

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**ETRİYE KANCA AÇISININ EKSENEL YÜKLÜ BETONARME KOLON DAVRANIŞI
ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Zviad TURMANİDZE

Eylül 2017

TRABZON



KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ETRİYE KANCA AÇISININ EKSENEL YÜKLÜ BETONARME KOLON DAVRANIŞI
ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ

İnş. Müh. Zviad TURMANİDZE

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde

"İNŞAAT YÜKSEK MÜHENDİSİ"

Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 04 / 08 / 2017

Tezin Savunma Tarihi : 15 / 09 / 2017

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Selim PUL

Trabzon 2017

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında
Zviad TURMANİDZE Tarafından Hazırlanan**

**ETRİYE KANCA AÇISININ EKSENEL YÜKLÜ BETONARME KOLON DAVRANIŞI
ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ**

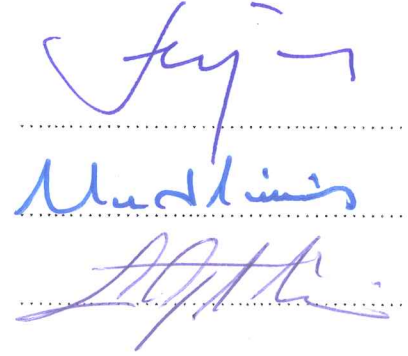
**başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 22 / 08 / 2017 gün ve 1716 sayılı
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda
YÜKSEK LİSANS TEZİ
olarak kabul edilmiştir.**

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. Selim PUL

Üye : Prof. Dr. Metin HÜSEM

Üye : Yrd. Doç. Dr. Ertekin ÖZTEKİN



Prof. Dr. Sadettin KORKMAZ

Enstitü Müdürü

ÖNSÖZ

Bu tez çalışması Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans tezi olarak hazırlanmıştır.

Etriye Kanca Açısının Eksenel Yüklü Betonarme Kolon Davranışı Üzerindeki Etkilerinin araştırılmasını amaçladığımız tezimin her aşamasında derin bilgi ve deneyimiyle beni yönlendiren, bilgi, yardım ve desteğini hiçbir zaman esirgemeyen sayın hocam Prof. Dr. Selim PUL'a en derin saygılarımla teşekkürlerimi sunarım.

Yüksek lisans öğrenimim boyunca bana burs vererek maddi olarak destekleyen Yurtdışı Türkler ve Akraba Topluluklar Başkanlığı (YTB)'ye teşekkürü bir borç bilirim.

Deneysel ve analitik çalışmalarında bana her zaman destek olan ve sürekli moral veren Arş. Gör. Mehmet ŞENTÜRK'e son derece müteşekkirim.

Son olarak, yaşamım süresince ve öğrenim hayatında maddi manevi her zaman bana destek olan, her konuda bana güvenen ve inanan aileme destek ve yardımlarından dolayı teşekkür ederim.

Zviad TURMANİDZE

Trabzon 2017

TEZ ETİK BEYANNAMESİ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum “Etriye Kanca Açısının Eksenel Yüklü Betonarme Kolon Davranışı Üzerindeki Etkileri” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Prof. Dr. Selim PUL’un sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, deneyleri/analizleri yaptığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim.15/09/2017

Zviad TURMANİDZE

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ.....	iii
TEZ ETİK BEYANNAMESİ.....	iv
İÇİNDEKİLERİ.....	v
ÖZET.....	viii
SUMMARY.....	ix
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	x
TABLolar DİZİNİ.....	xiv
SEMBOLLER DİZİNİ.....	xv
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Betonarme Kolonlar.....	1
1.2.1. Etriyeli Kolonlar.....	2
1.2.2. Fretli (Spiral Donatılı) Kolonlar.....	5
1.3. Etriyeli Kolonların Boyut ve Donatılarına İlişkin Yönetmelik Koşulları.....	7
1.3.1. TS 500-2000 ve Türk Deprem Yönetmeliği-2007'ye Göre Etriye ve Kanca Kuralları.....	7
1.3.2. ACI 315-99 Yönetmeliğine Göre Etriye ve Kanca Kuralları.....	10
1.3.3. Eurocode 8-EN1998-1:2004 Yönetmeliğine Göre Etriye ve Kanca Kuralları.....	13
1.4. Eksenel Yüklü Betonarme Kolonların Davranışı ve Sargı Etkisi.....	15
1.4.1. Aktif Sargılama.....	21
1.4.2. Pasif Sargılama.....	22
1.4.3. Sargılı ve Sargısız Beton İçin Önerilen Bazı Gerilme-Şekildeğiştirme Modelleri.....	22
1.4.3.1. Hognestad ve Diğ. Tarafından Önerilen Gerilme-şekildeğiştirme İlişkisi.....	23
1.4.3.2. Roy ve Sözen Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi.....	24
1.4.3.3. Sargin ve Diğ. Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi.....	25
1.4.3.4. Kent ve Park Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi.....	26
1.4.3.5. Sheikh ve Üzümeri Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi.....	28

1.4.3.6. Mander ve Diğ. Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi.....	30
1.4.3.7. Avrupa Beton Komitesi Tarafından Önerilen Gerilme- Şekildeğiştirme İlişkisi.....	32
1.4.3.8. Saatçioğlu ve Razvi Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi	33
1.4.3.9. Eurocode 2 (1992) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi	35
1.4.3.10.Chang ve Mander Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi	36
1.4.3.11.İlki ve Diğ. Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi.....	37
1.4.4. Konu ile İlgili Olarak Daha Önce Gerçekleştirilen Bazı Çalışmalar.....	38
1.5. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	43
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR	44
2.1. Deneysel Çalışmalar	44
2.1.1. Kullanılan Malzemeler	44
2.1.1.1. Agrega	44
2.1.1.2. Çimento	45
2.1.1.3. Kimyasal Katkı Maddesi	46
2.1.1.4. Karma Suyu	46
2.1.1.5. Donatı	46
2.1.2. Deney Kolonlarının Özellikleri	47
2.1.3. Betonların Bileşimi	50
2.1.4. Beton Üretimi, Dökümü, Yerleştirilmesi ve Kürü.....	52
2.1.5. Betonların Eksenel Basınç Dayanımlarının Belirlenmesi.....	57
2.1.6. Betonarme Kolonlar Üzerinde Eksenel Yükleme Deneyler	58
2.1.6.1. Yükleme ve Ölçüm Sistemleri.....	59
2.1.6.2. Numuneler Üzerinde Eksenel Yükleme Deneylerinin Gerçekleştirilmesi	63
2.2. Analitik Çalışmalar	66
2.2.1. Hesap Yaklaşımı.....	66
2.2.2. Analizlerde Kullanılan Malzeme Modelleri	67
2.2.2.1. Donatı Çeliği Modeli	67
2.2.2.2. Beton Modeli	67
3. BULGULAR VE İRDELEMELER	68
3.1. Eksenel Yükleme Deneyleri.....	68

3.2.	Deney Elemanlarının Süneklikleri	88
3.3.	Analitik Çalışma.....	90
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	97
5.	KAYNAKLAR.....	99

ÖZGEÇMİŞ



Yüksek lisans

ÖZET

ETRİYE KANCA AÇISININ EKSENEL YÜKLÜ BETONARME KOLON DAVRANIŞI
ÜZERİNDEKİ ETKİLERİ

Zviad TURMANİDZE

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimler Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Prof. Dr. Selim PUL
2017, 102 Sayfa

Betonarme yapılardaki en önemli özelliklerden biri olan sünekliğin sağlanması için yapı elemanlarının yönetmelik kurallarını sağlaması gerekmektedir. Enine donatıların çap, aralık, kanca açısı gibi detaylarının yönetmenliğe aykırı yapılması durumunda sargı etkisi, özellikle deprem anında beklenen derecede ortaya çıkamayacaktır. Dolayısıyla bu çalışmanın amacı, etriye kanca açısının eksenel yüklü betonarme kolonların davranışı üzerindeki etkisini, etriye aralığı ve beton dayanımına bağlı olarak araştırılmasıdır. Bu amaçla etriye kanca açılarının 90° ve 135° olduğu betonarme kalın kolonlar üzerinde eksenel yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneyler ve analitik çalışmalar sonucunda elde edilen yük-yerdeğiştirme eğrileri kırılma davranışı, dayanım ve süneklik açısından karşılaştırılmıştır. Çalışmalar sonucunda etriye kanca açısı ve etriye aralığının eksenel yüklü betonarme kolonların kırılma davranışında çok önemli bir rol oynadığı görülmüştür. Etriye aralığının fazla olduğu numunelerde boyuna donatı burkulması, az olduğu ancak kanca açısının 90° olduğu numunelerde ise etriye açılması ile başlayan kırılmalar sözkonusudur.

Anahtar kelimeler: Sargı etkisi, betonarme kolon, eksenel yükleme, etriye kanca açısı, geleneksel beton.

Master Thesis

SUMMARY

THE EFFECTS OF TIE HOOK ANGLE ON STRUCTURAL BEHAVIOR OF
REINFORCED CONCRETE COLUMNS

Zviad TURMANIDZE

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Program
Supervisor: Prof. Dr. Selim PUL
2017, 102 Pages

Because of the fact that one of the most important features of reinforced concrete structures is ductility, structural elements of a building must satisfy the rules of design codes. By not satisfying the design rules such as diameters, spacing, tie hook angle, it would not be provided efficient lateral confinement by transverse reinforcements. Hence structure cannot behave as expected in case of earthquake. However, the purpose of this study is to investigate the effect of tie hook angle on the behavior of axial loaded reinforced concrete columns depending on concrete compressive strength and tie spacing. For this purpose, axial loading tests were carried out on reinforced concrete short columns with hook angle of 90° and 135° . A comparative study in terms of fracture behavior, strength and ductility was done after obtaining load-displacement curves both experimentally and analytically. After studies, it is seen that tie hook angle and tie spacing play a very important role in the fracture behavior of axial loaded reinforced concrete columns. In the case of excessive tie spacing, it was observed that columns fail due to longitudinal bar buckling without hook opening when tie hook angle is 135° where in case of tie hook angle is 90° , columns fail due to bar buckling after hook opening.

Key Words: Confinement, reinforced concrete column, Axial loading, tie hook angle, conventional concrete.

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. Etriyeli kolonlarda donatı.....	2
Şekil 1.2. Etriyeli kolon kesitleri ve çeşitli etriye düzenlemeleri.....	3
Şekil 1.3. Etriyeli bir kolonun eksenel yük altında kırılması ve donatının burkulma davranışı.....	4
Şekil 1.4. Etriyeleri açılmış bir betonarme kolon.....	5
Şekil 1.5. Fretli kolonlarda donatı.....	6
Şekil 1.6. Fretli kolonlarda enine donatının sargılama etkisi.....	6
Şekil 1.7. Kolonlarda enine donatıların yerleştirilmesi.....	8
Şekil 1.8. 2007 Deprem Yönetmeliği'ne göre özel deprem etriyesi ve çiroz detayı.....	10
Şekil 1.9. ACI 315-99 Yönetmeliğine Göre Etriye ve Kanca Detayları.....	11
Şekil 1.10. ACI 315-99'da betonarme kolonlar için verilen deprem etriyesi detayları...	12
Şekil 1.11. ACI 315-99-'a göre deprem etriye kanca detayları.....	12
Şekil 1.12. Eurocode 8 – EN1998-1:2004 etriye ve çiroz kanca kuralları.....	13
Şekil 1.13. Eurocode 8 – EN1998-1:2004'te normal ve yüksek süneklik düzeyine sahip etriyeli kolonlara ait boyut ve donatı kuralları.....	14
Şekil 1.14. Eksenel yüklü betonarme kolonların davranışı.....	16
Şekil 1.15. Dairesel fret donatıya eşit ve ters yönde kuvvetler.....	17
Şekil 1.16. Etriyeli bir kolonun eksenel yük altında kırılması.....	18
Şekil 1.17. Etriyelerin göbek betonuna uyguladığı sargı etkisi.....	20
Şekil 1.18. Sargısız ve sargılı beton davranışları.....	21
Şekil 1.19. Beton için Hognestad tarafından önerilen σ - ε ilişkisi.....	23
Şekil 1.20. Roy ve Sözen tarafından önerilen σ - ε ilişkisi.....	24
Şekil 1.21. Sargin tarafından önerilen σ - ε ilişkisi.....	25
Şekil 1.22. Kent ve Park tarafından önerilen σ - ε ilişkisi.....	27
Şekil 1.23. Etriye miktarının beton σ - ε bağıntısına etkisi.....	28
Şekil 1.24. Sheikh ve Üzümeri tarafından önerilen σ - ε ilişkisi.....	29

Şekil 1.25.	Mander vd. tarafından önerilen σ - ε ilişkisi.....	31
Şekil 1.26.	CEB tarafından önerilen σ - ε ilişkisi.....	32
Şekil 1.27.	Saatçioğlu ve Ravzi tarafından önerilen σ - ε ilişkisi.....	33
Şekil 1.28.	Eurocode 2 tarafından önerilen σ - ε ilişkisi.....	35
Şekil 1.29.	İlki ve diğ. tarafından önerilen σ - ε ilişkisi.....	37
Şekil 1.30.	Canbayın çalışmasında ürettiği kolon detayları.....	39
Şekil 1.31.	Hakuto tarafında gerçekleştirilen çalışma.....	40
Şekil 1.32.	Sarıbaşın çalışmasında ürettiği kolonlar ve etriyeleri.....	40
Şekil 1.33.	Kodur ve diğ. tarafında gerçekleştirilen çalışma.....	41
Şekil 1.34.	Güley (2014) tarafında gerçekleştirilen çalışma.....	42
Şekil 2.1.	Elenerek sınıflara ayrılmış agregalar.....	44
Şekil 2.2.	Beton karışımında kullanılan agrega granülometrisi.....	45
Şekil 2.3.	Kullanılan çimento.....	46
Şekil 2.4.	Üniversal deney aleti.....	47
Şekil 2.5.	Betonarme kolonların boyut ve donatılarının şematik görünümü.....	49
Şekil 2.6.	Kullanılan etriyeler ve kanca açıları.....	50
Şekil 2.7.	Deney elemanlarının donatıları.....	50
Şekil 2.8.	Hazırlanan kalıp ve donatıların beton döküm öncesi görünümü.....	53
Şekil 2.9.	Taze betonun betonyerden alınması.....	54
Şekil 2.10.	Titreşim tablası ve alınan küp numuneler.....	54
Şekil 2.11.	Vibratör.....	55
Şekil 2.12.	Kalıpların betonlama işleminden sonraki görünümü.....	55
Şekil 2.13.	Kür havuzundaki numunelerden bir görünüm.....	56
Şekil 2.14.	Kür işlemi bitmiş betonarme kolon numunelerin görünümü.....	56
Şekil 2.15.	Hidrolik pres.....	57
Şekil 2.16.	Deney kolonlarının tabanına kükürt tabaka uygulanması.....	58
Şekil 2.17.	Kükürt tabaka uygulanmış deney kolonları.....	59

Şekil 2.18.	Betonarme blok üzerine kükürt tabaka uygulaması ve üzerindeki çelik levha.....	59
Şekil 2.19.	6000 kN kapasiteli hidrolik pres (a) ve Elektrikli pompa (b).....	60
Şekil 2.20.	Deney presinin mafsalı başlığı ve elektronik yük ölçeri.....	61
Şekil 2.21.	Kullanılan elektronik cetveller (LPDT).....	61
Şekil 2.22.	Bir kolon numunenin deney öncesi görünümü ve LPDT yerleşimi.....	62
Şekil 2.23.	Veri toplama sistemi (Data-Logger).....	63
Şekil 2.24.	Deney düzeneğinin bir deney öncesi genel görünümü.....	64
Şekil 2.25.	Deney yazılımı ekranının görünümü.....	65
Şekil 2.26.	Eksenel yükleme deneyleri uygulanan numunelerin görünümü.....	65
Şekil 2.27.	SeismoStruct yazılımının çubuk modellerin kesit davranışı için hesap yaklaşımı.....	66
Şekil 3.1.	Numunelerde etriye açılması.....	79
Şekil 3.2.	Numunelerde boyuna donatı burkulması.....	79
Şekil 3.3.	C1 kodlu numunelerde etriye aralığının 50 mm olması halinde kanca açılarının etkisi.....	80
Şekil 3.4.	C1 kodlu numunelerde etriye aralığının 100 mm olması halinde kanca açılarının etkisi.....	80
Şekil 3.5.	C1 kodlu numunelerde etriye aralığının 150 mm olması halinde kanca açılarının etkisi.....	81
Şekil 3.6.	C1 kodlu numunelerde etriye aralığının 200 mm olması halinde kanca açılarının etkisi.....	81
Şekil 3.7.	C1 kodlu numunelerde etriye aralığının 400 mm olması halinde kanca açılarının etkisi.....	82
Şekil 3.8.	C2 kodlu numunelerde etriye aralığının 50 mm olması halinde kanca açılarının etkisi.....	82
Şekil 3.9.	C2 kodlu numunelerde etriye aralığının 100 mm olması halinde kanca açılarının etkisi.....	83
Şekil 3.10.	C2 kodlu numunelerde etriye aralığının 150 mm olması halinde kanca açılarının etkisi.....	83
Şekil 3.11.	C2 kodlu numunelerde etriye aralığının 200 mm olması halinde kanca açılarının etkisi.....	84

Şekil 3.12.	C2 kodlu numunelerde etriye aralığının 400 mm olması halinde kanca açılarının etkisi.....	84
Şekil 3.13.	C1 numunelerinde kanca açılarının 90/90, 90/135 ve 135/135° olması halinde etriye aralığının etkisi.....	86
Şekil 3.14.	C2 numunelerinde kanca açılarının 90/90, 90/135 ve 135/135° olması halinde etriye aralığının etkisi.....	87
Şekil 3.15.	Süneklik oranının belirlenmesi.....	89
Şekil 3.16.	C1 grup kodlu numunelerin sünekliklerinin değişimi.....	89
Şekil 3.17.	C2 grup kodlu numunelerin sünekliklerinin değişimi.....	90
Şekil 3.18.	C1 kodlu, etriye aralığı 50 mm olan numunelerde eksenel yük-kısalma eğrilerinin karşılaştırılması.....	91
Şekil 3.19.	C1 kodlu, etriye aralığı 100 mm olan numunelerde eksenel yük-kısalma eğrilerinin karşılaştırılması.....	91
Şekil 3.20.	C1 kodlu, etriye aralığı 150 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması.....	92
Şekil 3.21.	C1 kodlu, etriye aralığı 200 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması.....	92
Şekil 3.22.	C1 kodlu, etriye aralığı 400 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması.....	93
Şekil 3.23.	C2 kodlu, etriye aralığı 50 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması.....	93
Şekil 3.24.	C2 kodlu, etriye aralığı 100 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması.....	94
Şekil 3.25.	C2 kodlu, etriye aralığı 150 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması.....	94
Şekil 3.26.	C2 kodlu, etriye aralığı 200 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması.....	95
Şekil 3.27.	C2 kodlu, etriye aralığı 400 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması.....	95

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. Etriyeli kare ve dikdörtgen kolonların boyut ve donatılarına ilişkin koşullar.....	9
Tablo 1.2. ACI 315-99'a göre etriye kanca ölçüleri.....	13
Tablo 1.3. Bazı yönetmeliklerde etriye kanca açıları.....	14
Tablo 2.1. Agreganın fiziksel özellikleri.....	45
Tablo 2.2. Nervürlü donatıların bazı mekanik özellikleri.....	47
Tablo 2.3. Betonarme kolonların özellikleri.....	48
Tablo 2.4. Üretilen betonların bileşimi.....	52
Tablo 2.5. Beton basınç dayanımları.....	57
Tablo 3.1. Kolon numunelerin deneysel davranışı ve deney sonrası görünüşleri.....	69

SEMBOLLER DİZİNİ

A_s	: Boyuna donatı alanı
a_i	: Kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
b_0	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasındaki kesit boyutu
D	: Kanca kıvrırma çapı
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
f_c	: Sargılı betonda basınç gerilmesi
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_{c0}	: Sargısız betonun basınç dayanımı
f_e	: Etkili sargılama basıncı
f_s	: Donatı çeliğindeki gerilme
f_{sy}	: Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{su}	: Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_{yw}	: Enine donatının akma dayanımı
h_0	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu
k_e	: Sargılama etkinlik katsayısı
s	: Etriye aralığı
ρ_s	: Toplam enine donatının hacimsel oranı
ρ_t	: Toplam boyuna donatı oranı
$\rho_x \rho_y$: İlgili doğrultulardaki enine donatı hacim oranı
ϕ	: Donatı çapı
ϕ_w	: Enine donatı çapı
ϵ_c	: Beton basınç birim şekildeğiştirme
ϵ_{c0}	: Dayanıma karşılık gelen birim şekildeğiştirme
ϵ_{cu}	: Maksimum basınçta sargılı betondaki birim şekildeğiştirme

ϵ_{sy}	: Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekildeğiştirmesi
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi
σ_2	: Yanal kuşatma basıncı
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı
f_c	: Sargısız beton basınç dayanımı
k_3	: Maksimum gerilmenin silindir dayanımına oranını
k_1	: 1928 yılında Richardt tarafından yapılmış deneylerden elde edilmiştir ve genelde 4.0 veya 4.1 olduğu varsayılmıştır
A_0	: Donatının kesit alanı
f_{ywk}	: Sargı donatısının akma dayanımı (MPa)
α	: Sargı donatısının çekirdek betonuyla yaptığı açı
β	: Azaltma Katsayısı
b_k	: Çekirdek alanı boyutu
a	: Sargı donatısına mesnet oluşturan iki boyuna donatı merkezi arasındaki uzaklık
ΣA_{ox}	: x- yönünde alınan kesitteki sargı donatısının toplam kesit alanı
ΣA_{oy}	: y- yönünde alınan kesitteki sargı donatısının toplam kesit alanı
$\Sigma A_{oxy} \sin \alpha$: Birbirine dik yönde alınan iki kesitteki sargı donatısı alanlarının toplamı

Not: Bu dizinde yer almayan bazı semboller, metin içinde ilgili yerlerinde açıklanmıştır.

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Betonarme, beton ile çelik çubukların birbirlerine göre sıyrılmıyacak biçimde kenetlenme (aderans) ile birleşerek ortak deformasyon yapmak suretiyle meydana getirdikleri kompozit bir yapı malzemesidir. Betonarme yapıların hesap, tasarım ve inşası konularındaki sanatsal, bilimsel ve teknolojik gelişmeler özellikle 1950'lerde, bugün bile muhteşem kabul edilen, önemli yapıların inşasını mümkün kılmıştır.

1.2. Betonarme Kolonlar

Diğer tüm çerçeve tipi yapılarda olduğu gibi, betonarme yapıların da en önemli olarak kabul edilebilecek taşıyıcı elemanlarının kolonlar olduğu söylenebilir. Zira kolonlar, döşeme ve kirişlerden gelen yük ve yük etkilerini güvenli bir şekilde temel sistemine aktarmak zorundadır. Çok katlı betonarme yapılarda en fazla uygulanan taşıyıcı sistem tipinin çerçeve tipi taşıyıcı sistem olduğu düşünüldüğünde, düşey taşıyıcılar olan kolonların önemi çok daha öne çıkmaktadır.

Betonarme kolonlar, birleşen kirişlerin durumuna göre, genellikle bir ya da iki doğrultuda bileşik eğilme etkisine maruzdurlar. Örneğin, bina köşesindeki bir kolon iki doğrultuda eğilmeye maruzken, bina kenarındaki bir doğrultuda, içteki bir kolon ise, eğer kiriş momentleri dengeleniyorsa, sadece eksenel yük altında olabilir. Dolayısıyla, bir betonarme kolonda daima eksenel yüklerle birlikte eğilme etkisi ve bir miktar da kesme etkisi mevcuttur.

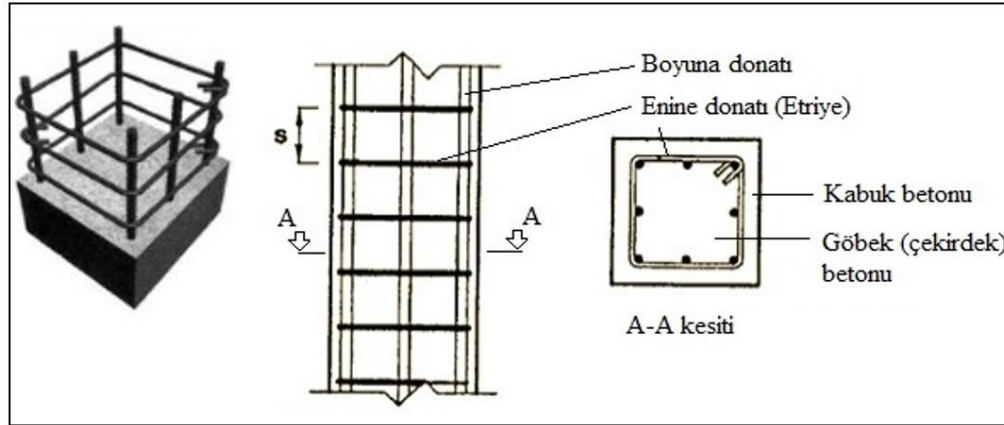
Betonarme kolonlar yukarıda belirtilen etkiler göz önüne alınarak çeşitli şekillerde projelendirilip üretilmektedir. Bu kolonlar çok büyük bir oranda kare veya dikdörtgen kesitli olarak projelendirilirken, nadiren dairesel veya diğer başka kesit şekillerinde de üretilmektedir.

Betonarme kolonlar genellikle boyuna donatıyı saran enine donatının (sargı donatısının) biçimine bağlı olarak "etriyeli" ve "fretli" (spiral donatılı) kolonlar olarak iki sınıfa

ayrılmaktadır. Kolonların diğere bir sınıflandırması ise, “kalın” ve “narın” kolon olarak yapılmaktadır. Ancak bu ayırım, kolonun görünüşüne ve boyutlarına göre değil, bir dizi hesap adımı gerektiren işlemlerden sonra yapılabilmektedir. Genellikle kalın kolon ile karıştırılan “kısa kolon” davranışı ise çok daha farklı bir durumdur. Sargı donatısını biçimine göre betonarme kolonlar aşağıda açıklanmaktadır.

1.2.1. Etriyeli Kolonlar

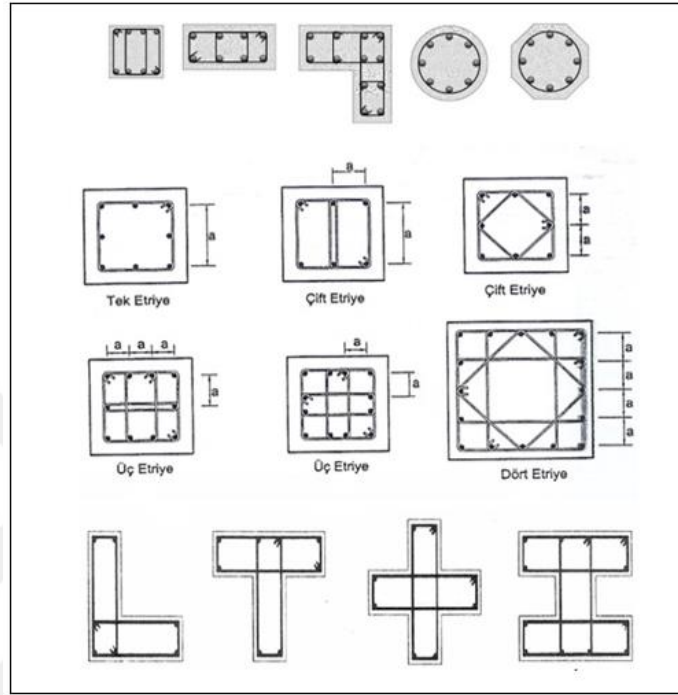
Kalifiye işçilik gerektirmeyen bu kolonlar uygulamada en sık uygulanan betonarme kolon türüdür. Boyuna donatılar etriye adı verilen belli aralıklarla yerleştirilmiş daha küçük çaplı tekil donatılar tarafından enine doğrultuda dıştan sargılanarak etriyeli betonarme kolonlar oluşturulur(Şekil 1.1).



Şekil 1.1. Etriyeli kolonlarda donatı

Etriyeli kolonların kesitleri ve etriye yerleşim tipleri çok farklı şekillerde olabilir. Bunların uygulamada en sık rastlanılanları aşağıdaki Şekil 1.2’de görülmektedir. Betonarme kolon kesitinin köşeleri arasında boyuna donatı bulunması durumunda bu çubuklar ek etriyeler ya da karşılıklı olarak tek kollu çiroz adı verilen kancalı çubuklarla bağlanırlar. Asıl görevi kolonlarda kesme kuvvetini beton kesitle birlikte taşımak olan etriyelerin, boyuna donatıların burkulma boyunu azaltmak, göbek (çekirdek) betonunun sünekliğini arttırmak, kolonda boyuna

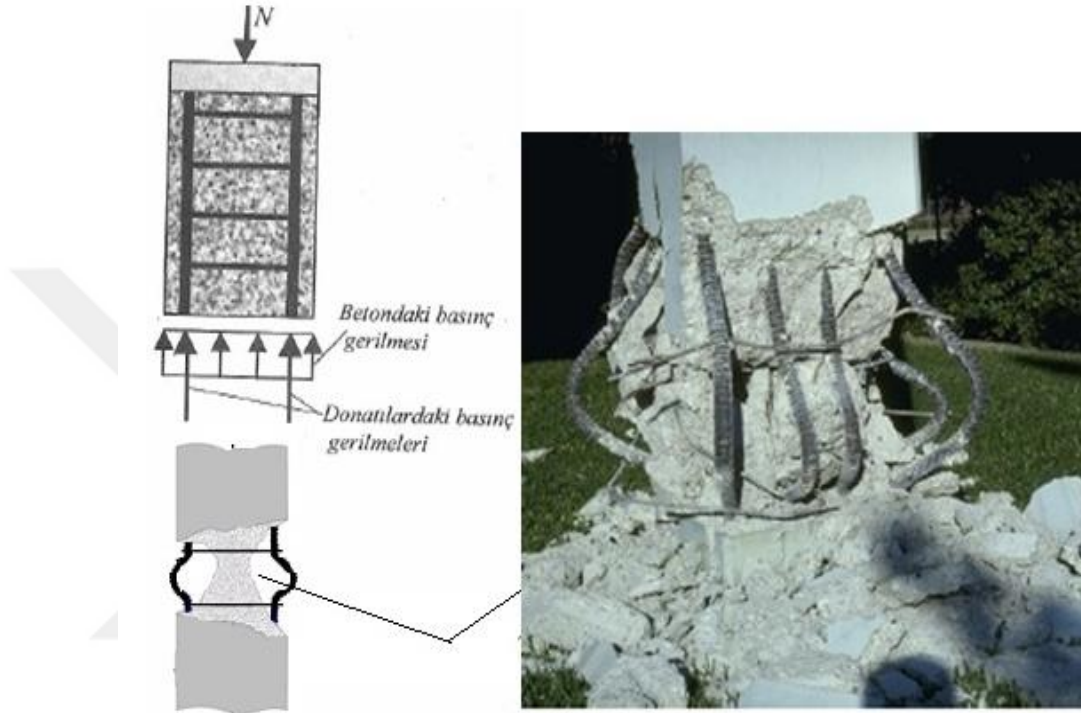
çatlakların gelişmesini önlemek ve betonlama sırasında boyuna donatıların kalıp içinde düzgün durmasını sağlamak gibi görevleri de vardır.



Şekil 1.2. Etriyeli kolon kesitleri ve çeşitli etriye düzenlemeleri

Eksenel yükleme altındaki betonarme bir kolonun beton ve donatılarında oluşan basınç gerilmeleri nedeniyle etriyeli kolonda yüklemenin ileri aşamalarında betonda ezilmeler meydana gelmekte ve kopan parçalar nedeniyle boşalan kısımlarda boyuna donatılar burkulmaktadır (Şekil 1.3). Etriyelerin daha sık aralıklarla yerleştirilmesi durumunda boyuna donatıların burkulma boyları azalacak, dolayısıyla da donatıların burkulması için daha büyük yükler gerekecektir. Yapı elemanı ve dolayısıyla betonarme yapı sistemi bu sırada yerdeğiştirme yapmaya devam edeceğinden, tekniğine uygun yerleştirilmiş sık etriyeli kolon seyrek etriyeli kolona göre daha sünek davranacaktır. Tüm dünyada mevcut deprem yönetmeliklerinin en önemli prensibi sayılabilecek sünek davranış sayesinde de yapı depremi toptan göçmeye uğramadan belli düzeyde kalan hasarla atlabilecektir.

Etriyesiz bir kolonun davranışı ise, donatısız betonun davranışına benzemektedir. Diğer taraftan tekniğine uygun yerleştirilmemiş etriyelere sahip kolonların davranışları da donatısız betonun davranışından pek farklı olmayacaktır.



Şekil 1.3. Etriyeli bir kolonun aksel yük altında kırılması ve donatının burkulma davranışı

Etriyeleri tekniğine uygun yerleştirilen kolonun sünekliğinin arttığı daha önce belirtilmişti. Ancak, dayanımda da aynı oranda bir artış meydana gelmemektedir. Diğer taraftan etriye sıklaştırıldığında, ortaya çıkan “sargılama etkisi” artacak, ancak dayanımda yine önemli bir artış olmayacaktır. Süneklikte meydana gelen artış genel olarak yapının daha sünek davranış göstermesine katkıda bulunacaktır.

