

38382.

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

DOĞU KARADENİZ BÖLGESİ DOĞAL HAFİF AGREGALARINDAN BİRİYLE

YAPILAN HAFİF BETONUN GELENEKSEL BİR BETONLA

KARŞILAŞTIRMALI OLARAK İNCELENMESİ

TR. TÜRKER ÖZALP  
KURUMANTASYON MURCHER

İnş. Yük. Müh. Metin HÜSEM

38382

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünce

" Doktor "

Ünvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 13.01.1995

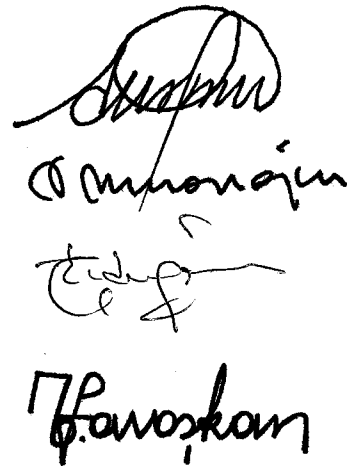
Tezin Sözlü Savunma Tarihi : 08.06.1995

Tezin Danışmanı : Prof. Dr. Ahmet DURMUŞ

Jüri Üyesi : Prof.Dr. Aydın DUMANOĞLU

Jüri Üyesi : Prof.Dr. Turhan Y. ERDOĞAN

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Temel SAVAŞKAN



Ocak 1995

TRABZON

## ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Doktora Tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Doğu Karadeniz Bölgesi doğal hafif agregalarından biriyle yapılan hafif betonun geleneksel bir betonla karşılaştırmalı olarak incelenmesi konusundaki bu çalışmayı bana önererek, diğer önemli görevlerine rağmen, çalışmamı başlangıcından sonuna kadar sürekli takip eden, çalışmam boyunca bana araştırma zevki veren ve bilimsel düşünce disiplini kazanmamı sağlayan, tezimin her aşamasında geniş bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım yönetici hocam, Sayın Prof. Dr. Ahmet DURMUŞ ' a şükran ve saygılarımı sunmayı çok zevkli bir görev sayarım.

Bu çalışma, Devlet Planlama Teşkilatı tarafından desteklenen 91.112.001.5 kod numaralı " Karadeniz Bölgesi Doğal Hafif Agregalı Yataklarının Belirlenmesi ve Bunların Yekpare ve Prefabrik Beton Yapılarda Kullanılabilirlik ve Yararlarının Araştırılması" başlıklı araştırma kapsamında yapılmıştır. Çalışmaya maddi destek sağlayan Devlet Planlama Teşkilatı'na, başta Rektörümüz Sayın Prof. Dr. Aydın DUMANOĞLU ve Araştırma Fonu Yönetim Kurulu Başkanı Sayın Prof. Dr. Ragıp ERDÖL olmak üzere üniversitemiz idaresine ve çalışmada emeği geçen tüm akademik, idari ve laboratuvar personeline şükranlarımı sunarım.

Burada, öğrenimim boyunca bana emeği geçen, tüm hocalarımı saygıyla anar, kendilerine minnettar olduğumu belirtmek isterim.

Çalışmalarım sırasında yakın ilgi ve yardımlarını gördüğüm laboratuvar arkadaşlarıma, özellikle Arş. Gör. Selim PUL ' a ve Jeoloji Mühendisliği Bölümü'nden Sayın Prof. Dr. Mustafa ASLANER ' ile Arş. Gör. Hasan KOLAYLI ' ya teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmam süresince beni sabır ve şefkatle destekleyen ailemin tüm fertlerine müteşekkir olduğumu belirtir, çalışmalarım esnasında kaybettiğim annemi rahmetle anar, çalışmanın ülkemize yararlı olmasını gönülden dilerim.

TRABZON, Ocak 1995

Metin HÜSEM

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u> <u>No</u>
<b>ÖNSÖZ.....</b>	<b>II</b>
<b>ÖZET.....</b>	<b>VIII</b>
<b>SUMMARY .....</b>	<b>IX</b>
<b>ŞEKİL LİSTESİ .....</b>	<b>X</b>
<b>TABLO LİSTESİ .....</b>	<b>XIV</b>
<b>SEMBOL LİSTESİ .....</b>	<b>XVI</b>
<b>1. GENEL BİLGİLER.....</b>	<b>1</b>
1.1. Giriş.....	1
1.2. Hafif Betonlar Hakkında Genel Bilgiler.....	1
1.2.1. Hafif Beton Konusunda Daha Önce Yapılan Bazı Araştırmalar.....	1
1.2.2. Hafif Betonların Yapımı ve Sınıflandırılması.....	5
1.2.3. Hafif Betonların Yerine Konması.....	6
1.2.4. Hafif Betonların Özellikleri.....	7
1.2.5. Hafif Betonlar Konusunda Yönetmeliklerdeki Bazı Kayıtlar.....	9
1.2.6. Hafif Betonların Önemi ve Geleceği.....	9
<b>2. BETON NUMUNELER ÜZERİNDE YAPILAN ÇALIŞMALAR.....</b>	<b>12</b>
2.1. Giriş.....	12
2.2. Betonların Yapımında Kullanılan Agrega Özellikleri.....	12
2.2.1. Hafif Agregaların Özellikleri.....	12
2.2.1.1. Fiziksel Özellikler.....	12
2.2.1.2. Petrografik Özellikler .....	13

	Sayfa No
2.2.1.3. Mekanik Özellikler.....	14
2.2.2. Geleneksel Agregaların Özellikleri.....	17
2.2.2.1. Fiziksel Özellikler.....	17
2.2.2.2. Petrografik özellikler.....	17
2.2.2.3. Mekanik Özellikler.....	19
2.2.3. Hafif ve Geleneksel Agregaların Granülometrik Bileşimi.....	21
2.3. Betonların Yapımında Kullanılan Çimentonun Özellikleri.....	21
2.4. Betonların Yapımında Kullanılan Karma Suyunun Özellikleri.....	21
2.5. Betonların Bileşimi .....	21
2.6. Betonların Yapımı.....	25
2.7. Beton Deney Numunelerinin Hazırlanması ve Deney Anındaki Yaşları .....	27
2.8. Beton Numunelerin Fiziksel, Mekanik ve Isıl Özellikleri.....	28
2.8.1. Fiziksel Özellikler.....	28
2.8.2. Mekanik Özellikler.....	28
2.8.3. Isıl Özellikler.....	29
2.9. Agrega Petrografik Yapısının Betonların Kırılma Mekanizmaları Üzerindeki Etkisi .....	34
2.9.1. Betonun Yapısı ve Davranışı.....	34
2.9.2. Betonun Kırılma Mekanizmaları.....	36
2.9.2.1. Merkezi Çekme Etkisindeki Kırılma Mekanizmaları.....	36
2.9.2.2. Merkezi Basınç Etkisindeki Kırılma Mekanizmaları.....	50
2.9.3. Betonların Kırılma Mekanizmalarının Açıklanması İçin Gerçekleştirilen Deneyler.....	69
2.9.3.1. Hafif ve Geleneksel Betonların Çimento Hamuru Fazlarının Mekanik Özellikleri.....	69



2.9.3.2. Hafif ve Geleneksel Agregaların Mekanik Özellikleri.....	71
2.9.3.3. Agregalarla Harç ve Çimento Hamuru Arasındaki Aderans Dayanımı .....	71
2.9.4. Betonların Kırılma Mekanizmalarının İrdelenmesi .....	78
<b>3. HAFİF BETON-DONATI ADERANSININ GELENEKSEL BETON-DONATI ADERANSIYLA KARŞILAŞTIRMALI OLARAK İNCELENMESİ.....</b>	<b>85</b>
3.1. Giriş.....	85
3.2. Aderans Konusunda Bazı Hatırlatmalar.....	85
3.3. Donatı-Beton Aderansının Deneysel Olarak Belirlenmesi.....	86
3.3.1. Aderans Deneyinde Kullanılan Donatıların Özellikleri.....	86
3.3.2. Hafif Beton-Donatı Aderansı.....	87
3.3.3. Geleneksel Beton-Donatı Aderansı.....	89
<b>4. BULGULAR VE İRDELEME .....</b>	<b>92</b>
4.1. Giriş.....	92
4.2. Deney Kirişleri .....	92
4.2.1. Kirişlerin Özellikleri ve Donatı Planları.....	92
4.2.2. Kirişlerin Yapımı.....	93
4.2.2.1. Karma.....	93
4.2.2.2. Yerine Koyma.....	96
4.2.2.3. Kalıplar.....	96
4.2.2.4 Kirişlerin Saklanması ve Deney Anındaki Yaşları.....	96
4.3. Denetim Deneyleri .....	97

4.4. Hafif ve Geleneksel Betonların Gerilme-Şekildeğiştirme Diyagramları.....	98
4.5. Kirişlerin Yapımında Kullanılan Donatıların Özellikleri .....	98
4.6. Eğilme Deney Düzeneği .....	103
4.6.1. Kirişlerin Yüklenmesi.....	103
4.6.2. Ölçme Aygıtları.....	103
4.6.2.1. Kullanılan Birim Şekildeğiştirme Ölçerlerinin Cinsi .....	105
4.6.2.2. Kullanılan Montaj.....	105
4.6.2.3. Ölçme Yerleri.....	106
4.7. Kırılmanın İncelenmesi .....	107
4.7.1. Kirişlerin Teorik Kırılma Momentleri.....	107
4.7.1.1. Teorik Kırılma Momentinin Hesabı.....	107
4.7.1.2. Kırılma ve Kullanım Momentlerinin TS 500 ' e Göre Hesabı.....	111
4.7.2. Hesap ve Deney Sonuçları.....	112
4.7.2.1. Deneysel Emniyet Katsayıları.....	114
4.7.2.2. Kirişlerin Dengeli, Minimum ve Kritik Donatı Oranlarının Belirlenmesi .....	114
4.7.2.3. Betonarme Kirişlerin Şekildeğiştirme ve Sehimlerinin Karşılaştırılması.....	117
4.8. Kirişlerin Çatlama Durumlarının İncelenmesi .....	132
4.8.1. Teorik Hatırlatmalar.....	132
4.8.1.1. Betonarmede Çatlama .....	132
4.8.1.2. Çatlakların Genişlikleri İçin Standardlardaki Öneriler.....	135
4.8.2. Betonların Kiriş Çatlama Durumlarına Etkileri .....	136
4.8.3. İlk Çatlamayı Oluşturan Momentin Değerlendirilmesi.....	136

	Sayfa No
<b>5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....</b>	<b>143</b>
<b>6. KAYNAKLAR.....</b>	<b>147</b>
<b>7. EKLER .....</b>	<b>154</b>
EK-A: KUM EŞDEĞERLİĞİ DENEYİ .....	154
EK-B: BİRİM ŞEKİLDEĞİŞTİRME ÖLÇERLERİ .....	162
EK-C: MERKEZİ BASINÇTA BETONUN KIRILMASI ESNASINDA ADERANSBÖLGESİNDE UYGULANAN ÇEKME GERİLMESİ.....	169
<b>8. ÖZGEÇMİŞ .....</b>	<b>170</b>



## ÖZET

Geleneksel betonların her yönüyle hafif betonlardan üstün olmadığı ve bu nedenle de sanayi ülkelerinin bir çoğunda bazı koşullar altında hafif beton kullanımının tercih edildiği oysa, Türkiye ' de bugüne kadar gerçek anlamda taşıyıcı hafif betonla inşa edilmiş bir yapının bulunmadığı bilinmektedir. Bunun temel nedeni, doğal hafif agregaya kaynakları bakımından zengin olan, ülkemizde bu tür betonlar konusunda gerekli bilgi ve deneyim birikiminin yeterli düzeyde olmamasıdır. Diğer taraftan yurt dışında ve Türkiye ' de bu konuda gerçekleştirilen araştırmalardan elde edilen sonuçlar da genellikle birbirini desteklememektedir. Bu durum söz konusu araştırmalarda, betonun kırılma mekanizmalarının açıklanmasında, agregaya petrografik yapısının da dikkate alınması gerektiğini düşündürmektedir.

Bu çalışmanın temel amacı, agregaya petrografik yapısını da dikkate alarak Doğu Karadeniz Bölgesi doğal hafif agregalarından biriyle yapılan hafif betonu geleneksel bir betonla karşılaştırmalı olarak incelemekten ibarettir. Çalışma, beş asıl üç ek bölüm olmak üzere toplam sekiz bölümden oluşmaktadır.

Birinci bölümde, hafif betonlar konusunda bir sentez çalışması verilmektedir. İkinci bölümde, Doğu Karadeniz Bölgesi doğal hafif agregalarından biriyle yapılan hafif betonun özellikleri geleneksel betonunkilerle karşılaştırılmakta ve agregaya petrografik yapısının betonun kırılma mekanizmaları üzerindeki etkisi teorik ve deneysel olarak incelenmektedir. Üçüncü bölümde, hafif beton-donatı aderansı geleneksel beton-donatı aderansı ile karşılaştırılmaktadır. Dördüncü bölüm ise, hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin eğilmedeki davranışlarının incelenmesine ayrılmaktadır. Çalışmanın bütününden çıkartılabilecek sonuçlar ve öneriler beşinci bölümde özetlenmekte ve bu son bölümü kaynaklar listesiyle üç ek bölüm izlemektedir.

Elde edilen sonuçlar, Doğu Karadeniz Bölgesi doğal hafif agregalarından biriyle gerçekleştirilen hafif betonun yekpare ve prefabrik beton yapılarda kullanılabileceğini ve bu kullanımın bir çok yönden geleneksel beton kullanımına göre daha uygun olacağını ortaya koymuş bulunmaktadır.

**Anahtar Kelimeler :** Taşıyıcı hafif beton yapımı, doğal hafif agregaya, Doğu Karadeniz Bölgesi, geleneksel betonla karşılaştırma, kırılma mekanizmaları, donatı-beton aderansı, beton ve betonarme kirişlerin eğilme davranışları deneysel ve teorik

## SUMMARY

### COMPARATIVE STUDY OF LIGHTWEIGHT CONCRETE PRODUCED USING ONE OF THE NATURAL LIGHTWEIGHT AGGREGATES PRESENT IN THE EASTERN BLACKSEA REGION WITH TRADITIONAL CONCRETE

It is well known that traditional concrete in every aspects, not superior to lightweight concrete under certain conditions, is preferred in most industrialized countries. However, no structure has been constructed up to now in Turkey using lightweight concrete. The main reason of this is that the knowledge and experience necessary for these type of concretes in Turkey, quite rich of natural lightweight aggregate resources, is not enough. Moreover, the outcomes obtained from the studies on the matter carried out in Turkey and abroad do not generally support each other. This necessitates to take into consideration the petrographic nature of the aggregate in the explanation of the fracture mechanisms of the concrete in the studies carried out.

The primary objective of this investigation by considering the petrographic nature of the aggregate is to compare lightweight concrete produced using one of the natural lightweight aggregates present in the Eastern Blacksea Region with traditional concrete.

This study consisted of five main and three supplementary chapters. In the first chapter, a synthesis is given on lightweight concretes. In the second chapter, the properties of lightweight concrete produced using one of the natural lightweight aggregates present in the Eastern Blacksea Region are compared to those of the traditional concrete and the effects of the petrographic nature of the aggregates on the fracture mechanisms of concrete is investigated theoretically and experimentally. In the third chapter, the adherence between lightweight concrete and reinforcement is compared to that of traditional concrete with reinforcement. The fourth chapter illustrates the bending behaviors of of lightweight and traditional reinforced concrete beams. The general conclusions obtained from the study together with the recommendations are summarized in the fifth chapter. Following the fifth chapter, a list of the references and the three supplementary chapters are given.

The outcomes obtained indicated from the study that lightweight concrete produced using one of the natural lightweight aggregates present in the Eastern Blacksea Region can be used in all of a piece and prefabricate concrete structures. The use of lightweight concrete is found to be more convenient in many aspects compared to the use of traditional concrete.

**Key words :** Production of structural lightweight concrete, natural lightweight aggregates, comparison with traditional concrete, fracture mechanisms of concrete, adherence between concrete and reinforcement, bending behaviors of concrete and reinforced concrete, experimental and theoretical

## ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 1. Kum eşdeğeri deney düzeneği.....	13
Şekil 2. Hafif agreganın ince kesitlerinden tipik bir görünüm.....	14
Şekil 3. Karotlar üzerine yapılandırılan birim şekil değiştirme ölçerlerinin şematik gösterilimi.....	15
Şekil 4. Birim şekil değiştirmelerin ölçülmesinde kullanılan extansometre .....	15
Şekil 5. Üniversal deney aleti.....	16
Şekil 6. Hafif agreganın ortalama gerilme - şekil değiştirme diyagramı.....	18
Şekil 7. Hafif agreganın enine şekil değiştirmelerinin boyuna şekil değiştirmelere bağlı olarak değişimi.....	18
Şekil 8. Geleneksel agreganın ince kesitlerinden tipik bir görünüm .....	19
Şekil 9. Geleneksel agreganın ortalama gerilme-şekil değiştirme diyagramı.....	20
Şekil 10. Geleneksel agreganın enine şekil değiştirmelerin boyuna şekil değiştirmelere bağlı olarak değişimi.....	20
Şekil 11. Hafif ve geleneksel agregaların granülometrik bileşimi.....	22
Şekil 12. Betonların karılmasında kullanılan betoniyer.....	26
Şekil 13. Betonların yerleştirilmesinde kullanılan sarsma tablası.....	27
Şekil 14. Betonlar üzerinde gerçekleştirilen merkezi basınç deneyi.....	29
Şekil 15. Hafif betonların gerilme-şekil değiştirme diyagramları.....	30
Şekil 16. Hafif betonların enine şekil değiştirmelerinin boyuna şekil değiştirmelere bağlı değişimleri.....	30
Şekil 17. Geleneksel betonların gerilme-şekil değiştirme diyagramları.....	31
Şekil 18. Geleneksel betonların enine şekil değiştirmelerin boyuna şekil değiştirmelere bağlı değişimleri.....	31
Şekil 19. Isıl iletkenlik deney düzeneği.....	33
Şekil 20. a ve v sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri.....	45
Şekil 21. Aderansın zayıf ya da hiç olmaması durumunda e ve v nin sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri .....	46

	Sayfa No
Şekil 22. Aderansın yeterli olması durumunda e ve v nin sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri.....	47
Şekil 23. c ve v sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri.....	49
Şekil 24. Geleneksel betonun bir eksenli merkezi basınç altında şematik gerilme-birim şekildeğiştirme diyagramı .....	51
Şekil 25. Normal kırılma şekilleri.....	53
Şekil 26. Merkezi basınçta agrega ve çimento hamuru şekildeğiştirmeleri .....	56
Şekil 27. Merkezi basınçta bir beton numunenin ezilmesinden sonra agrega tanesinin durumu.....	57
Şekil 28. e ve v nin sabit halleri için teorik basınç dayanımı eğrileri.....	65
Şekil 29. Sertleşmiş çimento hamurundan standart numuneler üzerinde su/çimento oranlarına göre elde edilen gerilme-şekildeğiştirme diyagramları.....	70
Şekil 30. Sertleşmiş çimento hamurundan standart numuneler üzerinde su/çimento oranlarına göre elde edilen enine şekildeğiştirmelerinin boyuna şekildeğiştirmelere bağlı değişim.....	71
Şekil 31. Michalis eğilme deney aleti.....	75
Şekil 32. Agregaların, betonların ve çimento hamurunun gerilme-şekildeğiştirme diyagramları (W/C=0.50).....	80
Şekil 33. Betonların merkezi basınçta kırılma örnekleri.....	81
Şekil 34. Donatı-hafif beton aderans deneyi numunesinin kesit detayı ve deneye hazır konumu.....	87
Şekil 35. Eksenel çekip çıkarma deney düzeneği.....	88
Şekil 36. Hafif ve geleneksel betonlarda aderans gerilmesi kayma eğrileri ( $\phi 12$ 'lik donatı çubukları için).....	90
Şekil 37. Hafif ve geleneksel betonlarda aderans gerilmesi kayma eğrileri ( $\phi 14$ 'lük donatı çubukları için).....	91
Şekil 38. Kirişlerin kalıp planı ve tipik donatıları.....	94
Şekil 39. Kiriş kalıplarının plan ve kesiti.....	96
Şekil 40. $\phi 8$ ' lik donatının görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramları.....	100



	<u>Sayfa No</u>
Şekil 41. $\phi 10$ ' luk donatının görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramları.....	101
Şekil 42. $\phi 12$ ' lik donatının görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramları.....	101
Şekil 43. $\phi 14$ ' lik donatının görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramları.....	102
Şekil 44. Deney kirişlerinin yükleme düzeneği ve ölçme aygıtları.....	104
Şekil 45. Kiriş deneylerinden bir görünüm.....	105
Şekil 46. Deney kirişi üzerinde birim şekildeğiştirme ölçerlerinin konum şeması .....	106
Şekil 47. Basit eğilme etkisindeki bir kesitin basınç bölgesindeki gerilme dağılışını gösteren diyagram.....	108
Şekil 48. Betonarme bir kesitin şekildeğiştirmelerinin şematik diyagramı ve kırılma anında kesitte oluşan iç kuvvetler.....	109
Şekil 49. Betonarme bir kesitin kırılma anındaki şekildeğiştirme diyagramının araştırılması.....	110
Şekil 50. Bilgisayar programı akış diyagramı.....	113
Şekil 51. Birinci seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumları.....	117
Şekil 52. İkinci seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması.....	118
Şekil 53. İkinci seri kirişlerde yük-sehim diyagramları.....	119
Şekil 54. Üçüncü seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması.....	120
Şekil 55. Üçüncü seri kirişlerde yük-sehim diyagramları.....	121
Şekil 56. Dördüncü seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması .....	122
Şekil 57. Dördüncü seri kirişlerde yük-sehim diyagramları.....	123
Şekil 58. Beşinci seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması.....	124
Şekil 59. Beşinci seri kirişlerde yük-sehim diyagramları.....	125
Şekil 60. Altıncı seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması.....	126



	<u>Sayfa No</u>
Şekil 61. Altıncı seri kirişlerde yük-sehim diyagramları.....	127
Şekil 62. Yedinci seri kirişlerde tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması.....	128
Şekil 63. Yedinci seri kirişleride yük-sehim diyagramları.....	129
Şekil 64. Sekizinci seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması.....	130
Şekil 65. Sekizinci seri kirişlerde yük-sehim diyagramları.....	131
Şekil 66. Betonla donatı arasındaki kenetleşme.....	133
Şekil 67. Hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin kırılma yükleri altındaki çatlama durumlarının görünüşleri.....	138
Şekil 68. Hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin kırılma yükleri altındaki çatlama durumlarının şematik görünüşleri.....	139
Şekil 69. Kirişlerin sabit moment bölgelerinde kırılma yükü altında oluşan ortalama çatlak mesafelerinin donatı oranına bağlı değişimi.....	140

## TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa</u> <u>No</u>
Tablo 1. Deprem bölge katsayıları.....	10
Tablo 2. Hafif agreganın fiziksel özellikleri ve ESV değeri.....	13
Tablo 3. Hafif agreganın petrografik yapısı.....	14
Tablo 4. Hafif agreganın mekanik özellikleri.....	16
Tablo 5. Geleneksel agreganın fiziksel özellikleri ve ESV değeri.....	17
Tablo 6. Geleneksel agreganın mekanik özellikleri .....	19
Tablo 7. Hafif ve geleneksel beton yapımında kullanılan çimentonun özellikleri.....	23
Tablo 8. Betonların karılmasında kullanılan suyun kimyasal özellikleri.....	24
Tablo 9. Betonların bileşimi.....	25
Tablo 10. Betonların çökme konisi deney sonuçları.....	26
Tablo 11. Betonların birim kütleleri.....	28
Tablo 12. Beton mekanik özellikleri.....	32
Tablo 13. Karot ve aynı boyutlu silindir numunelerin basınç dayanımı.....	32
Tablo 14. Hafif ve geleneksel betonların ısı iletkenlik katsayıları.....	34
Tablo 15. Sertleşmiş çimento hamurunun mekanik özellikleri.....	72
Tablo 16. Deneylerde kullanılan numuneler, deney türleri , ölçülen aderans, eğilme ve basınç dayanımları.....	73
Tablo 17. Hafif ve geleneksel betonlardaki harçların bileşimleri.....	74
Tablo 18. Kayaç, çimento hamuru ve harç numunelerinin (40X40X160mm) eğilme ve basınç dayanımları.....	75
Tablo 19. Kayaç-harç ve kayaç-çimento hamuru aderans dayanımları.....	76
Tablo 20. Agregaların, betonların ve sertleşmiş çimento hamurlarının bazı özellikleri.....	79
Tablo 21. Aderans deneylerinde kullanılan donatıların özellikleri.....	87
Tablo 22. Hafif ve geleneksel beton-donatı aderansı deney sonuçları.....	89
Tablo 23. Deney kirişi çiftlerinin donatı miktar ve oranları.....	93
Tablo 24. Deney kirişi çiftlerinin enkesit detayları.....	95
Tablo 25. Kiriş çiftlerinde kullanılan betonların merkezi basınç dayanımları.....	97

Tablo 26. Kiriş yapımında kullanılan donatıların mekanik özellikleri.....	98
Tablo 27. Donatıların görünen ve gerçek bazı mekanik özellikleri.....	102
Tablo 29. Kiriş yapımında kullanılan hafif ve geleneksel betonların kırılma şekildeğişimleri, ortalama ve karakteristik basınç dayanımları.....	111
Tablo 30. Hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin kırılma ve kullanım momentleri .....	114
Tablo 31. Hafif ve geleneksel betonarme kirişler için $\gamma_s$ $\gamma_r$ $\gamma_r^*$ değerleri.....	115
Tablo 32. Kirişlerin $\rho_b$ , $\rho_{min}$ ve $\rho_c$ değerleri.....	116
Tablo 33. Betonarme kirişlerde oluşan çatlak aralıkları ve sayıları.....	137
Tablo 34. Hafif ve geleneksel beton ve betonarme kirişlerin deneysel ve teorik ilk çatlama momentleri ve ilk çatlama oluşturulan maksimum birim uzamalar .....	141

