}} \right\} \quad (3.65)$$

burada, f_c, f_{yw} MPa ve b_i mm birimindedir.

Eğrinin azalan kolu göz önünde bulundurularak (daha önce bahsedilen tüm modellerde lineerdir) Park, Priestley ve Gill (1982) aşağıdaki genelleştirmeyi önermişlerdir;

$$z = \frac{0.5}{\epsilon_{cc50} - \epsilon_{cc1}} \quad (3.66)$$

burada;

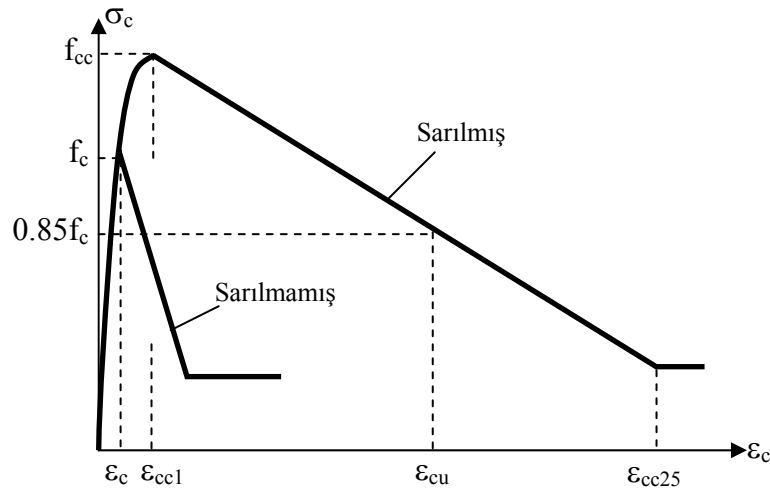
$$\epsilon_{cc50} = \frac{3 + 0.29f_c}{145f_c - 1000} + 0.75\rho_w \left(\frac{b_c}{s} \right)^{1/2} \quad (3.67)$$

Aynı denklemlerde f_c yerine f_c/K ifadesi Kappos (1991) modeline uygulanmıştır. Sargının yardımı ile azalan eğrinin dikliğini (3.67) denkleminin ikinci terimi ile açıklar, bu da hacimsel oran ve etriye aralığı değerlerinin hesaba katılması anlamına gelmektedir. Benzer bir açıklama Sheikh ve Üzümeri (1982) tarafından kullanılmıştır, burada eğrinin azalan bölümü $\epsilon_{cc2} > \epsilon_{cc1}$ deformasyonu ile başlamaktadır.

$$z = \frac{0.5}{0.75\rho_w(b_c/s)^{1/2}} \quad (3.68)$$

Sheikh-Üzümeri (1982) ve Kappos (1991) modellerinde, etriyenin merkezinden itibaren tanımlanan hacimsel oran (ρ_w) olarak isimlendirilmiştir. Park, Priestley ve Gill (1982) ρ_w değerini etriyenin dış tarafından itibaren tanımlamışlardır. (3.68) denkleminin temelinde σ - ϵ diyagramının azalan eğrisi boyunca maksimum dayanım değerinin %15 düştüğü nokta bulunmaktadır. Apsis noktası;

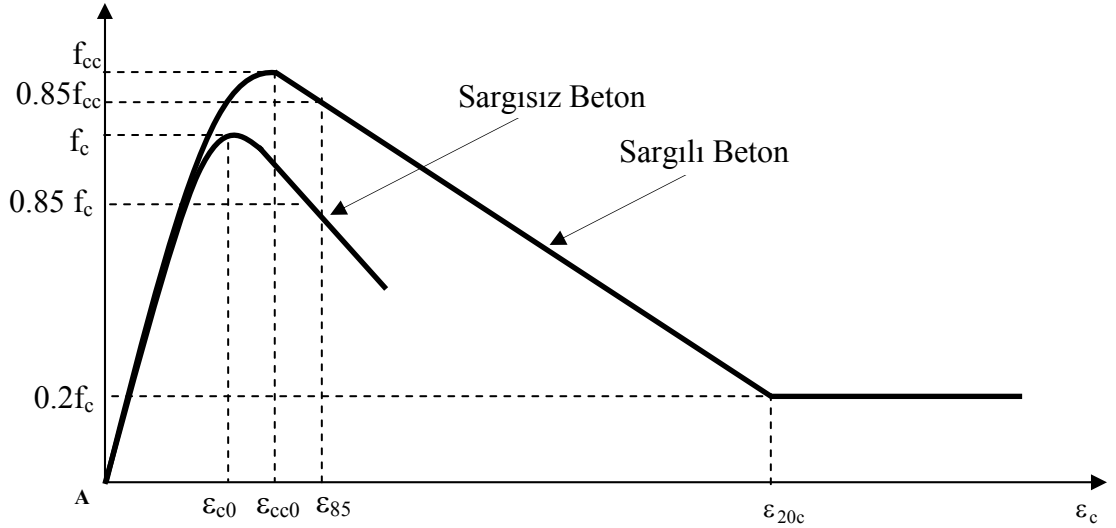
$$\epsilon_{cc85} = 0.22\rho_w\sqrt{b_c/s} + \epsilon_{cc2} \quad (3.69)$$



Şekil 3.19 Kappos Tafından Önerilen Betonun Genel Gerilme-Şekil Değişirme Eğrisi[86]

3.1.13 Saatçioğlu&Razvi (1992) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi Modeli

1992 yılında Saatçioğlu ve Razvi tarafından önerilen model, enine donatı yakınında maksimuma ulaşan ve donatılar arasında azalan yanal basıncın ortalama değerinin hesaplanması esasına dayanır. Artan ilk bölüm bir parabol, düşen kol bir doğrudan oluşur. Kent&Park ve Sheikh&Üzümeri modelleri gibi içsel sürtünme nedeniyle beton gerilme dayanımının belirli bir oranının altına düşmediği varsayılır ($0.20f_{cc}$). Model denklemleri aşağıda özetlenmiştir.



Şekil 3.20 Saatçioğlu&Razvi Tarafından Önerilen Betonun Genel Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi

$$\sigma_c = f_{cc} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{1+2\lambda} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (3.70)$$

$$\sigma_c = f_{cc} \left[1 - \frac{0.15(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_{cc}} \right] \quad \varepsilon_{20} > \varepsilon_c > \varepsilon_{cc} \quad (3.71)$$

$$\sigma_c = 0.2f_{cc} \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad (3.72)$$

$$f_{cc} = k_3 f_c + k_1 f_{le} \quad (3.73)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} (1 + 5\lambda) \quad (3.74)$$

$$\lambda = \frac{k_1 f_{1e}}{k_3 f_c} \quad (3.75)$$

$$k_1 = 6.7(f_{1e})^{-0.17} \quad (3.76)$$

$$\varepsilon_{85} = 260\rho_s \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{085} \quad (3.77)$$

$$f_{1e} = \frac{f_{1ex} b_x + f_{1ey} b_y}{b_x + b_y} \quad (3.78)$$

$$f_{1ex} = \beta_x f_{1x} \quad (3.79)$$

$$f_{1ey} = \beta_y f_{1y} \quad (3.80)$$

$$f_{1x} = \frac{\sum A_0 f_{sx} \sin \alpha_x}{s b_x} \quad (3.81)$$

$$f_{1y} = \frac{\sum A_0 f_{sy} \sin \alpha_y}{s b_y} \quad (3.82)$$

$$\beta_x = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_x}{a_x}\right) \left(\frac{b_x}{s}\right) \left(\frac{1.0}{f_{1x}}\right)} \quad (3.83)$$

$$\beta_y = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_y}{a_y}\right) \left(\frac{b_y}{s}\right) \left(\frac{1.0}{f_{1y}}\right)} \quad (3.84)$$

Burada;

f_{1e} : Efektif yanal sargı basıncı,

f_{1x} : X yönünde oluşan sargı basıncı,

f_{1y} : Y yönünde oluşan sargı basıncı,

f_{1ex} : X yönünde oluşan efektif sargı basıncı,

f_{1ey} : Y yönünde oluşan efektif sargı basıncı,

k_1 : Betonun özelliğine bağlı katsayı,

k_e : Sargılamanın etkinliği ile ilgili katsayı,

A_0 : Enine donatı kesit alanı,

b_x : Enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu X'e paralel boyutu,

b_y : Enine donatı merkezlerinden ölçülen çekirdek betonu Y'ye paralel boyutu,

s : Enine donatı merkezinden merkezine ölçülen etriye aralığı,

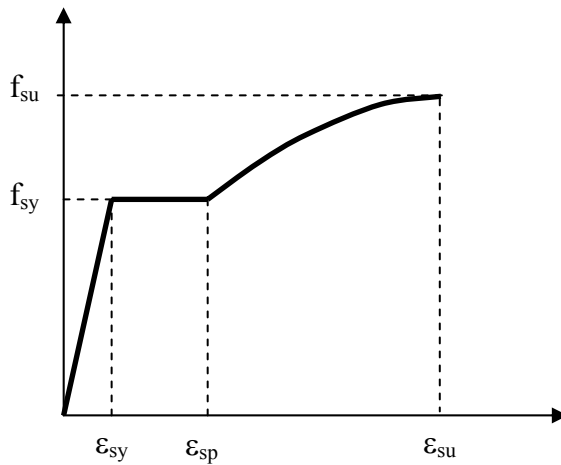
a_x : b_x boyunca tutulan boyuna donatılar arası mesafe,

ay: by boyunca tutulan boyuna donatılar arası mesafe,
αx: Enine donatı ve bx arasındaki açı,
αy: Enine donatı ve by arasındaki açıdır[87].

3.2 Donatı Modeli

Betonarme; beton ve donatı çeliğinden oluşan kompozit bir malzemedir. Bu sebeple dayanım-deformasyon ilişkisinin belirlenmesi için, onu oluşturan donatı çeliğinin de birim şekil değiştirme-gerilme ilişkisinin bilinmesi gereklidir. İzotropik ve homojen yapısı nedeniyle çeliğin gerilme-şekil değiştirme ilişkisi üzerinde beton kadar çok sayıda ve farklı yapıda model bulunmamaktadır.

Literatürde bulunan yumuşak çelik ve daha sert çelikler için önerilen modelleri inceleyerek; Mander her iki tür çelik içinde kullanılabilecek bir model önermiştir. Bu modelde akma birim şekil değiştirme değerine kadar gerilme değeri doğrusal artmakta, bu değerden sonra akma platosunda bir müddet akma dayanımında sabit kalmakta ve daha sonra pekleşerek nihai birim şekil değiştirme değerine ulaşmaktadır. Pekleşme bölgesi çelik özelliklerine bağlı olarak değişen derecede bir eğri denklemi şeklidir(Şekil 3.21).



Şekil 3.21 Çelik için Gerilme-Şekil Değiştirme Modeli

Üç bölümden oluşan modelin denklemi :

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad (3.85)$$

$$\sigma_s = f_{sy} \quad \varepsilon_{sp} \geq \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \quad (3.86)$$

$$E_s = f_{sy} / \varepsilon_{sy} \quad (3.87)$$

$$\sigma_s = f_{su} + (f_{sy} - f_{su}) \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sp}} \right]^P \quad \varepsilon_{su} \geq \varepsilon_s > \varepsilon_{sp} \quad (3.88)$$

$$P = E_{sh} \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sp}}{f_{su} - f_{sy}} \right] \quad (3.89)$$

Burada;

σ_s : Çelik gerilmesi,

ε_s : Çelik birim şekil değiştirme,

ε_{sy} : Çelik akma birim şekil değiştirme,

ε_{sp} : Çeliğin pekleşmeye başladığı birim şekil değiştirme değeri,

ε_{su} : Çelik nihai birim şekil değiştirme değeri,

f_{sy} : Çelik akma dayanımı,

f_{su} : Çelik nihai dayanımı,

E_s : Çelik elastisite modülü,

E_{sh} : Çelik pekleşme modülü,

P: Çeliğin pekleşme derecesidir.

Görüldüğü gibi çeliğin pekleşme denklemi P'inci dereceden bir denklemdir ve E_{sh} katsayısına bağlıdır. E_{sh} modellenecek çelik donatı ile yapılan deneylerden elde edilmelidir fakat elde mevcut veri yoksa pekleşme denklemi ikinci derece bir denklem olarak alınabilir [88].

4. MATERYAL VE METOT

Bu bölümde; araştırmada kullanılan betonun üretimindeki normal agrega, karma suyu ve çimento ile donatıya ait teknik bilgilere, deney düzeneğinin kurulum safhalarına ve deney uygulamalarına yer verilmiştir.

4.1 Materyal

4.1.1 Agrega Özellikleri

Bu çalışmada kullanılan betonun üretiminde Balıkesir civarındaki Çavlan taş ocağından temin edilen normal agrega kullanılmıştır.

Kullanılan agregaların 0-4 mm elekten geçen kısmının gevşek yığın yoğunluğu 1630 kg/m^3 , su emme oranı %0.57; 5.6-11.2 mm elekten geçen kısmının gevşek yığın yoğunluğu 1340 kg/m^3 , su emme oranı %0.24; 11.2-22.4 mm elekten geçen kısmının gevşek yığın yoğunluğu 1340 kg/m^3 , su emme oranı %0.20'dir.

4.1.2 Beton Karma Suyunun Özellikleri

Araştırmada kullanılan betonun üretiminde karma suyu olarak kullanılan su, Balıkesir Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi su şebekesinden sağlanmıştır.

4.1.3 Çimento'nun Özellikleri

Araştırmada kullanılan betonların üretiminde, Balıkesir Set Çimento tarafından üretilen CEM I PÇ 42.5 R çimentosu kullanılmıştır. Bu çimentonun TS EN 197 standardına uygun olduğu Balıkesir Çimento Laboratuvarında onaylanmıştır.

Balıkesir Çimento Laboratuvar'ı tarafından yapılan analizin sonuçları Tablo4.1'de verilmiştir.

Tablo 4.1 Araştırmada Kullanılan Çimentoya ait Değerler

Kimyasal Özellikler	Elde Edilen Değerler	Standart Değerler
Kızdırma Kaybı	3.22	Max. 5.00
Çözünmeyen Kalıntı	0.43	Max. 5.00
Magnezyum Oksit	1.58	
Kükürt Trioksit	2.94	Max. 4.00
Klorür	0.0035	Max. 0.1
Fiziksel Özellikler		
Özgül Yüzey (cm ² /g)	3472	
2 Günlük Basınç Dayanımı (N/mm ²)	29.6	Min. 20
7 Günlük Basınç Dayanımı (N/mm ²)	41.9	
28 Günlük Basınç Dayanımı (N/mm ²)	53.6	Min. 42.5
Priz Başlangıcı (dakika)	163	Min. 1 saat
Priz Sonu (dakika)	227	Min. 10 saat
Hacim Genleşmesi (mm)	1	Max. 10

4.1.4 Beton Katkısı

Araştırmada kullanılan betonun üretiminde Sikament FFN süper akışkanlaştırıcı beton katkıları kullanılmıştır. Katkıya ait teknik bilgiler Tablo 4.2'de gösterilmiştir.

Tablo 4.2 Süper Akışkanlaştırıcı Katkıya ait Teknik Bilgiler

Kimyasal Yapı	Melamin sülfonat polimeri esaslı sıvı
Yoğunluk	1.20 – 1.24 kg/l, 20°C’de
pH Değeri	7–11
Donma Noktası	-10°C
Toplam Klorür iyon içeriği	En fazla % 0.1, (TS EN 934-2)
Alkali Miktarı (%Na₂O Eşdeğeri Olarak)	En fazla % 7

4.2 Metot

Bu bölümde, çalışmada kullanılan betonun üretimindeki agrega oranları, çimento miktarı, su miktarı seçimi, beton karışım oranlarına yer verilmiştir.

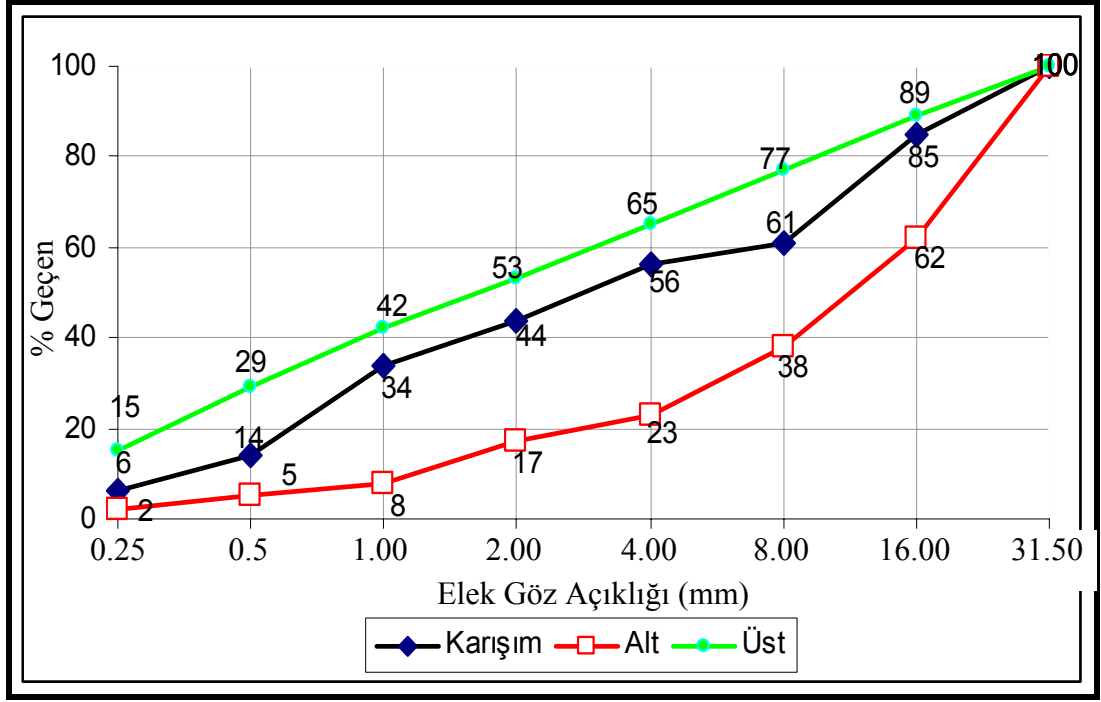
4.2.1 Deneylerde Kullanılan Betonların Hazırlanması

Balıkesir Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Laboratuvarında TS 802’de verilen elverişli granülometrik bölgelerle karşılaştırmalar yapılmıştır.

Agregaların ve karışımın elekten geçen malzeme yüzdeleri Tablo 4.3’de, karışımların granülometrisi ile elverişli granülometrik bölgeler ise Şekil 4.1’de verilmiştir. Oluşturulan üç farklı karışımında, 1 m³ karışıma giren malzeme miktarları Tablo 4.4’de gösterilmiştir.

Tablo 4.3 Karışık agreganın tane dağılımı ve elverişli granülometri değerleri

Elek Göz Açıklığı (mm)	0.25	0.50	1.00	2.00	4.00	8.00	16.00	31.50
Alt Sınır (% Geçen)	2	5	8	17	23	38	62	100
İdeal Sınır (% Geçen)	8	18	28	37	47	62	80	100
Üst Sınır (% Geçen)	15	29	42	53	65	77	89	100
Karışım (% Geçen)	6	14	34	44	56	61	85	100



Şekil 4.1 Araştırmada Kullanılan Karışık Agreganın Granülometri Eğrisi

Tablo 4.4 1m³ Beton için Karışıma Giren Malzeme Miktarları

Karışım	Çimento (kg)	Su (kg)	Mıcır I (kg)	Mıcır II (kg)	Doğal Kum(kg)	Taş Tozu(kg)	Katkı (kg)
K1	300	150	200	680	480	480	2.40
K2	350	160	200	700	480	480	2.80
K3	275	150	200	650	480	450	1.65

4.2.2 Deney Numunelerinin Hazırlanması ve Kür Koşulları

Deneylerde kullanılacak numuneler için her birinden 3'er adet numune elde edilecek şekilde 5 adet kalıp hazırlanmıştır. Beton karışımı Balıkesir Üniversitesi Kampüsü, Müh-Mim. Fakültesi'nde Şekil 4.2, Şekil 4.3 ve Şekil 4.4'de görüldüğü gibi üretilmiş ve vibrasyon uygulanarak kalıplara yerleştirilmiştir.



Şekil 4.2 Beton Karışımının Hazırlanması



Şekil 4.3 Beton Karışımının Kalıplara Yerleştirilmesi



Şekil 4.4 Deney Numuneleri

Hazırlanmış numuneler Şekil 4.5’de gösterildiği gibi 1 hafta boyunca kür havuzunda muhafaza edilmiştir.



Şekil 4.5 Kür Havuzunda Tutulan Silindir, Kolon ve Küp Numuneler

4.3 Küp ve Silindir Numuneler ile Eksenel Basınç Dayanımları’nın Belirlenmesi

Hazırlanan Küp numuneler 7. ve 28. günlerde kırılarak eksenel basınç dayanımları belirlenmiştir. Silindir numuneler ise 28. gün kırılmış ve tüm değerler Tablo 4.5’de gösterilmiştir.



Şekil 4.6 Eksenel Basınç Dayanımı Belirlenen Küp Numuneler

Tablo 4.5 Küp ve Silindir Numunelere ait Eksenel Basınç Dayanımları

Karışım	Numune No	7 Günlük Küp Dayanımları		28 Günlük Küp Dayanımları		28 Günlük Silindir Dayanımları	
		Yük (kg)	Gerilme (kg/cm ²)	Yük (kg)	Gerilme (kg/cm ²)	Yük (kg)	Gerilme (kg/cm ²)
K1	1	61680	274,1	97870	435,0	51930	293,9
	2	50830	225,9	106800	474,6	54930	310,8
	3	66170	294,1	75610	336,0	50910	288,1
	4	58462	259,8	80265	356,7	53476	302,7
	5	57043	253,5	81553	362,4	52289	296,0
	6	60360	268,2	79400	352,8	54241	307,1
K2	1	67110	298,2	100800	448,1	45010	254,7
	2	80860	359,4	104500	464,5	37150	210,3
	3	80750	358,9	106100	471,8	61910	350,4
	4	70160	311,8	63660	282,9	65770	372,2
	5	67970	302,1	81190	360,8	36400	206,0
	6	67660	300,7	86080	382,6	46710	265,4
K3	1	81110	360,5	97290	432,4	42380	239,8
	2	77970	346,6	98140	436,2	44210	250,2
	3	74010	328,9	94270	419,0	46920	265,5
	4	54480	242,1	77800	345,8	47170	266,9
	5	52290	232,4	79610	353,8	42250	239,1
	6	52010	231,1	76550	340,2	46820	265,0
KB1	1	53780	239,0	67410	299,6	49750	281,5
	2	54730	243,2	68210	303,2	31590	178,7
	3	54640	242,9	67580	300,4	47200	267,1
KB2	1	44590	198,2	44420	197,4	39400	223,0
	2	43710	194,3	53640	238,4	38940	220,3
	3	44490	197,7	54350	241,5	40450	228,9

4.4 Silindir Numuneler ile Elastisite Modülü'nün Belirlenmesi

Hazırlanan silindir numunelere Şekil 4.7'de görüldüğü gibi kükürt-grafit karışımından oluşan başlık oluşturulmuştur. Daha sonra TS3502'ye[89] uygun olarak her bir gruptan 4'er adet silindir numune basınç dayanımlarının %40'ına kadar dörder kez yüklenip boşaltılarak Şekil 4.8'de görülen düzenek yardımı ile Elastisite Modülleri belirlenmiştir.



Şekil 4.7 Numunelerin Başlıklanması

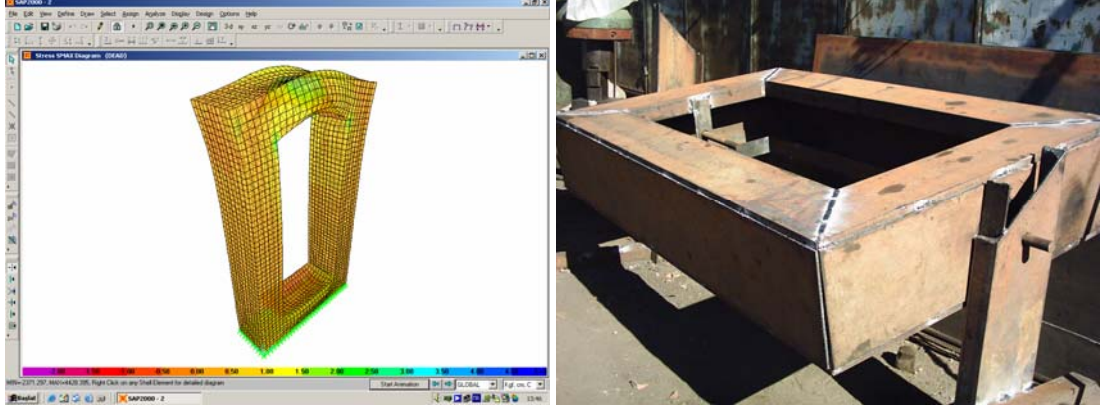


Şekil 4.8 Elastisite Modülünün Belirlenmesi için Oluşturulan Deney Düzeneği

4.5 Deney Düzeneğinin Hazırlanması

15x15x100cm boyutlarındaki kolon numunelerin aksenal basınç altında kırılabilmesi için Balıkesir Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Laboratuvarında 100 ton aksenal basınç kapasiteli bir

yükleme çerçevesi hazırlanmıştır. Yüklemeye çerçevesi için statik analizler Sap2000 programı ile yapılmış ve taşıyıcı sistemi boyutlandırılmıştır.



Şekil 4.9 Yüklemeye Çerçevesinin Oluşturulması

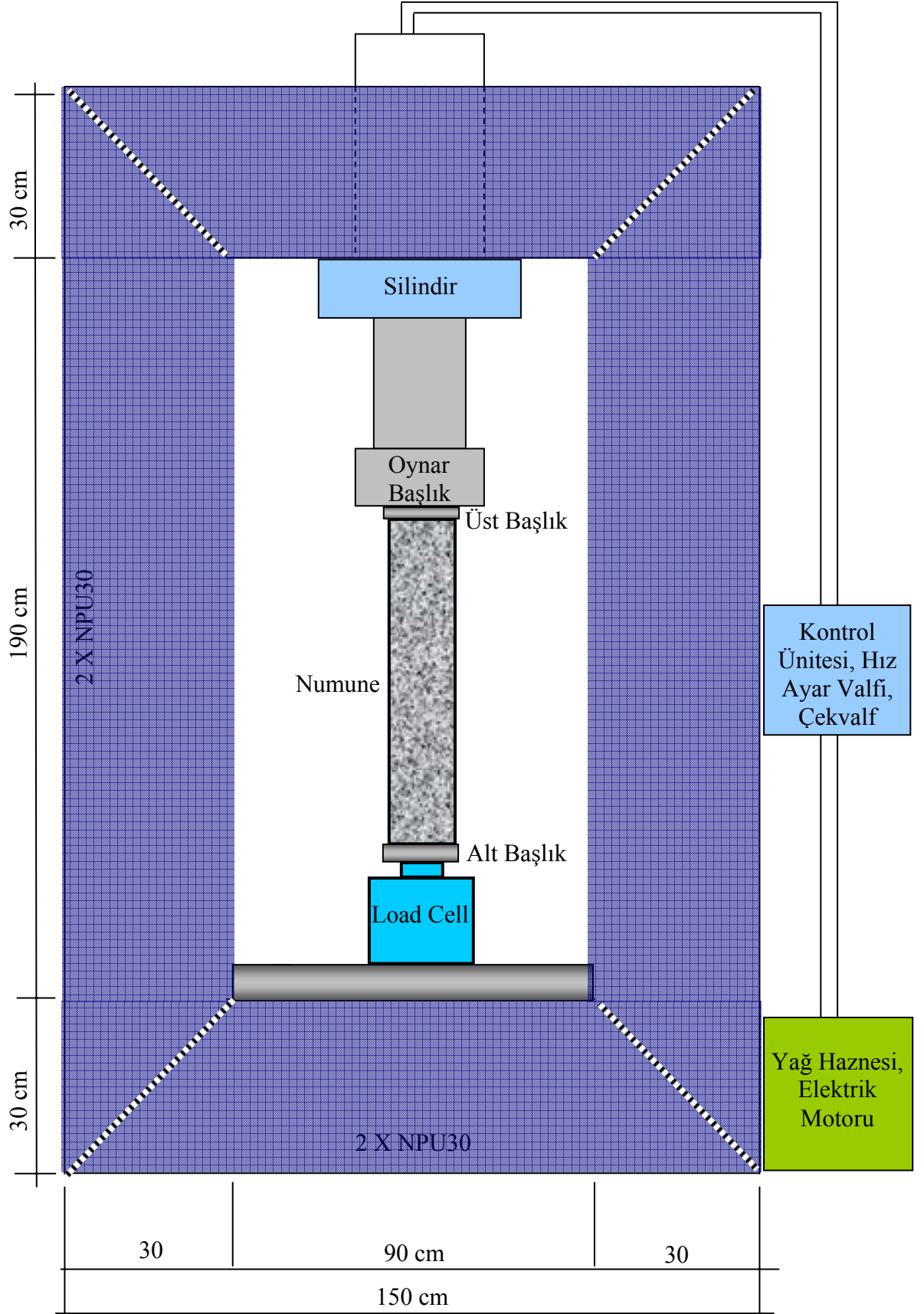
100 ton aksenal basınç kapasitesine sahip yüklemeye çerçevesinin hidrolik aksamı 24 cm çapında silindir, elemanlı pompa, yağ haznesi, elektrik motoru, yüklemeye hızını düzenleyen üç yollu hız ayar valfi ve yükün istenilen noktada sabitlenmesini sağlayan pilot uyarılı çek valfden oluşmaktadır. Deneyin uygulanışı sırasında yükün aksenal olarak yüklenmesini sağlamak amacı ile deney düzeneğine oynar başlık monte edilmiştir.

Deney uygulanışı sırasında yük ve yer değiştirme verileri için 16 kanallı veri aktarıcı ve TDG CODA veri toplama yazılım paketi kullanılmıştır[90]. Her bir kanaldan saniyede sekiz kez okuma alınmıştır. Yük değerleri 200 ton kapasiteli Loadcell ve yer değiştirme değerleri ise 250 mm kapasiteli LVDT'ler yardımı ile üç noktadan alınmıştır. LVDT'lerin numunelere sabitlenmesini sağlayan kelepçelerin ara mesafesi; başlıksız kolon numunelerinde 145 mm, beton başlıklı kolon numunelerinde ise 280 mm'dir.



Şekil 4.10 Numuneye Sabitlenen LVDT'ler

Yüklemenin yapıldığı kolonun alt ve üst yüzeyine yükün düzgün yayılı olarak aktarılabilmesi için çelik başlıklar yerleştirilmiştir. Deney düzeneği Şekil 4.11 de gösterilmiştir.



Şekil 4.11 Deneý Düzenegi

4.6 Kolon Numunelerin Elastisite Modüllerinin Belirlenmesi

Tablo 4.6’da görüldüğü gibi; K1,K2,K3 karışımlarından 30’ar adet, KB1 ve KB2 karışımlarından 6’şar adet olmak üzere toplamda 102 adet kolon numune oluşturulmuştur. Hazırlanan kolon numuneler Beton Karışımlarına göre K1, K2, K3, KB1, KB2 ve Donatı Oranlarına göre D0, D1, D2, D3, D4 olarak isimlendirilmiştir.

Tablo 4.6 Donatı Oranı ve Beton Karışımına Göre Oluşturulan Kolon Numune Miktarları

	Donatısız (D0)	4φ10 (D1)	4φ12 (D2)	4φ14 (D3)	4φ16 (D4)	Toplam
K1	6	6	6	6	6	30
K2	6	6	6	6	6	30
K3	6	6	6	6	6	30
KB1	---	6	---	---	---	6
KB2	---	---	6	---	---	6
Toplam Numune						102

Deneyleerde numuneler $KX_1DX_2X_3X_4$ şeklinde isimlendirilmiştir. Burada;

X_1 : Karışım numarasını

X_2 : Donatı yüzdesini

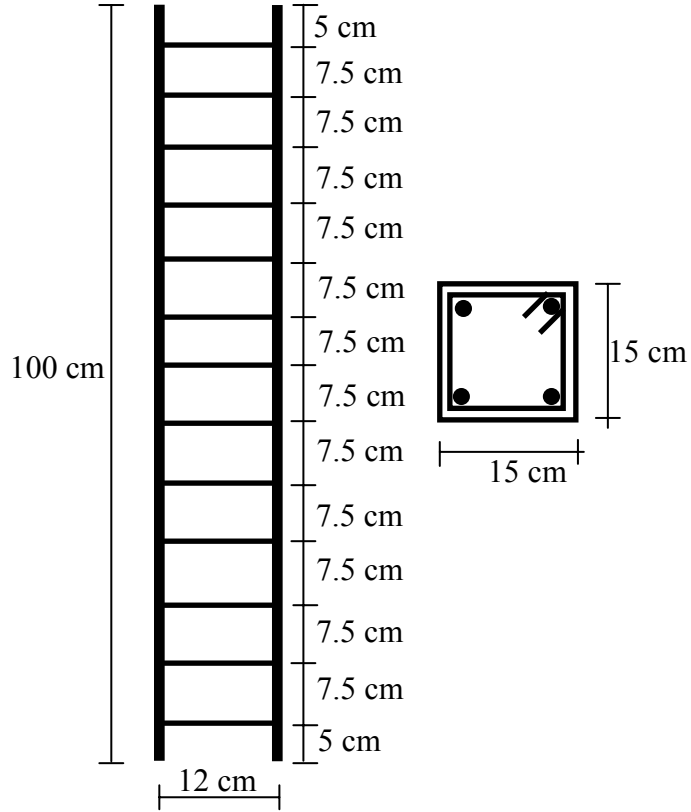
X_3 : İlgili karışıma ait grup numarasını

X_4 : İlgili grup içindeki numune ismini temsil etmektedir.

Örneğin;

K3D423 numunesi; 3. Karışım ve %4 donatı oranına sahip olan 2. grubun, 3. numunesidir. Bir başka deyişle Tablo 4.6’da görülen K3 satırı ile D4 sütununun kesişiminde görülen 6 numunenin sonuncusunu temsil etmektedir.

Hazırlanan numunelerin donatı yerleşim planı Şekil 4.12’de görüldüğü gibidir.



Şekil 4.12 Donatı Yerleşim Planı

4.7 Kolon Deneylerine ait Grafikler

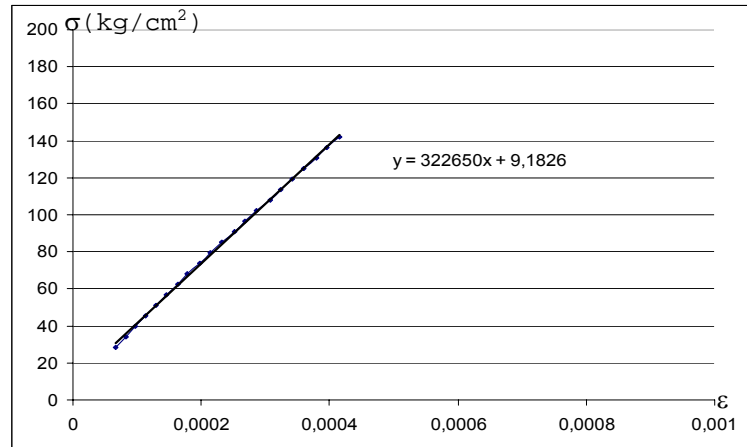
Hazırlanan 102 adet numuneden 90 tanesi eksenel basınç altında yüklenerek kırılmıştır. K1 karışımının 2. grubunda bulunan 12 adet donatılı kolon numunenin dökümü sırasında vibratörün bozulması sonucu numunelerde oluşan segregasyon sebebi ile K1 karışımının 2. grubu kırılmamıştır.

Eksenel basınç altında kırılan her bir numuneye ait üç farklı noktadaki yük-deplasman eğrileri çizilmiştir. Daha sonra normalize edilmiş Gerilme-Şekil değiştirme eğrileri çizilmiştir. Kesitin elastisite modülünü belirleyecek olan eğrilerin lineer kısımlarına ait doğru denklemleri her bir grafik üzerinde gösterilmiştir. Son olarak numunenin deney sonundaki kırılma biçimine yer verilerek bir sonraki numune için aynı işlemler tekrarlanmıştır.

K11 numunelerinde yer değiştirmeleri belirleyen LVDT'lerin kolonun orta bölgesinde kolonun iki yüzüne yerleştirilmesi ve kırılmanın genellikle çelik başlığın dibinde meydana gelmesi sebebiyle eğrisinin tamamı elde edilememiş, yalnızca lineer kısımlar gösterilmiştir. σ - ϵ eğrisinin elde edilmesi amacıyla K3 numunelerinin deneylerinde kolonun bir yüzüne; üste, ortaya ve alta birer adet LVDT yerleştirilmiştir. Bu durumda kırılma bölgesinde bulunan LVDT'den elde edilen veriler ile kolonun σ - ϵ eğrisinin tamamı elde edilmiştir, ancak burkulma oluşan numunelerde verilerin sağlıklı elde edilememesi sebebiyle 2. grup K3D3 numunelerin deneylerinden itibaren kolonun kırılma bölgesinin iki yüzüne LVDT yerleştirilmiştir.

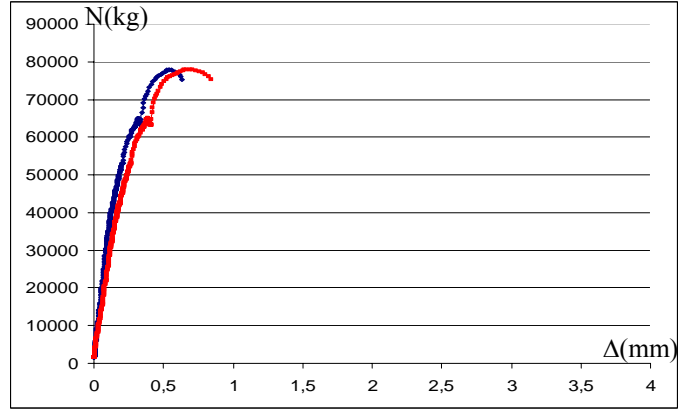
Deneyler sonucunda elde edilen grafikler sunulurken, öncelikle her bir deney grubuna ait silindir numuneler ve donatısız olarak dökülen referans kolon numunelerinden elde edilen ortalama gerilme-şekil değiştirme grafikleri gösterilmiştir. Daha sonra numune içindeki donatı oranı artışına bağlı olarak numunelere ait deney sonuçları sunulmuştur.