Kolonlarda etriyelerin sık yerleştirilmesi, deprem etkisinde beklenen sünek davranışın ortaya çıkması için daha iyi olmakta birlikte, yeterli değildir. Zira, etriye kancalarının Deprem Yönetmeliğinde (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007) [1] belirtilen şekilde yapılmayıp sadece her iki ucunun da 90° kıvrılıp bırakılması halinde, deprem etkisi altında artan basınç nedeniyle etriyeler kolayca açılacak ve etriye “sargılama” görevini yapamaz hale gelecektir. Bu da, kolonun beklenen kapasitesinin çok altında bir yükle

kırılmasına neden olacaktır. Deprem sırasında etriyeleri açılmış bir betonarme kolonun görünümü Şekil 1.4’de verilmektedir.



Şekil 1.4. Etriyeleeri açılmış bir betonarme kolon

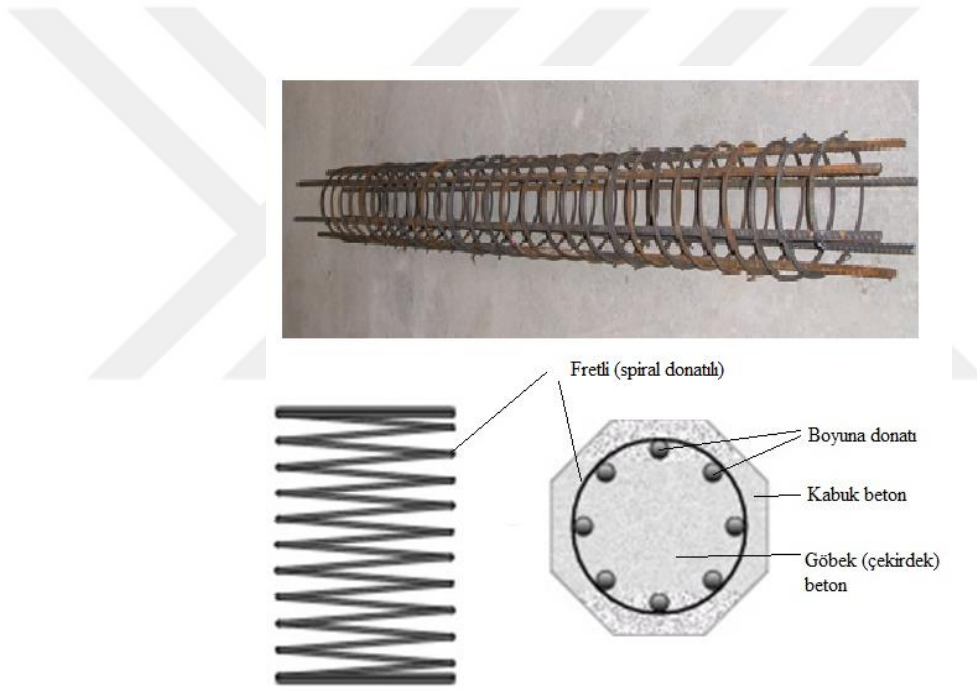
Etriye kancalarının yeterli boyda ve 135° kıvrılması halinde ise, artık etriyeler açılmayacak ve deprem sırasında görevlerini etkin bir şekilde yerine getireceklerdir. Kancalarının 135° kıvrılması ile oluşturulan etriye tipi, Deprem Yönetmeliği-2007’de [1] “özel deprem etriyesi” olarak tanımlanmıştır.

1.2.2. Fretli (Spiral Donatılı) Kolonlar

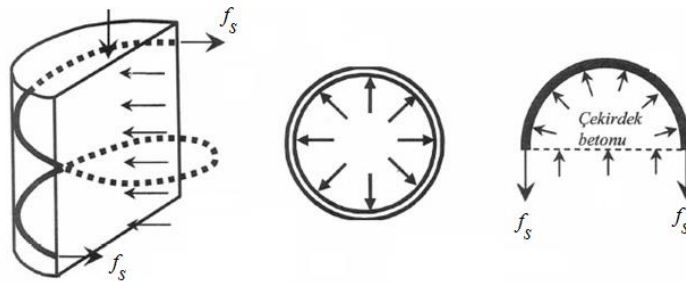
Fretli kolonlar etriyeli kolonlar kadar yaygın kullanım alanına sahip olmasa da yük taşıma kapasitelerinin yüksek olması nedeniyle bazı yapılarda tercih edilmektedir. Bu kolonlarda enine donatısı spiral şeklinde kolon boyunca boyuna donatıyı sargılar. Fretli kolonların genel görünümü aşağıdaki Şekil 1.5’te verilmektedir.

Kısaca “fret” olarak adlandırılan bu sargılama tekniği, tekil etriye tekniğine göre, kolonun yapısal davranışı açısından bazı farklılıklar göstermektedir. Eksenel basınç etkisi altındaki bir fretli kolonda eksenel yük arttığında ilk olarak fretlerin sargıladığı çekirdek alanı dışındaki beton örtüsü dökülmeye başlar. Bu, etriyeli kolonlardaki davranışa benzerdir. Ancak kolon

kesitinin dairesel olması nedeniyle fret donatısı çekirdek betonuna radyal doğrultuda basınç uygulayarak, kolonun hem genel dayanımına hem de, fret sıklığına bağlı olarak, sünekliğine önemli katkıda bulunmaktadır. Etriyeli kolonlarda etriyelerin açılması ya da kolon kesitinin dışa doğru şişmeye çalışması nedeniyle etriyelerin boyuna donatıya ya da çiroza tutunmadığı serbest açıklığında eğilmesi gibi bir davranış fretli kolonda meydana gelmez. Tam aksine, aksenal yük altında şişmeye çalışan çekirdek betonunun bu hareketine karşı koyan fret donatısında aksenal çekme etkisi, dolayısıyla da göbek (çekirdek) betonuna sargılama etkisi meydana gelmektedir. Bu etki aşağıdaki Şekil 1.6’da gösterilmektedir.



Şekil 1.5. Fretli kolonlarda donatı



Şekil 1.6. Fretli kolonlarda enine donatının sargılama etkisi

Fret donatısı görevine aksenel çekme etkisindeki kesitinin uzayıp kopmasına kadar devam eder. Etriye ve fret donatısı arasındaki bu önemli davranış farkından dolayı, örneğin, etriyeli bir kolonun ağır hasar alacağı bir depremde aynı etkiye maruz fretli bir kolonun hafif hasara uğrama olasılığı oldukça yüksektir. Kolona etkileyen yükün aşırı artması durumunda elbette fretli kolonlar da kırılmaktadır ancak, kırılma mekanizması etriyeli kolonlardaki kadar gevrek bir şekilde değil, çok daha sünek bir şekilde gerçekleşmektedir. Türkiye’de son zamanlara kadar çok nadir olarak kullanılmış olmasına rağmen son yıllarda meydana gelen büyük depremlerden sonra daha fazla fretli kolon tasarımı yapılmaya başlandığı belirtilmektedir [2].

1.3. Etriye Kolonların Boyut ve Donatılarına İlişkin Yönetmelik Koşulları

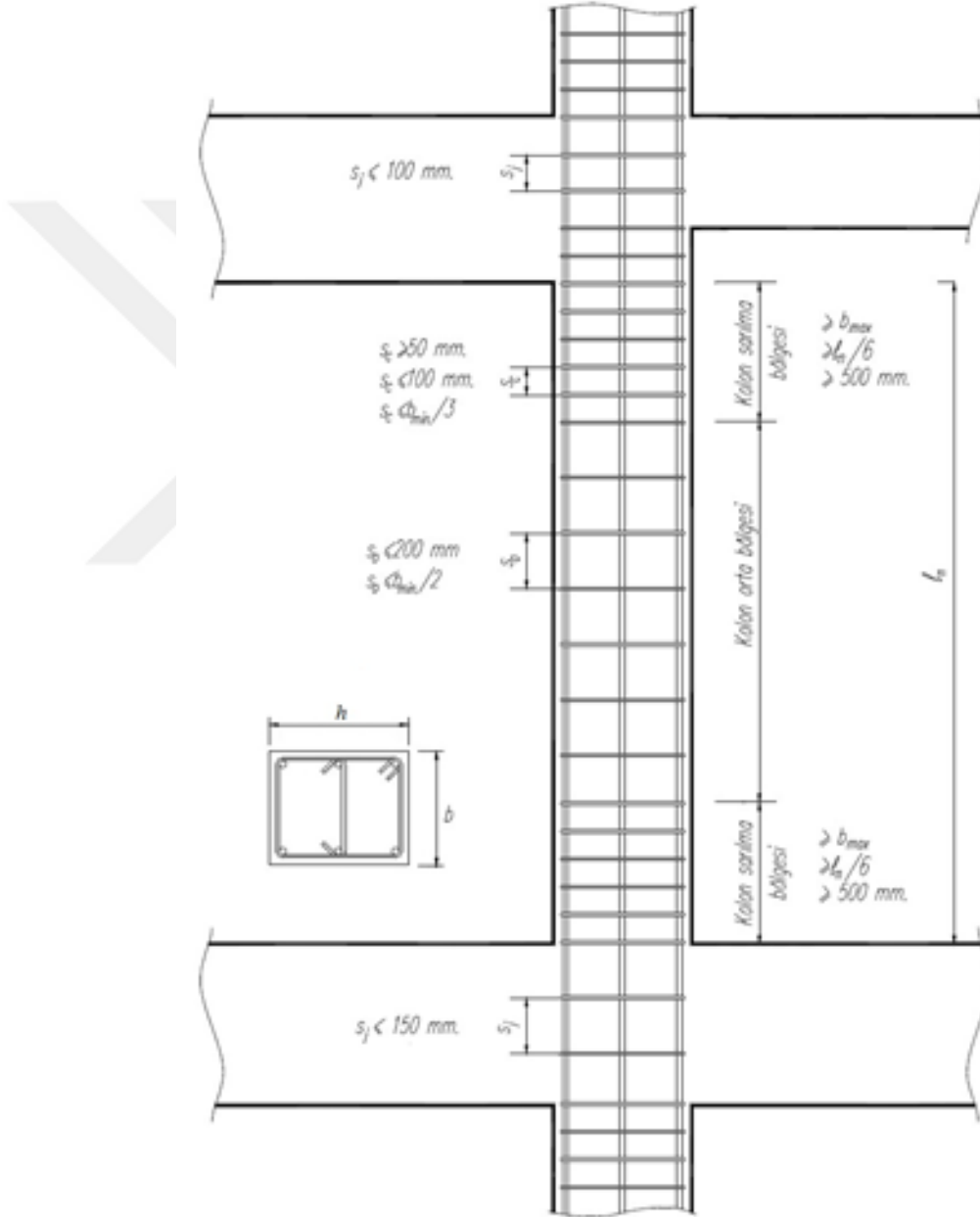
Bu başlık altında etriyeli kolonların boyut ve donatılarına ilişkin kural ve detaylar başta Türk yönetmelikleri olmak üzere bazı yabancı ülke yönetmelikleri ile birlikte açıklanmaktadır.

1.3.1. TS 500-2000 ve Türk Deprem Yönetmeliği-2007’ye Göre Etriye ve Kanca Kuralları

Bu yönetmeliklerde diğer tip kolonlara ilişkin kurallar da tanımlanmış olmakla birlikte, bu başlık altında sadece kare ve dikdörtgen enkesitli etriyeli kolonlara ilişkin kurallar verilmektedir. Etriye kolonlarda, betonarme kirişlerde olduğu gibi, enine donatı elemanın ve dolayısıyla yapının sünekliğini belli düzeyde sağlamak, kolon - kiriş birleşim bölgelerinin güvenliğini arttırmak için etriyeler eleman boyunca belli aralıklarda yerleştirilirler. Bu yerleşime ilişkin kurallar aşağıdaki Şekil 1.7’de verilmektedir. TS 500-2000 [3] ve Deprem Yönetmeliği-2007 [1] de kare ve dikdörtgen enkesite sahip etriyeli kolonların boyut ve donatılarına ilişkin kurallar ise Tablo 1.1’de özetlenmektedir.

TS 500-2000’de [3] “9.1.4 - Etriyelerin Kenetlenmesi” başlığı altında tanımlanmakla birlikte, Deprem Yönetmeliği-2007, tüm deprem bölgelerinde kullanılmak üzere, süneklik düzeyi yüksek ve normal olan betonarme yapı kolonlarında, kolon-kiriş birleşim bölgelerinde, perde uç bölgelerinde ve kiriş sarılma bölgelerinde “özel deprem etriyesi” ve “özel deprem çirozu” kullanımını zorunlu kılmıştır. Buna göre, özel deprem etriyelerinin her iki ucunda 135°

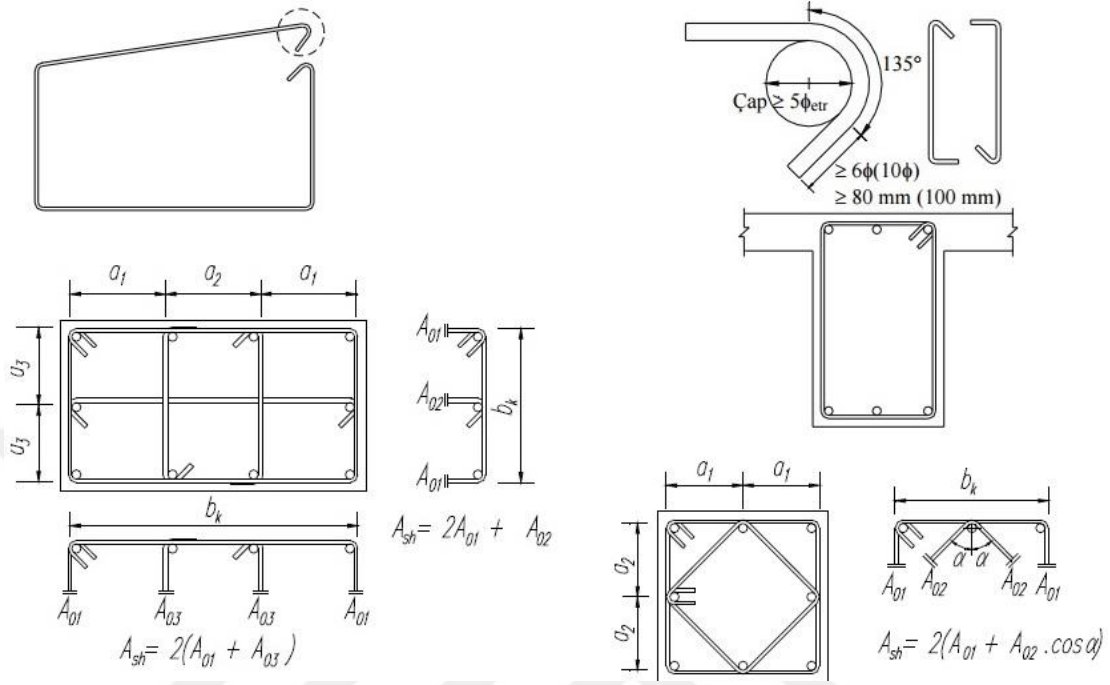
kıvrılarak oluşturulan kancalar bulunmalıdır. Özel deprem çirozlarının bir ucu 135° , diğer ucu ise yerleştirme kolaylığı açısından 90° kıvrımlı kanca yapılmalıdır. Buna ilişkin detaylar aşağıdaki Şekil 1.8’de verilmektedir.



Şekil 1.7. Kolonlarda enine donatıların yerleştirilmesi

Tablo 1.1. Etriyeli kare ve dikdörtgen kolonların boyut ve donatılarına ilişkin koşullar [2]

Büyüklik	Sembol	\geq \leq	Sınır değerler ve açıklamalar		
Dikdörtgen kesitli kolonun küçük boyutu	b	\geq	250 mm		
I, T ve L kesitli kolonların en küçük boyutu		\geq	200 mm		
Dikdörtgen kesitli kolonun eğilme doğrultusundaki boyutu	h	\geq	300 mm (deprem yönetmenliğinde en küçük kesit alanı 75000 mm ² olduğundan bunu sağlayacak h değeri 300 mm)		
Kenar oranı	h/b	\leq	7		
Net beton örtüsü	c_c	\geq	25 mm	Yapı köşe ve kenar kolonlarında	
			20 mm	Yapı içindeki orta kolonlarında	
Toplam boyuna donatı oranı	ρ_t	\geq	0.01		
			0.005	Yerleştirilecek $A_{st} \geq 1.3$ (gerekli A_{st}) ise	
			$1.5f_{ctd}/f_{yd}$	Eleman çekmeye çalışıyorsa	
			0.04	Bindirme bölgesi dışında	
		\leq	0.06	Bindirmeli ek bölgesinde	
Boyuna donatı çapı	\emptyset	\geq	14 mm		
Enine donatı (etriye) çapı	\emptyset_w	\geq	$\emptyset/3$	8 mm	
Etriyeli kolonlarda yerleştirilebilecek en az donatı	A_{st}	\geq	4 \emptyset 16 ya da tercihen 6 \emptyset 14		
Etriyeli kolonların ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık	a	\geq	300 mm	$25\phi_w$	
Kolon sarılma bölgesi uzunluğu	l_c	\leq	h	$l_c/6$ 500 mm	
Etriyeli kolonda etriye aralığı	s_c	\leq	b/3	100 mm	Süneklik düzeyi yüksek
			b/3	$8\phi_{min}$ 150 mm	Süneklik düzeyi normal
	s_o	\leq	b/2		200 mm $12\phi_{min}$
			b/3		100 mm



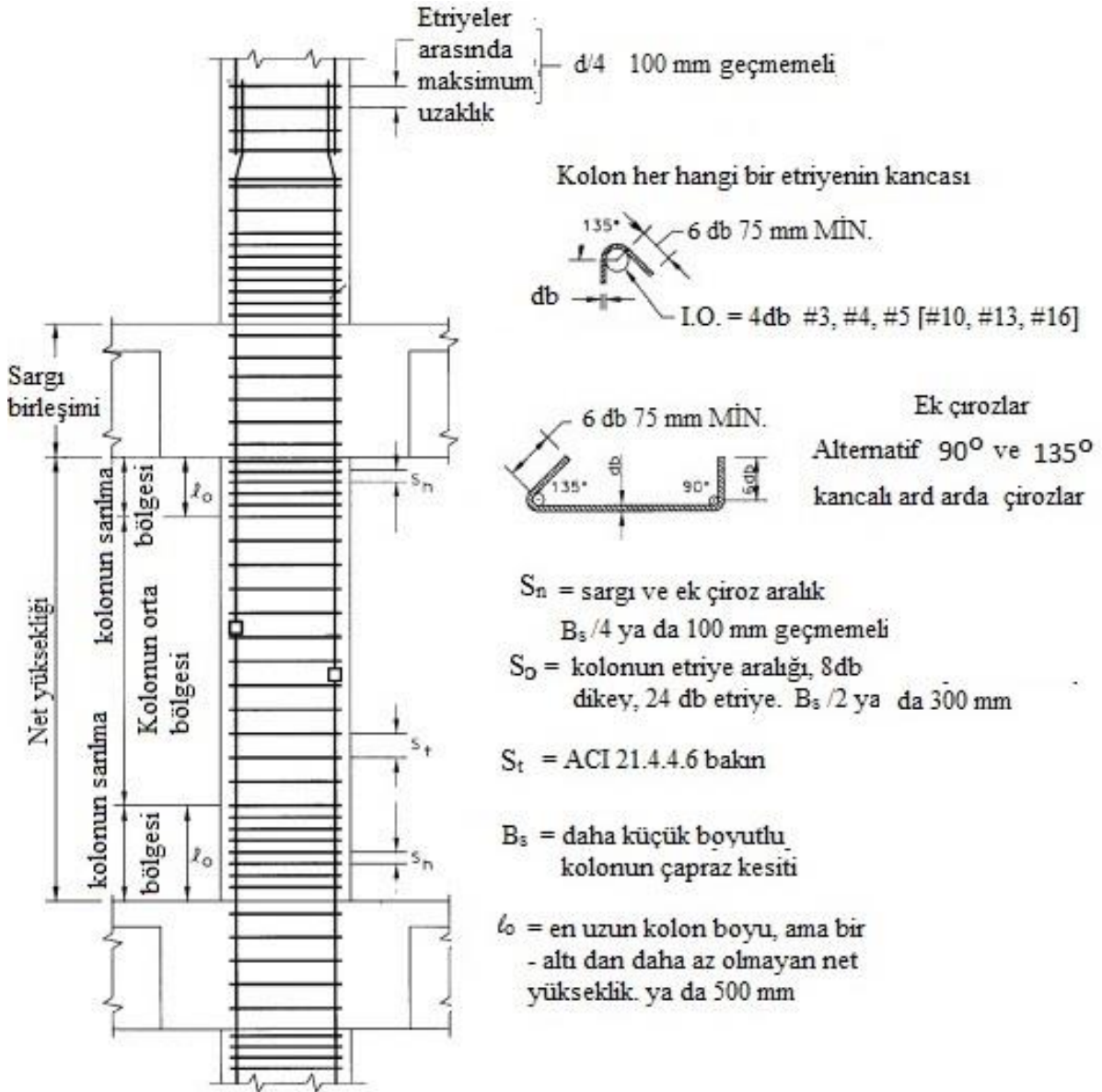
Şekil 1.8. Deprem Yönetmeliği-2007'ye göre özel deprem etriyesi ve çiroz detayları.

Etriyelerin 90° kıvrımlı köşeleri ve 135° kıvrımlı kancaları, ϕ_w etriye çapını göstermek üzere, en az $5\phi_w$ çaplı daire etrafında bükülmelidir. Bu kural uygulamada ve hata araştırmacılar tarafından laboratuvar çalışmalarında çoğu zaman gözardı edilmekle birlikte, çok önemlidir. Zira küçük bir daire çapı etrafında kıvrılan çelik çubuğun kıvrım bölgesinde içte kısalma, dışta uzama olmak üzere aşırı şekildeğişmeler ve büyük gerilmeler meydana geldiğinden, bu durum enine donatının kıvrım bölgelerinde kırılmaya ve ani kopmaya varan tehlikeli sonuçlara neden olabilmektedir. Kancaların boyu ise, kıvrımındaki en son teğet noktasından itibaren, nervürlü çubuklarda 6ϕ ve 80 mm 'den az olmamalıdır.

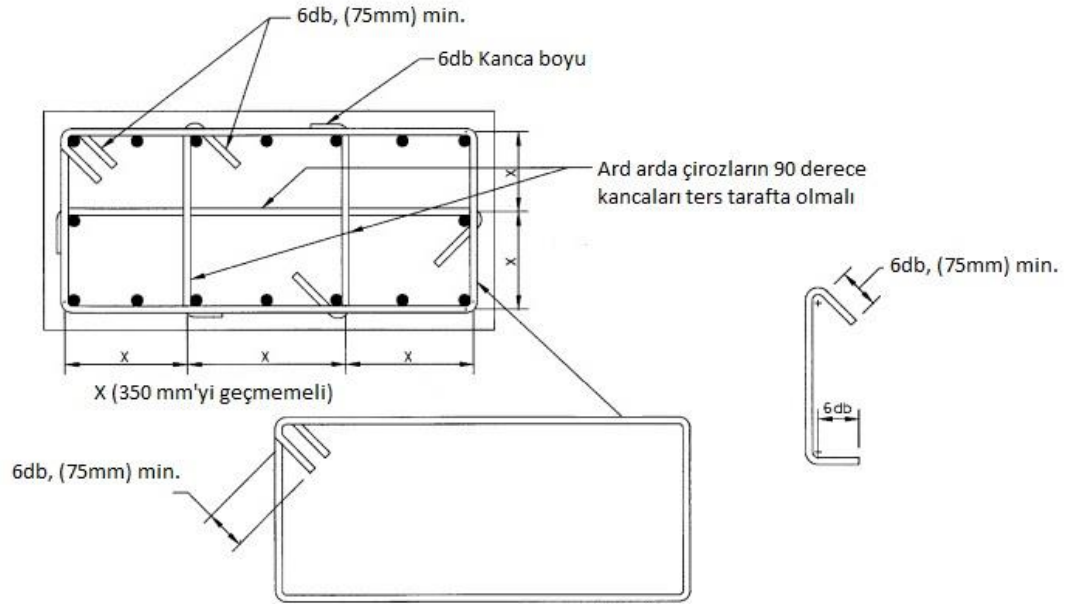
1.3.2. ACI 315-99 Yönetmeliğine Göre Etriye ve Kanca Kuralları

Betonarme yapılara ilişkin ACI 315-99 [4] “Detaylar ve Betonarme Donatılarının Detaylandırılması” adlı Amerikan yönetmeliğinde, yüksek deprem riskine maruz binaların tasarımda, etriye kancalarının çekirdek (göbek) betonuna daha iyi tutunabilmesi için en az 135° açı ile bükülmesi ve yine en az 6ϕ ya da 75 mm boya sahip olmaları gerektiği belirtilmektedir.

Sarılma bölgesindeki etriye aralığı, kolon küçük boyutunun (B_s) $\frac{1}{4}$ 'ünü ya da 100 mm'yi geçmemelidir. ACI 315-99'a göre etriye detayları aşağıdaki Şekil 1.9'da verilmektedir. Bu yönetmelikte kolonlar için verilen ve "sismik dayanımlı" olarak adlandırılan deprem etriyesi detayları ise Şekil 1.10'da görülmektedir.

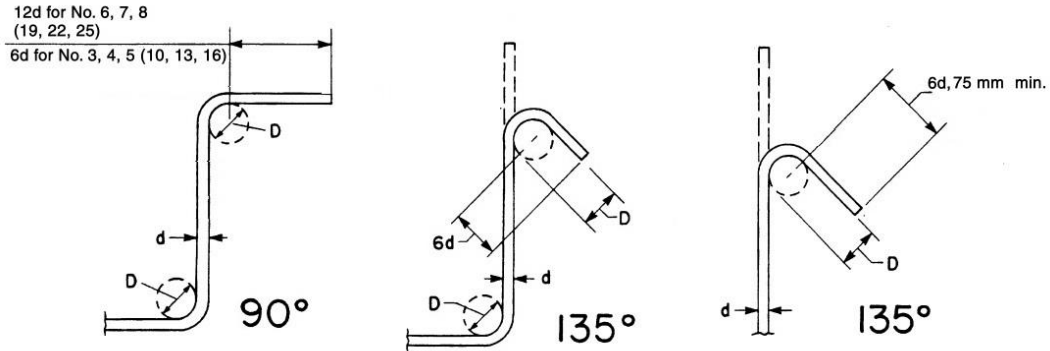


Şekil 1.9. ACI 315-99'a Göre Etriye ve Kanca Detayları



Şekil 1.10. ACI 315-99'da betonarme kolonlar için verilen deprem etriyesi detayları

ACI 315-99'da etriye kancalarına ait detay ve ölçüler aşağıdaki Şekil 1.11 ve Tablo 1.2'de sırasıyla verilmektedir[4].



Şekil 1.11. ACI 315-99'a göre deprem etriye kanca detayları

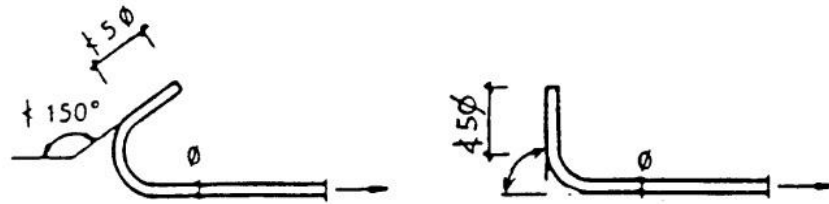
Tablo 1.2. ACI 315-99'a göre etriye kanca ölçüleri

Donatı çapı, mm	Kanca kivirme çapı, D, mm	Kanca boyu, mm	
		90° kanca	135° kanca (sismik etriye kancası)
10	40	105	110
13	50	115	115
16	65	155	140
19	115	305	205
22	135	355	230
25	155	410	270

1.3.3. Eurocode 8-EN1998-1:2004 Yönetmeliğine Göre Etriye ve Kanca Kuralları

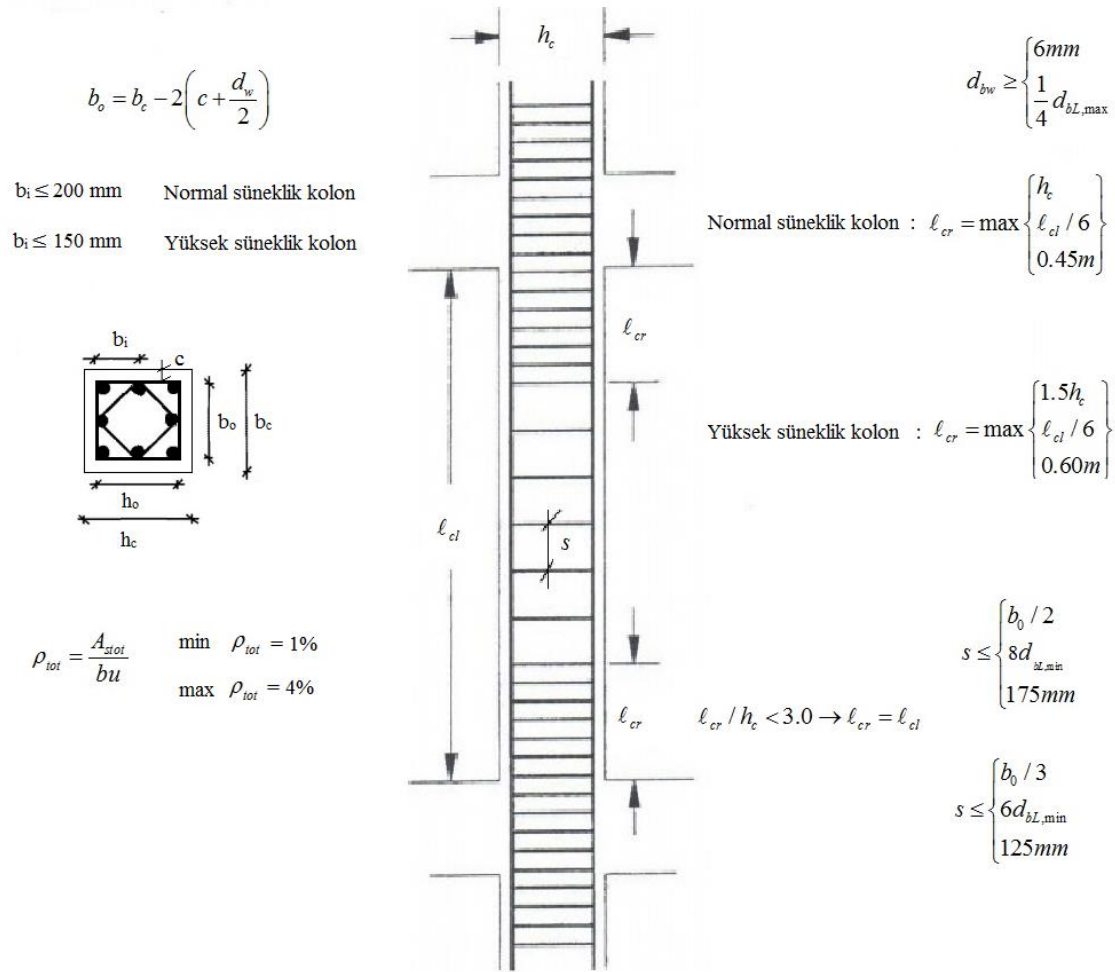
Avrupa Birliği ülkelerinde kullanılan deprem dayanımlı yapıların tasarımına yönelik Eurocode 8-EN1998-1:2004 [5] ya da İngiltere'de kullanılan adı ile BS EN 1998-1 :2004 standardında normal süneklik (DCM: ductility class medium) ve yüksek süneklik (DCH: ductility class high) düzeyine sahip etriyeli kolonlara ait donatı kuralları verilmiştir.

Eurocode 8-EN1998-1:2004 [5] etriye ve çiroz kancaları için aşağıdaki Şekil 1.12'de verilen boyutları önermektedir.



Şekil 1.12. Eurocode 8 – EN1998-1:2004 etriye ve çiroz kanca kuralları

Aşağıdaki Şekil 1.13'te DCM ve DCH sünekliklerindeki kolonlar için Eurocode 8-EN1998-1:2004 [5]'de verilen kurallar gösterilmektedir.



Şekil 1.13. Eurocode 8 – EN1998-1:2004’te normal ve yüksek süneklik düzeyine sahip etriyeli kolonlara ait boyut ve donatı kuralları

Etriye kanca açlarına ait yukarıda açıklanan yönetmelik kuralları aşağıdaki Tablo 1.3’te, karşılaştırmak amacıyla topluca verilmektedir.

Tablo 1.3. Bazı yönetmeliklerde etriye kanca açıları

TS 500-2000	ACI 315-99	EN1998-1:2004
$\geq 6\phi$ (80 mm) $\text{Çap} \geq 5\phi_{etr}$ 135°	$6d, 75 \text{ mm min.}$ 135° d	 150° 5ϕ ϕ

1.4. Eksenel Yüklü Betonarme Kolonların Davranışı ve Sargı Etkisi

Eksenel yüklü betonarme bir kolonun taşıma gücünü kaybetmesi için kesiti oluşturan beton ve çelik malzemenin her ikisinin de sınır dayanım değerlerine ulaşması gerekmektedir. Beton veya donatı sınır dayanımına eriştiğinde “kuvvet uyumu” oluşmakta ve hala bu sınır dayanımına erişmemiş durumdaki kesitler diğerine yardım etmektedir. Deneylerden edinilen bu bilgiler ışığında, eksenel yüklü bir betonarme elemanın taşıma gücünün, beton ve donatı kapasitelerinin toplanması ile elde edilebileceği anlaşılmıştır. Donatının kapasitesi akma dayanımı ($A_{st} f_{yk}$), betonunki ise, basınç dayanımı ($A_{cn} f_{ck}$) ile sınırlanmaktadır. Ancak, sözü edilen deylede kolonlardaki basınç dayanımının ortalama olarak silindir basınç dayanımının %85’i olduğu gözlenmiştir. Bunun nedeni, büyük bir olasılıkla boyut etkisi ve kolondaki beton silindir numunesindeki kadar iyi sıkıştırılmamış olmasıdır. Kolon betonunda gözlenen bu değişiklik de dikkate alınarak, taşıma gücü aşağıdaki gibi yazılabilir [6].