## SEMBOL LİSTESİ

- A : Numune kesit alanı, Abrams bağıntısında bir katsayı  
A<sub>ct</sub> : Betonarme elemanlarda çatlağı ilgilendiren beton alanı  
A<sub>s</sub> : Donatı alanı  
a : Agregası, beton ya da harçta hacimce agregası miktarı  
B : Abrams bağıntısında bir katsayı  
b : Çimento türüne bağılı bir katsayı  
c : Beton ya da harçta hacimce çimento miktarı  
E<sub>a</sub> : Betonun kırılması anında agregası sekant modülü  
E'<sub>a</sub> :  $\nu_a \epsilon_a$  şekildeğiştirmesine karşılık gelen agregası sekant modülü  
E<sub>c</sub> : Betonun kırılması anında çimento hamuru sekant modülü, betonun başlangıç elastisite modülü  
E'<sub>c</sub> :  $\nu_c \epsilon_c$  şekildeğiştirmesine karşılık gelen çimento hamuru sekant modülü  
f<sub>a/</sub> : Hafif agregası kayacı basınç dayanımı  
f<sub>an</sub> : Geleneksel agregası kayacı basınç dayanımı  
f<sub>at</sub> : Agregası çekme dayanımı  
f<sub>acp</sub> : Kayaç-çimento hamuru aderansı  
f<sub>adt</sub> : Aderans çekme dayanımı  
f<sub>ah/</sub> : Hafif agregası kayacı-harç aderansı  
f<sub>ahn</sub> : Geleneksel agregası kayacı-harç aderansı  
f<sub>c</sub> : Beton basınç dayanımı  
f<sub>cl</sub> : Hafif beton basınç dayanımı  
f<sub>cn</sub> : Geleneksel beton basınç dayanımı  
f<sub>c1</sub> : Birinci şekil kırılmada beton basınç dayanımı  
f<sub>c2</sub> : İkinci şekil kırılmada beton basınç dayanımı  
f'<sub>c2</sub> : Betonun kırılmasına agregası dayanım düşüklüğünün neden olması halinde basınç dayanımı  
f<sub>ck</sub> : Betonun standard silindir karakteristik basınç dayanımı  
f<sub>ct</sub> : Beton çekme dayanımı, Çimento hamuru çekme dayanımı  
f<sub>cp</sub> : Çimento hamuru basınç dayanımı  
f<sub>ct1</sub> : Birinci şekil kırılmada beton çekme dayanımı  
f<sub>ct2</sub> : İkinci şekil kırılmada beton çekme dayanımı  
f'<sub>ct2</sub> : Betonun kırılmasına agregası dayanım düşüklüğünün neden olması halinde çekme dayanımı

- $f_{ct3}$  : En genel bir cisim için önce bağlayıcının kırılma olmaması halinde aderans sökülmesine bağlı olarak çekme dayanımı
- $f_{ct3}$ : En genel bir cisim için önce bağlayıcının kırılma olmaması halinde tanelerin kırılmasına bağlı olarak çekme dayanımı
- $f_{ct4}$  : En genel bir cisim için bağlayıcı kırılmasının tüm cismin kırılmasına neden olması halinde çekme dayanımı
- $f_{yk}$  : Donatının karakteristik akma dayanımı
- $K$  : Agreganın granülometrisine bağlı bir katsayı, Birim şekildeğiştirme ölçerlerinde duyarlılık katsayısı
- $K_B$  : Bolomey bağıntısında bir katsayı
- $K_F$  : Feret bağıntısında bir katsayı
- $K_G$  : Graf bağıntısında bir katsayı
- $k$  : Çimento ve agreganın yapısına bağlı bir katsayı, Kompozite
- $l_b$  : Donatı çubuğunun beton içine gömülü boyu
- $m$  : Agreganın granülometrisine bağlı bir katsayı
- $N_r$  : Kırılma yükü
- $N_{r\omega}$  :  $\omega$  elemanının  $s$  alanına düşen kırılma yükü
- $N_\omega$  :  $\omega$  kesit elemanında ortalama normal kuvvet
- $r_c$  : Bolomey bağıntısında çimento hamuru basınç dayanımı
- $s$  :  $\omega$  elemanı kesit alanı
- $s_a$  :  $s$  alanında agreganın işgal ettiği alan
- $s_c$  :  $s$  alanında sertleşmiş çimento hamurunun işgal ettiği alan
- $s_v$  :  $s$  alanında hapsedilmiş havanın işgal ettiği alan
- $t_{ad}$  : Katı elemanların yapısına bağlı olarak aderansla ilgili bir katsayı
- $t_c$  : Çimento yapısına ve muhafaza koşullarına bağlı bir katsayı
- $W_a$  : Bir metreküp betondaki agreganın kütlesi
- $W_c$  : Bir metreküp betondaki çimento kütlesi
- $W_m$  : Ortalama çatlak genişliği
- $V_h$  : Bir metreküp betondaki hapsedilmiş hava hacmi
- $V_w$  : Bir metreküp betondaki su hacmi
- $\alpha_i$  : Zamanla artan bir fonksiyon
- $\gamma$  : Çimento hamurundaki çimento miktarı (çimento konsantrasyonu)
- $\gamma_a$  : Agreganın özgül kütlesi
- $\gamma_c$  : Çimentonun özgül kütlesi
- $\gamma_o$  : Hidratasyon için ancak yeterli olan çimento konsantrasyonu
- $\gamma_1$  : Aderans için ancak yeterli olan çimento konsantrasyonu
- $\Delta l$  : Çatlaklar arasındaki ortalama mesafe
- $\epsilon$  : Birim şekildeğiştirme

- $\epsilon_a$  : Agregada birim şekildeğiştirmesi  
 $\epsilon_c$  : Çimento hamuru birim şekildeğiştirmesi, Betonda birim şekildeğiştirme  
 $\epsilon_{CO}$  : Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekildeğiştirme  
 $\epsilon_{CU}$  : Maksimum birim şekildeğiştirme, Betonun maksimum kısalması  
 $\epsilon_{0a}$  : Aderans olmaması halinde agregada enine şekildeğiştirmesi  
 $\epsilon_t$  : Betonun enine şekildeğiştirmesi  
 $\epsilon_{1a}$  : Agregada ortalama birim şekildeğiştirmesi  
 $\epsilon_{1c}$  : Aderans olmaması halinde çimento hamuru birim şekildeğiştirmesi  
 $\epsilon_{0c}$  : Çimento hamuru enine birim şekildeğiştirmesi  
 $\lambda$  : Isıl iletkenlik katsayısı  
 $\mu$  : Sadece agregada ğekline bağlı bir katsayı  
 $\nu$  : Betonun Poisson oranı  
 $\nu_a$  : Agregada Poisson oranı  
 $\nu_c$  : Çimento hamurunun Poisson oranı  
 $\rho$  : Donatı oranı  
 $\rho_b$  : Dengeli donatı oranı  
 $\rho_c$  : Kritik donatı oranı  
 $\rho_r$  : Çatlağı ilgilendiren donatı oranı  
 $\sigma$  : Normal gerilme  
 $\sigma_a$  : Agregada çekme gerilmesi  
 $\sigma_{adt}$  : Aderans bölgesinde çekme gerilmesi  
 $\sigma_c$  : Çimento hamurunda çekme gerilmesi, Betonun basınç gerilmesi  
 $\sigma_{ct}$  : Betonda ortalama çekme gerilmesi  
 $\tau_{bd}$  : Beton-donatı aderans gerilmesi

Not: Bu çizelgede verilmeyen bazı semboller çalışmada ilgili oldukları yerlerde açıklanmışlardır.

## 1. GENEL BİLGİLER

### 1.1. GİRİŞ

Hafif olmayan agregalarla yapılan geleneksel betonların taşıyıcı özelliklerinin yüksek olmasına karşılık, birim kütlelerinin fazlalığı, yüksek yapıların inşasında problem olmakta, özellikle temel maliyetini artırmakta, hatta pratik hayatta geçilmesi gerekli normale göre büyük açıklıklarda, bazen bu betonla yapılan eğilme elemanları kendi öz kütlelerini bile taşıyamaz hale gelmektedir. Diğer taraftan, bu yapıların depremden de önemli derecede etkilendikleri bilinen bir gerçektir.

Bu bölümde, hafif beton konusunda gerçekleştirilen bazı araştırmaları, hafif betonların yapımı ve sınıflandırılmasını, yerine konmasını, özelliklerini, hafif betonlar konusunda yönetmeliklerdeki bazı kayıtları ve hafif betonların önemi ve geleceğini kapsayan bir sentez çalışması verilmektedir.

### 1.2. HAFİF BETONLAR HAKKINDA GENEL BİLGİLER

#### 1.2.1. Hafif Beton Konusunda Daha Önce Yapılan Bazı Araştırmalar

Hafif betonlar konusunda bu betonların yapımından bugüne kadar yurtdışı ve Türkiye' de çok sayıda araştırma gerçekleştirilmiştir. Aşağıda bu araştırmaların bazılarından söz edilmektedir.

##### a) Hafif beton konusunda yurtdışında gerçekleştirilen bazı çalışmalar:

ACI 213[1] de belirtildiğine göre, 1917' den önce S.J. HAYDE, killerin sert bir şekil alması için döner bir fırın geliştirmiş ve bu fırında nemlendirilmiş killerle, düşük birim kütleli beton yapılmıştır. STRAUB ise 1. Dünya Savaşı sonrasında, hafif beton yapımında kömür cürufunun kullanılmasına öncelik vermiştir.

Taşıyıcı hafif betonun en eski uygulamalarından biri, 1.Dünya Savaşı yıllarında kurulan " Emergency Fleet Building Corp." tarafından mavnalar ve gemi yapımında kullanılmasıdır[9]. TUTHILL[10], 2. Dünya Savaşı boyunca da hafif beton kullanılarak 105 gemi inşa edildiğini belirtmektedir.

KLUGE ve arkadaşları[11], Housing and Home Finance Agency' nin desteklemesiyle, National Bureau laboratuvarlarında hafif agrega tiplerinin büyük bir kısmıyla beton yapmışlar ve bu betonların özellikleri belirlemiştir.

RICHART ve JENSEN [12], WASHA ve WENDT[13]' in yaptıkları çalışmalardan yararlanarak 1950' li yıllardan önce yükün hafifletilmesi amacıyla, hasar görmüş köprü tabliyeleri ve yapı çerçeveleri gibi elemanları hafif beton kullanarak onarmışlardır.

Pomza agregası kullanılarak yapılan hafif betonla ilgili ilk çalışmayı 1949 yılında NIEDERHOFF[14] yapmıştır. Niederhoff, çalışma alanından temin ettiği pomza agregasıyla beton yaparak, bu betonların özelliklerini ve yapısal davranışlarını incelemiştir.

SHIDELER[15] 1957 yılında, pomza betonu hariç sekiz farklı hafif agrega kullanarak hafif beton yapmıştır. Shideler, karışım oranları, betonların basınç ve eğilme dayanımı, Poisson oranı ve elastisite modülü, rötre gibi beton özelliklerini incelemiş ve agregaların her biriyle taşıyıcı hafif beton yapımının mümkün olduğunu, hafif betonların Poisson oranlarının geleneksel betonunkinin yaklaşık %50 - %80' i civarında olduğunu belirtmektedir.

Betonun çeşitli fazlardan oluşan bir malzeme olarak ele alınıp incelenmeye başlanması, dikkatleri çimento hamurunun yanında, agrega fazının davranışına da çekmiştir. Araştırmacılar, betonların özellikleri yanında agregalarında özelliklerini de araştırarak agrega-çimento hamuru arasındaki bağın türü ve dayanımıyla da ilgilenmişlerdir.

FARRAN [16]' in kalsit gibi agrega türleriyle "epitaxial" kimyasal bağ bulunduğunu gösteren çalışmasından sonra konuya daha fazla ilgi duyulmuştur.

ALEXANDER[17] yaptığı çalışmada, betonun eğilme ve basınç dayanımını, agrega-çimento hamuru aderansını, harç eğilme ve basınç dayanımını birlikte incelemiş, beton dayanımları ile diğerleri arasında doğrusal bir ilişki belirlemiştir.

SCHOLER[18], değişik agregalarla agrega-harç aderansını ve betonun basınç dayanımını incelemiş, aderansı yüksek olan agregalı betonların basınç dayanımlarının da yüksek olduğunu saptamıştır. FAGERLUND[19] ise, yaptığı deneysel ve teorik çalışmalar sonunda, agrega-harç aderansının betonun basınç dayanımı üzerinde önemli bir etkisi olmadığı sonucuna varmıştır.



SWAMY ve LAMBERT[20] yaptıkları çalışmalarda, çimento hamuru-hafif agregası arasında, boşluklu yapı nedeniyle, iyi bir aderansın olduğunu belirtmişlerdir.

ZHANG ve GJORV[21] da, yaptıkları deneysel çalışma sonunda, hafif agregası yüzeylerinin çok pürüzlü olmasının agregası-çimento hamuru arasındaki aderans dayanımını artırdığını belirtmişlerdir.

NEWMAN, K. ve NEWMAN, J.B.[22] gerçekleştirdikleri çalışmada, bir eksenli merkezi basınç ve çekme durumlarında kırılmanın hafif betonlarda agregadan, geleneksel betonlarda ise çimento hamuru veya harç fazından olduğunu belirtmişlerdir.

GRUBL[23], [24] yaptığı çalışmalarda, harç dayanımının hafif betonun basınç dayanımını artırdığı ama bu artışın az olduğunu belirtmiştir.

HERMAN ve arkadaşları[25], 645 adet geleneksel ve hafif beton numunesi üzerinde yaptıkları çalışmada, dinamik elastisite modülünün başlangıçtaki teğet modülünden %6 daha büyük olduğunu göstermiştir. Araştırmacılar, dinamik elastisite modülünün agregası özelliklerine bağlı olduğunu, gerilme-şekildeğiştirme eğrisine başlangıçta teğet çizilerek bulunan elastisite modülünün ise, matrisin özelliklerine bağlı olduğunu belirtmişlerdir.

PAUW[26], hafif ve geleneksel betonların elastisite modüllerini, birim kütle ile basınç dayanımının bir fonksiyonu olarak düşünmüş ve ilk bağıntıları vermiştir.

NEVILLE[3], basınç dayanımı yüksek olan betonların Poisson oranlarının düşük olacağını belirtmektedir. BERGSTRÖM ve BYFORS[27] ise yaptıkları deneysel çalışmada, betonun basınç dayanımının artmasıyla Poisson oranının artış gösterdiğini saptamışlardır.

KLINK[28], [29] ve [30] ağır, geleneksel ve hafif agregalı beton numuneleri üzerinde yaptığı deneylerde, numunelerin ortasına yerleştirdiği gömme tipi birim şekildeğiştirme ölçerleri yardımıyla, bir eksenli merkezi basınç altında, elastisite modülü ve Poisson oranlarını belirleyerek bunlarla ilgili bağıntılar vermiştir. Klink, yaptığı çalışmalarda, betonun gerçek elastik sabitlerinin basınç dayanımı ve birim kütlelerin bir fonksiyonu olduğunu ve bunların standart yöntemlerle elde edilenlerden % 55 civarında daha büyük olduğunu ifade etmektedir.

Betonarme elemanların eğilme davranışları ve donatı-beton aderansı, konularında betonarme yapı tekniğinin doğuşuyla başlayan ve bugüne kadar devam eden çok sayıda araştırma gerçekleştirilmiştir. Benzer çalışmalar hafif beton yapımı ile birlikte bu tür betonlar üzerinde de yapılmaktadır. Geleneksel betonların davranışlarının belirlenmesinde kullanılan parametreler, beton yapımında kullanılan agregası türlerine bağlı olduğundan, bunların bazı değişikliklerle hafif betonlarda da kullanılması mümkün olmaktadır[31], [32], [33].

KONG ve ROBINS[34] yaptıkları çalışmada 38 adet hafif agregalı betonarme yüksek kirişlerin çatlama ve kırılma yüklerini incelemiştir. Bu çalışmaya göre, hafif agregalı ile yapılan betonarme yüksek kirişlerin kırılma yükleri geleneksel betonla yapılanlarından küçük, çatlama yükleri ise daha büyüktür.

AHMAD ve BARKER[35] çalışmalarında, yüksek dayanımlı hafif betonla farklı donatı oranlarına sahip betonarme kirişlerin davranışlarını, PASTOR ve arkadaşlarının[36], yüksek dayanımlı geleneksel betonla yaptıklarıyla karşılaştırmalı olarak incelemişlerdir.

MOR[37], yüksek dayanımlı hafif betonlarla, donatı-beton aderansını incelemiştir. Mor, beton yapımında silis dumanı da kullanmış ve bu şekilde yaptığı hafif betonla-donatı aderansının geleneksel betonunkinin iki katı olduğunu belirtmiş ve bu sonucu betonun iç yapısıyla açıklamıştır.

#### b) Hafif beton konusunda Türkiye ' de gerçekleştirilmiş bazı çalışmalar:

Hafif betonlar konusunda Türkiye' de de birçok çalışma yapılmıştır. Teknik literatüre göre, bu çalışmalardan ilki SÜKAN[38] yapmıştır. Sükan, TÜBİTAK ve DSİ nin desteklediği araştırma projesinde, Türkiye' de bulunan bazı doğal hafif agregalı türlerini ve bunların fiziksel özelliklerini belirlemiştir. Daha sonra, söz konusu agregalarla yapmış olduğu betonların 7 ve 28 günlük basınç ve çekme dayanımlarını saptamıştır.

ERCİYES[39] 1963 yılında yaptığı çalışmada pomza agregası ile yaptığı beton duvarların özelliklerini incelemiştir.

ATAN [40], 1967 yılında tuğla kırığı ile yaptığı hafif betonların çeşitli özelliklerini, diğer bir çalışmada da [41], hafif betonların bir eksenli merkezi basınç altındaki davranışına agrega-harç arasındaki aderansın etkisini incelemiştir.

İHTİYAROĞLU [42], 1976 yılında, doğal hafif agregalarla yaptığı ve duvar olarak kullanılan hafif beton blokların davranışlarını incelemiştir.

AKMAN ve TAŞDEMİR [43] yaptıkları çalışmalarda, taşıyıcı beton olarak perlit betonunu incelemişler ve perlit agregasıyla taşıyıcı hafif beton yapılmasının zor olduğunu, Perlit agregasının iri kısmının geleneksel agregalarla değiştirilmesi halinde bile, beton dayanımının belli bir sınırdan öteye çıkarılamayacağını belirtmektedirler.

TURGUTALP[44], 1978 'de Sarıkamış yöresi doğal hafif agregasıyla yaptığı betonların tarımsal yapılarda kullanılabilme imkanlarını incelemiştir.

TAŞDEMİR [4] yaptığı çalışmada, taşıyıcı hafif agregalı betonların elastik ve elastik olmayan davranışlarını incelemiştir. Taşdemir, en büyük agrega boyutu ve

çimento miktarını sabit tutarak, agrega granülometrisinin çeşitli bölümlerini pomza agregası ile değiştirerek yaptığı, hafif agregalı normal, yarı hafif ve hafif betonlar üzerinde kısa süreli elastik ve elastik olmayan davranışlarını incelemiştir. Bu incelemeye göre, 1 m<sup>3</sup> beton içinde mutlak hacmi aynı kalmak koşulu ile agrega granülometrisinin hangi bölümü hafif agrega ile değiştirilirse değiştirilsin elastisite modülü ve Poisson oranının değişmediğini, geleneksel betonun hafif agrega kullanmak suretiyle hafifletilmesi halinde, Poisson oranında azalmanın az olduğunu, elastisite modülünde ise azalmanın fazla olduğunu, yarı hafif betonların gelecekte daha yaygın kullanım alanı bulacağını ve bu tür betonlarda granülometrilerinin ince kısmı hafif agrega olanların şekildeğiştirme ve basınç dayanımı yönünden daha elverişli olacağını belirtmektedir.

ARGUNHAN[45] çalışmasında, pomza agregasının iri kısmı ve geleneksel kum ile yaptığı hafif betondan betonarme elemanların özelliklerine süper akışkanlaştırıcı katkı maddesinin etkisini araştırmıştır. Argunhan, taşıyıcı hafif betonarme kirişlerde katkı maddesi kullanılmasının taşıma gücünde önemli bir artış sağlamadığını belirtmektedir.

KILIÇ ve KOÇ [46], Madenşehir güney batısındaki pomza taşının hafif beton agregası olarak kullanılabilirliğini araştırmıştır.

BARADAN [47] yaptığı çalışmada, Kula cürufuna Soma Termik Santralı uçucu külünü karıştırarak ürettiği hafif betonun kullanılabilirliğini araştırmıştır.

CENGİZHAN [48], taşıyıcı pomza betonu üzerinde bir inceleme başlıklı çalışmasında, pomza agregasıyla yaptığı taşıyıcı betonların basınç ve çekme dayanımlarını, elastisite modülünü ve gerilme-şekildeğiştirme ilişkilerini etkileyen faktörleri ve bu betonun dayanımının zamanla değişimi ve rötre özelliklerini deneysel olarak incelemiştir. Araştırmacı, taşıyıcı pomza betonunun aderans özelliklerini aksel çekme deneyi ile belirleyerek, bu betonla yaptığı betonarme kirişlerin eğilme, kesme ve sünme davranışlarını incelemiş ve pomza agregasının taşıyıcı beton yapımında kullanılabileceği sonucuna varmıştır.

Tüm bu çalışmalardan ve teknik literatürden hafif beton konusunda, elde edilen bilgiler aşağıdaki başlıklarda özetlenmektedir.

### 1.2.2. Hafif Betonların Yapımı ve Sınıflandırılması

Hafif beton; bağlayıcı çimento hamurunun genleştirilmesi suretiyle ( havalı, hücreli yada gaz beton) ya da sadece geleneksel iri agrega kullanarak (kumsuz) elde edilebildiği gibi beton bileşiminde, geleneksel agrega yerine, hafif agrega kullanılarak da elde edilebilmektedir. Bağlayıcı çimento hamurunu genleştirme

tekniki, bu hamur içinde gaz kabarcıkları oluşturmaktan ibarettir. Bu amaçla karma suyu miktarını artırmadan taze betonun işlenebilirliğini artıran, plastikleştirici maddeler kullanılmaktadır. Ancak, özellikle yapı betonu için tek başına kullanılan teknik, hafif agrega kullanmaktan ibarettir. Kullanılabilecek agregalar; pomza, volkanik tuf, volkanik cüruf gibi doğal malzemeler veya genişletilmiş kil, genişletilmiş şist, genişletilmiş perlit, uçucu kül, yüksek fırın cürufu gibi yapay hafif agregalar ve tahıl taneleri gibi bazı organik malzemeler de kullanılmaktadır[1], [8], [49], [50].

Bugün dünyada en yaygın olarak kullanılan hafif agrega genişletilmiş kilden olanıdır. Bu agregalar kuru olarak öğütülen kilin nemlendirilmesi ya da su püskürtülerek aglomeralandırılması suretiyle elde edilmektedir. Homojen hale getirildikten sonra su ilave edilen kil, bükerek yaprak haline getirilen aygıtlardan geçirilmektedir. Bundan sonra muhtemelen genişletirici bir katalizör ilave edilerek kil parçacıkları yuvarlak hale getirilmektedir. Sonra eleklerden geçirilerek çeşitli tane büyüklüklerine göre sınıflandırılmaktadır. Sınıflandırılmış olan bu malzeme ön ısıtmaya tabi tutulduktan sonra çimento fabrikalarındaki döner fırınlara benzer fırınlarda 1100-1200°C sıcaklıkta pişirilmektedir. Bu şekilde elde edilen agreganın birim hacim kütlesi 500 kg/m<sup>3</sup> mertebesindedir[2].

Hafif betonlar yukarıda verilen yapımlarına göre; yapay ya da doğal hafif agregalı, geleneksel iri agregalı, çimento hamurunun genişletilmesi suretiyle elde edilen hücreli ya da gaz beton olarak sınıflandırıldığı gibi kullanım amacına göre yalıtım betonu ve taşıyıcı beton olarak da sınıflandırılabilirler[1], [3].

Taşıyıcı hafif betonların çeşitli ülke yönetmeliklerinde, birim kütleleri ve dayanımlarına göre, sınıflandırılması madde 1.2.5' de verilmektedir.

### 1.2.3. Hafif Betonların Yerine Konması

Hafif agregalı betonun yapımında en önemli sorun su içeriğidir. Uygun bir bileşim ve çabuk kuruma bakımından kuru agrega uygun olmakla beraber, kuru agregalarla yapılan betonların karılması ve yerine konmasının güç olduğu bilinmektedir. Bu güçlüğü giderebilmek için agregayı, petrografik yapısına bağlı olmakla beraber, kütlesinin ortalama %20 katı kadar su ilave etmek suretiyle nemlendirmek gerekmektedir. Ancak, bu durumda betonun kurumması daha uzun sürmektedir. Bu nedenle koşullar ne olursa olsun agregadaki su içeriğini, mümkün olduğu kadar, doğru olarak belirlemek ve sabit bir değerde kalması için önlem almak gerekmektedir. Hafif betonlar daha kuru bir görünüm arz ettiğinden, yerine konması anında, geleneksel betona göre daha büyük bir vibrasyon enerjisi

istemektedir. Bununla beraber aşırı vibrasyondan da kaçınmak gerekmektedir. Aksi halde bağlayıcı çimento hamuruna göre daha hafif olan agregalar yüzeye toplanarak ayrışmaya neden olmaktadır [2], [3], [21], [51].

Prizini yapmış bir beton üzerine taze beton dökülürken katılmış beton üzerindeki 2 cm mertebesindeki kısmın, fazla agrega içeren bu kısmın mekanik özellikleri çok zayıf olduğundan, kaldırılması gerekmektedir[2], [52].