4.7.1 K1 Grubu Deneyleri

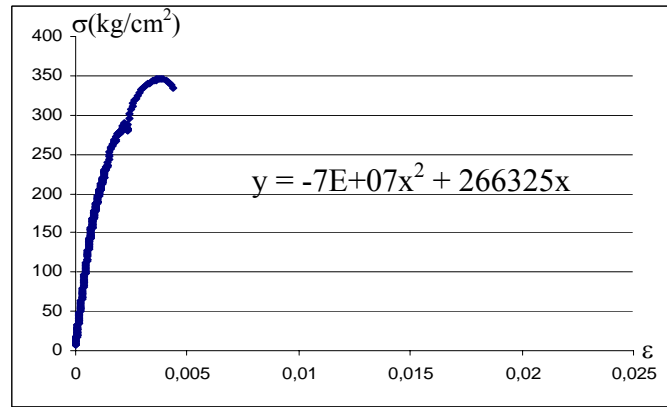


şekil 4.13 K1 Grubu Numunelere Ait Ortalama Gerilme-şekil Değiştirme Grafiği

4.7.1.1 K1D111 Kolon Deneyi



Şekil 4.14 K1D111 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

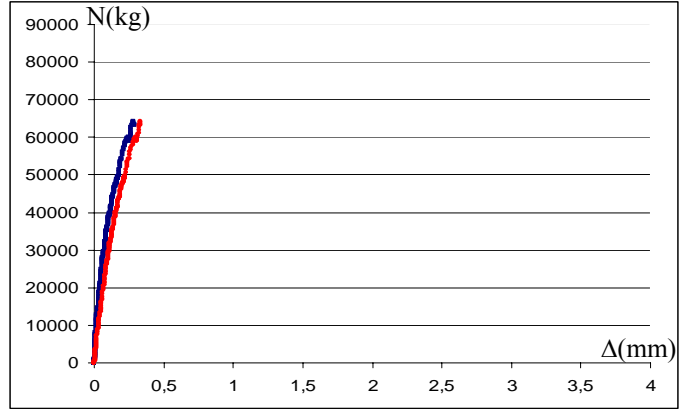


Şekil 4.15 K1D111 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

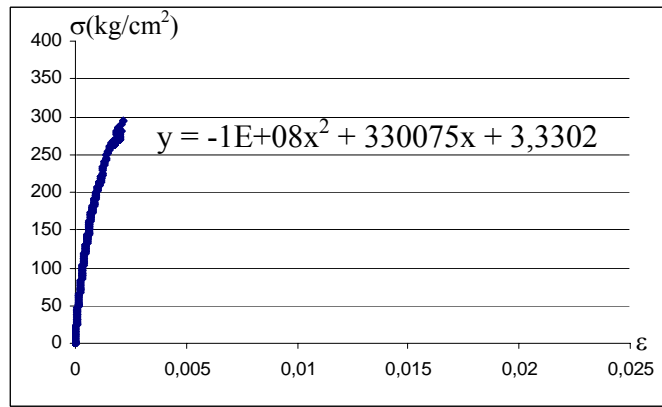


Şekil 4.16 K1D111 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.2 K1D112 Kolon Deneyi



Şekil 4.17 K1D112 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

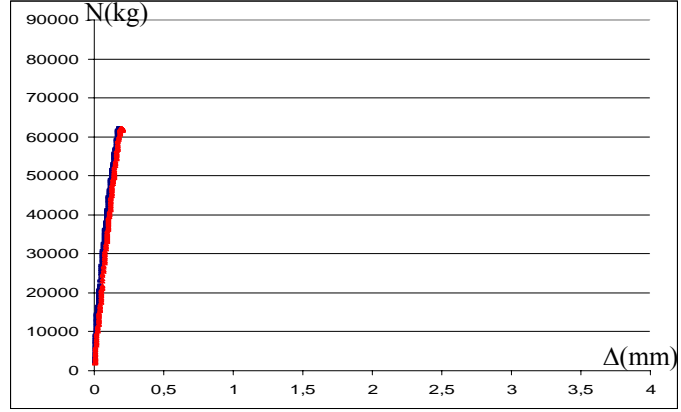


Şekil 4.18 K1D112 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği

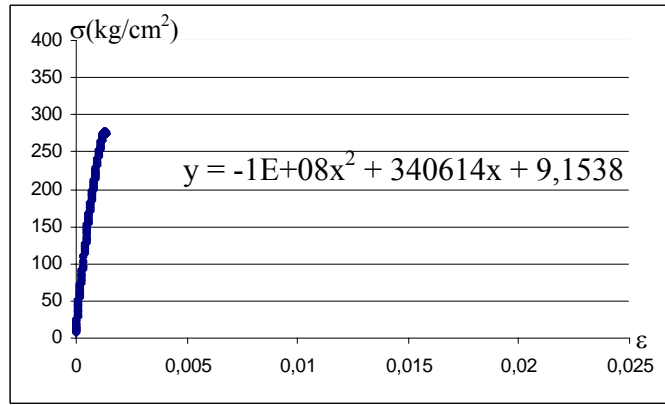


Şekil 4.19 K1D112 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.3 K1D113 Kolon Deneyi



Şekil 4.20 K1D113 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

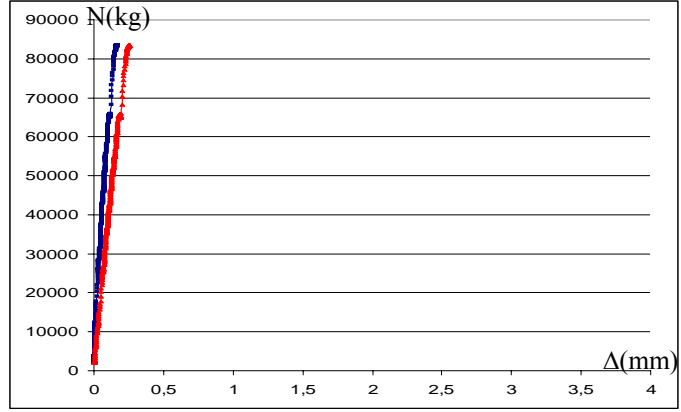


Şekil 4.21 K1D113 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

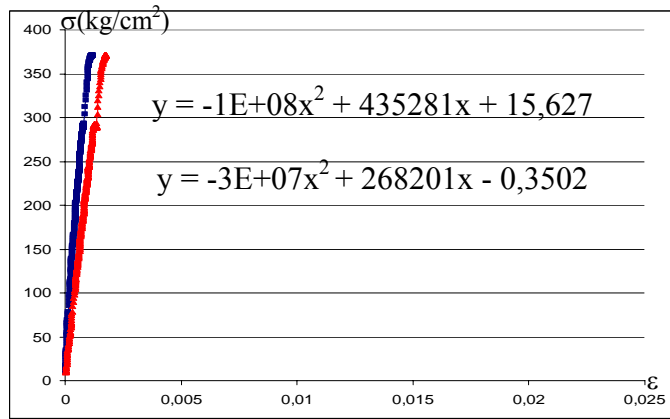


Şekil 4.22 K1D113 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.4 K1D211 Kolon Deneyi



Şekil 4.23 K1D211 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

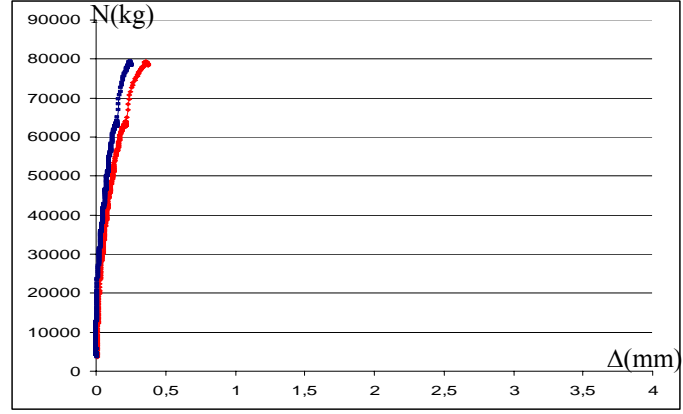


Şekil 4.24 K1D211 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

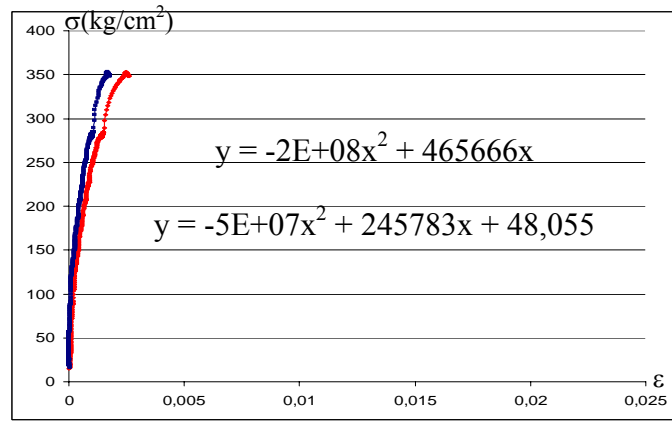


Şekil 4.25 K1D211 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.5 K1D212 Kolon Deneyi



Şekil 4.26 K1D212 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

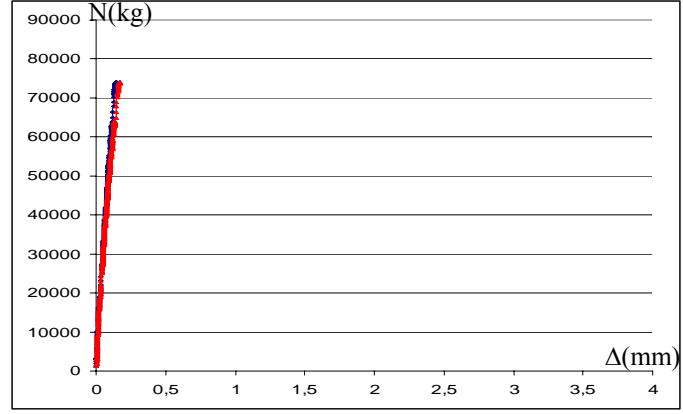


Şekil 4.27 K1D212 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği

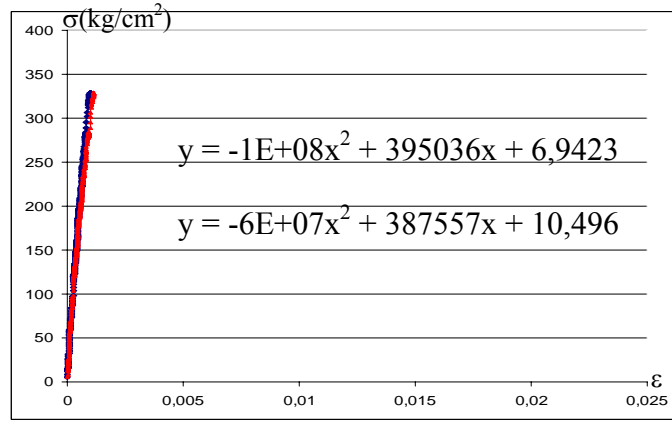


Şekil 4.28 K1D212 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.6 K1D213 Kolon Deneyi



Şekil 4.29 K1D213 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

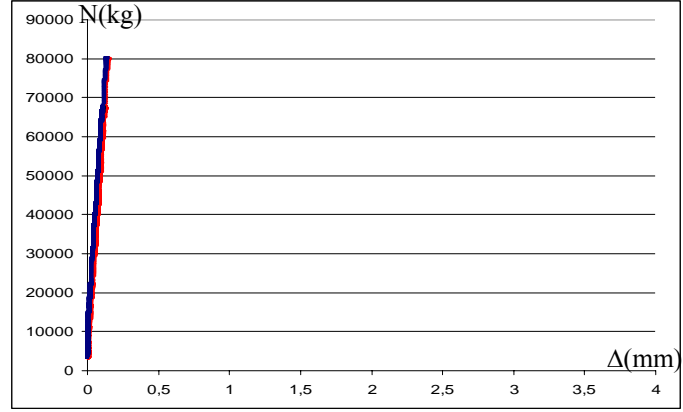


Şekil 4.30 K1D213 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

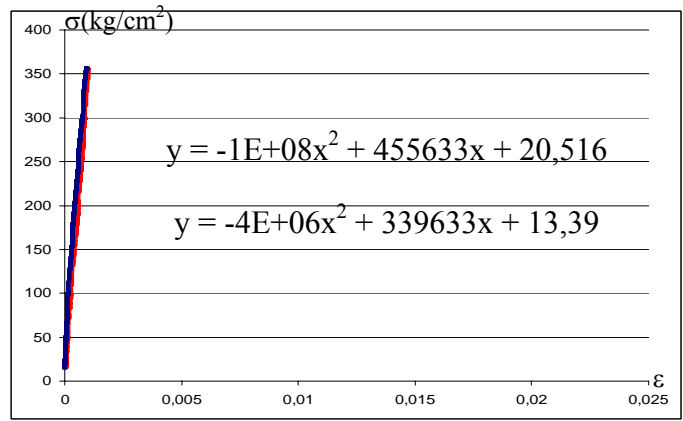


Şekil 4.31 K1D213 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.7 K1D311 Kolon Deneyi



Şekil 4.32 K1D311 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

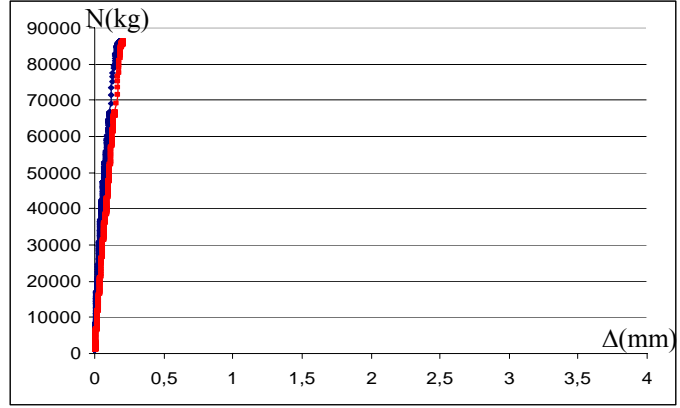


Şekil 4.33 K1D311 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

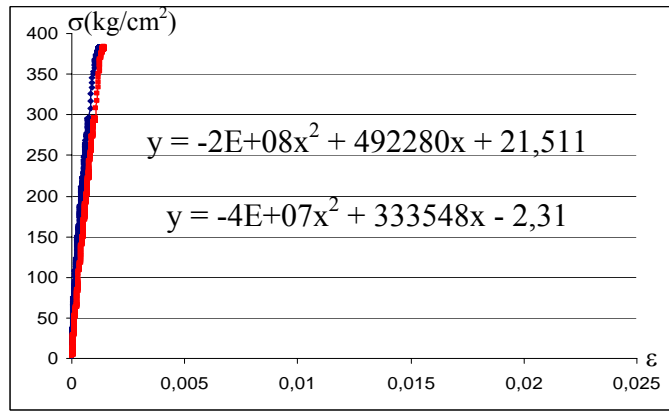


Şekil 4.34 K1D311 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.8 K1D312 Kolon Deneyi



Şekil 4.35 K1D312 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

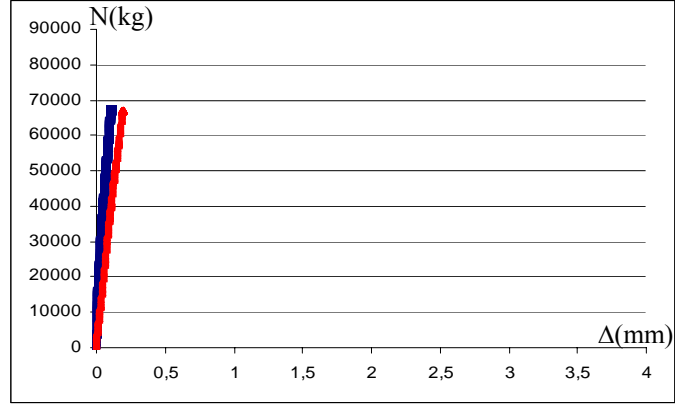


Şekil 4.36 K1D312 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

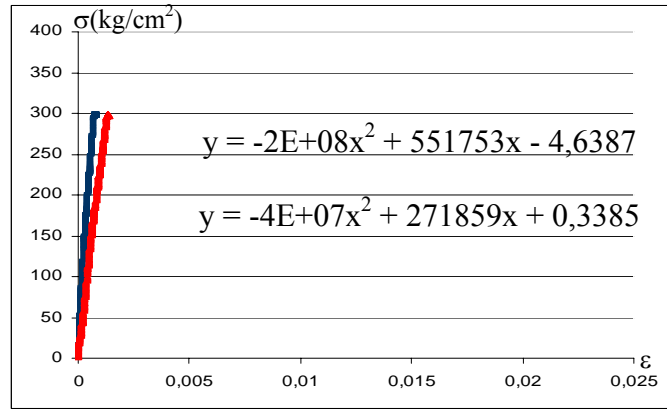


Şekil 4.37 K1D312 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.9 K1D313 Kolon Deneyi



Şekil 4.38 K1D313 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

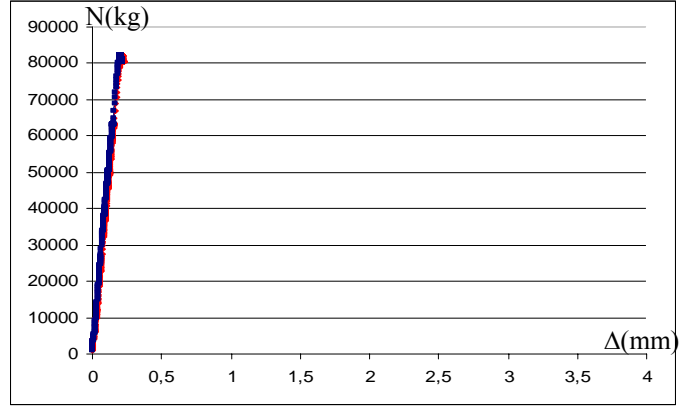


Şekil 4.39 K1D313 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

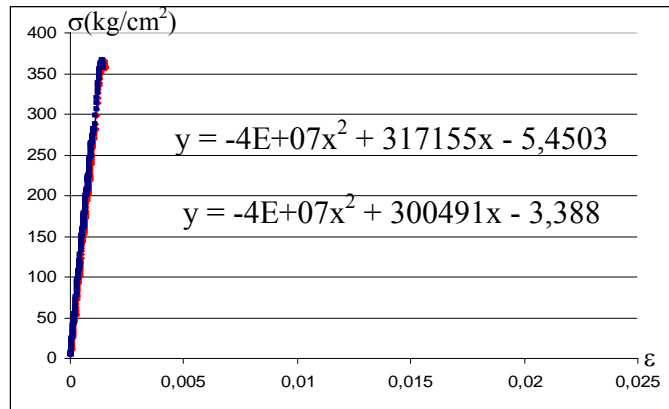


Şekil 4.40 K1D313 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.10 K1D411 Kolon Deneyi



Şekil 4.41 K1D411 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

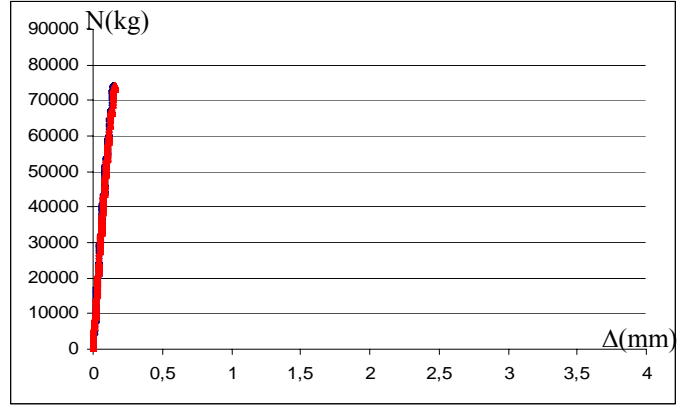


Şekil 4.42 K1D411 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

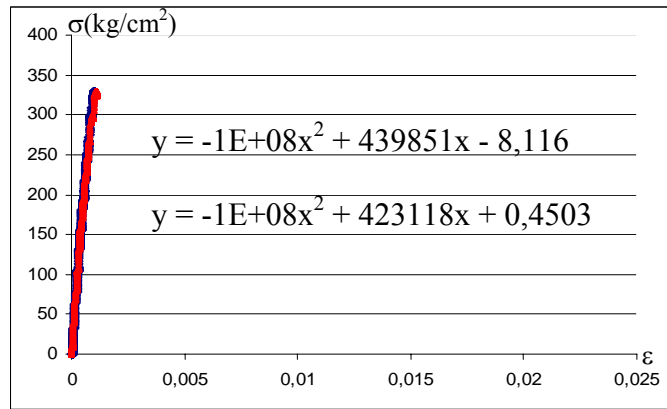


Şekil 4.43 K1D411 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.11 K1D412 Kolon Deneyi



Şekil 4.44 K1D412 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

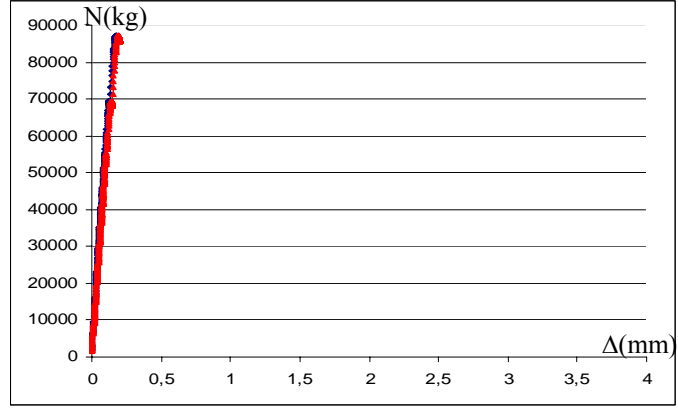


Şekil 4.45 K1D412 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği

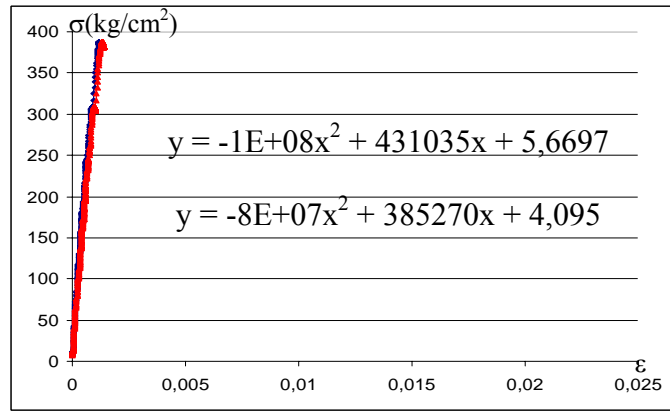


Şekil 4.46 K1D412 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.1.12 K1D413 Kolon Deneyi



Şekil 4.47 K1D413 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

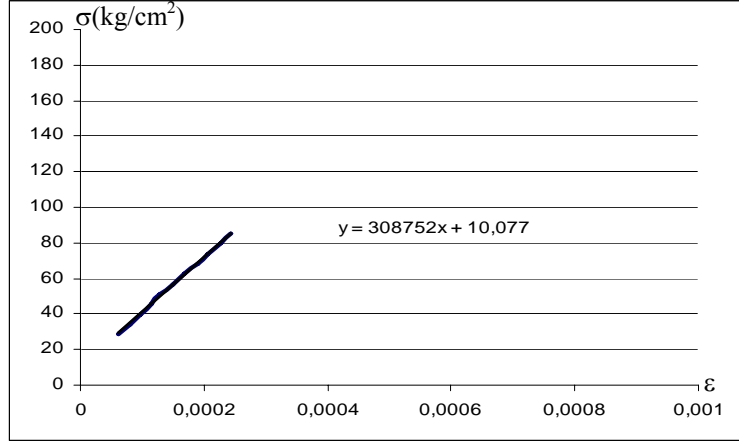


Şekil 4.48 K1D413 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği



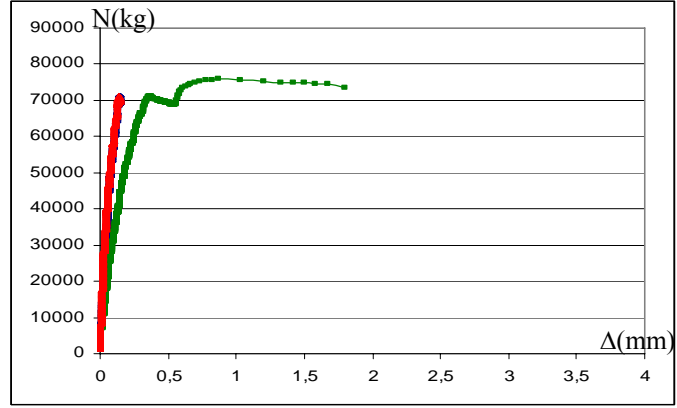
Şekil 4.49 K1D413 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2 K2 Grubu Deneyleri

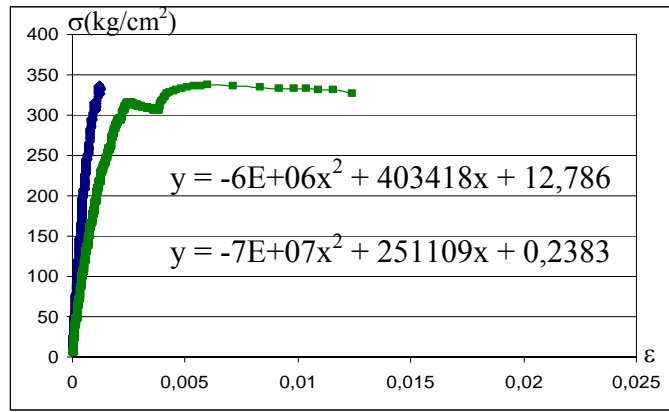


Şekil 4.50 K2 Grubu Numunelere Ait Ortalama Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği

4.7.2.1 K2D111 Kolon Deneyi



Şekil 4.51 K2D111 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

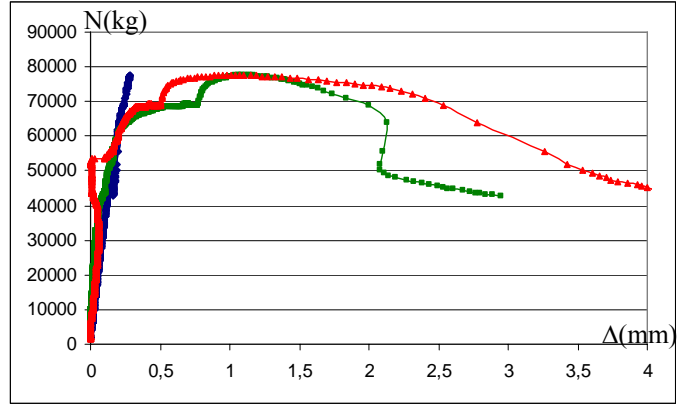


Şekil 4.52 K2D111 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

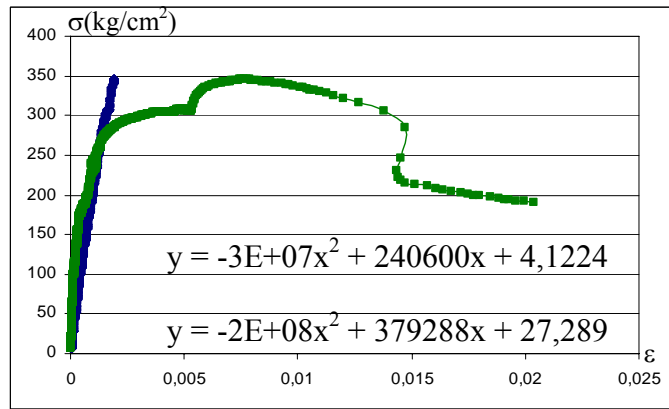


Şekil 4.53 K2D111 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

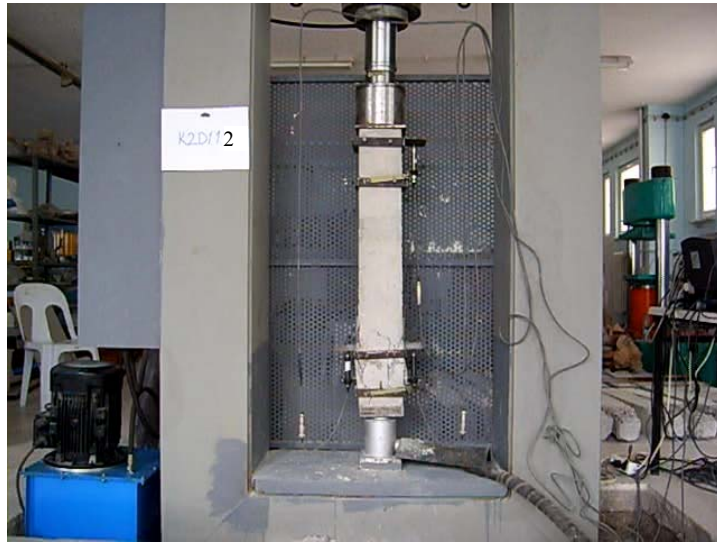
4.7.2.2 K2D112 Kolon Deneyi



Şekil 4.54 K2D112 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

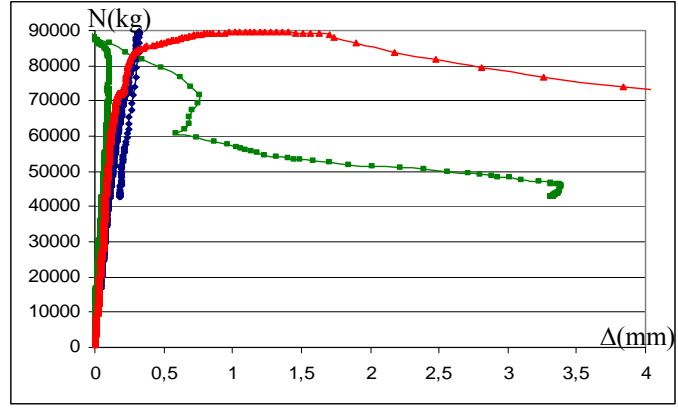


Şekil 4.55 K2D112 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

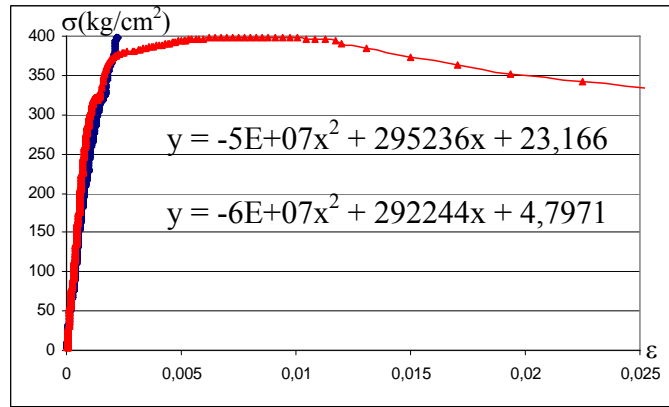


Şekil 4.56 K2D112 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.3 K2D113 Kolon Deneyi



Şekil 4.57 K2D113 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

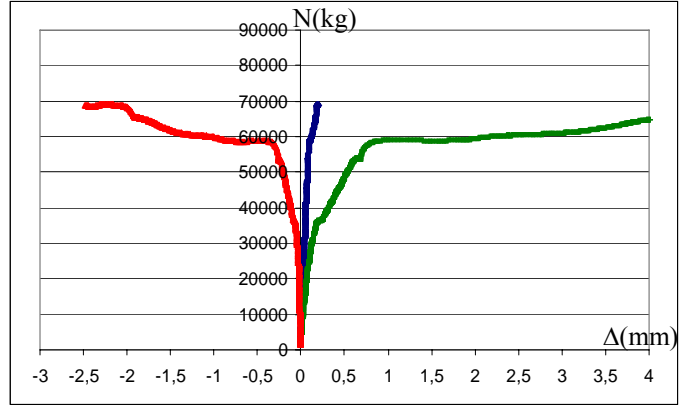


Şekil 4.58 K2D113 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

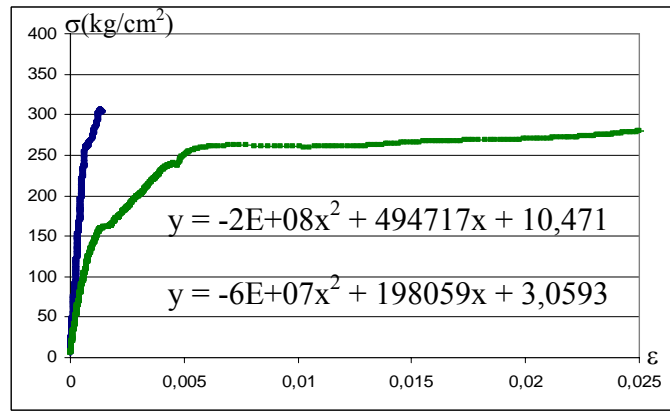


Şekil 4.59 K2D113 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.4 K2D211 Kolon Deneyi



Şekil 4.60 K2D211 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

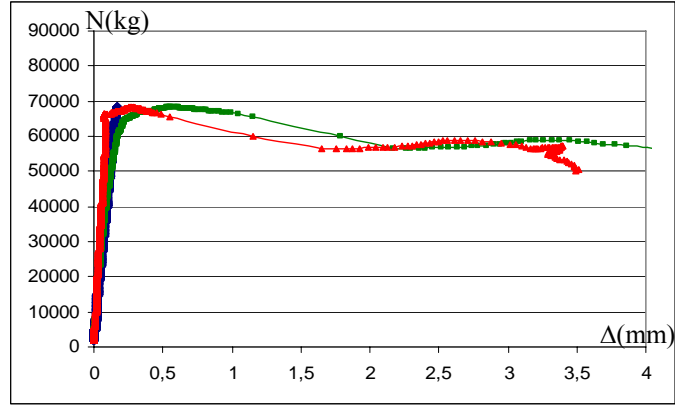


Şekil 4.61 K2D211 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

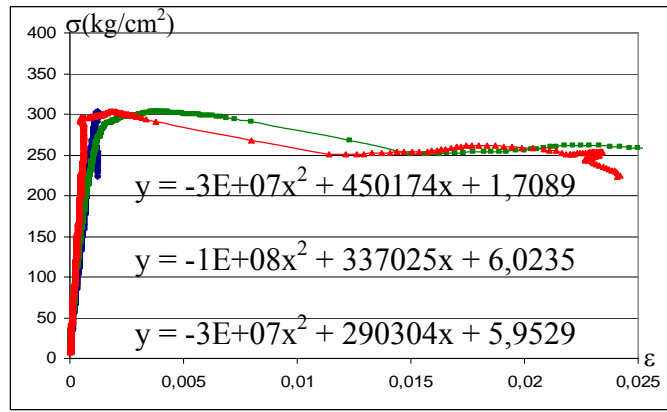


Şekil 4.62 K2D211 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.5 K2D212 Kolon Deneyi



Şekil 4.63 K2D212 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

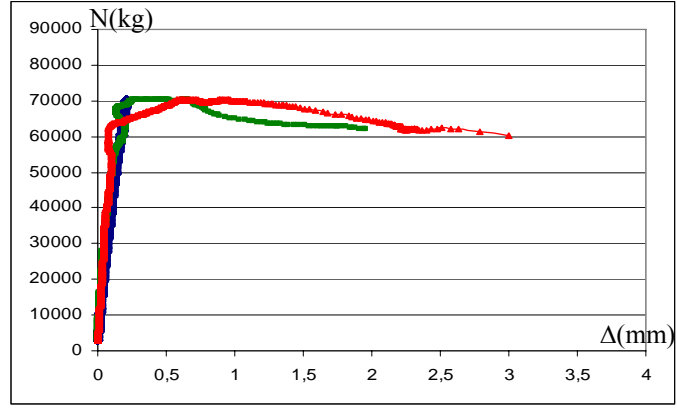


Şekil 4.64 K2D212 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

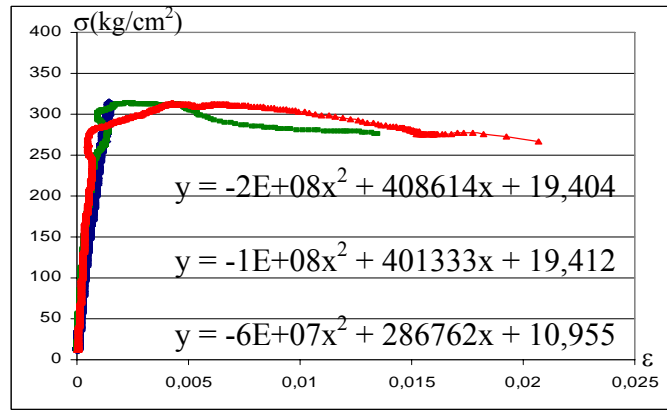


Şekil 4.65 K2D212 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

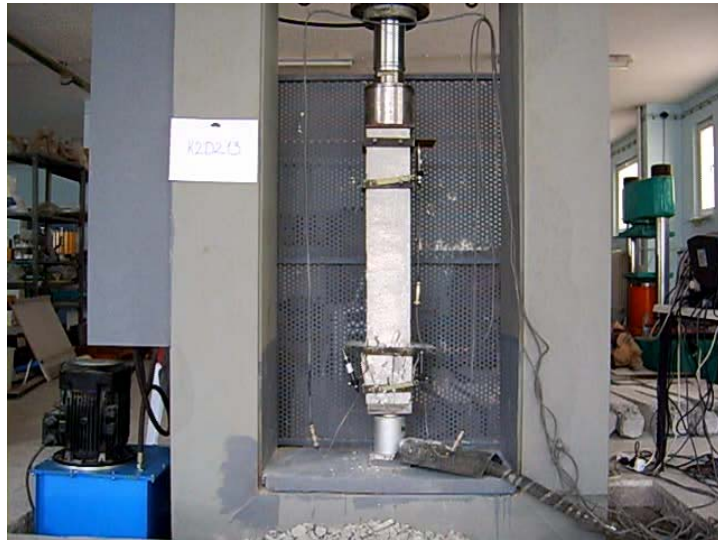
4.7.2.6 K2D213 Kolon Deneyi



Şekil 4.66 K2D213 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

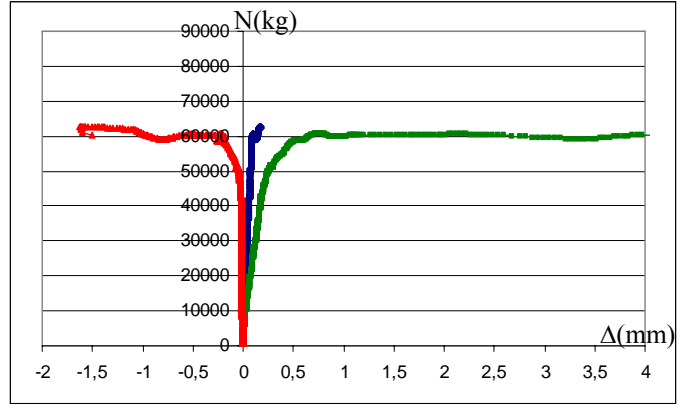


Şekil 4.67 K2D213 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

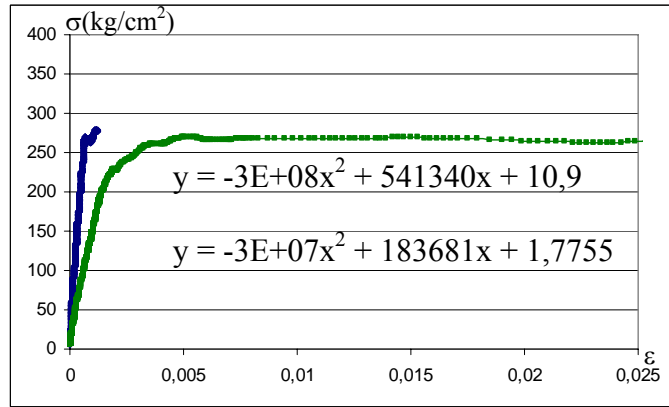


Şekil 4.68 K2D213 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.7 K2D311 Kolon Deneyi



Şekil 4.69 K2D311 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

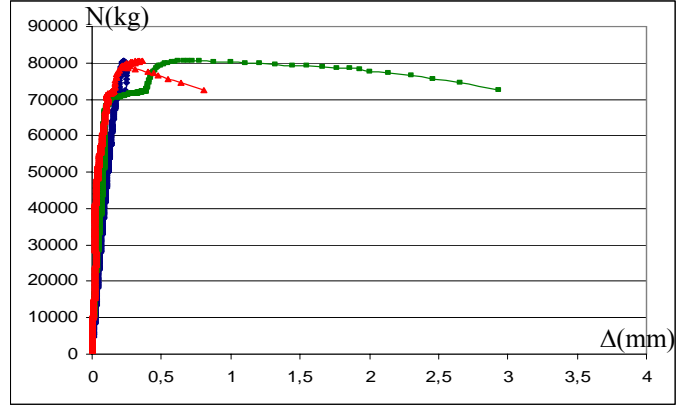


Şekil 4.70 K2D311 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

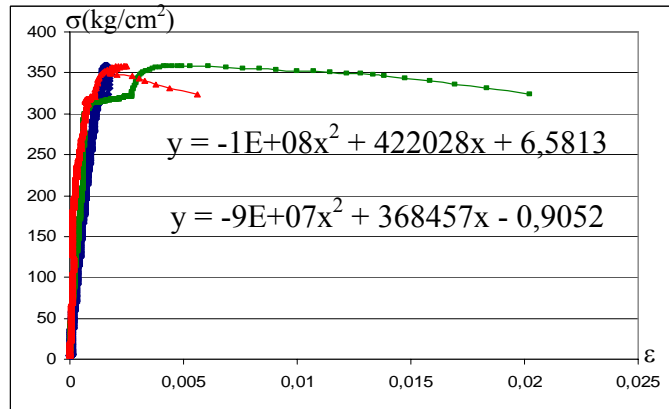


Şekil 4.71 K2D311 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.8 K2D312 Kolon Deneyi



Şekil 4.72 K2D312 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

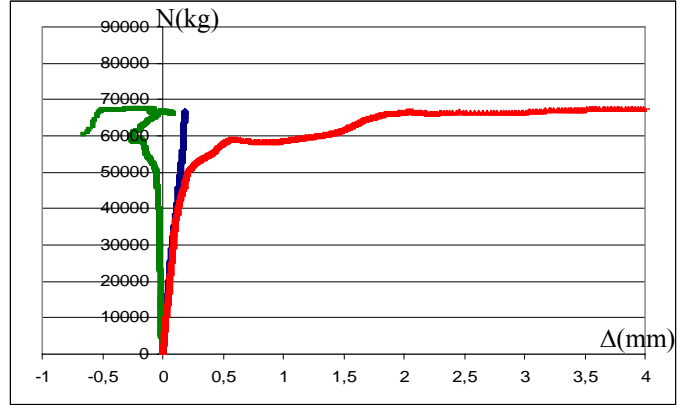


Şekil 4.73 K2D312 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

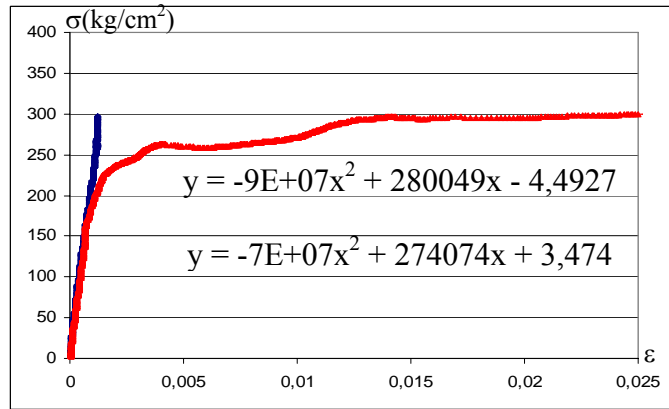


Şekil 4.74 K2D312 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.9 K2D313 Kolon Deneyi



Şekil 4.75 K2D313 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği



Şekil 4.76 K2D313 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

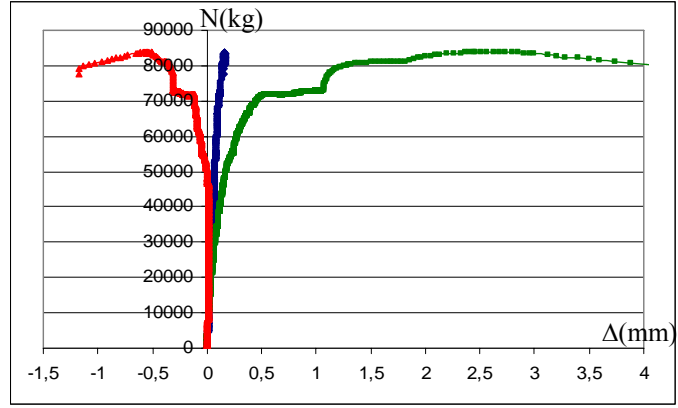


Şekil 4.77 K2D313 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

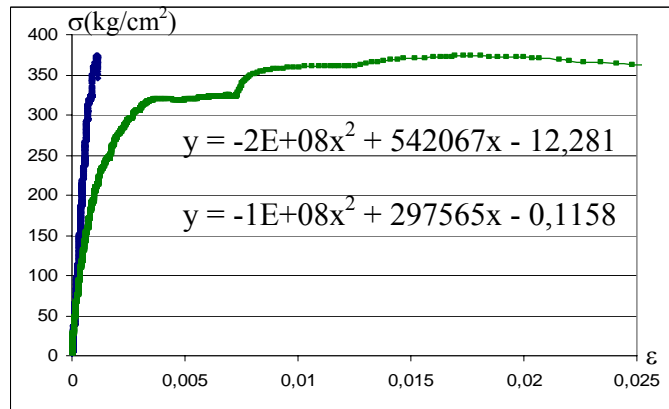


Şekil 4.78 LVDT Kelepçesinin Kaynaklarının Kopması ile Oluşan Görüntü

4.7.2.10 K2D411 Kolon Deneyi



Şekil 4.79 K2D411 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

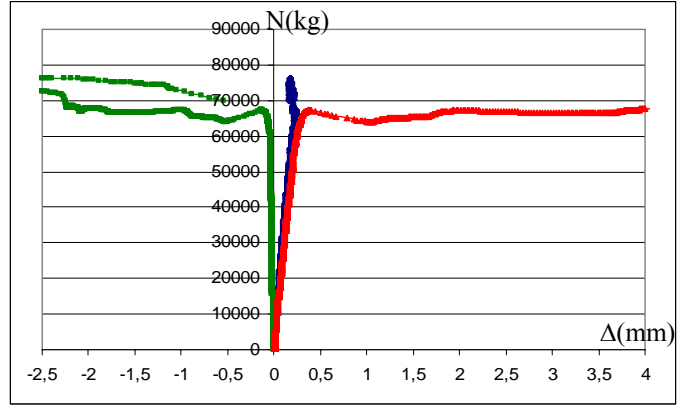


Şekil 4.80 K2D411 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

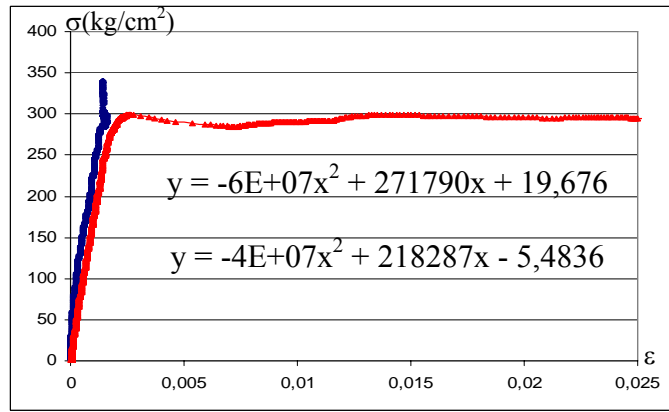


Şekil 4.81 K2D411 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.11 K2D412 Kolon Deneyi