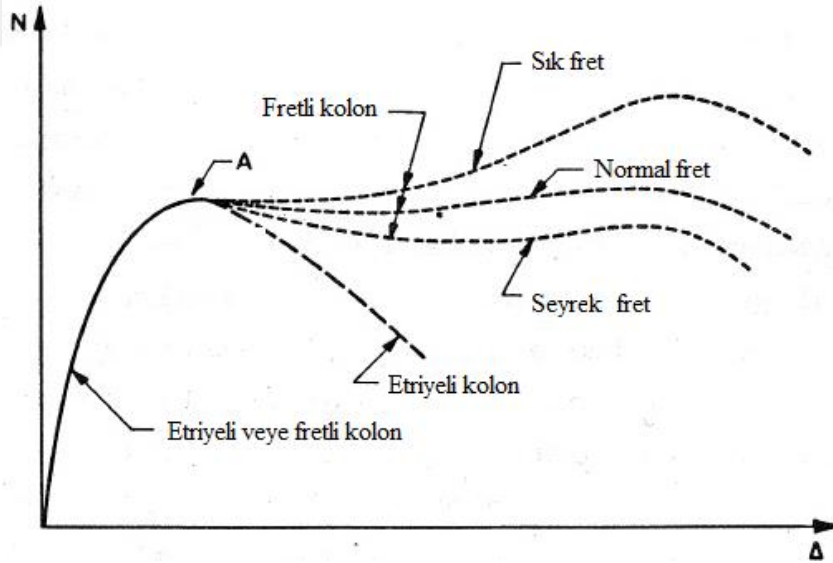
$$N_{or} = 0.85f_{ck} A_{cn} + f_{yk} A_{st} \quad (1.1)$$

$$A_{cn} = A_c - A_{st} \quad (1.2)$$

Daha önce gerçekleştirilmiş olan monotonik yükleme deneylerinde, eksenel yük sıfırdan başlayarak belli adımlarda artırıldığında, donatı ve betonda oluşan gerilmelerin elastisite teorisinden elde edilen sonuçlardan fazla farklı olmadığı belirtilmektedir. Ancak, yük belirli bir aşamada sabit tutulduğunda, sünme nedeniyle oluşan şekildeğişmelerinden dolayı gerilmeler önemli ölçüde değişmekte ve artık hesaplanan gerilmeler önceden elastisite teorisinden elde edilen sonuçlardan uzaklaşmaktadır[6]. Hızlı yüklenen bir kolonda donatı çeliği akma birim kısalmasına (ϵ_{sy}) ulaştığında, genellikle beton henüz maksimum gerilmeye karşı olan birim şekildeğişirmeye (ϵ_{co}) ulaşmamaktadır. Bu durumda yük artırdığında, donatı tarafından karşılanan kuvvet sabit kaldığından, betonun uygulanan yükten aldığı pay oranı artacaktır. Birim kısalma ϵ_{co} değerine eriştiğinde betonun ezilmemesi için beton tarafından taşınan yükün bir bölümünün donatıya aktarılması gerekir. Zira, birim kısalmanın ϵ_{co} değerini geçmesi, ancak bir gerilme azalması ile mümkündür (σ - ϵ eğirisinin alçalan kısmı). Bu aşamada betonda donatıya kuvvet aktarımı olanaksızdır. Zira donatı daha önce akma gerilmesine ulaştığından, artık daha

fazla yük alamayacaktır. Bu durumda kolon kırılma konumuna ulaşacak ve yük azalmaya başlayacaktır. Kırılma konumuna veya taşıma gücüne erişildiğinde kolondaki birim kısalma, yaklaşık $\epsilon_{co} = 0.002$ olarak ölçülmektedir[6].

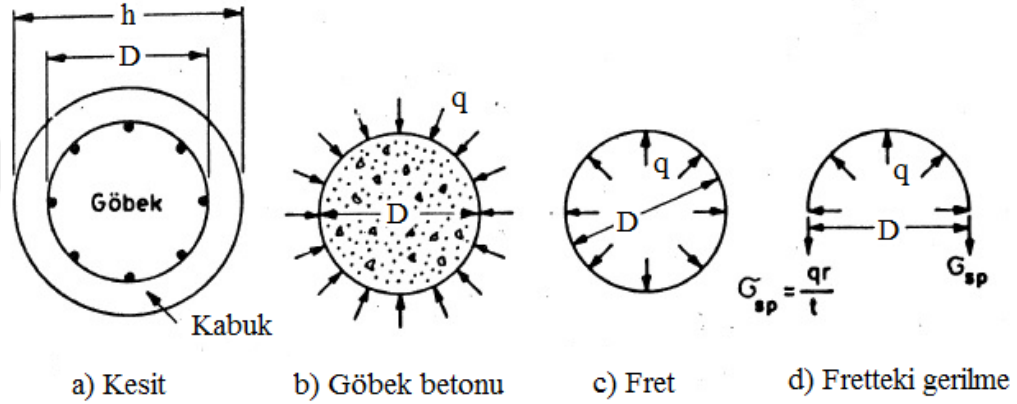
Yukarıda sözü edilen davranış, göbek (çekirdek) betonu dayanımı ve σ - ϵ eğrisinin tepe noktasına karşılık gelen birim kısalma değerinin artırılmasıyla değiştirilebilir ($\epsilon_{co} > 0.002$). Bu da ancak ancak sargı donatısı ile mümkündür. Göbek betonun özelliklerini bu şekilde değiştirmek için, sargı donatısı olarak sürekli fret donatısı kullanmak gerekir. Benzer değişimi dikdörtgen etriyelerle sağlamak için ise, serbest etriye açıklığı ve aralığını çok küçük tutmak gerekir. Bunun nedeni fretteki şekil değişimlerinin aksel rijitliğe, dikdörtgen etriyede ise eğilme rijitliğine bağlı olmasıdır. Aşağıdaki Şekil 1.14’de brüt beton ve boyuna donatı alanları aynı olan, etriyeli ve fretli iki kolona ait yük-yerdeğiştirme (N - Δ) ilişkileri gösterilmiştir. Şekilde görüldüğü gibi, fretli kolonlarda süneklik etriyeli kolonlara göre önemli derecede artmaktadır.



Şekil 1.14. Aksel yüklü betonarme kolonların davranışı

Etriye kolonlarda sargı donatısı oranı ve aralığı normal ölçülerde ise, sargılama etkisi göbek betonu özelliklerini değiştiremeyecek düzeydedir. Şekilden görüleceği gibi, A tepe noktasına erişilinceye kadar etriyeli ve fretli kolonlara davranışı arasında hiçbir fark yoktur ve taşınan yük aynıdır. Bu sonuç, her iki kolonun beton ve boyuna donatı alanları aynı olduğundan, normaldir. A tepe noktasına erişildiğinde, kabuk betonu ezilerek dağılacak ve göbekteki beton

Poisson etkili ile yana doğru genişlemeye çalışacaktır. Ancak fret, betonun serbestçe genişlemesini engelleyecektir. Bu durumda fret donatısı göbekteki betona çepeçevre radyal doğrultuda basınç uygularken, beton da dairesel fret donatıya eşit ve ters yönde kuvvetler uygulayacaktır (Şekil 1.15 (b) ve (c)). Göbek betonun yanal basınç ($\sigma_2 = \sigma_3$) nedeni ile hem dayanımı, hem de sünekliği artacaktır.

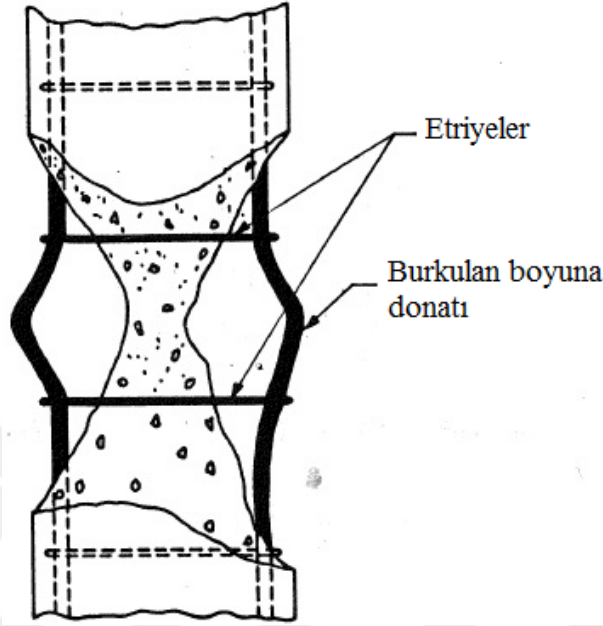


Şekil 1.15. Fretli kolonda fret donatısının sargı etkisi

Bu kuvvetler A noktasından sonra frette önemli eksenel çekme gerilmeleri oluşturmaktadır. Bu durum, enine donatının sargı etkisidir. Deneylerde yapılan ölçümler, A tepe noktasına erişilinceye kadar fret veya etriyedeki gerilmelerin sıfır veya sıfıra yakın olduğunu, dolayısı ile sargı donatısının taşıma gücüne hiçbir katkıda bulunmadığını göstermiştir[6]. A tepe noktasından sonra etriyeli ve fretli kolon davranışı ise oldukça farklıdır. Etriye kolonda A noktasına erişildiğinde beton ve çelik sınır dayanımlarına ulaştığından, artan şekildeğişmelerle birlikte eksenel yük azalmakta ve sonuçta etriyeli kolon taşıma gücünü kaybederek kırılmaktadır. Ancak fretli kolonlarda ise, özellikle sık spiral adımı kullanıldığında sünekliğin artması yanında, dayanımda da diyagramdaki ikinci tepe noktasına kadar varan önemli bir artış meydana gelmektedir[6].

Eksenel yük altındaki etriyeli bir kolonun kırılması ise betonun ezilmesi ve boyuna donatı çubuklarının iki etriye arasındaki mesafeyi burkulma boyu olarak kabul ederek burkulması ile meydana gelmektedir. Etriye aralığı azaldıkça boyuna donatının burkulma boyu da küçülmekte,

dolayısıyla $N-\Delta$ eğrisinin A tepe noktası aşıldıktan sonraki eğimi azalarak, süneklik artmaktadır. Etriyeli bir kolonun aksenal yük altında tipik kırılma hali aşağıdaki Şekil 1.16'da görülmektedir.



Şekil 1.16. Etriyeli bir kolonun aksenal yük altında kırılması [6]

Fretin sargılama etkisi ile uyguladığı yanal basınçtan dolayı göbek betonu artık tek aksenli değil, üç aksenli gerilme altındadır ($\sigma_2 = \sigma_3 = q$) Bu durumda iki doğrultuda eşit yanal basınç altında göbek betonu dayanımı önemli ölçüde artacaktır. Bundan dolayı, fretli kolon A noktasında kırılmayarak, şekildeğiştirmelerin artmasına rağmen aksenal yük taşımaya devam edecektir. Ancak, A noktasında belirli bir yük taşıyan kabuk alanı ezilip döküleceğinden ve fretin göbek betonuna yanal basınç uygulaması ancak artan deformasyonla mümkün olacağından, Şekil 1.14 deki $N-\Delta$ eğrisinden izleneceği gibi, önce yükte bir düşme olacak, daha sonra fretin tam etkili olması ile kolon toparlanacaktır. Fretli kolonun kırılması, A noktasına oranla çok daha büyük deformasyona karşı olan ikinci bir tepe noktasında oluşacaktır. A noktasından sonraki düşme ve ikinci tepe noktasında taşınan yükün büyüklüğü, kesitte bulunan frey donatı oranına bağlıdır. Şekil 1.14'de gösterildiği gibi, bu ikinci tepe noktasında taşınan yük, A'ya göre yük düşmesi ise, göbek alanının, brüt beton alanına bölünmesi ile elde edilen orana bağlıdır, A_c/A_{ck} . Bu oranın 1.0 olduğu durumda (kabuk alanı = 0) yükte bir düşme görülmez ve yeterli fret varsa $N-\Delta$ eğrisi ikinci tepe noktasına kadar yükselmeye devam eder. Şekil 1.14'den

görülebileceği gibi, etriyeli kolon davranışının gevrek olmasına karşın, fretli kolon davranışı oldukça sünektir. İki eğri altında kalan alanlar kıyaslandığında ise, fretli kolonların enerji yutma kapasitesinin, etriyelilere oranla çok daha büyük olduğu görülür. Bu nedenlerden dolayı fretli kolonlar deprem etkisi altında çok daha iyi davranış gösterirler.

İdeal bir sünek davranış için, artan şekilgeçirme altında eleman kapasitesinin azalmaması gerekir. Fretli kolon olayına bu açıdan bakıldığında, Şekil 1.14’de gösterilen ikinci tepeyi sağlayan fret oranı “minimum fret yüzdesi” olarak adlandırılır. Minimum fret yüzdesi hesaplanırken temel koşul, ikinci tepe noktasında taşınan yükün en az birinci tepe noktasında taşınan kadar olmasıdır. Yukarıda özetlenen davranışa göre, A noktasından ikinci tepe noktasına geçilirken kabuk betonu yitirilmekte, buna karşın göbek betonunun dayanımı sargı etkisi ile artmaktadır. Minimum fret yüzdesi, dökülerek kaybedilen kabuk betonunun taşıdığı eksenel yük, göbek betonunun sargı etkisi ile artan yük taşıma kapasitesine eşitlenerek bulunur:

$$\text{Kaybedilen kapasite } -\Delta N = f_{ck} (A_c - A_{ck}) \quad (1.3)$$

$$\text{Kazanılan kapasite (göbek betonu) } +\Delta N = A_{ck} (f_{cl} - f_{ck}) = A_{ck} (4q) \quad (1.4)$$

Burada;

A_c :brüt beton alanı,

A_{ck} :göbek betonu alanı,

$(A_c - A_{ck})$: kabuk betonu alanıdır.

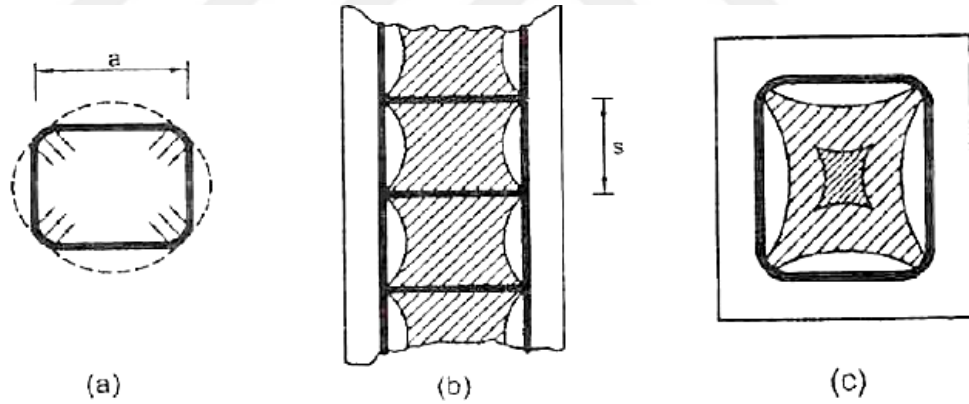
Etrieli kolonlarda, kesitte birden fazla etriye kullanılarak, etriye serbest açıklığı azaltılır, etriyeler de sık aralıklarla yerleştirilirse, sargı etkisi önemli miktarda artar ve davranış fretli kolon davranışına yaklaşmaya başlar. Ancak bu tür bir davranış için gerekli olan etriye oranı çok yüksek olduğundan uygulanabilir değildir[6].

Betonarme elemanların birçoğunda boyuna donatı çepeçevre saran enine donatı, sürekli spiral şekilde fretlerden veya dikdörtgen bireysel etriyelerden oluşur.

Eksenel yük altında Poisson etkisi ile genişlemeye çalışan göbek betonun dikdörtgen etriyeye uygulayacağı basınç ve dolayısıyla enine donatının da tepki olarak göbek betonuna uygulayacağı basınç durumu dairesel fret donatısına uygulananndan çok farklıdır. Etriyelerin göbek betonuna uyguladığı sargı etkisi Şekil 1.17’de verilmektedir. Bu farklılığın nedeni, Şekil

1.17 (a)'da gösterildiği gibi uygulanan iç basınç altında dikdörtgen etriyenin kapalı bir çerçeve gibi şekildeğişikliğine uğramasıdır. Bu durumda etriye davranışına eğilme hakim olduğundan, deformasyon ortalarda maksimum, köşelerde ise sıfır olacaktır. Dolayısıyla dikdörtgen etriyenin deformasyonu eğilme rijitliğine bağlı olacaktır. Eğilme rijitliği aksel rijitlikten çok daha küçük olduğundan, etriyelerdeki deformasyonlar frete göre çok daha büyüktür. Göbek betonuna uygulanan sargı kuvvetleri deformasyona bağlı olduğundan, etriyenin Şekil 1.17(a)'daki deformasyonundan dolayı köşe bölgeleri hariç önemli bir sargı etkisi meydana gelmez. Ayrıca Şekil 1.17(b)'de taranmış alanlar, sargı etkisinin etkili olduğu bölgeleri göstermektedir. Şekil 1.17(c)'de ise, planda ve iki etriye arasındaki sarılmış etkili alanlar görülmektedir.

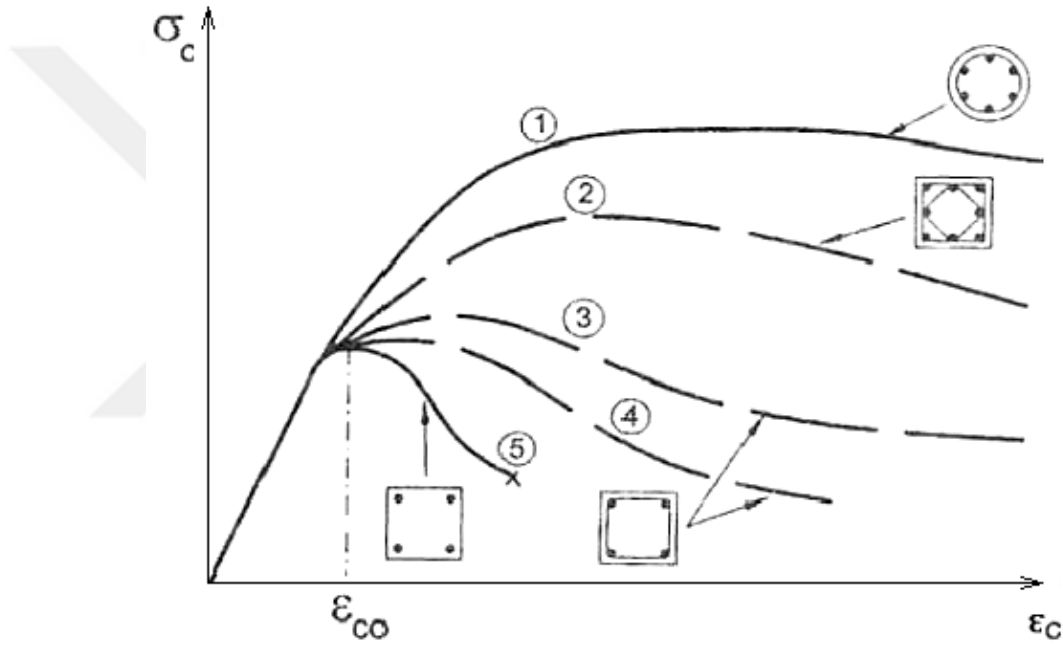
Seyrek taranmış alan etriye düzeyindeki, sık taranmış alan ise, iki etriye arasında sarılmış alanları belirlemektedir. Buradan, dikdörtgen etriyenin dairesel frete oranla çok daha az etkili olduğu sonucuna varılır[6].



Şekil 1.17. Etriyelerin göbek betonuna uyguladığı sargı etkisi

Göbek betonuna uygulanan yanal basınç ($\sigma_2 = \sigma_3$), deformasyona dolayısı ile dikdörtgen etriyede eğilme rijitliğine, dairesel fretli ise aksel rijitliğe bağlı olduğuna göre, sargı donatısının çapı arttıkça ve adım aralığı azaldıkça, dayanımın ve sünekliği artacağı doğaldır. Ayrıca, eğilen dikdörtgen etriyenin açıklığının (köşeler arasındaki uzaklık) azaltılması da sargı etkisini artıracaktır. Sargısız ve sargılı betonların σ - ϵ ilişkileri Şekil 1.18'de gösterilmiştir. 5 nolu eğri sargısız, diğerleri sargılı beton içindir. Tek dikdörtgen etriyeli olan elemanlar için olan 3 ve 4 nolu eğriler arasındaki tek fark, 3 nolu elemandaki etriye aralığının daha az olmasıdır.

Görüleceği gibi, dikdörtgen etriye sünekliği etriyesiz duruma göre büyük ölçüde artırmakta, ancak dayanım artışı az olmaktadır. Şekil 1.18’de 2 numara ile gösterilen çift etriyeli elemanda ise, etriye açıklığı 3 ve 4 nolu kesitlerdekinin yarısıdır. Etriye serbest açıklığını azaltmakla, süneklik ve bunun yanı sıra, dayanım da önemli ölçüde artmaktadır. Daha önce de belirtildiği gibi, şekildeğiştirmelerin aksenal rijitliğe bağlı olduğu dairesel fret uygulaması ile en etkili sargı etkisi meydana getirilmektedir[6].



Şekil 1.18. Aksenal yük altında sargısız ve sargılı beton davranışları

1.4.1. Aktif Sargılama

Deneysel çalışmalar, üç eksenli basınç etkisinde kalan betonda dayanım ve sünekliğin önemli ölçüde arttığını, betonarme elemanlarda ise bu artışın yanal donatıyla bir miktar sağlanabileceğini göstermiştir [7].

Uygulamada çok nadir rastlanmakla birlikte, aksenal basınç etkisinde bir beton silindire yanal hidrolik basınç uygulanması “aktif sargılama (aktif kuşatma)” olarak adlandırılmaktadır. Tek eksenli (aksenal) basınç dayanımı f_c olan bir beton silindir, σ_1 değerinde bir aktif kuşatma

basıncı altında kaldığı zaman ulaşılan sargılanmış beton eksenel basınç dayanımı, (f_{cc}) aşağıdaki bağıntıyla belirlenebilir:

$$f_{cc} = f_c + k_c \sigma_1 \quad (1.5)$$

Burada (k_c) aktif kuşatma katsayısının deneysel araştırma sonuçlarına göre $f_c < 50$ MPa için 4.0, $f_c \geq 50$ MPa için ise 3.0 alınması önerilmektedir [7].

1.4.2. Pasif Sargılama

Etriyeli ve fretli betonarme kolonlardaki enine donatının, betondaki basınç gerilmelerinin düşük düzeyde olduğu evrede hemen hemen hiç gerilme almayacağından, kuşattığı çekirdek betonunun davranışı etkilemeyeceği yukarıda detaylı olarak açıklanmıştı. Gerilmelerin betonun tek eksenli basınç dayanımına yaklaşmasıyla gelişen iç çatlaklar betonu dışa doğru şişmeye zorlarken artan enine şekildeğişirmelerden dolayı enine donatının çekirdek betonuna uyguladığı karşı etki (sargı etkisi) ise “pasif sargılama (pasif kuşatma)” olarak adlandırılmaktadır. Pasif sargılamayla betonda sağlanan dayanım ve süneklik artışı, sargı donatısının biçimine, konumuna, miktarına ve gerilme-şekildeğiştirme eğrisine bağlı olarak değişmektedir.

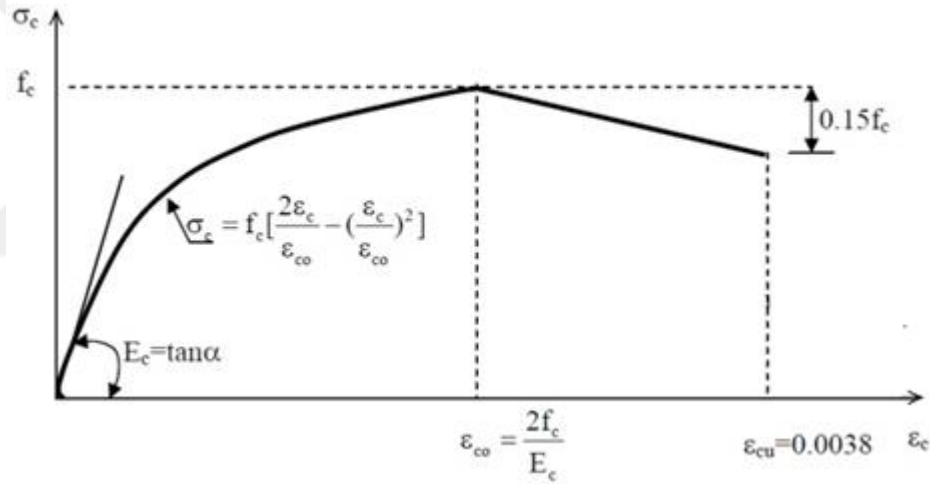
1.4.3. Sargılı ve Sargısız Beton İçin Önerilen Bazı Gerilme-Şekildeğiştirme Modelleri

Herhangi bir “mukavemet” probleminin çözümünde, gerilme veya kuvvet cinsinden ifade edilen denge denklemleri ile şekildeğiştirme (deformasyon) cinsinden ifade edilen uygunluk denklemleri arasındaki ilişkinin, ancak kullanılan malzemenin gerilme-şekildeğiştirme (σ - ϵ) ilişkisinden yararlanılarak kurulabileceği bilinmektedir. 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[8].

Eksenel basınç yüküne maruz sargılı ve sargısız betonların davranışının açıklanması için çeşitli araştırmacılar tarafından bugüne kadar çok sayıda matematiksel model önerilmiştir. Bu modellerden en çok tanınanları aşağıda kısaca verilmektedir.

1.4.3.1. Hognestad ve Diğ. Tarafından Önerilen Gerilme-şekildeğiştirme İlişkisi

Hognestad ve Diğ.[9] Tarafından sargısız betonlar için önerilen en eski ve halen yaygın olarak kullanılmakta olan bu model, Şekil 1.19'da gösterilmiştir. Modeldeki eğrinin olan yükselen kolu 2° parabol, tepe noktasından sonraki alçalan kolu ise doğru parçasıdır.



Şekil 1.19. Beton için Hognestad tarafından önerilen σ - ε ilişkisi

Modelde parabolün denklemi;

$$\sigma_c = f \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (1.6)$$

şeklindedir. Maksimum gerilme, beton silindir dayanımınının %85'i olarak alınır ($f_c = 0.85f_{ck}$). Maksimum gerilmeye karşılık olan birim kısalma, ($\varepsilon_{co} = 2f_c / E_c$) olarak verilmişse de, daha basit olarak ($\varepsilon_{co} = 0.002$) varsayılabilir. Modelde elastisite modülü;

$$E_c = \tan \alpha = 126800 + 460f_c \quad (1.7)$$

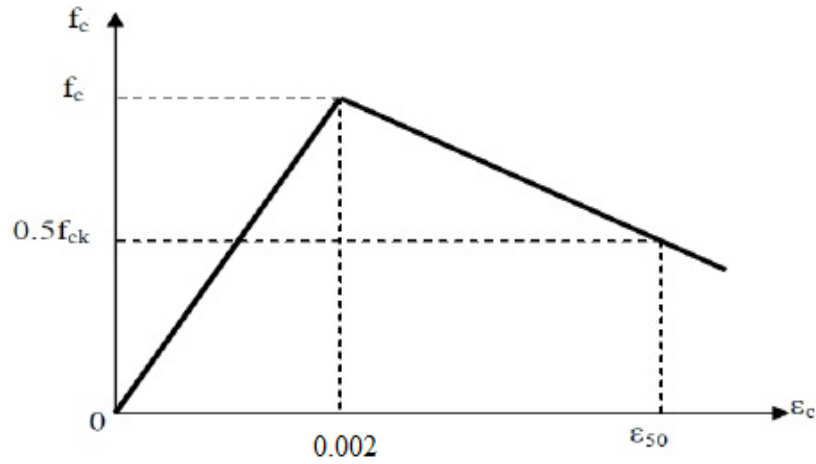
şeklinde önerilmiştir. Hognestad modelinde maksimum birim kısalma $\epsilon_{cu} = 0.0038$ olarak sınırlandırıldığından, bu model sargılı beton için uygun değildir [8].

1.4.3.2. Roy ve Sözen Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Roy ve Sözen Tarafından [10] Şekil 1.20’de verilen bu model, sargılı beton için önerilmiştir. İki doğru parçasından oluşan bu modelde birinci doğru parçası $\epsilon_c = 0.002$ 'ye karşılık gelen $f_c = f_{ck}$ gerilme düzeyine kadar ulaşan doğru, ikinci doğru parçası ise bu noktadan itibaren $\epsilon_c = \epsilon_{50}$ şekil değiştirme düzeyine karşılık gelen $f_c = 0.5f_{ck}$ gerilme düzeyine kadar inen doğru parçası olarak verilmektedir. Bu modelde, h ; beton kesitin kısa kenarını, ρ_s ; enine donatının hacimsel oranını, s ; enine donatı aralığını göstermek üzere, sargılı betonun maksimum gerilmesinin %50'sine eşit olduğu durumdaki ϵ_{50} şekil değiştirme değeri;

$$\epsilon_{50} = \frac{3 \rho_s h}{4 s} \quad (1.8)$$

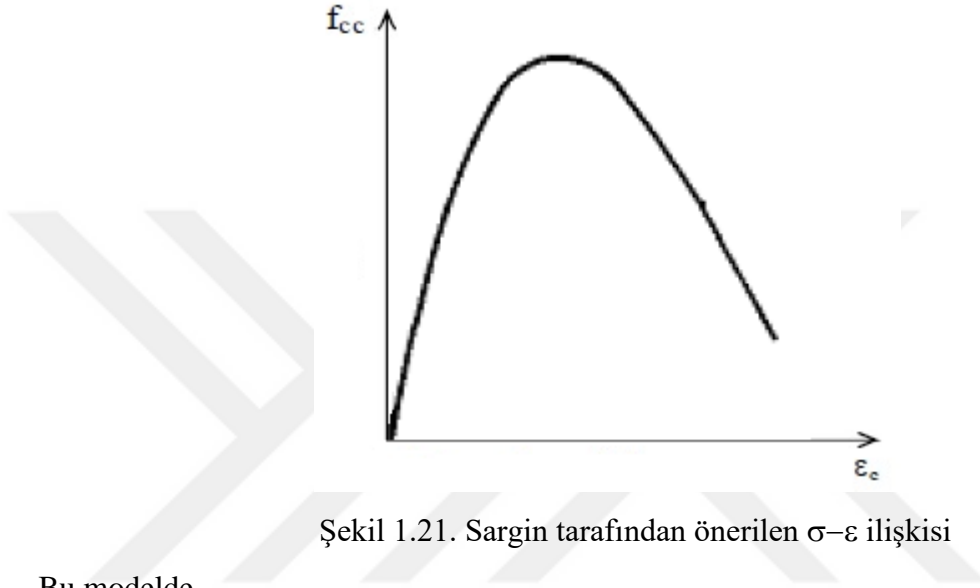
bağıntısıyla hesaplanabilmektedir [11].



Şekil 1.20. Roy ve Sözen tarafından önerilen σ - ϵ ilişkisi

1.4.3.3. Sargin ve Diğ. Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Sargin [12] tarafından sargılı beton için sürekli bir eğri şeklinde önerilen gerilme-şekil değiştirme ilişkisi Şekil 1.21' de verilmektedir.



Bu modelde,

ρ_s ; enine donatının hacimsel oranını,

a ; göbek betonunun genişliğini

s ; enine donatı aralığını,

f_{yw} ; enine donatının akma dayanımını,

f_{ck} ; betonun silindir dayanımını,

E ; başlangıç elastisite modülünü,

k_3 ; Maksimum gerilmenin silindir dayanımına oranını,

ϵ_{c0} ; dayanıma karşılık gelen şekil değiştirmeyi,

d ; alçalan kısım üzerinde etkili olan bir parametreyi göstermek üzere,

k_3 , ϵ_0 , D , E_c , A ve x sırasıyla;

$$k_3 = 1 + 0.05468 \left(1 - 0.245 \frac{s}{a} \right) \frac{\rho_s f_{yw}}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (1.9)$$

$$\varepsilon_{co} = 0.0024 + 0.000141 \left(1 - 0.734 \frac{s}{a} \right) \rho_s \frac{f_{yw}}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (1.10)$$

$$D = 0.8 - 7.11 * 10^{-4} f_{ck} \quad (1.11)$$

$$E_c = 19091 \sqrt{f_{ck}} \quad (1.12)$$

$$A = \frac{E_c \varepsilon_{co}}{k_3 f_{ck}} \quad (1.13)$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \quad (1.14)$$

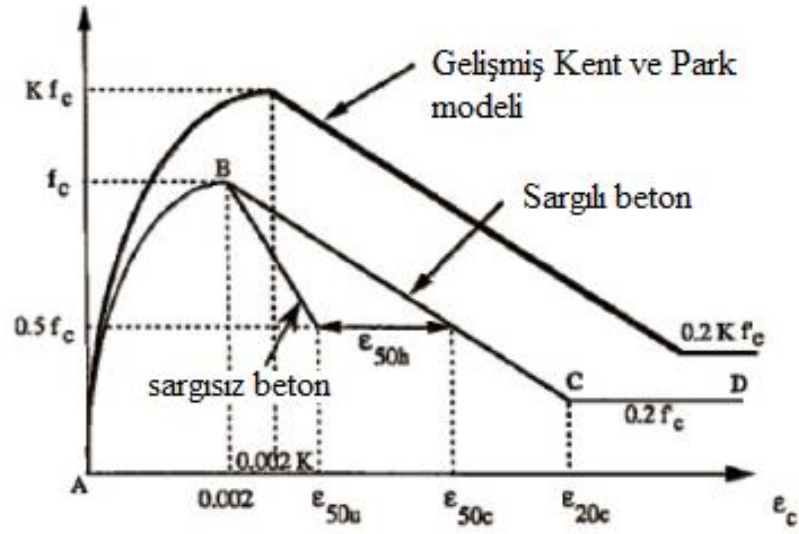
bağıntılarıyla belirlenmekte ve bunlara bağlı olarak gerilme - şekildeğiştirme ilişkisi,

$$\sigma = k_3 f_{ck} \frac{Ax + (D-1)x^2}{1 + (A-2)x + dx^2} \quad (1.15)$$

Şekilde tanımlanmaktadır.