#### 1.2.4. Hafif Betonların Özellikleri

Hafif betonun, kullanım yerine göre, birim hacim kütleleri büyük değişiklik göstermektedir. Buna bağlı olarak özellikleri de çok farklı olmaktadır. Bu nedenle burada belirtilen özellikler daha çok taşıyıcı pano, konut tipi betonarme yapı ve sanat yapılarında kullanılan hafif betonlara ilişkin özelliklerdir:

a) Taşıyıcı panolarda kullanılan hafif betonların ortalama birim kütlesi  $1100\text{kg/m}^3$  mertebesinde dir. Bu tür hafif betonların dayanımları 13 MPa' ya ulaşabilmektedir. Hafif betonların taşıyıcı panolarda kullanılmasında sağlanan asıl yarar ısı iletkenliğinin düşük olmasıdır (yaklaşık  $0.30\text{ kcal/m/h/}^\circ\text{C}$ ). Konut tipi betonarme yapılarda kullanılan hafif betonların birim hacim kütlesi  $1500\text{ kg/m}^3$  mertebesinde olup, dayanımları ise 30 MPa' ya kadar ulaşabilmektedir. Sanat yapılarında ise bu kütle ortalama  $1800\text{ kg/m}^3$  olup, dayanımı 50 MPa' ya varabilmektedir[2], [3].

b) Dinamik etkiler altında davranışı [2], [52]:

- Dalga yayılma hızı geleneksel betonunkinden yaklaşık %25 daha küçüktür.
- Titreşimleri daha az iletir.
- Şok etkilerini daha iyi absorbe eder.
- Titreşim sönüm katsayısı daha iyidir.

c) Sıcaklık genişleme katsayısı ortalama olarak geleneksel betonunkinden %25 daha küçüktür[2], [3]. Dolayısıyla da hafif beton sıcaklık değişiminden daha az etkilenir. Bu da önemli derecede farklı sıcaklıkların etkisinde kalacak olan hiperstatik yapılarda hafif beton kullanımının yararlı olacağını göstermektedir.

d) Isı iletkenliği, birim hacim kütle ve su içeriğine bağlı olarak değişmekle beraber, geleneksel betonunkilerden çok küçüktür [2].

e) Isı iletkenlik ve genişleme katsayıları küçük olduğundan yangına karşı dayanımları geleneksel betona göre daha yüksektir. Örneğin 12 cm kalınlıklı geleneksel betondan bir döşeme plağının belirli bir yangına karşı dayanımı iki saat olduğu halde aynı kalınlıktaki hafif beton plağın aynı yangına karşı dayanım



süresinin dört saat olduğu görülmüştür[2], [50]. Aynı şekilde 650°C de geleneksel betonun dayanımında %45 mertebesinde bir düşüş olmasına rağmen hafif betonun, aynı sıcaklıkta, dayanımındaki düşüş %10 mertebesinde dir[2].

f) Önemli miktarda su emmesine rağmen donma olayına karşı dayanımı yüksektir. Bu durum suya doymun olmayan çok sayıda gözeneğe sahip olmasından dolayı, zarar görmeden buzun genişlemesine imkan vermesinden ileri gelmektedir. Bu tür betonlar, ısı iletkenlikleri düşük olduğundan, kışın beton dökümü için de uygundur. Çünkü bu betonlar beton prizden doğan ısıyı, geleneksel betona göre, daha uzun süre muhafaza etmektedirler [2].

g) İngiltere'de gerçekleştirilen deneylere göre ses yalıtkanlığı, bu özelik genelde doğrudan malzemenin birim hacim kütle sine bağlı olmakla beraber, yaklaşık olarak aynı kalınlıktaki geleneksel betondaki kadardır [2], [52].

h) Korozyona karşı dayanımı en az geleneksel betonunki kadardır. Özellikle deniz suyuna karşı dayanımı daha yüksektir [2], [52].

i) Çekme dayanımı yaklaşık geleneksel betonunki kadardır. Bununla beraber bu dayanım önemli derecede değişim göstermekte ve kuru atmosferde çok küçük değerler almaktadır [2], [15].

j) Başlangıç elastisite modülü geleneksel betonunkinin (%50-%70) katı kadardır[15], [25], [28], [30]. Bu da hafif beton kirişlerin, aynı yük altında, sehimlerinin geleneksel betondan yapılmış kirişlerden çok daha büyük olmasını gerektirmektedir.

k) Rötresi geleneksel betonunkinden yaklaşık %30 daha fazladır. Özellikle öngerilme kayıplarının hesabında bu durumu dikkate almak gerekmektedir. Ancak agregalar daha fazla şekildeğiştirmeye yatkın olduğundan ( elastisite modülleri küçük, agregaların sıkışabilirlikleri yüksek) rötrenin etkisiyle çatlama ihtimali geleneksel betona göre daha azdır [2].

l) Sünme şekildeğiştirmesi, konut tipi yapılarda, geleneksel betona göre %30-%50, sanat yapılarında ise %10-%30 daha büyüktür. Bu durumda da öngerilme kaybı artmış olmaktadır [2].

m) Aşınmaya karşı dayanımı geleneksel betonunkinden daha küçüktür [2].

n) Donatı-beton kenetleşmesi( aderansı) : Kenetleşme konusunda CEB düşey konumdaki donatı çubukları için geleneksel betondaki kenetlenme boyunu, yatay konumdaki donatı çubukları için ise; aderansı geliştirilmiş donatılarda, alışlagelmiş kenetlenme boyunun 1.2 katını, düz yüzeyli donatı çubuklarında ise 1.5 katının kullanılmasını önermektedir. Aderanstaki bu azalma beton dökümünde boşluk oluşma ihtimalinin, geleneksel betona göre, daha yüksek olmasından meydana gelmektedir[2], [53].

### 1.2.5. Hafif Betonlar Konusunda Yönetmeliklerdeki Bazı Kayıtlar

Hafif betonlar konusunda çeşitli ülke yönetmeliklerinde, yapımlarında kullanılan agregalar, hafif betonun yapımı ve birim kütle ve dayanımları konusunda bazı kayıtlar mevcuttur.

ASTM 330[54] ve ACI 213[1] yalıtım amaçları için kullanılacak hafif betonların kuru birim kütlelerinin  $800 \text{ kg/m}^3$  den az, 28 günlük basınç dayanımlarının ise  $0.7 \text{ MPa}$ -  $7 \text{ MPa}$  arasında olduğunu, taşıyıcı amaçlar için kullanılan hafif betonlarda söz konusu birim kütlelerin  $1850 \text{ kg/m}^3$  ' den az olmasını ( $1900 \text{ kg/m}^3$  e kadar çıkılmasına izin verilmektedir), 28 günlük basınç dayanımının ise  $17 \text{ MPa}$ ' nin altına düşmemesini öngörmektedir. Ayrıca ASTM 330' da hafif beton yapımında kullanılan agregaların maksimum gevşek birim kütlelerinin ince agregalar için  $1120 \text{ kg/m}^3$  , iri agregalar için ise  $880 \text{ kg/m}^3$  olmasını önermektedir.

TS 2511[55] taşıyıcı hafif betonları, kuru birim kütleleri  $1900 \text{ kg/m}^3$  ' den az ve 28 günlük standart basınç dayanımı en az  $16 \text{ MPa}$  olan betonlar diye tanımlamaktadır. TS1114[56] ise hafif beton yapımında kullanılan agregaların gevşek birim kütlelerinin, agreganın ince ve iri oluşlarına göre  $1200 \text{ kg/m}^3$  ü geçmemesini önermektedir.

DIN 1045[57] taşıyıcı hafif betonların kuru birim kütlelerinin  $2000 \text{ kg/m}^3$  ü, CEB-FIB[58] ise  $1900 \text{ kg/m}^3$  ü geçmemesini önermektedir.

### 1.2.6. Hafif Betonun Önemi ve Geleceği

Son otuz yıl içinde, hafif beton kullanımı bir çok sanayi ülkesinde özellikle; Belçika, Hollanda, Almanya, İngiltere, A.B.D. ve Japonya' da çok hızlı bir şekilde artmıştır. Söz konusu ve diğer sanayi ülkelerinde hafif betonla inşa edilmiş birçok yapı mevcuttur[1], [2], [5], [6], [7], [60], [61].

Türkiye dünyanın en zengin ve kaliteli hafif agrega yataklarına sahiptir ve yüzölçümünün yaklaşık  $1/5$  ' ini volkanik kayalar oluşturmaktadır. Diğer taraftan Türkiye ' nin dünyanın en etkin deprem kuşaklarından birinin üzerinde bulunduğu bilinmektedir. Gerçekten deprem haritasına göre, Türkiye topraklarının %92 ' si deprem kuşağı içerisinde bulunmakta, nüfusunun %96 ' sı bu kuşağa giren bölgelerde yaşamakta, büyük sanayi merkezlerinin %98' i bu bölgelerde

bulunmaktadır. Bugüne kadar Türkiye' de meydana gelen depremlerin büyük can ve mal kaybına neden olduğu bilinmektedir. Oysa yapılan bir araştırmaya göre Türkiye' de inşa edilen yapıların ancak %10' u deprem yönetmeliğinin öngördüğü genel kurallara uygun olarak yapılmıştır[2], [59].

Diğer taraftan deprem hesabı yapılan yapıların birçoğu da 1975' den önce yürürlükte bulunan " Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" e göre projelendirilmiştir. Oysa o yönetmeliklerde deprem kuvvetlerinin hesaplanması için öngörülen katsayılar, bugünkünde öngörülenden çok küçüktür. Tablo 1' de 1968 ile 1975 yönetmeliklerinde öngörülen katsayılardan yalnız deprem bölge katsayıları ( $C_0$ ) verilmektedir[2].

Tablo 1. Deprem bölge katsayıları

Deprem bölge katsayısı	Deprem bölgesi	Yönetmelikler	
		1968	1975
$C_0$	1	0.06	0.10
	2	0.04	0.08
	3	0.02	0.06
	4	Yok	0.03

Çizelgeden görüldüğü gibi, bugün dördüncü dereceden deprem bölgesi olarak kabul edilen bölgeler 1968 yönetmeliğine göre depresiz bölgeler sayılmakta, diğer üç bölgede ise katsayılar %200' e varan artışlar göstermektedir. Bu durumda 1968 yönetmeliğine göre yapılan yapılarda dahi, bugün sağlanmak istenilen emniyetin sağlandığını söylemenin doğru olmayacağı açıktır. Bu da Türkiye' de çok az sayıda (%10' dan az) yapının, bugün depreme karşı sağlanmak istenen emniyete sahip olduğu sonucuna götürmektedir. Diğer bir deyişle, mevcut yapıların hemen %90' ının deprem emniyetlerinin sağlanması gerekmektedir. Bunun için 1968 yönetmeliğine göre inşa edilen yapıları takviye etmek ve/veya kütlelerini azaltmak bir çözüm olarak gözükmektedir. Betonarme yapıların sonradan takviyesindeki güçlükler göze alınamadığı taktirde, geriye ikinci çözümün uygulanması kalmaktadır. Bu da söz konusu yapıların taşıyıcı olmayan bölme duvarlarını kaldırıp, yerlerine daha hafif malzemeden yapılmış panoların kullanılmasıyla gerçekleştirilebilecek bir çözümdür. Ülke ekonomisi



bakımından tüm yapılarda bu işlemi yapmak mümkün olmadığı takdirde, işlemin sadece yapı önem katsayısı 1 den büyük olan yapılara uygulanmasıyla yetinilebilir.

Daha önce de belirtildiği gibi, Türkiye topraklarının 1/5 ' ini volkanik kayalar oluşturmakta ve bu bakımdan Türkiye dünyanın en zengin ve kaliteli doğal hafif agrega yataklarına sahip bulunmaktadır. Buna karşılık, Türkiye ' de hafif beton yapımı yok denecek kadar azdır. Bunun başlıca nedeni, bu tür beton özelliklerinin geleneksel betonunkiler kadar bilinmemesinden ileri geldiği bir gerçektir.

Hafif betonlar konusunda, bu bölümde sunulan sentez çalışmasından çıkartılabilecek sonuçların başlıcaları aşağıda verilmektedir.

- Hafif betonlar sahip oldukları özelliklerden dolayı sanayi ülkelerinde hemen her çeşit inşaatla yaygın olarak kullanılmaktadır.

- Hafif beton yapıların en önemli özelliklerinden biri, ısıtımlarında kullanılan yakıt masraflarının, geleneksel betonunkilerden çok daha az oluşudur.

- Türkiye gibi aktif deprem kuşağı üzerinde bulunan ülkelerde, betonarme inşaatla hafif beton kullanımı deprem zararlarını azaltabilecektir.

- Türkiye hafif beton yapımında kullanılabilen doğal hafif agrega kaynakları bakımından son derece zengin bir ülkedir. Bu nedenle Türkiye' de ekonomik açıdan ilk uygulamalarda doğal hafif agregaların kullanılmasının daha gerçekçi olacağı anlaşılmaktadır. Oysa Türkiye ' de hafif betonla inşa edilmiş yapı hemen hiç yoktur. Bunun temel nedeni, ülkemizde, bu tür betonlar konusunda gerekli bilgi ve deneyim birikiminin yeterli olmamasıdır.

Diğer taraftan yurtdışı ve Türkiye ' de hafif betonlar üzerinde gerçekleştirilen araştırmalardan elde edilen sonuçlar da daima birbirini desteklememektedir. Bunun başlıca nedenlerini, araştırmalarda kullanılan yöntemlerin farklı oluşuyla, betonun kırılma mekanizmalarının açıklanmasında agrega petrografik yapısının dikkate alınmamış olması teşkil ettiği düşünülmektedir.

Bu çalışmanın temel amacı, agrega petrografik yapısını da dikkate almak suretiyle Doğu Karadeniz Bölgesi doğal hafif agregalarından biriyle yapılan hafif betonun sadece birim kütle yönünden farklı olan agregayla yapılan geleneksel bir betonla, güvenilir bir yöntem sayılabilecek, karşılaştırmalı olarak incelemekten ibarettir. Bu inceleme beton özellikleri, donatı-beton aderansı ve betonarme kirişlerin davranışları üzerinde gerçekleştirilmektedir.

## 2. BETON NUMUNELER ÜZERİNDE YAPILAN ÇALIŞMALAR

### 2.1. GİRİŞ

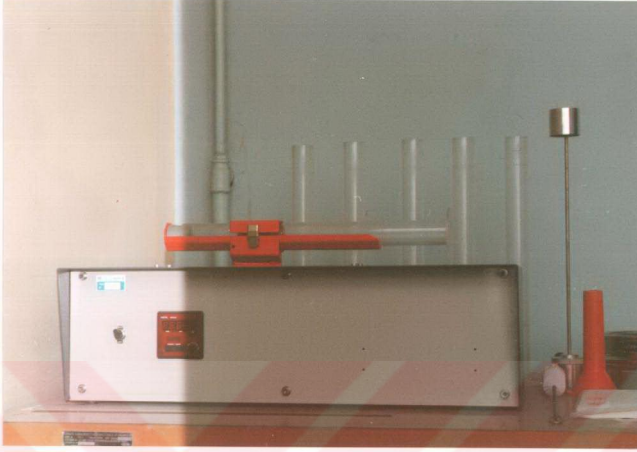
Bu bölümde, çalışmanın amacı doğrultusunda, Doğu Karadeniz Bölgesi doğal hafif agregalarından biriyle elde edilen taşıyıcı hafif betonun fiziksel, mekanik ve ısı özellikleri sadece agregası, mutlak hacmi aynı kalmak koşuluyla, hafif olmayan bir agregayla değiştirilerek elde edilen geleneksel betonunkilerle karşılaştırmalı olarak incelenmekte ve agreganın petrografik yapısına bağlı olarak kırılma mekanizmalarının açıklanmasına çalışılarak bazı sonuçlara varılmaktadır.

### 2.2. BETON YAPIMINDA KULLANILAN AGREGA ÖZELLİKLERİ

#### 2.2.1. Hafif Agreganın Özellikleri

##### 2.2.1.1. Fiziksel Özellikler

Hafif beton yapımında kullanılan agreganın, Doğu Karadeniz Bölgesi, Giresun İli, Bulancak İlçesi, Kuşluhan Köyü'nün batı yamaçlarından bloklar halinde alınmış ve konkasörle kırılarak TS1226[62] ve TS1227[63]'de özellikleri verilen elek sistemiyle, tane çaplarına göre, TS 706[64]'ya uygun olarak maksimum tane çapı 16 mm olacak şekilde sınıflandırılmıştır. Tane çaplarına göre sınıflandırılan agregaların ince (< 4mm) ve iri (> 4mm) kısımları üzerinde, TS 3526[65] ve TS3529[66]'ya uygun olarak belirlenen gevşek birim kütle, su emme, doygun ve kuru özgül kütle gibi fiziksel özellikleriyle, K.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı ve Malzeme Laboratuvarında mevcut hassas, şaşmaz ve yarı otomatik Labotest marka bir deney düzeneğiyle (Şekil 1), TS 8536[67] ve özellikle TS 8537[68]'ye uygun olarak saptanan agreganın kirlilikleri (ESV) Tablo 2'de verilmektedir. Agreganın kirliliğinin belirlenmesinde kullanılan söz konusu düzenek ve deney hakkında ayrıntılı bilgi Ek-A'da verilmektedir [69].



Şekil 1. Kum eşdeğerliği deney düzeneği

Tablo 2. Hafif agreganın fiziksel özellikleri ve ESV değeri

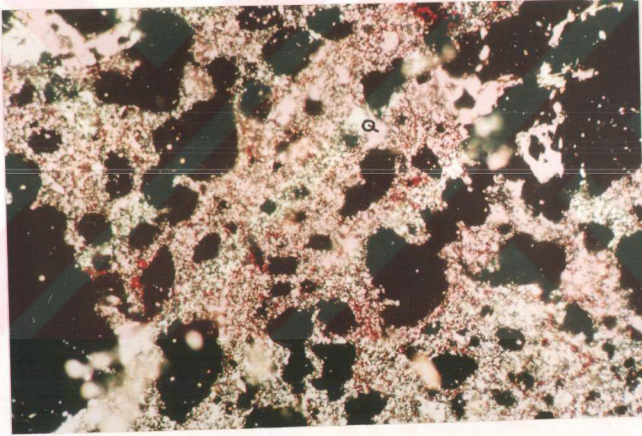
Agrega tane boyutu (mm)	Gevşek birim kütle ( $\text{kg/m}^3$ )	Özgül kütle ( $\text{kg/m}^3$ )		Su emme (%)
		Kuru	Doygun	
İri (>4mm)	900	1860	2120	14
İnce (< 4mm)	1100	1840	2110	17
ESV		91		

#### 2.2.1.2. Petrografik Özellikler

Hafif agreganın, K.T.Ü. Jeoloji Mühendisliği Bölümü Laboratuvarlarında belirlenen, petrografik yapısı Tablo 3' de ve bu yapının belirlenmesinde kullanılan ince kesitlerden birinin görünümü Şekil 2' de verilmektedir.

Tablo 3. Hafif agreganın petrografik yapısı

Kod adı :	Biyotitli Dasitik Tüf	%
Kuvars	Açık renkli minerallerin yaklaşık yarısını oluşturmakta ve genelde mikrotane, kısmen ferokristal halinde	45
Plojiyoklas	Açık renkli minerallerin yaklaşık yarısını oluşturmaktadır	45
Biyotit	Kısmen kloritleşmiş	5
Opak	Yer yer limonitleşmiş	5



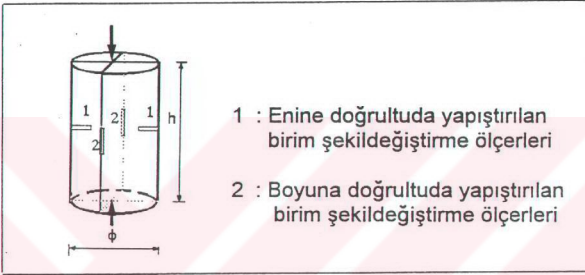
Q : Kuvars

Şekil 2. Hafif agreganın ince kesitlerinden tipik bir görünüm

### 2.2.1.3. Mekanik Özellikler

Hafif agregaların mekanik özellikleri (basınç dayanımı, elastisite modülü ve Poisson oranı) bu agregaların yapımında kullanılan kayalardan alınan çap ve yüksekliği sırasıyla 75 mm ve 150 mm olan karot numuneler üzerinde

belirlenmiştir. Bu belirlemede, karotlar üzerine boyuna ve enine doğrultuda yapıştırılan aktif boyları 20 mm olan TML-PL20 tipi birim şekildeğiştirme ölçerleri (Şekil 3) ve Kyowa marka 12 kanallı  $30500 \times 10^{-6}$  birim uzama,  $29500 \times 10^{-6}$  birim kısalma ölçme kapasiteli ve  $5 \times 10^{-6}$  üstündeki boy değişimini ölçebilen Wheatstone köprüsü (Şekil 4), merkezi basıncın uygulanmasında ise Lousenhausen-Werk marka UHP-60 tipi 600 kN kapasiteli 5 skalalı üniversal deney aleti kullanılmıştır (Şekil 5). Enine ve boyuna şekildeğiştirmelerin belirlenmesinde kullanılan birim şekildeğiştirme ölçerleri hakkında bazı bilgiler Ek-B' de verilmektedir.



Şekil 3. Karotlar üzerine yapıştırılan birim şekildeğiştirme ölçerlerinin şematik gösterilimi



Şekil 4. Birim şekildeğiştirmelerin ölçülmesinde kullanılan ekstsansometre





Şekil 5. Üniversal deney aleti

Deneylerden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme diyagramı Şekil 6' da, enine şekildeğiştirmenin boyuna şekildeğiştirmeye bağlı olarak değişimi Şekil 7' de, ortalama ve karakteristik dayanımlarıyla başlangıç elastisite modülü ve Poisson oranı Tablo 4' de verilmektedir.

Tablo 4. Hafif agreganın mekanik özellikleri

Karot boyutu (mm)	Ortalama Basınç dayanımı (MPa)	Standart sapma (MPa)	Karakter. basınç dayanımı (MPa)	Elastisite modülü (MPa)	Poisson oranı
$\phi=75$ h=150	39.4	2.4	36	4762	0.08

## 2.2.2. Geleneksel Agregatın Özellikleri

### 2.2.2.1. Fiziksel Özellikler

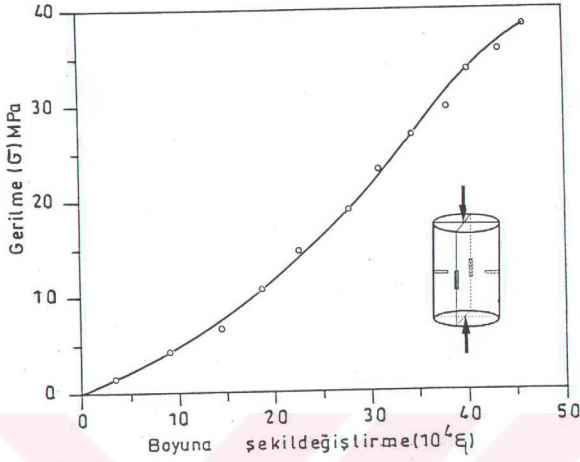
Geleneksel beton yapımında kullanılan agregat, Doğu Karadeniz Bölgesi Trabzon İli, Maçka İlçesi, Meryemana yöresinde işletilen taş ocaklarından hazır olarak temin edilmiştir. Madde 2.2.1.1' de belirtildiği gibi sınıflandırılan bu agregatın ince ve iri kısımları üzerinde gerçekleştirilen fiziksel özellik deney sonuçları da ESV değerleriyle birlikte Tablo 5' de verilmektedir.

Tablo 5. Geleneksel agregatın fiziksel özellikleri ve ESV değeri

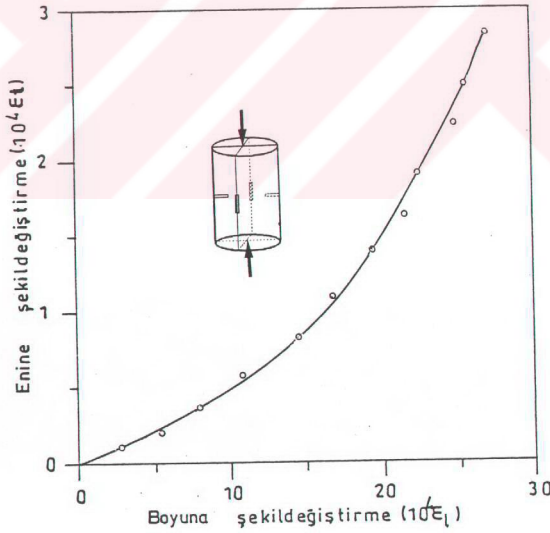
Agregat tane boyutu (mm)	Gevşek birim kütle ( $\text{kg/m}^3$ )	Özgül kütle ( $\text{kg/m}^3$ )		Su emme (%)
		Kuru	Doygun	
İri (>4mm)	1400	2658	2670	0.42
İnce (< 4mm)	1450	2626	2640	0.52
ESV	95			

### 2.2.2.2. Petrografik Özellikler

Geleneksel agregatın petrografik yapısı da hafif agregatıninkine benzer şekilde belirlenmiştir (bkz. madde 2.2.1.2). Buna göre, kod adı kalker olan bu agregatın petrografik yapısı; kısmen yaşlı mikrofosiller içeren, mikritik çimentolu kireçtaşı ( mikritik boyutunda kalsit kristallerinden oluşmuştur) ve %1 ' den az opak minerallerinden ibarettir. Bu yapının belirlenmesinde kullanılan tipik bir ince kesit görünümü de Şekil 8 ' de verilmektedir.

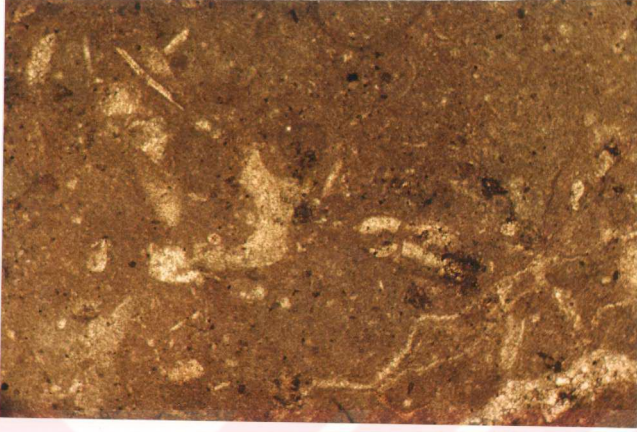


Şekil 6. Hafif agreganın ortalama gerilme - şekil değiştirme diyagramı



Şekil 7. Hafif agreganın enine şekil değiştirmelerinin boyuna şekil değiştirmelere bağlı olarak değişimi





Şekil 8. Geleneksel agreganın ince kesitlerinden tipik bir görünüm

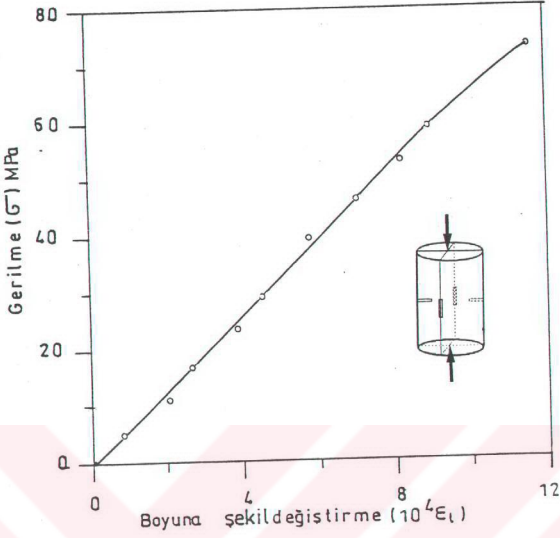
#### 2.2.2.3. Mekanik Özellikler

Geleneksel agreganın mekanik özellikleri de hafif agreganınkilere benzer şekilde aynı boyutlardaki karotlar üzerinde gerçekleştirilen merkezi basınç deneyleriyle belirlenmiştir (bkz. madde 2.2.1.3).