Şekil 4.82 K2D412 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

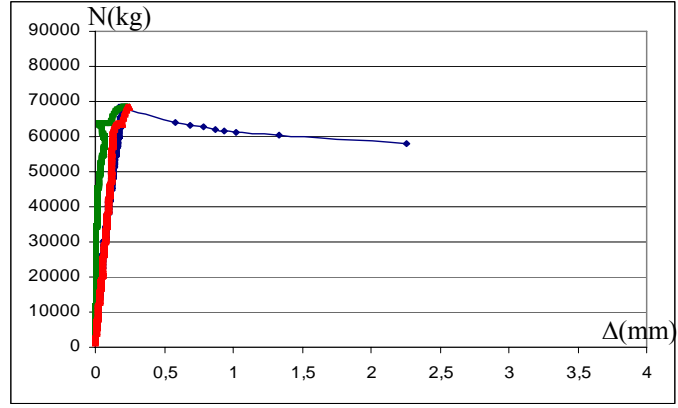


Şekil 4.83 K2D412 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

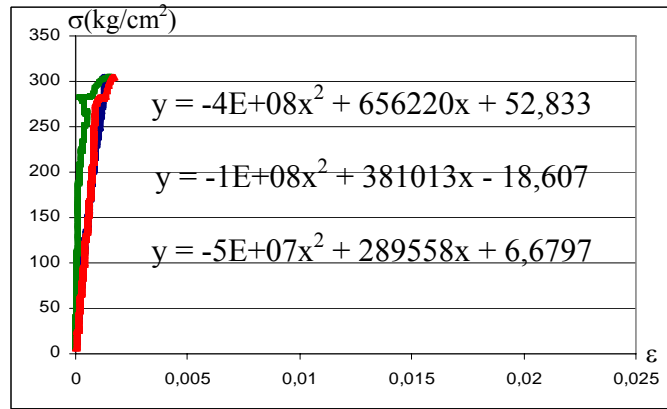


Şekil 4.84 K2D412 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.12 K2D413 Kolon Deneyi



Şekil 4.85 K2D413 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

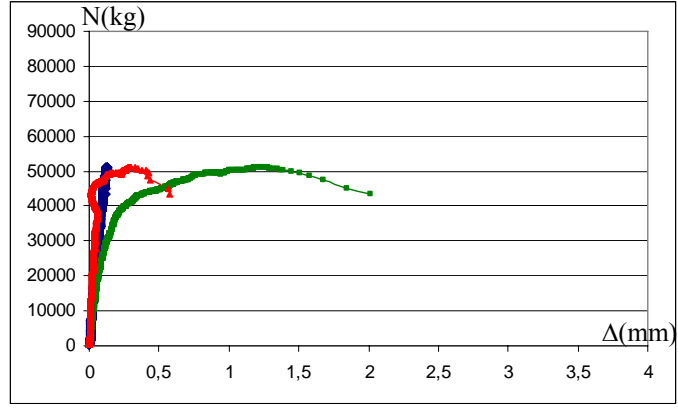


Şekil 4.86 K2D412 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

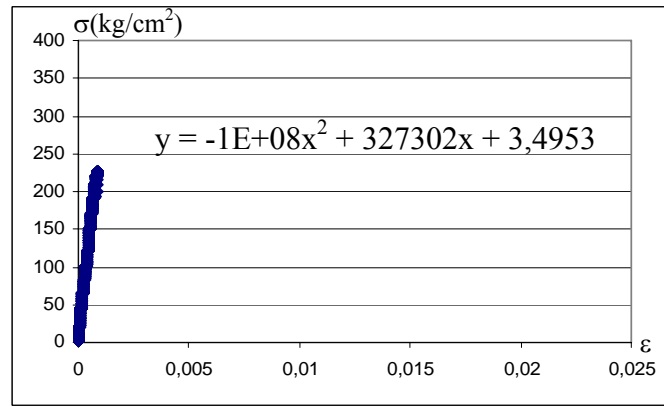


Şekil 4.87 K2D413 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

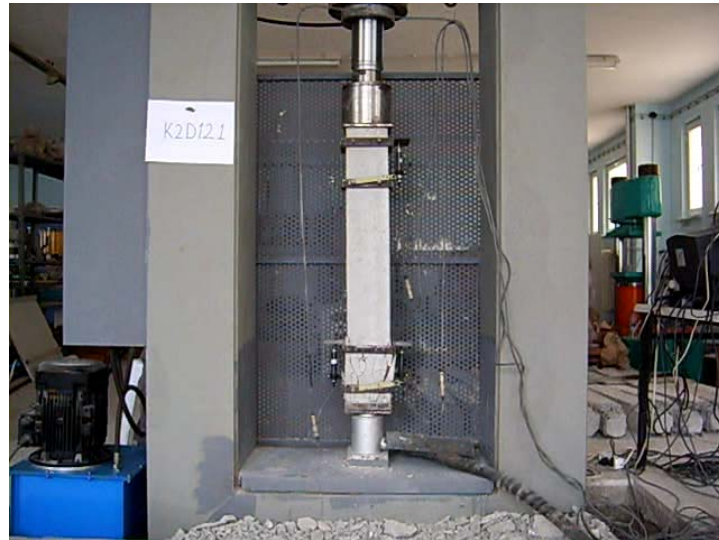
4.7.2.13 K2D121 Kolon Deneyi



Şekil 4.88 K2D121 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

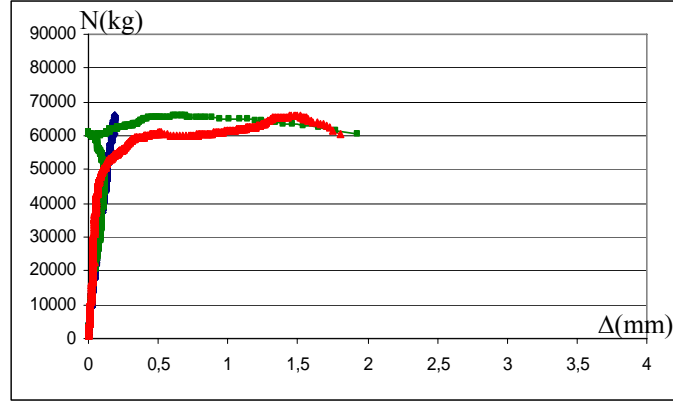


Şekil 4.89 K2D121 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

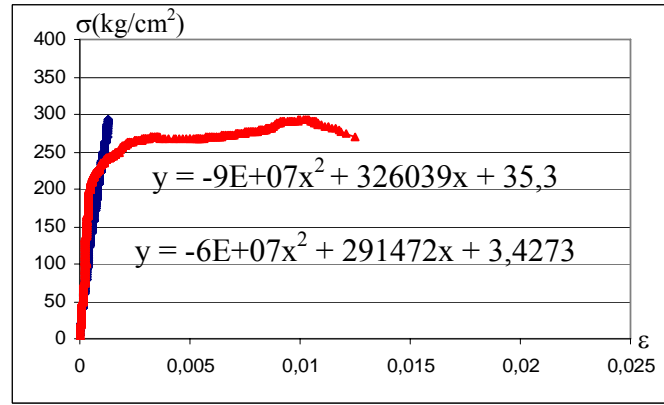


Şekil 4.90 K2D121 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.14 K2D122 Kolon Deneyi



Şekil 4.91 K2D122 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

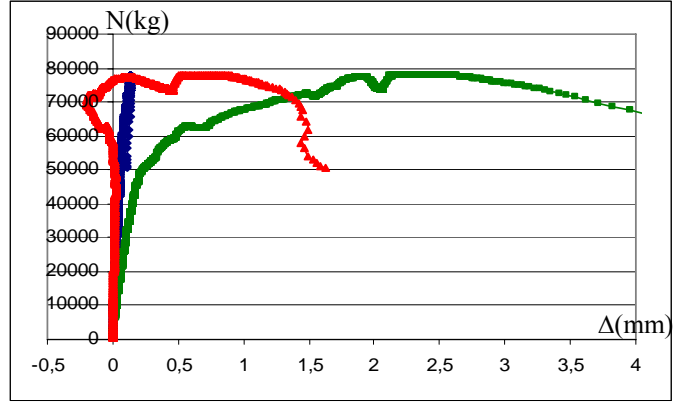


Şekil 4.92 K2D122 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

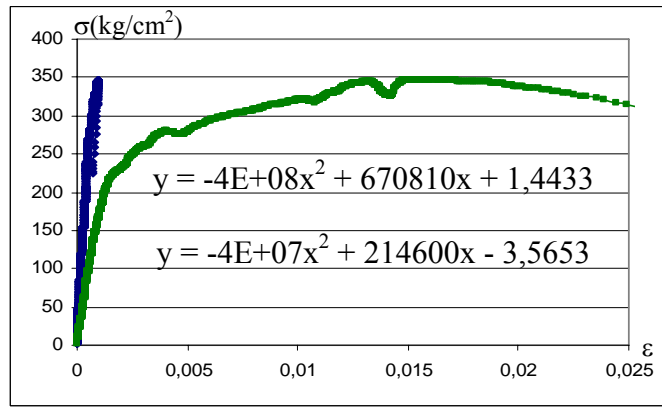


Şekil 4.93 K2D122 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.15 K2D123 Kolon Deneyi



Şekil 4.94 K2D123 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

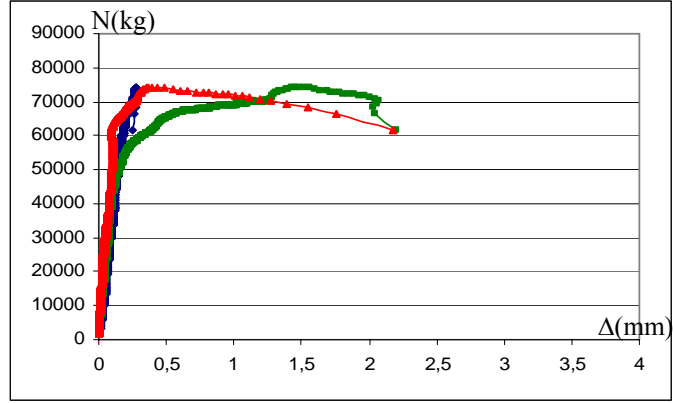


Şekil 4.95 K2D123 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

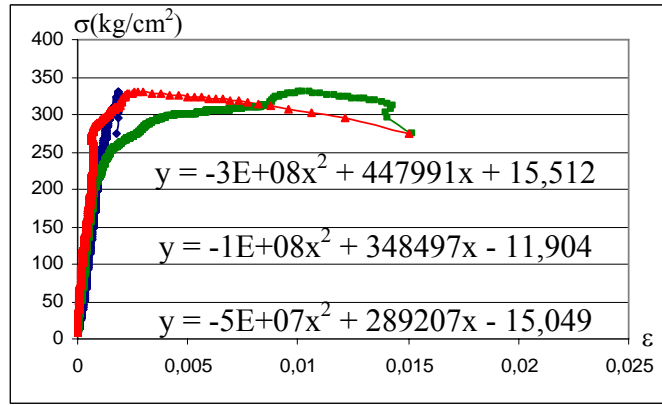


Şekil 4.96 K2D123 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.16 K2D221 Kolon Deneyi



Şekil 4.97 K2D221 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

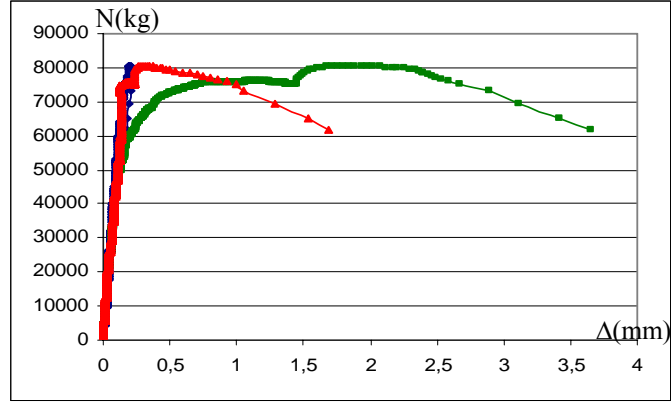


Şekil 4.98 K2D221 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

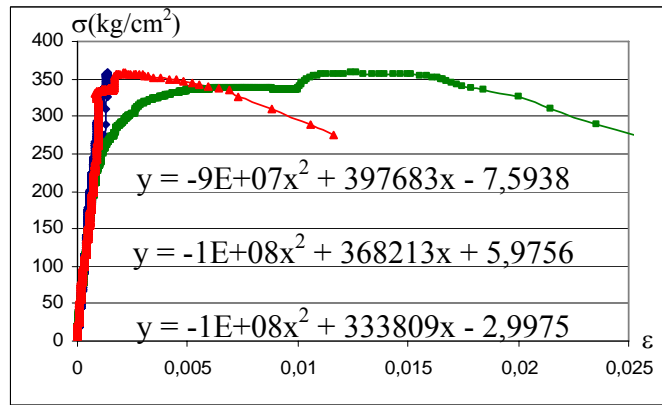


Şekil 4.99 K2D221 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.17 K2D222 Kolon Deneyi



Şekil 4.100 K2D222 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

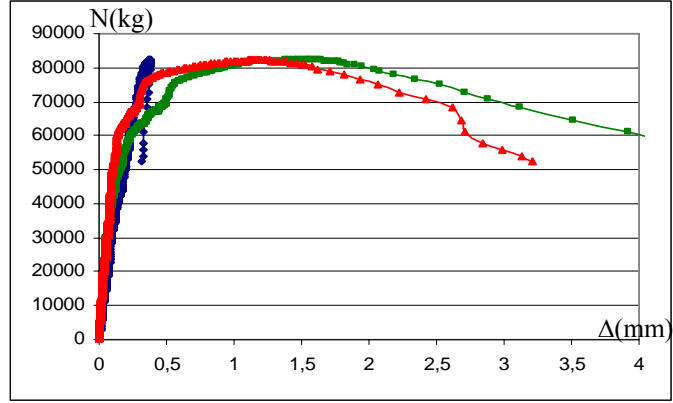


Şekil 4.101 K2D222 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

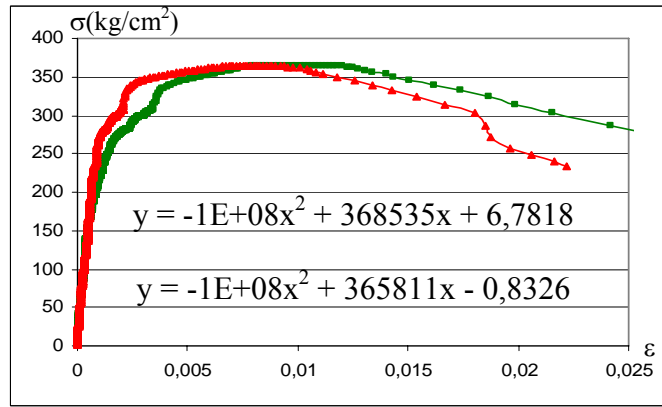


Şekil 4.102 K2D222 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.18 K2D223 Kolon Deneyi



Şekil 4.103 K2D223 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

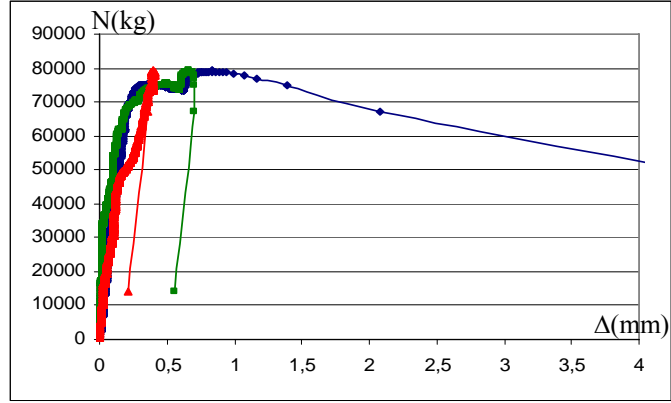


Şekil 4.104 K2D223 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

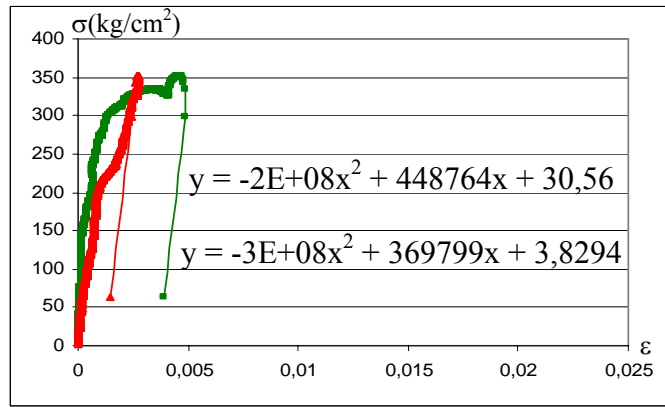


Şekil 4.105 K2D223 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.19 K2D321 Kolon Deneyi



Şekil 4.106 K2D321 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

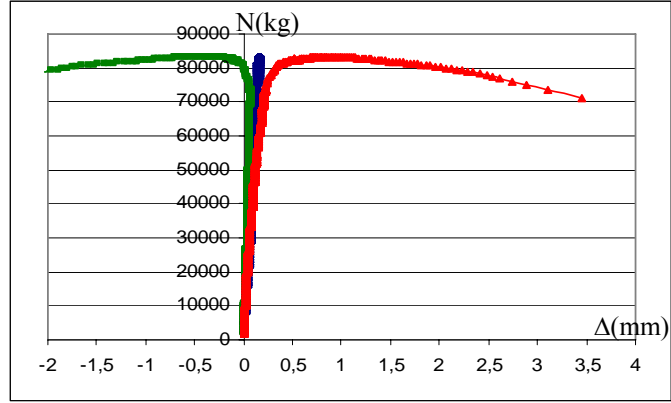


Şekil 4.107 K2D321 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

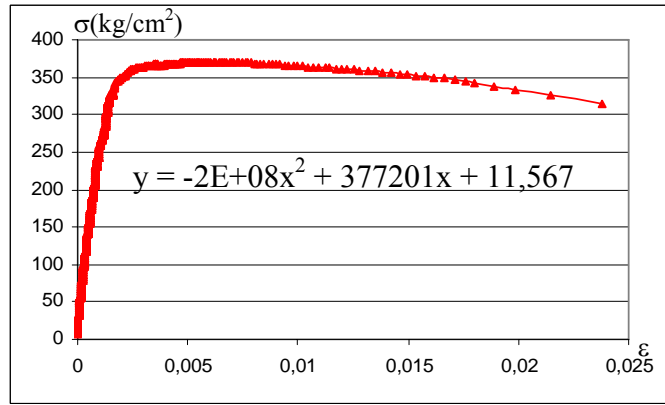


Şekil 4.108 K2D321 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

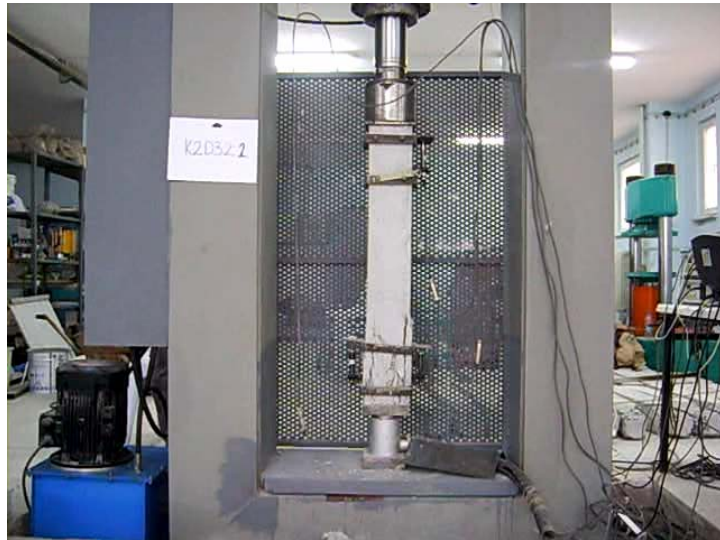
4.7.2.20 K2D322 Kolon Deneyi



Şekil 4.109 K2D322 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

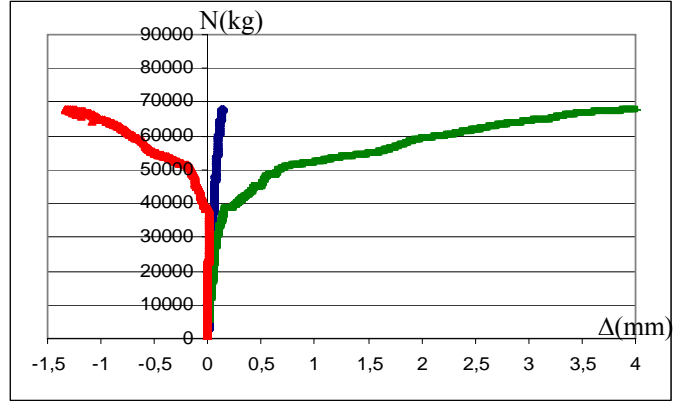


Şekil 4.110 K2D322 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

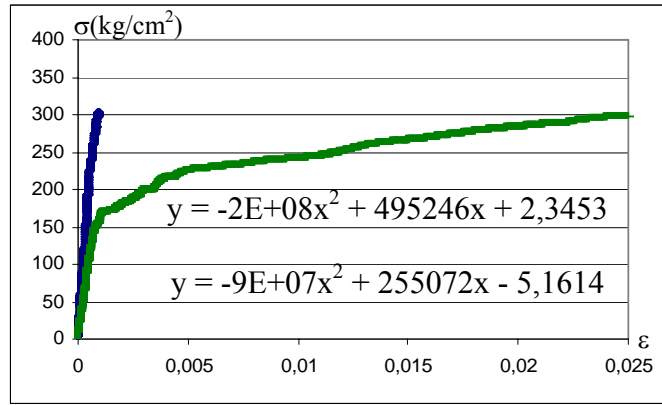


Şekil 4.111 K2D322 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.21 K2D323 Kolon Deneyi



Şekil 4.112 K2D323 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

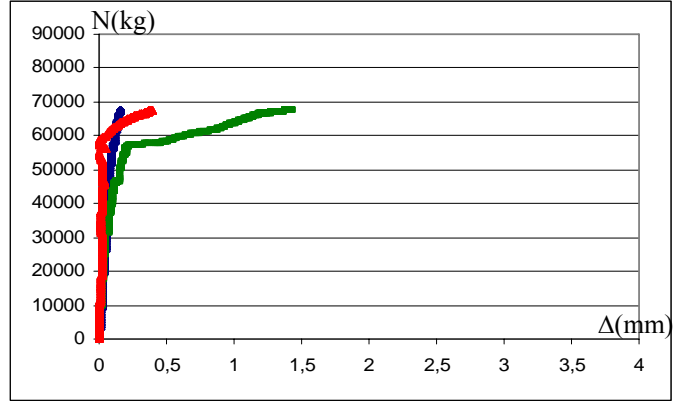


Şekil 4.113 K2D323 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

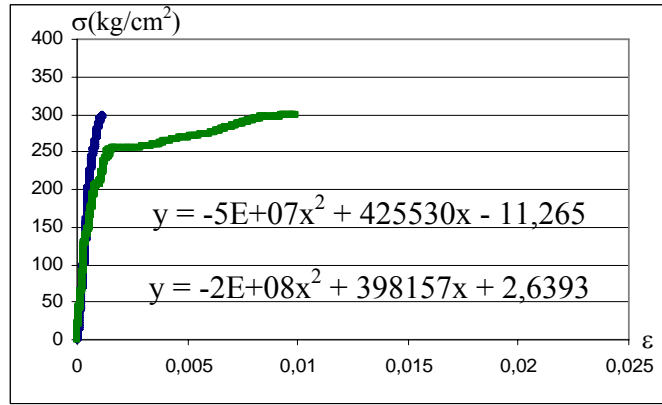


Şekil 4.114 K2D323 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.22 K2D421 Kolon Deneyi



Şekil 4.115 K2D421 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

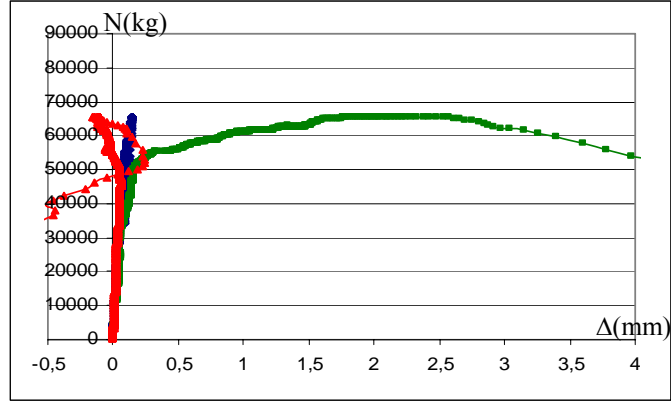


Şekil 4.116 K2D421 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

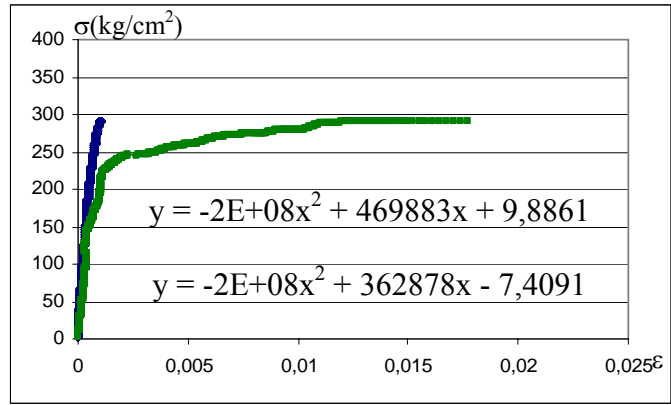


Şekil 4.117 K2D421 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.23 K2D422 Kolon Deneyi



Şekil 4.118 K2D422 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

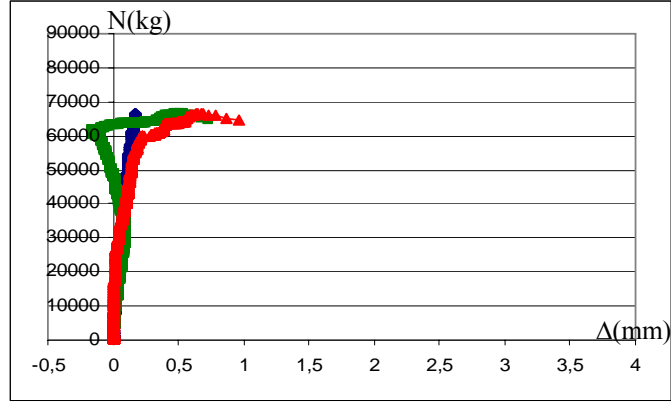


Şekil 4.119 K2D422 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

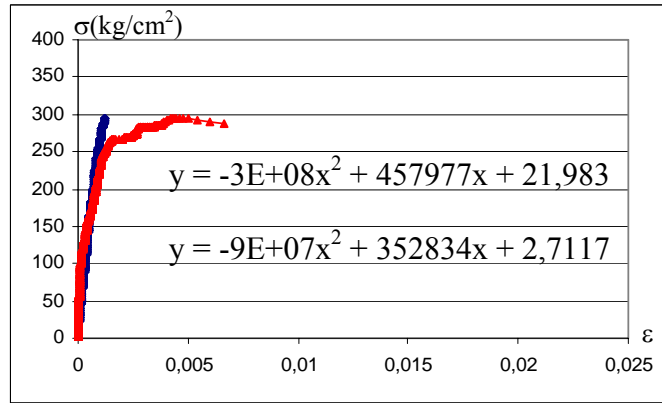


Şekil 4.120 K2D422 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.2.24 K2D423 Kolon Deneyi



Şekil 4.121 K2D423 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

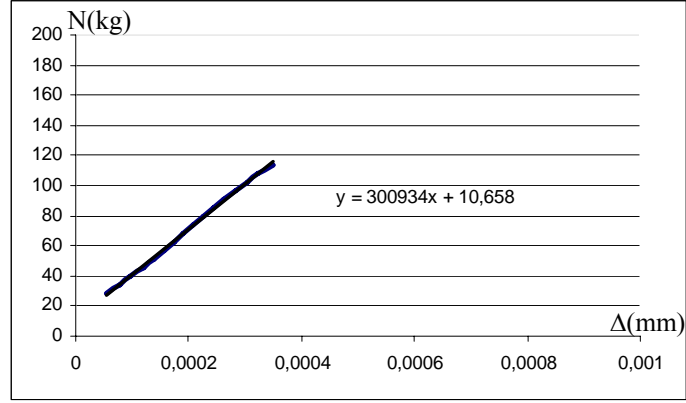


Şekil 4.122 K2D423 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği



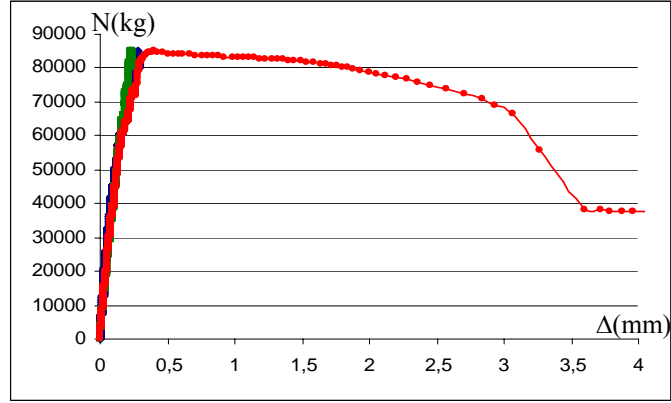
Şekil 4.123 K2D423 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3 K3 Grubu Deneyleri

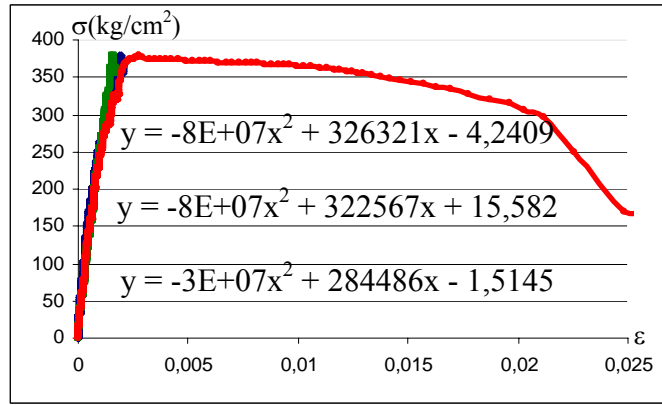


Şekil 4.124 K3 Grubu Numunelere Ait Ortalama Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği

4.7.3.1 K3D111 Kolon Deneyi



Şekil 4.125 K3D111 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

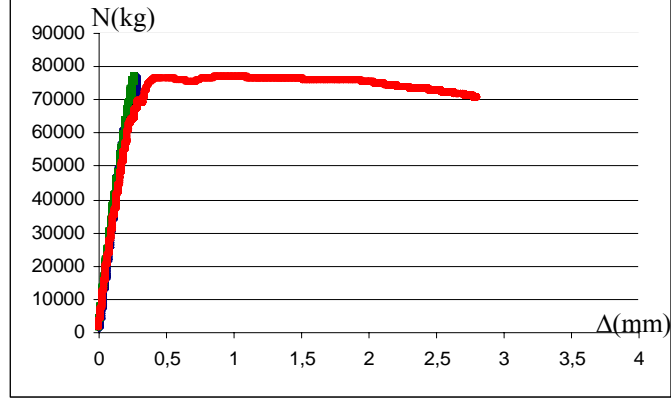


Şekil 4.126 K3D111 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

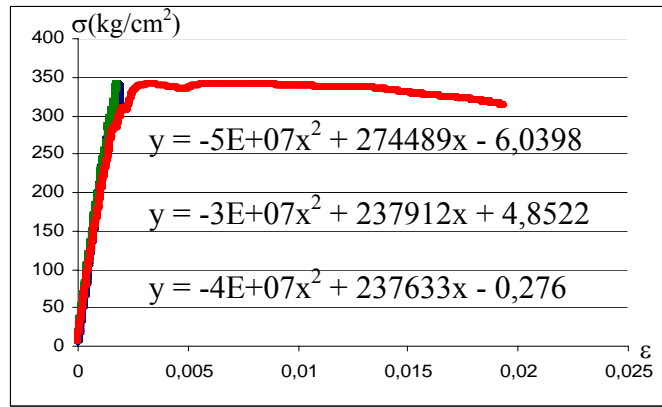


Şekil 4.127 K3D111 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.2 K3D112 Kolon Deneyi



Şekil 4.128 K3D112 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

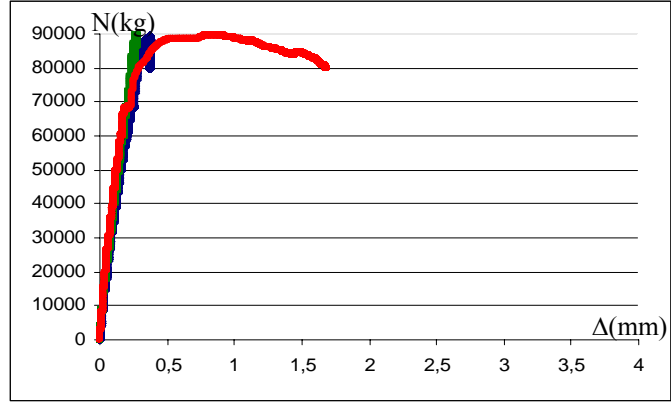


Şekil 4.129 K3D112 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

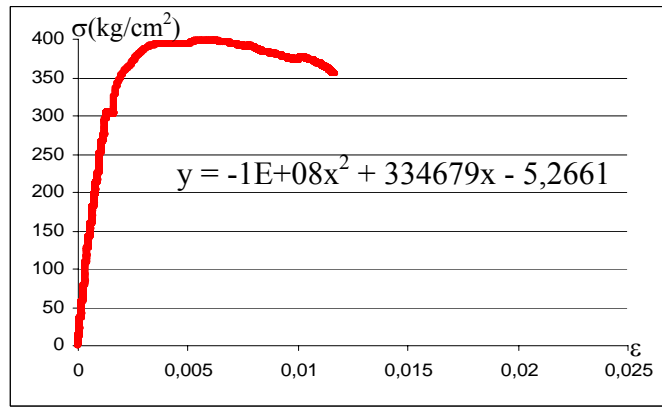


Şekil 4.130 K3D112 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

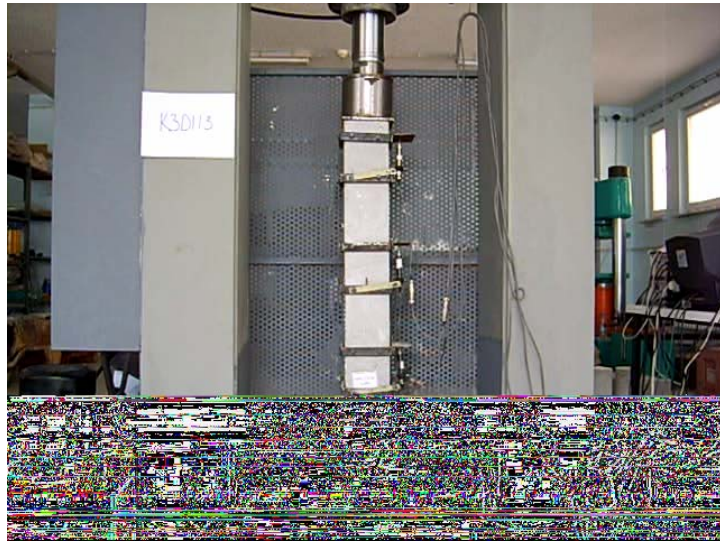
4.7.3.3 K3D113 Kolon Deneyi



Şekil 4.131 K3D113 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

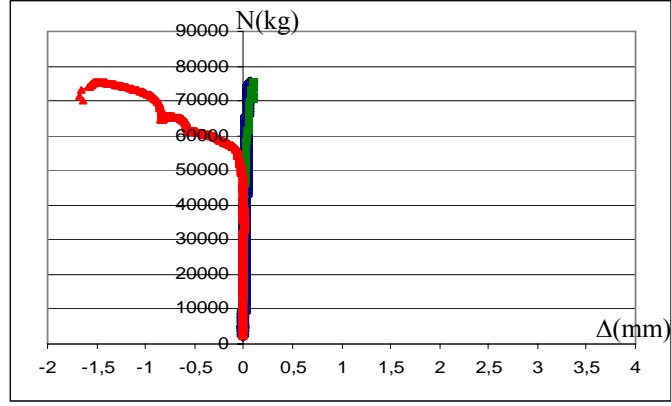


Şekil 4.132 K3D113 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

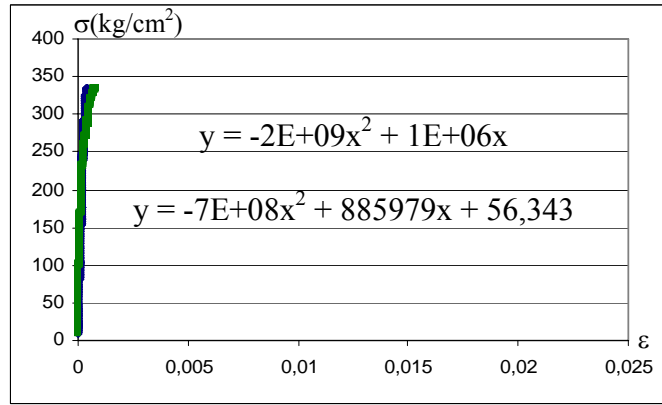


Şekil 4.133 K3D113 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.4 K3D211 Kolon Deneyi



Şekil 4.134 K3D211 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

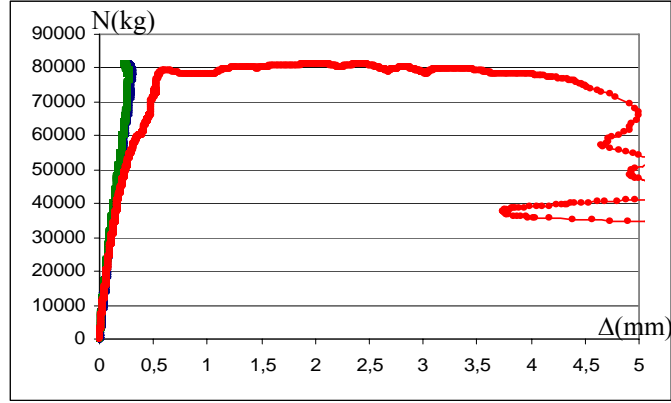


Şekil 4.135 K3D211 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

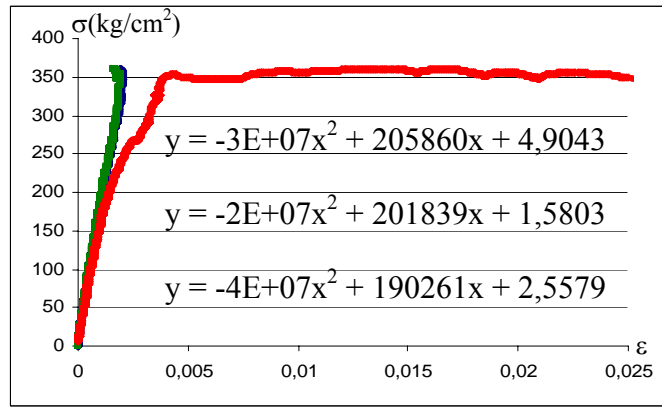


Şekil 4.136 K3D211 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.5 K3D212 Kolon Deneyi



Şekil 4.137 K3D212 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

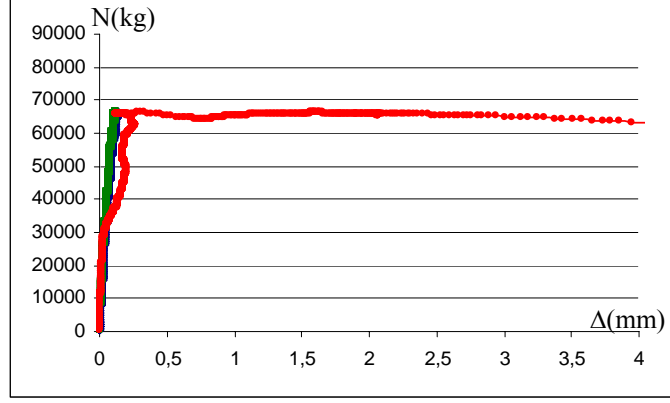


Şekil 4.138 K3D212 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

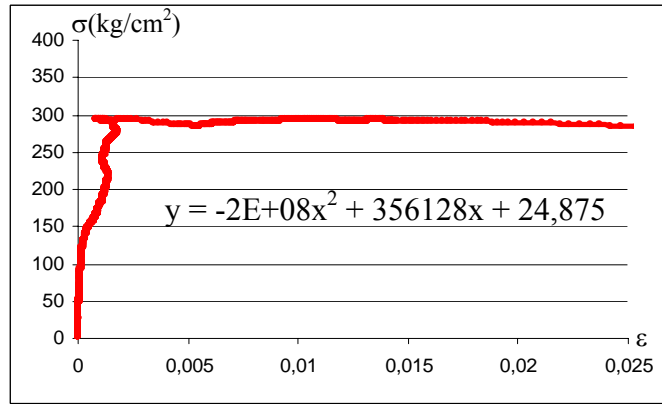


Şekil 4.139 K3D212 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.6 K3D213 Kolon Deneyi