1.4.3.4. Kent ve Park Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Modelin ilk ve daha sonradan geliştirilmiş (modifiye edilmiş) hali Şekil 1.22’de birlikte verilmektedir. Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli [13] (1971)’nde; sargısız betonda oluşan maksimum gerilmenin K katsayısı ile çarpımı sonucunda sargılı betonda oluşan maksimum gerilme elde edilmiştir. Bununla beraber maksimum gerilmeye karşı gelen birim şekildeğiştirme değeri de K katsayısı ile çarpılarak arttırılmıştır. Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli (1971) gerilme-şekildeğiştirme eğrisi; maksimum gerilmeye kadar parabol olarak artmakta, maksimum gerilme değerinden sonra doğrusal olarak $0.2Kf_c$ değerine kadar azalmaktadır. $0.2Kf_c$ değerinden sonra güç tükenmesi anına kadar sabit gerilme altında şekildeğiştirmenin devam ettiği kabul edilmektedir [14].



Şekil.1.22. Kent ve Park tarafından önerilen σ - ε ilişkisi

Geliştirilmiş Kent ve Park beton modeline ait denklemler aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_c = Kf_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq 0.002K \quad (1.16)$$

$$\sigma_c = Kf_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2Kf_c \quad \varepsilon_c > 0.002K \quad (1.17)$$

$$\sigma_c = 0.2Kf_c \text{ (MPa)} \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{20c} \quad (1.18)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yw}}{f_c} \quad (1.19)$$

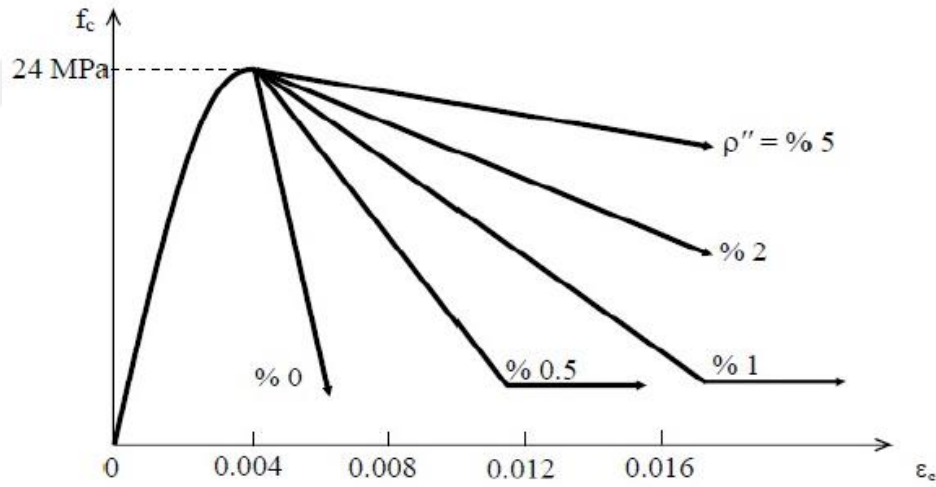
$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002K} \quad (1.20)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29f_c}{145f_c - 1000} \text{ (MPa)} \quad (1.21)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s}} \quad (1.22)$$

Burada; ρ_s , hacimsel enine donatı oranı; f_{yw} , enine donatı akma dayanımı; h' , sargılı beton kısmının etriye dışından etriye dışına genişliği; K , sargılı beton dayanımının sargısız beton dayanımına oranı; s , enine donatı aralığı; ε_{20c} , Kent ve Park modelindeki sargılı betona ait gerilmenin, sargılı betonun maksimum gerilmesinin %20'sine eşit olduğu durumdaki birim şekil değiştirme değeri; ε_{50u} , sargısız betona ait gerilmenin sargısız betonun maksimum gerilmesinin %50'sine eşit olduğu durumdaki birim şekil değiştirme değeri, ε_{50c} , Kent ve Park modelindeki sargılı betona ait gerilmenin, sargılı betonun maksimum gerilmesinin %50'sine eşit olduğu durumdaki birim şekil değiştirme değeri ve ε_{50h} Kent ve Park modelinde ε_{50c} ile ε_{50u} arasındaki birim şekil değiştirme farkıdır [14].

Kent ve Park modelinde enine donatının beton dayanımına etkisini göstermek için, basınç dayanımı 24 MPa olan beton için değişik etriye miktarlarına göre Şekil 1.23'de gösterilen betonun gerilme-şekil değiştirme bağıntısı elde edilmiştir [8].

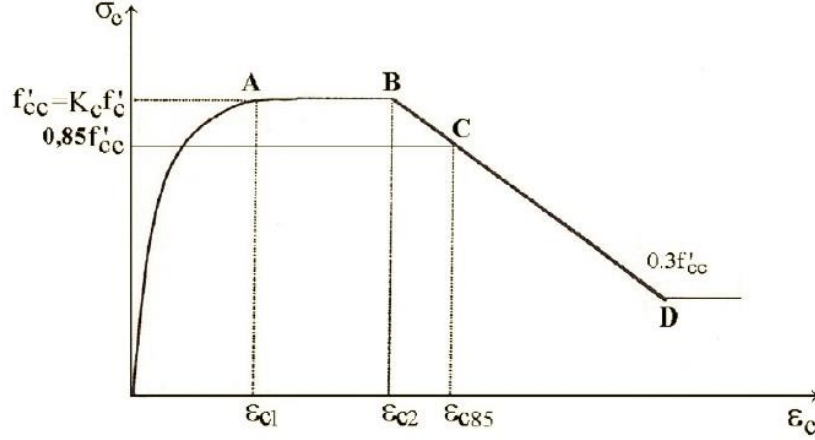


Şekil 1.23. Etriye miktarının beton σ - ε bağıntısına etkisi

1.4.3.5. Sheikh ve Üzümeri Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

Sheikh ve Üzümeri[15], sargılı kolonlarda davranış özelliklerini belirlemek üzere gerçekleştirdikleri deneylerden elde ettikleri sonuçlara göre bir gerilme-birim şekil değiştirme modeli önermiştir. Bu model Şekil 1.24'de verilmektedir. Bu modelde sargılanmış kesitlerdeki

dayanım artışı, beton dayanımı, sargı donatısı aralığı ve hacimsel oranı, sargı donatısındaki gerilme, boyuna donatının kesitte dağılımı, sargı donatısı düzenlemesi ve kesit boyutları göz önüne alınarak belirlenmektedir.



Şekil 1.24. Sheikh ve Üzümeri tarafından önerilen σ - ϵ ilişkisi

Sheikh ve Üzümeri, sargılanmış beton dayanımı için aşağıdaki ifadeleri elde etmiştir. Bu ifadeler, sargılanmış beton kesitin, etriye seviyesinde ve iki etriye arasında farklı olacağının göz önüne alınması ve boyuna donatıların kesit çevresine düzgün aralıklarla yerleştirildiği kabulüne dayanmaktadır [16].

$$f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{(1+2K)}} \quad (1.23)$$

$$\epsilon_{85c} = 260 \rho_{sh} \epsilon_{cc} + \epsilon_{85u} \quad (1.24)$$

$$\rho_{sh} = \frac{\sum A_{sh}}{s(b_{cx} + b_{cy})} \quad (1.25)$$

$$k_c = 1 + \frac{b_c^2}{140 P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{nC^2}{5.5b_c^2} \right) \left(1 - \frac{s}{2b_c} \right)^2 \right] \sqrt{\rho_{sh} f_{sh}} \quad (1.26)$$

$$P_{occ} = 0.85 f'_c (b_c^2 - A_s) \quad (1.27)$$

$$f'_{cc} = K_c f'_c \quad (1.28)$$

Burada;

ε_{c1} : Eşitlik 1.29 ile hesaplanan birim şekil değiştirme

ε_{c2} : Eşitlik 1.30 ile hesaplanan birim şekil değiştirme

ε_{c85} : Eşitlik 1.31 ile hesaplanan birim şekil değiştirme

Eşitlik 1.26, f_{sh} ve P_{occ} 'nin sırası ile MPa ve kN birimleri ile kullanılması durumunda geçerlidir. Bu modelde kullanılan karakteristik şekil değiştirme değerleri aşağıdaki bağıntılarda verilmiştir. Bu bağıntılarda gerilmeler MPa, uzunluklar mm dir.

$$\varepsilon_{c1} = 80K_c f'_c 10^6 \quad (1.29)$$

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{co} \left[1 + \frac{248}{C} \left(1 - 5 \left(\frac{s}{b_c} \right)^2 \right) \frac{\rho_{sh} f_{sh}}{\sqrt{f'_c}} \right] \quad (1.30)$$

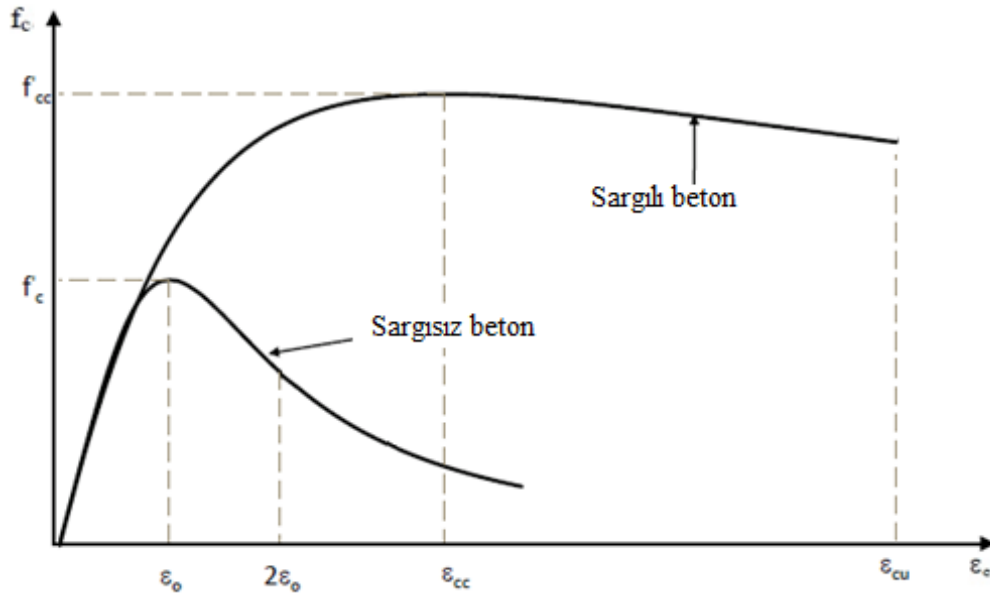
$$\varepsilon_{c85} = 0.225 \rho_{sh} \sqrt{\frac{b_c}{s}} + \varepsilon_{c2} \quad (1.31)$$

Sheikh ve Üzümeri, çalışmasında o güne kadar önerilmiş olan önemli sargılı beton modelleri üzerinde yaptığı karşılaştırmalarda, boyuna donatının kesit çevresinde dağılımını ve buna bağlı olarak oluşan enine donatı yapılandırmasını göz önüne alan Sheikh ve Üzümeri (1980) modelinin, diğer modellere göre deneysel sonuçlara daha yakın sonuçlar verdiğini belirlemiştir (Sheikh ve Üzümeri, 1982). Sheikh'e göre, boyuna donatının kesit çevresinde iyi dağılmış olması ve sık enine donatı, gerek dayanıma, gerekse sünekliğe önemli katkı sağlamaktadır [16].

1.4.3.6. Mander ve Diğ. Tarafından Önerilen Gerilme-Şekil değiştirme İlişkisi

Mander ve diğ. [17] tarafından ilk olarak dairesel, dikdörtgen ve kare kolonların farklı sargılama tiplerinin sargı etkinliği ve genel performans üzerindeki etkisinin araştırılması amacıyla sismik yükleme hızında deneyler gerçekleştirilmiştir. Ardından 1988'de yapılan deney sonuçları model haline getirilmiştir (Şekil 1.25). Maksimum gerilme ve şekil değiştirmenin

koordinatlarının tespit edilmesi sonucunda, sargı donatı kullanılmasından bağımsız olarak, bütün gerilme-şekildeğiştirme aralığı boyunca deneysel davranış ile benzer davranış gösterdiği gözlemlenmiştir. Buna bağlı olarak, Schickert ve Winkler (1979) çalışmasına bağlı olarak William ve Warnke (1975) tarafından geliştirilen 5 parametrelilik bir göçme kriteri kullanılarak genelleştirilmiş çok eksenli bir sargı modeli oluşturulmuştur. Ardından, bütün gerilme-şekildeğiştirme eğrisini tanımlamak için Popovics (1973) tarafından önerilen 3 parametrelilik denklem kullanılmıştır. Bu denklem aşağıda verilmiştir[18].



Şekil 1.25. Mander vd. tarafından önerilen σ - ϵ ilişkisi

$$\frac{f_c}{f_{cc}} = \frac{n \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)}{(n-1) + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^n} \quad (1.32)$$

Burada;

$$n = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (1.33)$$

$$E_c (MPa) = 5000\sqrt{f'_c} (MPa) \quad (1.34)$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (1.35)$$

ε_{cc} : Sargılı betonun maksimum basınçta şekildeğiştirilmesi,

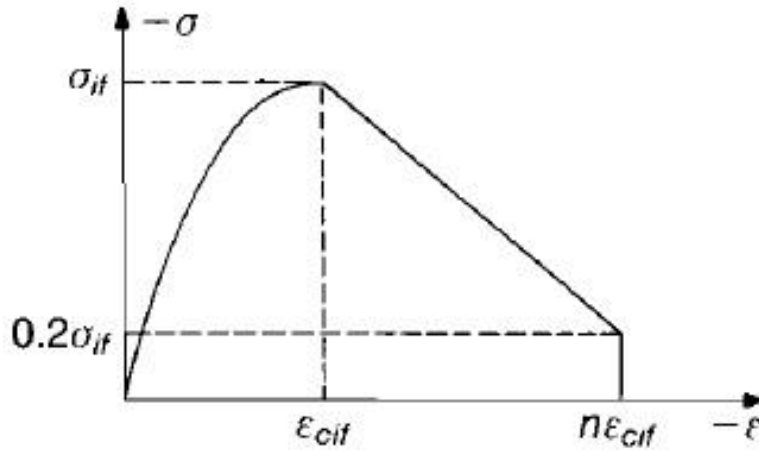
f'_{cc} : Sargılı betonun basınç dayanımı

$$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c} - 2 \frac{f'_l}{f'_c}} \right) \quad (1.36)$$

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (1.37)$$

1.4.3.7. Avrupa Beton Komitesi Tarafından Önerilen Gerilme- Şekildeğiştirme İlişkisi

Avrupa Beton Komitesi (CEB) [19] kısa süreli yükleme için, nihai şekildeğiştirmeye kadar bir parabol ve bir doğru şeklindeki modeli önermektedir (Şekil 1.26).



Şekil. 1.26. CEB tarafından önerilen σ - ε ilişkisi [20]

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_u} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (1.38)$$

Burada;

σ_c : betonun silindirik basınç dayanımıdır.

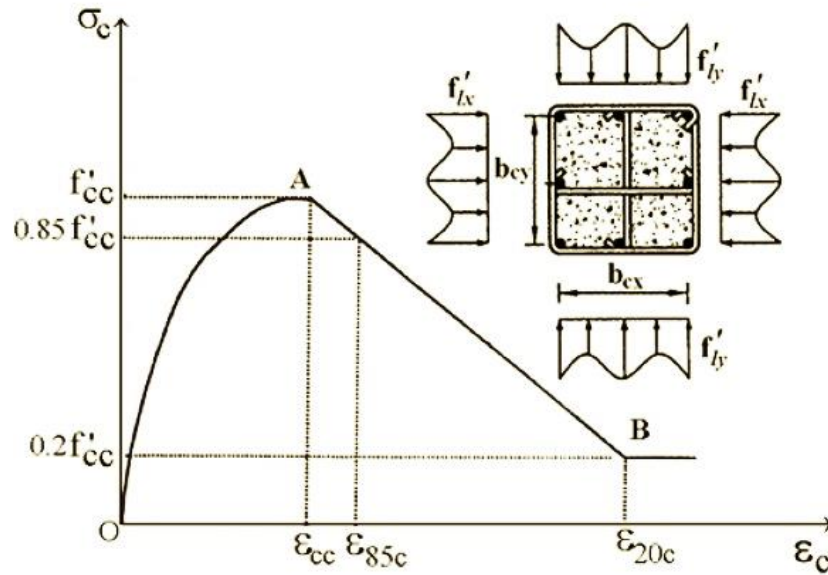
σ_u ise nihai gerilmedir ve aşağıdaki gibi bulunur:

$$\eta = \frac{\varepsilon_u}{0.002} \quad (1.39)$$

$$k = \frac{[0.0022(1.1E)]}{\sigma_u} \quad (1.40)$$

1.4.3.8. Saatçioğlu ve Razvi Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Saatçioğlu ve Razvi[21] Tarafından dairesel ve dikdörtgen sargı donatısı durumlarında kullanılabilen bir model önermişlerdir. Aşağıdaki Şekil 1.27'de gösterilen bu model parabolik olarak yükselen bir kol, dayanımın % 20'sine kadar doğrusal bir düşen kol ve dayanımın % 20'sinden sonra yatay bir koldan oluşmaktadır.



1.27. Saatçioğlu ve Ravzi tarafından önerilen σ - ε ilişkisi

Saatçioğlu ve Ravzi, sargılı beton dayanımı ve karşı gelen birim şekil değiştirme için aşağıdaki ifadeleri önermişlerdir[16]

$$f'_{cc} = f_{co} + k_1 f'_l \quad (1.41)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} (1 + 5K) \quad (1.42)$$

Genelde $\varepsilon_{co} = 0.002$ alınabilir. K ise;

$$K = \frac{k_1 f'_l}{f_{co}} \quad (1.43)$$

Bu ifadelerde,

$$k_1 = 6.7 (f'_l)^{-0.17} \quad (\text{Gerilme birimi MPa}) \quad (1.44)$$

$$f'_l = k_2 f_1 \quad (1.45)$$

$$f_1 = \frac{2A_{sh} f_{yh}}{d_c s} \quad (\text{dairesel çekirdek}) \quad (1.46)$$

$$f_1 = \frac{\sum A_{sh} f_{yh} \sin \alpha}{s b_c} \quad (\text{kare çekirdek}) \quad (1.47)$$

$$f'_l = \frac{f'_{lx} b_{cx} + f'_{ly} b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (\text{dikdörtgen çekirdek}) \quad (1.48)$$

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{s_l}\right) \left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1.0 \quad (\text{Gerilme birimi MPa}) \quad (1.49)$$

İlişkideki yükselen kol için önerilen parabol ifadesi Eşitlik 1.50'deki bağıntıda verilmiştir.

$$f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{(1+2K)}} \quad (1.50)$$

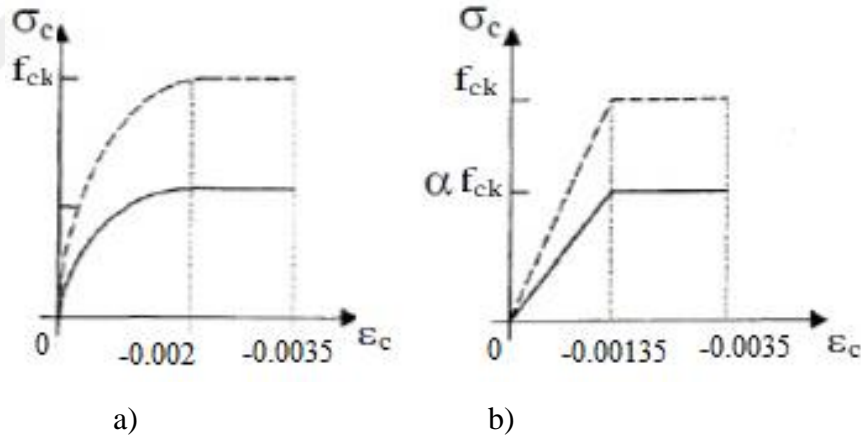
Düşen doğrusal kol için ise, bu kol üzerinde dayanımın % 85'ine karşı gelen birim şekil değiştirme aşağıdaki gibi tanımlanmıştır [16].

$$\varepsilon_{85c} = 260 \rho_{sh} \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{85u} \quad (1.51)$$

$$\rho_{sh} = \frac{\sum A_{sh}}{s (b_{cx} + b_{cy})} \quad (1.52)$$

1.4.3.9. Eurocode 2 (1992) Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Eurocode 2 [22] standardı geleneksel betonun gerilme-şekildeğiştirme modeli olarak parabol-dikdörtgen modelini önermektedir (Şekil 1.28.a). Bu modelde 0.002'lik birim kısalmaya kadar olan kısım parabol, 0.002 ile 0.0035 birim kısaltmalar arasında kalan kısım ise dikdörtgen olarak alınmaktadır. Bu model Eurocode 2 [22] tarafından basitleştirilerek (Şekil 1.28.b) de verilmektedir. Bu basitleştirilmiş model iki doğrudan oluşmaktadır. Birinci doğru orijin ile 0.00135 birim kısalma değerine kadar yükselen bir yol izlerken ikinci doğru 0.00135 ile 0.0035 birim kısalma değerleri arasında yatay bir yol izlemektedir. Kesikli çizgi, standart silindir deneylerinden elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrisini, sürekli çizgi ise betonun dış ortamdaki uzun süreli ve gerçek yüklemeler altındaki gerilme-şekil değiştirme eğrisini temsil etmektedir.



Şekil 1.28. Eurocode 2 tarafından önerilen σ - ε ilişkisi

Burada, $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ $\gamma_c = 1.5$ ve $\alpha = 0.85$ olarak alınmaktadır. Betonda gerilme ifadesi ise $k = 1.1$ ve $\eta = \varepsilon_0 / \varepsilon_{c1}$ alınarak aşağıdaki gibi verilmektedir;

$$\sigma_c = f_c \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (1.53)$$

1.4.3.10. Chang ve Mander Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Chang ve Mander[23]: sınırlı beton gerilme-şekildeğiştirme modelinin maksimum gerilmesi ve buna karşılık gelen şeklideğiştirmenin değerlerini hesaplamak için Mander (1988) modeline basitleştirilmiş bir yaklaşım sağlamıştır. Modelde elastise modülü 5365 ksi olarak verilmektedir (1 ksi = 6.89475 N/mm²). Sargılı beton için maksimum gerilme ve ona karşılık gelen şeklideğiştirme değerleri aşağıdaki gibi bulunur:

$$f'_{cc} = f'_c(1 + k_1 x') \quad (ksi) \quad (1.54)$$

$$k_1 = A \left(0.1 + \frac{0.9}{1 + Bx'} \right) \quad (1.55)$$

$$E_{secx} = \frac{f'_{ccx}}{\epsilon'_{ccx}} \quad (ksi) \quad (1.56)$$

$$r_x = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (1.57)$$

$$x' = \frac{f'_{1x} + f'_{1y}}{2f'_c} \quad (1.58)$$

$$A = 6.886 - (0.6069 + 17.275q)e^{-4.989q} \quad (1.59)$$

$$B = \frac{4.5}{\frac{5}{A}(0.8949 - 0.6306e^{-3.8939r}) - 0.1} - 5 \quad (1.60)$$

$$q = \frac{f'_{1x}}{f'_{1y}} \quad (1.61)$$

Burada; $f'_{1y} \geq f'_{1x}$

$$\epsilon'_{cc} = \epsilon'_c [1 + k_2 x'] \quad (1.62)$$

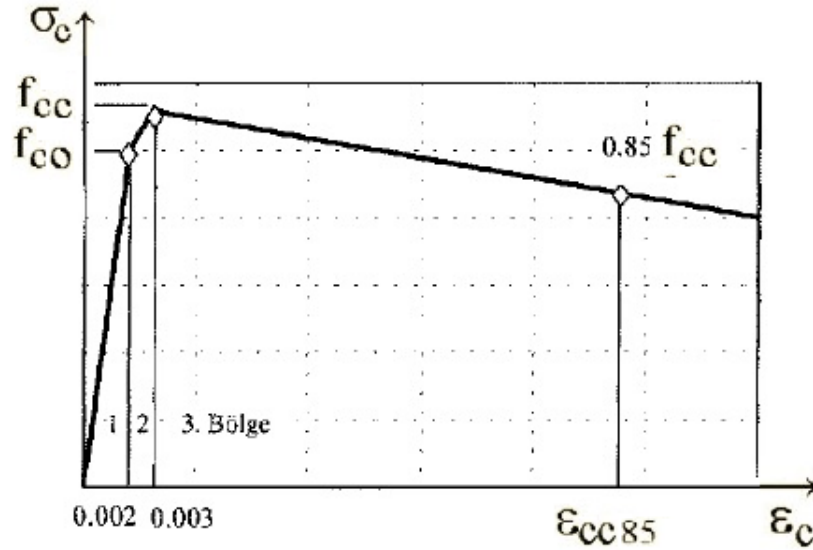
$$k_2 = 5k_1, f_{ys} \leq 6 \text{ ksi} \quad (1.63)$$

$$k_2 = 3k_1, f_{ys} > 6 \text{ ksi} \quad (1.64)$$

Chang ve Mander (1994) ve Mander (1988) modelleri temelde aynıdır, ancak iki modelin eğrisinin alçalan kolu maksimum gerilme-şekildeğiştirme ifadesi ve betonun elastisite modülünün ifadelerinin değişimlerinden dolayı farklıdır[24].

1.4.3.11. İlki ve Diğ. Tarafından Önerilen Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

İlki ve Diğ.[25] Tarafından Önerilen Bu modelde, enine donatıların etkisinin elastik ötesi bölgede olduğu belirtildiğinden elastik bölge için yaklaşık bir kabulün yeterli olduğu belirtilmiştir. Önerilen üç doğrulu basit model aşağıdaki Şekil 1.29'da gösterilmiştir. Buna göre 0.002 aksenal kısalmaya kadar olan bölge, birinci bölge olarak belirtilmiş ve bu kısalma olduğu zaman betondaki gerilmenin sargılanmamış eleman beton basınç dayanımı (f_{co}) olduğu kabul edilmiştir. İkinci bölge ise 0.002 ve 0.003 şekildeğiştirmeleri arasında tanımlanan bir doğrudur. 0.003 şekildeğiştirme durumunda gerilmenin sargılanmış beton basıncına (f_{cc}) eşit olduğu belirtilmiştir. Sargılanmış betonda dayanıma karşı gelen şekil değiştirmede sağlanan artış ise gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin düşen kolu üzerinde, modelde tanımlanan üçüncü bölgede, sargılanmış beton basınç dayanımının %85'i olan gerilmeye karşı gelen şekildeğiştirme (ϵ_{85}) için verilen bir bağıntı aracılığıyla yaklaşık olarak temsil edilmeye çalışılmıştır[8].



Şekil 1.29. İlki ve diğ. Tarafından önerilen σ - ϵ ilişkisi

1.4.4. Konu ile İlgili Olarak Daha Önce Gerçekleştirilen Bazı Çalışmalar

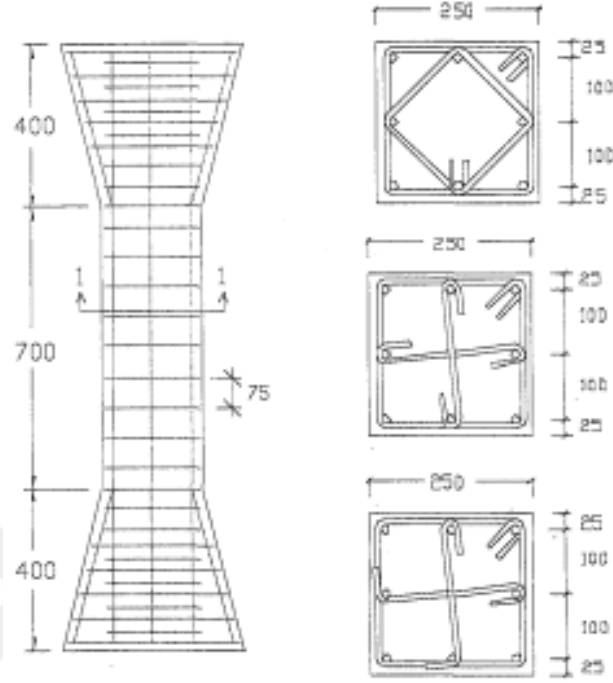
Eksenel yüklü betonarme kolonların davranışını açıklamaya yönelik olarak yukarıda genel bilgilendirme verilmiştir. Bu çalışmalara ek olarak, eksenel yüklü betonarme kolonların davranışına ilişkin yerli ve yabancı literatürde gerçekleştirilmiş oldukça fazla sayıda deneysel ve teorik çalışma mevcuttur. Ancak, eksenel yüklü ya da bileşik eğilmeye maruz betonarme kolonlar üzerinde gerçekleştirilen bu çalışmalarda üretilen deney elemanlarında 135° kanca açısına sahip etriyeler kullanılmış ve bu konuda ilave bir yorum yapılmamıştır. Dolayısıyla, burada bu çalışmaların sunulmasına gerek görülmemiştir. Bu tez çalışmasının konusu olan etriye kanca açısının eksenel yüklü betonarme kolon davranışına etkisine yönelik olarak gerçekleştirilen literatür araştırması sonucunda ise çok az sayıda çalışmaya ulaşılabilmektedir. Etriye kanca açısının ve kanca boyunu kolon davranışına etkisinin araştırıldığı sınırlı sayıdaki bu çalışmalar aşağıda verilmektedir.

Sakai ve Sheikh (1989) tarafından yapılan geniş çaplı sentez çalışmasına göre, yüksek eksenel yük ve tekrarlı eğilme etkisindeki kolonlarda 90° kancalı etriye ve çiroz kullanılması halinde yeterli sünekliğin sağlanamayacağı deneysel olarak ortaya konmuştur[26].

Itakura ve Yagenji (1992) eksantrik yüklü yüksek dayanımlı betonarme kolonlar üzerinde gerçekleştirdiği deneysel çalışmada elde ettikleri diğer sonuçların yanında; kanca açısı 135° ve kanca boyu 6ϕ olan çirozların kanca boyu 10ϕ olan çirozlar kadar etkin olamadığını belirtmiştir[27].

Özden (1992), benzer şekilde, kanca açısı 135° ve kanca boyu 15ϕ olan etriyelerin deney boyunca betondan sıyrılmayı önlediğini belirtmektedir[28].

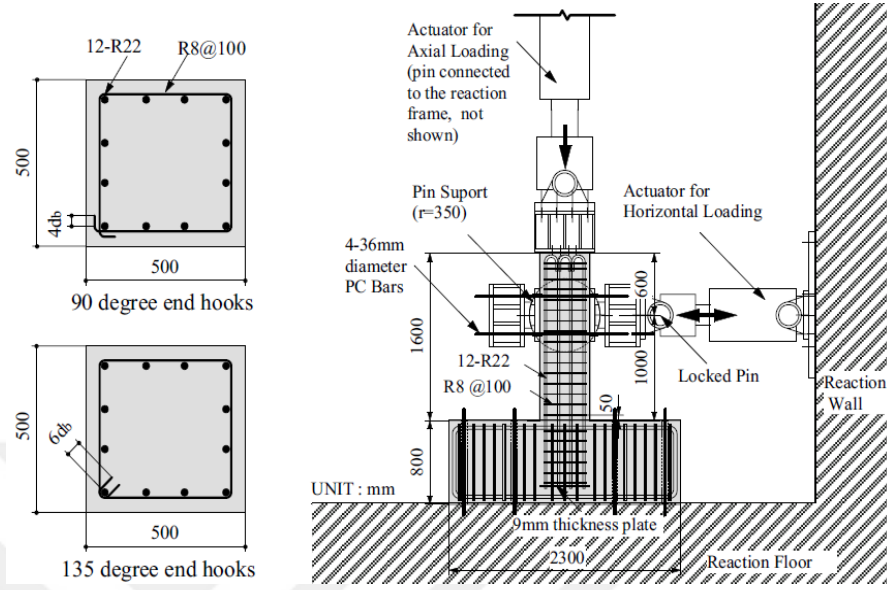
Canbay (1995), yüksek dayanımlı beton ($f_c=75$ MPa) kullanarak ürettiği kare kolonlar üzerinde eksantrik yükleme deneyi gerçekleştirmiştir (Şekil 1.30). Deney elemanlarında uygulanan parametreler; etriye oranı, etriye aralığı ve çiroz kanca açıları olarak seçilmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçlardan birine göre, bir ucu 90° diğer ucu 135° bükülen çiroz, iki ucu da 135° bükülen çirozlarla hemen hemen aynı performansı göstermiştir[29].