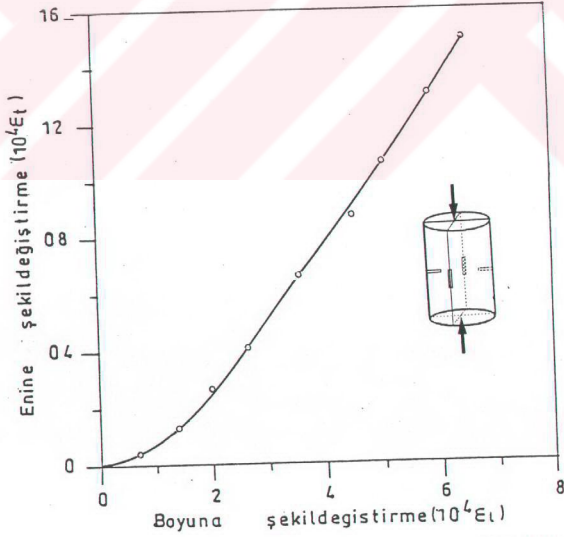
Bu deneylerden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme diyagramı Şekil 9' da, enine şekildeğiştirmenin boyuna şekildeğiştirmeye bağlı olarak değişimi Şekil 10' da, ortalama ve karakteristik basınç dayanımıyla başlangıç elastisite modülü ve Poisson oranı ise Tablo 6 da verilmektedir.

Tablo 6. Geleneksel agreganın mekanik özellikleri

Karot boyutu (mm)	Ortalama Basınç dayanımı (MPa)	Standart sapma (MPa)	Karakter. basınç dayanımı (MPa)	Elastisite modülü (MPa)	Poisson oranı
$\phi=75$ h=150	73.4	3.2	69.3	60000	0.17



Şekil 9. Geleneksel agreganın ortalama gerilme-şekil değiştirme diyagramı



Şekil 10. Geleneksel agreganın enine şekil değiştirmelerin boyuna şekil değiştirmelere bağlı olarak değişimi

### 2.2.3. Hafif ve Geleneksel Agregaların Granülometrik Bileşimi

Daha önce de belirtildiği gibi bu çalışmaya konu olan hafif ve geleneksel betonların yapımında kullanılan hafif ve geleneksel agrega granülometrik bileşimleri bir birinin aynıdır. Bu ortak granülometrik bileşim Şekil 11' de verilmektedir.

### 2.3. BETONLARIN YAPIMINDA KULLANILAN ÇİMENTO ÖZELİKLERİ

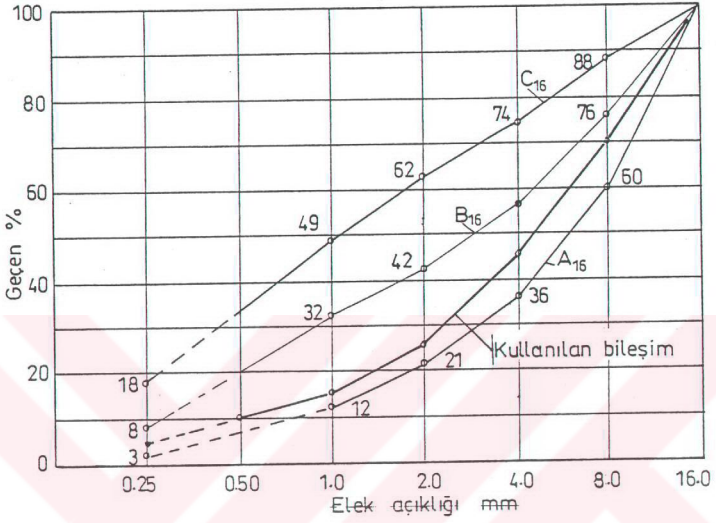
Hafif ve geleneksel betonların yapımında Ünye Çimento Fabrikası'nda TS 10156 [70] ' ya göre üretilmiş, karakteristik basınç dayanımı 32.5 MPa olan, KÇ32.5 çimentosu kullanılmıştır. Üretim tarihinden bir gün sonra satın alınarak, özelliklerinin çalışma boyunca aynı kalmasını sağlamak için kapalı naylon torbalar içinde muhafaza edilen bu çimentonun fabrikasından alınan kimyasal, fiziksel ve mekanik özellikleri Tablo 7 'de verilmektedir.

### 2.4. BETONLARIN YAPIMINDA KULLANILAN KARMA SUYU ÖZELİKLERİ

Betonların karılmasında kullanılan içme suyunun, K.T.Ü. Kimya Bölümü Laboratuvarında belirlenen, kimyasal analiz sonuçları Tablo 8' de verilmektedir.

### 2.5. BETONLARIN BİLEŞİMLERİ

En iri agrega tane boyutu 16 mm olan ve agrega granülometrik bileşimi Şekil 11 de verilen agregalarla üç farklı su/çimento oranıyla yapılan hafif ve geleneksel betonların bileşim hesaplarında mutlak hacim yöntemi kullanılmıştır [71]. Buna göre,  $W_c$ ,  $W_a$ ,  $V_w$ ,  $V_H$  sırasıyla yerine konmuş bir metreküp betondaki çimento kütlesini ( $kg/m^3$ ), agrega kütlesini ( $kg/m^3$ ), su hacmini ( $dm^3$ ), hapsedilmiş hava miktarını ( $dm^3$ ),  $\gamma_c$  ve  $\gamma_a$  ise sırasıyla çimento ve agreganın (DKY) özgül kütlelerini ( $kg/dm^3$ ) göstermek üzere mutlak agrega hacmi ;



Granülometrik sınıflar	Toplam kütle (%) si
0.50 mm - 1.00 mm	10
1.00 mm - 2.00 mm	15
2.00 mm - 4.00 mm	20
4.00 mm - 8.00 mm	25
8.00 mm - 16.00 mm	30

Şekil 11. Hafif ve geleneksel agregaların granülometrik bileşimi

Tablo 7. Hafif ve geleneksel beton yapımında kullanılan çimentonun özellikleri

Tipi : KÇ 32.5 (TS 10156) Üretim Yeri : Ünye Çimento San. ve Tic. A.Ş. Analiz Tarihi : 28.08.1993				
KİMYASAL ÖZELİKLER	Analiz sonuçları (%)	FİZİKSEL ÖZELİKLER		
Magnezyum oksit (MgO)	1.40	Özgül kütle (g/cm <sup>3</sup> )		3.03
Alüminyum oksit (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	5.54	İNCELİK	Özgül yüzey (Blaine) cm <sup>2</sup> /g	3349
Silisyum dioksit (SiO <sub>2</sub> )	30.38		200 µ elek üzerinde kalan(%)	0.0
Kalsiyum oksit (CaO)	52.11		90 µ elek üzerinde kalan (%)	3.2
Demir oksit (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	2.56	Piriz süresi saat (Vicat)	Başlangıç	2.00
Kükürt trioksit (SO <sub>3</sub> )	3.18		Bitiş	3.15
Potasyum oksit (K <sub>2</sub> O)		Toplam hacim genişmesi (mm)		0.0
Sodyum oksit (Na <sub>2</sub> O)		MEKANİK ÖZELİKLER		
Kızdırma kaybı	3.56	Gün	Eğilme dayanımı MPa	Basınç dayanımı MPa
Çözünmeyen kalıntı	11.72	2	3.80	19.3
Serbest kireç	0.59	7	5.30	29.3
Ölçülemeyen	1.27	28	7.30	41.3



Tablo 8. Betonların karılmasında kullanılan suyun kimyasal özellikleri

Bileşenler	Miktarlar
Na <sup>+</sup>	50.00 mg/l
K <sup>+</sup>	0.80 mg/l
Ca <sup>+2</sup>	100.80 mg/l
Mg <sup>+2</sup>	6.72 mg/l
Fe <sup>+3</sup>	3.00 mg/l
Toplam katyon m.e.g.sayısı	7.9
Cl <sup>-</sup>	125.00 mg/l
SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>	45.00 mg/l
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	210.00 mg/l
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	9.50 mg/l
Toplam anyon m.e.g. sayısı	8.1

$$W_a / \gamma_a = 1000 - (W_c / \gamma_c + V_w + V_h) \quad (1)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Bu agreganın  $i$  adet ayrı agregatane sınıfından meydana geldiği ve  $\beta_i$  ile  $\gamma_{ai}$ 'nin sırasıyla her bir tane sınıfının kütlece oranı ile birim kütlelerini gösterdiği dikkate alındığında toplam agregat kütlesi, (1) bağıntısı yerine ;

$$\sum(\beta_i W_a / \gamma_{ai}) = 1000 - (W_c / \gamma_c + V_w + V_h) \quad (2)$$

bağıntısıyla daha hassas bir şekilde belirlenmektedir.

Bu şekilde belirlenen agregat kütlesi doymuş kuru yüzeyli agregat kütlesidir. Bundan doğal nemdeki agregat kütlesine geçmek için ; SE ve DN sırasıyla agregatın kütlece su emme ve doğal nem oranlarını göstermek üzere,



$$DS = (SE - DN) W_a \quad (3)$$

bağıntısıyla hesaplanan doyma suyu miktarı ( $\text{kg/m}^3$ ), (1) bağıntısıyla belirlenen  $W_a$  değerinden çıkartmak gerekmektedir. Agreganın kütlesi (2) bağıntısıyla hesaplandığı takdirde, doyma suyunda buna bağlı olarak her bir agreganın tane sınıfı için hesaplanması dolayısıyla da toplam doyma suyu miktarını,

$$DS = \sum [(SE)_j - (DN)_j] W_{aj} \quad (4)$$

bağıntısıyla hesaplanmasının gereği açıktır.

Yukarıda belirtilen esaslar doğrultusunda hesaplanan hafif ve geleneksel beton bileşimleri Tablo 9 de verilmektedir.

## 2.6. BETONLARIN YAPIMI

Hafif ve geleneksel betonların karılmasında 60 litre kapasiteli eğik eksenli bir betoniyer kullanılmıştır (Şekil 12).

Her bir sınıf agregalar tartılarak, önceden nemlendirilen betoniyere konmuş ve doyma suyu da ilave edilerek 5 dakika, daha sonra çimento ilavesiyle 3 dakika,

Tablo 9. Betonların bileşimi

Betonlar	Hafif beton			Geleneksel betonlar		
	0.50	0.55	0.60	0.50	0.55	0.60
Su/çimento	0.50	0.55	0.60	0.50	0.55	0.60
Çimento ( $\text{kg/m}^3$ )	350	350	350	350	350	350
Su ( $\text{kg/m}^3$ )	175	193	210	175	193	210
Top.agrega ( $\text{Kg/m}^3$ )	1250	1219	1188	1829	1781	1736
Doyma suyu ( $\text{kg/m}^3$ )	212	206	210	3.80	3.70	3.60

bunu takiben betoniyer hiç durdurulmadan karma suyu ilave edilerek bir üç dakika daha karıştırılmıştır.

Bu şekilde hazırlanan betonların çökme konisi deney sonuçları Tablo 10 da verilmektedir.

Tablo 10. Betonların çökme konisi deney sonuçları

Betonlar	Hafif beton			Geleneksel beton		
	W/C	0.50	0.55	0.60	0.50	0.55
Çökme (mm)	15	20	30	10	15	20



Şekil 12. Betonların karılmasında kullanılan betoniyer

## 2.7. BETON DENEY NUMUNELERİNİN HAZIRLANMASI, SAKLANMASI VE DENEY ANINDAKİ YAŞLARI

Beton numunelerin hazırlanmasında, her bir su/çimento oranı için, 150mmX300mm ve 75mmX150mm boyutlarında silindir kalıplarla, aynı boyutta karot numune alınmasında kullanılan, 150mmX150mmX1000mm boyutunda prizmatik kalıplar kullanılmıştır. Boyutları 75mmX150mm olan karot numuneier betonların kırılma mekanizmalarının açıklanmasında yararlanmak, 75mmX150mm silindir numuneler ise karot kesme etkisini belirlemek amacıyla yapılmıştır.

Periyodu 2800 devir/dakika olan sarsma tablası üzerine yerleştirilen bu kalıplara beton, üç aşamada dökülmüş ve her bir aşamada 15 saniye süre ile sarsılmıştır ( Şekil 13).

Döküldüklerinden bir gün sonra kalıplarından çıkartılan numuneler, 21 gün sıcaklığı  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  olan suda, bu süre sonunda sıcaklığı  $24^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  ve bağıl nemi  $\%65 \pm 5$  olan bir ortamda saklanmıştır. Numuneler deney anında 28 günlüktü.



Şekil 13. Betonların yerleştirilmesinde kullanılan sarsma tablası

## 2.8. BETON NUMUNELERİN FİZİKSEL, MEKANİK VE ISIL ÖZELİKLERİ

### 2.8.1. Fiziksel Özellikler

Bu çalışmaya konu olan hafif ve geleneksel betonların belirlenen kuru ve doymuş birim kütleleri Tablo 11' de verilmektedir.

Tablo 11. Betonların birim kütleleri (kg/m<sup>3</sup>)

Betonlar	Hafif beton			Geleneksel beton		
	0.50	0.55	0.60	0.50	0.55	0.60
W/C						
Doymuş	1990	1970	1955	2415	2370	2357
Kuru	1807	1782	1763	2400	2350	2330

### 2.8.2. Mekanik Özellikler

Betonların mekanik özellikleri (basınç dayanımı, elastisite modülü ve poisson oranı) , pratik olarak 0.15 MPa/s yükleme hızıyla standart silindir numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneyler yardımıyla kayaç karotların mekanik özelliklerinin saptanmasına benzer şekilde belirlenmiştir (bkz. madde 2.2.1.3). Ancak kayaç karotlarından farklı olarak, bunlarda aktif boyu 90 mm olan TML-PL90 tipi birim şekildeğiştirme ölçerleri kullanılmıştır (Şekil 14).

Standart silindir numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme diyagramları ve enine şekildeğiştirmelerin boyuna şekildeğiştirmelere bağlı olarak değişimi hafif betonlar için sırasıyla Şekil 15 ve Şekil 16' da, geleneksel betonlar için ise Şekil 17 ve Şekil 18' de verilmektedir. Bu betonların ortalama ve karakteristik basınç dayanımlarıyla, başlangıç elastisite modülleri, dayanımlarının %50' sine karşılık gelen teğet modülleri ve doğrusal davranış bölgesindeki Poisson oranları Tablo 12' de verilmektedir.





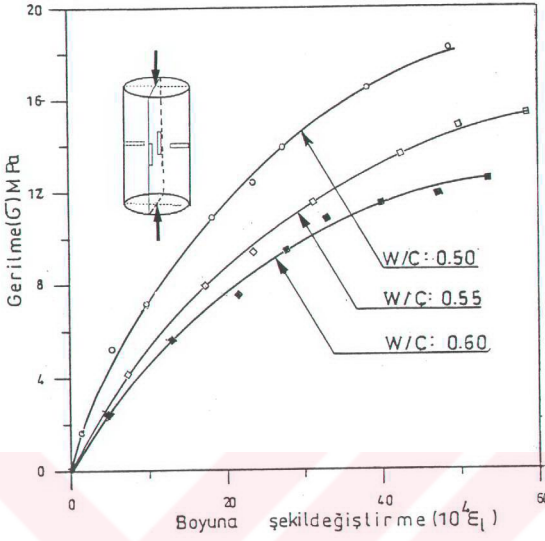
Şekil 14. Betonlar üzerinde gerçekleştirilen merkezi basınç deneyi

Betonların kırılma mekanizmalarının açıklanmasında kullanılmak amacıyla, karot (75mmX150mm) ve aynı boyutlu silindirik numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen ortalama ve karakteristik basınç dayanımları ise Tablo 13 ' de verilmektedir. Bu çizelgeden aynı boyutlu beton karot basınç dayanımlarının silindirik numunelerinkinden daha küçük olması kesme etkisinin varlığına işaret etmektedir. Bu durum daha sonra beton kırılma mekanizmalarının açıklanmasında dikkate alınmaktadır.

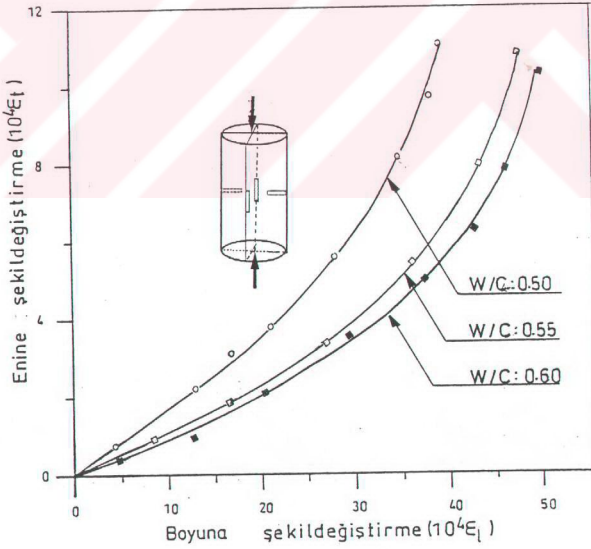
### 2.8.3. Isıl Özellikler

Bu çalışmaya konu olan hafif ve geleneksel betonların, ısı iletkenliklerinin belirlenmesinde, TS388 [72] ve TS415 [73] de önerilen plaka yöntemiyle, Dr.Bock tarafından geliştirilen 4110 tipi ısı iletkenlik deney aleti kullanılmıştır (Şekil 19).

Isıl iletkenlik deneyi, standart silindirik numunelerden kesilerek çıkartılan 25 mm kalınlığındaki elemanlar üzerinde gerçekleştirilmiştir. Deney numuneleri, önce sıcaklığı  $105^{\circ}\text{C}\pm 5^{\circ}\text{C}$  olan bir etüvde kütlesi sabit bir değer alınca kadar kurutulmuş ve daha sonra etüvden çıkartılarak bağıl nemi sürekli sabit tutulan bir ortamda, soğumaya bırakılmıştır. Bu şekilde soğutulan ve sabit nem oranına sahip numuneler, deney aletinin plakaları arasına yerleştirilmiştir. Deney aleti plakaları arasındaki sıcaklık farkı  $10^{\circ}\text{C}$  olacak şekilde, üç farklı sıcaklık

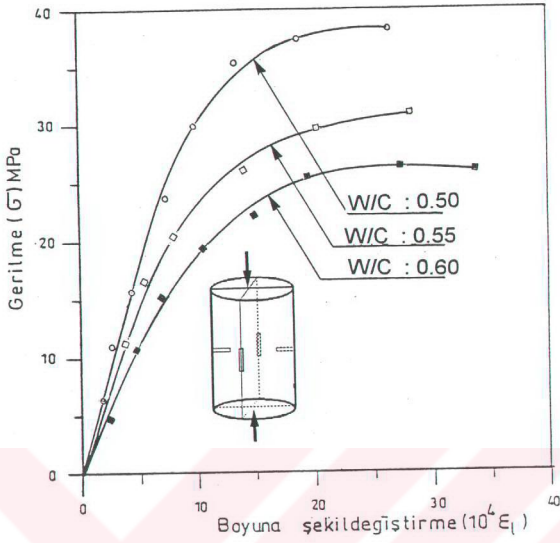


Şekil 15. Hafif betonların gerilme-şekil değiştirme diyagramları

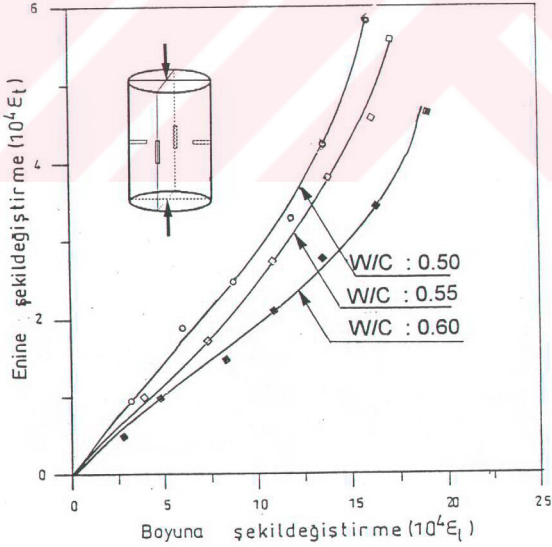


Şekil 16. Hafif betonların enine şekil değiştirme boyuna şekil değiştirme ilişkisi





Şekil 17. Geleneksel betonların gerilme-şekildeğiştirme diyagramları



Şekil 18. Geleneksel betonların enine şekil değiştirme boyuna şekil değiştirmeyle ilgili değişimleri

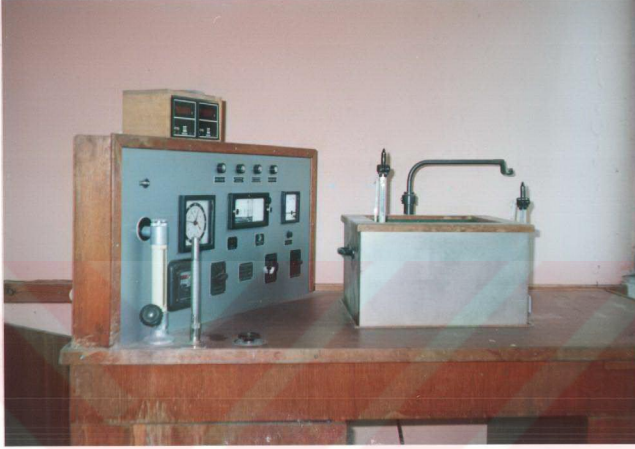
Tablo 12. Beton mekanik özellikleri

Betonlar	Hafif beton			Geleneksel beton		
	0.50	0.55	0.60	0.50	0.55	0.60
W/C	0.50	0.55	0.60	0.50	0.55	0.60
Ortalama basınç dayanımı(MPa)	19	16	15	37	30	26
St.Sapma(MPa)	0.5	0.3	0.35	1.1	1.4	1.0
Karakteristik basınç dayanımı	18.4	15.6	14.6	35.6	28.2	24.7
Başl. Elastisite modülü(MPa)	6600	5500	5100	37000	32500	28000
0.50fc için teğet modülü(MPa)	4100	3450	3000	26000	23700	16100
Poisson oranı	0.16	0.14	0.11	0.23	0.22	0.20

Tablo 13. Karot ve aynı boyutlu silindir numunelerin basınç dayanımı

Betonlar		Hafif betonlar			Geleneksel betonlar		
W/C		0.50	0.55	0.60	0.50	0.55	0.60
KAROT (75/150mm)	Ortalama basınç dayanımı(MPa)	16	15	14	31	26	24
	Standart sapma(MPa)	0.6	0.3	0.4	0.8	2.4	1.3
	Karakteristik basınç Dayanımı	15	14.6	13.5	30	23	22
SİLİNDİR (75/150mm)	Ortalama basınç dayanımı(MPa)	20	16	15	39	32	28
	Standart sapma(MPa)	0.45	0.33	0.5	0.6	0.4	1.2
	Karakteristik basınç dayanımı	19	16	14	38	32	27

kademesinde (35°C-45°C, 45°C-55°C ve 55°C-65°C) gerçekleştirilen deneylerde, her sıcaklık kademesinde harcanan enerji 30 dakikada arayla kaydedilmiştir.



Şekil 19. Isıl iletkenlik deney düzeneği

Bu kayıtlara göre,  $\Delta E$ ,  $\Delta Z$  ve  $K$  sırasıyla harcanan enerji farkını, okumalar arasındaki zaman farkını ve güç basamağı adını taşıyan ve değeri bilinen bir sabiti göstermek üzere birim alandan geçen ısı miktarı  $q$  ;

$$q = K \Delta E / \Delta Z \quad (5)$$

bağıntısıyla ısı iletkenlik katsayısı  $\lambda$  ise;  $d$  numune kalınlığını  $\Delta t$  numune alt ve üst yüzeylerindeki sıcaklıklarının farkını,  $w$  kullanılan deney aleti için 0.0022 değerindeki bir katsayıyı göstermek üzere;

$$\lambda = q \cdot d / \Delta t - qw \quad (6)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır.

Bu şekilde, geleneksel ve hafif betonların üç farklı su/çimento oranı için belirlenen ortalama ısı iletkenlik katsayıları, betonların birim kütleleri ile birlikte Tablo 14' de verilmektedir.

Tablo 14. Hafif ve geleneksel betonların ısı iletkenlik katsayıları

Betonlar	Su/çimento oranı	Birim kütle (kg/m <sup>3</sup> )	Isıl iletkenlik katsayısı $\lambda$ (kcal/m/h/°c)
Hafif beton	0.50	1807	0.577
	0.55	1772	0.567
	0.60	1763	0.558
Geleneksel beton	0.50	2400	1.054
	0.55	2350	1.035
	0.60	2330	1.010

Bu çizelgeden, hafif ve geleneksel beton birim kütlelerinin su/çimento oranı arttıkça azaldığı, birim kütleleri azaldıkça da ısı iletkenlik katsayısının azaldığı ve geleneksel betonun ortalama ısı iletkenlik katsayısının hafif betonunkilerden %82 daha büyük olduğu görülmektedir.