Şekil 4.140 K3D213 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

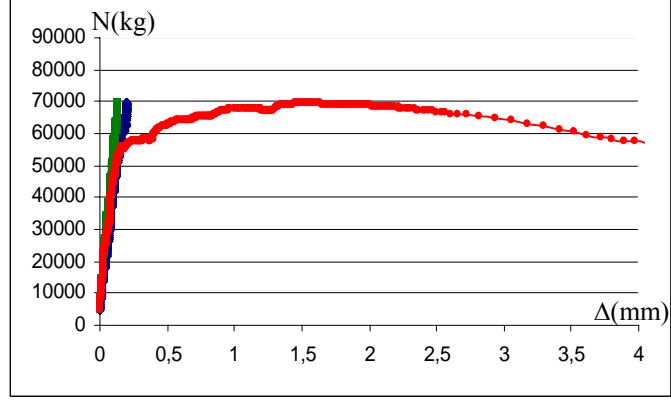


Şekil 4.141 K3D213 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

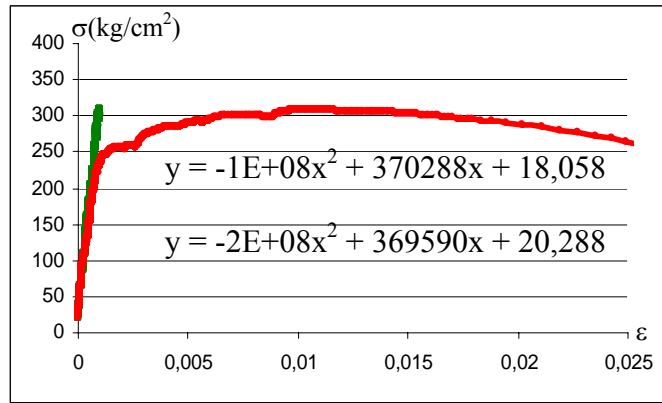


Şekil 4.142 K3D213 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

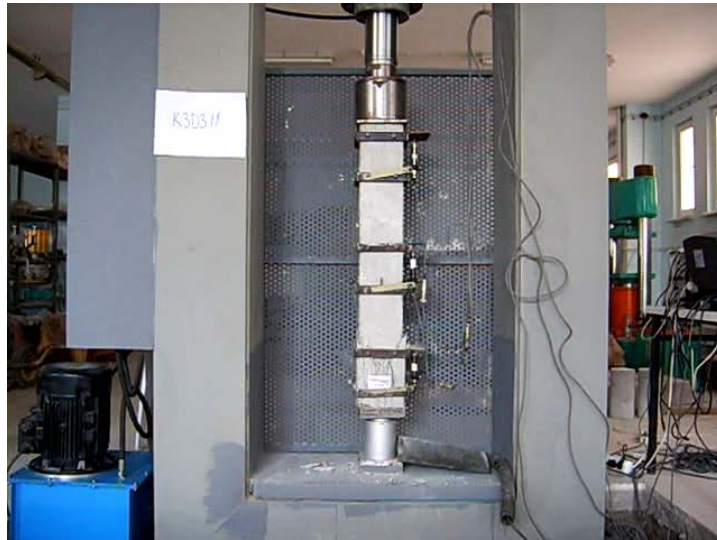
4.7.3.7 K3D311 Kolon Deneyi



Şekil 4.143 K3D311 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

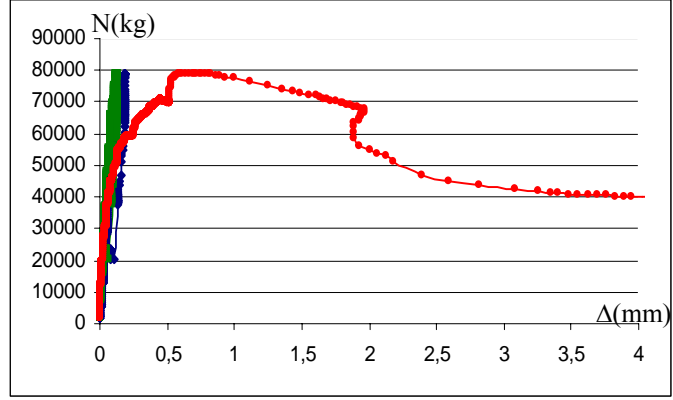


Şekil 4.144 K3D311 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

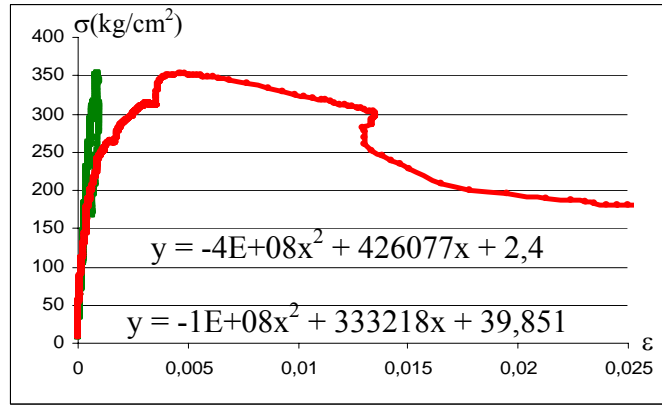


Şekil 4.145 K3D311 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.8 K3D312 Kolon Deneyi



Şekil 4.146 K3D312 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

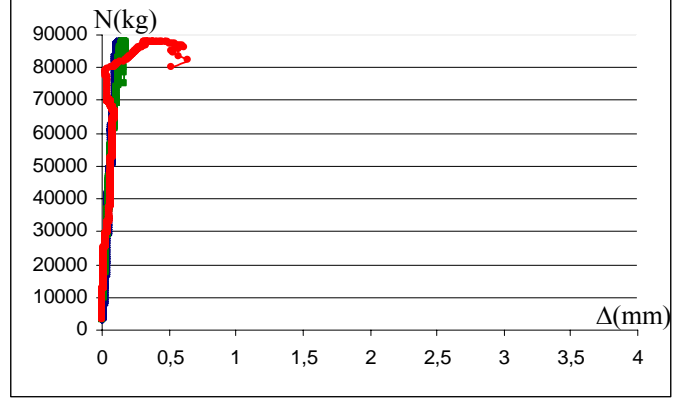


Şekil 4.147 K3D312 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

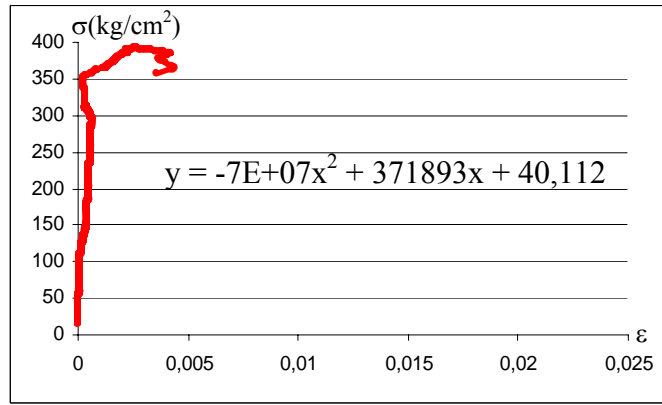


Şekil 4.148 K3D312 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.9 K3D313 Kolon Deneyi



Şekil 4.149 K3D313 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

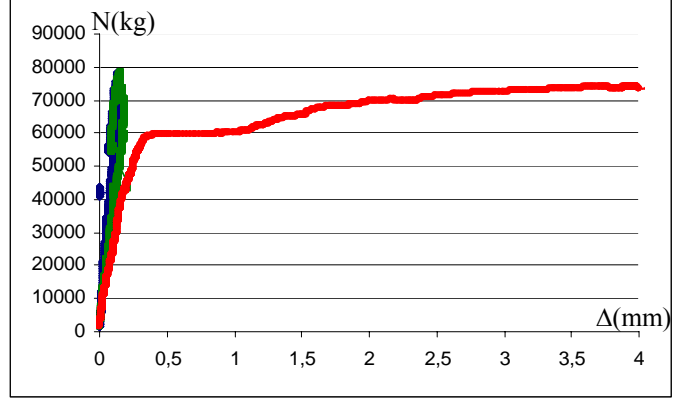


Şekil 4.150 K3D313 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

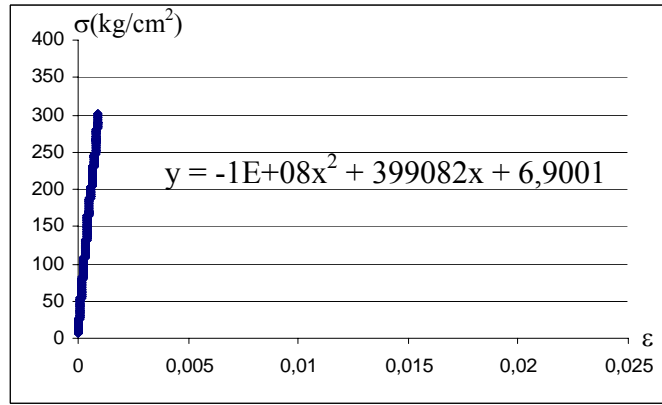


Şekil 4.151 K3D313 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

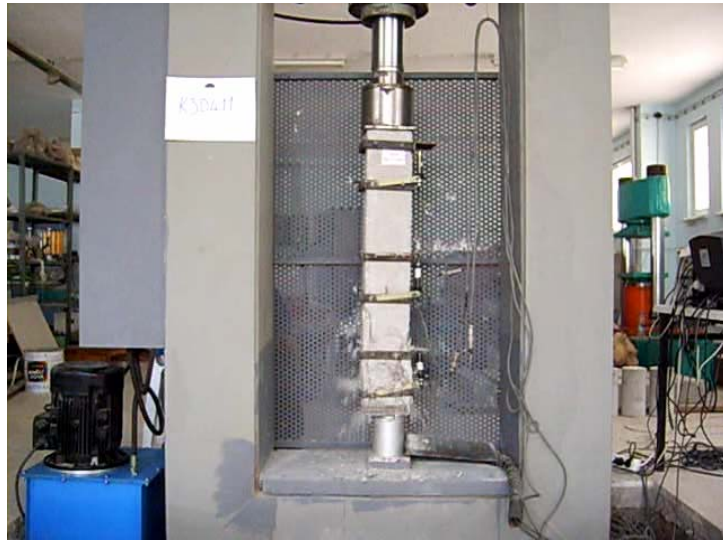
4.7.3.10 K3D411 Kolon Deneyi



Şekil 4.152 K3D411 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

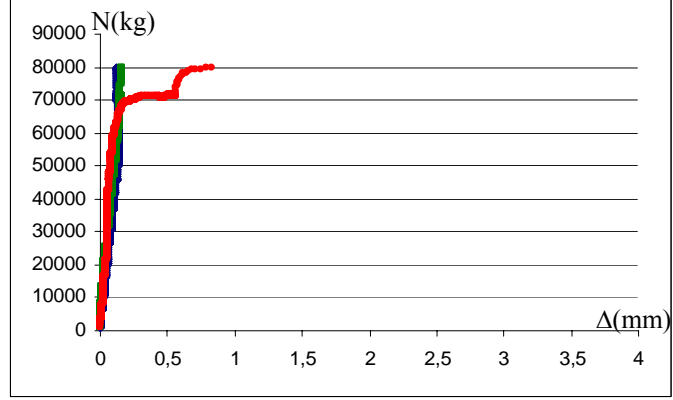


Şekil 4.153 K3D411 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

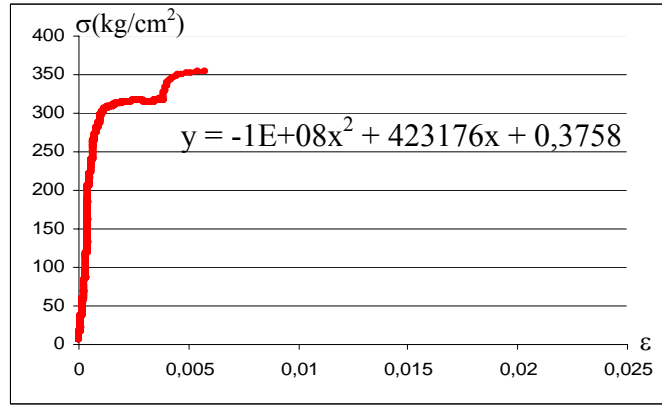


Şekil 4.154 K3D411 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

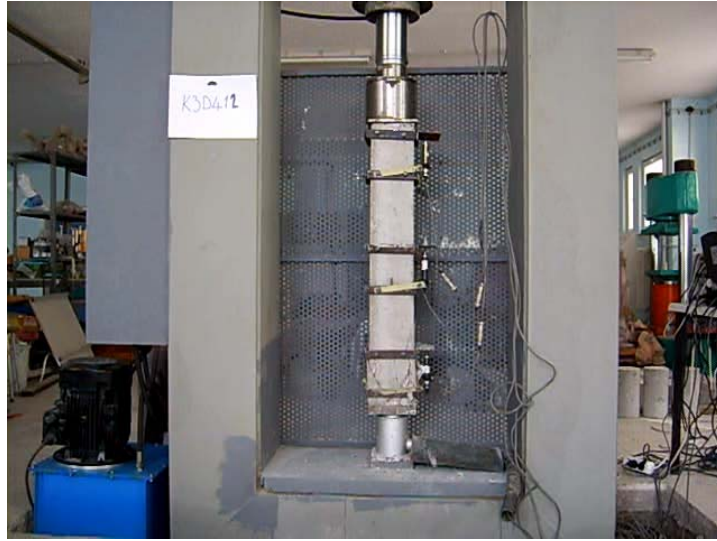
4.7.3.11 K3D412 Kolon Deneyi



Şekil 4.155 K3D412 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

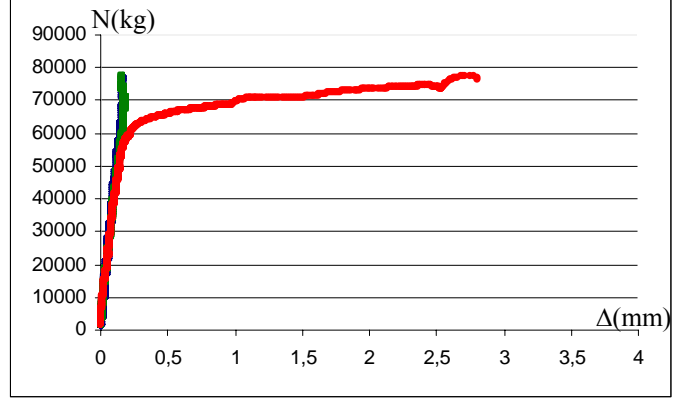


Şekil 4.156 K3D412 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

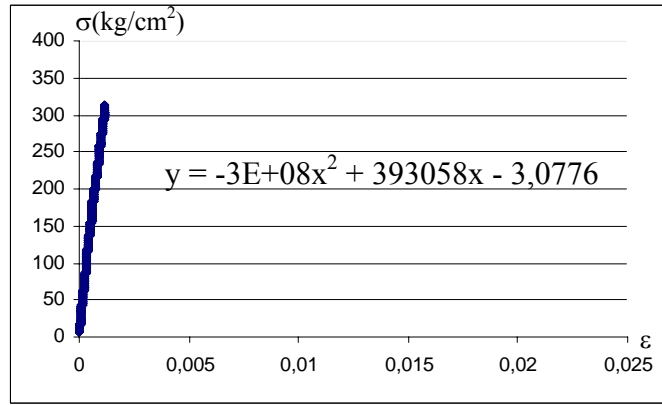


Şekil 4.157 K3D412 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.12 K3D413 Kolon Deneyi



Şekil 4.158 K3D413 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

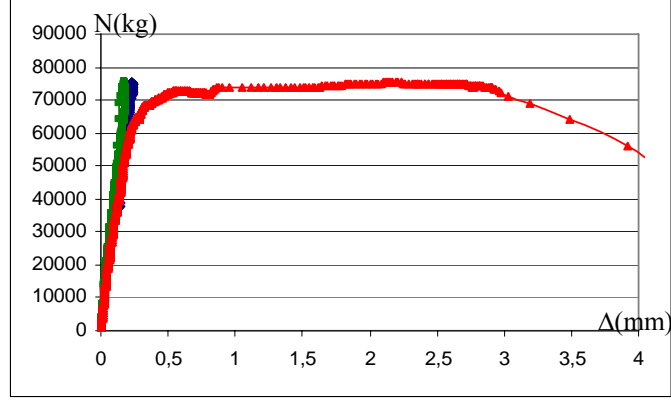


Şekil 4.159 K3D413 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

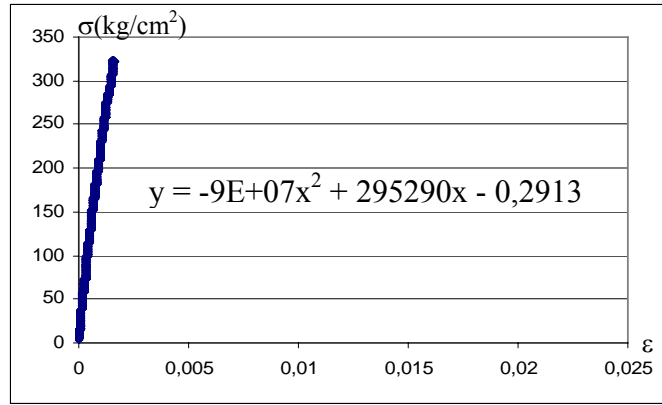


Şekil 4.160 K3D413 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.13 K3D121 Kolon Deneyi



Şekil 4.161 K3D121 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

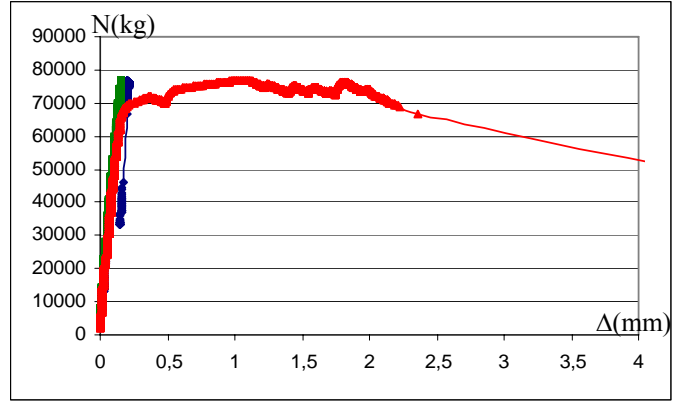


Şekil 4.162 K3D121 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

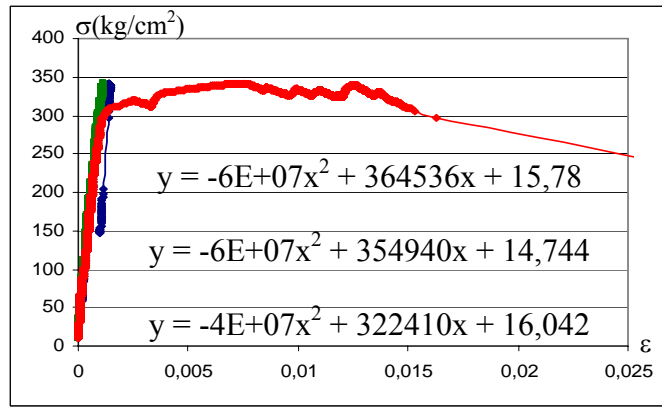


Şekil 4.163 K3D121 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.14 K3D122 Kolon Deneyi



Şekil 4.164 K3D122 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

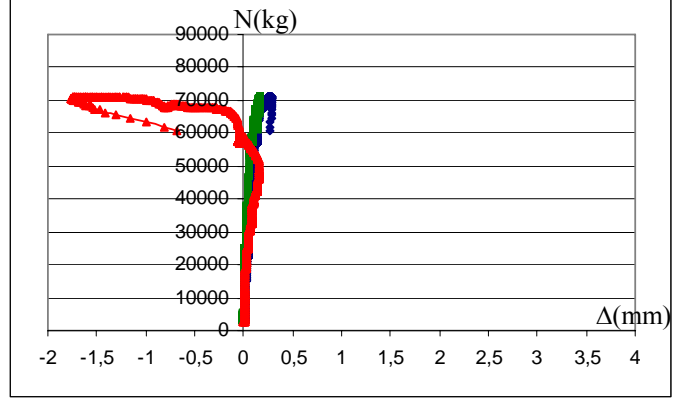


Şekil 4.165 K3D122 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

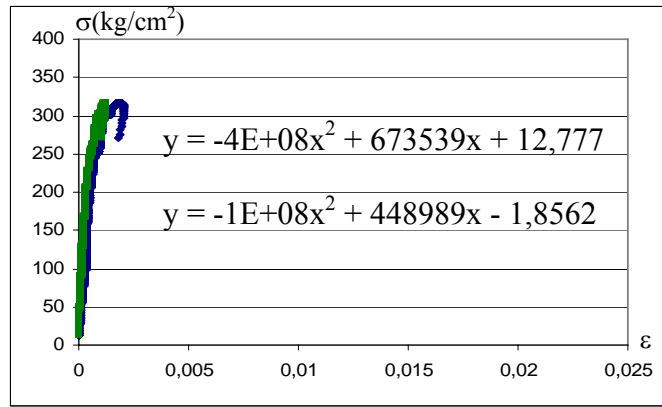


Şekil 4.166 K3D122 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.15 K3D123 Kolon Deneyi



Şekil 4.167 K3D123 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

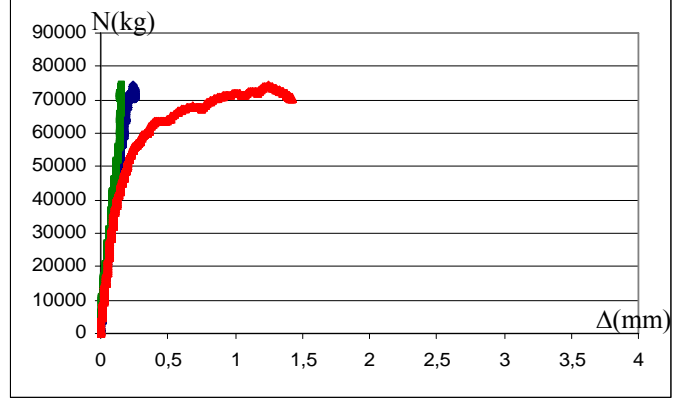


Şekil 4.168 K3D123 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

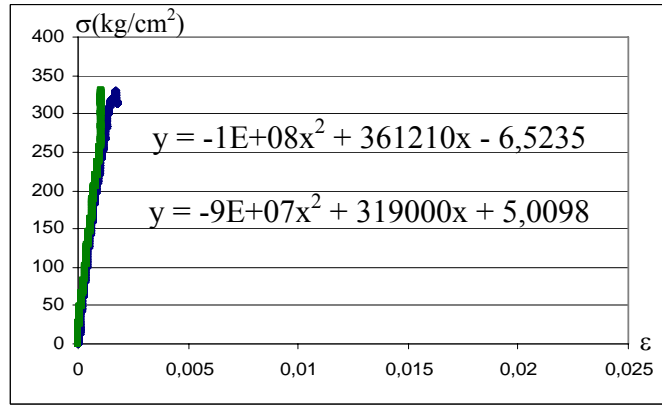


Şekil 4.169 K3D123 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

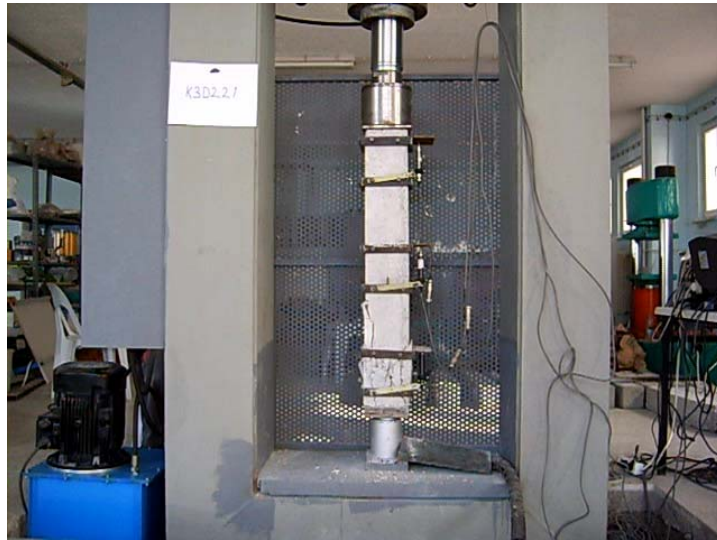
4.7.3.16 K3D221 Kolon Deneyi



Şekil 4.170 K3D221 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

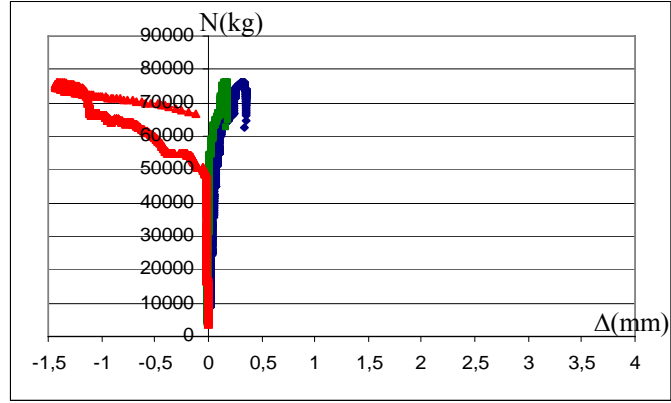


Şekil 4.171 K3D221 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

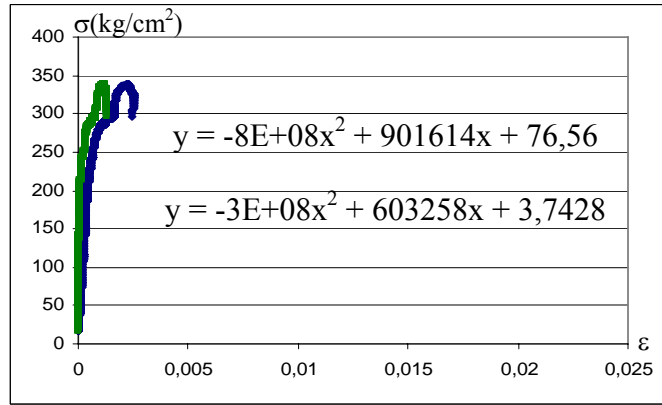


Şekil 4.172 K3D221 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

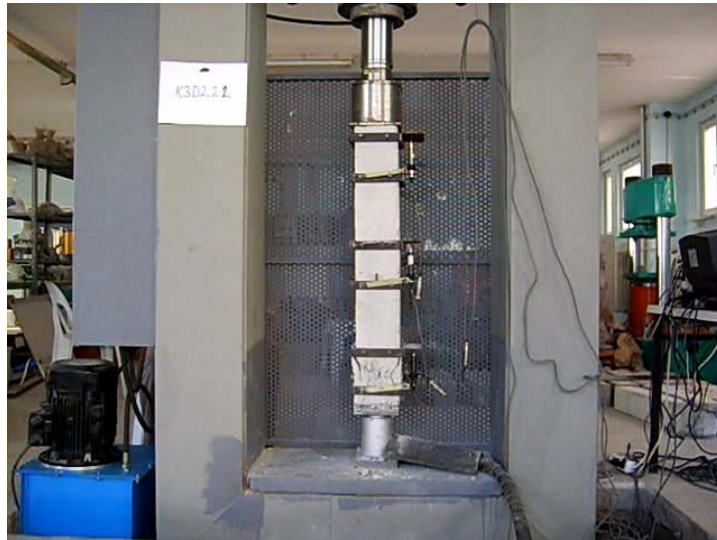
4.7.3.17 K3D222 Kolon Deneyi



Şekil 4.173 K3D222 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

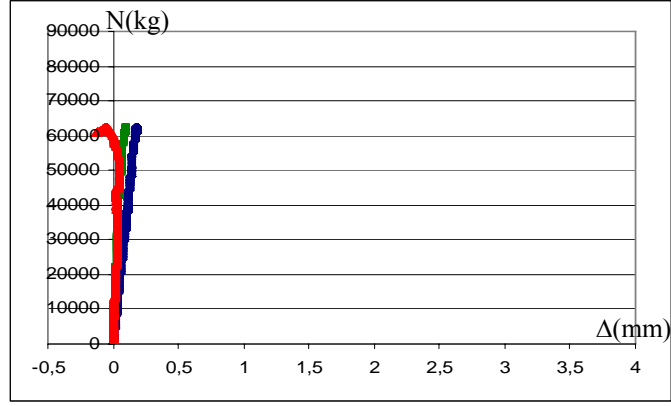


Şekil 4.174 K3D222 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

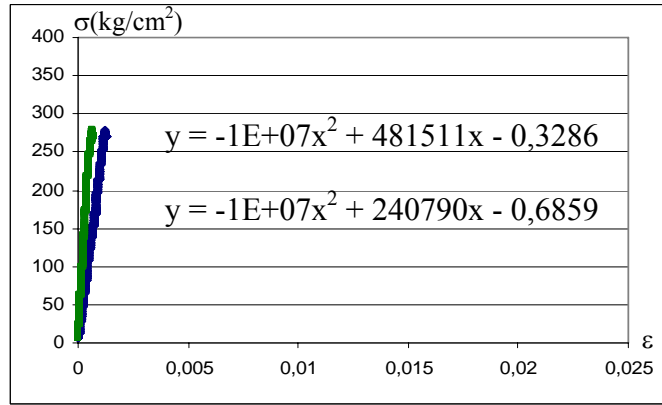


Şekil 4.175 K3D222 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.18 K3D223 Kolon Deneyi



Şekil 4.176 K3D223 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

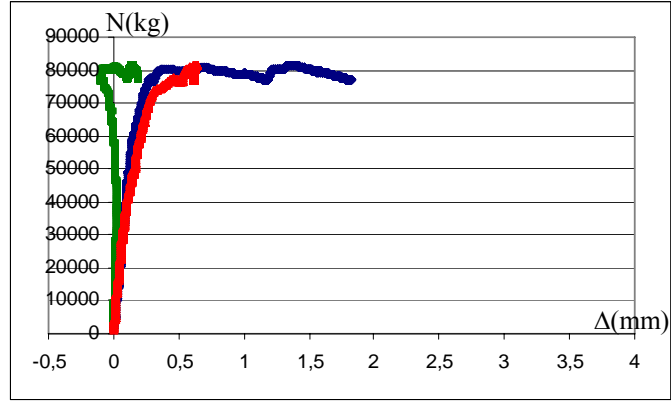


Şekil 4.177 K3D223 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

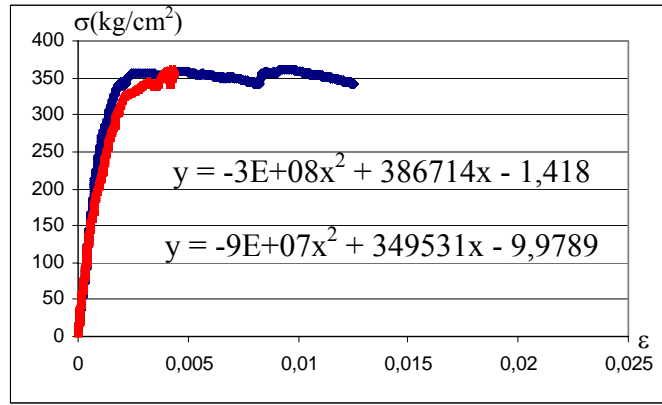


Şekil 4.178 K3D223 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

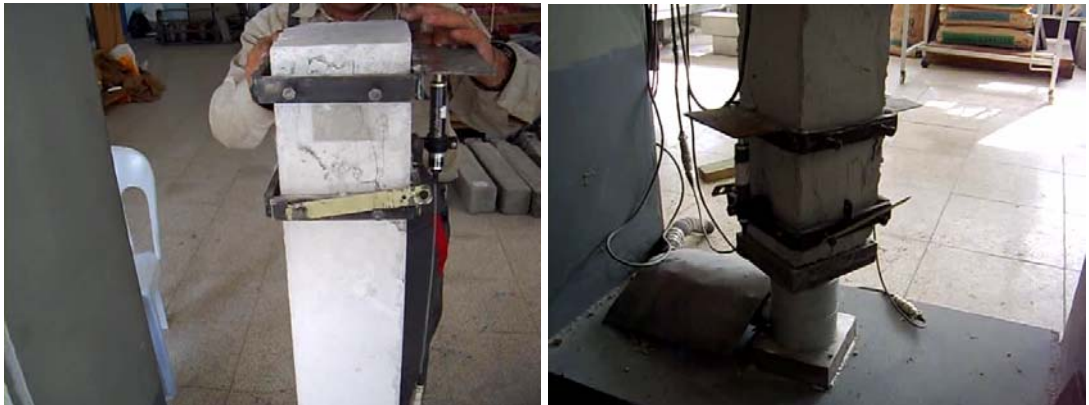
4.7.3.19 K3D321 Kolon Deneyi



Şekil 4.179 K3D321 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

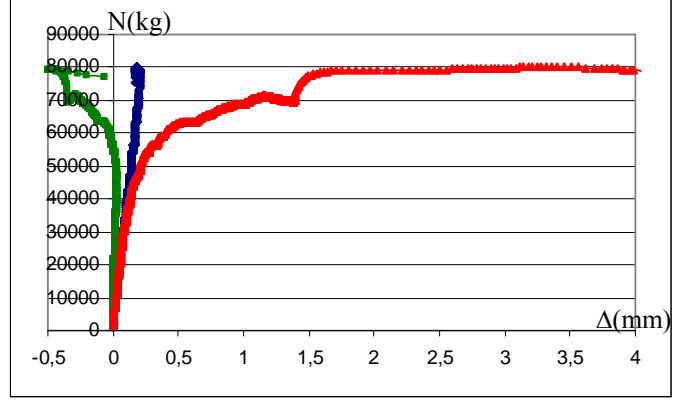


Şekil 4.180 K3D321 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

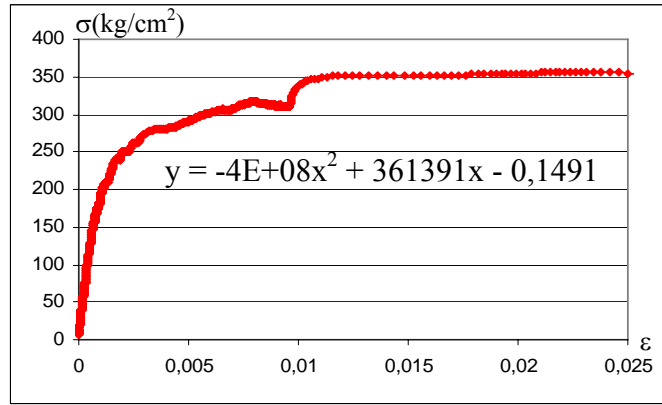


Şekil 4.181 K3D321 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.20 K3D322 Kolon Deneyi



Şekil 4.182 K3D322 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

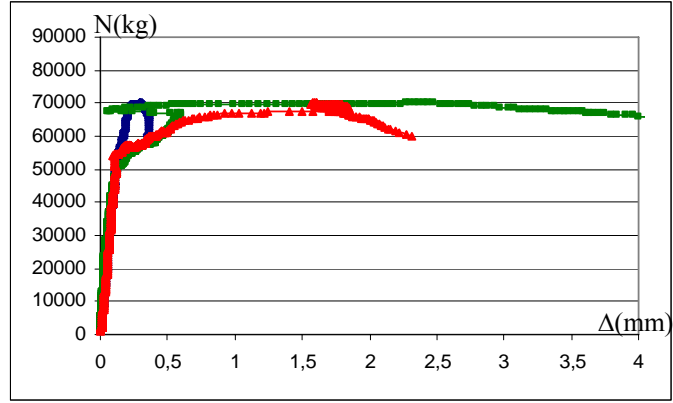


Şekil 4.183 K3D322 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

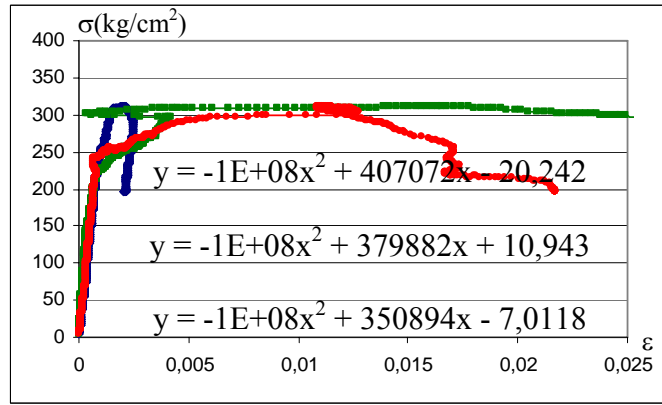


Şekil 4.184 K3D322 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.21 K3D323 Kolon Deneyi



Şekil 4.185 K3D323 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

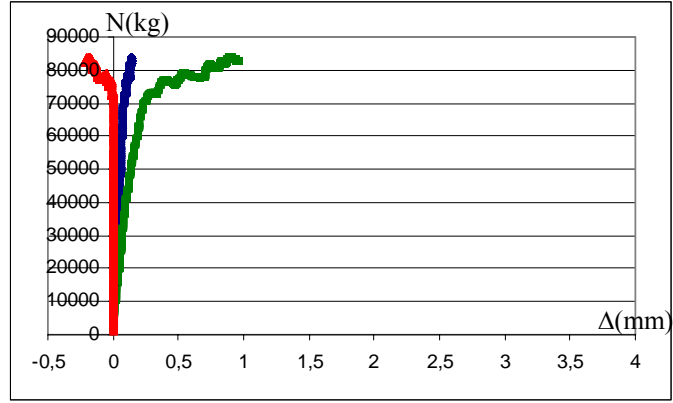


Şekil 4.186 K3D323 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

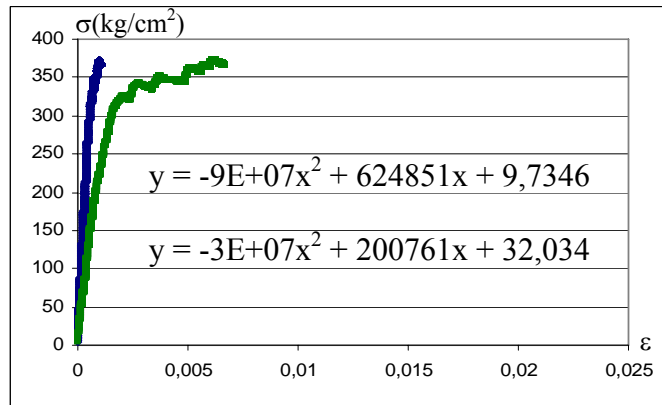


Şekil 4.187 K3D323 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.7.3.22 K3D421 Kolon Deneyi



Şekil 4.188 K3D421 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

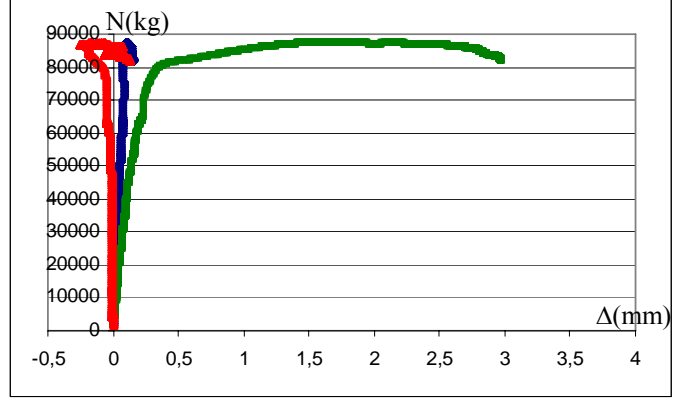


Şekil 4.189 K3D421 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

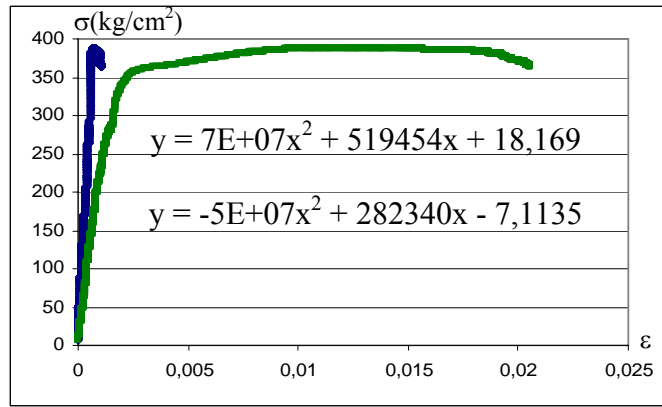


Şekil 4.190 K3D421 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

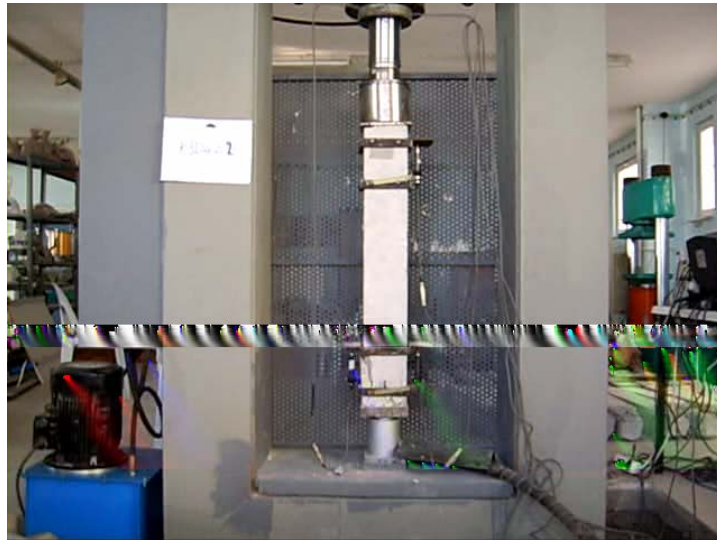
4.7.3.23 K3D422 Kolon Deneyi



Şekil 4.191 K3D422 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

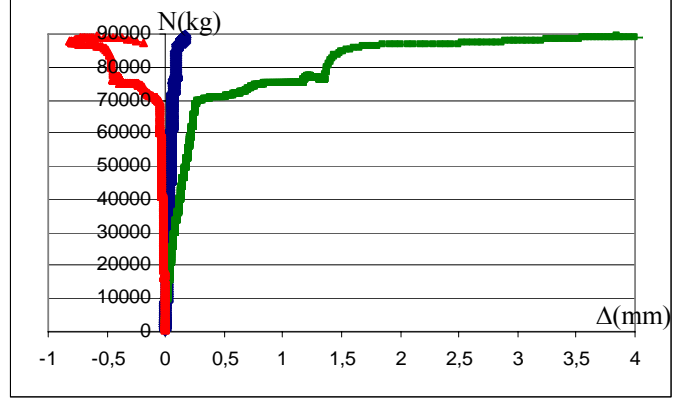


Şekil 4.192 K3D422 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

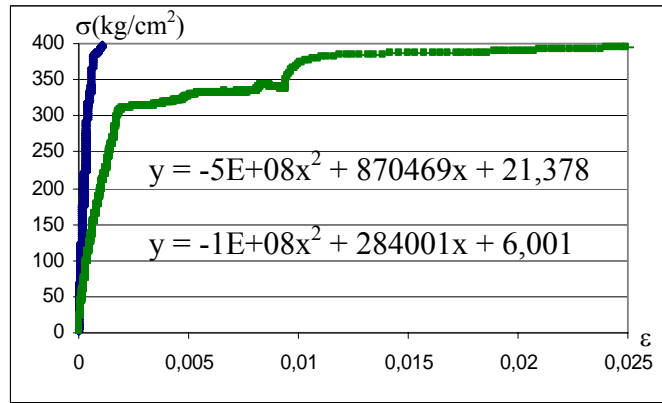


Şekil 4.193 K3D422 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

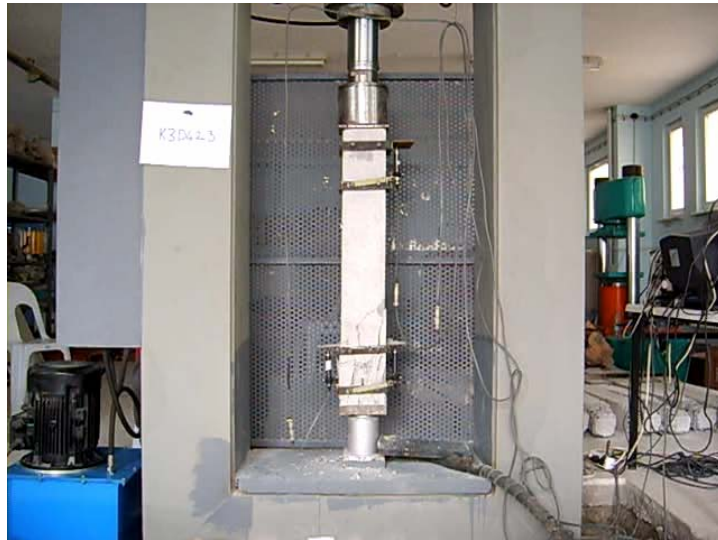
4.7.3.24 K3D423 Kolon Deneyi



Şekil 4.194 K3D423 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği



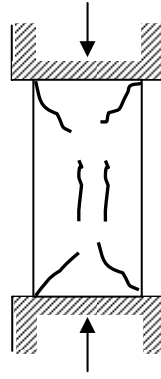
Şekil 4.195 K3D423 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği



Şekil 4.196 K3D422 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

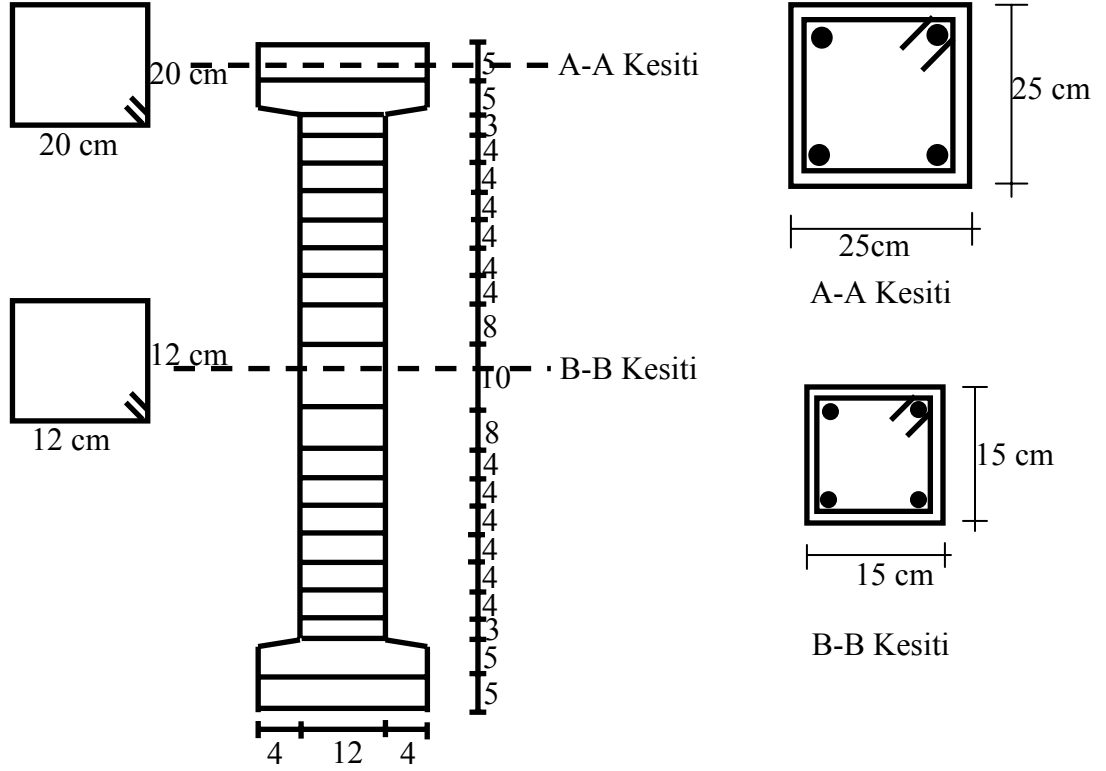
4.8 Beton Başlıklı Kolon Numunelere Ait Grafikler

Deneylelerdeki 15x15x100cm kesitli betonarme kolonlarda oluşan kırılmaların genel olarak çelik başlığın hemen dibinde meydana geldiği görülmüştür. Çelik başlık dibinde meydana gelen kırılmaların nedeni; Şekil 4.197’de gösterilen silindir numunelerde oluşan kırımlarda olduğu gibi basınç gerilmelerinden önce kayma gerilmelerinin aşılması olarak yorumlanmaktadır.