Şekil 1.30. Canbayın çalışmasında ürettiği kolon detayları

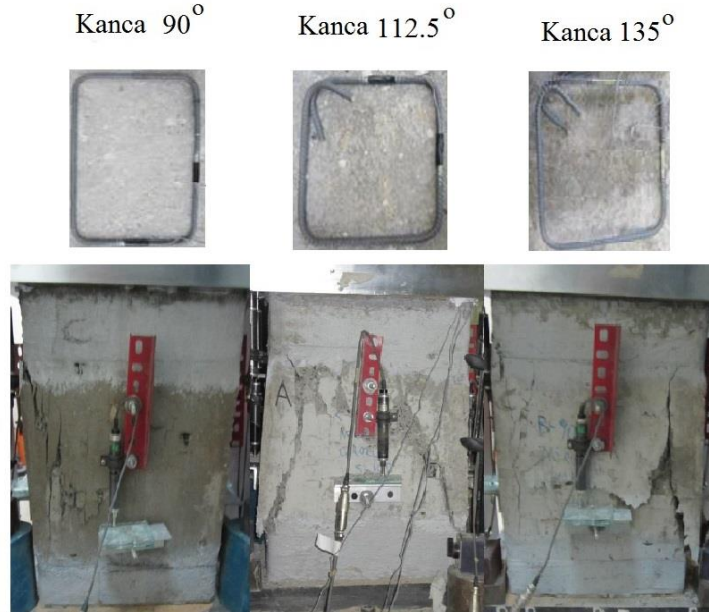
Lin yüksek dayanımlı betonarme kolonların davranışının deneysel olarak incelemiştir. Kolonlarda 90° kancalı etriyeleri farklı şekillerde yerleştirmiş ve 90° bükülmüş kancalı etriyelerin yetersizliğini göstermiştir. Kolonların aksenal yük kapasitesi, süneklik ve kırılma modunun bu durumdan etkilendiği tespit edilmiştir. Zira, kabuk betonu ayrıldıktan sonra, etriyenin beton içindeki aderansı azalmakta ve 90° bükülmüş kancalar açılarak, çekirdek üzerindeki sargı etkisi aniden yok olmaktadır[30].

Hakuto etriye kanca açısı 90° olan betonarme kolon davranışlarının 135° standart kanca açısına sahip kolonlarla karşılaştırmasını hızlı (dinamik) yatay yükleme altında deneysel olarak gerçekleştirilmiştir (Şekil 1.31). Hakuto çalışmasında, 90° kancalı etriyelerin kesme kapasitesinin 135° olanlara göre yarı yarıya düşük kabul edilmesi gerektiğini belirtmektedir [31].



Şekil 1.31. Hakuto tarafında gerçekleştirilen çalışma

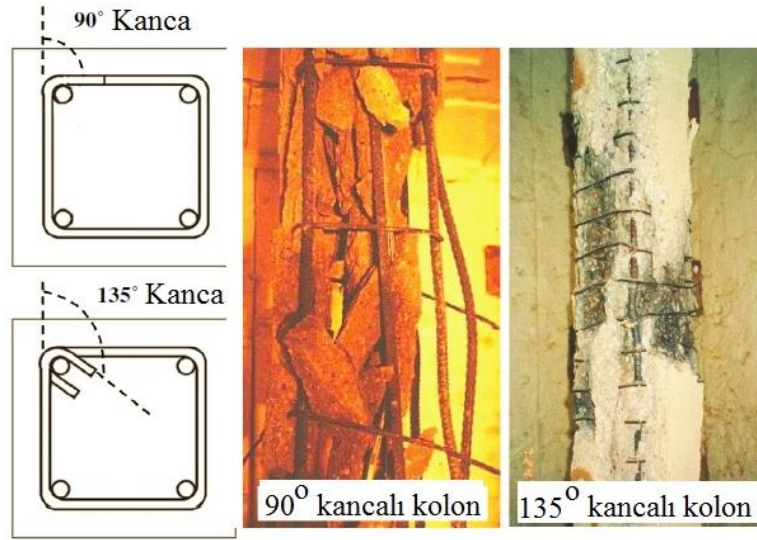
Sarıbaş [8], enine donatı detaylarındaki yetersizliklerin aksenal yükleme altındaki betonarme kolon davranışına etkilerinin incelendiği bir deneysel çalışma gerçekleştirmiştir. Çalışmada her kolonun etriye ve çirozları 90°, 112.5°, 135° arasında değişen çeşitli kanca açılarında ve 50 mm ile 100 mm arasında değişen kanca boylarına sahiptir (Şekil 1.32).



Şekil 1.32. Sarıbaşın çalışmasında ürettiği kolonlar ve etriyeleri

Etriyeler arası mesafenin de parametre olarak alındığı çalışmada kanca açısı 135° olan numunelerin süneklüğünde %16'lık, kanca açısı 90° olan numunelerde ise %160 bir farklılık gözlenmiştir. Kanca açısı ve kanca boyu büyük olan numunelerde sargılama etkisi daha fazla olmuş, dayanımda özellikle de şekildeğiştirme kapasitesinde büyük artışlar meydana gelmiştir. Kanca açısı 135° olan bir dikdörtgen kolon numunesi, kanca açısı 112.5° ve olan diğer bir dikdörtgen numuneye göre daha sünek davranış göstermiş en az sünekligi ise kanca açısı 90° olan kolon numune göstermiştir [8].

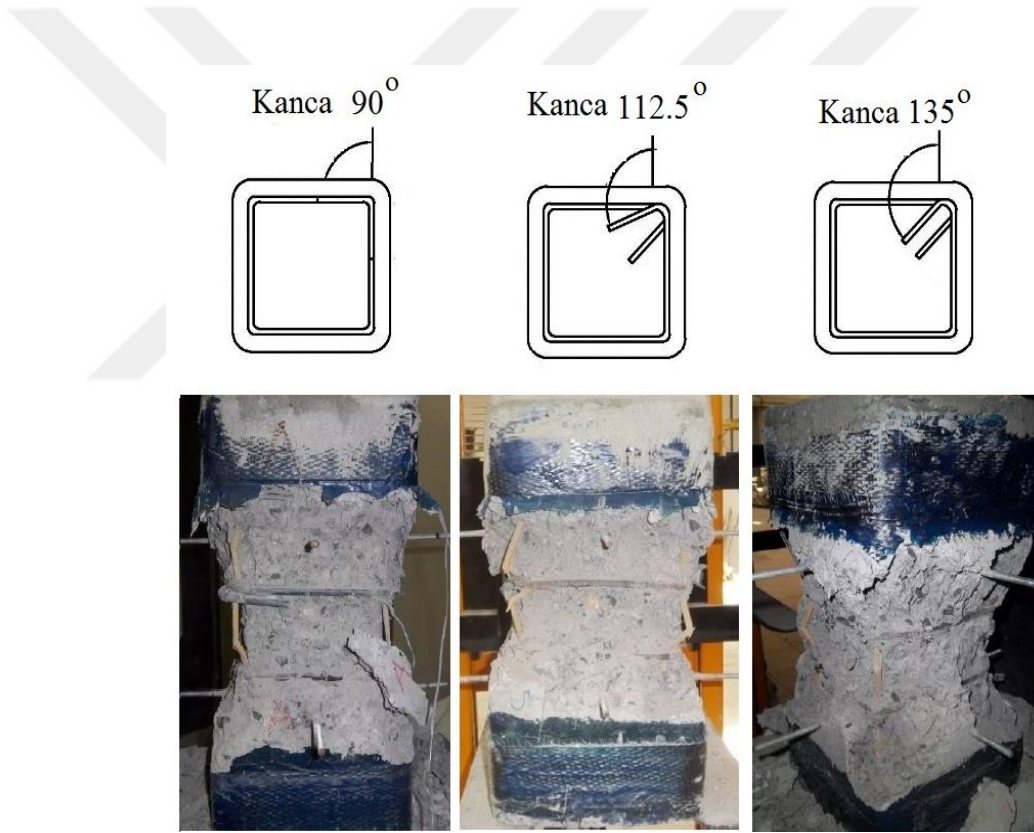
Kodur ve diğ. yangın etkisindeki yüksek dayanımlı betonarme kolonlar üzerinde deneysel bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada etriye kanca açıları 90° ve 135° olan kolonlar üretilmiş ve bu kolonlar $700-800^\circ\text{C}$ yangın etkisine maruz bırakıldıktan sonra eksenel yüklemeye deneyine tabi tutulmuştur (Şekil 1.33).



Şekil 1.33. Kodur ve diğ. tarafında gerçekleştirilen çalışma

Yüksek dayanımlı betonarme kolonlarda yangına bağlı kabuk betonu döküntüsü oluşması ve sıcaklıkta betonun rijitlik özelliklerinin hızla azalması nedeniyle geneleksel betonarme kolondan daha düşük yangın dayanıklılığı görülmüştür. Sonuçta, etriye kanca açısı 135° olan kolonların yangın dayanımının, 90° olan kolonların yangın dayanımdan daha yüksek olduğu gösterilmiştir [32].

Güley [32], yönetmelikte belirtilen kuralların dışında üretilen, yetersiz sargılanmış kare ve dikdörtgen kesitli betonarme kolonlarda etriyelerin ve çirozların aksel yüke maruz kolonlardaki davranışını belirlemek amacıyla deneysel bir çalışma gerçekleştirmiştir. Sarıbaşın çalışmasıyla büyük ölçüde benzerlik gösteren bu çalışmanın farkı, etriye aralığı, donatı sınıfı ve beton dayanımıdır. Kolonların etriye ve çirozları 90° , 112.5° , 135° (Şekil 1.34) arasında değişen kanca açılara ve 40 mm ile 80 mm kanca boylarına sahiptir. Donatı olarak 8 mm çaplı düz yüzeyli donatı (S220) ve 28 günlük beton basınç dayanımı yaklaşık 10 MPa olan düşük dayanımlı beton kullanılmıştır [33].



Şekil 1.34. Güley tarafında gerçekleştirilen çalışma

Elde edilen sonuçlara göre, kullanılan etriye kanca açısıyla uyumlu çirozlar arasında da, 135° kanca açılı numune daha sünek davranırken; 112.5° ve 90° kanca açılı numuneler arasında etkin bir sıralama görülmemiş, yönetmeliklerde belirtilen 135° kanca açısının sargılama için gerek şart olmadığı gözlenmiştir. Düşük dayanımlı beton için, farklı kanca açılarında benzer davranışların söz konusu olduğu belirtilmiştir.

Aoude ve diğ. Kendiliğinden yerleşen çelik lifli beton ile üretilen dikdörtgen kolonların davranışı ile ilgili deneysel çalışma gerçekleştirmiştir. Elde edilen sonuçlara göre kolonlarda kancası 90° bükülmüş çirozların çoğu deney sırasında açılmıştır. 90° kancalı çirozların kabuk betonu kopmasını hızlandırdığı ve dolayısıyla kolonun kırılma davranışını olumsuz yönlendirebileceği belirtilmektedir [34].

1.5. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmada etriye kanca açısının aksel yüklü betonarme kolonların davranışı üzerindeki etkisinin araştırılması amaçlanmıştır. Bu amaçla, bir kısmında iki ucu 90° kancalı etriyeler, bir kısmında bir ucu 90°, diğer ucu 135° ve bir kısmında da iki ucu 135° kancalı etriyeler kullanarak üretilecek bir seri kare kesitli betonarme kolonların aksel yükleme altındaki davranışları deneysel olarak incelenecektir. Etriye aralıkları 50, 100, 150, 200 ve 400 mm olan kolonların üretiminde iki farklı dayanıma sahip geleneksel beton kullanılacaktır.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

Bu tez çalışması kapsamında üç farklı tip kanca düzenine, beş farklı etriye aralığı ve iki farklı beton dayanım sınıfına sahip betonarme kısa kolonlar deneysel ve analitik olarak incelenmiştir. Öncelikle betonarme deney numunelerinin yapısal davranışları deneysel olarak belirlenerek irdelenmiştir. Ardından, literatürde yer alan malzeme modelleri ve analiz yöntemleri kullanılarak deney numunelerinin davranışları bir yazılım yardımıyla analitik olarak hesaplandıktan sonra deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

2.1. Deneysel Çalışmalar

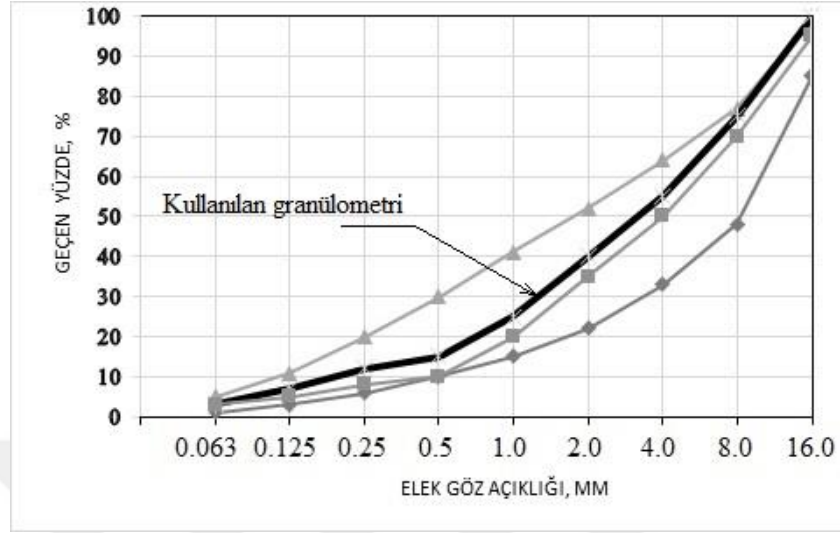
2.1.1. Kullanılan Malzemeler

2.1.1.1. Agregalar

Betonların üretiminde Trabzon İli Değirmendere vadisi boyunca en sık rastlanan kayaç türü olan “kalker” agregası kullanılmıştır. Özel bir konkasör tesisinden ince ve iri kırılmış malzeme halinde temin edilerek KTÜ Yapı ve Malzeme Laboratuvarı’na getirilen agregalar TS706 EN12620+A1 [35]’e göre en büyük tane çapı $D_{max} = 16$ mm olacak şekilde elenip sınıflara ayrılmıştır (Şekil 2.1). Beton üretiminde kullanılmasına karar verilen agrega granülometrik bileşimi Şekil 2.2’de, bu agregalar üzerinde TS3526 [36] ve TS3549 [37]’a göre belirlenen bazı fiziksel özellikler ise Tablo 2.1’de verilmektedir.



Şekil 2.1. Elenerek sınıflara ayrılmış agregalar



Şekil 2.2. Beton karışımında kullanılan agrega granülometrisi

Tablo 2.1. Agrega fiziksel özellikleri

Agrega sınıfı	Doygun kuru yüzey birim kütle (kg/m^3)	Kütlice su emme yüzdesi (%)
İnce (0-4 mm)	2630	2.9
Orta (4-8 mm)	2740	0.8
İri (8-16 mm)	2740	0.7

2.1.1.2. Çimento

Çalışma kapsamındaki betonların üretiminde Aşkale Çimento San. A.Ş'nin Trabzon fabrikasında TS EN 197-1:2012 [38]'e göre üretilen, basınç dayanımı 32.5 MPa olan, CEM IV/B(P) 32.5R-SR tipindeki "sülfata dayanıklı puzolanik çimento" kullanılmıştır (Şekil 2.3). Laboratuvara getirilen çimento paketleri, çalışma boyunca özelliklerinin aynı kalmasını sağlamak için kapalı naylon torbalar içine alınmıştır.



Şekil 2.3. Kullanılan çimento

2.1.1.3. Kimyasal Katkı Maddesi

Beton üretiminde, akışkanlı artırmak amacıyla, CHRYSO firmasından temin edilen “polinaftalen bazlı” sentetik polimer esaslı bir süper akışkanlaştırıcı katkı maddesi kullanılmıştır.

2.1.1.4. Karma Suyu

Beton üretimlerinde karma suyu olarak içme suyu kullanılmıştır.

2.1.1.5. Donatı

Üretilen betonarme kolon numunelerde boyuna donatı olarak 14 mm çapında, enine donatı (etriye) olarak 8 mm çapında nervürlü donatılar kullanılmıştır. Bu donatılar üzerinde 600 kN kapasiteli “Dinç Makine” marka universal deney aleti ile TS 138 EN 10002-1 [39] ve TS 708 [40]'a uygun merkezi çekme deneyleri gerçekleştirilerek, donatıların mekanik özellikleri belirlenmiştir (Şekil 2.4). Deneylerden elde edilen sonuçlar Tablo 2.2.'te verilmektedir.



Şekil 2.4. Üniversal deney aleti

Tablo 2.2. Nervürlü donatıların bazı mekanik özellikleri

Anma çapı (mm)	Akma dayanımı (kN)	Çekme dayanımı (kN)	Kopma Birim Uzama (%)
8	450	607	22
14	513	614	20

2.1.2. Deney Kolonlarının Özellikleri

Bu çalışmada, etriye kanca açısının betonarme kolonların aksel yükler altındaki davranışına etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla 200 x 200 mm kare enkesite ve 500 mm boya sahip betonarme kolonlar üretilmiştir. Deneysel parametreler,

- Etriye her bir ucundaki kanca açıları ($90^\circ - 90^\circ$, $90^\circ - 135^\circ$, $135^\circ - 135^\circ$),
- Etriye aralıkları (50, 100, 150, 200, 400 mm)
- Beton dayanımı ($f_{c1} = 16.0$ MPa, $f_{c2} = 33.5$ MPa)

olarak alınmıştır. Deneysel çalışmaya ait üretim planı aşağıdaki Tablo 2.3'te topluca verilmektedir. Bu tabloda verilen numune kodlarında birinci kısım numunenin beton grup

kodunu, ikinci kısım etriye aralığını (mm), üçüncü ve dördüncü kısımlar ise, etriye uçlarının kanca açılarını (derece) göstermektedir.

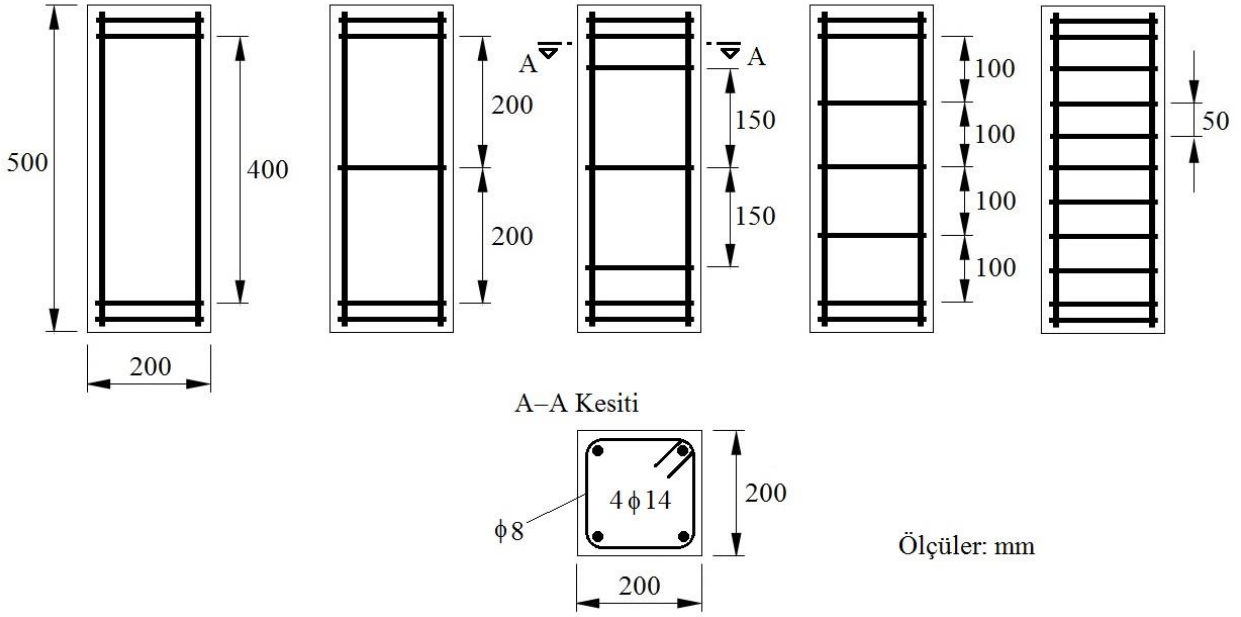
Tablo 2.3. Betonarme kolonların özellikleri

NO	Numune kodu	Etriye aralığı (mm)	Etriye kanca açıları (derece)	Beton dayanımı f_{cm} , MPa
1	C1-50-90/90	50	90-90	16.0
2	C1-50-90/135		90-135	
3	C1-50-135/135		135-135	
4	C1-100-90/90	100	90-90	
5	C1-100-90/135		90-135	
6	C1-100-135/135		135-135	
7	C1-150-90/90	150	90-90	
8	C1-150-90/135		90-135	
9	C1-150-135/135		135-135	
10	C1-200-90/90	200	90-90	
11	C1-200-90/135		90-135	
12	C1-200-135/135		135-135	
13	C1-400-90/90	400	90-90	
14	C1-400-90/135		90-135	
15	C1-400-135/135		135-135	
16	C2-50-90/90	50	90-90	33.5
17	C2-50-90/135		90-135	
18	C2-50-135/135		135-135	
19	C2-100-90/90	100	90-90	
20	C2-100-90/135		90-135	
21	C2-100-135/135		135-135	
22	C2-150-90/90	150	90-90	
23	C2-150-90/135		90-135	
24	C2-150-135/135		135-135	
25	C2-200-90/90	200	90-90	
26	C2-200-90/135		90-135	
27	C2-200-135/135		135-135	
28	C2-400-90/90	400	90-90	
29	C2-400-90/135		90-135	
30	C2-400-135/135		135-135	

Betonarme kolonların tümünde 4 ϕ 14 boyuna donatı kullanılmıştır. Bu donatının oranı;

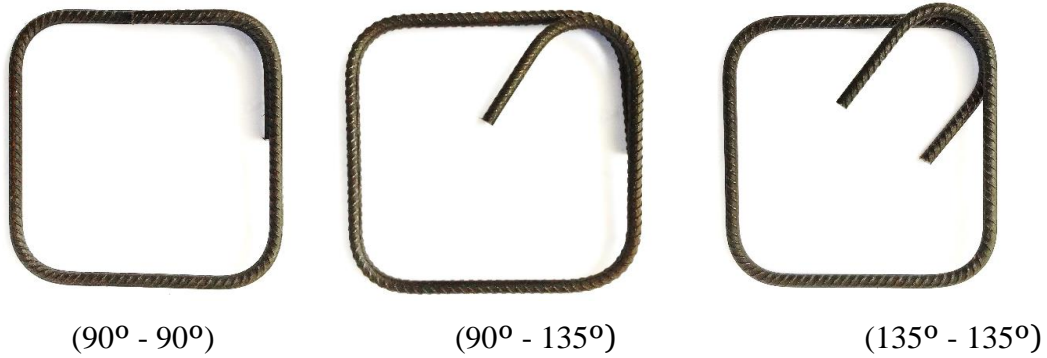
$$\rho = \frac{4 \times 154}{200 \times 200} = 0.0154 \text{ (\%1.54)} \quad (2.1)$$

olarak hesaplanmıştır. Üretilen betonarme kolonların boyut ve donatı düzenine ilişkin şematik görünüm Şekil 2.5'te verilmektedir.



Şekil 2.5. Betonarme kolonların boyut ve donatılarının şematik görünümü

Eksenel yükleme deneyi sırasında kolonların alt ve üst kısımlarında ezilme meydana gelmemesi için bu bölgeler ikişer adet etriye kullanılarak güçlendirilmiştir. Kolonlarda kullanılan etriyelerin yakın görünüşleri Şekil 2.6'da verilmektedir. Etriyelerin 90° ve 135° bükülen kanca boyları Deprem Yönetmeliğine [41] uygun olarak $10\phi = 80$ mm bırakılmıştır.



Şekil 2.6. Kullanılan etriyeler ve kanca açıları

Deney elemanlarının donatılarına ait görünüşler aşağıdaki Şekil 2.7'de verilmektedir.



Şekil 2.7. Deney elemanlarının donatıları

2.1.3. Betonların bileşimi

Deneylerde üretilen betonların bileşim oranları Eurocode-2 [42] ve TS 802 [43]'de verilen "mutlak hacim yöntemi" kullanılarak belirlenmiştir. Bu belirlemede uygulanan işlem adımları aşağıda sıralanmaktadır.

W_c , W_a , V_w ve V_h sırasıyla 1 m^3 betondaki çimento kütlesini (kg), agrega kütlesini (kg), su ve hapsedilmiş hava hacmini (dm^3), γ_c ve γ_a sırasıyla çimento ve agreganın doymun kuru yüzeyli (DKY) birim kütlelerini (kg/dm^3) göstermek üzere agrega mutlak hacmi;

$$V_a = \frac{W_a}{\gamma_a} = 1000 - \left(\frac{W_c}{\gamma_c} + V_w + V_h \right) \quad (2.2)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Agregaya yığınının i adet farklı agregaya sınıfından meydana geldiği göz önüne alındığında, her bir agregaya sınıfının kütlesi farklı olacağından β_i ve γ_{ai} sırasıyla agregaya sınıflarının kütlece oranını ve DKY (Doygun Kuru Yüzey) birim kütlesini göstermek üzere toplam agregaya kütlesi;

$$\sum (\beta_i \frac{W_a}{\gamma_{ai}}) = 1000 - \left(\frac{W_c}{\gamma_c} + V_w + V_h \right) \quad (2.3)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Agregaya sınıflarının ayrı ayrı kütleleri, 2.2 nolu bağlantıdan elde edilen toplam agregaya kütlesi ile istenilen agregaya sınıfının kütlece oranıyla çarpılarak belirlenebilir:

$$W_{ai} = \beta_i W_a \quad (2.4)$$

Elde edilen agregaya kütleleri DKY kütleleri olmakla birlikte, agregalar genellikle doygun kuru yüzeyli halde bulunmamaktadır. Hesapla elde edilen değerden agregaların doyma suyunu belirlemek için doğal nem (DN_i) durumunun ve su emme miktarının (SE_i) belirlenmesi gerekir. Belirlenen bu değerlerden sonra doyma suyu miktarı (DS_i);

$$DS_i = (SE_i - DN_i)W_a \quad (2.5)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Toplam doyma suyu (DS) ise her bir agregaya sınıfının doyma suyu miktarlarının toplanmasıyla elde edilir:

$$DS = \sum DS_i \quad (2.6)$$

Üretilecek betonlar için öncelikle su/çimento oranları ve çimento dozajları belirlenmiştir. Buna göre, üretilecek betonların bu çalışmada C1 ve C2 olarak adlandırılan iki farklı dayanım

grubunda olmasına karar verilmiş ve böylece su/çimento oranı 0.75 ve 0.50, çimento dozajı ise 300 kg/m^3 ve 400 kg/m^3 alınarak hesaplara dahil edilmiştir. C2 kodlu betonların üretiminde betonun kalıba düzgün yerleşmesini sağlamak amacıyla çimentonun ağırlıkça %1'i oranında süperakışkanlaştırıcı katkı (SAK) kullanılmıştır. Betonların yukarıdaki yöntemle belirlenen bileşimleri Tablo 2.4' de verilmektedir.

Tablo 2.1. Üretilen betonların bileşimi

Beton Grup Kodu	S/Ç Oranı	Çimento kg/m^3	Su kg/m^3	Doyma Suyu kg/m^3	Agrega			SAK kg/m^3
					Kum (0-4 mm) kg/m^3	Çakıl (4-16 mm) kg/m^3	Toplam kg/m^3	
C1	0.75	300	225	32.8	940	787	1727	-
C2	0.50	400	200	32.4	928	778	1706	4

2.1.4. Beton Üretimi, Dökümü, Yerleştirilmesi ve Kürü

Betonların üretimi için her bir sınıf agrega, çimento, doyma ve karma suları ile süperakışkanlaştırıcı katkı malzemesi, Tablo 2.4'e uygun olarak, 30 kg kapasiteli ve 1g hassasiyetli Mettler marka elektronik terazi ile tartıldıktan sonra, 250 litre kapasiteli eğik eksenli betonyerle karılmıştır.

Beton üretiminde iri agregadan başlamak üzere, tüm agregalar önceden nemlendirilen betonyere konmuş ve doyma suyu ilave edilerek yaklaşık üç dakika karılmıştır. Betonyer hiç durdurulmadan çimento ilave edilerek üç dakika daha karıldıktan sonra karma suyu ve süperakışkanlaştırıcı katkı da ilave edilerek bir üç dakika daha devam eden karma işlemi ile taze betonlar üretilmiştir.

Betonarme kolon numune üretmek için 9 adet 20x20x50 cm boyutlarında plywood malzemeden kalıplar hazırlanmıştır (Şekil 2.8). Taze betonun kalıba düzgün yerleştiğinden emin olabilmek için betonlama işlemi kalıplar yatık olarak yapılmıştır.



Şekil 2.8. Hazırlanan kalıp ve donatıların beton döküm öncesi görünümü

Betonyerden el arabalarına alınan taze betondan (Şekil 2.9), basınç dayanımı belirlemek üzere, her bir grup için dörder adet 150 mm'lik küp numune alınmıştır. Küp numuneler için önceden yağlanarak hazırlanmış plastik kalıplara beton iki aşamada yerleştirilmiş ve Şekil 2.10'da görülen Losenhausenwerk marka 3800 dev/dak frekanslı titreşim tablasında, her aşaması yaklaşık 5 saniye titreştirilerek sıkılanmıştır.



Şekil 2.9 Taze betonun betonyerden alınması



Şekil 2.10. Titreşim tablası ve alınan küp numuneler

Küp numune alma işleminden sonra betonarme kolon kalıplarının betonlanmasına geçilmiştir. Beton, kolon kalıplarına iki aşamada dökülmüş ve Şekil 2.11’de görülen vibratörle sıkılanmıştır. Yüzey düzeltme işlemlerinden sonra kalıp dıştan bir süre daha tokmalanarak betonun daha iyi yerleştirilmesine çalışılmıştır. Kolonların taşınabilmesi için betonlama sırasında birer kanca yerleştirilmiştir. Betonlama işlemi bitirilmiş durumdaki görünüm Şekil 2.12’te verilmektedir.



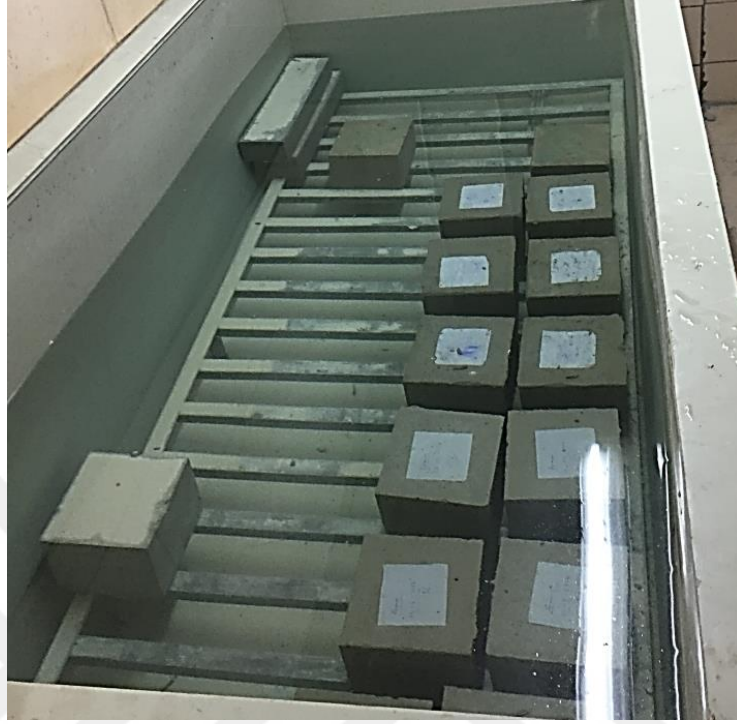
Şekil 2.11. Vibratör



Şekil 2.12. Kalıpların betonlama işleminden sonraki görünümü

Beton dökümünden yaklaşık 24 saat sonra kalıplarında çıkarılan küp numuneler su sıcaklığı $20^{\circ}\pm 2^{\circ}$ olan kür havuzuna yerleştirilmiştir. Havuzdaki numunelere ait bir görünüm Şekil 2.13'te verilmektedir.

Betonarme kolonlar kalıplarından üç gün sonra çıkarılmış ve laboratuvar ortamında üzerleri ıslak çuvallarla kaplanarak en az 10 gün boyunca nemli kalmaları sağlanmıştır. Kür işlemi bitmiş betonarme kolon numunelerin görünümü Şekil 2.14'de verilmektedir.



Şekil 2.13. Kür havuzundaki numunelerden bir görünüm



Şekil 2.14. Kür işlemi bitmiş betonarme kolon numunelerinin görünümü

2.1.5. Betonların Eksenel Basınç Dayanımlarının Belirlenmesi

Betonarme kolonlara dökülen betonlardan alınan 150 mm boyutundaki 28 günlük küp numuneler üzerinde “Dinç Makine” markalı 250 kN kapasiteli bilgisayar kontrollü hidrolik pres kullanılarak eksenel basınç deneyleri yapılmıştır(Şekil 2.15). C1 ve C2 grup kodlu betonlara ait basınç dayanımı değerleri aşağıdaki Tablo 2.5’te verilmektedir.



Şekil 2.15. Hidrolik pres

Tablo 2.5. Beton basınç dayanımları

Beton grup kodu	150 mm küp basınç dayanımı, f_c , MPa	Ortalama dayanım, f_{cm} , MPa
C1	15.4	16.0
	16.3	
	17.0	
	15.2	
C2	32.3	33.5
	35.0	
	33.0	
	33.6	

2.1.6. Betonarme Kolonlar Üzerinde Eksenel Yükleme Deneyler

Yukarıda belirtildiği şekilde üretilen betonarme kolon numuneler üzerinde yaklaşık 35 günlükken eksenel yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Her ne kadar numunelerin yük uygulanacak yüzleri düzgün (pürüzsüz) olsa da, deney sırasında yükün numuneye kayma etkisi oluşturmadan eksenel olarak etkiyebilmesi için numunelerin düşey terazide durmalarını sağlamak amacıyla, numune tabanlarına yaklaşık 2-3 mm kalınlıklı bir tabaka oluşturacak şekilde ergitilmiş toz kükürt dökülerek numune yan yüzüyle 90° diklik sağlanmıştır. Kükürt dökme işlemi hazırlığına ilişkin görünüm Şekil 2.16'da, tabanlarına kükürt tabaka uygulaması yapılmış numuneler ise, Şekil 2.17'de görülmektedir.