## 2.9. AGREGA PETROGRAFIK YAPISININ BETONLARIN KIRILMA MEKANİZMALARI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

### 2.9.1. Betonların Yapısı ve Davranışı

Betonun bir taraftan agrega, diğ er taraftan sertleşmiş çimento hamuru olmak üzere iki fazlı heterojen bir malzeme olarak dikkate alınması basitleştirici bir kabuldür. Zira, çimento hamuru genel olarak jel özeliğ inde olup, çok ince boyutlu çimento tanelerinin suyla hidratasyonu sonucu oluşan amorf yapısı nedeniyle kendi içinde heterojen olduğu gibi, agrega da kendi fazı içinde son derece heterojen bir yapıya sahiptir.

Bir teoriye göre (Viskoz akım teorisi), sertleşmiş çimento hamuru fazı yüksek vizkoziteli bir sıvı gibi dikkate alınmaktadır [74], [75]. Bu teoriyi, sertleşmiş çimento hamurunda, sabit gerilme altında doğal taşlardakinden çok ileri düzeyde, sünme adı verilen şekildeğiştirmelerin meydana gelmesi desteklemektedir. Diğer bir deyişle, bu teoriye göre, sertleşmiş çimento hamurunu viskoz bir cisim olarak dikkate almak mümkün gözükmemektedir.

Yukarıda da belirtildiği gibi, heterojen bir yapıya sahip olan betonun sertleşmiş çimento hamuru fazında da rötne, sünme, şişme gibi şekildeğiştirmeler meydana geldiğinden, bu malzemenin dış kuvvetler altındaki davranışı klasik teorilerle açıklanamamaktadır. Gerçekten, beton üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen sonuçlar elastisite teorisiyle elde edilenlerden çok farklı olmaktadır. Bu farklar değişik yapıdaki iki cisimden meydana gelen, bağlantıları (kenetlenmeleri) kendisini oluşturan cisimlerin yapısına, oranlarına, sertleşme süresine ve saklama koşullarına bağlı olan bu malzemenin, yukarıda belirtilmeye çalışılan, kendi özel yapısından ileri geldiği açıktır.

Bilim tarihinde (1967 yılına kadar) Feret'in çalışmaları [76] temel alındığından, agrega petrografik yapısının ( bkz. Madde 2.2.1.2 ve Madde 2.2.2.2) beton kırılma mekanizması üzerinde etkisi olmadığı kabul edilmekteydi. Bugün de genellikle beton dayanımına etki eden en önemli etkenlerin;

- Çimento türü ve miktarı,
- Su/çimento oranı,
- Agrega granülometrik bileşimi,
- Agrega tane şekli, yüzey pürüzlülüğü,
- Agrega yüzey temizliği,
- Agrega birim kütlesi,
- Betonda hapsedilmiş hava oranı,
- Yapım ve saklama koşulları,

- Sertleşme süresinden ibaret olduğu kabul edilmektedir. Oysa agrega petrografik yapısının da bu etkenler arasında olması akla daha uygun gelmektedir. Zira, agrega petrografik yapısını belirlemek, beton içine yerleşmiş bulunan agrega taneleri ve bu tanelerin çimento hamuru ile olan bağlantılarının özelliklerini de belirlemek anlamına geldiğinden, bu düşünce daha gerçekçi gözükmemektedir.

## 2.9.2. Betonun Kırılma Mekanizmaları

### 2.9.2.1. Merkezi Çekme Etkisindeki Kırılma Mekanizmaları

#### 2.9.2.1.1. Betonun Merkezi Çekme Dayanımı

Betonarme hesaplarda beton çekme dayanımının genellikle sıfır olarak dikkate alındığı bilinmektedir. Bununla beraber betonun çekme etkisi altında davranışının bilinmesi de gerekli olmaktadır. Zira betonun çatlaması, uzama kapasitesinin aşılmasıyla meydana gelmektedir[77]. Oysa, sırf betondan imal edilen pist ve yol gibi yapılarda meydana gelen çekme gerilmelerinin beton tarafından emniyetle taşınması gerektiği gibi, rötne etkisinden dolayı çatlama olmaması için de betonun çekme dayanımının belirli bir değerin üstünde olması arzulanan bir durumdur.

Betonun merkezi çekme dayanımının deneysel olarak belirlenmesi bir takım zorluklar göstermektedir. Bu nedenle eğilme ya da yarmada çekme dayanımları belirlenerek merkezi çekme dayanımına bir takım ampirik bağıntılarla dolaylı yoldan geçilmektedir[78].

Betonun merkezi çekme ve merkezi basınç altında kırılma mekanizmasının incelenmesi için yapılan kabuller aşağıda verilmektedir:

a) Beton heterojen ancak, yeterli derecede izotrop ve ilk yaklaşım olarak çatlaksız bir malzemedir.

b) Yük altında davranışları için sadece ortalama gerilme ve şekildeğişmeler dikkate alınmaktadır.

c) Bu çalışmayı ilgilendiren kırılma anında E kırılmaya karşılık gelen sekant modülünü göstermek üzere, gerilmeler ( $\sigma$ ) şekildeğişmelere ( $\epsilon$ ),  $\sigma = E \epsilon$  ifadesiyle bağlıdır. Betonu elasto-plastik bir cisim olmasına rağmen çatlama yükünden önceki aşamada gerilmelerle şekildeğişmeler arasında birebir tekabül olduğundan, bu varsayım oldukça geçerli sayılabilir.

d) Kırılma sadece yükleme hızının yeterince büyük olduğu durumlar için incelenmektedir.

#### 2.9.2.1.2. Merkezi Çekme Dayanımının İfadesi

Kesit alanı A olan bir beton ya da harç numune N merkezi çekme kuvvetinin etkisinde ise,  $N_f$  kırılma yükünü göstermek üzere numunenin çekme dayanımının;



$$f_{ct} = N_r / A \quad (7)$$

bağıntısıyla hesaplandığı bilinmektedir. Bu oran bazı genelleştirilmiş kabuller içerdiğinden, gerçek kırılmanın meydana geldiği yüzeyden bağımsız olup, bu yüzeydeki her bir noktada oluşan farklı gerçek gerilmelerin ortalama bir değeri olarak kabul edilmektedir.

$\omega$ , A numune kesit alanının s alanlı küçük bir elemanı olarak dikkate alınsın. Ancak, heterojen bir malzeme olan beton için bu elemanın boyutlarının **istenildiği kadar küçük** seçilmesi gerçekçi olmayacağından, bunun en büyük agrega tane boyutundan daha büyük olduğu kabul edilsin. Bu özellikteki elemanın alanı (s),  $s_a$ ,  $s_c$ ,  $s_v$  sırasıyla agrega, sertleşmiş çimento hamuru ve hapsedilmiş hava boşluğu alanlarını göstermek üzere;

$$s = s_a + s_c + s_v \quad (8)$$

şeklinde ifade edilsin. Ayrıca bu dağılımın gerçek kırılma yüzeyinin numune kesit alanındaki (A) izdüşümü için de geçerli olduğu kabul edilsin.

Numunenin merkezi çekme etkisinde kırılması için genel bir varsayım olarak, hem karışımdaki çimento hamuru ve agrega oranlarına hem de aderans, çimento hamuru ve agrega dayanımlarına bağlı olarak, iki durum söz konusu olabilir:

1) Aderans ya da agrega kırılması betonun kırılmasına neden olmamaktadır. Bu durumda betonun dayanımı sadece sertleşmiş çimento hamuru tarafından sağlanmaktadır.

$N_{r\omega}$ , s alanına düşen kırılma yükünü ve  $f_{ct}$  çimento hamuru çekme dayanımını göstermek üzere,

$$N_{r\omega} = f_{ct} s_c \quad (9)$$

olarak ifade edilebilir. Bu durumda kırılma anında A numune kesitindeki ortalama gerilme, çimento hamuru çekme dayanımı cinsinden;

$$f_{ct1} = f_{ct} s_c / s \quad (10)$$

şeklinde yazılabilir. Bu tür kırılma, çekme dayanımı düşük ya da aderansı zayıf agregaya içeren veya çok az oranda çekme dayanımı ve aderansı yüksek agregaya içeren betonlardaki kırılmaya karşılık gelmektedir.

2) Aderans ya da agregaya kırılması betonun kırılmasına neden olmaktadır. Bu durumda çimento hamuru kırılma anından hemen önce çatlamamış olduğundan dayanıma katkıda bulunmaktadır.

$\sigma_a$  ve  $\sigma_c$  sırasıyla agregaya ve çimento hamuru tarafından taşınan ortalama normal gerilmeleri göstermek üzere  $\omega$  kesit alanı içinde kırılma anına kadar ortalama normal kuvvet;

$$N_{\omega} = \sigma_a s_a + \sigma_c s_c \quad (11)$$

ve ortalama normal gerilme ise;

$$\sigma_{ct} = \frac{N_{\omega}}{s} = \sigma_a \frac{s_a}{s} + \sigma_c \frac{s_c}{s} \quad (12)$$

bağıntılarıyla ifade edilebilir. Bu son bağıntıya göre iki durum söz konusu olabilir:

a) Betonun kırılmasına aderans sökülmesi neden olmaktadır. Bu durumda  $f_{adt}$  aderans dayanımını göstermek üzere (12) bağıntısı kırılma anında ;

$$f_{ct2} = f_{adt} \left( \frac{s_a}{s} + \frac{\sigma_c}{\sigma_a} \frac{s_c}{s} \right) \quad (13)$$

şeklinde yazılabilir.

b) Betonun kırılmasına agregaya dayanım düşüklüğü neden olmaktadır.  $f_{at}$  agregaya çekme dayanımını göstermek üzere (12) bağıntısı bu kez ;

$$f'_{ct2} = f_{at} \left( \frac{s_a}{s} + \frac{\sigma_c}{\sigma_a} \frac{s_c}{s} \right) \quad (14)$$

şeklini almaktadır.

Ayrıca, bir bağlayıcı ile sarılmış çeşitli boyutlardaki tanelerden meydana gelen en genel bir cisim için kırılmanın önce bağlayıcı fazından olabileceği de

düşünülebilir. Eğer bu tür bir kırılma tüm cismin kırılmasına neden olmuyorsa, bu heterojen cismin çekme dayanımı kırılmanın aderans sökülmesi ya da bağlayıcıyla sarılmış tanelerin kırılmasına bağlı olarak sırasıyla;

$$f_{ct3} = f_{adt} \frac{s_a}{s} \quad (15)$$

$$f'_{ct3} = f_{at} \frac{s_a}{s} \quad (16)$$

bağıntılarıyla belirlenebilir.

Bağlayıcı kırılmasının tüm cismin kırılmasına neden olması halinde ise cismin çekme dayanımı ;

$$f_{ct4} = f_{ct} \left( \frac{s_c}{s} + \frac{\sigma_a}{\sigma_c} \frac{s_a}{s} \right) \quad (17)$$

şeklinde ifade edilebilir.

Yukarıdaki (15), (16) ve (17) bağıntıları, cismin içerdiği tanelerin şekildeğiştirme kapasitelerinin bağlayıcınıninkinden daha büyük olması hali için geçerlidir. Dolayısıyla da geleneksel beton ya da harçlara uygulanamazlar. Diğer taraftan (15) ve (16) bağıntıları, iddiaların aksine, çekme dayanımının bağlayıcı içindeki tanelerin yapısından hiçbir zaman bağımsız olamayacağını, ancak bağlayıcı yapısından bağımsız olabileceğini göstermektedir.

#### 2.9.2.1.2.1. $f_{ct1}$ , $f_{ct2}$ ve $f'_{ct2}$ nün beton bileşimine bağlı ifadesi

Bu başlık altında  $f_{ct}$ ,  $f_{adt}$ ,  $\sigma_a/\sigma_c$ ,  $s_a/s$  ve  $s_c/s$  nin betonun birer bileşeninin oranına ( $\gamma$ ) bağlı olarak ifade edilmeleri üzerinde durulmaktadır.

##### 1) $f_{ct}$ nin ifadesi

Bağlayıcının çekme dayanımının, kendi fazı içinde bağlı katı bir yapı oluşmadığı sürece, sıfır olduğu bilinmektedir. Gerçekten çimento hamuru içinde c,

e ve v sırasıyla betonda hacimce çimento, su ve hapsedilmiş hava miktarlarını göstermek üzere ;

$$\gamma = \frac{c}{c + e + v} \quad (18)$$

oranıyla tanımlanan çimento hamuru içindeki çimento oranının (çimento konsantrasyonu),  $\gamma_0$  gibi, çimento yapısına bağlı, belirli bir değerden küçük ya da eşit olması halinde durum böyle olmaktadır.  $\gamma > \gamma_0$  olması durumunda ise bağlayıcının çekme dayanımı, çimento konsantrasyonu ve zamana bağlı olarak artmaktadır.

Bu durumda sertleşmiş çimento hamuru çekme dayanımı ( $f_{ct}$ ),  $\alpha_1$  zamanla artan bir fonksiyonu ve  $t_c$  çimento yapısına ve muhafaza koşullarına bağlı bir katsayıyı göstermek üzere;

$$f_{ct} = \alpha_1 (\gamma - \gamma_0) t_c \quad (19)$$

olarak ifade edilebilir.

Burada çalışmanın bundan sonraki kısmında, basitleştirmek amacıyla, betonda hapsedilmiş hava olmadığı kabulüyle ( $v = 0$ )  $\gamma = c/(c+e)$  olarak dikkate alındığını belirtmek uygun olmaktadır.

## 2) $f_{adt}$ nin ifadesi

Aderans dayanımının da zamanla ve bağlayıcı içindeki çimento konsantrasyonu ile değiştiği düşünülebilir. Bu durumda  $\alpha_2$  yine zamanla artan bir fonksiyonu,  $\gamma_1$  çimento hamurunun bağlayıcı özellikte olabilmesi için ancak yeterli olan  $\gamma$  değerini,  $t_{ad}$  mevcut katı elemanların yapısına bağlı, aderansla ilgili bir katsayıyı göstermek üzere;

$$f_{adt} = \alpha_2 (\gamma - \gamma_1) t_{ad} \quad (20)$$

şeklinde ifade edilebilir.

### 3) $\sigma_a / \sigma_c$ nin ifadesi

$\varepsilon_a$  ve  $\varepsilon_c$  sırasıyla agregaya ve çimento hamurunun ortalama birim boydeğişimlerini,  $E_a$  ve  $E_c$  ise betonun kırılması anında sırasıyla agregaya ve çimento hamurunun sekant modülünü göstermek üzere ;

$$\sigma_a = E_a \varepsilon_a$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c$$

bağıntıları yazılabilir. Daha önce çimento hamuru dayanımı için elde edilen hipotez (19 bağıntısı) dikkate alınır ve  $E_c$  nin zamanla ve çimento konsantrasyonuyla artan bir fonksiyon olduğu oysa,  $E_a$  nın bunlara bağlı olmadığı düşünülürse,  $\alpha_3$  zamanla artan bir fonksiyonu,  $k$  çimento ve agregaya yapısına bağlı bir katsayıyı göstermek üzere ;

$$E_c / E_a = \alpha_3 k (\gamma - \gamma_0) \quad (21)$$

şeklinde ifade edilebilir. Diğer taraftan, kırılma meydana gelmediği sürece agregaya ve çimento hamurunda numune kesimine dik doğrultudaki birim şekildeğiştirmelerin temas yüzeylerinde birbirine eşit olduğu açık olmakla beraber, çimento hamuru şekildeğiştirmesi sardığı tanelerden uzaklaştıkça artmaktadır. Ancak agregaya oranı yüksek olduğu sürece  $\varepsilon_c / \varepsilon_a$  şekildeğiştirme oranı dayanıma etki etmemektedir. Zira bu durumda agregalar arasında mesafe küçük olduğu için,

$$\varepsilon_c \cong \varepsilon_a$$

yazılabileceğinden ,

$$\sigma_c / \sigma_a = \alpha_3 k (\gamma - \gamma_0) \quad (22)$$

olarak elde edilir.

4)  $s_a / s$  nin ifadesi

Kesit alanı  $s$  olan bir beton küp numune göz önüne alınsın. Bu hacimde karakteristik boyutu  $d_i$  olan agregâ sınıfındaki tane sayısının  $n_i^3$  olduğu düşünölsün. Eğer bu küpteki agregâ dağılımının homojen olduğu ve şekillerinin boyutlarıyla değişmediği kabul edilirse,  $\mu$  ve  $\xi$  sadece agregâ şekline bağlı katsayıları göstermek üzere küpteki agregâ hacmi ;

$$V_a = \mu \sum n_i^3 d_i^3$$

şeklinde ve kesitte agregâlar tarafından işgal edilen yüzey ise;

$$s_a = \xi \sum n_i^3 d_i^3$$

şeklinde hesaplanabilir. Buna göre,  $d_1$  ve  $n_1$  maksimum tane çaplı agregâlara karşılık gelmek ve

$$\lambda_i = d_i n_i / d_1 n_1$$

olmak üzere  $s$  alanı içindeki agregâ alanı;

$$s_a = \xi / (\mu^{2/3}) V_a^{2/3} (\sum \lambda_i^2 / (\sum \lambda_i^3)^{2/3}) \quad (23)$$

olarak ifade edilebilir. Bu bağıntıda, sadece agregâ geometrisine bağlı terim  $K = \xi / \mu^{2/3}$  ve sadece agregâ granölometrisine bağlı terim ise

$$m = \sum \lambda_i^2 / (\sum \lambda_i^3)^{2/3}$$

olarak gösterilirse,

$$s_a = m K V_a^{2/3}$$



ve

$$s_a / s = m K_a^{2/3} \quad (24)$$

bağıntısı elde edilir.

5)  $s_c / s$  nin ifadesi

Kesitte, alanı  $s_v$  olan hava boşluğuna rastlanması durumunda benzer hesaplama;

$$s_v / s = m' K' V^{2/3}$$

olarak elde edilir.  $s = s_a + s_c + s_v$  olduğundan, yukarıdaki oranlar bu son bağıntıda yerine konup gerekli işlemler yapıldığında ;

$$s_c / s = 1 - m K_a^{2/3} - m' K' V^{2/3} \quad (25)$$

olarak ifade edilebilir.

(19), (20), (22), (24) ve (25) bağıntıları (10), (13) ve (14) bağıntılarında yerlerine yazılırsa, bağlı oldukları başlıca faktörlerin fonksiyonu olarak, betonun çekme dayanımı ;

$$f_{ct1} = \alpha_1 (\gamma - \gamma_o) t_c (1 - m K_a^{2/3} - m' K' V^{2/3}) \quad (26)$$

$$f_{ct2} = \alpha_2 (\gamma - \gamma_o) t_{ad} [m K_a^{2/3} + \alpha_3 k (\gamma - \gamma_o) (1 - m K_a^{2/3} - m' K' V^{2/3})] \quad (27)$$

$$f'_{ct2} = f_{at} [m K_a^{2/3} + \alpha_3 k (\gamma - \gamma_o) (1 - m K_a^{2/3} - m' K' V^{2/3})] \quad (28)$$

bağıntılarının biriyle elde edilmektedir.

Bu dayanım,  $\gamma < \gamma_0$  için sıfır olup,  $\gamma > \gamma_0$  için  $f_{ct1}$  ' in  $f_{ct2}$  ve  $f_{ct2}$  den büyük olması halinde ( birinci şekil kırılma)  $f_{ct1}$  ' e;  $f_{ct1} < f_{ct2} < f_{ct2}$  iken  $f_{ct2}$  ' ye ve  $f_{ct1} < f_{ct2} < f_{ct2}$  olduğunda ise (ikinci şekil kırılma)  $f_{ct2}$  ' ne eşit olmaktadır.

### 2.9.2.1.3. Grafik Gösterilim

Bu incelemede belirli bir agregaya şekline ( $\alpha_i$ ,  $m$  ve  $K$  sabit ) ve granülometrik bileşimine sahip belirli bir yaştaki beton için  $f_{ct} = f(\gamma)$  şeklinde, üç düzlem gösterilimle sınırlı olarak, sırasıyla

- a ve v sabit
- e ve v sabit
- c ve v sabit

hallerine karşılık gelen eğriler dikkate alınmaktadır.

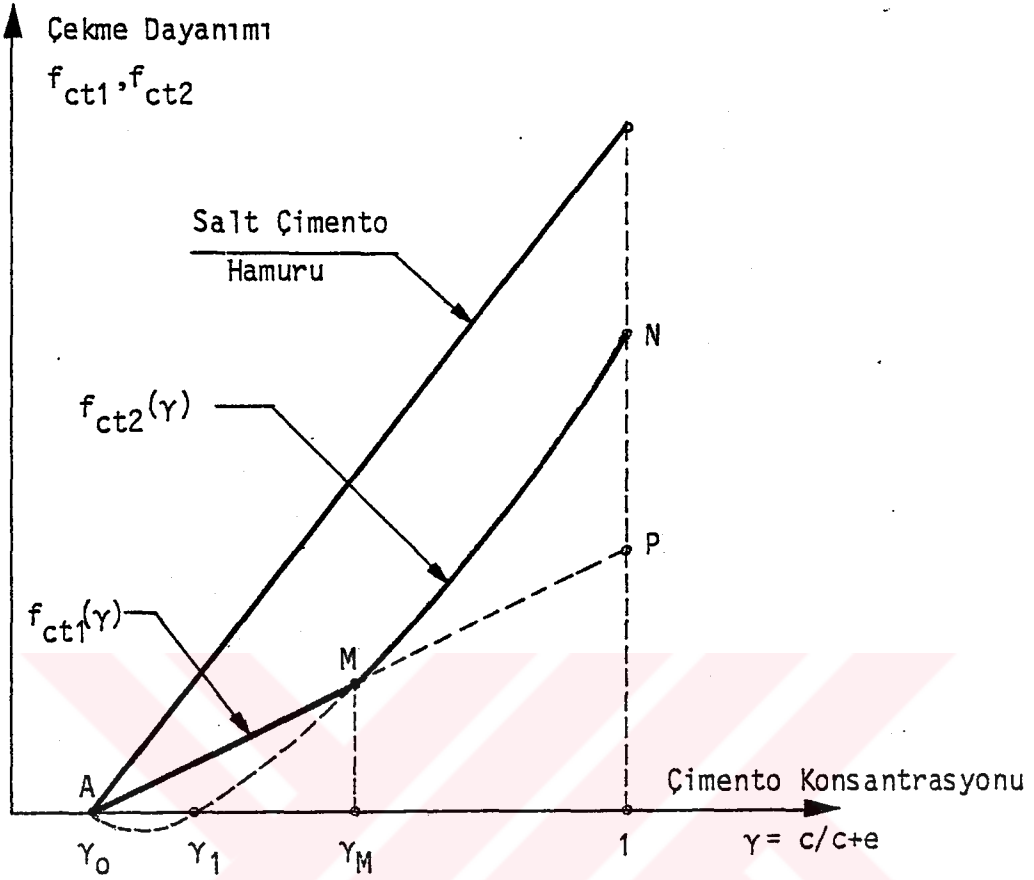
#### 2.9.2.1.3.1. a ve v nin sabit hallerine karşılık gelen eğriler

Bu eğriler, çimento konsantrasyonu ( $\gamma$ ) değıştikçe sabit agregaya ve sabit hapsedilmiş hava miktarına sahip bir betonun çekme dayanımının gelişimi gösterilmektedir (Şekil 20).

Bu şekilden görüldüğü gibi  $f_{ct1}(\gamma)$  eğrileri doğrusal olup,  $a$  ve  $v$  değerleri sabit olduğundan aynı tür çimento ile üretilen tüm betonlar için sadece bir tane  $f_{ct1}(\gamma)$  doğrusu söz konusu olmaktadır.  $f_{ct2}(\gamma)$  eğrileri ise eksenini  $f_{ct}$  eksenine paralel parabol şeklindedir.  $a$  ve  $v$  değerleri sabit olduğundan aynı tür çimento için agregaya petrografik yapısı türü kadar  $f_{ct2}(\gamma)$  eğrisi vardır. Burada (27) bağıntısındaki  $\gamma_1$ ,  $t_{ad}$  ve  $k$  değerlerinin agregaya petrografik yapısına bağlı olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

Çimento konsantrasyonu  $\gamma_0$  dan maksimum teorik değeri olan 1' e doğru arttıkça  $f_{ct2}$  nin  $f_{ct1}$  den daha büyük değerler alabilmesi için, aderans yetersizse, betonun dayanımını gösteren nokta  $f_{ct1}(\gamma)$  doğrusu üzerinde A dan P ye yerdeğıştirir. Bu da aderansın yeterli olmaması durumunda, betonun çekme dayanımının agregaya petrografik yapısından bağımsız olduğunu göstermektedir.

Eğer  $\gamma$  nin  $\gamma_m$  gibi belirli bir değerinden sonra  $f_{ct2}$  nin  $f_{ct1}$  den daha büyük olabilmesi için aderans yeterli oluyorsa, beton dayanımını gösteren nokta  $f_{ct1}(\gamma)$  doğrusu üzerinde A dan M ye, daha sonra da  $f_{ct2}(\gamma)$  eğrisi üzerinde M den N ye doğru yerdeğıştirir. Diğer taraftan  $f_{ct2}$  değeriyle bilinen bölgede, diğer koşulların hiçbiri değışmemek üzere, bu dayanım aderans iyileştikçe artmaktadır.



Şekil 20. a ve v sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri [74].

Ancak, AP doğrusu ya da MN parabol yayının P ve N noktaları  $e=0$  olması haline karşılık geldiğinden, bu noktalar pratik bir anlam taşımamaktadır.