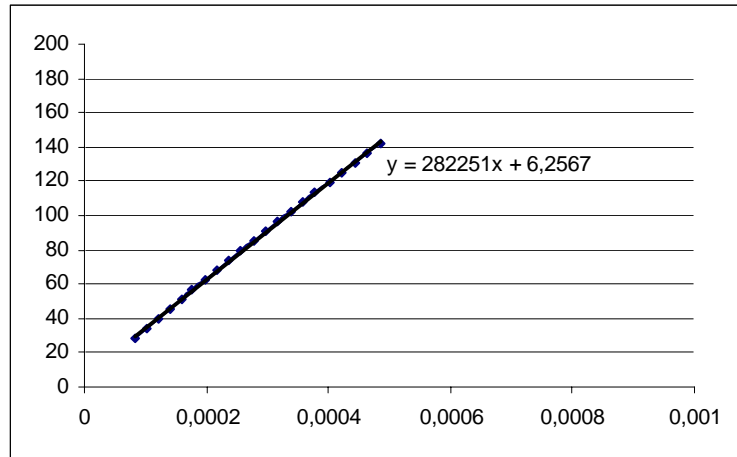
Şekil 4.197 Silindir ve Başlıksız Kolon Numunelerinde Oluşan Kırılma Şekli

Bu durumda kolon numunelere beton başlık oluşturularak kırılmaların kolon ortalarında oluşması ve LVDT okumalarının bu bölgelerden alınması sağlanmaya çalışılmıştır. Bu amaçla beton başlıklı kolon numuneler için yeniden 6 adet kalıp hazırlanarak beton başlıklı numuneler düşey olarak dökülmüş ve eksenel basınç altında kırılmıştır. LVDT’lerin beton başlıklı kolon numunelere sabitlenmesini sağlayan kelepçelerin ara mesafesi 280 mm’dir. Beton başlıklı kolon numunelere ait donatı yerleşim planı Şekil 4.198’de görüldüğü gibidir.



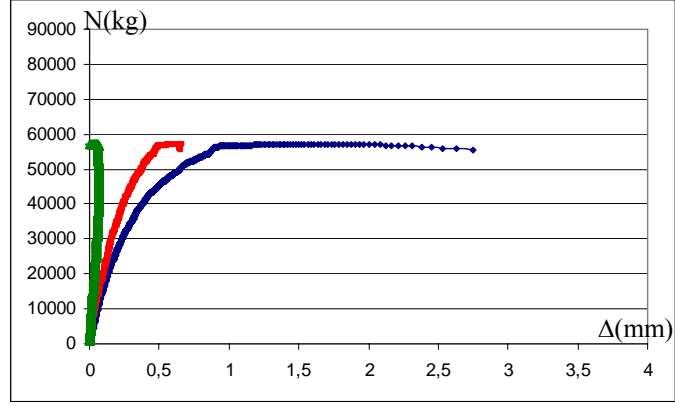
Şekil 4.198 Beton Başlıklı Kolon Numunelere Ait Donatı Yerleşim Planı

4.8.1 KB1 Grubu Deneyleri

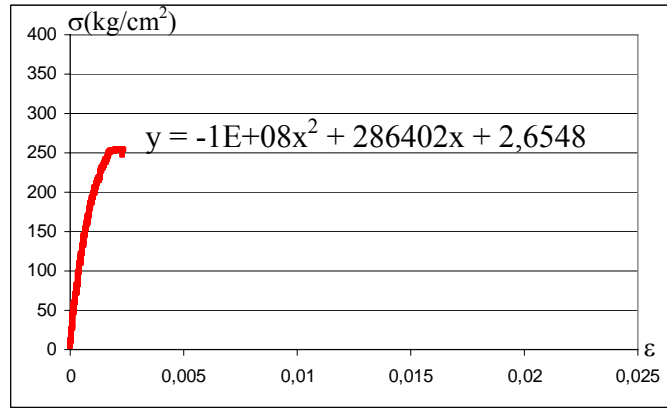


Şekil 4.199 KB1 Grubu Numunelere Ait Ortalama Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği

4.8.1.1 KB1D11 Kolon Deneyi



Şekil 4.200 KB1D11 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

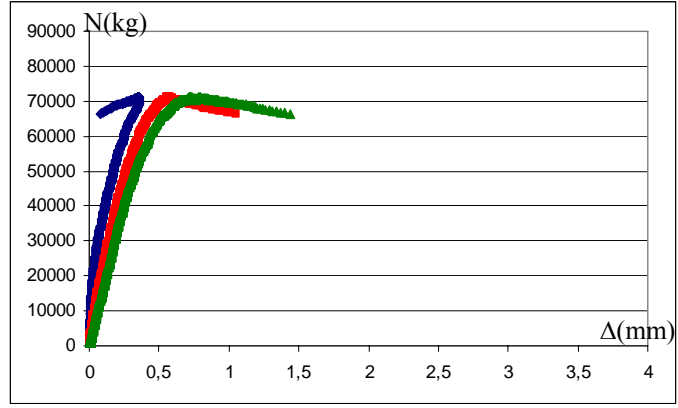


Şekil 4.201 KB1D11 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

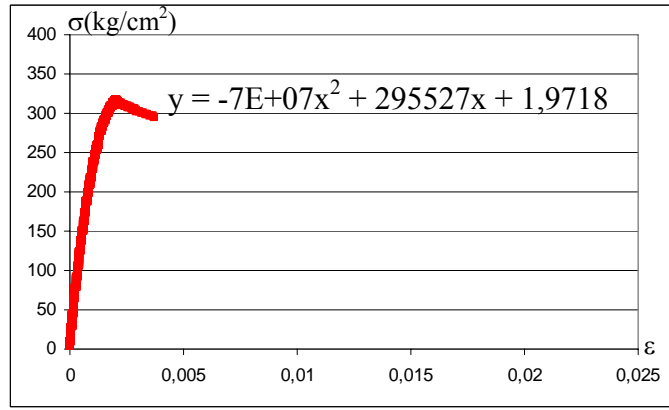


Şekil 4.202 KB1D11 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.1.2 KB1D12 Kolon Deneyi



Şekil 4.203 KB1D12 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

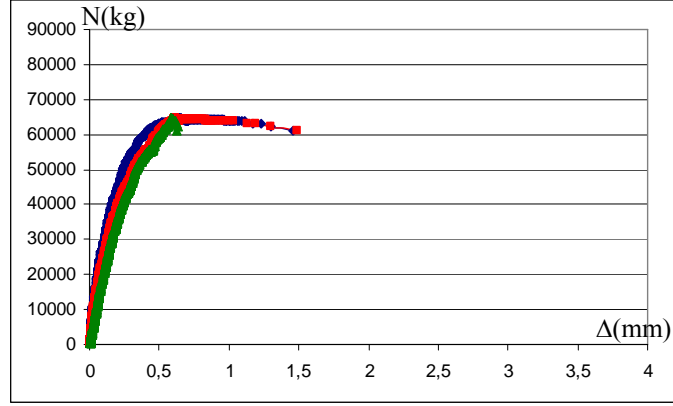


Şekil 4.204 KB1D12 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

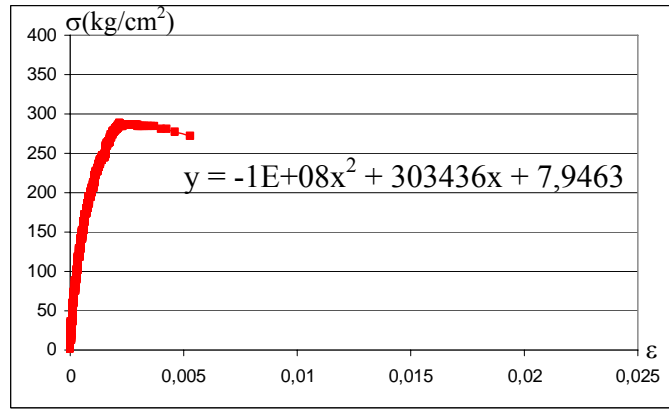


Şekil 4.205 KB1D12 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.1.3 KB1D13 Kolon Deneyi



Şekil 4.206 KB1D13 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

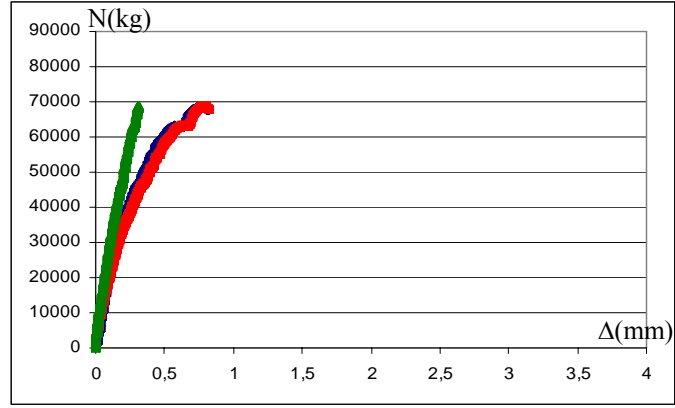


Şekil 4.207 KB1D13 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

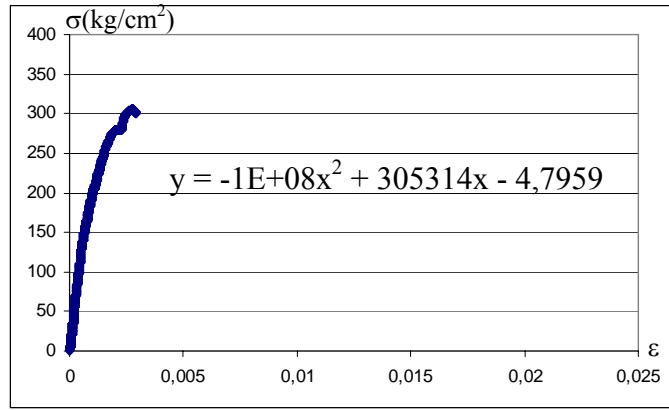


Şekil 4.208 KB1D13 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.1.4 KB1D14 Kolon Deneyi



Şekil 4.209 KB1D14 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

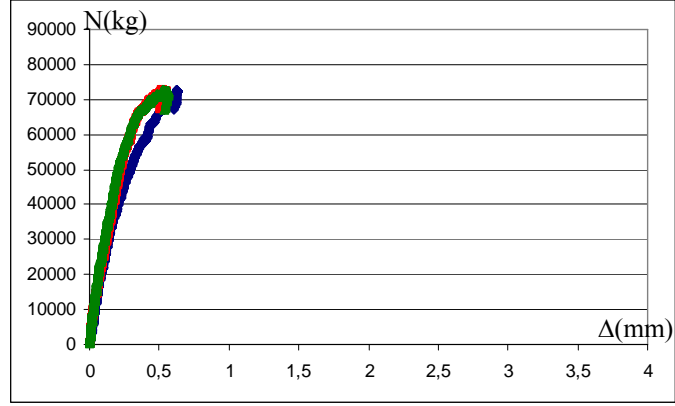


Şekil 4.210 KB1D14 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

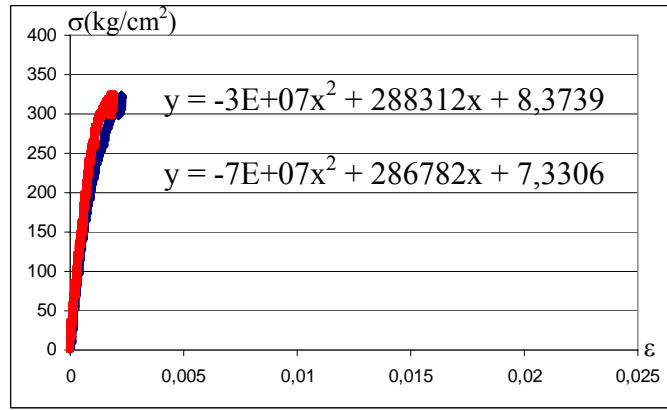


Şekil 4.211 KB1D14 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.1.5 KB1D15 Kolon Deneyi



Şekil 4.212 KB1D15 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

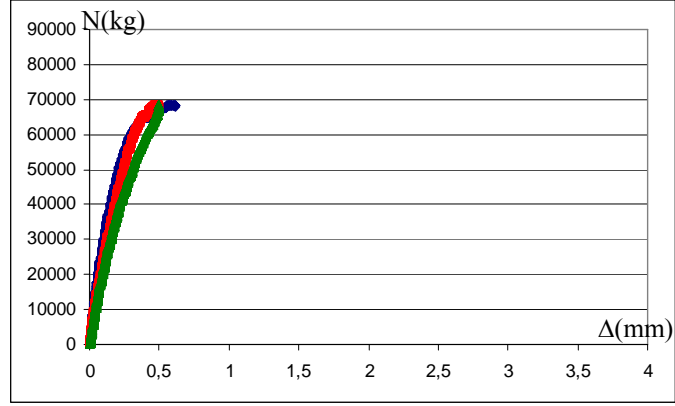


Şekil 4.213 KB1D15 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

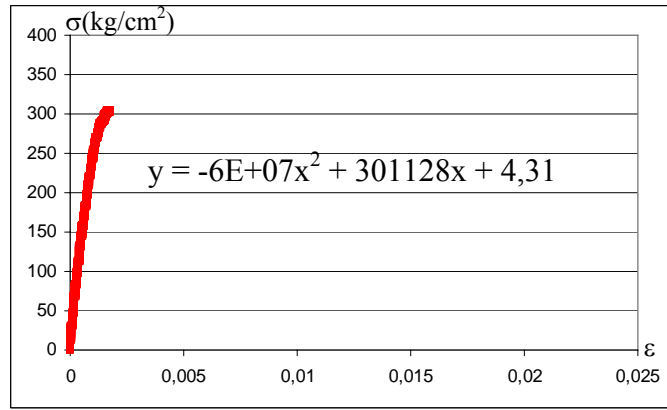


Şekil 4.214 KB1D14 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.1.6 KB1D16 Kolon Deneyi



Şekil 4.215 KB1D16 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

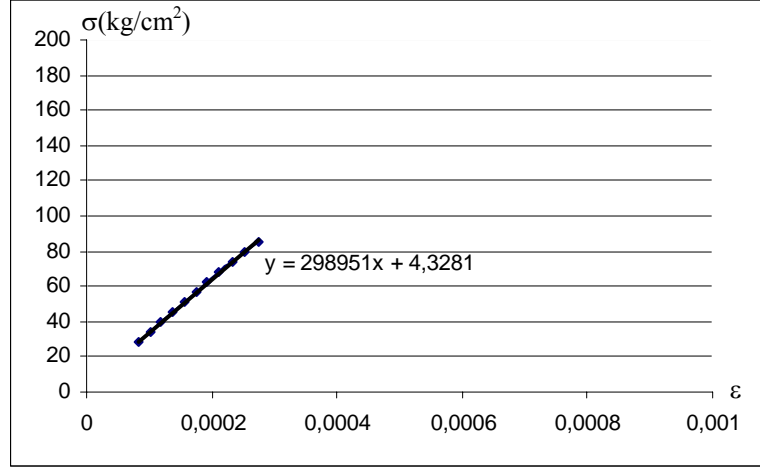


Şekil 4.216 KB1D16 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği



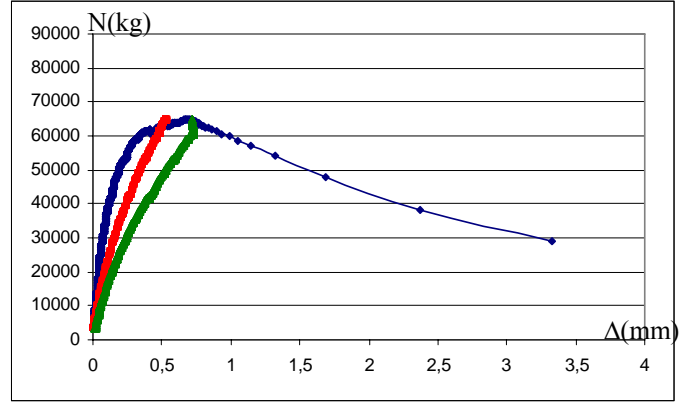
Şekil 4.217 KB1D16 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.2 KB2 Grubu Deneyleri

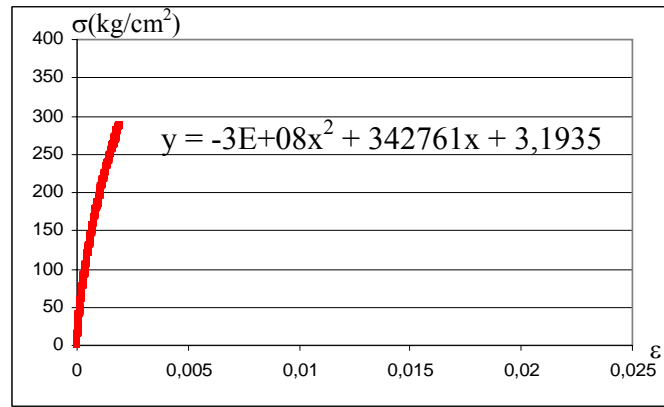


Şekil 4.218 KB2 Grubu Numunelere Ait Ortalama Gerilme-Şekil Değişirme Grafiği

4.8.2.1 KB2D21 Kolon Deneyi



Şekil 4.219 KB2D21 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

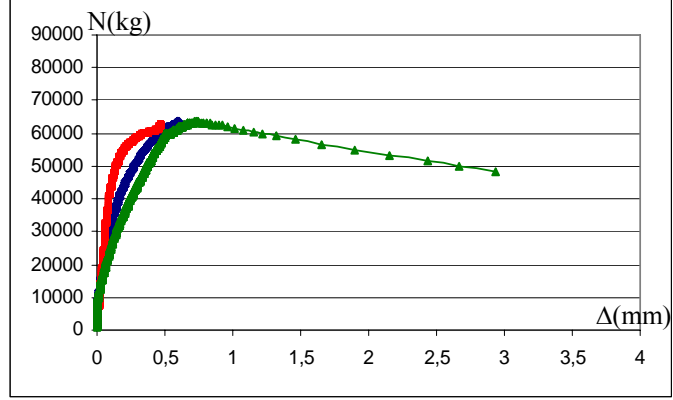


Şekil 4.220 KB2D21 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

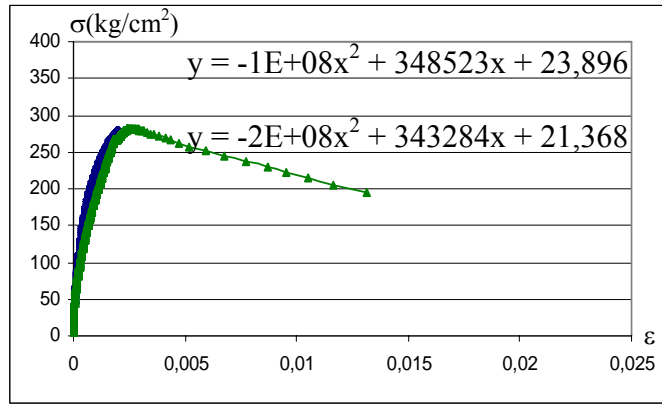


Şekil 4.221 KB2D21 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.2.2 KB2D22 Kolon Deneyi



Şekil 4.222 KB2D22 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

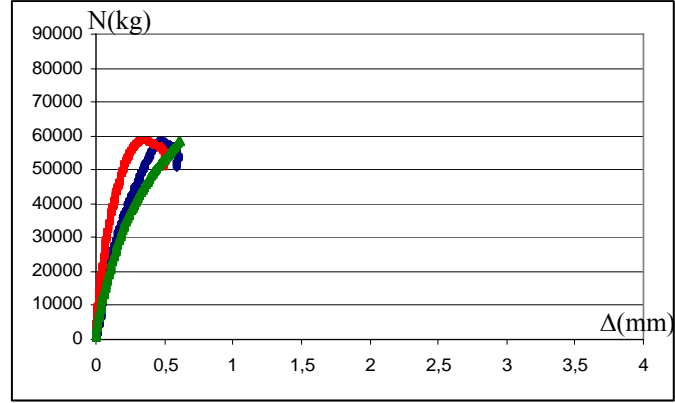


Şekil 4.223 KB2D22 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

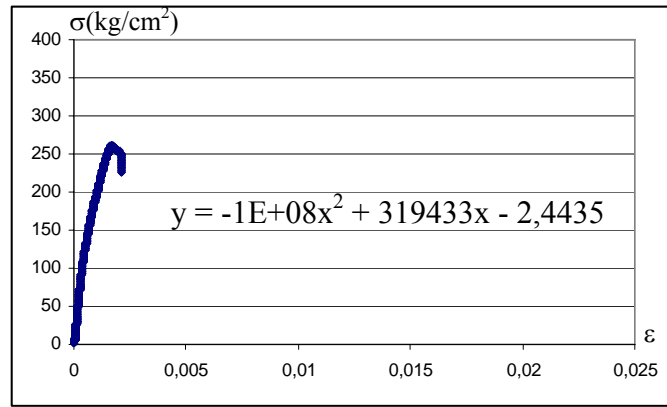


Şekil 4.224 KB2D22 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.2.3 KB2D23 Kolon Deneyi



Şekil 4.225 KB2D23 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

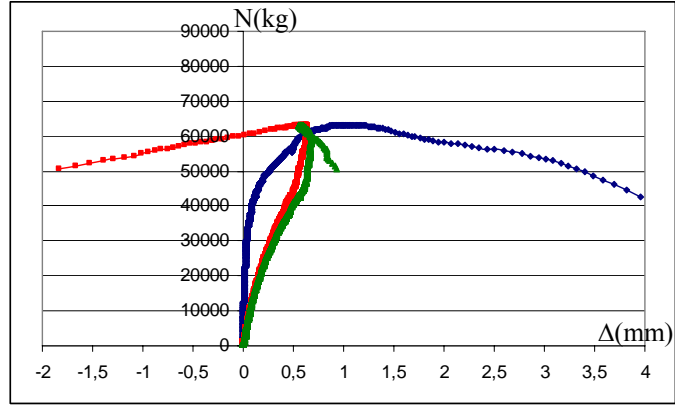


Şekil 4.226 KB2D23 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

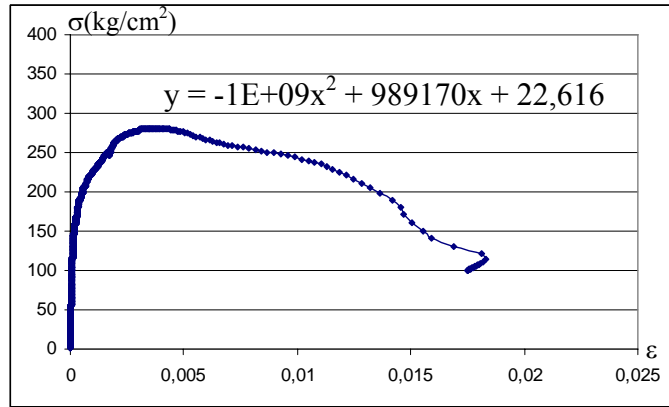


Şekil 4.227 KB2D23 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.2.4 KB2D24 Kolon Deneyi



Şekil 4.228 KB2D24 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

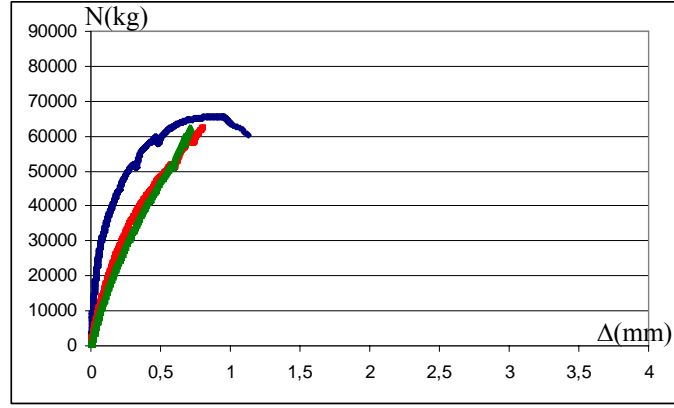


Şekil 4.229 KB2D24 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

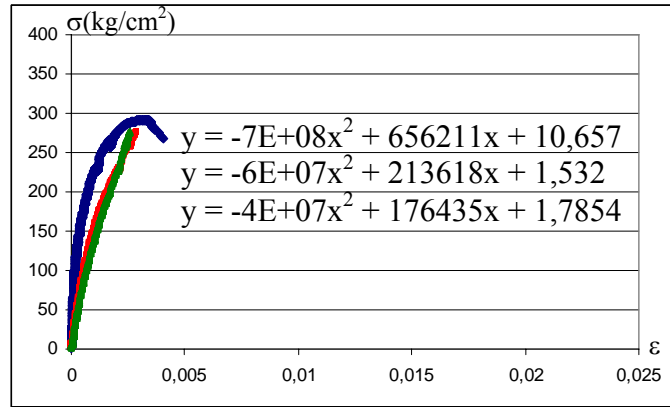


Şekil 4.230 KB2D24 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.2.5 KB2D25 Kolon Deneyi



Şekil 4.231 KB2D25 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği

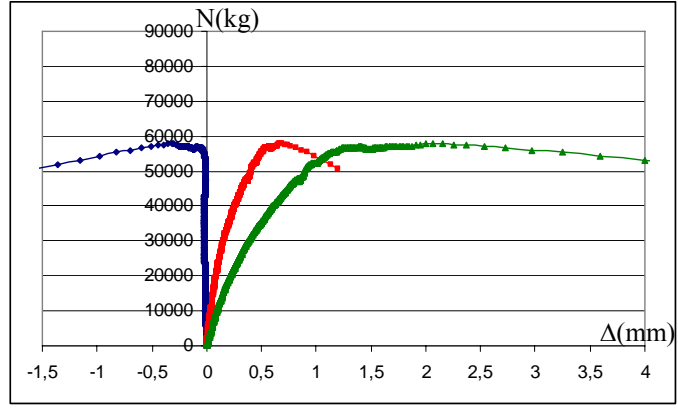


Şekil 4.232 KB2D25 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği

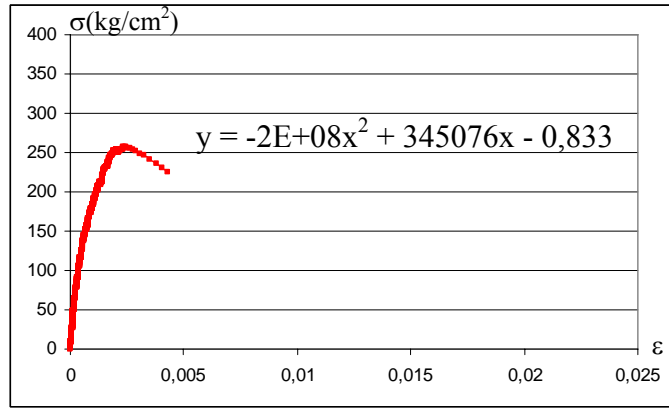


Şekil 4.233 KB2D25 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

4.8.2.6 KB2D26 Kolon Deneyi



Şekil 4.234 KB2D26 Numunesine Ait Yük-Deplasman Grafiği



Şekil 4.235 KB2D26 Numunesine Ait Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği



Şekil 4.236 KB2D26 Numunesinin Deney Sonundaki Görünüşü

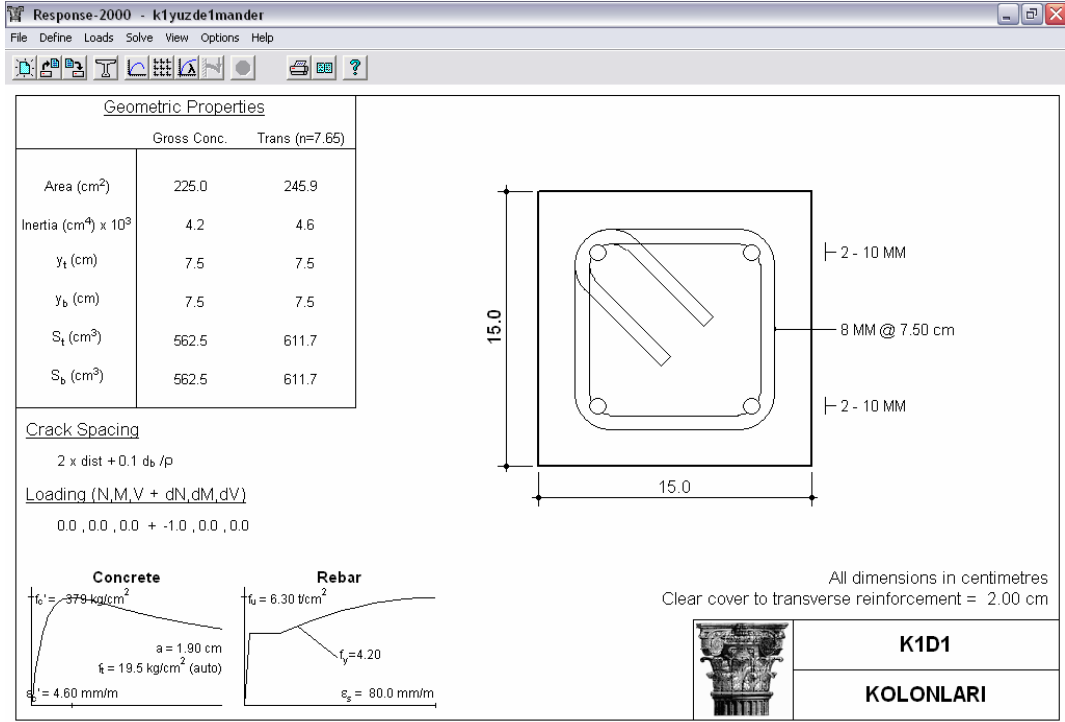
Tablo 4.7 Deneylerden Elde Edilen Elastisite Modülleri

		$f_c=300 \text{ kg/cm}^2$						$E=322650$
		$K11 \text{ (kg/cm}^2)$						
Numune		1.	2.	3.				Ortalama
%1		266325	330075	340614				335344
%2		351741	355724	391296				366253
%3		397633	412914	411806				407451
%4		308823	431484	408152				419818
		$f_c=270 \text{ kg/cm}^2$						$E=308752$
		$K21 \text{ (kg/cm}^2)$			$K22 \text{ (kg/cm}^2)$			
Numune		1.	2.	3.	4.	5.	6.	Ortalama
%1		327263	309944	293740	327302	308755	442705	334951
%2		346388	359167	365569	361898	366568	367173	361127
%3		362510	395242	277061	409281	377201	375159	383878
%4		419816	245038	442263	411843	416380	405405	419141
		$f_c=250 \text{ kg/cm}^2$						$E=300934$
		$K31 \text{ (kg/cm}^2)$			$K32 \text{ (kg/cm}^2)$			
Numune		1.	2.	3.	4.	5.	6.	Ortalama
%1		311124	250011	334679	295290	347295	561264	322097
%2		942989	199320	356128	340105	752436	361150	352461
%3		369939	379647	371893	368122	361391	379282	371712
%4		399082	423176	393058	412806	400897	577235	405803
		$f_c=240 \text{ kg/cm}^2$						$E=282251$
		$KB1 \text{ (kg/cm}^2)$						
Numune		1.	2.	3.	4.	5.	6.	Ortalama
%1		286402	295527	303436	305314	287547	301128	296559
		$f_c=220 \text{ kg/cm}^2$						$E=298951$
		$KB2 \text{ (kg/cm}^2)$						
Numune		1.	2.	3.	4.	5.	6.	Ortalama
%2		342761	345903	319433	989170	348754	345076	340385

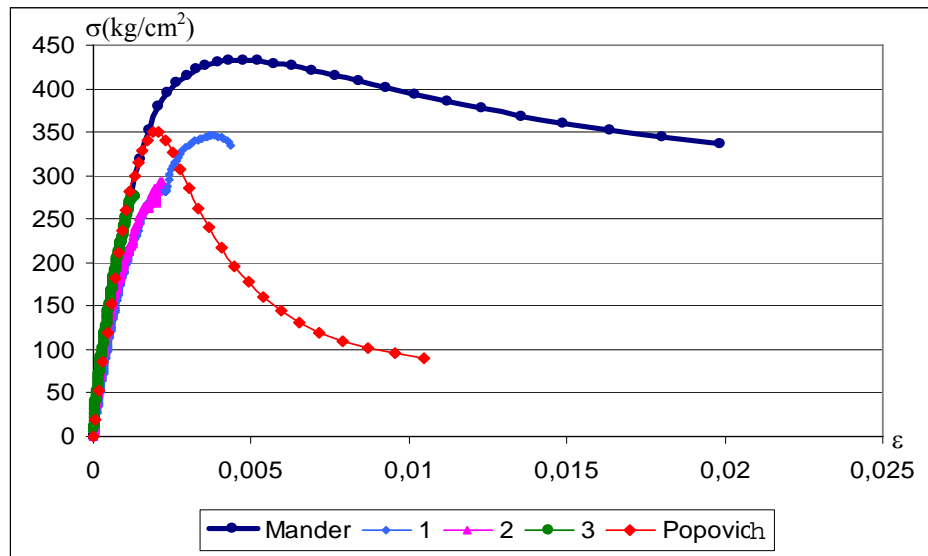
5. DENEY SONUÇLARININ ANALİTİK OLARAK İNCELENMESİ

Deneye tabi tutulan numuneler, RESPONSE–2000 Betonarme Kesit Analizi programı[91] kullanılarak analitik olarak incelenmiştir. Programda otomatik olarak tanımlanmış olan Popovich / Thorenfeldt / Collins Beton modelinin yanında D.B.Y.B.H.Y’de sunulan Mander modeli[84,85] de tanımlanmış, donatı modeli olarak ise ASTM A615 modeli[92] kullanılmıştır. Analitik değerlendirme sonuçları sunulurken ilk olarak analizi yapılan her bir kesitin özellikleri gösterilmiştir. Daha sonra her bir kesit için analitik olarak hesaplanan gerilme-şekil değiştirme eğrileri ile ilgili kesitlere ait deneysel olarak bulunan gerilme-şekil değiştirme eğrileri aynı grafik üzerinde sunulmuştur. Grafiklerden de görüleceği gibi deneysel ve analitik olarak elde edilen eğrilerin lineer bölümleri örtüşmektedir.