Şekil 2.16. Deney kolonlarının tabanına kükürt tabaka uygulanması

Kükürt tabaka yeterince sertleştikten sonra numuneler ters çevrilerek deney presindeki çelik tablaya yerleştirilmiştir.

Betonarme kolonların tabanlarına yapılan kükürt başlık işlemi deney presinin kolon numunelerin yerleştirildiği betonarme bloğun üst yüzeyinin de yatay terazide olması için uygulanmış, tabaka sertleştikten sonra numunenin oturacağı çelik levha, bu tabakanın üzerine yerleştirilmiştir (şekil 2.18).



Şekil 2.17. Kükürt tabaka uygulanmış deney kolonları

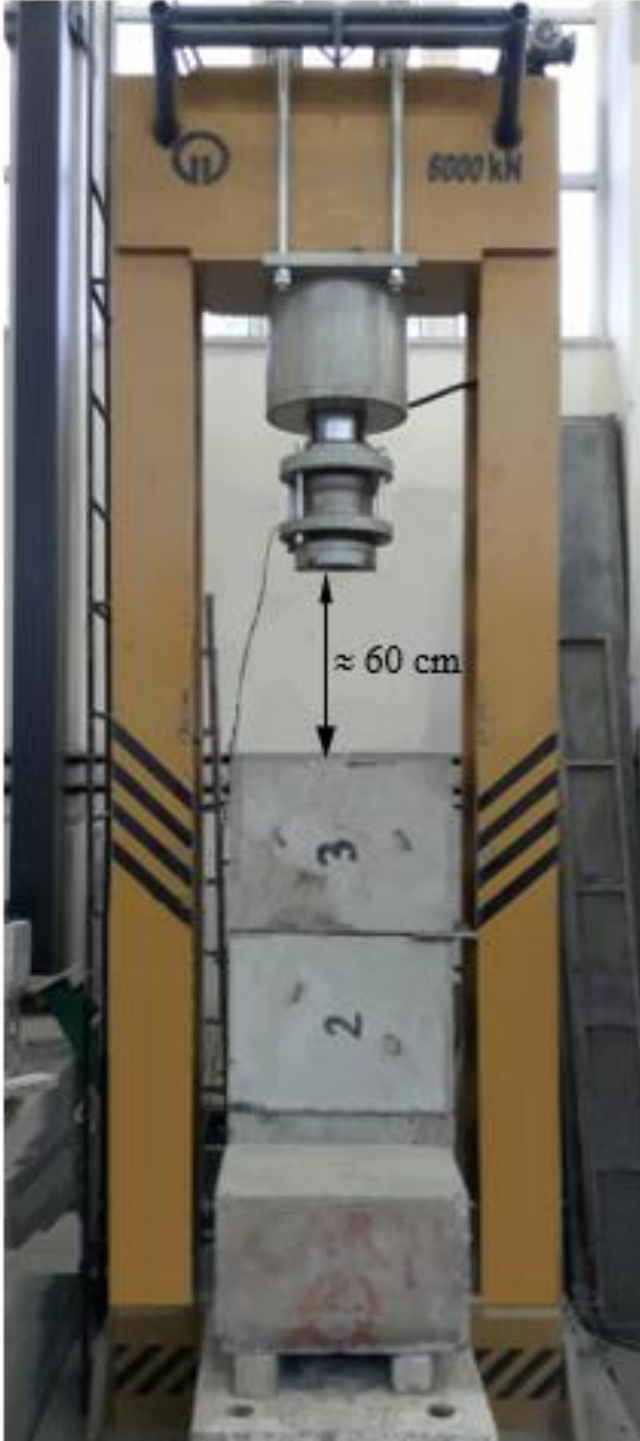


Şekil 2.18. Betonarme blok üzerine kükürt tabaka uygulaması ve üzerindeki çelik levha

Betonarme kolon numuneler 40 mm kalınlıklı çelik levhalar arasında alınarak yüklenmiştir.

2.1.6.1. Yükleme ve Ölçüm Sistemleri

Betonarme kolon numuneler üzerinde merkezi yükleme deneyleri laboratuvarında mevcut 6000 kN kapasiteli özel üretim hidrolik pres kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu presin deney kolonlarının yüksekliğine göre hazırlanmış hali ve bu presin rölatif hızı ayarlanabilen elektrikli pompası Şekil 2.19'da verilmektedir. Numunelere uygulanan aksenal yük, deney presinin mafsallı başlığının arkasında bulunan 6000 kN kapasiteli elektronik yük ölçer (Load-Cell) aracılığı ile ölçülmüştür. Mafsallı başlık ve Load-Cell Şekil 2.20 'da görülmektedir.

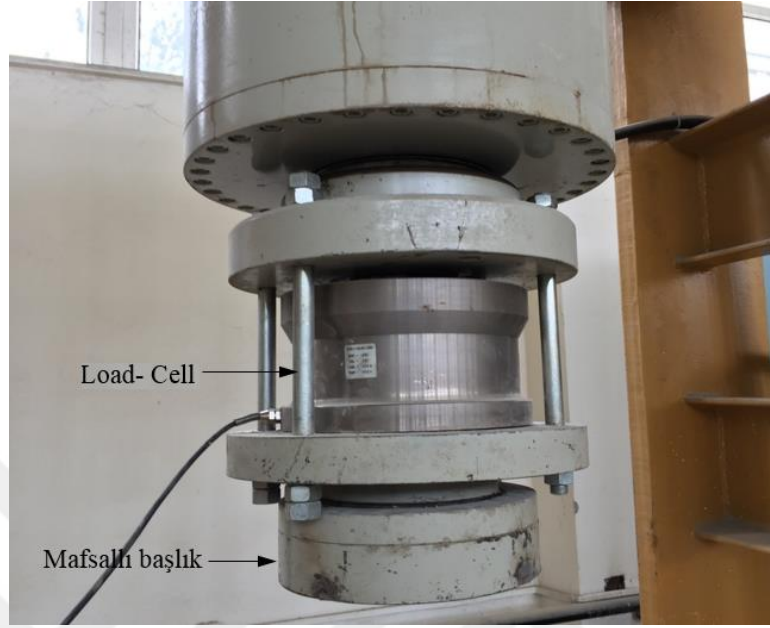


(a)



(b)

Şekil 2.19. 6000 kN kapasiteli hidrolik pres (a) ve Elektrikli pompa (b)

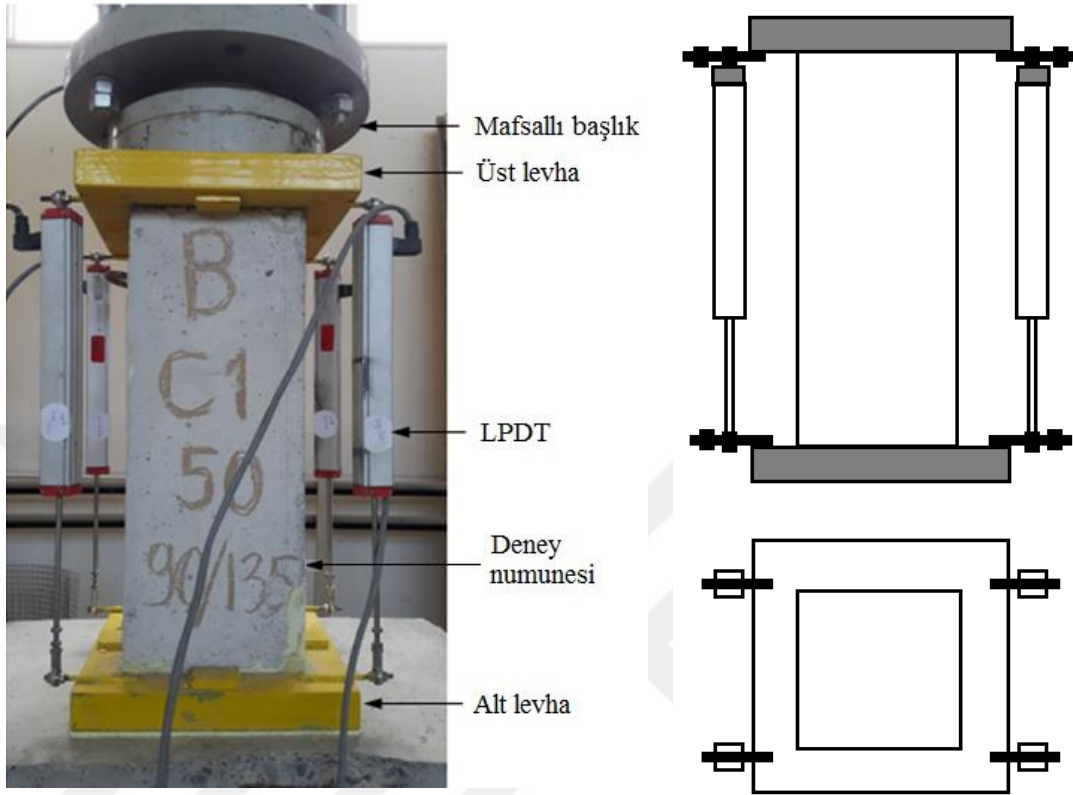


Şekil 2.20. Deney presinin mafsallı başlığı ve elektronik yük ölçeri

Yüklemeye sırasında numunede oluşan yerdeğişirmelerin (boy kısılmaları) ölçülebilmesi için bu levhalara her bir köşesine kaynaklanan vidalarla dört adet elektronik cetvel (Lineer Potansiyometrik Diferansiyel Transduser- LPDT) bağlanmıştır. Kullanılan bir LPDT'ye ait görünüm Şekil 2.21'de, betonarme bir kolon numunenin deneye hazır haldeki görünümü ve LPDT yerleşim şeması ise Şekil 2.22'de verilmektedir.



Şekil 2.21. Kullanılan elektronik cetveller (LPDT)



Şekil 2.22. Bir kolon numunenin deney öncesi görünümü ve LPDT yerleşimi

Yükleme sırasında numunede oluşan boy kısalması değerleri, 4 ayrı noktadan alınan LPDT okumalarının ortalaması olarak belirlenmiştir. Bu okumalarda diğerlerinden çok farklı değerler veren LPDT okumasının çıkması halinde bu LPDT'ye ait veriler ortalama hesabına dahil edilmemiştir. LPDT okumalarının, benzer deneysel çalışmalarda yapıldığı gibi numune gövdesi üzerinden değil, numune dışından yapılmasının nedeni, deney sırasında artan şekildeğişirmeler altında LPDT bağlantı noktalarının beklenmedik aşırı yerdeğiştirme yapma olasılığını minimize etmektir. LPDT'ler, yükleme levhalarına ön ve arkalarına monte edilmiş mafsallı elemanlarla pratik bir şekilde bağlandığından, her deneyde kolayca takılıp sökülebilmişlerdir.

Deney presinin yük hücresinden ve LPDT'lerden elektronik olarak alınan veriler, saniyede 16 veri kaydetme özelliğine sahip TDG marka CODA Ai8b model 16 kanallı veri toplama sistemine (Data-Logger) gönderilmiş ve aynı marka yazılım yardımıyla Excell dosyası olarak elde edilmiştir. Kullanılan veri toplama sisteminin görünümü Şekil 2.23'te verilmektedir.



Şekil 2.23. Veri toplama sistemi (Data-Logger)

Oluşturulan deney düzeneğinin bir deney öncesi genel görünümü aşağıdaki Şekil 2.24’de verilmektedir.

2.1.6.2. Numuneler Üzerinde Eksenel Yükleme Deneylerinin Gerçekleştirilmesi

Betonarme kolon numuneler yukarıda açıklandığı şekilde deney presine yerleştirildikten sonra, yaklaşık 5 kN’luk ön yükleme yapılarak çelik yükleme levhalarıyla numune arasında boşluksuz tam temas sağlanmıştır. Ön yük boşaltılmadan TDG-CODA marka deney yazılımı kaydı ve sabit hızda yük artışı aynı anda başlatılmıştır. Bir deney sırasında deney yazılımı ekranının görünümü Şekil 2.25’te verilmektedir.



Şekil 2.24. Deney düzeneğinin bir deney öncesi genel görünümü



Şekil 2.25. Deney yazılımı ekranının görünümü

Betonarme kolon numunelere deney süresince, yukarıda da belirtildiği gibi, sabit hızda eksenel yükleme yapılmaya çalışılmıştır. Elektrikli pompa ile her ne kadar sabit ayarda yükleme hızı verilmişse de, deneyin ileri aşamalarında numunelerin kırılma durumuna bağlı olarak hızda kaçınılmaz küçük değişimler ortaya çıkmıştır. Deneyler sırasında tutulan notlar ve elde edilen yük-zaman grafiklerinden, deneylerde yükün maksimum olduğu tepe noktasına kadar ortalama 0.04 MPa/s, bu noktadan deney sonuna kadar ise 0.06 MPa/s yükleme hızı uygulandığı belirlenmiştir. Eksenel yükleme deneyleri uygulanan numunelerin toplu haldeki görünümü Şekil 2.26’da verilmektedir.



Şekil 2.26. Eksenel yükleme deneyleri uygulanan numunelerin görünümü

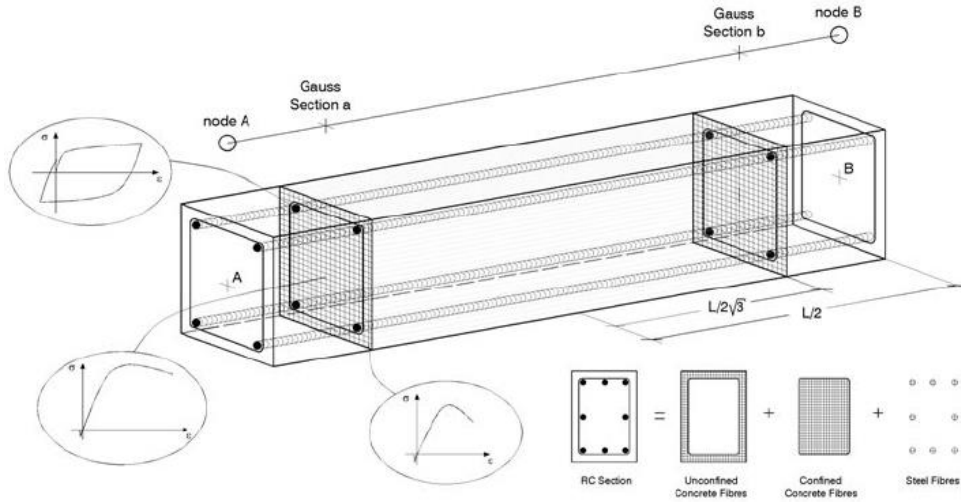
2.2. Analitik Çalışmalar

Analitik çalışmalar kapsamında betonarme kısa kolonların lineer olmayan davranışlarının analitik olarak hesaplanması için SeismoStruct [44] yazılımından faydalanılmıştır. Bu yazılım sayesinde, betonarme elemanı oluşturan beton ve donatı malzemelerinin lineer olmayan davranışı dikkate alınmıştır.

2.2.1. Hesap Yaklaşımı

Yapılan analitik çalışmalarda çubuk model yaklaşımı kullanılmıştır. Ayrıca, kesiti oluşturan malzemelerin lineer olmayan davranışlarının dikkate alınabilmesi için lineer olmayan malzeme modelleri kullanılmıştır. Lineer olmayan kolon modellerinin aksenal yük etkisi altındaki statik davranışlarının elde edilebilmesi için, deplasman kontrollü artımsal yükleme etkisi altında analizler gerçekleştirilmiştir.

SeismoStruct [44] yazılımında betonarme çubuk elemanların kesit davranışlarının belirlenmesinde; sargısız kabuk betonu, sargılı çekirdek betonu ve boyuna donatılar kendi içlerinde küçük parçalara bölünerek ayrı ayrı lifler olarak dikkate alınarak hesap yapılmaktadır. (Şekil 2.27).



Şekil 2.27. SeismoStruct [44] yazılımında çubuk modellerin kesit davranışı için hesap yaklaşımı

Oluşturulan analiz modelleri üzerinde zaman tanım alanında lineer olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Dinamik etkilerden kaçınmak için yükleme yavaş gerçekleştirilmiştir. Yükleme, analiz modellerinin tepe noktasından monotonik artan aksenal deplasman olarak uygulanmıştır.

2.2.2. Analizlerde Kullanılan Malzeme Modelleri

2.2.2.1. Donatı Çeliği Modeli

Donatı çeliğinin modellenmesi için SeismoStruct yazılımında yer alan basınç etkisi altında donatının burkulmasını da içeren Monti-Nuti Çelik Modeli kullanılmıştır. Bu model ilk defa Monti ve diğ. [45] tarafından sunulmuştur. Temel olarak Menegotto ve Pinto [46] (1973) donatı çeliği modelini baz alan bu model, Filippou ve diğ.[47] (1983) çalışmasında belirtilen izotropik pekleşmeyi ve Monti ve Nuti[48] (1992) tarafından tanımlanan donatı burkulmasını da içermektedir.

2.2.2.2. Beton Modeli

Sargılı beton davranışının modellenmesi için Mander[17] ve Chag ve Mander[23] modelleri kullanılmıştır.

3. BULGULAR VE İRDELEMELER




Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Mekaniği Laboratuvarında gerçekleştirilen bu tez kapsamında üretilen farklı etriye kanca açısı, etriye aralığı ve beton dayanımına sahip betonarme kalın kolon numuneler, eksenel yükleme altında test edilmiştir. Deney elemanlarının eksenel yük-kısalma grafikleri elde edilmiş ve bu grafikler üzerinden eksenel basınç davranışı, maksimum yük kapasitesi ve süneklik oranları açısından karşılaştırmalar ve irdelemeler yapılmıştır. Ayrıca deneysel çalışmalar ile elde edilen sonuçlar, sargılı betona ait teknik literatürde mevcut bazı modellerden elde edilenlerle karşılaştırılmıştır.

3.1. Eksenel Yükleme Deneyleri




Önceki bölümde açıklandığı şekilde eksenel yükleme deneyleri uygulanan betonarme kolon numunelerinde oluşan hasar durumları ve deney sonrası görünümleri Tablo 3.1’de verilmektedir.

Tablo 3.1’de verilen deney süreçleri ve kırılma davranışlarının genel değerlendirmesine göre, kolon numunelerde kırılmalar öncelikle alt ya da üst yükleme plakalarının numuneye temas ettiği uç kısımlarından ince çatlaklarla başlamaktadır. Bunu takiben, beton kabukta ezilme ve dökülmeler oluşmaktadır. Buraya kadar tüm numunelerde aynı şekilde gözlenen davranış, bu aşamadan sonraki yükleme seviyelerinde numunelerdeki etriye aralığı ve etriye kanca açısına göre farklılaşmaktadır. Kolonların kırılması, etriye aralığı 100 mm ve daha fazla olan numunelerde genellikle boyuna donatı burkulması ile gerçekleşirken, etriye kanca açısının 90 derece olduğu numunelerde boyuna donatı burkulmasından önce etriye açılması başlamış, bu açılmanın meydana geldiği köşedeki boyuna donatının burkulma boyu da iki katına çıkmıştır. Hem etriye açılmasından dolayı azalan sargı etkisi, hem de burkulma boyu kısa sürede iki katına çıkan boyuna donatının burkulmaya başlamasıyla eksenel yüke maruz betonarme kolonda en kötü kırılma şekli ortaya çıkmıştır.

Tablo 3.1. Kolon numunelerin kırılma davranışı ve deney sonrası görünümü

Kod	Süre (dk)	Davranış	Deney sonrası görünüm
C1-50-90/90	3.46	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.25	Kabukta ezilme başladı	
	8.31	Kabuk döküldü	
	9.42	Etriye açılmaya başladı	
	13.18	Etriye tamamen açıldı	
	13.51	Boyuna donatı burkuldu	
C1-50-90/135	3.36	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.06	Kabukta ezilme başladı	
	6.29	Kabuk döküldü	
	11.53	Etriye açılmaya başladı	
	14.54	Boyuna donatı burkuldu	
C1-50-135/135	3.26	Başlık bölgesinde çatlak	
	5.38	Kabukta ezilme başladı	
	9.15	Kabuk döküldü	
	23.35	Boyuna donatı burkuldu	




Tablo 3.1'in devamı

Kod	Süre (dk)	Davranış	Deney sonrası görünüm
C1-100-90/90	3.10	Başlık bölgesinde çatlak	
	3.22	Kabukta ezilme başladı	
	3.30	Kabuk döküldü	
	9.11	Etriye açılmaya başladı	
	10.12	Boyuna donatı burkuldu	
C1-100-90/135	3.57	Başlık bölgesinde çatlak	
	5.01	Kabukta ezilme başladı	
	7.03	Kabuk döküldü	
	10.09	Etriye açılmaya başladı	
	13.57	Boyuna donatı burkuldu	
C1-100-135/135	3.12	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.35	Kabukta ezilme başladı	
	7.44	Kabuk döküldü	
	14.29	Boyuna donatı burkuldu	




Tablo 3.1'in devamı

Kod	Süre (dk)	Davranış	Deney sonrası görünüm
C1-150-90/90	2.43	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.06	Gövdede boyuna çatlak	
	6.24	Kabukta ezilme	
	6.47	Kabuk döküldü	
	9.52	Etriye açılmaya başladı	
	10.07	Boyuna donatı burkuldu	
C1-150-90/135	3.40	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.46	Kabukta ezilme	
	6.19	Kabuk döküldü	
	8.39	Etriye açıldı	
	11.11	Boyuna donatı burkuldu	
C1-150-135/135	3.39	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.45	Kabukta ezilme	
	8.32	Kabuk döküldü	
	12.34	Boyuna donatı burkuldu	




Tablo 3.1'in devamı

Kod	Süre (dk)	Davranış	Deney sonrası görünüm
C1-200-90/90	3.24	Başlık bölgesinde çatlak	
	3.27	Kabukta ezilme	
	3.31	Gövdede çatlak	
	4.52	Kabuk döküldü	
	10.19	Boyuna donatı burkuldu	
C1-200-90/135	3.05	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.21	Kabukta ezilme	
	7.11	Kabuk döküldü	
	8.54	Boyuna donatı burkuldu	
	15.02	Etriye açıldı	
C1-200-135/135	2.59	Başlık bölgesinde çatlak	
	3.51	Gövdede boyuna çatlak	
	4.29	Kabukta ezilme	
	6.56	Kabuk döküldü	
	13.20	Boyuna donatı burkuldu	




Tablo 3.1'in devamı

Kod	Süre (dk)	Davranış	Deney sonrası görünüm
C1-400-90/90	3.29	Gövdede boyuna çatlak	
	3.34	Başlık bölgesinde çatlak	
	3.58	Kabukta ezilme	
	4.31	Kabuk döküldü	
	5.36	Boyuna donatı burkuldu	
C1-400-90/135	9.11	Başlık bölgesinde çatlak	
	10.42	Boyundan boya düşey çatlak	
	13.38	Kabuk döküldü	
	14.47	Beton yüzünden dökülmeler	
	18.20	Boyuna donatı burkuldu	
C1-400-135/135	4.03	Orta bölgesinde boyuna çatlak	
	4.24	Mesnet bölgede boyuna çatlak	
	4.46	Kabukta ezilme	
	5.18	Kabuk döküldü	
	6.18	Boyuna donatı burkuldu	




Tablo 3.1'in devamı

Kod	Süre (dk)	Davranış	Deney sonrası görünüm
C2-50-90/90	4.27	Bölgede ezilme	
	6.29	Kabuk döküldü	
	11.07	Etriye açılmaya başladı	
	12.47	Etriye açıldı	
	13.16	Boyuna donatı burkuldu	
C2-50-90/135	4.31	Başlık bölgesinde çatlak	
	5.40	Kabukta ezilme	
	6.21	Kabuk döküldü	
	11.52	Etriye açılmaya başladı	
	12.24	Boyuna donatı burkuldu	
	14.18	Etriye açıldı	
C2-50-135/135	4.40	Başlık bölgesinde ezilme	
	5.47	Bölgede boyuna çatlaklar	
	6.05	Kabukta ezilme	
	7.29	Kabuk döküldü	
	9.53	Kabuk tamamen attı	
	18.16	Boyuna donatı burkuldu	




Tablo 3.1'in devamı

Kod	Süre (dk)	Davranış	Deney sonrası görünüm
C2-100-90/90	4.41	Başlık bölgesinde ezilme	
	4.42	Başlık bölgesinde çatlak	
	5.27	Gövdede ezilme	
	6.34	Kabuk döküldü	
	8.54	Boyuna donatı burkulmaya ve etriye açılmaya başladı	
C2-100-90/135	4.41	Başlık bölgelerde ezilme	
	4.43	Başlık bölgesinde çatlak	
	5.56	Kabuk döküldü	
	8.55	Boyuna donatı burkulmaya başladı	
	10.43	Etriye açılmaya başladı	
C2-100-135/135	4.38	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.39	Başlık bölgesinde ezilme	
	6.33	Kabuk döküldü	
	6.57	Boyuna donatı burkulmaya başladı	
	9.41	Boyuna donatı burkuldu	




Tablo 3.1'in devamı

Kod	Süre (dk)	Davranış	Deney sonrası görünüm
C2-150-90/90	4.05	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.10	Bölgede boyuna çatlaklar	
	4.11	Kabukta ezilme	
	5.38	Kabuk döküldü	
	5.50	Boyuna donatı burkulmaya başladı	
C2-150-90/135	3.51	Başlık bölgelerde ezilme	
	4.09	Başlık bölgelerde çatlaklar	
	4.17	Kabukta ezilme	
	6.18	Kabuk döküldü	
	7.59	Boyuna donatı burkuldu	
C2-150-135/135	4.06	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.10	Bölgede boyuna çatlaklar	
	4.55	Kabukta ezilme	
	5.46	Kabuk döküldü	
	5.48	Boyuna donatı burkuldu	

Tablo 3.1'in devamı

Kod	Süre (dk)	Davranış	Deney sonrası görünüm
C2-200-90/90	5.08	Başlık bölgesinde çatlak	
	5.13	Kabukta ezilme	
	6.10	Kabuk döküldü	
	7.01	Boyuna donatı burkuldu	
C2-200-90/135	3.19	Bölgede ezilme başladı	
	4.20	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.35	Kabukta ezilme	
	5.03	Kabuk döküldü	
	5.07	Boyuna donatı burkuldu	
C2-200-135/135	1.19	Başlık bölgesinde ezilme başladı	
	3.51	Başlık bölgesinde boyuna çatlak	
	4.16	Gövdede boyuna çatlaklar	
	4.22	Kabukta ezilme	
	5.02	Kabuk döküldü	
	5.44	Boyuna donatı burkulmaya başladı	

Tablo 3.1'in devamı

Kod	Süre (dk)	Davranış	Deney sonrası görünüm
C2-400-90/90	4.10	Başlık bölgesinde çatlak	
	4.23	Başlık bölgesinde ezilme	
	4.51	Kabuk döküldü	
	4.59	Boyuna donatı burkuldu	
C2-400-90/135	3.44	Başlık bölgesinde çatlaklar ve ezilme başladı	
	4.57	Kabuk döküldü	
	5.02	Boyuna donatı burkuldu	
C2-400-135/135	3.54	Bir anda gitti	
	4.25	Kabuk döküldü, boyuna donatı burkuldu	

Eksenel yükleme deneylerinin hemen tümünde, yüklemenin hasarın genellikle numunelerin alt başlık bölgesinde başladığı, devamında kabuk betonunda ezilme ve dökülmeler yaşandığı daha önce belirtilmişti. Deneylerin ileri aşamalarında, kanca açısının 90° olduğu numunelerde, kancaların açılmış halleri Şekil 3.1’de ve son aşamada ise boyuna donatı burkulmuş halleri Şekil 3.2’de görülmektedir.

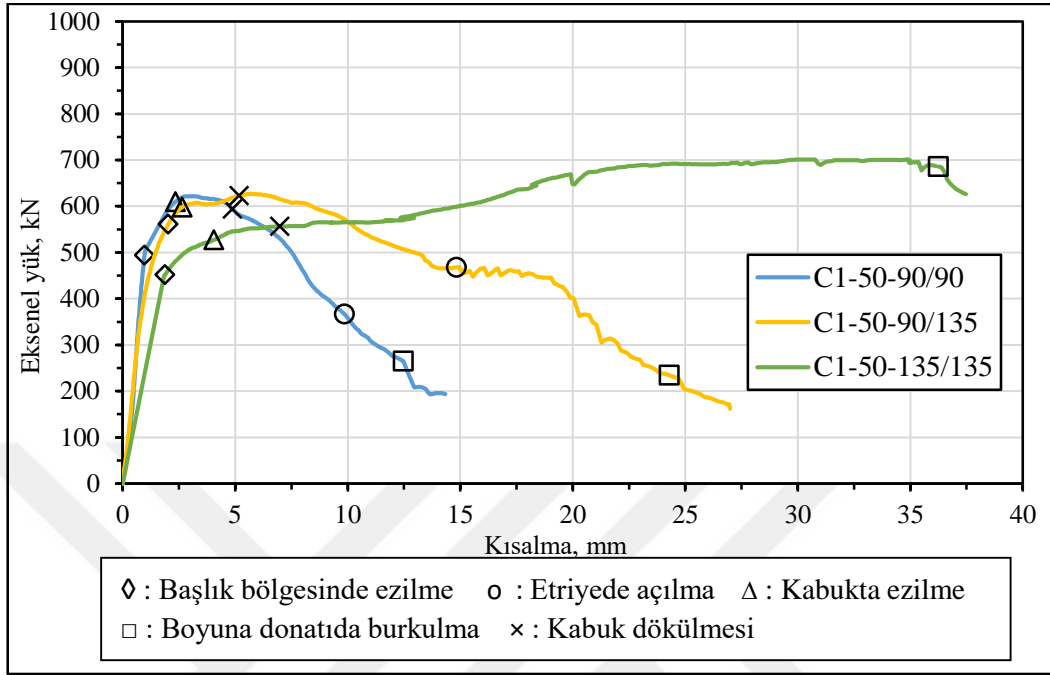


Şekil 3.1. Numunelerde etriye açılması

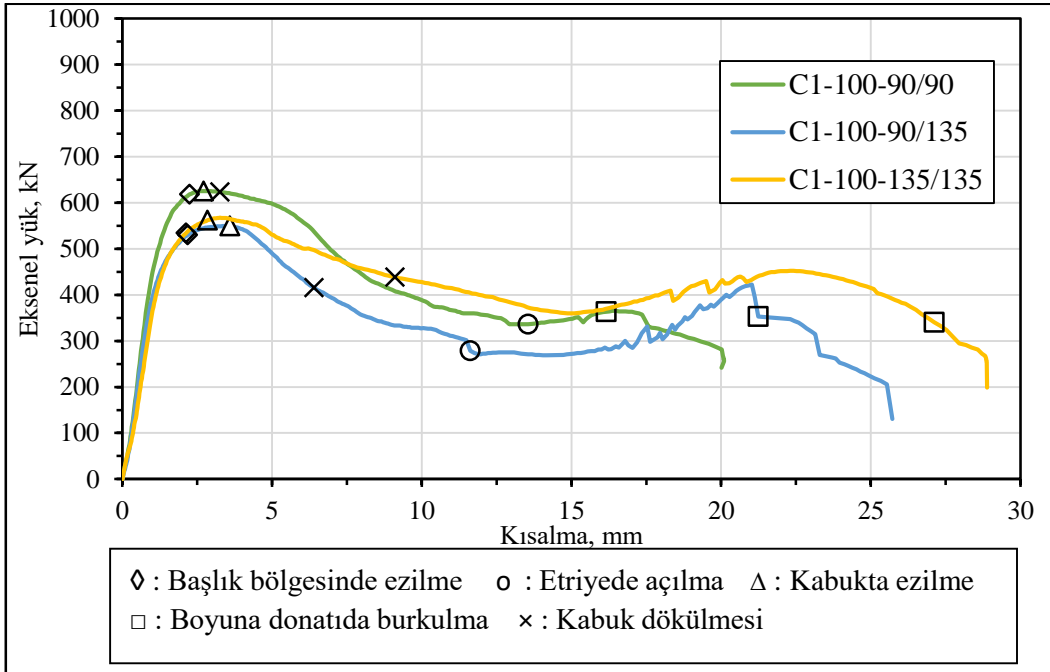


Şekil 3.2. Numunelerde boyuna donatı burkulması

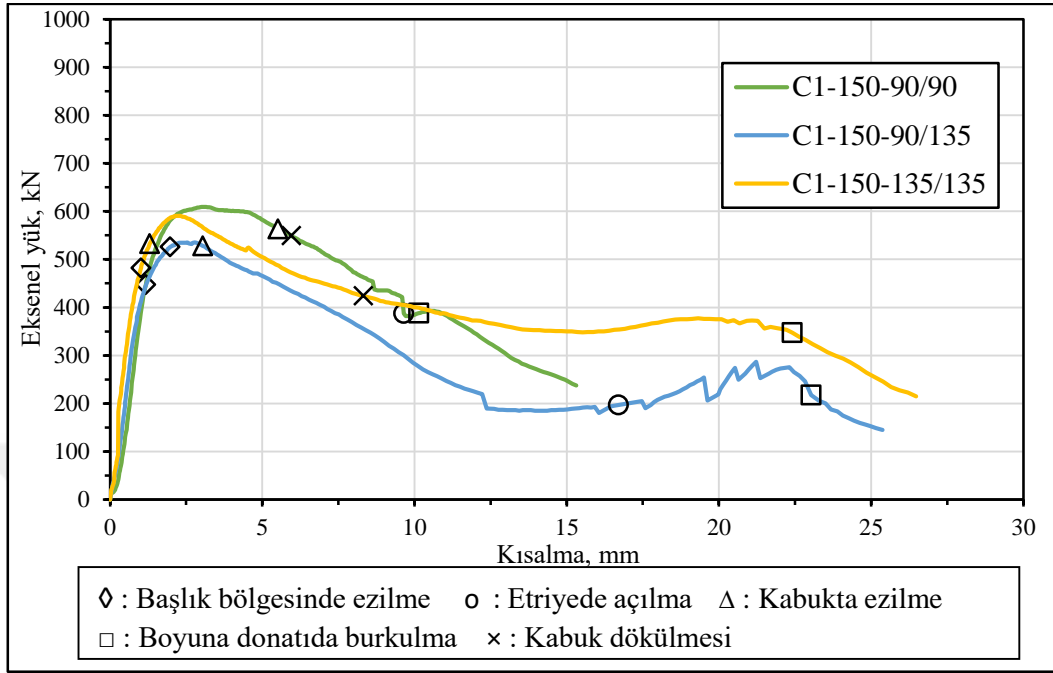
Betonarme deney elemanları üzerinde gerçekleştirilen eksenel yükleme deneylerinden elde edilen eksenel yük - kısalma eğrileri, kanca açılarının değişimine göre, farklı etriye aralıkları ve beton dayanımları için aşağıdaki Şekil 3.3-12’de verilmektedir.