### 2.9.2.1.3.2. e ve v nin sabit hallerine karşılık gelen eğriler

Bu eğriler, su ve hapsedilmiş hava miktarı sabit olmak üzere agrega ve çimento oranlarının değişimine bağlı olarak betonun çekme dayanımının gelişimini göstermektedir (Şekil 21 ve Şekil 22). Ayrıca, kolaylık açısından sadece  $e=e_1$  =sabit ve  $v=0$  durumu için inceleme yapılmakta ve böylece,

$$a + c + e = 1$$

olup, buradan

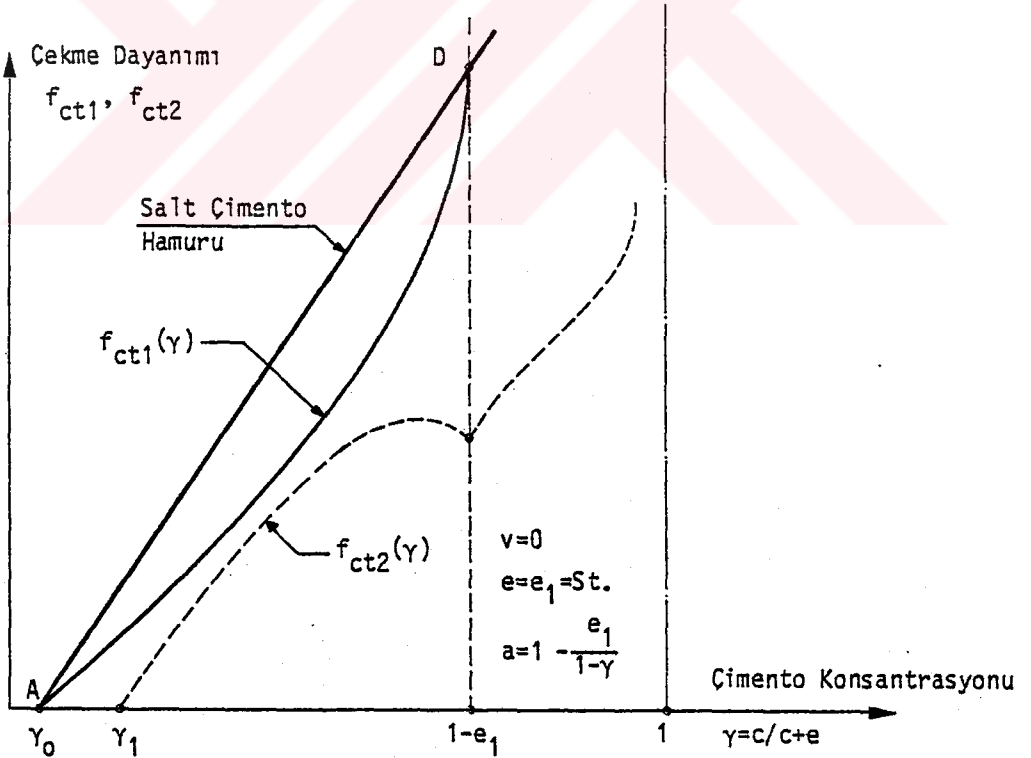
$$a = 1 - (e_1/1-\gamma)$$

olarak bulunur. Bu son bağıntı (26) ve (27) bağıntılarında yerine konursa ;

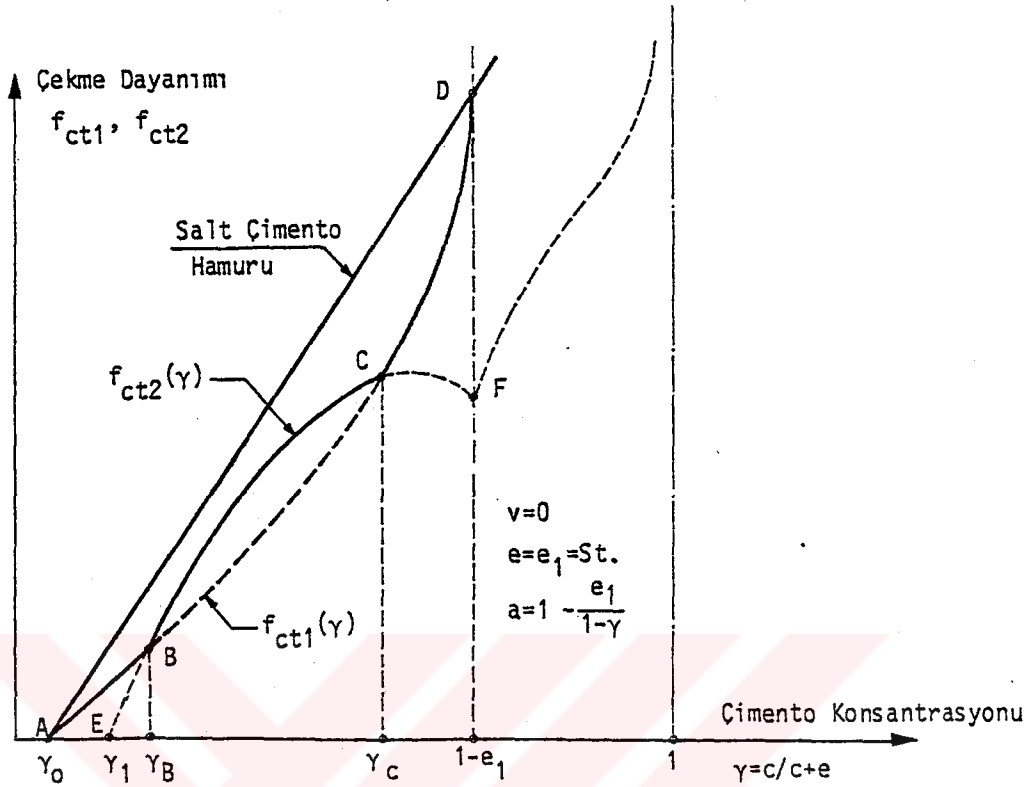
$$f_{ct1} = \alpha_1(\gamma-\gamma_0) t_c [1-mK(1-(e_1/1-\gamma))^{2/3}] \quad (29)$$

$$f_{ct2} = \alpha_2(\gamma-\gamma_1) t_{ad}[mK(1-(e_1/1-\gamma))^{2/3} + \alpha_3k(\gamma-\gamma_0)\{1-mK(1-(e_1/1-\gamma))^{2/3}\}] \quad (30)$$

bağıntıları elde edilmektedir. Burada  $\gamma = 1-e_1$  değeri için  $a = 0$  olduğundan beton sadece çimento hamurundan ibarettir. Ancak (30) bağıntısı beton bileşiminde agrega olması ve  $\gamma < 1-e_1$  hali için fiziksel bir anlam taşımaktadır. Bu nedenle  $f_{ct1}$ ' in  $\gamma$  'ya bağlı değişimi,



Şekil 21. Aderansın zayıf ya da hiç olmaması durumunda  $e$  ve  $v$  nin sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri [74].



Şekil 22. Aderansın yeterli olması durumunda  $e$  ve  $v$  nin sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri [74].

$$\gamma_0 < \gamma < 1 - e_1$$

aralığında ve  $f_{ct2}$  nin  $\gamma$  ya bağlı değişimi ise,

$$\gamma < \gamma < 1 - e_1$$

aralığında incelenmekte ve böylece Şekil 21 ve Şekil 22 deki eğriler elde edilmektedir.

Burada da  $e$  ve  $v$  değerleri sabit olduğundan aynı tür çimento ile yapılan tüm betonlar için sadece bir tane  $f_{ct1}(\gamma)$  eğrisine karşılık, agreganın petrografik yapısı türü kadar  $f_{ct2}(\gamma)$  eğrisi söz konusu olmaktadır.

Aderansın zayıf ya da hiç olmaması durumunda  $f_{ct2}(\gamma)$  eğrisi daima  $f_{ct1}(\gamma)$  eğrisinin altında kalmakta ve beton dayanımı agreganın petrografik yapısından bağımsız olmaktadır (bkz. Şekil 21).

$f_{ct2}$  nin  $f_{ct1}$  den daha büyük değerler alabilmesi için aderansın yeteri kadar büyük olması gerekmektedir. Agregaya ile çimento hamuru arasında yeterli miktarda aderans olması halinde  $f_{ct2}(\gamma)$  eğrisi  $f_{ct1}(\gamma)$  eğrisini B ve C gibi iki noktada kesmekte ve üstte kalmaktadır ( bkz. Şekil 10). Bu da (30) bağıntısıyla tanımlanan beton çekme dayanımının , B ve C noktaları arasında, aderans dayanımına ve dolayısıyla agregaya petrografik yapısına bağlı olduğunu göstermektedir.

#### 2.9.2.1.3.3. c ve v nin sabit hallerine karşılık gelen eğriler

Bu eğriler, çimento ve hapsedilmiş hava miktarları sabit olmak üzere agregaya ve su oranlarının değişimine bağlı olarak betonun çekme dayanımının gelişimini göstermektedir (Şekil 23).

e ve v nin sabit hallerinde olduğu gibi burada da basitleştirmek amacıyla sadece  $c = c_1 = \text{sabit}$  ve  $v = 0$  olması haline karşılık gelen eğriler incelenmekte ve böylece,

$$a = 1 - (c_1/\gamma)$$

olduğundan; betonun çekme dayanımı ,

$$f_{ct1} = \alpha_1(\gamma - \gamma_0) t_c [1 - mK(1 - c_1/\gamma)^{2/3}] \quad (31)$$

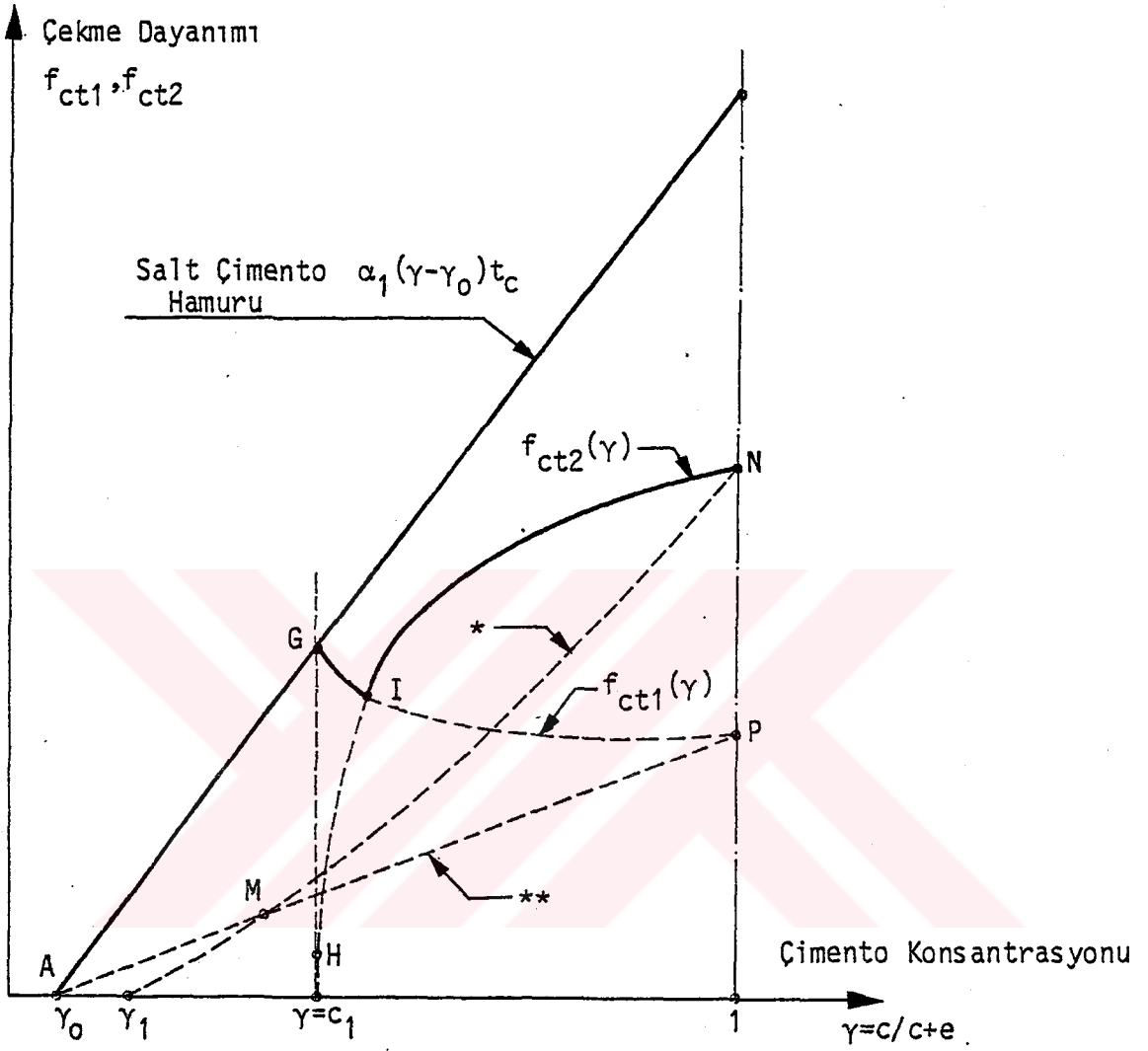
$$f_{ct2} = \alpha_2(\gamma - \gamma_1) t_{ad} [mK(1 - c_1/\gamma)^{2/3} + \alpha_3 k(\gamma - \gamma_0) \{1 - mK(1 - c_1/\gamma)^{2/3}\}] \quad (32)$$

olarak elde edilmektedir.

Bu durumda da çimento türü ve oranı ile hapsedilmiş hava miktarı sabit olduğundan sadece bir tane  $f_{ct1}(\gamma)$  eğrisi ve buna karşılık agregaya petrografik yapısı türü kadar  $f_{ct2}(\gamma)$  eğrisi vardır.

$f_{ct1}(\gamma)$  eğrisi soldan salt çimento hamuru dayanımını gösteren doğru ile ve sağdan, varsa,  $f_{ct2}(\gamma)$  ; yoksa,  $\gamma = 1$  doğrusuyla sınırlıdır.  $f_{ct2}(\gamma)$  eğrileri ise soldan  $f_{ct1}(\gamma)$  eğrisi ve sağdan  $\gamma = 1$  doğrusuyla sınırlıdır.





Şekil 23. c ve v sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri [74].

Eğer  $f_{ct2}(\gamma)$  eğrisi  $f_{ct1}(\gamma)$  eğrisini herhangi bir noktada kesiyorsa beton çekme dayanımını gösteren nokta önce  $f_{ct1}(\gamma)$  üzerinde G den I ya, daha sonra  $\gamma$ ,  $c_1$  den 1' e doğru arttıkça  $f_{ct2}(\gamma)$  üzerinde I dan N ye doğru yerdeğiştirmektedir. Aderansın yetersiz kalması durumunda ise bu nokta  $f_{ct1}(\gamma)$  üzerinde G den P ye doğru yerdeğiştirmektedir.

## 2.9.2. Merkezi Basınç Etkisindeki Kırılma Mekanizması

### 2.9.2.1. Betonun Merkezi Basınç Dayanımı

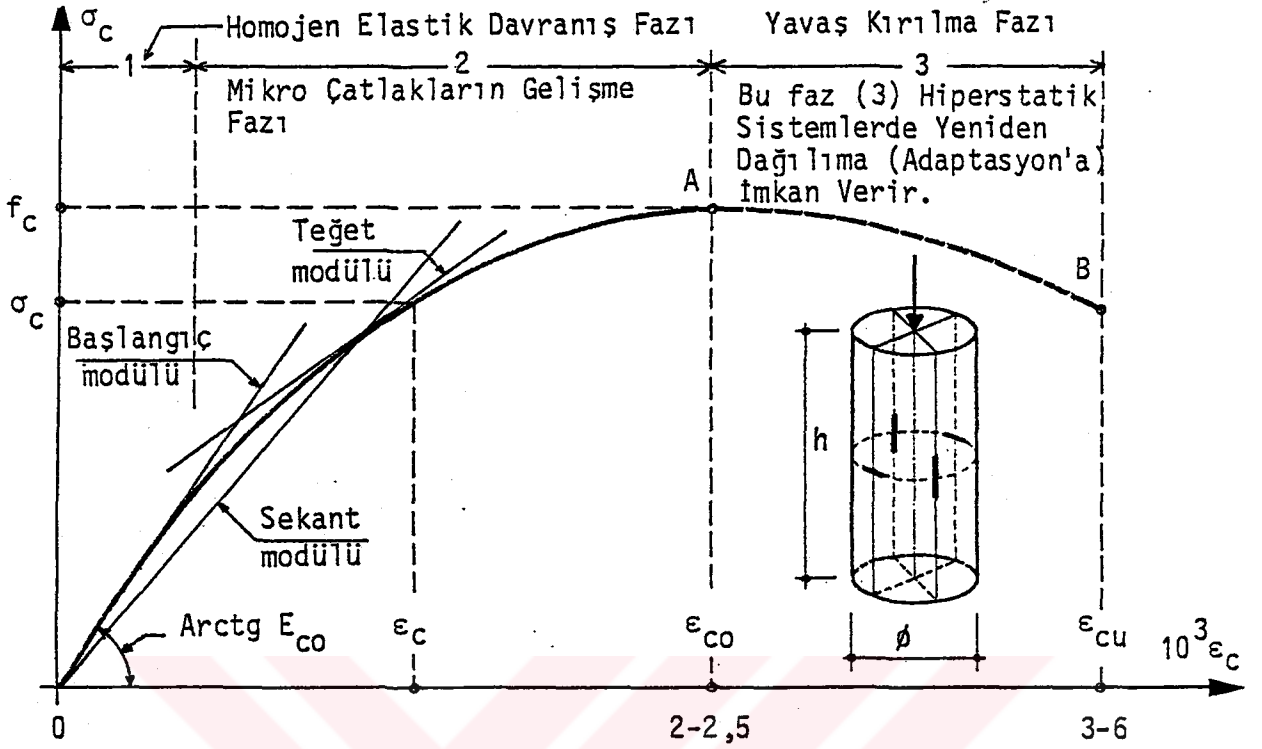
Bir betonda beklenen en önemli özelliklerden birinin yüksek bir basınç dayanımı olduğu bilinmektedir. Betonun basınç dayanımı, kemirici (agresif) ortam etkisinde kalmadığı sürece, zamanla artan bir mekanik özeliği olup, ilk 7 günde bu değer yaklaşık %70' ine ve 28. gün sonunda da standart dayanım olarak kabul edilen değerine ulaşmaktadır. Betonun basınç dayanımının maksimum değerini alması ise, yine ortam koşullarına bağlı olarak, birkaç yıl kadar sürebileceğinden basınç dayanımından söz ederken betonun yaşının da belirtilmesi zorunlu olmaktadır.

Birçok ülkede olduğu gibi Türkiye' de de  $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  sıcaklıktaki su içinde 28 gün boyunca saklanmış standart beton silindir numunelerin ( $\phi = 15 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$ ) sabit yükleme hızıyla bir eksenli merkezi basınç dayanımları standart numune dayanımı olarak adlandırılmaktadır. Beton sınıfları ise genellikle karakteristik silindir basınç dayanımlarına göre belirlenmektedir. Bununla beraber bazen küp numuneler de standart numune olarak kullanılmakta ve bu dayanımlardan, istendiğinde yaklaşık bir takım bağıntılarla silindir dayanımına çevrilebilmektedir [77].

Bu çalışmaya konu olan hafif ve geleneksel betonların bir eksenli merkezi basınç altındaki standart numuneler üzerinde, sabit gerilme hızıyla elde edilen gerilme- birim şekildeğiştirme diyagramları daha önce verilmiştir (bkz. Şekil 15 ve Şekil 17). Sabit şekildeğiştirme hızıyla, geleneksel betonlar üzerinde elde edilen gerilme-birim şekildeğiştirme diyagramının genel görünümü ise Şekil 24 ' de verilmektedir.

Betonların gerilme-şekildeğiştirme diyagramlarını birçok parametre etkilediğinden, tüm betonları temsil edecek şekilde, analitik bir bağıntıyla ifade edilmesi imkansız denecek kadar zor olmaktadır. Bununla beraber bazı araştırmacılar bu eğrinin genel ifadesini analitik olarak vermeye çalışmıştır. Bunlara örnek olarak; sırasıyla Smith-Young, Voellmy, Torraja ve Sargin tarafından önerilen aşağıdaki (33), (34), (35) ve (36). bağıntıları verilebilir [79], [80].

$$\sigma_c = f_c (\epsilon_c / \epsilon_{c0}) e [1 - (\epsilon_c / \epsilon_{c0})] \quad (33)$$



Şekil 24. Geleneksel betonun bir eksenli merkezi basınç altında şematik gerilme-birim şekildeğiştirme diyagramı [79]

$$\sigma_c = f_c (\epsilon_c / \epsilon_{co}) [2 - (\epsilon_c / \epsilon_{co})] \quad (34)$$

$$\sigma_c = f_c [1 - (1 - (\epsilon_c / \epsilon_{co}))^{7/3}] \quad (35)$$

ve  $x = \epsilon_c / \epsilon_{co}$ ,  $y = \sigma_c / f_c$ ,  $k = E_{co} \epsilon_{co} / f_c$  ve  $k'$  de sözkonusu eğrinin alçalan kısmının şekline bağlı olarak seçilen bir parametre olmak üzere;

$$y = [kx + (k' - 1)x^2] / [1 + (k-2)x + k'x] \quad (36)$$

şeklinindedir. Bu teorik bağıntılar betonun davranışını yaklaşık olarak göstermektedirler.

Betonun dayanımının bileşenlerine bağlı olarak önceden tahmini için de bazı bağıntılar önerilmiştir. Bunlara örnek olarak da, A, B,  $K_B$ ,  $K_G$ ,  $K_F$  birer katsayıyı  $r_c$  çimento hamuru dayanımını göstermek üzere;

$$f_c = A / B^{W/C} \quad (37)$$

Abrams,

$$f_c = K_B [(C/W) - 0.5] \quad (38)$$

Bolomey,

$$f_c = r_c / K_G (C / W)^2 \quad (39)$$

Graf ve beton basınç dayanımına etkiyen en önemli faktörün çimento konsantrasyonu olduğu varsayımına dayanan,

$$f_c = K_F \gamma^2 \quad (40)$$

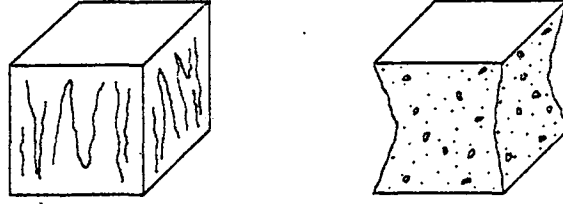
şeklindeki Feret bağıntısı verilebilir [81], [82], [83].

Bu bağıntıların en çarpıcı ortak özeliği, agreganın petrografik yapısının etkisini içermemiş olmalarıdır.

#### 2.9.2.2. Kırılma Mekanizması

Merkezi basınç yükü  $F$  olan,  $A$  kesit alanlı bir beton numunede ortalama gerilmenin  $\sigma = F/A$  bağıntısıyla hesaplandığı bilinmektedir. Bu gerilmenin belirli bir değerinden sonra beton içindeki mevcut çatlaklar ya da süreksizliklerin yoğun olduğu zayıf hatlar boyunca oluşan çatlaklar büyümekte, kırılma yüküne ulaşıldığında ise, örneğin küp numune , Şekil 25 deki gibi kırılmaktadır.

Kırılma mekanizmasına birçok faktörün etkidiği bilinen bir gerçektir. Ancak çekme ya da basınç etkisindeki beton ya da harç numunelerin kırılma yüzeyleri, agreganın dayanımı az olmamak koşuluyla, genellikle agreganın çevresini kısmen takip etmektedir. Diğer bir deyişle, bağlantının katı-katı tipinde olması halinde kırılma çimento hamuru-agreganın ara yüzeyindeki aderans bölgesinde meydana gelmektedir [16].



Şekil 25. Normal kırılma şekilleri

Bu olayın açıklaması üç şekilde yapılabilir :

1) Agregalarla çimento hamuru arasındaki aderans, dayanımı düşük özel bir hamurla sağlanmış olabilir.

2) Aderans bölgesi çok yüksek gerilmelerin etkisinde kalmış olabilir.

3) Aderans bölgesinde çok sayıda süreksizlikler olabilir.

Bir betonda bu üç açıklama aynı anda da geçerli olabilir.

Gerçekten, yapılmış olan deneylere göre çimento anhidritlerinin su ile reaksiyonu sonucu meydana gelen iyonlar yapılarına bağlı olarak farklı hareketliliğe sahiptirler. Böylece çimento hamuru içinde en çabuk olarak yayılan iyonlar tarafından meydana getirilen hidratlar agregata etrafında ilk önce çökelmektedirler [16]. Diğerleri ise daha çok anhidrit çimento tanelerinin etrafında bulunmakta, bu da çimento hamuru yapısının aderans bölgesinde ve global çimento hamuru bünyesinde farklı olmasına neden olmaktadır.

Diğer taraftan hidrate olmuş bileşenlere göre aşırı doygunluk bir çimento taneciği etrafına göre agregata yakınında daha zayıf kalmakta, bu da çimento hamuru ile agregata temas yüzeyinde kristalleşmenin hem daha yavaş, hem de daha büyük olmasına neden olmaktadır. Böylece bu bölgedeki dayanım çimento hamurunun diğer kısımlarında daha iyi koşullar altında oluşan dayanımdan daha zayıf kalmaktadır.

Ayrıca aderans bölgesinde yapılan mikroskopik gözlemler, burada çok sayıda boşluğun varlığını göstermektedir [84]. Bu boşlukların bir kısmı agregalara bağlı olan hava kabarcıklarından, bir kısmı da agregata yakınında çimento hamurunun katı eleman yönünden zayıf oluşundan ve bu bölgede hidrate olmuş tanecik konsantrasyonunun minimum oluşundan ileri gelmektedir. Bu durum karma suyu oranı arttıkça daha net olarak ortaya çıkmakta, diğer bir deyişle beton içindeki su miktarı arttıkça agregata ve çimento hamuru arasındaki aderans kuvveti azalmaktadır [16].

Diğer taraftan geleneksel agregata elastisite modüllerinin çimento hamurununkinden çok daha büyük olduğu da bilinmektedir [84]. Bu durumda

aderans bölgesi bazı noktalarda çimento hamuru kütlesi içinde taşınan gerilmelerden daha büyük gerilmelerin etkisinde kalmaktadır. Böylece beton ya da harcın başlıca iki bileşeni olan hidrate olmuş çimento hamuru ve agregalar, dayanımı global çimento hamuru ve agregaların dayanımından daha düşük olan ve çok sayıda süreksizlikler içeren, özel bir hamur tabakası ile birbirine bağlanmaktadır. Bu bağ, dış yüklerin etkisinde maksimum gerilmelerin etkisinde kaldığından ilk kırılma genellikle bu düzeyde meydana gelmektedir. Bunun tüm hafif agregalara genellemenin doğru olmayabileceği açıktır.

Deneyler, çekme durumunda kırılma yüzeyinin dış kuvvete dik konumda olduğunu ve bu durumda bu yüzeye rastlayan agregaların pratik olarak, çimento hamurundan ayrılır ayrılmaz hiçbir etki altında kalmadığını göstermektedir.