5.1 K1D1 Kolonları

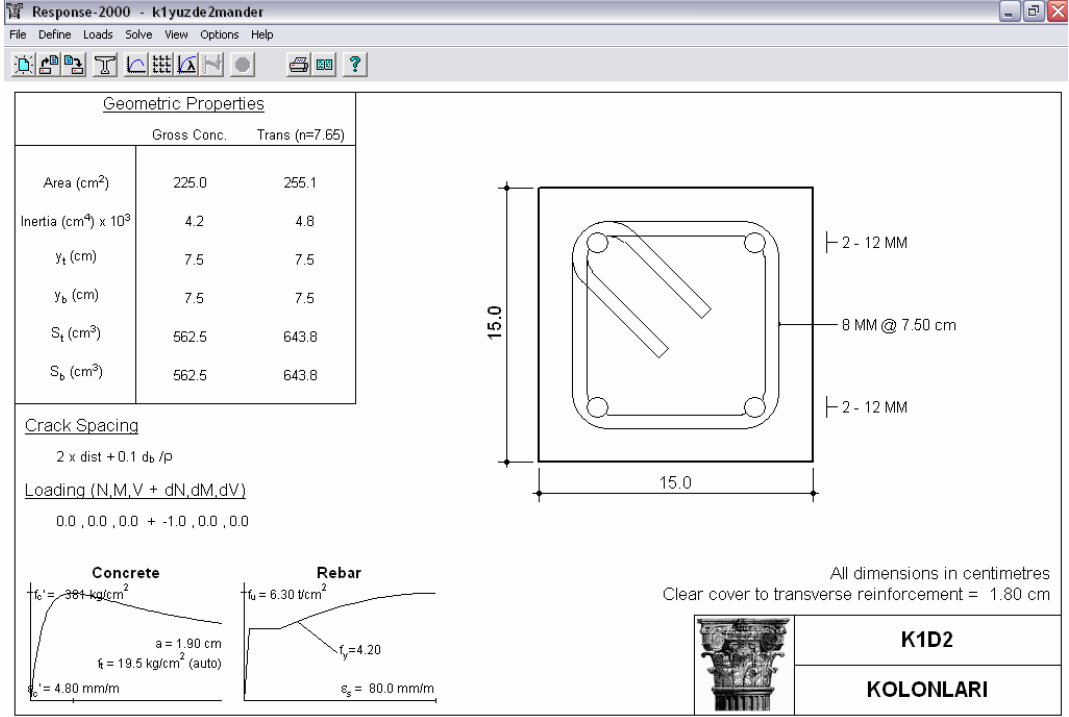


Şekil 5.1 K1D1 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

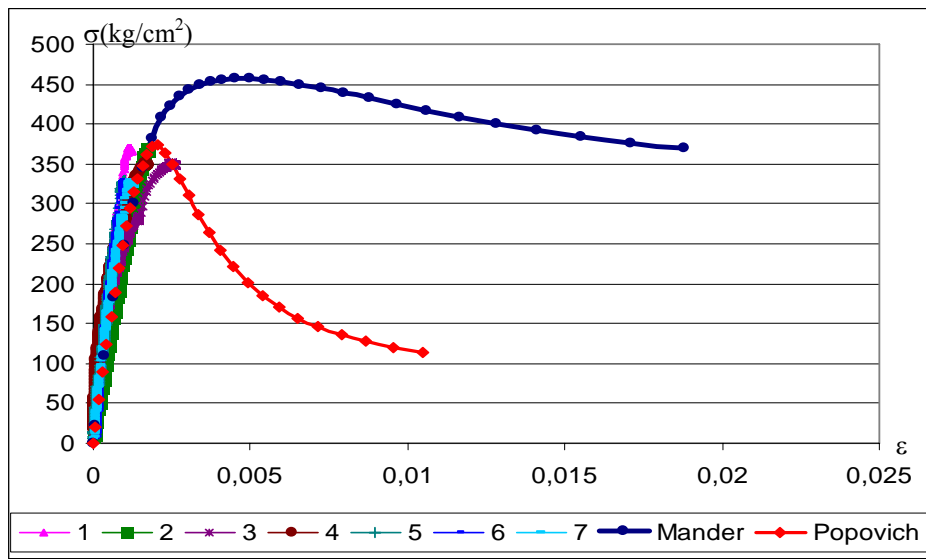


Şekil 5.2 K1D1 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ-ε Eğrileri

5.2 K1D2 Kolonları

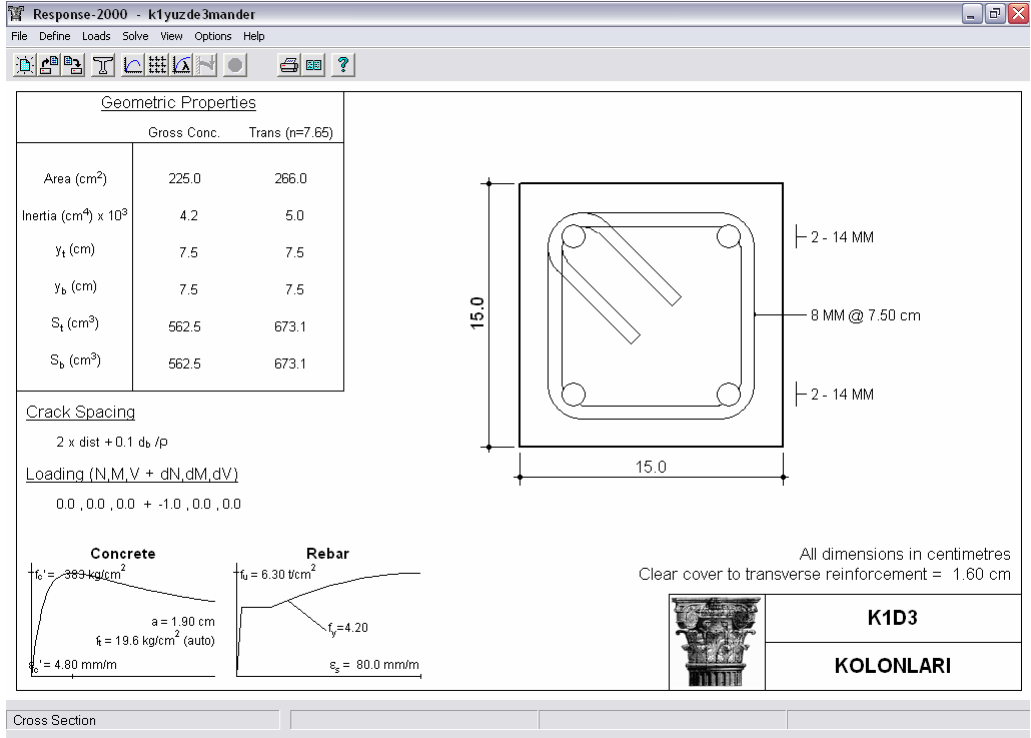


Şekil 5.3 K1D2 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

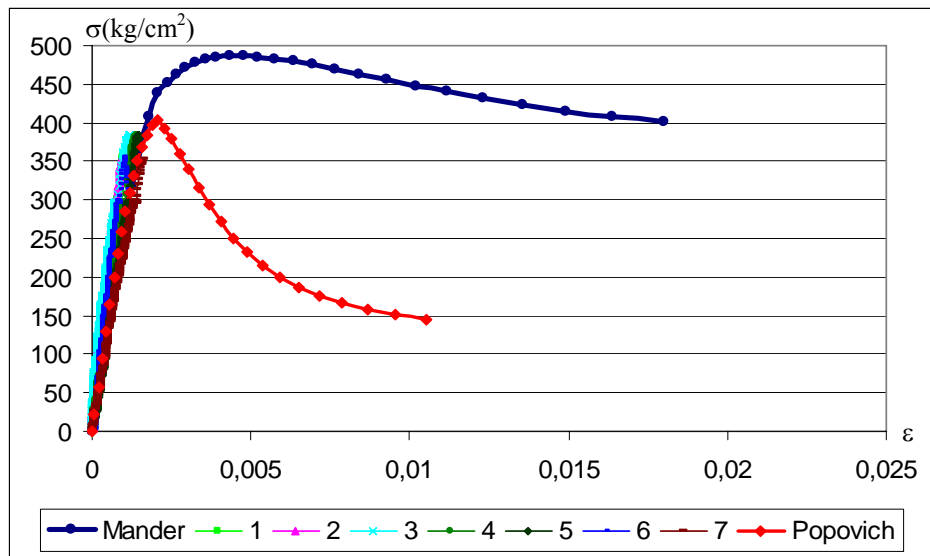


Şekil 5.4 K1D2 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ-ε Eğrileri

5.3 K1D3 Kolonları

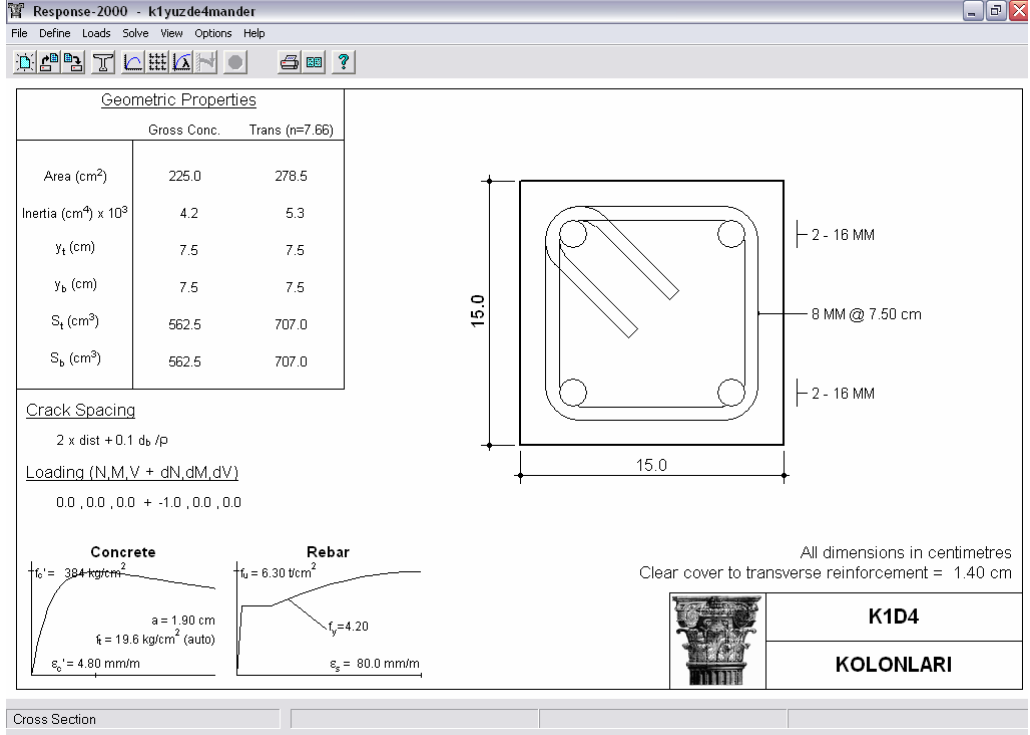


Şekil 5.5 K1D3 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

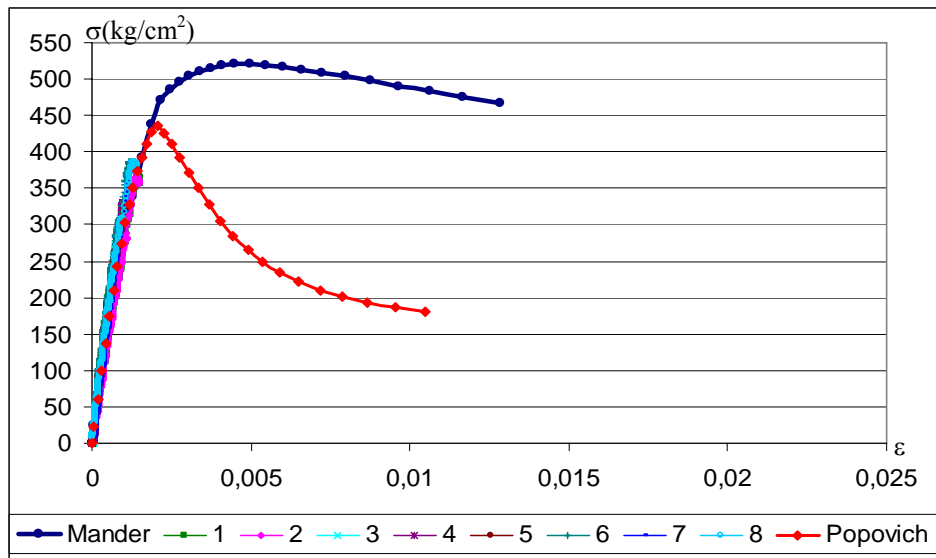


Şekil 5.6 K1D3 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ-ε Eğrileri

5.4 K1D4 Kolonları

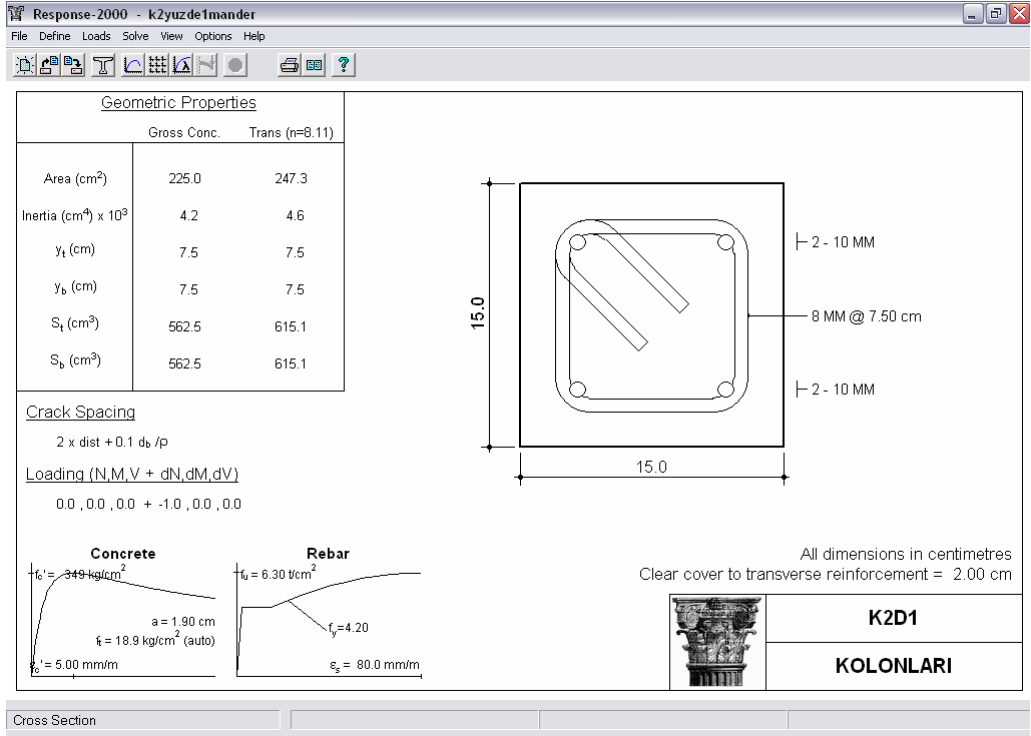


Şekil 5.7 K1D4 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

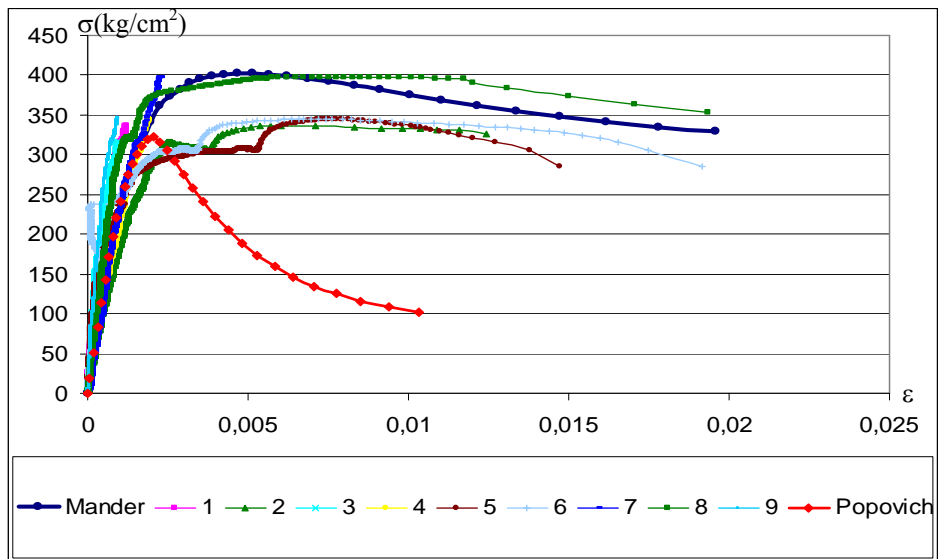


Şekil 5.8 K1D4 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ-ε Eğrileri

5.5 K2D1 Kolonları

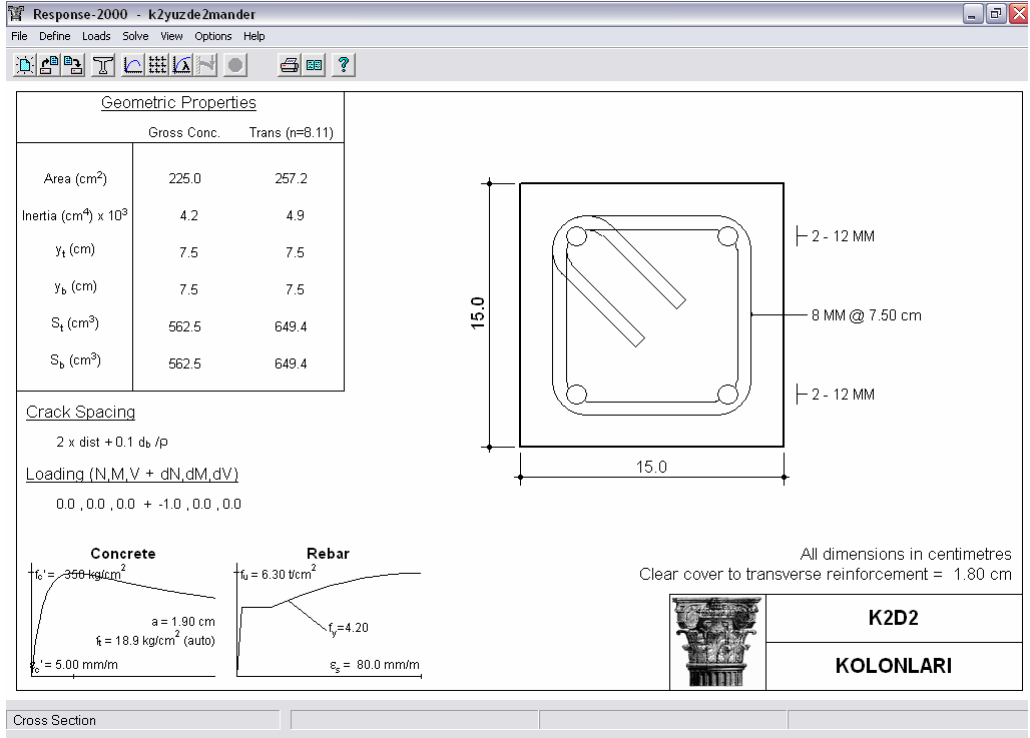


Şekil 5.9 K2D1 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

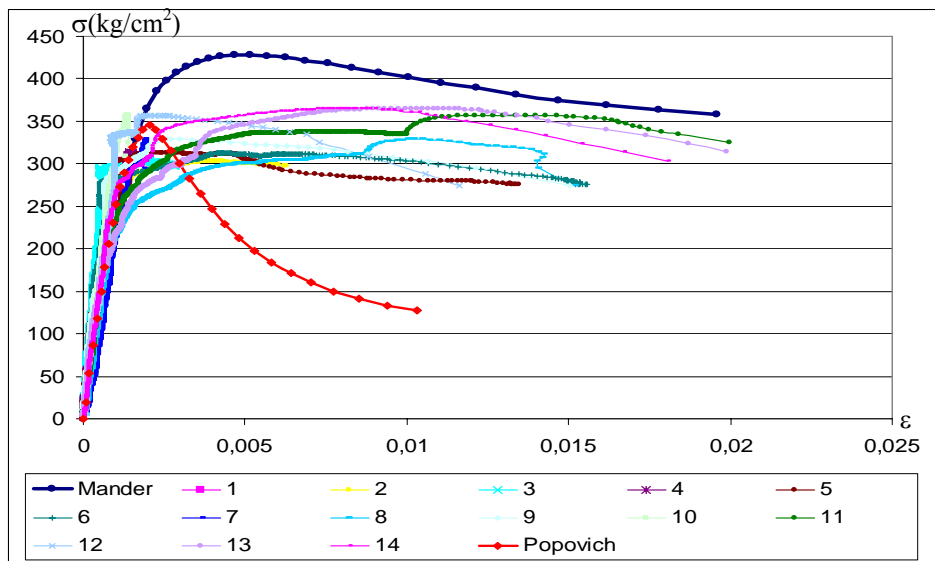


Şekil 5.10 K2D1 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ϵ Eğrileri

5.6 K2D2 Kolonları

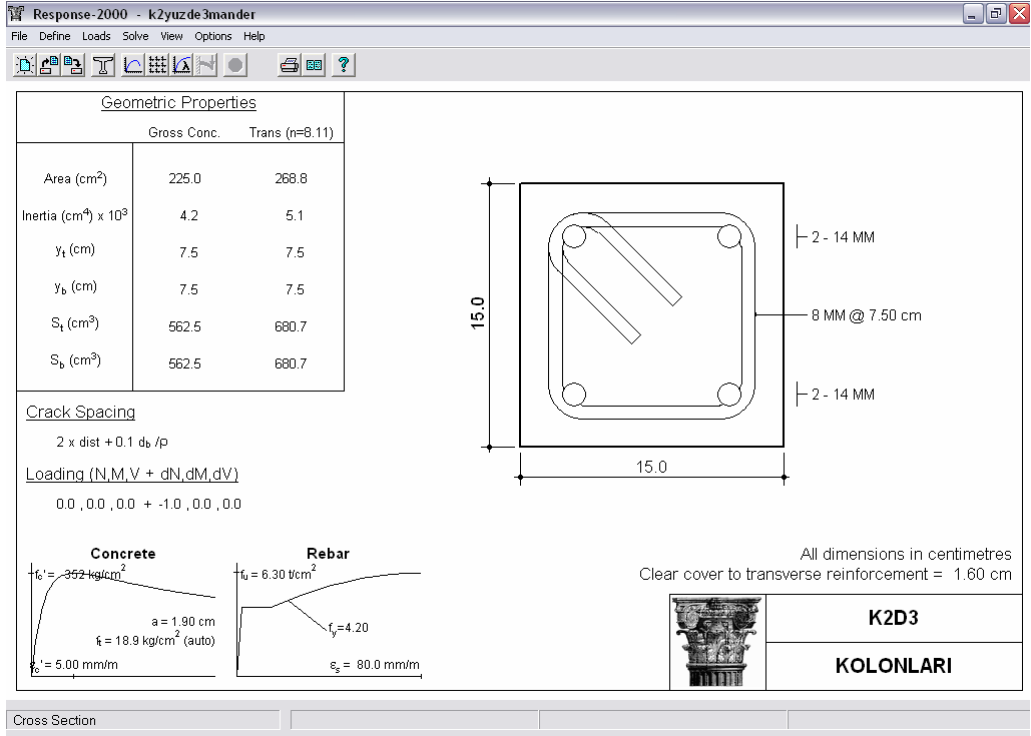


Şekil 5.11 K2D2 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

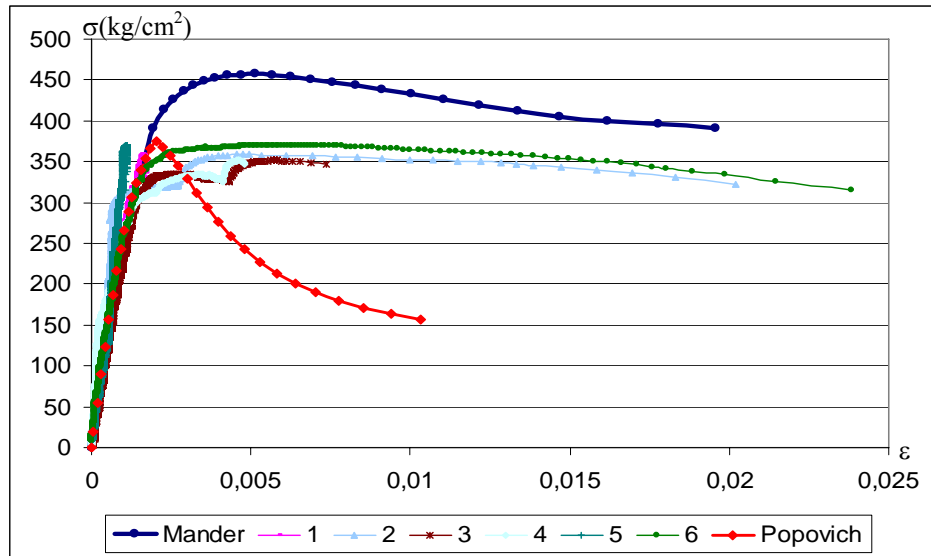


Şekil 5.12 K2D2 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ϵ Eğrileri

5.7 K2D3 Kolonları

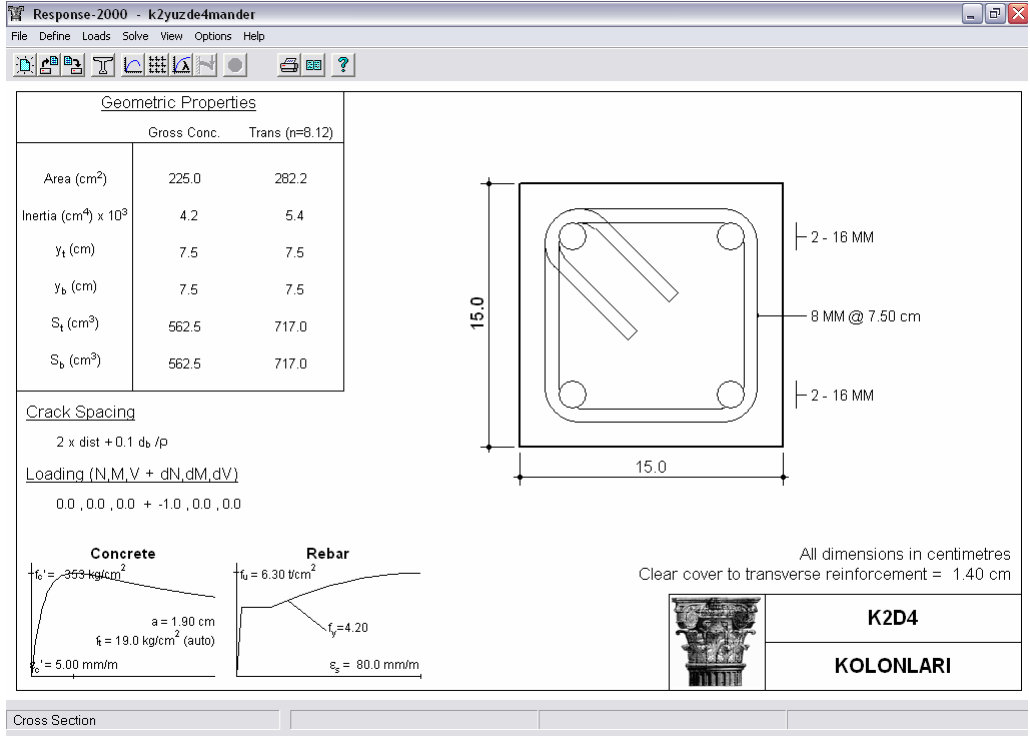


Şekil 5.13 K2D3 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

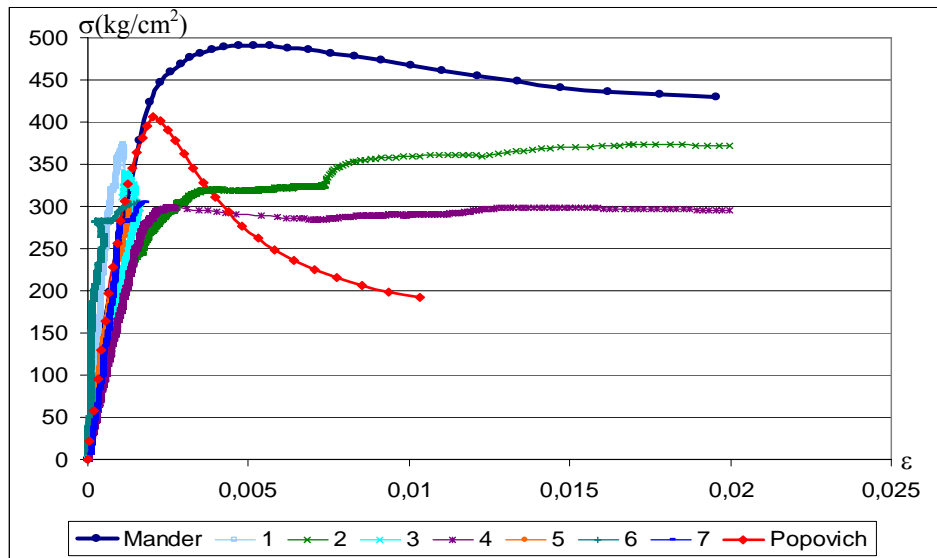


Şekil 5.14 K2D3 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ϵ Eğrileri

5.8 K2D4 Kolonları

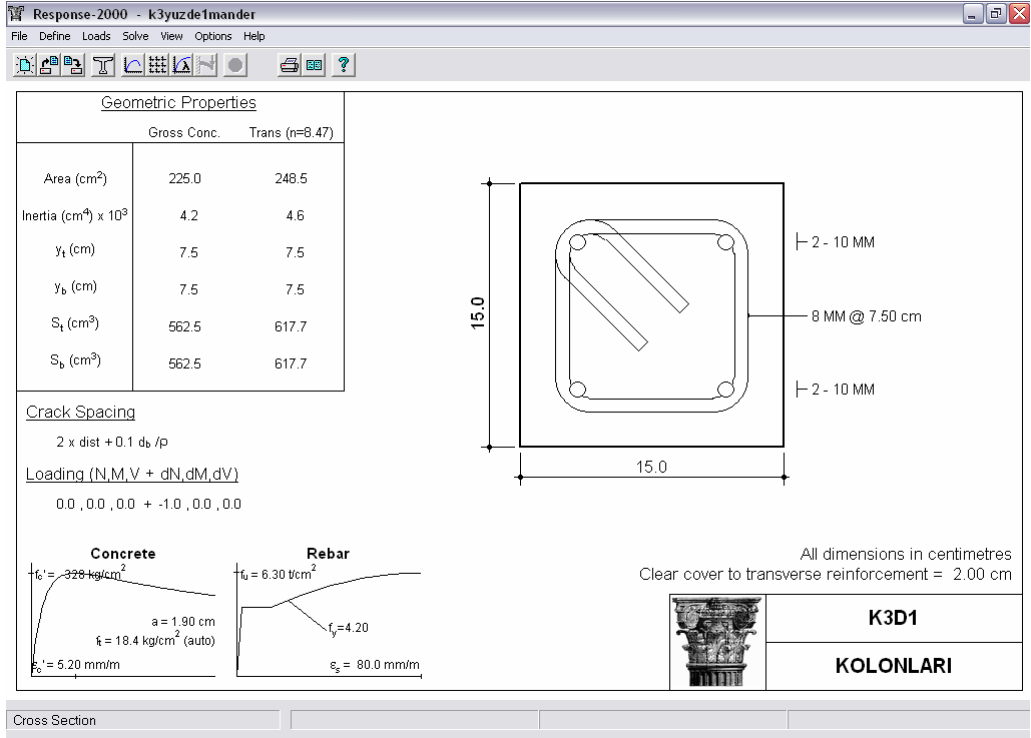


Şekil 5.15 K2D4 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

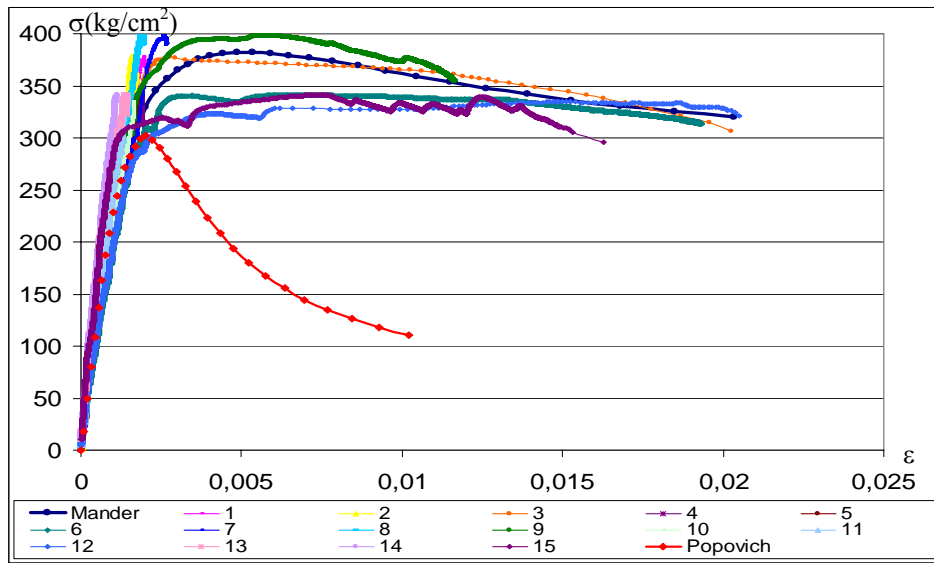


Şekil 5.16 K2D4 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ϵ Eğrileri

5.9 K3D1 Kolonları

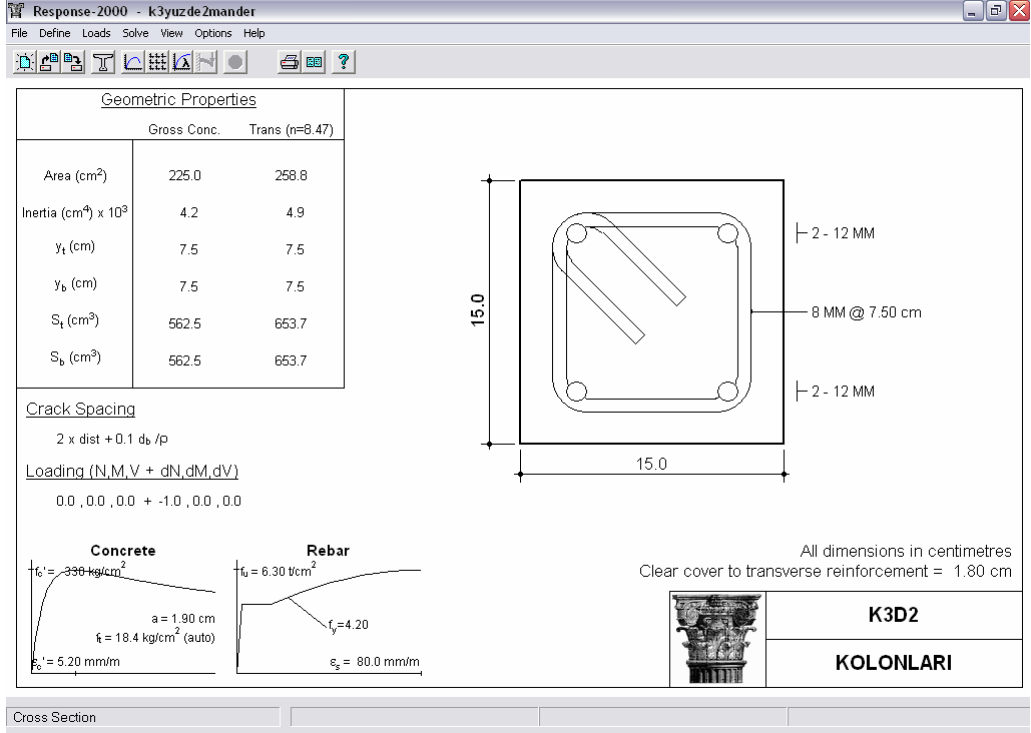


Şekil 5.17 K3D1 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

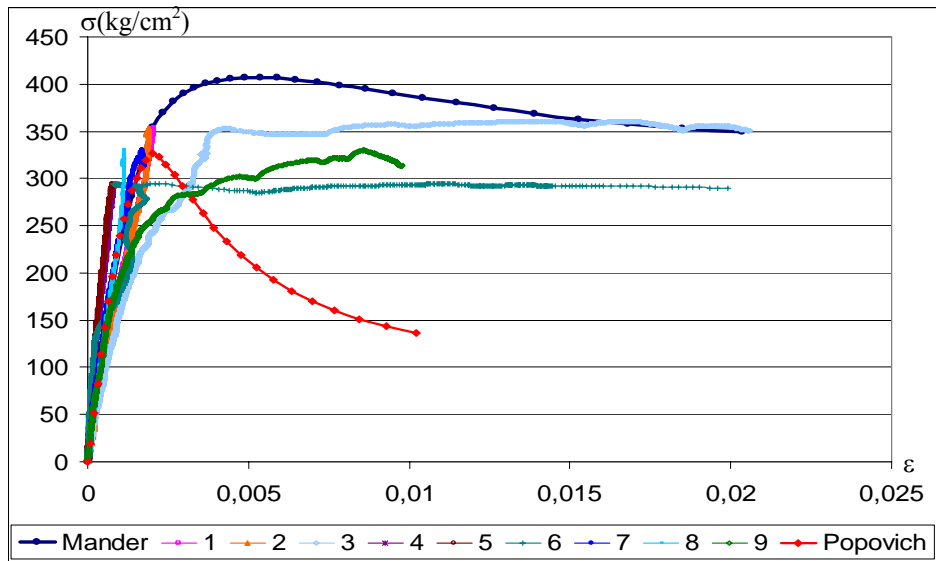


Şekil 5.18 K3D1 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ϵ Eğrileri

5.10 K3D2 Kolonları

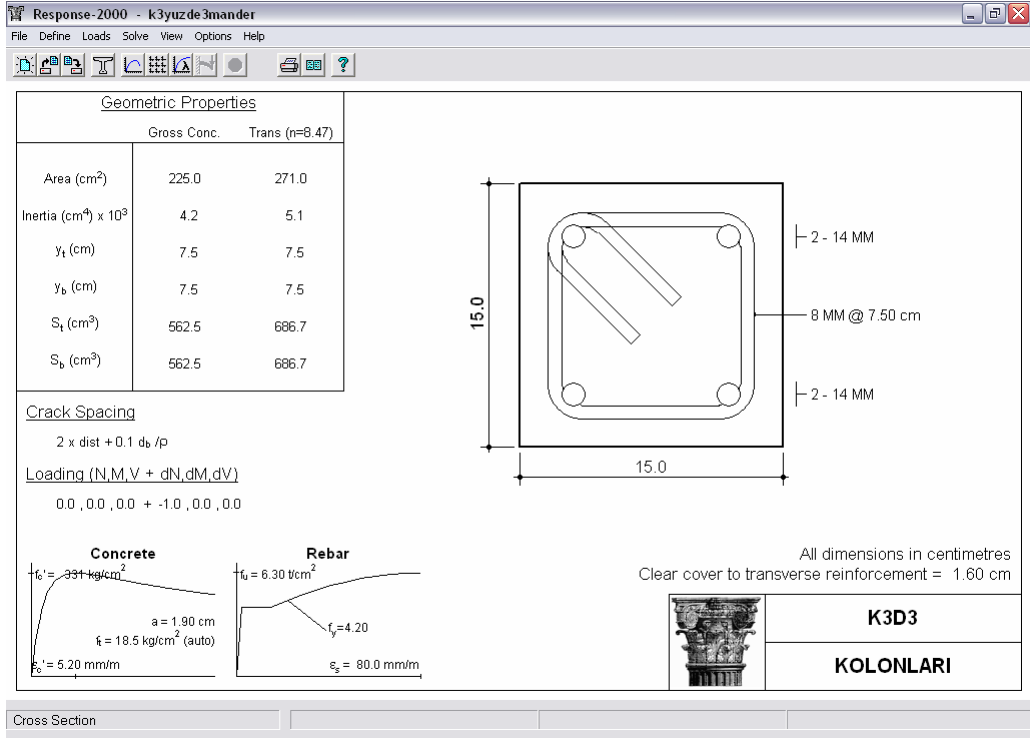


Şekil 5.19 K3D2 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

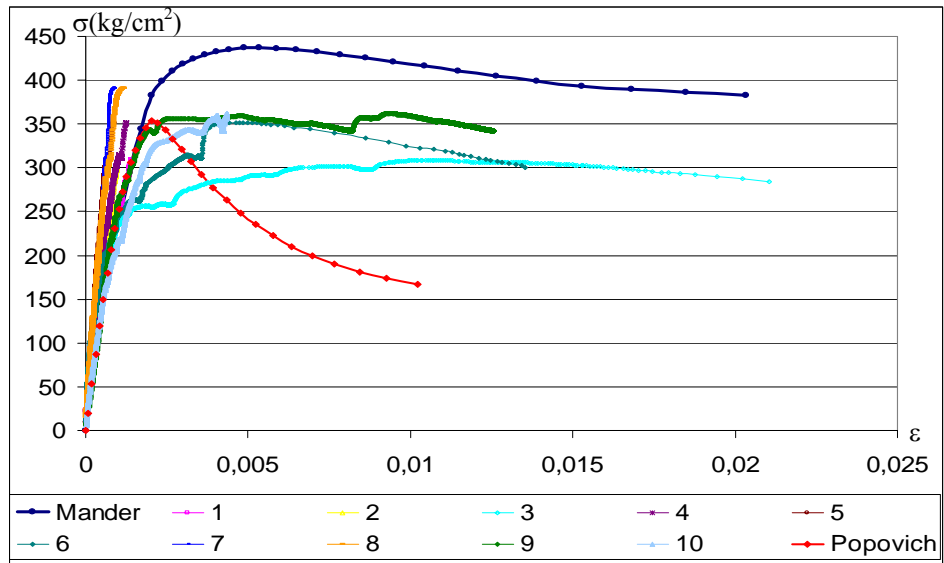


Şekil 5.20 K3D2 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ϵ Eğrileri

5.11 K3D3 Kolonları

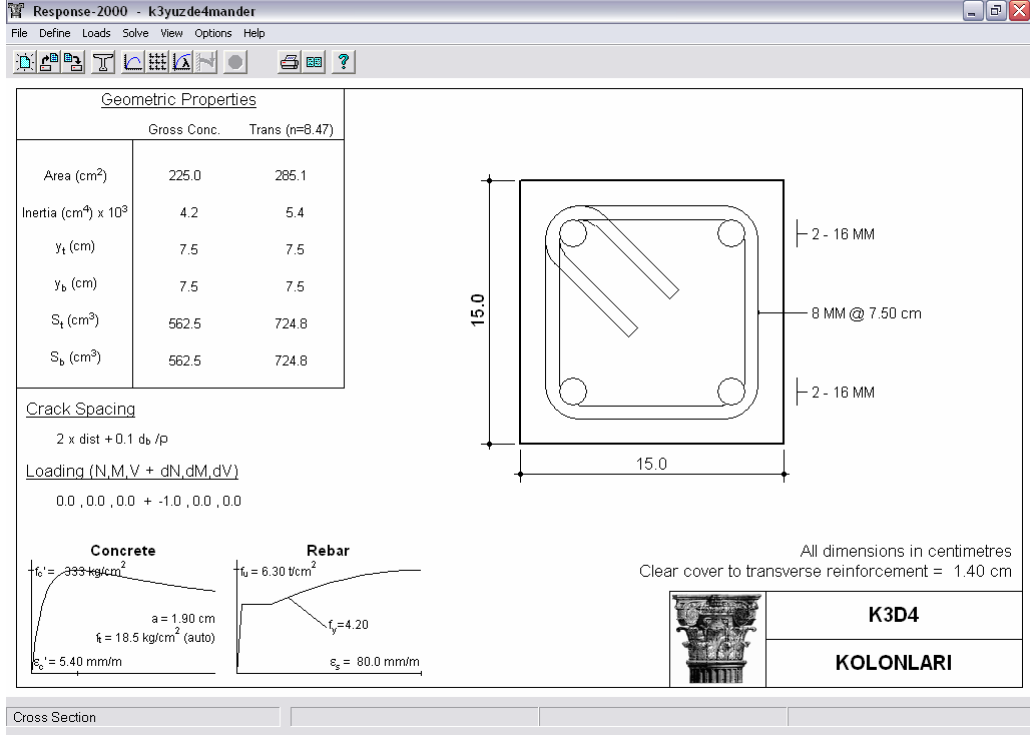


Şekil 5.21 K3D3 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

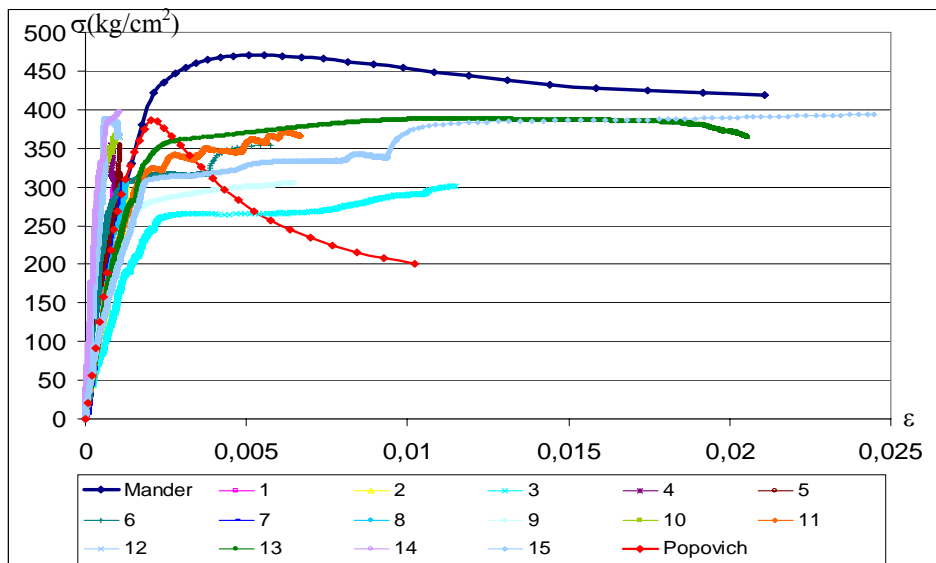


Şekil 5.22 K3D3 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ϵ Eğrileri

5.12 K3D4 Kolonları

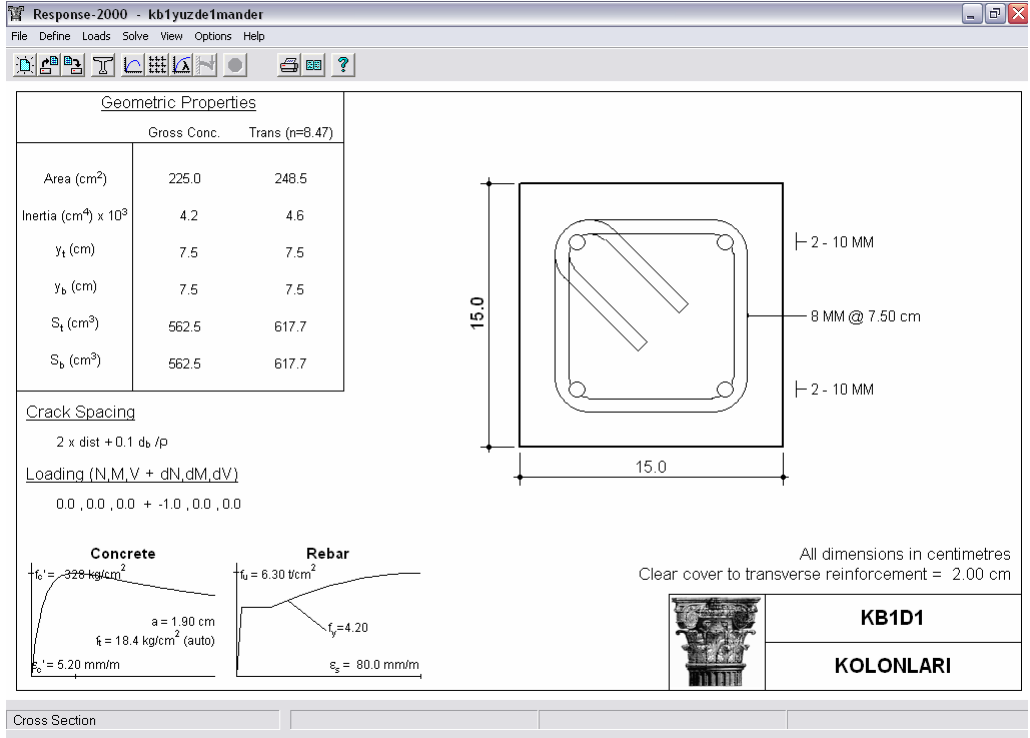


Şekil 5.23 K3D4 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

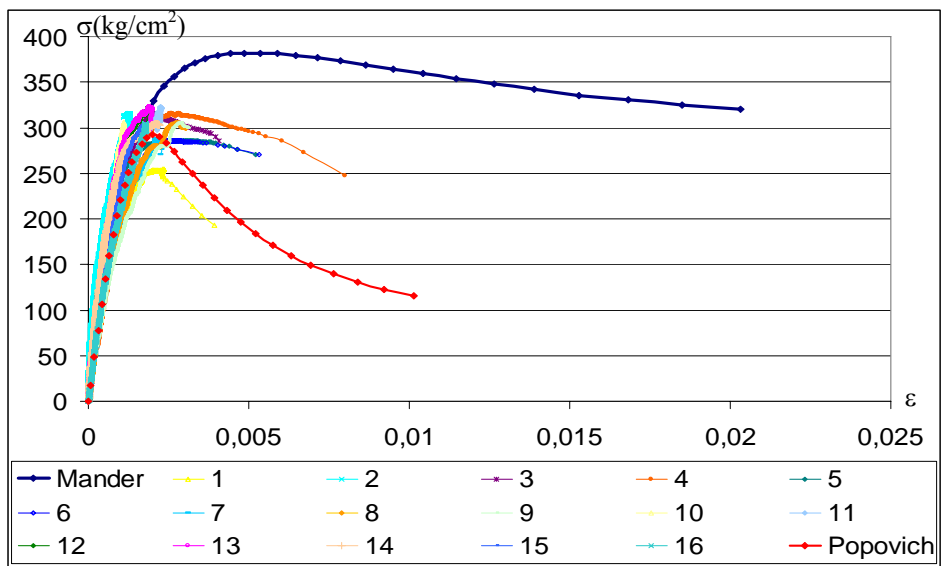


Şekil 5.24 K3D4 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ϵ Eğrileri

5.13 KB1D1 Kolonları

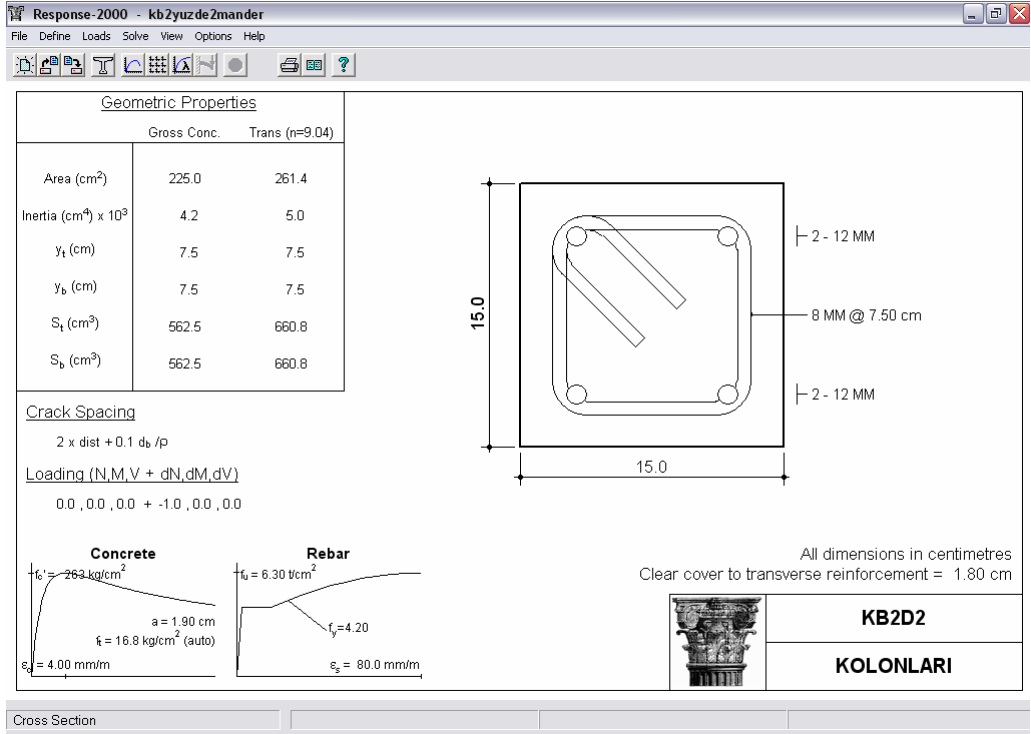


Şekil 5.25 KB1D1 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü

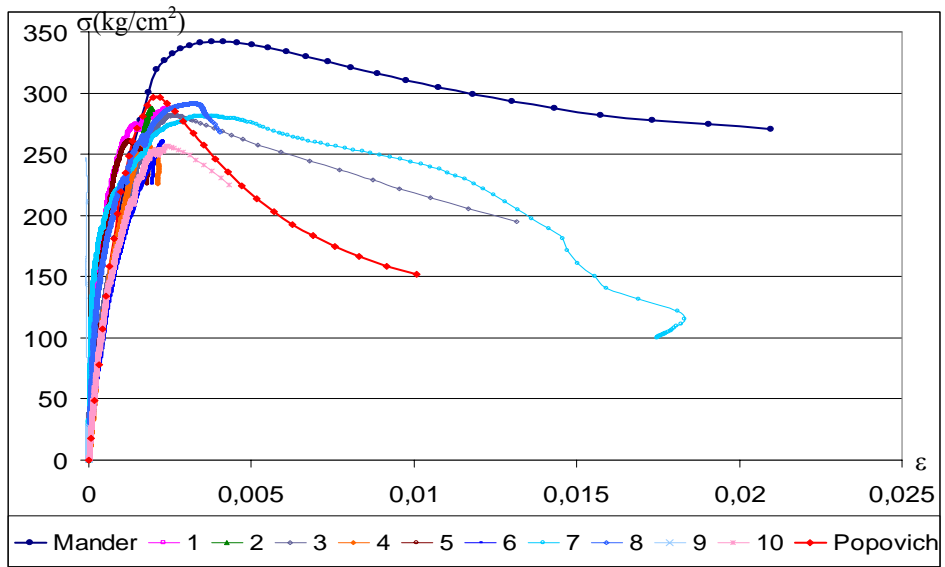


Şekil 5.26 KB1D1 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ - ϵ Eğrileri

5.14 KB2D2 Kolonları



Şekil 5.27 KB2D2 Kolonlarının Response-2000 Programı Kullanılarak Çözümü



Şekil 5.28 KB2D2 Kolonlarının Analitik ve Deneysel Olarak Belirlenen σ-ε Eğrileri

6. ELASTİSİTE MODÜLÜNÜN YAPI DAVRANIŞINA ETKİSİ

6.1 Elastisite Modülünün Deplasmanlara Etkisi

Kolonlarda donatı oranına bağlı olarak hesaplanan elastisite modülünün, yapının deplasmanlarına olan etkisini belirlemek amacıyla mimari planı Şekil 6.1’de, kalıp planı Şekil 6.2’de, üç boyutlu görünüşü Şekil 6.3’de ve x yönündeki kesiti Şekil 6.4’de gösterilen bir yapı tasarlanmıştır. Kat yüksekliği 3 metre olan, 5 katlı, her iki yönde 3 açıklıklı binanın yapısal davranış katsayısı $R=8$ olarak düşünülmüş, yerel zemin sınıfı Z2 olarak belirlenmiştir. Kat döşemeleri 15 cm, kirişler 25/50 cm boyutlarında seçilmiştir.

Kolon boyutlarının farklı olduğu iki yapının, dört farklı çözümü sunulmuştur. İlk yapıda; tüm kolonlar 40/40 cm seçilerek kat döşemelerinde hareketli yük 0.30 t/m^2 olarak belirlenmiş ve aşağıda gösterilen yük kombinasyonlarına göre yapılan çözüm sonucunda kolonlarda donatı oranının %1 olduğu görülmüştür. İkinci yapıda ise; tüm kolonlar 30/30 cm seçilerek kat döşemelerinde hareketli yük 0.50 t/m^2 olarak belirlenmiş, çözüm sonucunda kolonlarda donatı oranının %2 olduğu görülmüştür.

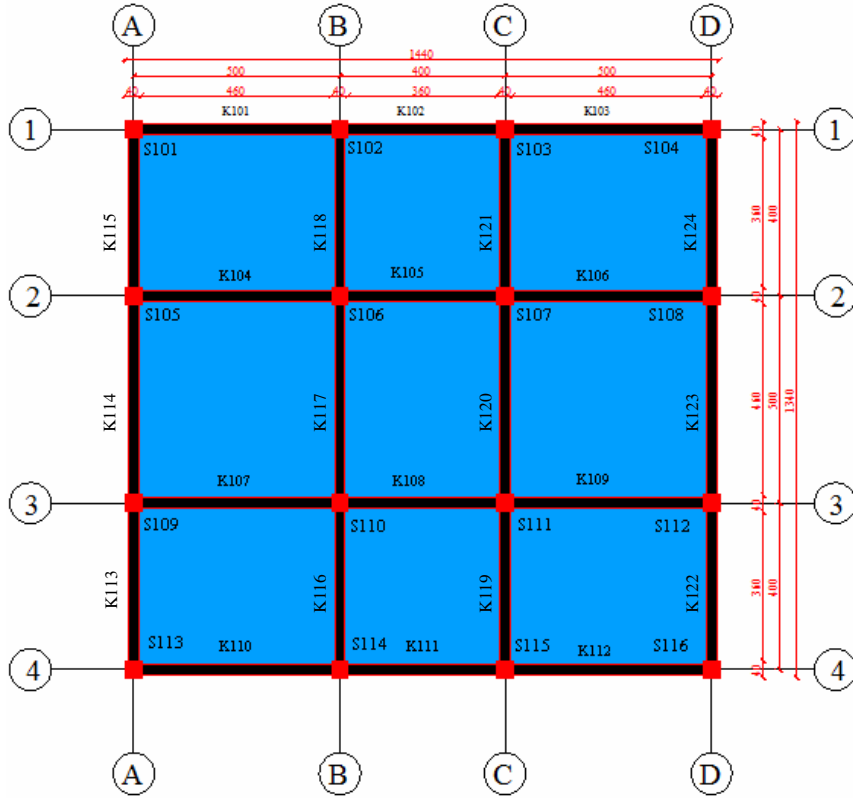
- $1.4 G + 1.6 Q$
- $1 G + 1 Q \pm 1E_x$
- $1 G + 1 Q \pm 1E_y$
- $0.9 G \pm 1 E_x$
- $0.9 G \pm 1 E_y$

5 katlı yapının I. derece deprem bölgesinde uygulandığı düşünülerek, kolonlarda donatı oranına bağlı olarak elde edilen Elastisite modülü değerlerine göre dört farklı çözüm Sap2000[93] programı ile yapılmıştır. Her çözümde, tüm yapı elemanlarının beton kalitesi; çalışmanın dördüncü bölümünde tanımlanan K1

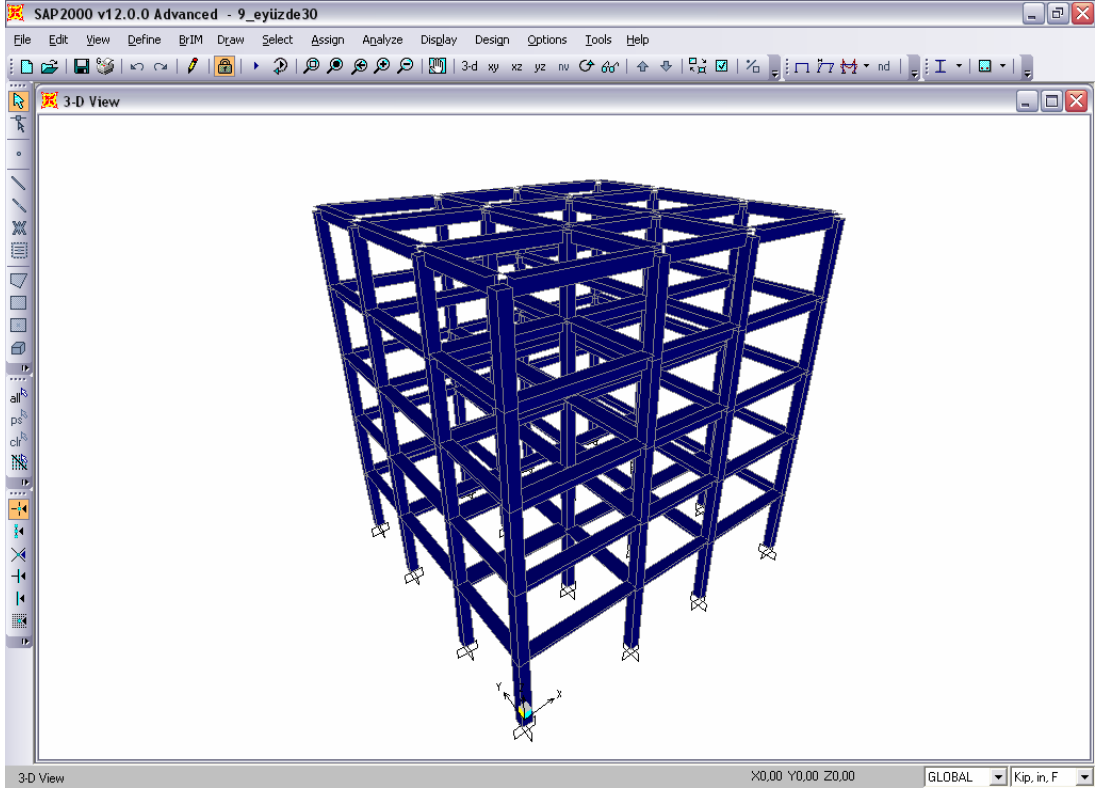
karışımı olarak belirlenmiştir. Bu karışımdan oluşturulan, silindir ve donatısız referans numunelerden elde edilen ortalama elastisite modülü 322650 kg/cm^2 , tüm yapı elemanlarına tanımlanarak kolonları $40 \times 40 \text{ cm}$ olan ilk yapı çözülmüş ve x yönündeki deplasmanlar belirlenmiştir. Daha sonra; kolonlarda donatı oranının %1 olması durumunda elde edilen ortalama elastisite modülü değerleri 335344 kg/cm^2 kolonlarda tanımlanmış, diğer elemanlar aynen korunarak yapı tekrar çözülmüş ve x yönündeki deplasmanlar belirlenerek ikinci çözüm tamamlanmıştır. Aynı şekilde kolonları $30 \times 30 \text{ cm}$ olan ikinci yapı içinde 2 farklı çözüm yapılmıştır. Tüm yapılara ait x yönündeki deplasmanlar Tablo 6.1’de, % değişim oranları ise Tablo 6.2’de gösterilmiştir.



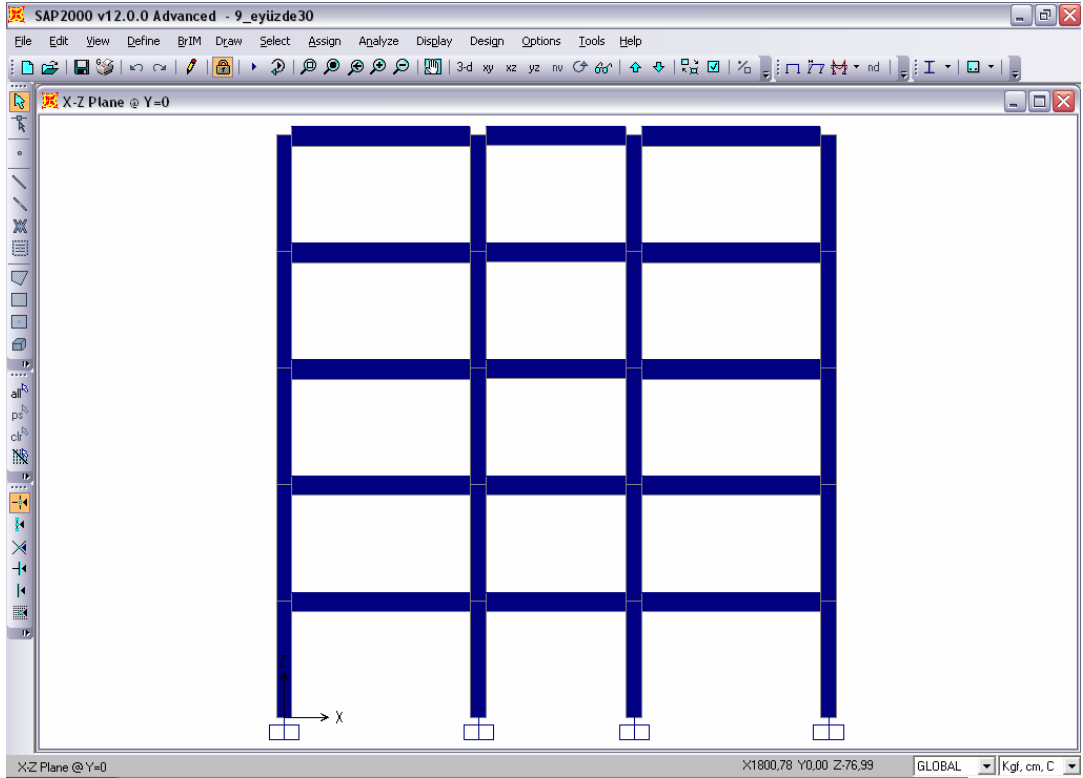
Şekil 6.1 Seçilen Yapının Mimari Planı



Şekil 6.2 Seçilen Yapının Kalıp Planı



Şekil 6.3 Seçilen Yapının Üç Boyutlu Görünümü



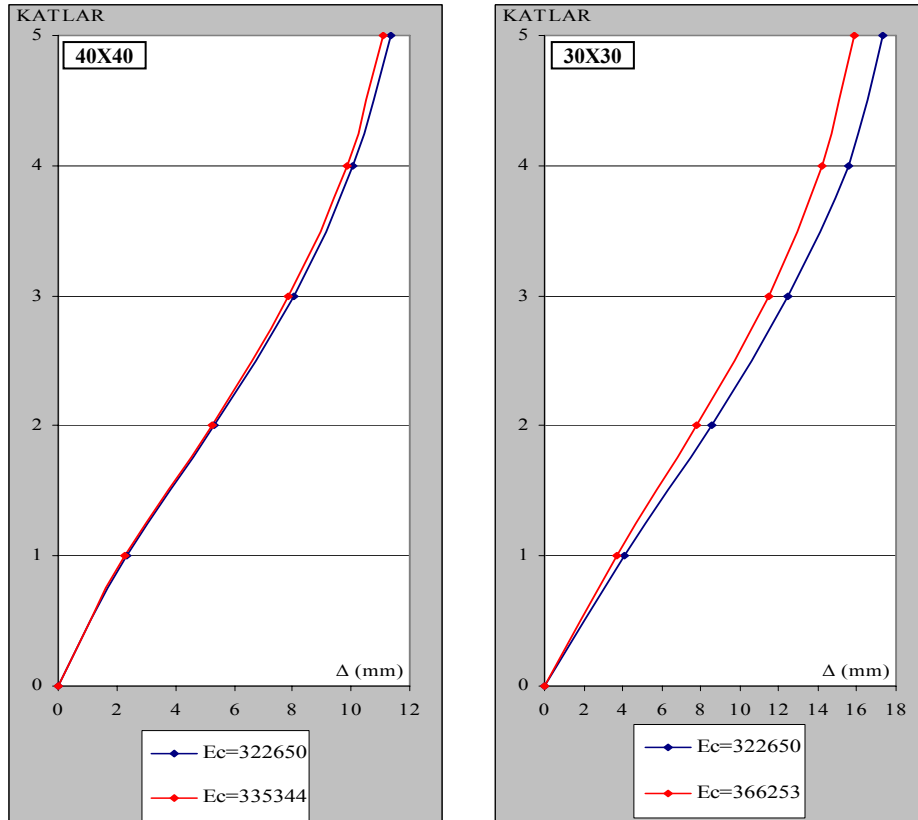
Şekil 6.4 Seçilen Yapının Kesit Görünümü

Tablo 6.1 Seçilen Yapının X Yönünde Oluşan Deplasmanları

Katlar	Kolonlar 40x40 cm		Kolonlar 30x30 cm	
	Ec=322650 (kg/cm ²)	Ec=335344 (kg/cm ²)	Ec=322650 (kg/cm ²)	Ec=366253 (kg/cm ²)
	Deplasmanlar (mm)			
5	11,319	11,105	17,339	15,879
4	10,070	9,878	15,534	14,224
3	8,011	7,856	12,502	11,439
2	5,342	5,233	8,557	7,813
1	2,338	2,283	4,039	3,661

Tablo 6.2 X Yönünde Oluşan Deplasmanların İlk Çözüme Göre % Değişim Oranları

Katlar	Ec=335344 (kg/cm ²)	Ec=366253 (kg/cm ²)
	Değişim (%)	
5	-1.89	-8.42
4	-1.90	-8.43
3	-1.93	-8.50
2	-2.04	-8.69
1	-2.35	-9.35



Şekil 6.5 Seçilen İki Yapının X Yönünde Oluşan Deplasmanları

6.2 Elastisite Modülünün Kesit Tesirlerine Etkisi

Kolonlarda donatı oranına bağlı olarak hesaplanan elastisite modülünün, yapının kesit tesirlerine olan etkisini belirlemek amacıyla Bölüm 6.1’de tanımlanan yapı kullanılmıştır. Donatı oranının %1 olduğu 40/40 cm boyutlu kolonlar ile teşkil edilmiş yapı ve donatı oranının %2 olduğu 30/30 cm boyutlu kolonlar ile teşkil edilmiş 2 farklı yapının 8 farklı çözümü yapılmıştır. Statik analizi yapılan yapılar Tablo 6.3’de özetlenmiş, analiz sonuçları Şekil 6.6, Şekil 6.7, Şekil 6,8 ve Şekil 6.9’da sunulmuştur.

Tablo 6.3 Statik Analizi Yapılan Yapılar ve Çözüm Türleri

Bina Türü	40/40 Kolonlar	30/30 Kolonlar
Kolon Donatı Oranı	%1	%2
Çözüm Türü	Kolon: Beton Elastisite Modülü Kiriş : Çatlamamış Atalet Momenti	Kolon: Beton Elastisite Modülü Kiriş :Çatlamamış Atalet Momenti
	Kolon: Betonarme Elastisite Modülü Kiriş : Çatlamamış Atalet Momenti	Kolon: Betonarme Elastisite Modülü Kiriş :Çatlamamış Atalet Momenti
	Kolon: Beton Elastisite Modülü Kiriş : Çatlamış Atalet Momenti	Kolon: Beton Elastisite Modülü Kiriş :Çatlamış Atalet Momenti
	Kolon: Betonarme Elastisite Modülü Kiriş : Çatlamış Atalet Momenti	Kolon: Betonarme Elastisite Modülü Kiriş : Çatlamış Atalet Momenti

0,90		-4,58	-2,93		-5,51
0,92		-4,63	-2,93		-5,54
1,25		-5,80	-3,25		-6,28
1,25		-5,85	-3,28		-6,31
-1,19	3,60			2,40	3,83
-1,22	3,60			2,38	3,81
-2,04	3,57			1,82	3,34
-2,08	3,56			1,80	3,31
-1,72		-6,32	-5,43		-5,65
-1,73		-6,35	-5,44		-5,65
-2,15		-7,15	-5,94		-5,97
-2,18		-7,19	-5,98		-6,00
0,73	5,82			4,80	4,87
0,71	5,83			4,79	4,85
0,01	5,78			4,37	4,30
-0,02	5,76			4,34	4,27
-2,44		-8,09	-6,95		-6,64
-2,42		-8,13	-6,96		-6,65
-2,40		-8,93	-7,37		-6,92