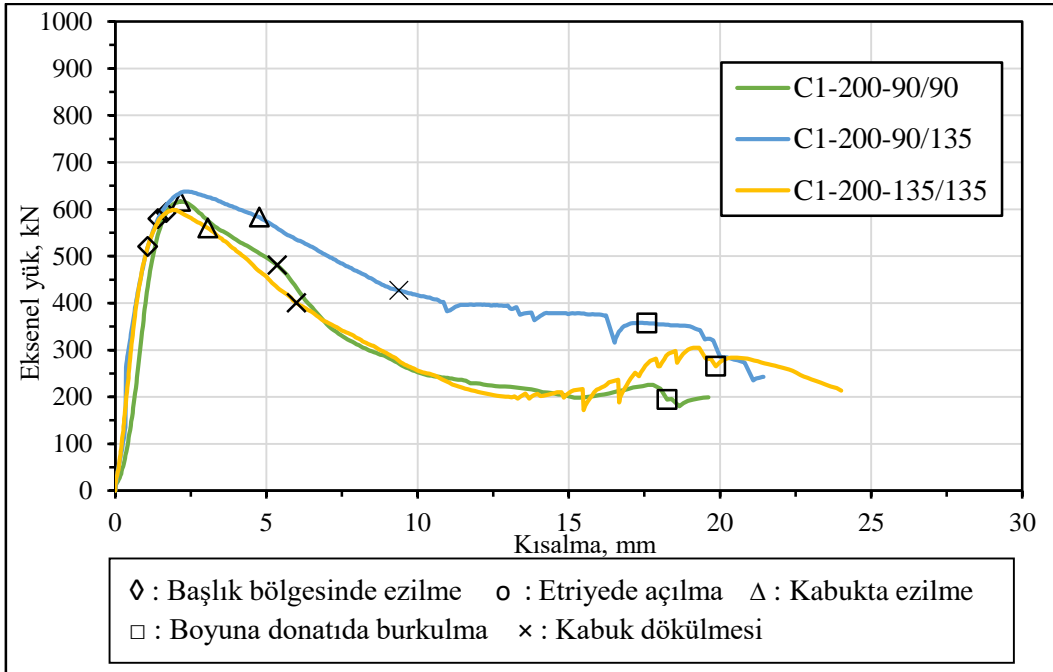
Şekil 3.3. C1 kodlu numunelerde etriye aralığının 50 mm olması halinde kanca açılarının etkisi



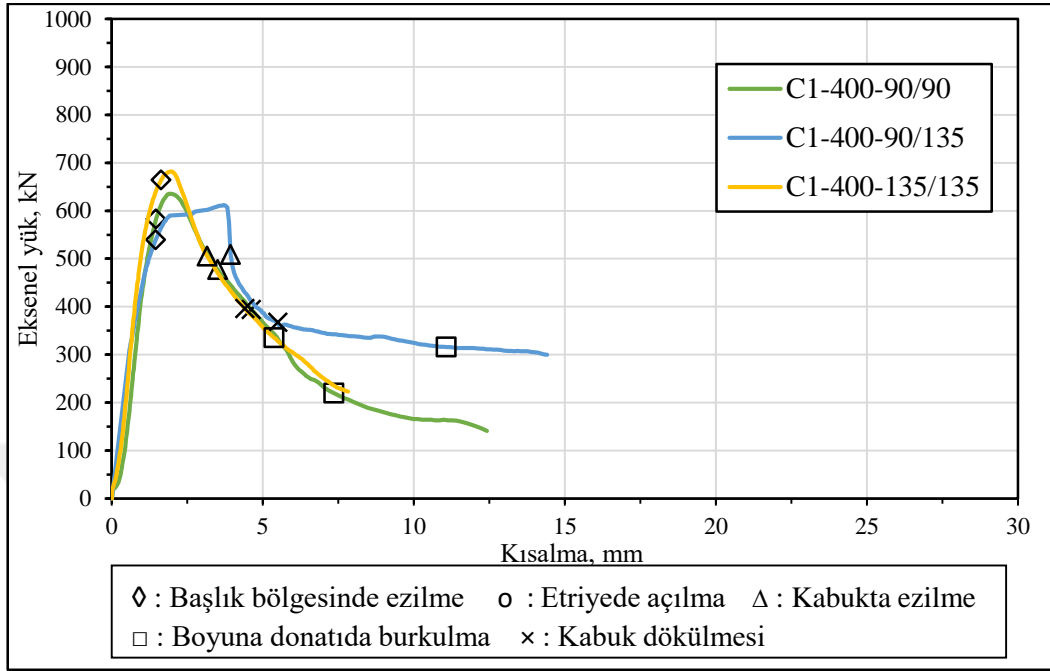
Şekil 3.4. C1 kodlu numunelerde etriye aralığının 100 mm olması halinde kanca açılarının etkisi



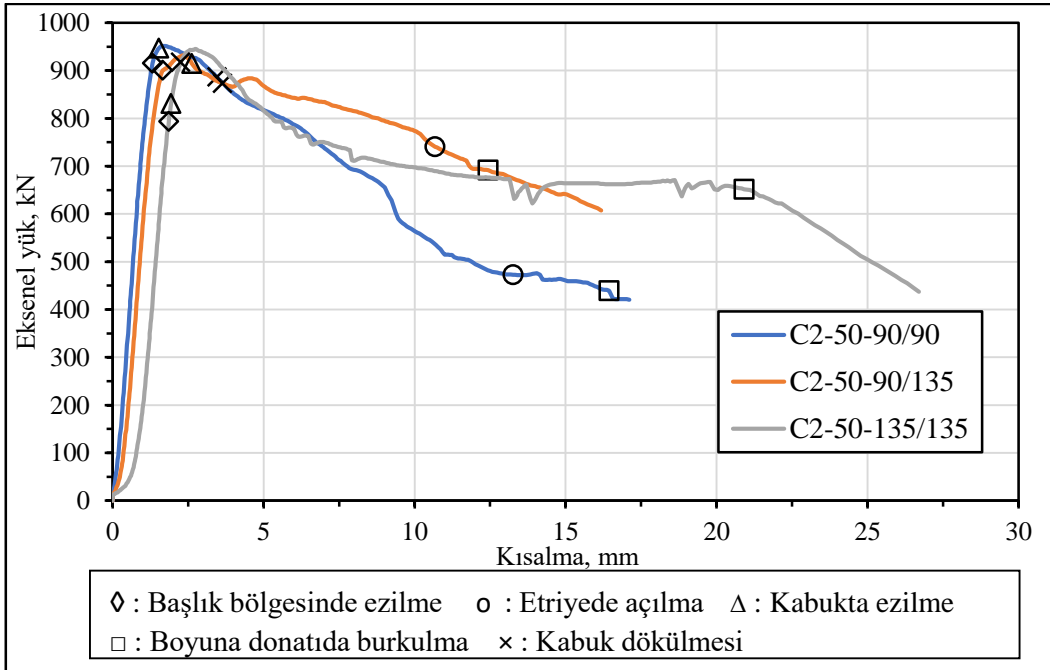
Şekil 3.5. C1 kodlu numunelerde etriye aralığının 150 mm olması halinde kanca açılarının etkisi



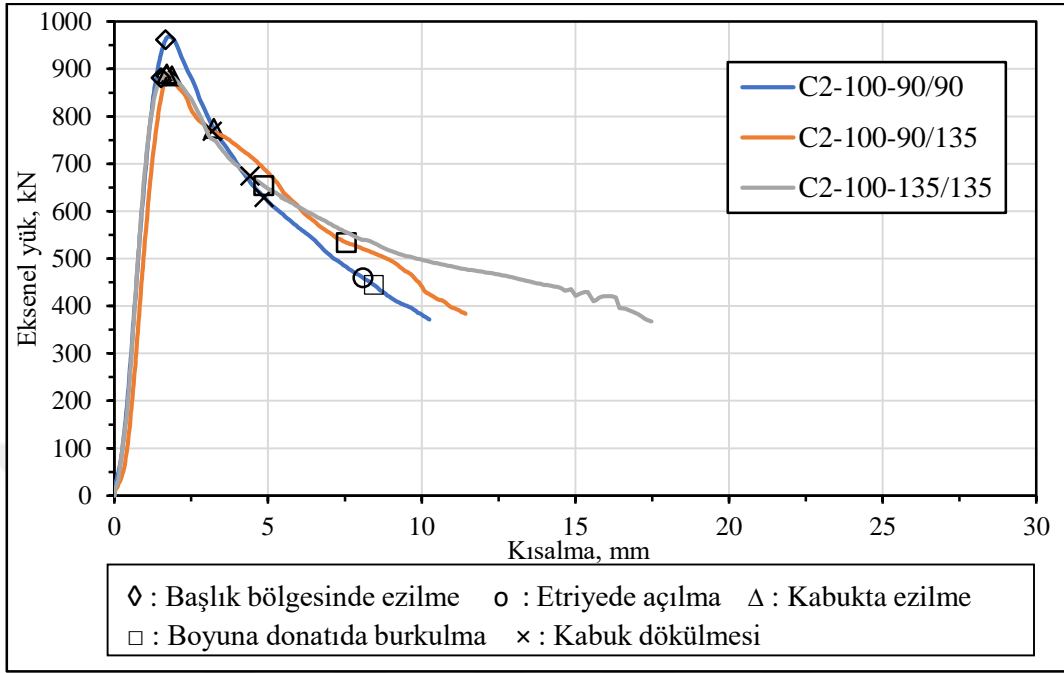
Şekil 3.6. C1 kodlu numunelerde etriye aralığının 200 mm olması halinde kanca açılarının etkisi



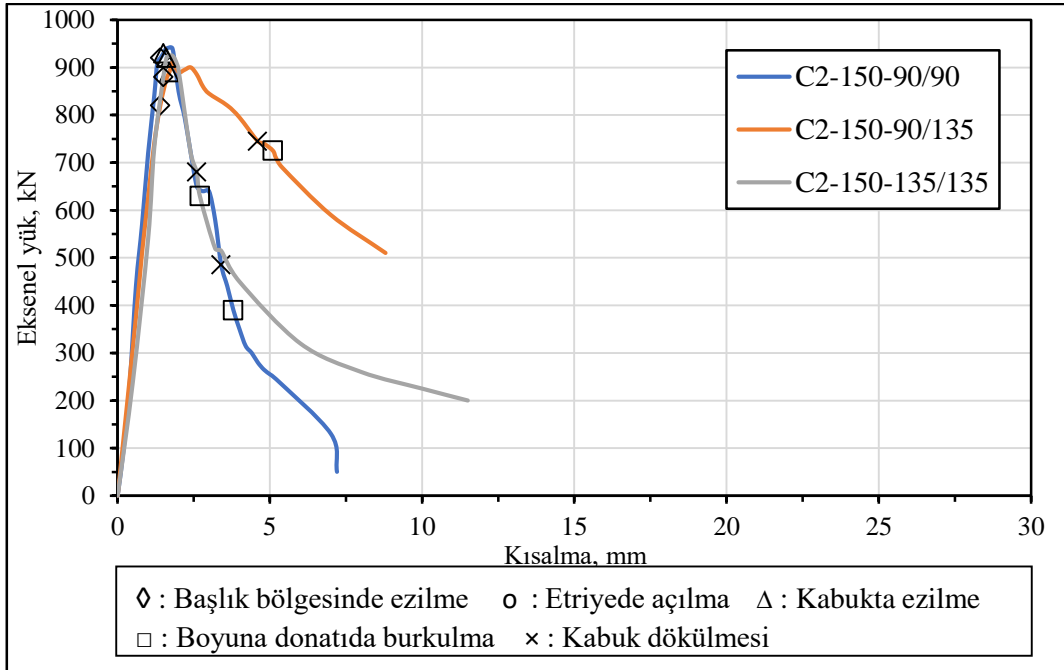
Şekil 3.7. C1 kodlu numunelerde etriye aralığının 400 mm olması halinde kanca açılarının etkisi



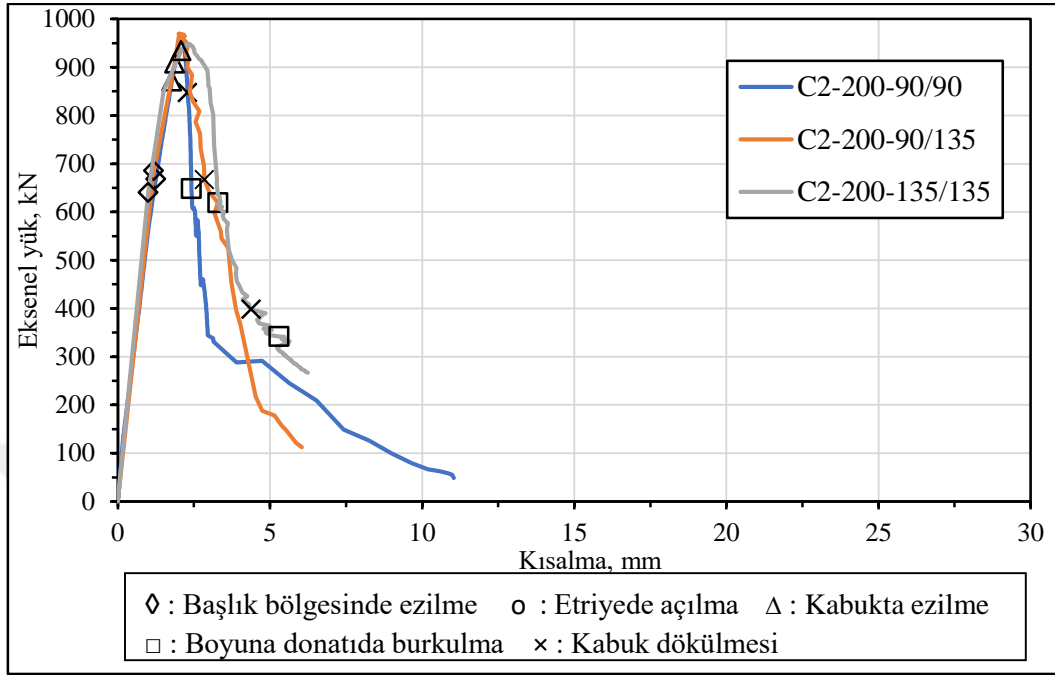
Şekil 3.8. C2 kodlu numunelerde etriye aralığının 50 mm olması halinde kanca açılarının etkisi



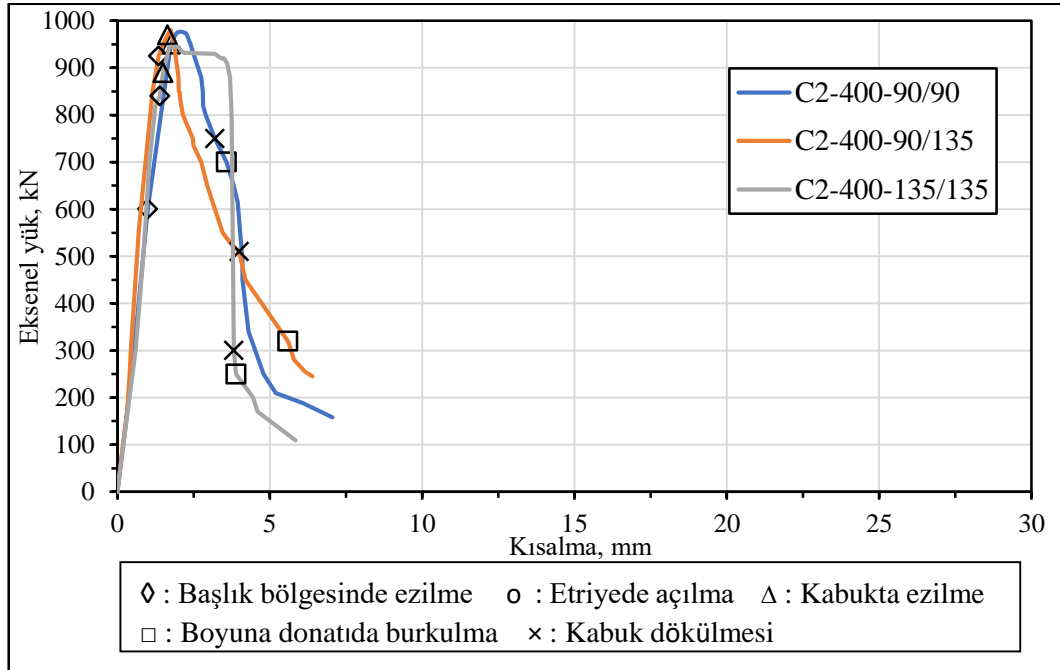
Şekil 3.9. C2 kodlu numunelerde etriye aralığının 100 mm olması halinde kanca açılarının etkisi



Şekil 3.10. C2 kodlu numunelerde etriye aralığının 150 mm olması halinde kanca açılarının etkisi



Şekil 3.11. C2 kodlu numunelerde etriye aralığının 200 mm olması halinde kanca açılarının etkisi

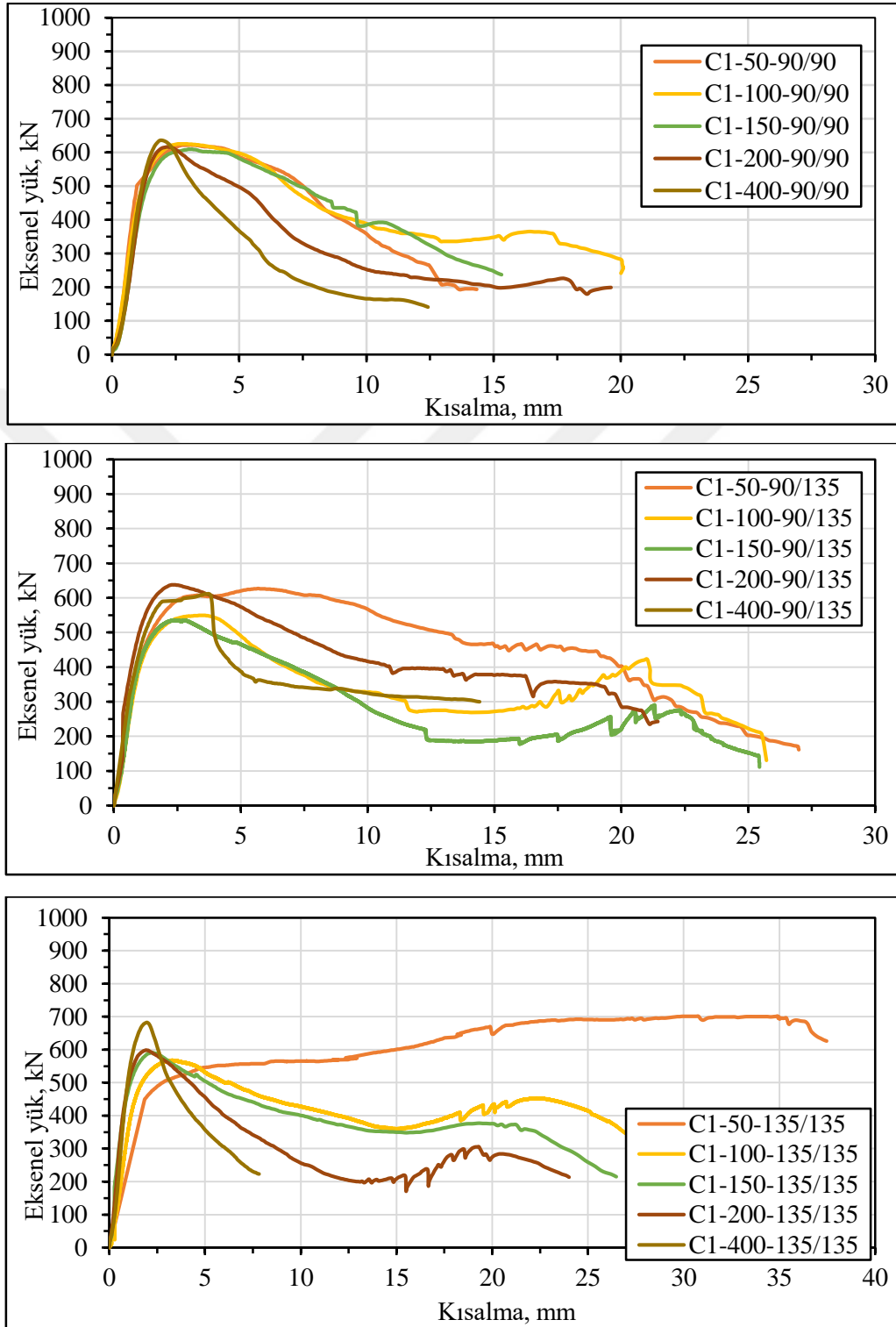


Şekil 3.12. C2 kodlu numunelerde etriye aralığının 400 mm olması halinde kanca açılarının etkisi

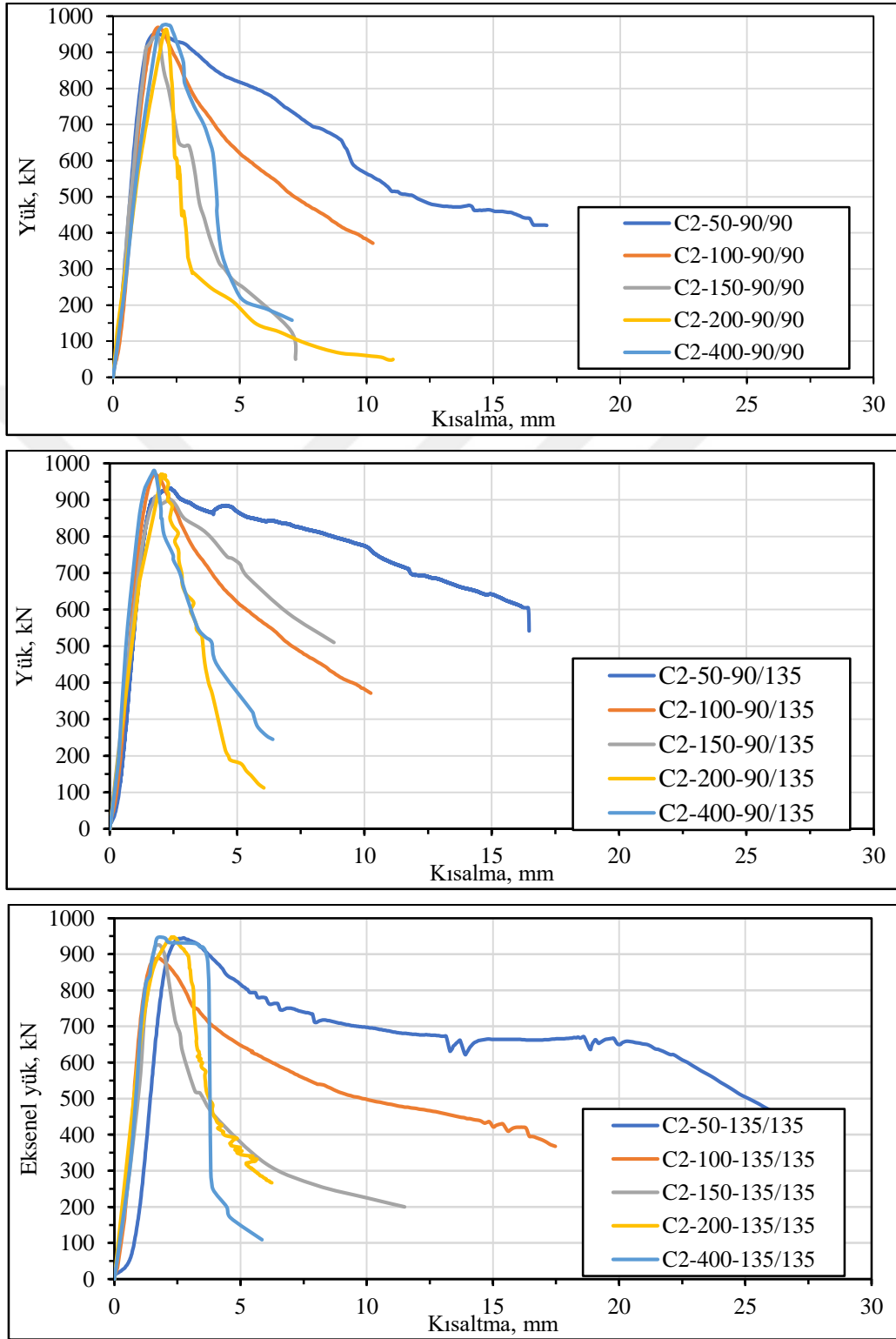
Etriye aralığının 50 mm olduğu numunelerde boyuna donatının burkulma boyu diğer numunelere göre oldukça kısa olduğu için bu numunelerin göçmesinde boyuna donatı burkulması değil, etriye açılması etkili olmuştur. Ancak, etriye kanca açılarının her ikisinin de 135 derece olduğu durumlarda etriyelerde açılma olmadığı için, göçme durumu numunenin burkulması ile gerçekleşmiştir. Ayrıca, etriye aralığının 50 mm olması halinde maksimum aksenal yük kapasitesine ulaştıktan sonra dayanım kaybetmeden numunenin şekil değiştirme yapmaya devam ettiği, dolayısıyla çok daha sünek davrandığı gözlemlenmiştir.

Etriye aralığının 100 mm ve daha fazla olduğu durumlarda göçme, etriye düzenine bağlı olarak ya etriye açılması ya da boyuna donatının burkulması ile gerçekleşmiştir. Her iki kolu 135 derece açılı kancaya sahip etriyeli kolonlarda etriye açılması oluşmadığından, bu numuneler boyuna donatının burkulması ile göçmüştür (bkz. Şekil 3.2). Etriyelerinin bir ya da her iki kolu 90 derece açılı olan numuneler ise etriye açılmasını takiben boyuna donatının burkulması ile göçme durumuna ulaşmıştır. Etriye kanca açılarının her ikisinin de 135 derece olması ve etriye aralığının 100 mm ya da daha fazla olması halinde, etriye açılması oluşmadığı için, maksimum aksenal yük seviyesine ulaştıktan sonraki davranışta bir miktar iyileşme sağladığı gözlemlenmiştir.

Aynı eğriler daha iyi karşılaştırabilmek amacıyla C1 grup kodlu numuneler için etriye kanca açılarının 90/90, 90/135 ve 135/135° olması halinde aşağıdaki Şekil 3.13'de, C2 grup kodlu numuneler için ise Şekil 3.14'te sırasıyla verilmektedir.



Şekil 3.13. C1 numunelerinde kanca açılarının 90/90, 90/135 ve 135/135° olması halinde etriye aralığının etkisi



Şekil 3.14. C2 numunelerinde kanca açılarının 90/90, 90/135 ve 135/135° olması halinde etriye aralığının etkisi

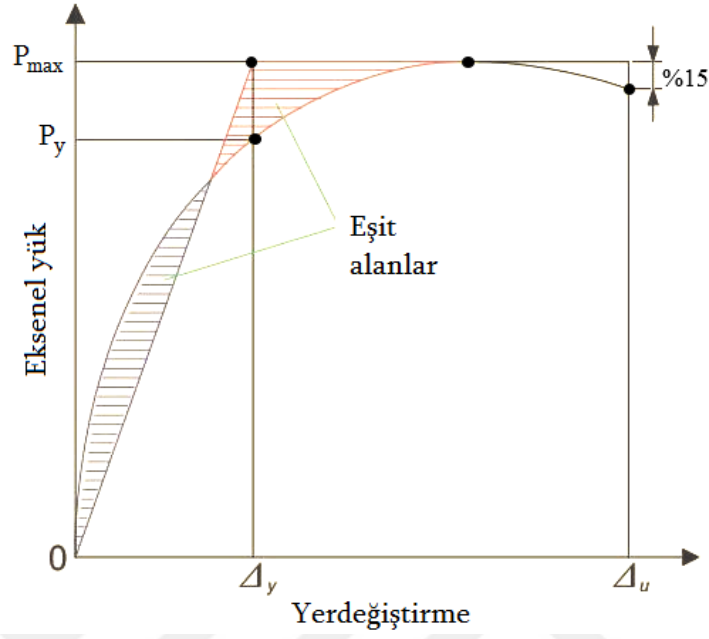
Yukarıdaki C1 grup kodlu numunelere ait Şekil 3.14'deki gruplandırılmış eğrilerin incelenmesinden, kanca açısı 90/90° olan numunelerde maksimum aksenal yük kapasite noktasının hemen hemen aynı olduğu görülmektedir. Zira bu tip kanca açısı ile yapılan düzenlemede etriyelerin açılması kapasite noktasından hemen sonra gerçekleşmeye başlamaktadır. Kanca açısı 90/135° olan numunelerde etriyenin 135° kancalı olan kolu açılmazken, 90°'lik etriye kolu açıldığından boyuna donatının burkulma boyu 90°'lik kanca doğrultusunda burkulması sonucu davranışta belirgin bir iyileşme olmadığı tespit edilmiştir. Kanca açıları 135/135° olan grupta ise beton ezildikten sonra da henüz etriye açılması oluşmadığı için, eğride tekrar yukarı yönlü toparlanma eğilimi oluşmakta ancak boyuna donatıların da burkulmasıyla yüke karşı koyacak eleman kalmadığından kırılma süreci sonlanmaktadır. Benzer durum yaklaşık iki kat daha yüksek basınç dayanımına sahip C2 grup kodlu numunelerde de gözlemlenmiştir(bkz Şekil 3.15). Bu numunelerde beton dayanımı daha yüksek olduğundan, maksimum aksenal yük kapasitesi ortalama olarak %35 artmış, ancak buna karşın maksimum kısalma %99.3 azalmıştır.

3.2. Deneysel Elemanlarının Süneklikleri

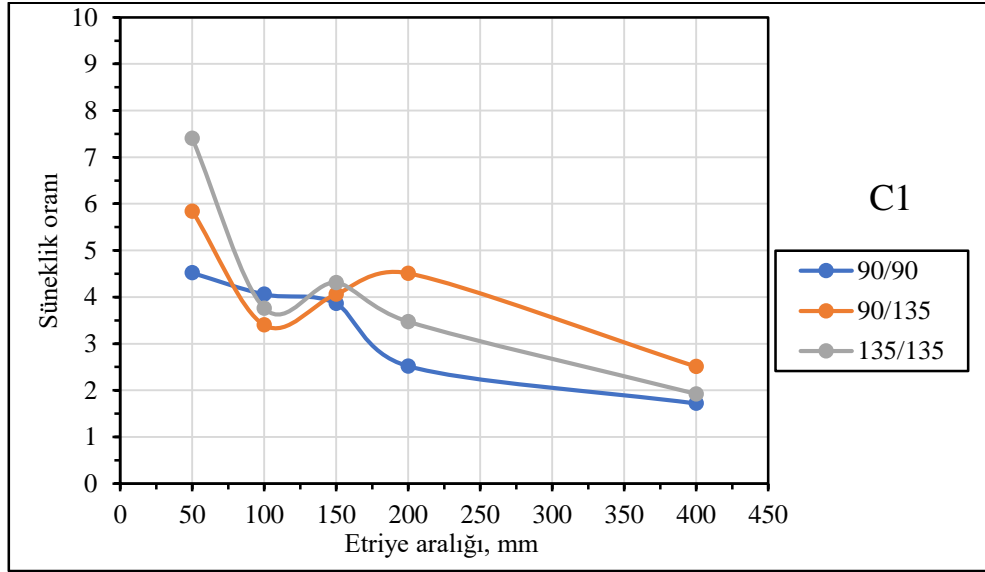
Süneklik değerleri, her bir deneysel elemanına ait yük-kısalma eğrilerinden yararlanılarak elde edilmiştir. Bu amaçla, her deneysel elemanı için akma ve maksimum yerdeğiştirme noktaları Park[49] tarafından önerilen eşdeğer enerji tüketme kriterine göre, deneysel numunelerinin aksenal yük - kısalma eğrileri kullanılarak, Şekil 3.15'te görülen eşit alanlar yöntemine uygun olarak belirlenmiştir. Süneklik hesabında maksimum yerdeğiştirme (Δ_u), maksimum aksenal yükün %15 azalmasına karşılık gelen yerdeğiştirme değeri olarak kabul edilmiştir. Böylece süneklik maksimum yerdeğiştirme değerinin (Δ_u), akma yerdeğiştirmesine (Δ_y) oranı olarak

$$\rho = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.1)$$

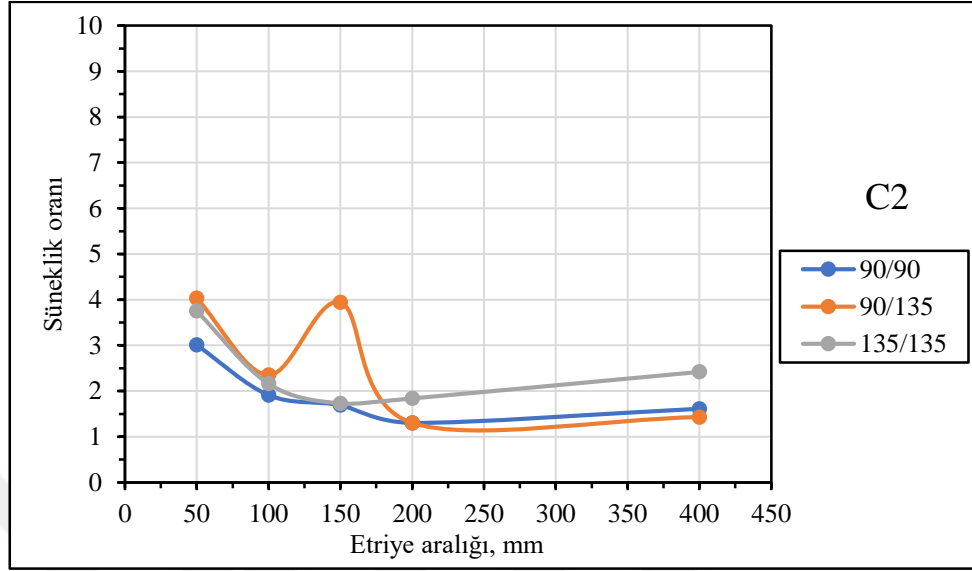
şeklinde hesaplanmıştır[50]. Belirlenen sünekliklerin kanca açısı ve etriye aralığına göre değişimlerini gösteren eğriler Şekil 3.16 ve 3.17'de verilmektedir.