Birinci kabule göre beton, aderans sökülmesinden sonra hemen kırılmaktadır. Bu durumda betonun dayanımı aderans dayanımına ve bu yüzeyde uygulanan gerilmelere bağlı olmaktadır.

Farran ' ın gösterdiği gibi, birinci faktör agregaların petrografik yapılarıyla önemli derecede değişmektedir [16].

Aderans bölgesindeki gerilmeler ise çimento hamuru ve agregaların elastisite modüllerine bağlıdır. Zira çimento hamuru ile agregaların elastisite modülleri çok farklı olduğu gibi, bileşimde bulunan agregaların da elastisite modülleri arasında, petrografik yapılarına bağlı olarak, büyük farklılıklar olabilmektedir.

Diğer bir kabule göre betonun aderans sökülmesini meydana getiren kuvvetten daha büyük bir kuvveti taşıyabileceği düşünülebilir. Aderans sökülmesinden sonra dış kuvvetlere sadece, birtakım hava boşlukları içeren, çimento hamuru karşı koymaktadır. Zira, aderans sökülmesinden sonra agregalar, sadece şekilleri, oranları ve beton içindeki dağılımlarıyla etkili olmaktadır.

Basınç etkisindeki bir numunede eğer yanal bir sıkışma (fretaj) etkisi yoksa, diğer bir deyişle numune serbest yüzeylerinden rahatça şekildeğiştirme yapabiliyorsa, genellikle dış yük doğrultusunda birbirine paralel birçok kırılma yüzeyi meydana gelmektedir. Bu durumda numunenin tamamen parçalanıp dağılmasına kadar çimento hamuruyla birlikte agregalar da gerilme etkisinde kalmaktadır. O halde basınç altındaki kırılma şekli ne olursa olsun betonun basınç dayanımı, içerdiği agregaların mekanik özellikleri ve dolayısıyla petrografik yapıları ile de yakından ilgili olmak durumundadır. Bununla beraber Feret, yapmış olduğu deneyler sonucunda çimento hamuruyla reaksiyon dışında agrega petrografik yapısının betonun dayanımı üzerinde hiçbir etkisi olmadığı sonucuna varmıştır [76]. Feret ' in çalışmalarını esas alan çağdaş birçok araştırmacı tarafından da kabul edilen bu sonuçların doğruluğu özellikle basınç durumunda kanıtlanamamakta ve sonradan yapılan bazı deneylerin sonuçları da Feret ' in



sonuçlarıyla kısmen çelişmektedir [85], [86], [87]. Durum böyle olunca, bunların sınırlı çalışmalarından genel bir kural çıkarmak zor olmaktadır.

### 2.9.2.3. Merkezi Basınç Dayanımının İfadesi

Madde 2.9.2.2 ' de kırılıncaya kadar, merkezi basınç etkisinde kalan bir beton numunede, serbest genişmesi engellenmediği takdirde, dış yük doğrultusuna paralel çatlaklar olduğu belirtilmiştir. Bu durumda numunenin dış yüke dik doğrultuda çekme etkisinde kırılıyormuş gibi davrandığı düşünülebilir.

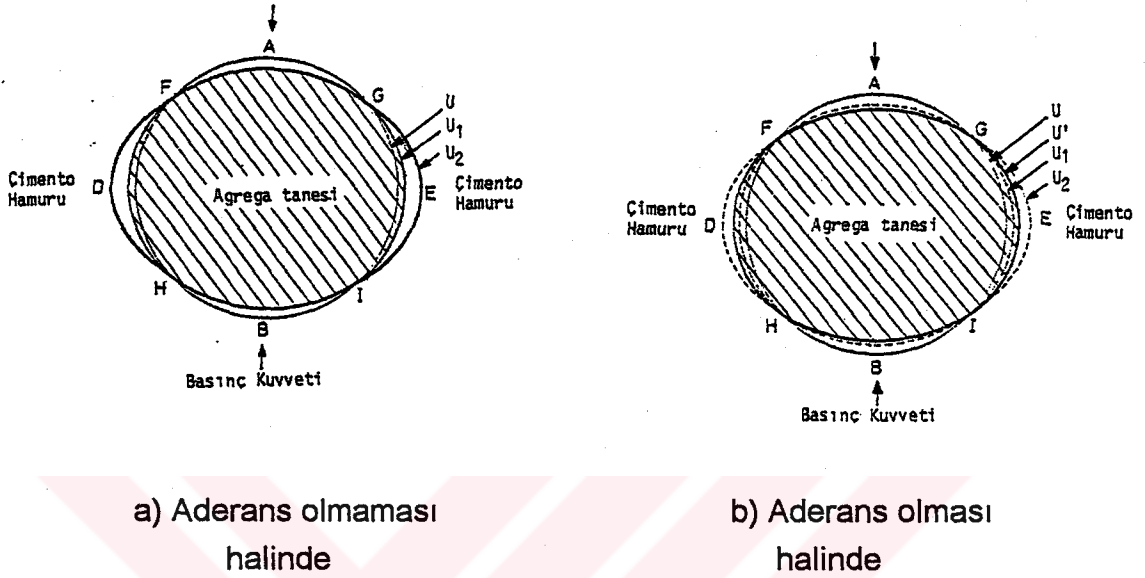
O halde, yüksüz durumda, ortak çevreleri U olan çimento hamuruyla sarılmış bir agregada tanesi basınç kuvveti etkisinde kaldığında, Poisson oranları birbirine yakın olduğu halde beton agregalarının elastisite modülleri genellikle çimento hamurununkinden büyük olduğundan [84], çimento hamuru agregada yanall yüzeyleri boyunca agregadan ayrılma eğilimi gösterir. Şekil 26a ' dan görüldüğü gibi eğer çimento hamuruyla agregada arasında **aderans yoksa** U çevresi agregada için U<sub>1</sub> çevresinde dönüşmekte ve agregada yüzeyleri daima bazı pürüzler içerdiğinden, çimento hamurunun yanall genişmesi A ve B noktaları etrafında engellenmektedir. Fretaj etkisi adı verilen bu etki, çimento hamurunun dış yüke dik doğrultuda serbestçe şekildeğıştirebildiği FG ve HI paralelleri boyunca ortadan kalkmaktadır. Bu durumda çimento hamurunun gerçek çevresi FDH-GEI bölgesinde U<sub>2</sub>, FAG ve HBI boyunca ise U<sub>1</sub> olmaktadır [84].

Çimento hamuruyla agregada arasında **aderans olması** halinde, kırılma yüküne varılmadan önce aderans bölgesindeki ortak gerilmeden dolayı her ikisinin de yanall şekildeğıştirmeleri aynı kalmaktadır. Bu durumda başlangıçtaki U çevresi, önceki U<sub>1</sub> ve U<sub>2</sub> çevrelerinin arasından geçen U' agregada ve çimento hamuru ortak çevresine dönüşmektedir ( Şekil 26b).

Aderans bölgesi bu durumda agregada yüzeyindeki FAG-HBI bölgelerinde basınç gerilmesi, F, G, H ve I noktaları sıfır gerilme ve FDH-GEI bölgelerinde ise çekme gerilmesi etkisinde kalmaktadır.

İlk kırılmanın agregada **oluşmaması halinde**, aderans bölgesine etkileyen çekme gerilmesi aderans dayanımını yendiği anda aderans kırılması meydana gelmekte ve bu durumda çimento hamuru, agregada ya da aderans kırılması meydana gelir gelmez, yanall doğrultuda serbestçe genişlebilmektedir.

Eğer agreganın FDH ve GEI yüzeyleri boyunca yaptığı enine şekildeğıştirme çimento hamurunun çekmede kırılma şekildeğıştirmesinden küçükse, agregada ya da aderans kırılması betonun kırılmasına neden olmamaktadır. Aksi halde agregada ya da aderans kırılması meydana gelir gelmez beton kırılmaktadır.



Şekil 26. Merkezi basınçta agrega ve çimento hamuru şekildeğişimleri

Bu durum, daha önce çekme için açıklanan iki türlü kırılma şeklinin merkezi basınç durumunda da mevcut olduğunu göstermektedir.

1) Aderans ya da agrega kırılması betonun kırılmasına neden olmamaktadır.

Betonun kırılması sadece agrega kırılma çizgisi boyunca ya da FG ve HI paralelleri doğrultusunda meydana gelen enine şekildeğişimlerin çimento hamurunun çekme kırılmasındaki şekildeğişimlerine eşit olması halinde meydana gelmektedir. Bu eşitlik sağlandığında çimento hamuru içinde oluşan ilk mikroçatlaklar, aynı kaynaklı başka bir çatlak oluşuncaya kadar gelişmekte ve olay, benzer şekilde ardarda meydana gelen çatlaklarla, beton tamamen kırılıncaya kadar, devam etmektedir. Buna göre beton basınç dayanımının ifadesi aşağıdaki yolla belirlenebilir:

$\sigma_z$ , dış yüke dik bir s yüzey elemanına etkiyen ortalama normal gerilmeyi göstermek üzere, betonun çekme dayanımının incelenmesinde kullanılan aynı sembollerle ;

(41)

olarak yazılabilir. Kırılma anında çimento hamuru ortalama enine şekildeğiştirmesinin çekme kırılmasındaki boyuna şekildeğiştirmesine eşitliğinden ,  $f_{ct}$  çimento hamuru çekme dayanımını,  $\nu_c$  çimento hamuru Poisson oranını ve  $E'_c$  ,  $\nu_c \epsilon_c$  şekildeğiştirmesine karşılık gelen sekant modülünü göstermek üzere ;

$$\nu_c \epsilon_c = f_{ct} / E'_c \quad (42)$$

bağıntısı yazılabilir. Buradan  $\sigma_z$  nin en büyük değeri olan beton basınç dayanımı  $f_{c1}$  ile gösterilirse;

$$f_{ct} = E'_c \nu_c \epsilon_c = \nu_c \frac{E'_c}{E_c} \frac{f_c}{\frac{s_c}{s} + \frac{\sigma_a}{\sigma_c} \frac{s_a}{s}}$$

ya da

$$f_{c1} = \frac{f_{ct}}{\nu_c} \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_c} \frac{s_a}{s} + \frac{s_c}{s} \right) \frac{E_c}{E'_c} \quad (43)$$

olarak elde edilir.

2) Aderans ya da agregaya kırılması betonun kırılmasına neden olmaktadır.

Burada iki durum söz konusu olabilir :

a) Betonun kırılmasına aderans kırılması neden olmaktadır.

Bu durumda aderans bölgesine uygulanan çekme gerilmesi,  $\epsilon_{1c}$  aderans yokken çimento hamurunun yapacağı ortalama birim şekildeğiştirmeyi,  $\epsilon_{0a}$  aderans yokken bir eksenli basınç etkisinde gerçek şekildeğiştirmeye eşit bir

yanal şekildeğiştirme oluşturan agrega birim şekildeğiştirmesini,  $v_a$  agrega Poisson oranını göstermek üzere ;

$$\sigma_{adt} = E'_c (v_c \varepsilon_{1c} - v_a \varepsilon_{0a}) \quad (44)$$

şeklinde ifade edilebilir. Bu bağıntının elde edilişi Ek-C de verilmektedir.

Böylece (44) bağıntısı  $f_{adt}$  aderans çekme dayanımını göstermek üzere;

$$f_{adt} = E'_c (v_c \varepsilon_{1c} - v_a \varepsilon_{0a}) \quad (45)$$

şeklinde ve betonun basınç dayanımı ;

$$f_{c2} = \sigma_a s_a / s + \sigma_c s_c / s \quad (46)$$

olarak yazılabilir.

Aderans yokken  $\varepsilon_{1a}$  agreganın yapacağı ortalama boyuna birim şekildeğiştirmeyi göstermek üzere  $\sigma_a$  ve  $\sigma_c$  nin ifadeleri,

$$\sigma_a = E_a \varepsilon_{1a} \quad (47)$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_{1c} \quad (48)$$

şeklinde dir. Bu durumda (45) bağıntısından çekilen  $\varepsilon_{1c}$  değeri (46) bağıntısında yerine yazılır ve (48) bağıntısı dikkate alınır sa;

$$f_{c2} = \frac{E_c}{E'_c} \frac{f_{adt}}{v_c - v_a \frac{\varepsilon_{0a}}{\varepsilon_{1c}}} \left( \frac{s_c}{s} + \frac{\sigma_a}{\sigma_c} \frac{s_a}{s} \right) \quad (49)$$

olarak elde edilmektedir.

b) Betonun kırılmasına agreganın kırılması neden olmaktadır.

Kırılma anında agreganın ortalama enine şekil değiştirmesinin çekme kırılmasındaki boyuna şekil değiştirmesine eşit olduğu varsayımıyla ;  $E'_a$ ,  $\nu_a \epsilon_a$  şekil değiştirmesine karşılık gelen agreganın sekant modülünü ve  $f_{at}$  agreganın çekme dayanımını göstermek üzere ;

$$\nu_a \epsilon_a = f_{at} / E'_a \quad (50)$$

yazılabilir. Bu bağıntılardan  $\epsilon_a$  çekilir ve elde edilen değer (46) bağıntısında yerine yazılırsa;

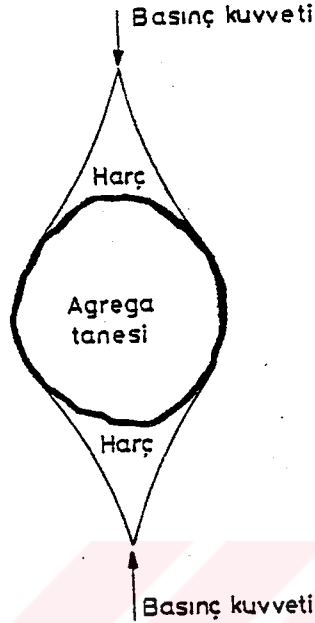
$$f'_{c2} = \frac{f_{at}}{\nu_a} \left( \frac{s_a}{s} + \frac{\sigma_c}{\sigma_a} \frac{s_c}{s} \right) \frac{E_a}{E'_a} \quad (51)$$

olarak elde edilir. Bu teori, Vile [88] tarafından geliştirilen varsayımlarla uyduğu gibi, merkezi basınç etkisinde kırılan numuneden çıkarılan bir agreganın tanesinin genellikle Şekil 27'deki görünümü almasıyla da doğrulanmaktadır.

Bu şekilde görülen, agregaya yapışık, konik şekilli iki çimento hamuru elemanı, agreganın çimento hamuruna uyguladığı fretaj etkisi agregadan uzaklaştıkça azalmaktadır.

Diğer taraftan Dantu [89] elastik teoriye dayanarak, çimento hamurunda dış basınç kuvvetine dik doğrultuda çekme gerilmelerinin varlığını ortaya koymuş ve içinde iri agregalar da bulunan harç numuneler üzerinde yaptığı deneyler sonucunda;

- Çimento hamurundaki ortalama boyuna şekil değiştirmelerin agregalardakinden daha büyük olduğunu,
  - Harçta çok yüksek uzama yığılmaları oluşan noktaların bulunduğunu,
  - Gerilme yığılması oluşan noktaların iri agregalarda bulunduğunu,
- göstermiştir.



Şekil 27. Merkezi basınçta bir beton numunenin ezilmesinden sonra agrega tanesinin durumu

Dantu ' nun yapmış olduğu deneylere göre maksimum gerilme ve şekildeğiş-tirmeler daima, FAG ve HBI olarak adlandırılan, çimento hamuru agrega temas yüzeylerinde meydana gelmektedir.

Burada bir bağlayıcı ile sınımlı tanelerden meydana gelen en genel bir cisim için tanelerin yanal şekildeğiş-tirmelerinin bağlayıcıyı patlatabileceğini de belirtmek uygun olmaktadır.

Pratikte üretilen betonların davranışını yansıtmamakla birlikte, kırılma anında tanelerin ortalama enine şekildeğiş-tirmelerinin bağlayıcının çekmede boyuna şekildeğiş-tirmesine eşitliğinden;

$$\varepsilon_a v_a = f_{ct} / E'_c \quad (52)$$

bağıntısı, yada basınç dayanımı cinsinden ;

$$f_c = \frac{f_{ct}}{v_a} \left( \frac{s_a}{s} + \frac{\sigma_c}{\sigma_a} \frac{s_c}{s} \right) \frac{E_a}{E'_c} \quad (53)$$



bağıntısı yazılabilir.

### 2.9.2.3.1. $f_{c1}$ , $f_{c2}$ ve $f'_{c2}$ nün beton bileşimine bağlı ifadeleri

Betonun, çekme etkisi altında kırılması için yapılan varsayımlar ve bunlardan elde edilen ifadeler kullanılarak, basınç dayanımı;

$$f_{c1} = \frac{\alpha_1(\gamma-\gamma_0)t_c}{v_c} \frac{E_c}{E'_c} \left( \frac{m K a^{2/3}}{\alpha_4 k' (\gamma-\gamma_0)} \frac{\epsilon_a}{\epsilon_c} + 1 - m K a^{2/3} - m' K' v^{2/3} \right) \quad (54)$$

$$f_{c2} = \frac{\alpha_2(\gamma-\gamma_1)t_{ad}}{v_c - v_a} \frac{\epsilon_{oa}}{\epsilon_{1c}} \frac{E_c}{E'_c} \left( \frac{m K a^{2/3}}{\alpha_4 k' (\gamma-\gamma_0)} \frac{\epsilon_{1a}}{\epsilon_{1c}} + 1 - m K a^{2/3} - m' K' v^{2/3} \right) \quad (55)$$

$$f'_{c2} = \frac{f_{at}}{v_a} \left( m K a^{2/3} + \alpha_4 k' (\gamma-\gamma_0) \frac{\epsilon_{1c}}{\epsilon_{1a}} (1 - m K a^{2/3} - m' K' v^{2/3}) \right) \quad (56)$$

olarak ifade edilebilir. Bu bağıntılarda geçen  $k'$  , kırılma anı için

$$E'_c/E_a = \alpha_4 k' (\gamma-\gamma_0) \quad (57)$$

bağıntısıyla elde edilmektedir.

### 2.9.2.3.1.1. $\nu_c$ nin ifadesi

Çimento hamurunun su ve hidrate olmuş çimento kristallerinden meydana geldiği bilinmektedir. Fakat reaksiyonlar tamamen gerçekleşmemişse ( genellikle durum böyledir) çimento hamurunda anhidrit taneler bulunur. Su biraz sıkışabilir olmakla birlikte, betonda, maruz kaldığı basınçları fazla sıkışmadan her doğrultuda iletmektedir. Böylece beton bileşimindeki katı eleman oranı arttıkça Poisson oranı da o nispette azalmaktadır.  $\gamma=0$  sınır durumunda  $\nu_c=0.5$  ( $=\nu_e$ ) olmak zorundadır. Diğer taraftan hidrasyonla birlikte çimento hamurunda çok sayıda gaz kabarcığının oluşturduğu boşluklar meydana gelmekte ve bu boşlukların sayısı katılma başlangıcında  $\gamma$  büyüdükçe Poisson oranının azalmasını gerektirmektedir. Bu durumda V hacimli bir çimento hamuru için, b çimento türüne ve  $\alpha_5$  zamana bağlı birer katsayıyı göstermek üzere;

$$(\Delta V / V) / \epsilon_c = \alpha_5 b \gamma$$

ifadesi yazılabilir. Buradan

$$1-2 \nu_c = \alpha_5 b \gamma$$

bulunur ve

$$\nu_c = 1/2 ( 1- \alpha_5 b \gamma ) \quad (58)$$

olarak elde edilir.

### 2.9.2.3.2. $E_c / E'_c$ nin ifadesi

Basınç ve çekmede  $E_c/E_a$  için verilen (21) ve (57) nolu ifadelerin karşılaştırılmasından,

$$E_c / E'_c = h = \text{sabit} \quad (59)$$

yazılabilir. Bu çalışmada  $\varepsilon_a / \varepsilon_c$ ,  $\varepsilon_{1a} / \varepsilon_{1c}$  ve  $\varepsilon_{0a} / \varepsilon_{0c}$  oranlarını beton bileşimine bağlayan ifadeler elde edilmemiş olmakla beraber bunlar ilgili oldukları bağıntılarda muhafaza edilmektedir. Bununla birlikte, sabit su oranı için bunların ne yönde değiştiği tahmin edilebilir. Gerçekten,  $\gamma = \gamma_0$  civarında çimento hamuru çok az katı eleman içerdiğinden betondaki basınç dağılımı pratik olarak hidrostatiktir. Bu da  $\varepsilon_c$  değerlerinin bu koşullar altında  $\varepsilon_a$  değerlerinden çok daha büyük olduğunu ve çimento hamurunda katı eleman miktarı arttıkça  $\varepsilon_c / \varepsilon_a$  oranının azalacağını göstermektedir.

Ancak, agregata taneleri arasındaki mesafe  $\gamma$  arttıkça artmakta ve böylece agregalar tarafından çimento hamuruna uygulanan fretaj etkisi de azaldığından  $\gamma_0 < \gamma < 1 - e_1$  aralığında  $\gamma$  arttıkça  $\varepsilon_c / \varepsilon_a$  oranı artmaktadır. Bu oranın geleneksel betonlar için, daima 1 den büyük bir minimuma sahip olduğu açıktır. Bu koşullar altında  $f_{c1}(\gamma)$  ve  $f_{c2}(\gamma)$  eğrilerinin şeklini belirlemek mümkündür. Bunun için (58) ve (59) bağıntıları (55) ve (56) bağıntılarındaki yerlerine yazılıp gerekli düzenlemeler yapıldığında ;

$$f_{c1} = \frac{2\alpha_1(\gamma - \gamma_0)t_c h}{1 - \alpha_5 b \gamma} \left( \frac{mKa^{2/3}}{\alpha_4 k'(\gamma - \gamma_0)} \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_c} + 1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3} \right) \quad (60)$$

$$f_{c2} = \frac{2\alpha_2(\gamma - \gamma_1)t_{ad} h}{1 - \alpha_5 b \gamma - 2v_a \frac{\varepsilon_{0a}}{\varepsilon_{1c}}} \left( \frac{mKa^{2/3}}{\alpha_4 k'(\gamma - \gamma_0)} \frac{\varepsilon_{1a}}{\varepsilon_{1c}} + 1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3} \right) \quad (61)$$

olarak elde edilmektedir.

Bu bağıntılara göre  $\gamma < \gamma_0$  için betonun basınç dayanımı sıfırdır.  $\gamma > \gamma_0$  için ise eğer  $f_{c1}$ ;  $f_{c2}$  ve  $f'_{c2}$  den daha büyükse (birinci şekil kırılma) bu dayanım  $f_{c1}$ ' e,  $f_{c1} < f_{c2} < f'_{c2}$  ise  $f_{c2}$ ' ye ya da  $f_{c1} < f'_{c2} < f_{c2}$  ise  $f'_{c2}$  ' ne eşit olmaktadır ki bu son iki kırılma şekli, daha önce de belirtilmiş olduğu gibi ikinci şekil kırılma olarak adlandırılmaktadır.

Çalışmanın bundan sonraki kısmında ikinci şekil kırılmalardan sadece (61) bağıntısıyla verilen ve agregata petrografik yapısıyla doğrudan ilişkili olan aderans kırılması üzerinde durulmaktadır.

### 2.9.2.4. Grafik Gösterilim

Bu başlık altında sadece çok ilginç sonuçların çıkarılmasına imkan veren,  $e$  ve  $v$  nin sabit hallerine karşılık gelen  $f_{c1}(\gamma)$  ve  $f_{c2}(\gamma)$  eğrileri incelenmekle beraber,  $e$  ve  $v$  nin değişken olması durumunda karşılık gelen eğriler de bu eğri ailesinden kolayca elde edilebilir.

Bu incelemede  $e=e_1$  =sabit ve  $v=v_1$  = sabit halleri için;

$$a = 1 - (e_1 / 1 - \gamma)$$

olduğundan ,

$$f_{c1} = \frac{2\alpha_1(\gamma - \gamma_0)t_c h}{1 - \alpha_5 b \gamma} \left[ \frac{mK}{\alpha_4 k'(\gamma - \gamma_0)} \frac{\epsilon_a}{\epsilon_c} \left(1 - \frac{e_1}{1 - \gamma}\right)^{2/3} + 1 - mK \left(1 - \frac{e_1}{1 - \gamma}\right)^{2/3} \right] \quad (62)$$

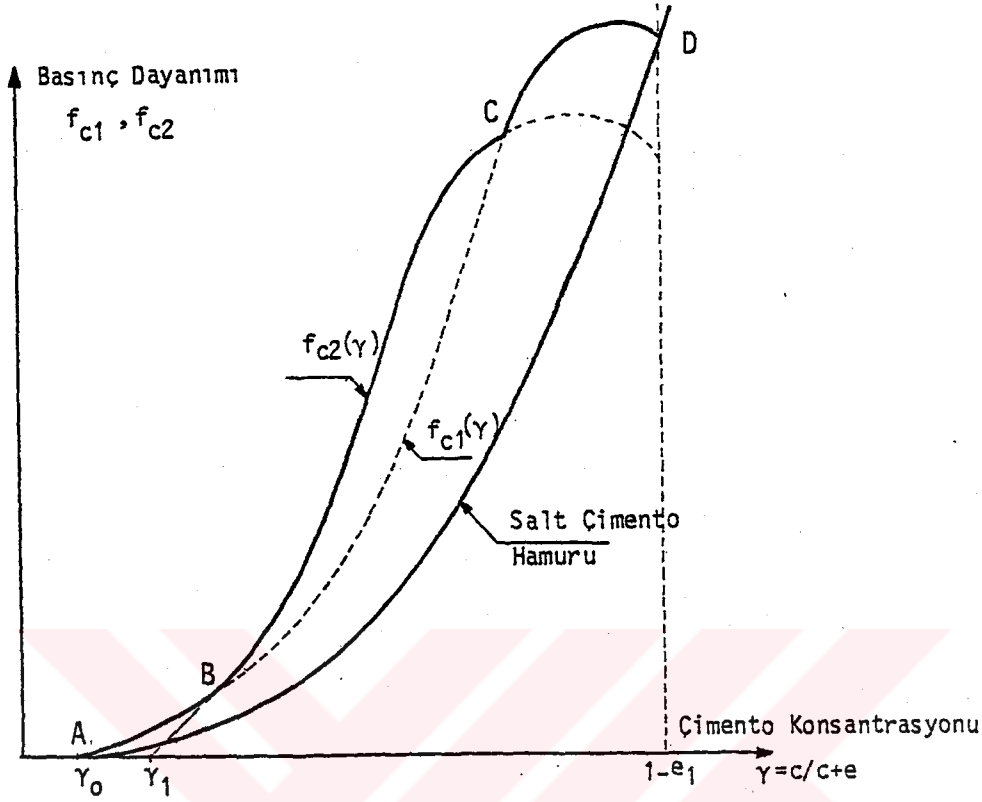
$$f_{c2} = \frac{2\alpha_2(\gamma - \gamma_1)t_{ad} h}{1 - \alpha_5 b \gamma - 2v_a \frac{\epsilon_{0a}}{\epsilon_{1c}}} \left[ \frac{mK}{\alpha_4 k'(\gamma - \gamma_0)} \frac{\epsilon_{1a}}{\epsilon_{1c}} \left(1 - \frac{e_1}{1 - \gamma}\right)^{2/3} + 1 - mK \left(1 - \frac{e_1}{1 - \gamma}\right)^{2/3} \right] \quad (63)$$

olarak elde edilebilir.