-2,41		-8,96	-7,39		-6,94
1,94	7,71			6,56	6,00
1,91	7,72			6,56	5,99
1,35	7,93			6,44	5,66
1,33	7,93			6,42	5,65
-2,90		-9,15	-7,83		-7,01
-2,87		-9,18	-7,84		-7,01
-2,39		-9,48	-7,83		-6,85
-2,37		-9,47	-7,82		-6,84
2,62	9,29			7,77	6,94
2,59	9,81			7,79	6,93
2,36	9,93			8,07	7,19
2,37	9,96			8,09	7,22
-3,07		-7,85	-6,70		-6,12
-3,01		-7,83	-6,67		-6,09
-1,41		-6,83	-5,44		-4,90
-1,32		-6,75	-5,35		-4,83
7,56	9,85			9,30	9,02
7,61	9,92			9,37	9,09
9,57	12,18			11,51	11,25
9,70	12,31			11,63	11,38

M (tm)

Şekil 6.6 Kolonlarında Oluşan Kesit Tesirleri (40/40 Kolonlarda %1 Donatı Oranı)

-0,90	-5,80	-1,17	-4,98	-2,04	-5,55
-0,92	-5,82	-1,15	-4,98	-2,04	-5,58
-1,25	-6,44	-0,61	-5,21	-1,95	-6,31
-1,26	-6,47	-0,58	-5,23	-1,94	-6,34
0,56	-8,28	1,66	-7,42	0,44	-9,51
0,54	-8,30	1,67	-7,43	0,42	-9,50
0,12	-8,71	2,03	-7,63	0,15	-9,34
0,11	-8,72	2,05	-7,64	0,15	-9,33
3,20	-10,41	3,54	-9,46	2,32	-11,55
3,16	-10,43	3,57	-9,47	2,31	-11,53
2,43	-10,70	4,04	-9,74	2,02	-11,24
2,40	-10,70	4,05	-9,75	2,01	-11,23
4,87	-11,96	4,94	-10,85	3,57	-13,05
4,81	-11,97	4,97	-10,87	3,55	-13,03
3,77	-12,01	5,42	-11,10	3,19	-12,55
3,72	-12,01	5,43	-11,10	3,17	-12,52
5,72	-12,39	4,77	-10,92	3,58	-13,09
5,63	-12,37	4,80	-10,93	3,56	-13,06
3,77	-11,82	4,95	-10,73	2,79	-12,10
3,70	-11,79	4,93	-10,70	2,75	-12,06

M (tm)

Şekil 6.7 Kirişlerde Oluşan Kesit Tesirleri (40/40 Kolonlarda %1 Donatı Oranı)

0,72		-2,91	-1,99		-4,16
0,82		-3,02	-1,95		-4,27
1,49		-3,79	-1,78		-5,02
1,60		-3,93	-1,77		-5,15
-0,79	2,68			1,88	3,58
-0,89	2,75			1,84	3,63
-1,56	3,12			1,53	3,79
-1,67	3,16			1,48	3,80
-0,94		-4,42	-3,70		-4,83
-0,88		-4,52	-3,71		-4,87
-0,66		-5,13	-3,83		-5,07
-0,66		-5,22	-3,87		-5,11
0,67	4,33			3,55	4,57
0,58	4,41			3,54	4,58
0,00	4,84			3,43	4,58
-0,09	4,88			3,41	4,56
-1,82		-5,71	-4,84		-5,63
-1,73		-5,82	-4,86		-5,67
-1,28		-6,54	-5,04		-5,90
-1,22		-6,66	-5,07		-5,94
1,69	5,65			4,74	5,41
1,58	5,75			4,75	5,43
0,96	6,30			4,80	5,46
0,87	6,37			4,80	5,45
-2,42		-6,61	-5,53		-6,08
-2,31		-6,73	-5,56		-6,12
-1,68		-7,44	-5,76		-6,28
-1,59		-7,34	-5,79		-6,30
2,31	6,68			5,46	6,01
2,18	6,80			5,49	6,04
1,41	7,54			5,68	6,24
1,31	7,65			5,71	6,27
-3,18		-6,23	-5,32		-5,69
-3,05		-6,28	-5,31		-5,68
-2,12		-6,48	-5,10		-5,51
-1,96		-6,47	-5,04		-5,46
5,00	6,49			6,05	6,23
5,02	6,60			6,13	6,31
5,38	7,52			6,84	7,04
5,50	7,70			7,00	7,21

M (tm)

Şekil 6.8 Kolonlarında Oluşan Kesit Tesirleri (30/30 Kolonlarda %2 Donatı Oranı)

-0,64	-5,27	-2,31	-5,02	-3,03	-4,16
-0,76	-5,41	-2,34	-5,03	-3,07	-4,27
-1,49	-6,04	-2,20	-5,00	-3,22	-5,06
-1,60	-6,12	-2,15	-5,00	-3,23	-5,18
0,24	-7,61	-0,46	-6,85	-1,25	-8,43
0,07	-7,75	-0,43	-6,87	-1,30	-8,51
-0,86	-8,37	-0,08	-6,97	-1,58	-8,89
-0,98	-8,44	-0,01	-6,99	-1,61	-8,93
2,59	-9,38	0,72	-8,25	0,18	-10,23
2,40	-9,51	0,78	-8,30	0,14	-10,28
1,32	-10,07	1,35	-8,58	-0,07	-10,52
1,18	-10,13	1,45	-8,63	-0,10	-10,54
4,21	-10,79	1,54	-9,22	1,09	-11,53
3,98	-10,88	1,65	-9,28	1,06	-11,58
2,68	-11,33	2,45	-9,67	0,92	-11,78
2,49	-11,37	2,57	-9,73	0,90	-11,79
5,60	-11,61	1,83	-9,54	1,29	-11,74
5,32	-11,65	1,46	-9,59	1,25	-11,76
3,57	-11,74	2,31	-9,82	0,99	-11,78
3,30	-11,72	2,42	-9,84	0,94	-11,76

M (tm)

Şekil 6.9 Kirişlerde Oluşan Kesit Tesirleri (30/30 Kolonlarda %2 Donatı Oranı)

7. SONUÇLAR

Toplam 90 adet betonarme kolon numunenin aksenal yük altındaki davranışı Deneysel ve Analitik olarak incelenerek σ - ϵ eğrileri elde edilmiştir. Deneysel olarak elde edilen σ - ϵ eğrileri ile analitik olarak elde edilen eğrilerin lineer kısımlarının dikkate değer biçimde yakın olduğu görülmektedir.

Mander modeli kullanılarak elde edilen σ - ϵ eğrisinin, Popovich modeli kullanılarak elde edilen σ - ϵ eğrisine nazaran lineer olmayan kısımlarının deneysel olarak elde edilen eğrilere daha yakın olduğu, lineer bölgede ve maksimum pik noktası değerlerinde ise Popovich modelinin deneysel verilere daha yakın olduğu görülmüştür.

Kesit içindeki donatı oranına bağlı olarak, deneysel ve -Mander modeli kullanılarak- analitik olarak elde edilen eğriler; %1 donatı oranına sahip numuneler için nispeten daha yakın elde edilmiş, donatı oranı yükseldikçe deneysel ve analitik olarak elde edilen eğrilerin lineer olmayan kısımlarının birbirlerinden uzaklaştığı görülmüştür. Bu durumun; beton ve donatı arasındaki aderansın mükemmel olduğu (tam aderans) kabulü sebebiyle oluştuğu, dolayısıyla donatı oranı arttıkça matematik modellerin önerdiği eğrilerin gerçek σ - ϵ eğrisinden uzaklaştığı düşünülmektedir.

Deneylelerdeki 15x15x100cm kesitli betonarme kolonlarda oluşan kırılmalar genellikle çelik başlığın hemen dibinde meydana gelmiştir. Çelik başlık dibinde meydana gelen kırılmaların nedeni basınç gerilmelerinden önce kayma gerilmelerinin aşılması olarak yorumlanmaktadır. Beton başlıklı olarak üretilen, aynı kesitli numunelerde ise kırılmaların kolon ortasında meydana geldiği gözlemlenmiştir.

Özellikle K2D111, K2D112, K2D312, K2D411, K2D222, K2D321, K3D312, K3D412, K3D322, K3D423 numunelerinde kabuk betonunun kırılmasından sonra etriyeler dolayısıyla oluşan aksenal kuvvetteki artış açık şekilde görülmektedir.

Deney sonuçlarında; elastisite modülünün, kesit içerisindeki donatı oranına bağlı olarak arttığı görülmüştür.

Bu artış, ortalama aksenal basınç dayanımı 300 kg/cm^2 olan K1 numunelerinde;

- %1 donatı oranı için %3.93,
- %2 donatı oranı için %13.51,
- %3 donatı oranı için %26.28,
- %4 donatı oranı için %30.11;

Ortalama aksenal basınç dayanımı 270 kg/cm^2 olan K2 numunelerinde;

- %1 donatı oranı için %8.48,
- %2 donatı oranı için %16.96,
- %3 donatı oranı için %24,33,
- %4 donatı oranı için %35.75;

Ortalama aksenal basınç dayanımı 250 kg/cm^2 olan K3 numunelerinde;

- %1 donatı oranı için %7.03,
- %2 donatı oranı için %17.12,
- %3 donatı oranı için %23.52,
- %4 donatı oranı için %34.84;

Ortalama aksenal basınç dayanımı 240 kg/cm^2 olan KB1 numunelerinde;

- %1 donatı oranı için %5.07;

Ortalama aksenal basınç dayanımı 220 kg/cm^2 olan KB2 numunelerinde;

- %2 donatı oranı için %13.8; olarak belirlenmiştir.

Elde edilen sonuçlar yardımıyla regresyon analizi yapılarak elastisite modülünün, donatı oranına bağlı olarak artışı, yeni bir formülasyon ile belirlenmeye çalışılmıştır;

$$E_{rc} = 10270\sqrt{f_{ck}} + 3000000\rho + 130000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Burada;

E_{rc} : Betonarme Kesitin Elastisite Modülünü,

f_{ck} : Betonun Karakteristik Basınç Dayanımını,

ρ : Kesitin Donatı Oranı'nı temsil etmektedir.

Önerilen formül; çalışma kapsamında, C20-C30 aralığında incelenen numuneler ve önceki bölümlerde sunulan deney koşulları için geçerlidir.

Betona ait elastisite modülüne kıyasla donatı oranına bağlı olarak, donatılı betona ait elastisite modülünün; %1 donatı oranına sahip numunelerde önemli ölçüde değişmediği görülmüştür. Elastisite modülünün; %2 donatı oranına sahip numunelerde yaklaşık %15, %3 donatı oranına sahip numunelerde yaklaşık %25 ve %4 donatı oranına sahip numunelerde ise yaklaşık %30 oranında arttığı görülmüştür. Beton basınç dayanımının artmasıyla donatı oranına bağlı olarak elde edilen elastisite modülündeki değişimin azaldığı belirlenmiştir.

Çalışma kapsamında incelenen yapılarda kolonlara ait elastisite modülünün betonarme elastisite modülü olarak tanımlanmasıyla, kolonlarında %1 donatı bulunan yapıda deplasman hesapları açısından önemli bir değişimin oluşmadığı, kolonlarında %2 donatı bulunan yapıda ise deplasmanların yaklaşık %10 azaldığı belirlenmiştir.

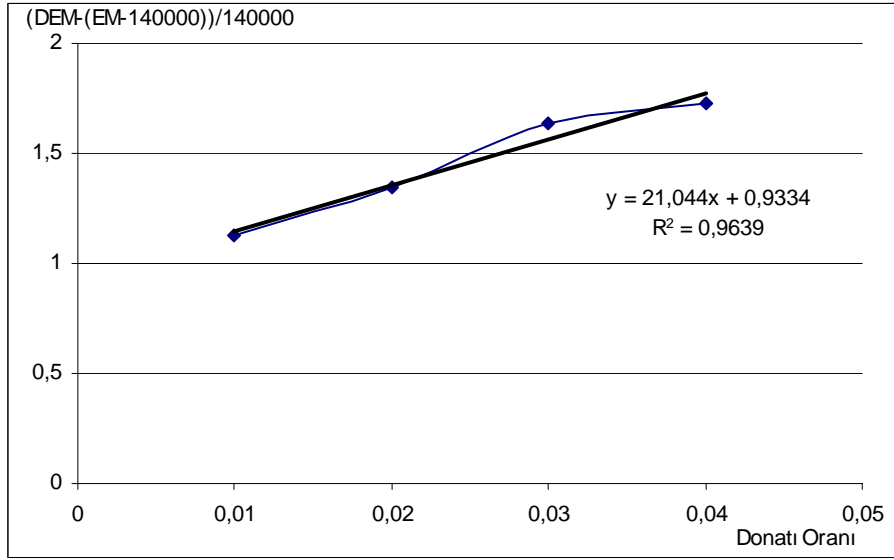
Kesit tesirleri açısından, %1 donatı oranına sahip kolonlu yapılarda önemli bir değişimin olmadığı, donatı oranının artmasıyla bu değişimin de arttığı görülmüştür. Kolonlarda minimum donatı oranının %1 olarak belirlenmesinin sebeplerinden birinin de kesit içindeki donatının, oluşabilecek malzeme ve işçilik kusurlarını (soğuk derzlerde kesme gerilmelerinin karşılanamaması vb.) telafi edecek fakat

hesaplara önemli ölçüde etki etmeyecek bir değer olması nedeniyle belirlendiği düşünülmektedir.

Eksenel yüklü numuneler üzerinde yapılan bu çalışmanın devamında, numunelere eğilme etkisi uygulanarak elde edilen elastisite modülünün, deplasman hesaplarında kullanılmasıyla gerçeğe daha yakın değerlerin elde edilebileceği düşünülmektedir.

EK A. DENEY SONUÇLARININ REGRESYON ANALİZİ

TS500'de betonun elastisite modülü için önerilen $E_{cj}=10270 \sqrt{f_{cj}} + 140000$ formülünden yararlanılarak, elde edilen deney sonuçları ile kesitte bulunan donatı oranına bağlı olarak bir regresyon analizi yapılmıştır.