Şekil 3.15. Süneklik oranının belirlenmesi [49]



Şekil 3.16. C1 grup kodlu numunelerin sünekliklerinin değişimi



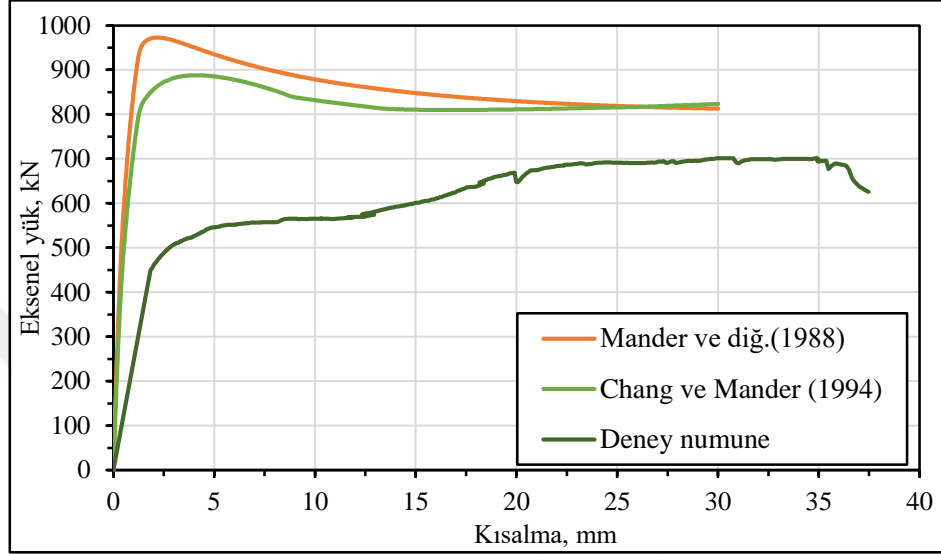
Şekil 3.17. C2 grup kodlu numunelerin sünekliklerinin değişimi

Deney sonuçlarına göre en fazla süneklik değerleri etriye aralığı 50 mm olan numunelerde görülmüştür. Etriye aralığı arttıkça süneklik değerlerinde azalma eğilimi ortaya çıkmıştır. Etriye kanca açıları 135/135 derece olan numunelerde etriye açılması görülmediğinden bu numuneler etriye açılması olan diğer numunelerden genel olarak daha sünek davranmıştır. Ayrıca deneysel kırılma davranışları açısından incelendiğinde, 50 mm aralıklı etriyeye sahip numunelerdeki etriyenin yeterli olduğu kabul edilmiştir. Zira, daha geniş aralıklı etriye durumunda numunelerdeki kırılmayı boyuna donatılardaki burkulma olayı yönlendirmiştir. Etriye kanca açılarının 90/135 ve 90/90 derece olması durumlarında ise etriye açılması olayı ön plana çıktığından, etriye aralığının artışına bağlı olarak, çeşitli deneysel faktörlerin de etkisiyle, hesaplanan süneklik değerleri arasında bazı uyumsuzluklar görülmüştür.

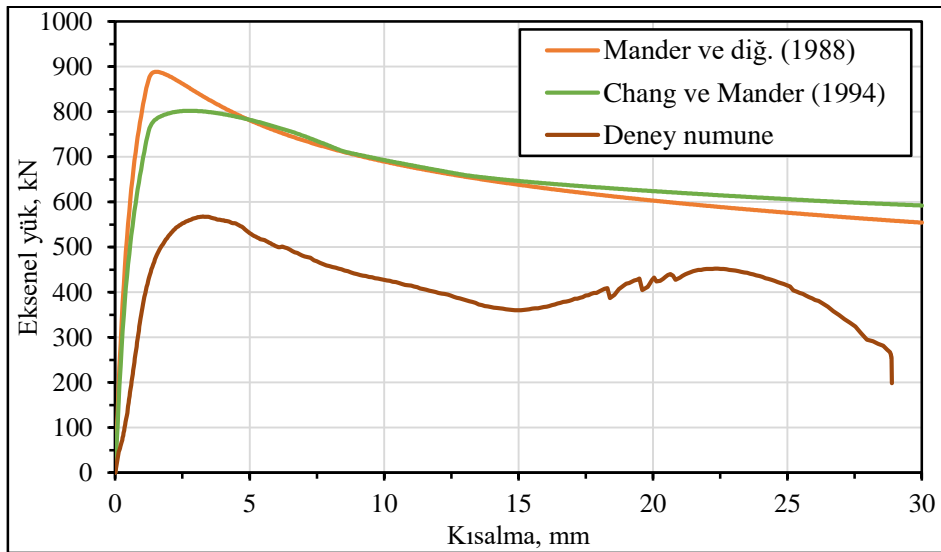
3.3. Analitik Çalışma

Bu analitik çalışmada etriye kanca açısı sadece 135/135° olan kolonlara ait eksenel yükleme deney sonuçları Mander[17] ve Chang ve Mander[23] tarafından önerilen analitik modellerle *SeismoStruct* adı verilen paket program kullanılarak karşılaştırılmıştır.

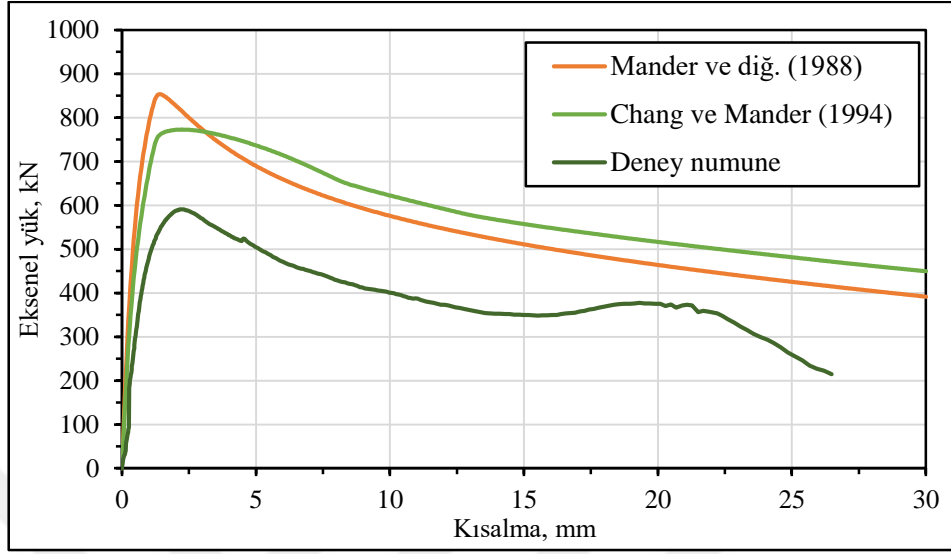
Gerçekleştirilen çalışma sonucunda elde edilen aksenal yük kısalma eğrileri deneysel eğrileriyle birlikte aşağıdaki Şekil 3.18-3.27’de verilmektedir.



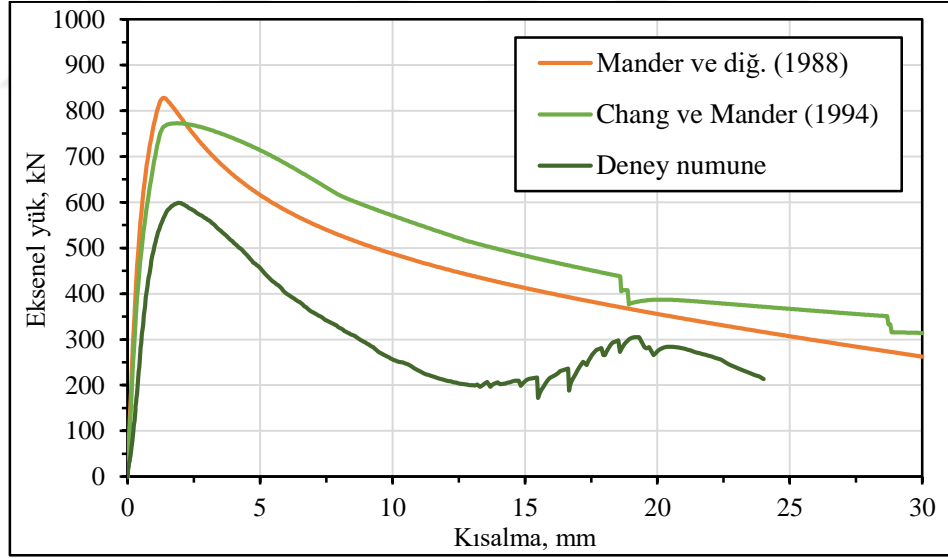
Şekil 3.18. C1 kodlu, etriye aralığı 50 mm olan numunelerde aksenal yük-kısalma eğrilerinin karşılaştırılması



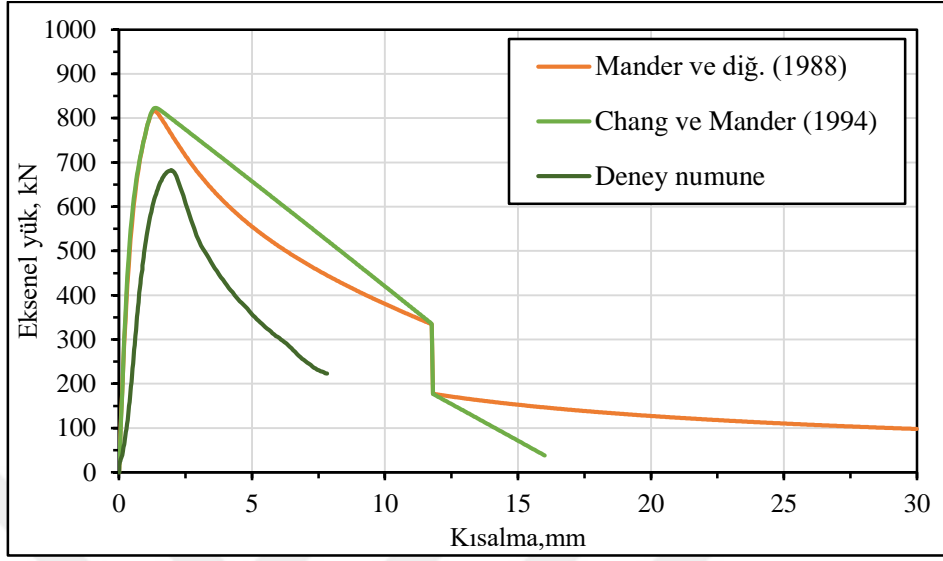
Şekil 3.19. C1 kodlu, etriye aralığı 100 mm olan numunelerde aksenal yük-kısalma eğrilerinin karşılaştırılması



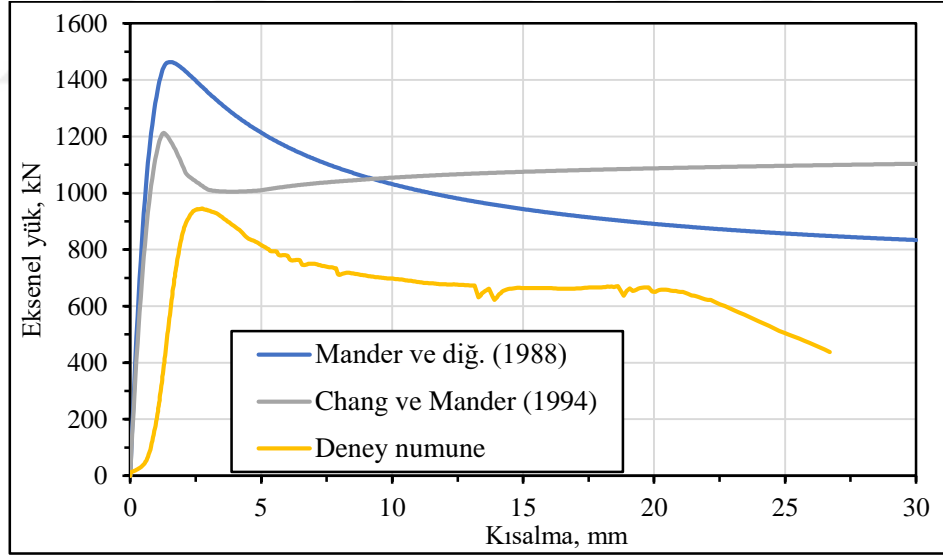
Şekil 3.20. C1 kodlu, etriye aralığı 150 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması



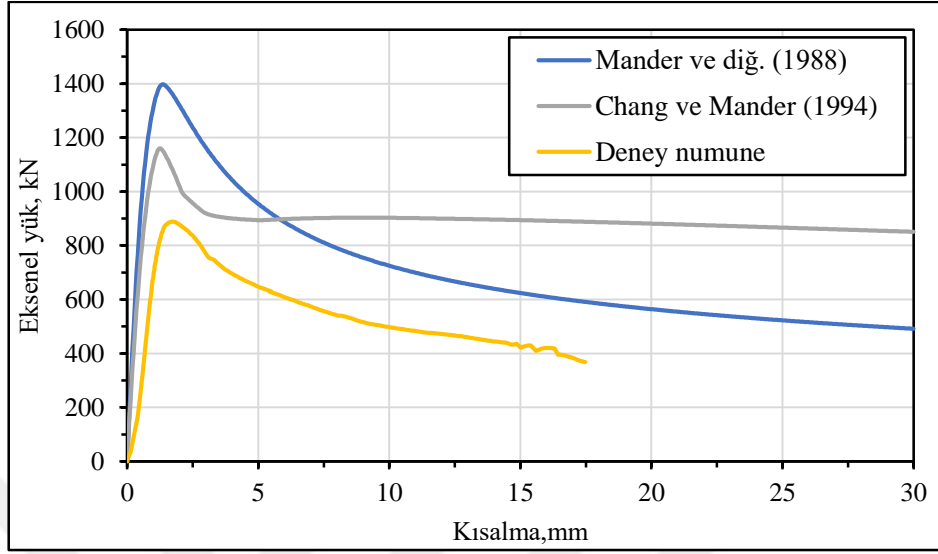
Şekil 3.21. C1 kodlu, etriye aralığı 200 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması



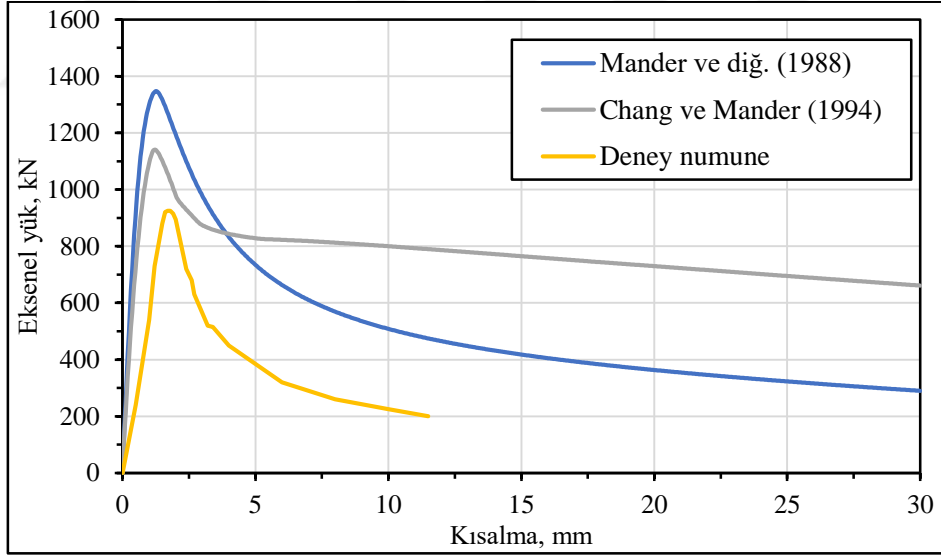
Şekil 3.22. C1 kodlu, etriye aralığı 400 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması



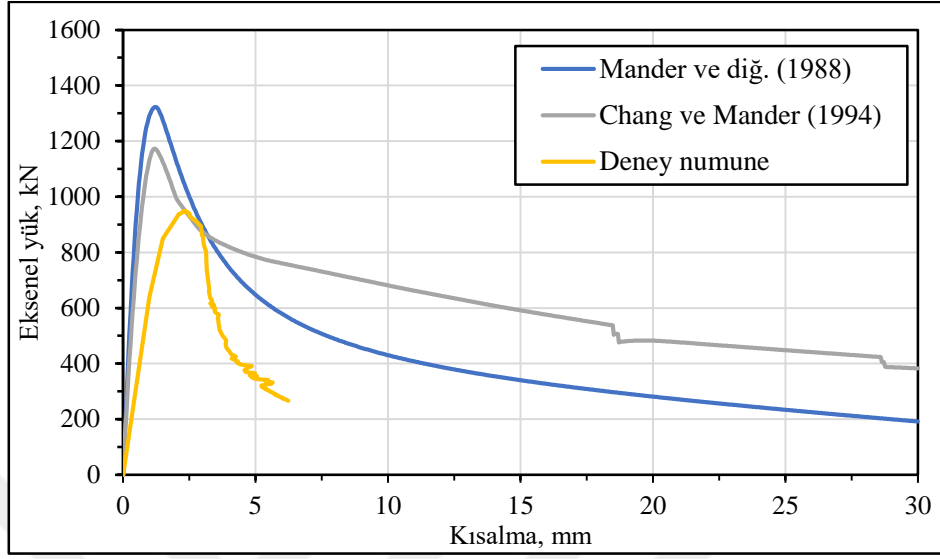
Şekil 3.23. C2 kodlu, etriye aralığı 50 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması



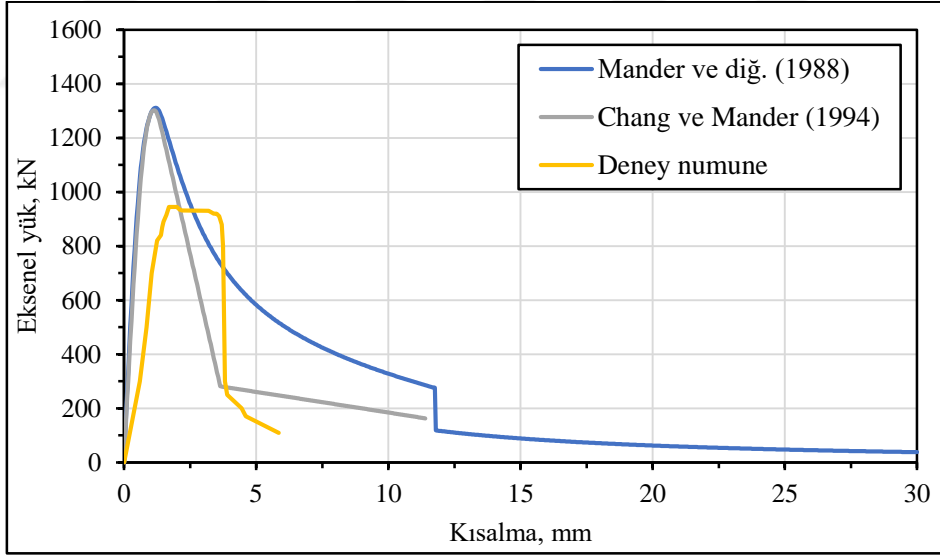
Şekil 3.24. C2 kodlu, etriye aralığı 100 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 3.25. C2 kodlu, etriye aralığı 150 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 3.26. C2 kodlu, etriye aralığı 200 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 3.27. C2 kodlu, etriye aralığı 400 mm olan numunelerde eksenel yük- kısalma eğrilerinin karşılaştırılması

Yukarıdaki deneysel ve analitik eğrilerin karşılaştırılmasından, analitik modellerin deneysel eksenel yük- kısalma davranışına genellikle benzer olduğu görülmektedir. Analitik modellerden hesaplanan maksimum eksenel yük kapasiteleri, deneysel olarak hesaplanan kapasitelerden C1 ve C2 kodlu numuneler için ortalama olarak; C1 kodlu numunelerde Mander

modeli için %27.9, Chang ve Mander modeli için %22.6; C2 kodlu numuneler ise Mander modeli için %32, Chang ve Mander modeli için %22.3 fazla olduğu belirlenmiştir. Analitik çalışmalar başlığı altında 90/135° ve 90/90° kanca açılı numunelerin analitik modellere karşılaştırması, modellerin sadece standart deprem etriyesi tipi olan 135/135° kanca açısına sahip kolonlar için geliştirilmiş olması nedeniyle yapılamamıştır.



4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada betonarme kolonlarda etriye kanca açısının farklı düzenlenmesinin eksenel yük altındaki kolon davranışına etkisi deneysel olarak araştırılmıştır. Çalışmanın tümünden çıkartılabilecek sonuçlar ve bazı öneriler aşağıda sıralanmaktadır.

Çalışmada kullanılan düşük ve orta seviyede beton sınıflarının her ikisinde etriye aralığının 50 mm'den fazla olduğu durumlarda kanca düzenlemesinin numunenin taşıma kapasitesi ve kapasiteye ulaşıldıktan sonraki davranışı üzerinde olumlu bir etkisi olmadığı görülmüştür.

Etriye aralığının 50 mm ve kanca açılarının her ikisinin de 135° olması durumu, kapasiteye ulaşıldıktan sonraki davranış diğer etriye aralığı ve kanca açısı kombinasyonlarına göre en uygun durumdur. Bu durumda maksimum kapasiteye ulaşıldıktan sonraki davranış göz önünde bulundurulduğunda, sargı etkisinin düşük dayanımlı betona sahip numunelerde çok daha fazla olduğu görülmüştür. Bunun sebebinin etriyenin sağladığı sargı basıncının düşük dayanımlı betonda daha büyük bir etki göstermesi olduğu düşünülmektedir.

Kanca açılarının $90/135^\circ$ olması durumunda 135° 'lik kancalar açılmazken, 90° 'lik kancalar açılmaktadır. Bu açılma sonucunda boyuna donatı 90° 'lik etriye kolu doğrultusuna dik burkulma boyu büyüdüğü için bu doğrultuda burkulmaya başlamaktadır. Sonuç olarak $90/135^\circ$ kanca açısı olması durumu ile açılarının $90/90^\circ$ olması durumunun birbirine çok yakın sonuçlar doğurduğu tespit edilmiştir. Bu durumun her iki beton dayanım düzeyinde aynı olduğu görülmüştür.

Kanca açılarının $135/135^\circ$ olması durumunda kancalarda açılma görülmemiştir. Bunun sebebinin, kanca uçlarının sargı betonu içinde kalmasından dolayı kancanın hareket edememesi olduğu geçmiş kaynaklarda belirtilmektedir. Bu durumun geçerli olduğu, yapılan deneylerde de gözlemlenmiştir. Etriyelerde açılma görülmediği için, boyuna donatı burkulma boyları etriye

aralığı ile sabit kalmıştır. Buna bağılı olarak, etriye kanca açılarının 135° olduğu ve etriye hacimsel oranının yeterli olduğu durumlarda en iyi davranışı elde etmenin mümkün olduğu gösterilmiştir.

Deney sonuçlarına göre C1 kodlu numuneler C2 kodlu numunelerden ortalama %50 daha fazla maksimum kısalma oranına sahiptir. Bunun nedeni, C1 kodlu numunelerin daha düşük dayanımlı olmasından dolayı C2 kodlu numunelerden daha sünek davranması olarak açıklanabilir.

Etriye aralığı arttıkça eleman davranışında donatı burkulmasının hakim olduğu ve etriye açılması oluşmadan kırılma gerçekleştiği tespit edilmiştir.

Özetle bu çalışma, etriye kanca açılarının yöntemliklerde belirtilen 135° olarak yapılmasının çok önemli bir gereklilik olduğunu, aksi durumda kancalardan birinin bile 90° yapılması durumunda etriye açılmasıyla oluşan asimetrik sargı etkisi ve erken boyuna donatı burkulması sonucunda beklenmedik kapasite düşüşleri ve göçmelerin ortaya çıkması kaçınılmaz olduğunu göstermiştir. Çalışmanın farklı beton türleri ve farklı numune boyutları için genişletilmesinde fayda vardır.

5. KAYNAKLAR

1. T.C. Resmi Gazete, Deprem Bölgelerde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmenlik, (26454), 06.03.2007, 32-41.
2. Doğangün, A., Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı, Birsen Yayınevi Ltd. Şti., İstanbul, 2005.
3. TS 500, ICS 91.080.40 Türk Standartları Enstitüsü, Şubat 2000.
4. ACI 315-99, Reported by ACI Committee 315, Details and Detailing of Concrete Reinforcement, 1999.
5. The European Union Per Regulation, European Standard EN 1998-1, EuroCode 8: Design of Structures for Earthquake resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, 2004.
6. Ersoy, U., Betonarme Temel İlkler ve Taşıma Gücü Hesabı 1.cilt, Bizim Büro Basımevi, 1985.
7. TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Yüksek Dayanımlı Beton, 2. Ulusal Beton Kongresi, İstanbul, 1991.
8. Sarıbaş. İ., Enine Donatı Detaylarındaki Yetersizliklerin Betonarme Kolonların Eksenel Yükler Altındaki Performansına Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2013.
9. Hognestad, E., Norman W. Hans. ve McHenry, D., Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, Journal Proceedings, 1955.
10. Roy, H., E. H. ve Sozen, M., A., Ductility of Concrete, Special Publication 12:213-235, 1965.
11. Uzbaş. B., Beton için Geliştirilen Gerilme-Şekil Değiştirme Modellerinin Karşılaştırılması, Politeknik Dergisi, 17,3 (2014), 115-126.
12. Sargin, M., Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections, Study No. 4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, 1971.
13. Kent, Dudley Charles, and Park, Robert, Flexural Members with Confined Concrete, Proceedings, ASCE, V. 97, ST7, July 1971.

14. Işıltan. Ö., Betonarme Kolonlar İçin DBYBHY2007, EUROCODE 8 ve FEMA 356 İle Yapılan Performans değerlendirmelerinin Deney Sonuçlarıyla Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2010.
15. Sheikh, S., A., Uzumeri, S., M., Strength and Ductility of Tied Concrete Columns, Journal of the structural division, 106(ASCE 15388 Proceeding), 1980.
16. Kaltakçı.Y.M., Köken. A. ve Yılmaz. S.Ü., Eksenel Yük Altındaki çelik Lifli ve Lifsiz Etriyeli Betonarme Kolonların Davranışının Deneysel ve Analitik Olarak İncelenmesi, DEÜ Mühendislik Fakültesi fen ve Mühendislik Dergisi, Cilt: 8 Sayı: 1 s. 65-85, 2006.
17. Mander J., B., Priestley M., J., N. ve Park, R., Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of structural engineering, 1988.
18. Reddiar. M., K., M., Stress-strain model of unconfined and confined concrete and stress-block parameters, Master Thesis, Texas A & M University, 2010.
19. CEB-FIP C. Model Code for Concrete Structures, Bulletin D'Information, 1990.
20. Telford. T., Comite Euro – International Du Beton, CEB-FIP Model Code, 1990.
21. Saatcioglu, M. ve Razvi, S., R., Strength and Ductility of Confined Concrete, Journal of Structural engineering, 1590-1607, 1992.
22. DIN E. N. 1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton-und Spannbetontragwerken–Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN. 1992.
23. Chang, G., A., Mander, J., B., Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: part 1-evaluation of seismic capacity, 1994.
24. Noor. M., Compression behavior, strength, and ductility of confined concrete after inelastic tensile cyclic loading, Theses and Dissertations, Lehigh University, 2014.
25. Ilki, A., Kumbasar, N., Koc, V., Low Strength Concrete Members Externally Confined with FRP sheets, Structural Engineering and Mechanics, 2004.
26. Sakai, K., and Sheikh, S. A, What Do We Know About Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)," American Concrete Institute Structural Journal, ACI, 1989.

27. Itakura. Y. and Yagenji. A., Compressive Test on High-Strength R/C Columns and Their Analysis Based on Energy Concept, Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid,1992.
28. Ozden. S., Behaviour of High-Strength Concrete Under Strain Gradient, Master Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, 1992.
29. Canbay. E., Behaviour behavior of High-Strength Concrete Columns Under Eccentric Compression – Tied Columns, Degree of Master, The Middle East Technical University, Ankara, 1995.
30. Lin. W. H., Experimental Evaluation of the Behavior of Tied High-Strength Concrete Columns, Theses and Dissertations, Lehigh University, USA, 1996.
31. Hakuto. S., Seismic Performance of Reinforced Concrete Columns With 90 Degree End Hooks for Shear Reinforcement Under High Speed Loading, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ) 75-82, Kanagawa, Japan, 1997.
32. Kodur. V., Khaliq. W. ve Raut. N., An approach to account for tie configuration in predicting fire resistance, Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan State University, USA, NUST Institute of Civil Engineering, School of Civil and Environmental Engineering (SCEE), National University of Sciences and Technology (NUST), Islamabad 44000, Pakistan, Offshore Structural Analysis (SACS), Bentley Systems Inc., Metairie, LA 70002, USA, 2013.
33. Güley. E. E., Yetersiz Sargılama Kare ve Dikdörtgen Betonarme Kolonlarda Enine Donatı Detaylarının Sünekliğe Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2014.
34. Aoude. H., Hosinieh. M.M., Cook. D. W. ve Mitchell. D., Behavior of Rectangular Columns Constructed with SCC and Steel Fibers, Journal of Structural Engineering, Canada, 2014.
35. TS 706 EN 12620, Beton Agregaları, TSE, Ankara, 2003.
36. TS 3526, Beton Agregalarında Özgül Ağırlık ve Su Emme Oranı Tayini, TSE, Ankara,1980.
37. TS 3529, Beton Agregalarının Birim Ağırlıkları Tayini, TSE, Ankara, 1980.
38. TS EN 197-1, Çimento- Bölüm 1: Genel Çimentolar - Bileşim, özellikler ve uygunluk kriterleri, TSE, Ankara, 2012.

39. TS 138 EN 10002-1, Metalik Malzemeler – Çekme Deneyi–Bölüm 1: Ortam Sıcaklığında Deneyi Metodu, TSE, Ankara, 2004.
40. TS 708, Çelik - Betonarme İçin – Donatı Çeliği, Ankara, 2010.
41. DBYBHY Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, 2007.
42. Eurocode-2, Design of Concrete Structures, European Comitte for Standardisation, Brussels, 1999.
43. TS 802, Beton Karışım Tasarımı Hesap Esasları, TSE, Ankara, 2009.
44. SeismoSoft, SeismoStruct, A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, Disponível online em: <http://www.seismosoft.com> 2006.
45. Monti., G, Nuti., C, ve Santini., S, CYRUS. Cyclic Response of Upgraded Sections, Report No. 96-2, University of Chieti, Italy, 1996.
46. Menegotto., M. Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending, Proc. IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by welldefined repeated loads, 1973.
47. Filippou., F., C., Bertero., V. ve V., Popov., E., P, Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints, 1983.
48. Monti., G. ve Nuti., C, Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling, Journal of Structural Engineering, 1992.
49. Park, J., Y. ve Phillips, P., C., B., Statistical Inference in Regressions with Integrated Processes: Part 2, Econometric Theory, 1989.
50. Hamzaçebi.S., Prefabrike Yapılarda Kolon – Temel Birleşimlerinin Deneysel Olarak İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 2011.

ÖZGEÇMİŞ

Zviad TURMANIDZE, 1991 yılında Gürcistan'ın Batum şehrinde doğdu. Merisi Lisesi'nden 2009 yılında mezun olduktan sonra 2009 yılında Batumi Şota Rustaveli Üniversite Teknoloji Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde lisans eğitimine başladı ve bu bölümden 2013 yılında mezun oldu. Aynı yıl Ankara Üniversitesi TÖMER'de Türkçe bir yıl eğitimi başarılı tamamladıktan sonra 2014 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans öğrenimine başladı. Anadili Gürcüce olup iyi derecede Türkçe ve Rusça bilmektedir.