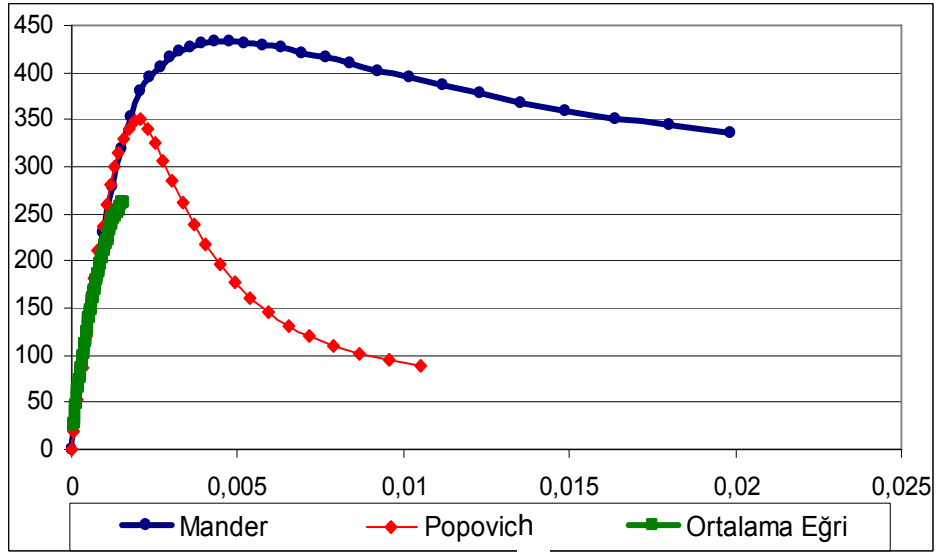
Şekil A.1 Deney Sonuçlarına Bağlı Olarak Yapılan Regrasyon Analizi

Tablo A.1 Regresyon Analizi Parametreleri

	Beton Dayanımı (f_c)	Donatı Oranı (DO)	Donatılı E	E (TS500)	E-140000	DonatılıE-(E-140000)	(DonatılıE-(E-140000))/140000	$10270*\sqrt{f_c}+140000*$ (21,044*DO+0,933)	$10270*\sqrt{f_c}+140000*$ (21,044*DO+0,933)-DonatılıE	Hata Payı
K1	300	0,01	335344	317881,6	177881,6179	157462,3821	1,1247313	337963,2179	2619,218	0,007811
	300	0,02	366253	317881,6	177881,6179	188371,3821	1,345509872	367424,8179	1171,818	0,003199
	300	0,03	407451	317881,6	177881,6179	229569,3821	1,6397813	396886,4179	-10564,6	-0,02593
	300	0,04	419818	317881,6	177881,6179	241936,3821	1,728117015	426348,0179	6530,018	0,015554
K2	270	0,01	334951	308753,3	168753,32	166197,68	1,187126286	328834,92	-6116,08	-0,01826
	270	0,02	361127	308753,3	168753,32	192373,68	1,374097715	358296,52	-2830,48	-0,00784
	270	0,03	383879	308753,3	168753,32	215125,68	1,536612	387758,12	3879,12	0,010105
	270	0,04	419141	308753,3	168753,32	250387,68	1,788483429	417219,72	-1921,28	-0,00458
K3	250	0,01	322097	302383	162382,9578	159714,0422	1,140814587	322464,5578	367,5578	0,001141
	250	0,02	352461	302383	162382,9578	190078,0422	1,357700301	351926,1578	-534,842	-0,00152
	250	0,03	371712	302383	162382,9578	209329,0422	1,495207444	381387,7578	9675,758	0,02603
	250	0,04	405803	302383	162382,9578	243420,0422	1,738714587	410849,3578	5046,358	0,012435

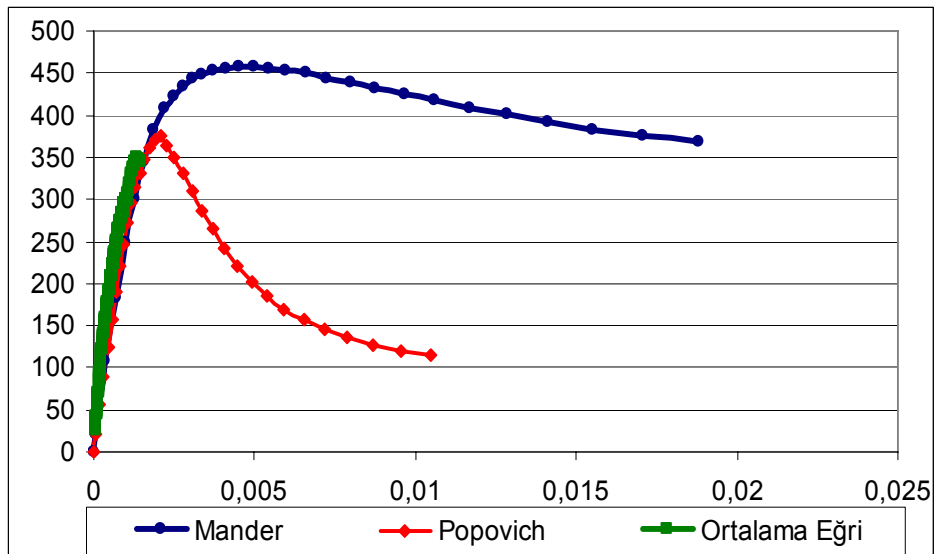
EK B. DENEY SONUÇLARINDAN ELDE EDİLEN ORTALAMA GERİLME-ŞEKİL DEĞİŞTİRME EĞRİLERİ

• K1D1 Kolonları



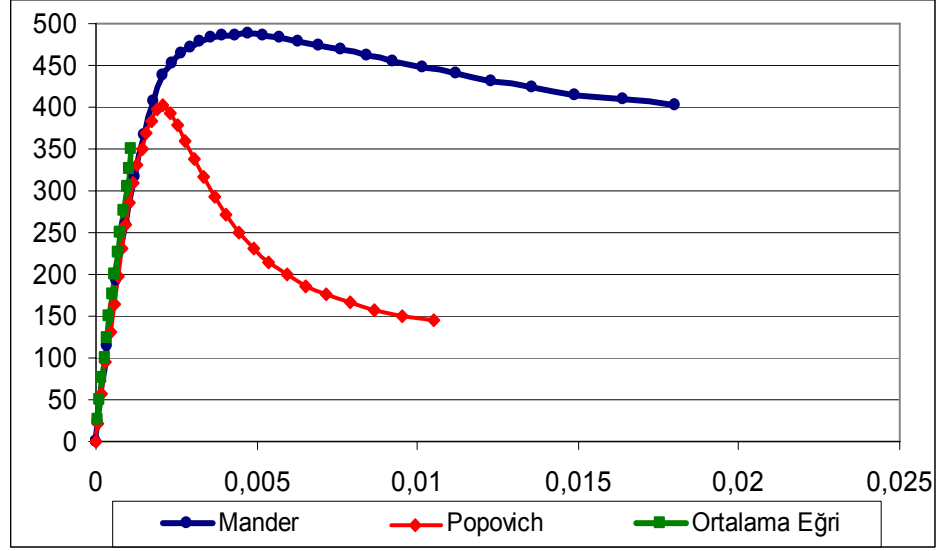
Şekil B.1 K1D1 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

• K1D2 Kolonları



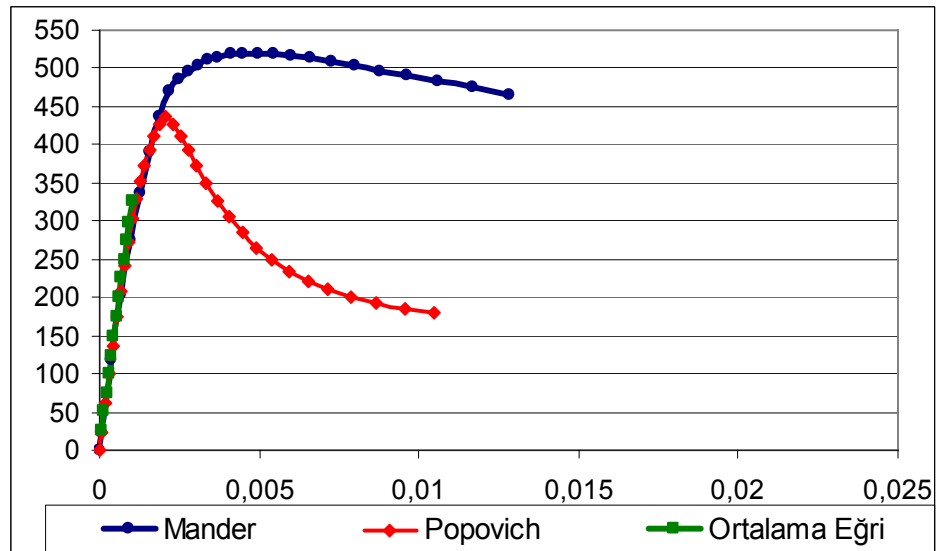
Şekil B.2 K1D2 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **K1D3 Kolonları**



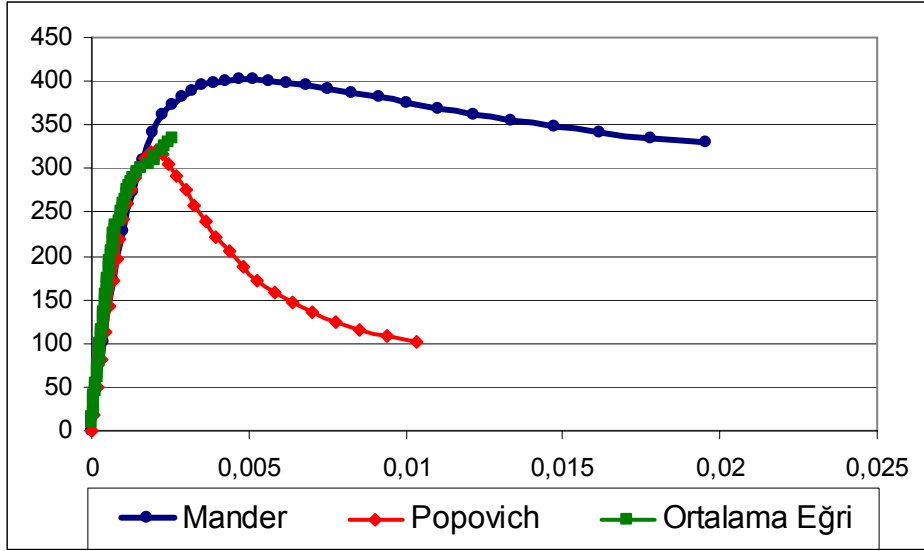
Şekil B.3 K1D3 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **K1D4 Kolonları**



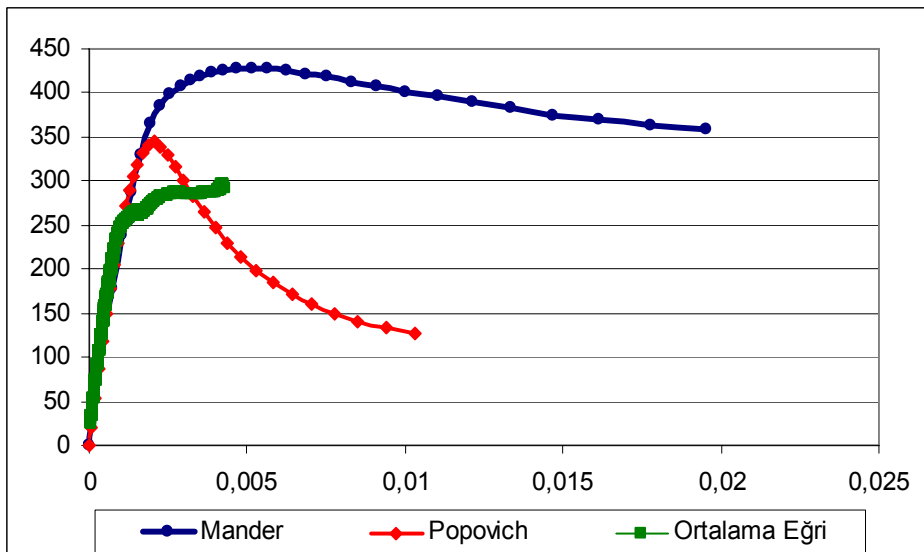
Şekil B.4 K1D4 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **K2D1 Kolonları**



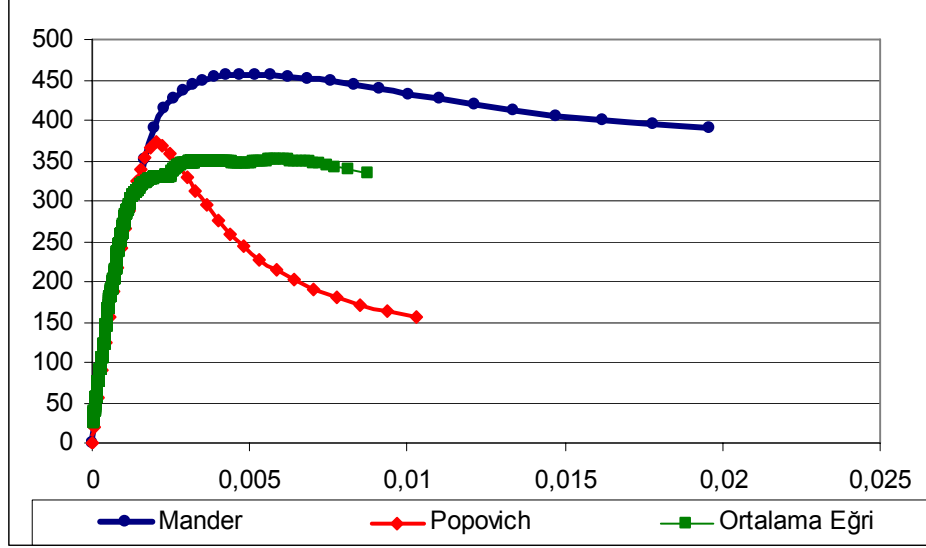
Şekil B.5 K2D1 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **K2D2 Kolonları**



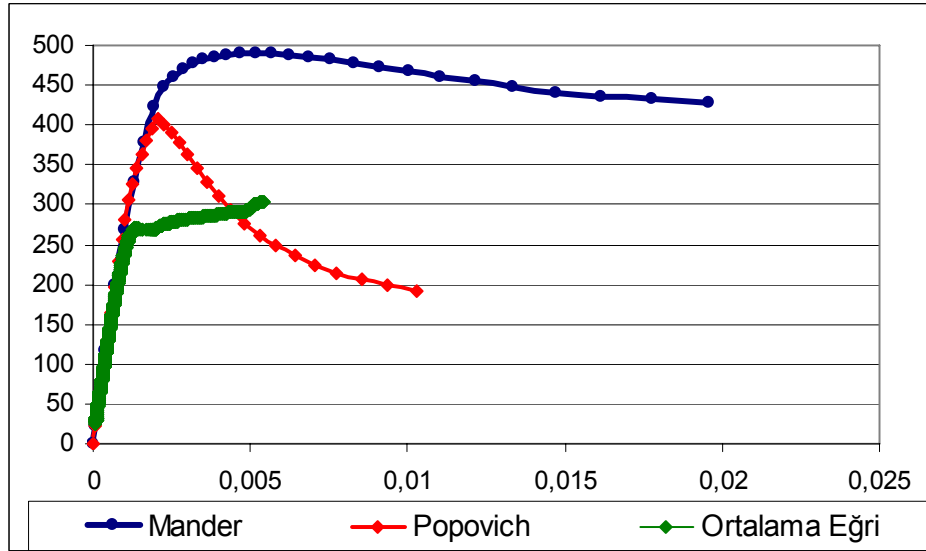
Şekil B.6 K2D2 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **K2D3 Kolonları**



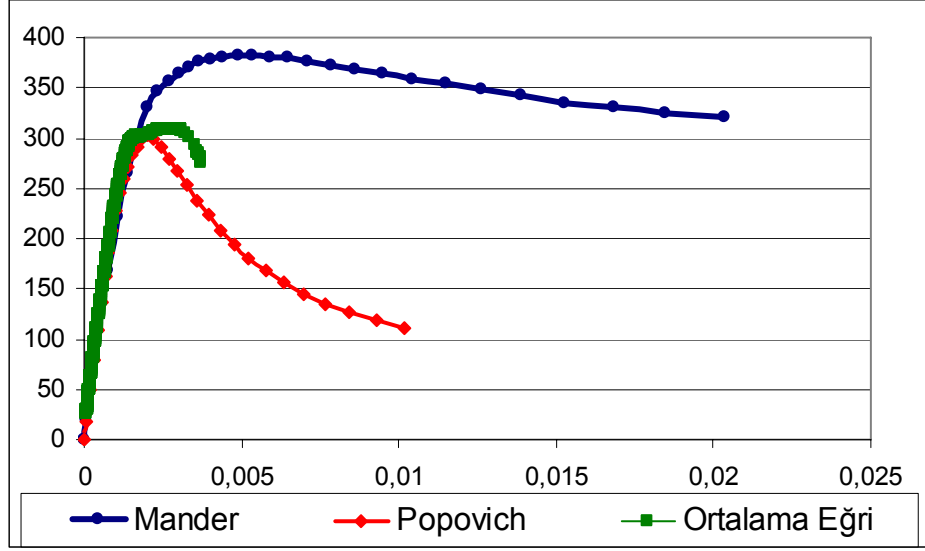
Şekil B.7 K2D3 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **K2D4 Kolonları**



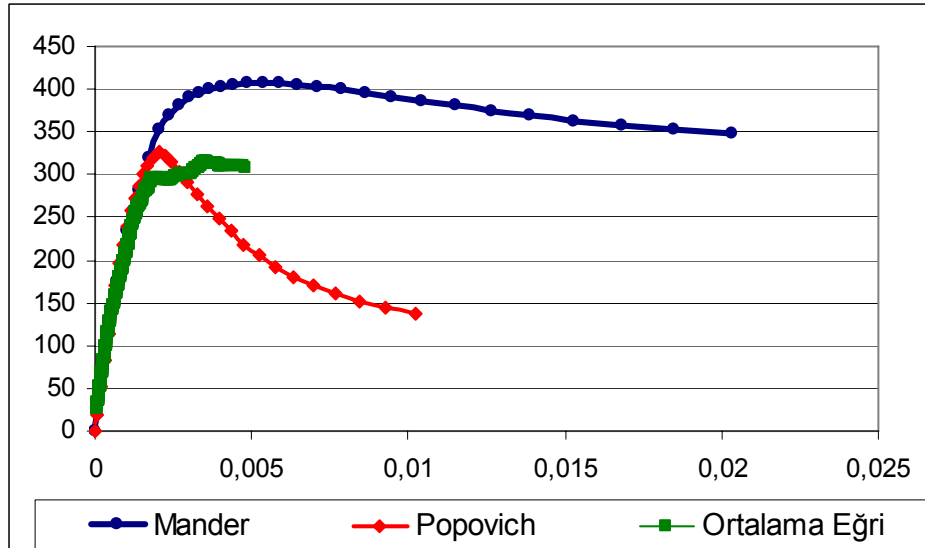
Şekil B.8 K2D4 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **K3D1 Kolonları**



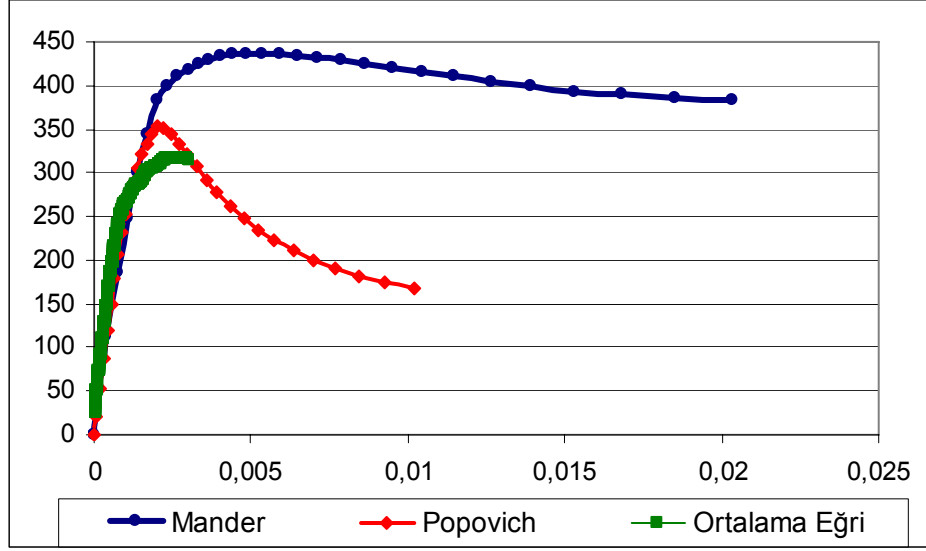
Şekil B.9 K3D1 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **K3D2 Kolonları**



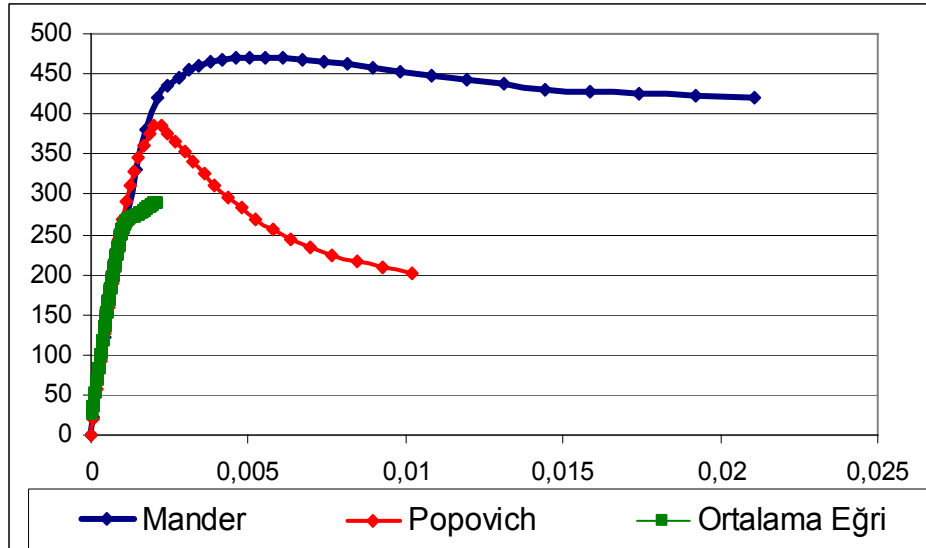
Şekil B.10 K3D2 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **K3D3 Kolonları**



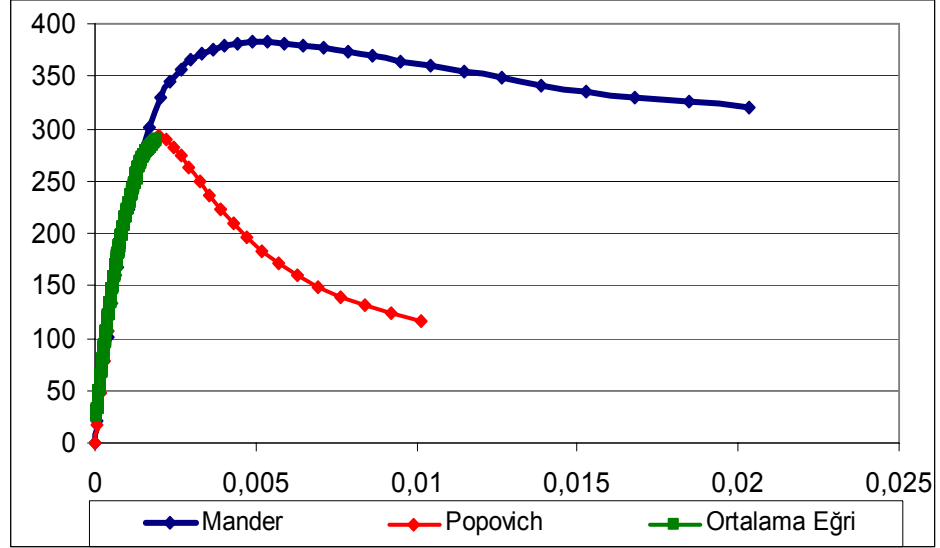
Şekil B.11 K3D3 Kolonlarına ait Deneylelerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **K3D4 Kolonları**



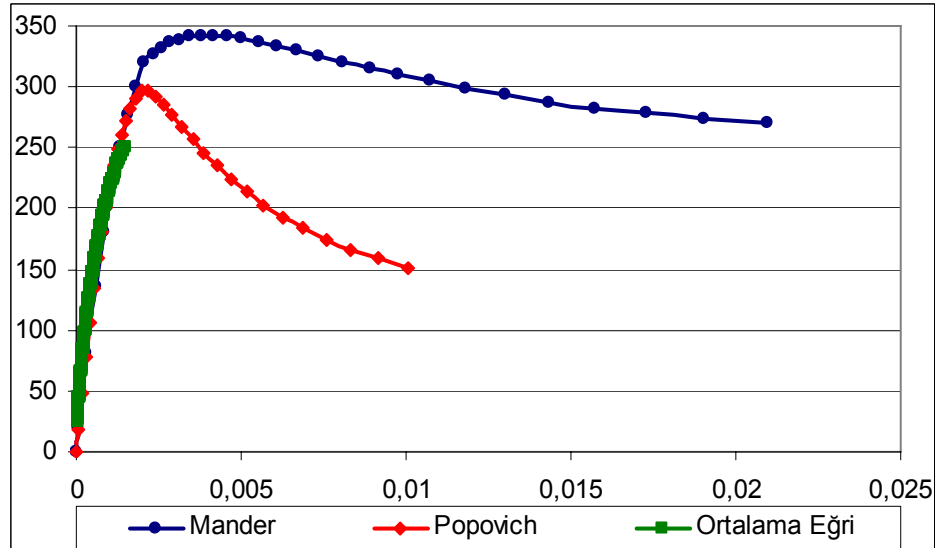
Şekil B.12 K3D4 Kolonlarına ait Deneylelerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **KB1D1 Kolonları**



Şekil B.13 KB1D1 Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

- **KB2D2 Kolonları**



Şekil B.14 KB2DB Kolonlarına ait Deneylerden Elde Edilen Ortalama Eğri

8. KAYNAKLAR

- [1] Anıl Ö., Belgin M. Ç. ., “Monotonik Yükleme Etkisi Altındaki Dikdörtgen Kesitli Betonarme Kirişlerin Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Doğrusal Olmayan Analizi”, Gazi Üniversitesi. Müh. Mim. Fak. Dergisi, Cilt 22, No 1, 191-197, 2007.
- [2] Arslan, A. ve Ulucan, Z.Ç., “Çelik Liflerin Erken Yaş Betonu Davranışına Etkisi”,TMMOB, İnşaat Müh. Odası, Teknik Dergi, 1997. Cilt 8, Sayı-4.
- [3] Akman M.S., “Yapı Malzemeleri”, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul, 1990.
- [4] Postacıoğlu, B., “Beton Cilt 2”, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul, 1987.
- [5] Çivici, F., ”İki Eksenli Eğilme Altında Lifli Betonların Davranışı” ”, Doktora Tezi, Balıkesir Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Balıkesir, 2002.
- [6] Uğurlu, A., “Çelik Liflerle Güçlendirilmiş Beton”, TC. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, Teknik Araştırma ve Kalite Kontrol Dairesi Başkanlığı, Kasım 1994, Ankara.
- [7] Yuva, Y., “Experimental and Analytical Study on the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures”, Doktora Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, 1996.

- [8] Türkel, E.B, “Betonda Basınç Dayanımı ile Elastisite Modülü Arasındaki İlişkiler”, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Müh. Anabilim Dalı, İstanbul, 2002.
- [9] Penelis G.G., Kappos A.J., “Earthquake-Resistant Concrete Structures”
- [10] Celep Z., Kumbasar N., “Betonarme Yapılar”, Sema Matbaacılık, İstanbul, 1998.
- [11] Ersoy U., “Betonarme Cilt 1”, Evrim Basım-Yayım-Dağıtım, İstanbul, 1987.
- [12] Popovics, S., “A Review of Stress-Strain Relationships for Concrete”, ACI Journal, Title No: 67-14, March, 1970.
- [13] Kırçıl,S.M., “Betonarme Ders Notları”,
www.yildiz.edu.tr/~kircil/betonarme-dersnotlari.doc
- [14] Topçu, İ. B., “Alternative Estimation of the Modulus of Elasticity for Dam Concrete”, Cement and Concrete Research, Sayı: 35, Sayfa: 2199-2202, 2005.
- [15] Saylan Ş., “Taşıma Gücü Yöntemi ile Betonarme Kesitlerin Hesabı”, Balıkesir Üniversitesi Yayınları, Balıkesir, 1993.
- [16] Topçu, İ. B., Uğurlu, A., “Betonda Elastisite Kuramı ve Baraj Betonları için Statik E-Modülünün Kompozit Modellerle Tahmini”,* İMO Teknik Dergi, 2007.
- [17] Vilardell, J., Aguado, A., Agullo, L., Gettu, R., “Estimation of the Modulus of Elasticity for Dam Concrete”, Cement and Concrete Research, Vol: 28, No: 1, pp. 93-101, 1998.

- [18] Lee, K.M., Park, J.H., “A numerical model for elastic modulus of concrete considering interfacial transition zone“, *Cement and Concrete Research*, Vol.38, Issue 3, p.p: 396-402, March 2008.
- [19] Erdoğan T., “Beton” ODTÜ Geliştirme Vakfı Yayıncılık ve İletişim A.Ş., Ankara, 2003.
- [20] Felekoğlu B., Türkel S., “Yükleme Hızının Beton Basınç Dayanımına ve Elastisite Modülüne Etkisi”, *DEÜ Mühendislik Fakültesi Fen ve Mühendislik Dergisi*, Cilt:6, Sayı:1, Ocak 2004.
- [21] Conrad M., Aufleger M., Husein Malkawi A.I., “Investigations on the Modulus of Elasticity of young RCC”, *Institute of Hydraulic & Water Resources Engineering, Technische Universitaet Muenchen, Germany*.
- [22] Gesoğlu M., Güneyisi E., Özturan T., “Effects of End Conditions on Compressive Strength and Static Elastic Modulus of Very High Strength Concrete”, *Cement and Concrete Research*, Elsevier Science.
- [23] Jo B.W., Shon Y.H., Kim Y.J., “The Evaluation of Elastic Modulus for Steel Fiber Reinforced Concrete”, *Russian Journal of Nondestructive Testing*, Vol. 37, No.2, 2001.
- [24] Zhao X.H, Chen W.F, “The Effective Elastic Moduli of Concrete and Composite Materials”, *Composites Part B: Engineering*, Volume 29, Issue 1, 1998.
- [25] Sideris, K.K., Manita P., Sideris, K., “Estimation of Ultimate Modulus of Elasticity and Poisson Ratio of Normal Concrete” *Cement and Concrete Composites*, Elsevier Science.
- [26] Köken, A., “Experiments For Teaching Reinforced Concrete Behaviour”, *Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, Ankara, 1997*.

- [27] Tokgöz, S., Dündar, C., Tanrikulu, A.K., Çağatay, İ.H., “Eğik Eğilme ve Eksenel Basınca Maruz Poligon Kesitli Betonarme ve Kompozit Kolonların Davranışı”
- [28] Yalduz, F.C., “Uniaxially Loaded Normal Strength Concrete Spiral Columns”, Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, Ankara, 1997.
- [29] Akyıldız, A., “Betonarme Narin Kolonlarda Boyut Etkisi”, Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 1997.
- [30] Canbay, E., “Behaviour of High-Strength Concrete Columns Under Eccentric Compression-Tied Columns”, Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, Ankara, 1995.
- [31] Shkolnik, I.E., “Effect of Nonlinear Response of Concrete on its Elastic Modulus and Strength”, *Cement&Concrete Composites*, Sayı:27, Sayfa: 747-757, 2005.
- [32] Kwon, M., Spacone, E., “Three Dimensional Finite Element Analyses of Reinforced Concrete Columns”, *Computers&Structures* Sayı:80, Sayfa: 199-212, 2002.
- [33] Harajli, M.H., “Axial Stress-Strain Relationship for FRP Confined Circular and Rectangular Concrete Columns”, *Cement&Concrete Composites*, Sayı:28, Sayfa: 938-948, 2006.
- [34] Anderson, M., Lehman D., Stanton, J., “A Cyclic Shear Stress-Strain Model for Joints Without Transverse Reinforcement”, *Engineering Structures*, Vol. 30, Issue: 4, p.p: 941-954, April 2008.
- [35] Kumutha, R., Vaidyanathan, R., Palanichamy, M.S., “Behaviour of Reinforced Concrete Rectangular Columns Strengthened Using GFRP”, *Cement&Concrete Composites*, Sayı:29, Sayfa: 609-615, 2007.

- [36] Zhang, S., Liu, J., “Seismic Behavior and Strength of Square Tube Confined Reinforced Concrete (STRC) Columns”, *Journal of Constructional Steel Research*, Sayı:63, Sayfa: 1194-1207, 2007.
- [37] Woods, J.M., Kioussis P.D., Ehsani, M.R., Saadatmanesh, H., Fritz, W., “Bending Ductility of Rectangular High Strength Concrete Columns”, *Engineering Structures*, Sayı:29, Sayfa: 1783-1790, 2007.
- [38] Kaltakçı, M.Y., Korkmaz, H.H., Korkmaz S.Z., “Betonarme Kolonların Davranışına Etken Olan Tasarım Değişkenleri Üzerine Bir İnceleme” *DEÜ Mühendislik Fakültesi Fen ve Mühendislik Dergisi*, Cilt:3, Sayı:3, Sayfa: 11-32, Ekim 2001.
- [39] ElMandooh, K., Ghobarah, A., “Flexural and Shear Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Columns with Variable Axial Load”, *Engineering Structures*, Sayı:25, Sayfa: 1353-1367, 2003.
- [40] Hossain, K.M.A., “Axial Load Behaviour of Thin Walled Composite Columns”, *Composites Part B: Engineering*, Sayı: Part B 34, Sayfa: 715-725, 2003.
- [41] Gupta, P.K., Sarda, S.M., Kumar, M.S. “Experimental and Computational Study of Concrete Filled Steel Tabular Columns Under Axial Loads”, *Journal of Constructional Steel Research*, Sayı:63, Sayfa:182-193, 2007.
- [42] Dündar, C., Tokgöz, S., Tanrikulu, A.K., Baran, T., “Behaviour of Reinforced and Concrete-Encased Composite Columns Subjected to Biaxial Bending and Axial Load”, *Building and Environment*, Vol. 43, Issue: 6, p.p:1109-1120, June 2008.
- [43] Wang, Y.C., Hsu, K., “Design of FRP-Wrapped Reinforced Concrete Columns for Enhancing Axial Load Carrying Capacity”, *Composite Structures*, Vol. 82, Issue:1, p.p:132-139, January 2008.

- [44] Hadi, M.N.S., “The Behaviour of FRP Wrapped HSC Columns Under Different Eccentric Loads”, *Composite Structures*, Sayı:78, Sayfa: 560-566, 2007.
- [45] Demir, F., Korkmaz K.A., “Prediction of Lower and Upper Bounds of Elastic Modulus of High Strength Concrete”, *Construction and Building Materials*, Vol. 22, Issue:7, p.p:1385-1393, July 2008.
- [46] Eid, R., Dancygier, A.N., “Confinement Effectiveness in Circular Concrete Columns”, *Engineering Structures*, Sayı:28, Sayfa:1885-1896, 2006.
- [47] Kurugöl, S., Tanaçan L., Ersoy, H.Y., “Young’s Modulus of Fiber-Reinforced and Polymer-Modified Lightweight Concrete Composites”, *Construction and Building Materials*, Vol. 22, Issue:6, p.p:1019-1028, June 2008.
- [48] Kaminski, M., Trapko, T., “Experimental Behaviour of Reinforced Concrete Column Models Strengthened by CFRP Materials”, *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol:XII, No:2,109-115, 2006.
- [49] Shehata, I.A.E.M., Carneiro, L.A.V., Shehata, L.C.D., “Strength of Short Concrete Columns Confined with CFRP Sheets”, *Materials and Structures*, Sayı:35, Sayfa:50-58, 2002.
- [50] Ngo, T.D., Mendis, P.A., Teo, D, Kusuma, G. “Behaviour of High-Strength Concrete Columns Subjected to Blast Loading”, University of Melbourne, Australia.
- [51] Brauns, J., “Analysis of Stress State in Concrete-Filled Steel Column”, *Journal of Constructional Steel Research*, Sayı:49, Sayfa: 189-196, 1999.

- [52] Sharif, A., Rahman, M.K., Al-Gahtani, A.S., Hameeduddin, M., “Behaviour of Patch Repair of Axially Loaded Reinforced Concrete Beams” *Cement&Concrete Composites*, Sayı:28, Sayfa: 734-741, 2006.
- [53] Demir, F., “A New Way of Prediction Elastic Modulus of Normal and High Strength Concrete-Fuzzy Logic”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, Issue:8, p.p:1531-1538, August 2005.
- [54] Cıstık, M., “Fretli Manto ile Onarılmış/Güçlendirilmiş Betonarme Kolonların (Spiralli ve Dairesel Etriyeli) Eksenel Yük Altında Davranışı”, *Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü*, Ankara, 1998.
- [55] Kaltakçı, M.Y., Köken A., YILMAZ, Ü.S., “Eksenel yük altındaki çelik lifli ve lifsiz etriyeli betonarme kolonların davranışının deneysel ve analitik olarak incelenmesi” *Deü Mühendislik Fakültesi Fen Ve Mühendislik Dergisi*. Cilt: 8 Sayı: 1 s. 65-85, Ocak,2006.
- [56] Ali Köken, M. Yaşar Kaltakçı , “An Experimental And Analytical Investigation On Axially Loaded Reinforced Concrete Column Behaviour”, *Selçuk Üniversitesi Müh. Mim. Fakültesi Dergisi*, 13, 2, 10 - 17, 1998.
- [57] M. Yaşar Kaltakçı, Ülkü S. Yılmaz, Eksenel Yük Etkisindeki Çelik Lif Takviyeli Etriyeli Betonarme Kolonların Davranışı, *Selçuk Üniversitesi Müh. Mim. Fakültesi Dergisi*, 18, 1, 55-64, 2003.
- [58] Büyükkuşoğlu, Z., “Mantolama Yöntemi ile Güçlendirilmiş/ Onarılmış/ Diriltilmiş Dikdörtgen Kesitli Betonarme Kolonların Eksenel Yük Altında davranışı”, *Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü*, Ankara, 1999.

- [59] Eriş, T.A., "Bileşik Eğilme Etkisindeki Simetrik Donatılı Dikdörtgen Kesitli Betonarme Kolonların Taşıma Gücü Hesabı", Yüksek Lisans Tezi, Balıkesir Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Balıkesir, 2000
- [60] "Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları", Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, Nisan 1984.
- [61] Yılmaz, Ü.S., "Ekenel Yük Etkisindeki Çelik Tel Fiber Takviyeli Etriyeli Betonarme Kolonların Davranışı", Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya, 2001.
- [62] http://mmf.ogu.edu.tr/atopcu/Betonarme1/Betonarme_1_2.pdf
"Prof. Dr. Ahmet TOPÇU, Ders Notları"
- [63] Ergin, E., "Betonarme Taşıyıcı Sistemli Yapıların Güçlendirilmesinde Beton Elastisite Modülü Değişiminin Yapısal Çözümlemedeki Etkisi", Yüksek Lisans Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir, 2001.
- [64] Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, (1998).
- [65] Kaçın, S., Bikçe, M., "Türkiye'de Son Depremlerde Sıkça Görülen Donatı Yerleştirme Hataları", Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul.
- [66] Çiftçi, M.C., "Niçin Depreme Dayanıklı Yapı Yapamıyoruz?", Deprem Sempozyumu, Kocaeli, 2003.
- [67] http://www.ce.metu.edu.tr/~betonarmepdfBolum1_2.pdf,
"Prof. Dr. Güney ÖZCEBE, Ders Notları"

- [68] Berktaş, İ., “Taşıma Gücü ve Kesit Hesapları”, Birsen Yayınevi, Nisan, 1995, İstanbul.
- [69] ASTM C1018-94b, Standart Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)
- [70] Özmen, H.B., İnel, M., Bilgin, H., “Sargılı Beton Davranışının Betonarme Eleman ve Sistem Davranışına Etkisi”, Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. Der., Cilt 22, No 2, 375-383, 2007 Vol.
- [71] Hognestad, E., Hanson, N.W., McHenry, D., “Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design”, ACI Journal, V. 52, No. 3, December 1955, pp. 455-480.
- [72] Chan, W.L., “The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks”, Magazine of Concrete Research, Vol. 7, No. 21, November 1955, pp. 121-132.
- [73] Roy, H.E.H., Sözen, M.A., “Ductility of Concrete”, Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, November 1964, pp. 213-224.
- [74] Soliman, M.T.M., Yu, C.M., “The Flexural Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement”, Magazine of Concrete Research, Vol. 19, No. 61, December 1967, pp. 223-238.
- [75] Sargın, M., “Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections”, Study No. 4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada, 1971, 167 pp.

- [76] Kent, D.C. and Park, R., “Flexural Members with Confined Concrete”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST7, July, 1971, pp. 1969-1990.
- [77] Elçi, H., “Boşluklu Betonarme Kirişlerin Davranışı Boşluk Civarında Gerilme Dağılımının İncelenmesi”, Doktora Tezi, Balıkesir Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Balıkesir, 1998.
- [78] Park, R., Priestly M.J., Gill, W.D., “Ductility of Square Confined Concrete Columns”, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, ST4, April 1982, pp. 929-950.
- [79] Çağlar, Y., “Çelik Plaklar ile Güçlendirilmiş Betonarme Kirişlerin Modellenmesi ve Sonlu Elemanlar Metodu ile Analizi”, Kırıkkale Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Temmuz, 2002.
- [80] Vallenas, J., Bertero V.V., Popov, E.P., “Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads”, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Report No. UCB/EERC-77/13, August 1977, 114 pp.
- [81] Kaba, M., “A Comparative Study of Tied Columns Considering Different Confinement Models”, Yüksek Lisans Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, 1993.
- [82] Sheikh, S.A. and Üzümeri, S. M., “Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns”, Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. 12, December 1982, pp. 2703–2722.
- [83] Sheikh, S.A. and Üzümeri, S. M., “Mechanism of Confinement in Tied Columns”, Proceedings of 7th World Conference on Earthquake Engineering, İstanbul, September 8-13, 1980, pp. 71-78.

- [84] Mander, JB, Priestley, M.J.N and Park, R., Observed Stress-Strain Behaviour of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8:1827-49, (1988).
- [85] Mander, JB, Priestley, MJN, and Park, R, Theoretical stress-strain model for confined concrete.” *J. Struct. Div.*, ASCE, 114(8), 1804–1825, (1988).
- [86] Kappos AJ (1991), ‘Analytical Prediction of the Collapse Earthquake for RC Buildings: Suggested Methodology’, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 20(2), 167–176.
- [87] Saatcioglu, M., Razvi S.R., “Strength and Ductility of Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp. 1590-607, (1992).
- [88] İnel, M., Özmen, H. B., Bilgin, H., “Betonarme Elemanların Doğrusal Ötesi Davranışlarının Bilgisayar Ortamında Modellenmesi”, Tübitak Proje No: 105M024
- [89] TS3502, “Betonda Statik Elastisite Modülü Ve Poisson Oranı Tayini”, Türk Standartları Enstitüsü, Mart 1981.
- [90] TDG CODA, “Veri Toplama Yazılım Paketi”, Odtü, Ankara.
- [91] Response-2000 V1.1, “Sectional Analysis of Beams and Columns”, September 2001, “<http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/manual2/final.pdf>”
- [92] ASTM A615/A615M-03A, 2003, Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania.
- [93] Sap2000 V12, “Integrated Software For Structural Analysis & Design”, Computers and Structures, Berkeley, California, USA.