Bu bağıntılardan (62) bağıntısı,  $\gamma=1$ ,  $\gamma=0$  ve  $\gamma = 1/ \alpha_5 b$  değerleri dışındaki tüm  $\gamma_0 < \gamma < 1 - e_1$  değerleri için , (63) bağıntısı ise  $\gamma=1$ ,  $\gamma=0$  ve

$$\gamma = \frac{1 - 2v_a \frac{\epsilon_{0a}}{\epsilon_{1c}}}{\alpha_5 b}$$

değerleri dışındaki tüm  $\gamma_1 < \gamma < 1 - e_1$  değerleri için matematikçe tanımlıdır. Bu bağıntılarla (62 ve 63) belirlenen  $f_{c1}(\gamma)$  ve  $f_{c2}(\gamma)$  değerleri Şekil 28 de verilmektedir.



Şekil 28. e ve v nin sabit halleri için teorik basınç dayanımı eğrileri [83].

Aynı şekil üzerinde (43) bağıntısında  $\sigma_a = \sigma_c$  yazmak suretiyle

$$f_c = \frac{\sigma_c}{v_c} \frac{E_c}{E_c'}$$

ya da

$$f_c = \frac{2\alpha_i (\gamma - \gamma_0) f_{ct} h}{1 - \alpha_s b} \quad (64)$$

olarak elde edilen salt çimento hamuru dayanımını veren eğri de gösterilmiştir.

Bu şekilden de görüldüğü gibi,  $f_{c2}(\gamma)$  eğrisi  $f_{c1}(\gamma)$  eğrisinin ya devamlı üstünde kalmakta ya da onu kesmektedir. Eğer  $f_{c2}(\gamma)$  eğrisi  $f_{c1}(\gamma)$  eğrisini kesmiyorsa,  $\gamma$  değeri ne olursa olsun, betonun kırılması adanstan bağımsız

olmaktadır. Bu durumda betonun basınç dayanımını gösteren nokta  $\gamma$ ,  $\gamma_0$  dan  $1 - e_1$  ' e kadar arttıkça, sadece  $f_{c1}(\gamma)$  eğrisi üzerinde A dan D ye kadar yerdeğiştirmektedir. Burada agrega petrografik yapısı beton dayanımı üzerinde sadece elastisite modülüyle etkili olmaktadır. Oysa çekme kırılmasındaki  $f_{c1}(\gamma)$  eğrisi agrega petrografik yapısından bağımsızdır. Bu da, merkezi basınç durumunda agrega petrografik yapısı türü kadar  $f_{c1}(\gamma)$  eğrisi olduğunu göstermektedir. Aksine eğer  $f_{c2}(\gamma)$  eğrisi  $f_{c1}(\gamma)$  eğrisini B ve C gibi iki noktada kesiyorsa betonun iki kırılma şekli ortaya çıkmaktadır. Ayrıca  $\gamma$  nın sıfırla  $\gamma_0$  arasındaki değerleri için dayanım yine sıfır olmaktadır.

$\gamma$  nın  $\gamma_0$  ile B noktasının absisi arasındaki değerleri için beton basınç dayanımını gösteren nokta  $f_{c1}(\gamma)$  eğrisi üzerinde A dan B ye yerdeğiştirir ve bu birinci şekil kırılmayı gösterir.  $\gamma$  ' nın B ve C noktalarının absisleri arasındaki değerleri için kırılma aderansın fonksiyonu olmakta ve beton basınç dayanımını gösteren nokta  $f_{c2}(\gamma)$  eğrisi üzerinde B den C ye yerdeğiştirmektedir. Bu kırılma ise ikinci şekil kırılma olarak adlandırılmaktadır.

Son olarak  $\gamma$  nın C noktasının absisinden büyük değerleri için aderans hala yeterli olmakla beraber, kırılmanın artık aderans sökülmesiyle meydana gelebilmesi için yeterli miktarda agrega bulunmamaktadır. Bu durumda beton basınç dayanımı yeniden  $f_{c1}$  ' e eşit olmakta ve bu dayanımı gösteren nokta  $f_{c1}(\gamma)$  eğrisi üzerinde C den D ye yerdeğiştirmektedir. Bu kırılma da tekrar birinci şekil kırılma olmaktadır.

Burada betonun basınç dayanımının daima bu betona karşılık gelen salt çimento hamuru dayanımından daha büyük olduğunu ve aradaki farkın agrega elastisite modülüyle arttığını belirtmek mümkün olmaktadır.

### 2.9.2.3. Betonun Çekme ve Basınç Dayanımı Arasındaki Bağlılıklar, Basınç Dayanımının Yaklaşıklığı ve Harçtan Betona Geçiş

#### 2.9.2.3.1. Betonun Çekme ve Basınç Dayanımı Arasındaki Bağlılıklar

$\sigma_a$  ve  $\sigma_c$  sırasıyla agrega ve çimento hamuruna etkiyen ortalama basınç gerilmelerini göstermek üzere, (10) ve (43) bağıntılarından, betonun çekme ve basınç dayanımları arasındaki ifade ;

$$f_{c1} = \frac{f_{ct1}}{v_c} \left( 1 + \frac{\sigma_a}{\sigma_c} \frac{s_a}{s} \right) \frac{E_c}{E'_c} \quad (65)$$



olarak elde edilir. Bu bağıntı, birinci şekil kırılma durumunda sözkonusu olmaktadır. Betonun çekme ve basınç dayanımları arasında ikinci şekil kırılma durumunda geçerli olan bağıntı ise, (13) ve (49) ifadelerinden,  $\sigma'_a$  ve  $\sigma'_c$  çekme etkisindeki gerilmelere karşılık gelmek üzere;

$$f_{c2} = \frac{f_{ct2}}{v_c - v_a} \frac{\epsilon_{0a}}{\epsilon_{1c}} \frac{\sigma_a}{\sigma_c} \frac{s_a + \frac{\sigma_c}{\sigma_a} s_c}{s_a + \frac{\sigma_c}{\sigma_a} s_c} \frac{E_c}{E_c} \quad (66)$$

şeklinde elde edilir.

Böylece, aynı betonun basınç ve çekme dayanımları birbirine bağlanmış olmaktadır.  $f_{ct1}/f_{c1}$  ve  $f_{ct2}/f_{c2}$  oranlarının betonun gevrekliğini karakterize ettiği de bilinmektedir [90], [91].

#### 2.9.2.3.2. Betonun Basınç Dayanımının Yaklaşıkılığı

Pratikte, bir beton elemanın taşıyabileceği maksimum basınç yükünün o elemanın kesitine oranı basınç dayanımı olarak adlandırılmaktadır. Oysa, çekmedekinin aksine, basınç kırılması yavaşça ve aşamalı olarak meydana gelmektedir [74], [18]. Gerçekten de basınç kırılması L' Hermite' in [92] **betonun önkırılması** olarak adlandırdığı ilk boyuna çatlakların oluşmasıyla başlamakta ve kırılma bu çatlakların gelişimini takiben meydana gelmektedir.

İlk yaklaşım olarak beton, önkırılmaya kadar çatlaksız bir malzeme olarak dikkate alınabilirse de, bu sınır durumdan sonraki aşamalarda böyle bir kabul geçersiz kalmaktadır. Zira beton numune artık merkezi basınç durumuyla bağdaşmayan iç etkiler altında tüm gerçekleriyle göçerek, parçalara ayrılmaktadır. Bu da tam (son) kırılma dayanımının halen uygulanan deney yöntemiyle belirlenemediğini, belirlenen dayanımın gerçek dayanım olmadığını göstermektedir.

Kırılma mekanizmasının incelenmesi, her bir agregayı tekil olarak düşünmeye imkan vermemektedir. Oysa, aynı tür mineral için bile aderans da agrega dayanımı gibi bir taneden diğerine değişebilmektedir. Diğer taraftan, gerilme dağılımı eşit yayılı olmadığı gibi, aderans bölgesi de her noktada eşit gerilme altında değildir.

Buradan, kırılmaların aderans bölgesinde ya da agregalarda aynı anda ve aynı dış yük değeri altında meydana gelmediği sonucuna varılmaktadır. En çok yüklü ve en zayıf aderans bölgeleri ya da agregalar ilk olarak kırılmakta ve böylece meydana gelen ilk çatlaklar tüm numune boyunca agregadan agregaya gelişmektedir.

Bu durumda önkırılmanın aderansı karakterize eden  $f_{adt}$  'nin en küçük değerine karşılık gelen  $f_{c2}$  ya da  $f_{at}$  değerinin en küçüğüne karşılık gelen  $f'_{c2}$  ile belirlenebileceği söylenebilir.

Tam kırılma, bu faktörlerin en büyüğüne karşılık getirilebilir. Ancak, bu durumda sonuçların önemli derecede dağılım göstereceği açıktır. Diğer taraftan, bir numuneden diğerine farklı olabilecek ilk çatlama nedeniyle bu dağılım daha da artmaktadır.

#### 2.9.2.3.3. Harçtan Betona Geçiş

Burada  $c_1$ ,  $e_1$ ,  $a_1$  ve  $v_1$  sırasıyla çimento, su, agregası ve hapsedilmiş hava miktarlarını göstermek üzere bu miktarlarla tanımlanan bir harç dikkate alınsın. Bu harç içine iri taneli agregaların ilave edilmesi durumunda  $c_2$ ,  $e_2$ ,  $a_2$  ve  $v_2$  miktarlarıyla tanımlanan bir beton elde edilir. Buna göre ;

$$c_1 + e_1 + a_1 + v_1 = c_2 + e_2 + a_2 + v_2 = 1$$

eşitliği yazılabilir. İri agregası ilavesinden sonra  $v_1=v_2 = v$  olduğu kabul edilirse;

$$c_1 + e_1 = 1 - v - a_1$$

$$c_2 + e_2 = 1 - v - a_2$$

olarak yazılır. Çimento konsantrasyonu ( $\gamma$ ) değişmediğinden ;

$$c_1 + e_1 = c_1 / \gamma$$

$$c_2 + e_2 = c_2 / \gamma$$

ya da

$$c_1 = \gamma(1 - v - a_1)$$

$$c_2 = \gamma(1 - v - a_2)$$

şeklinde yazılır ve bu durum genelleştirilirse;

$$c = \gamma(1 - v - a)$$

ifadesi elde edilir.

Bu bağıntıdan görüldüğü gibi,  $\gamma$ 'nin sabit değeri için agrega oranı (a) arttıkça, çimento oranı (c) azalmaktadır. Betonun basınç ya da çekme dayanımını veren bağıntılar dikkate alındığında  $f'_{ct2}$ ,  $f'_{c2}$ ,  $f_{ct2}$  ve  $f_{c2}$  nin, sabit  $\gamma$  değeri için a'nın artan birer fonksiyonu oldukları görülmektedir (bkz. (27), (28), (55) ve (56) nolu bağıntılar). Diğer bir deyişle, beton içindeki boşluk oranını artırmadan **agrega ilave edildikçe toplam hacme göre çimento oranı azaldığı halde dayanımlar artmaktadır**. Bu da, beton dayanımının sadece betondaki çimento oranına bağlanmasının hatalı olduğunu ortaya koymaktadır.

### 2.9.3. Betonların Kırılma Mekanizmalarının Açıklanması için Gerçekleştirilen Deneyler

#### 2.9.3.1. Hafif ve Geleneksel Betonların Çimento Hamuru Fazlarının Mekanik Özellikleri

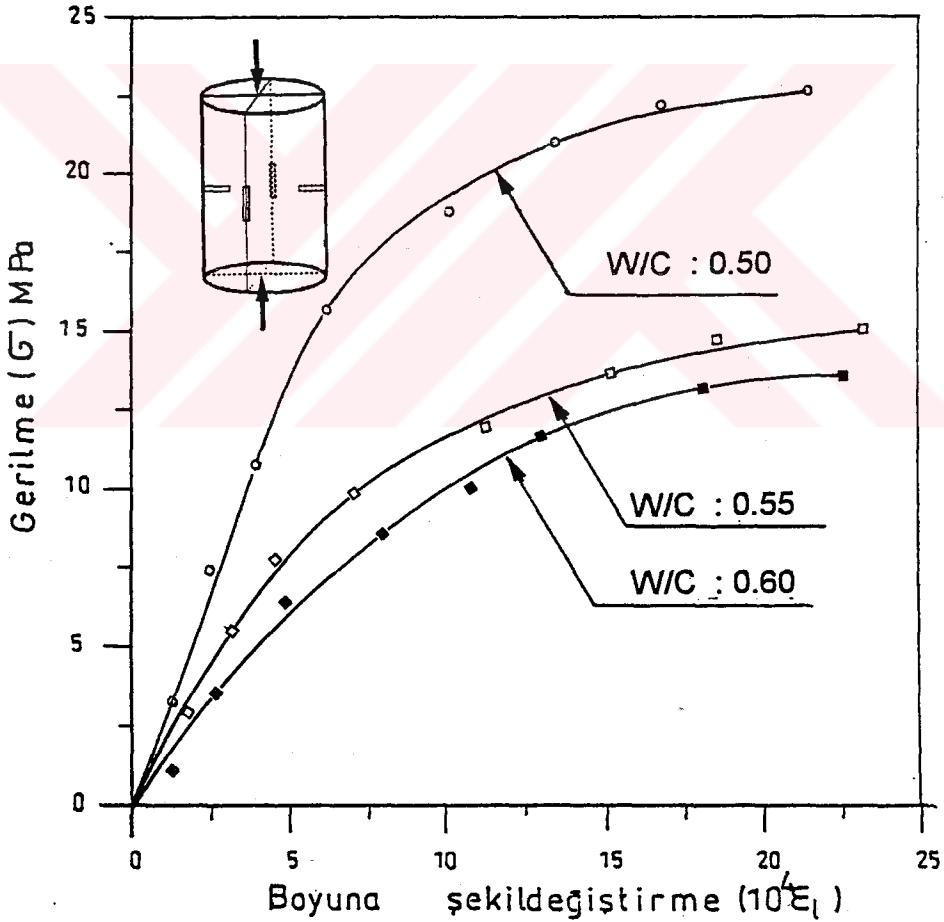
Bu çalışmaya konu olan hafif ve geleneksel betonların çimento hamuru fazlarının mekanik özelliklerinin belirlenmesinde, Madde 2.7' de belirtilen kalıplar kullanılmıştır.

Beton bileşimindekilerle aynı özelliklere sahip olabilmesi için çimento hamurları, su/çimento oranı betonlardakine eşit olmak koşuluyla, bir metreküplük hacmi sadece çimento ve su dolduracak şekilde hazırlanmıştır. Bu şekilde hazırlanan çimento hamurları kalıplara bir kerede dökülmüştür. Döküldüklerinden üç saat sonra, rötre etkisini azaltmak için, kalıpların üzerleri sürekli ıslak kalan bir çuvala kapatılmış ve bir gün sonra kalıplarından çıkartılarak 21 gün süreyle sıcaklığı  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  olan suda, daha sonra sudan çıkartılarak sıcaklığı  $24^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  ve bağıl nemi  $\%65 \pm \%5$  olan bir ortamda saklanmışlardır. Deney anında numuneler 28 günlüktü.

Bu çimento hamurlarıyla hazırlanan standart silindir, karot (75mmX150mm) ve karot boyutlarında silindir numuneler üzerinde Madde 2.8.2 ' dekilere benzer

olarak gerçekleştirilen mekanik özellik deneylerinden elde edilen sonuçlar Tablo 15 ' de, standart numuneler üzerine yapıştırılan birim şekildeğiştirme ölçerleri yardımıyla belirlenen gerilme-şekildeğiştirme diyagramları ve enine şekildeğiştirmelerin boyuna şekildeğiştirmelere bağlı değişimi sırasıyla Şekil 29 ve Şekil 30 ' da verilmektedir.

Bu çizelgeden su/çimento oranındaki %20' lik bir artışa karşılık, basınç dayanımının %35, başlangıç elastisite modülünün %100 azaldığı, sertleşmiş çimento hamurundan alınan karot basınç dayanımlarının ise, aynı boyutlu silindir numunelerinkinden ortalama %16 daha küçük olduğu ve Poisson katsayısının su/çimento oranıyla azaldığı görülmektedir.



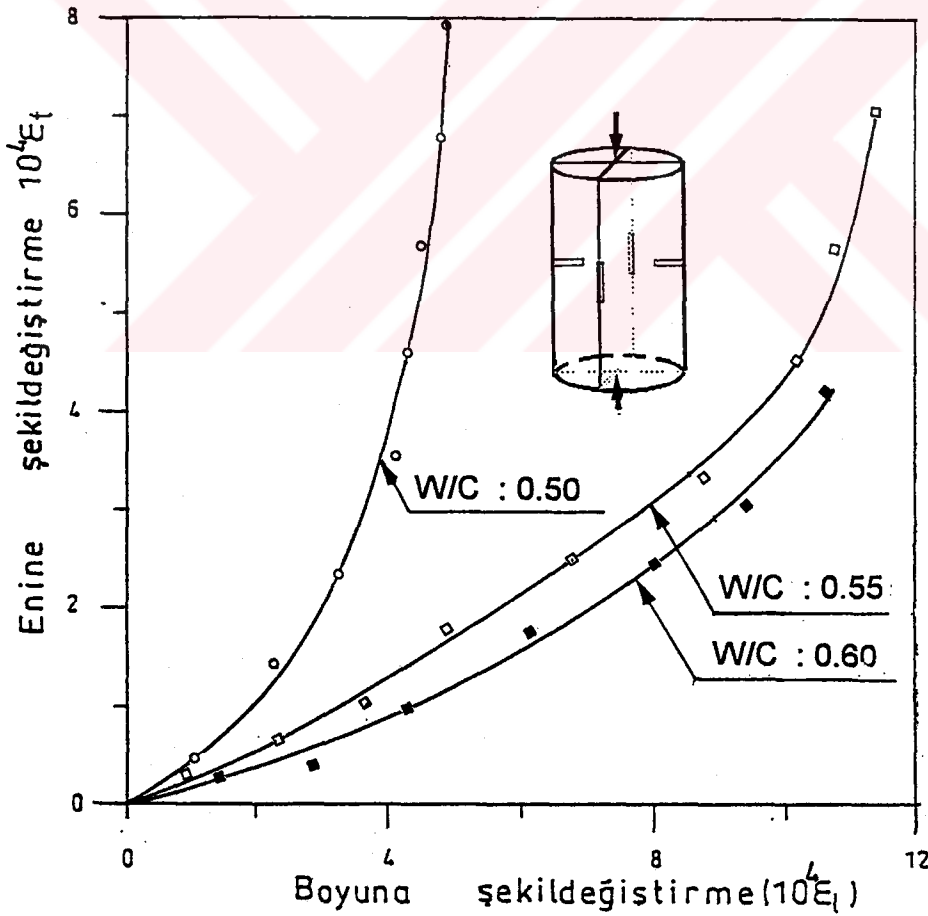
Şekil 29. Sertleşmiş çimento hamurundan standart numuneler üzerinde su/çimento oranlarına göre elde edilen gerilme-şekildeğiştirme diyagramları

### 2.9.3.2. Hafif ve Geleneksel Agregaların Mekanik Özellikleri

Hafif agreganın mekanik özellikleri Madde 2.2.1.3' de, geleneksel agreganınkiler ise Madde 2.2.2.3' de verilmiştir ( bkz. Tablo 4 ve Tablo 6).

### 2.9.3.3. Agregalarla Harç ve Çimento Hamuru Arasındaki Aderans Dayanımları

Daha öncede belirtildiği gibi beton bir numunenin kırılması birkaç şekilde meydana gelmektedir. Gerçekten kırılma genellikle ya agregaya dayanımının düşüklüğünden ya agregaya sertleşmiş çimento hamuru aderansının zayıflığından ya da sertleşmiş çimento hamurunun yetersizliğinden meydana gelmektedir.



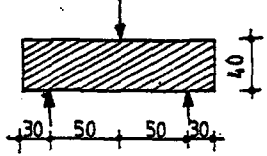
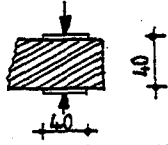
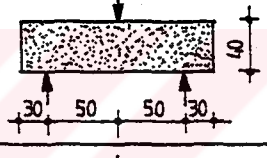
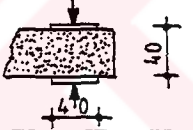
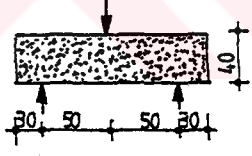
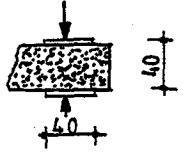
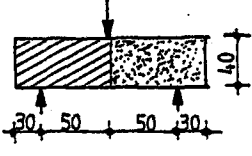
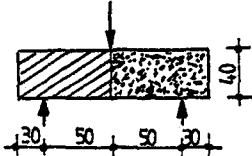
Şekil 30. Sertleşmiş çimento hamurundan standart numuneler üzerinde su/çimento oranlarına göre elde edilen enine şekil değiştirmelerinin boyuna şekil değiştirmelere bağlı değişimi

Tablo 15. Sertleşmiş çimento hamurunun mekanik özellikleri

W/C oranı	Numune Boyutları (mm)	Ortalama basınç dayanımı (MPa)	Standart sapma	Karakt. basınç dayanımı (MPa)	Başlangıç elastisite modülü (MPa)	0.50f <sub>c</sub> için elastisite (MPa)	Poisson oranı
0.50	150/300 silindir	23	0.5	22	25600	15800	0.33
	75/150 silindir	27	0.7	26			
	75/150 karot	23	2.4	20			
0.55	150/300 silindir	22	0.3	21.6	17750	6900	0.26
	75/150 silindir	25	1.2	23.5			
	75/150 karot	22	1.5	20			
0.60	150/300 silindir	17	0.4	16.5	11600	5750	0.22
	75/150 silindir	19	0.8	18			
	75/150 karot	16	0.9	15			

Bunların bir yada birkaçının aynı anda oluşma ihtimalinin de mevcut olduğu açıktır. Durum böyle olunca betonların kırılma mekanizmalarının açıklanabilmesi için bu çalışmaya konu olan hafif ve geleneksel agregalarla yapılan hafif ve geleneksel betonların harç fazlarıyla aralarındaki aderansın belirlenmesi gerekli olmaktadır. Bu amaçla 40mm X 40mm X 160mm 'lik kayaç ve harç, yarısı kayaç yarısı harçtan ibaret olan prizmatik numuneler üzerinde eğilme deneyleri daha sonrada kırılmış olan numune parçaları üzerinde basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Kayaç numuneler hafif ve geleneksel agrega yapımında kullanılan kayaçlardan kesilerek, harç ve harç-kayaç numuneler ise üçlü çelik kalıplarda hazırlanmıştır. Kullanılan numuneler Tablo 16' da verilmektedir.

Tablo 16. Deneylerde kullanılan numuneler, deney türleri , ölçülen aderans eğilme ve basınç dayanımları

Numunenin Yapısı	Ölçülen Dayanımlar	Eğilme ve Basınç Deneyleri (Boyutlar mm)
Hafif ve Geleneksel Agregalı	Eğilme Dayanımı	
	Basınç Dayanımı	
Çimento Hamuru	Eğilme Dayanımı	
	Basınç Dayanımı	
Hafif ve Geleneksel Agregalı Harç	Eğilme Dayanımı	
	Basınç Dayanımı	
Hafif ve Geleneksel Kayaç-Çimento Hamuru	Aderans Dayanımı	
Hafif ve Geleneksel Agregalı Kayaç-Harç	Aderans Dayanımı	



Hafif ve geleneksel betonlardaki harçları olduğu gibi elde edebilmek amacıyla betonların yapımında kullanılan, su/çimento =0.50 ve çimento/kum, oranları (hafif betonlarda 0.537, geleneksel betonlarda 0.425) aynı olacak şekilde hazırlanan harç bileşimleri Tablo 17 ' de verilmektedir. Harç-kayaç numunelerinin harç kısmı, kayaç kısmı doygun duruma getirilerek kesilen yüzeyleri yıkanıp kalıplara yerleştirildikten sonra dökülmüştür. Bunların ve harç numunelerin hazırlanması, saklanması ve deney anındaki yaşları betonlarıinkiyle aynı olacak şekilde gerçekleştirilmiştir (bkz. Madde 2.7).

Hafif ve geleneksel agregaya kayaçlarıyla çimento hamuru arasındaki aderans dayanımının belirlenmesinde, yukarıda verilen yol aynen izlenmiştir.

Kayaç-çimento hamuru numunelerinin yapımında kullanılan çimento hamuru, su/çimento=0.50 alınarak, hafif ve geleneksel betonların çimento hamuruyla aynı özelliklere sahip olacak şekilde hazırlanmıştır (bkz. Madde 2.9.3.1). Kayaç-çimento

hamuru numuneleri (40mmX40mmX160mm), kayaç-harç numuneleri gibi hazırlanmış ve deneyler de benzer şekilde gerçekleştirilmiştir.

Burada çimento ve kayaç-çimento hamuru numunelerinin saklanmalarının standart çimento hamuru numuneleri gibi yapılmış olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

Tablo 17. Hafif ve geleneksel betonlardaki harçların bileşimleri

Bileşenler	Hafif agregalı harç (kg/m <sup>3</sup> )	Geleneksel agregalı harç (kg/m <sup>3</sup> )
Çimento	585	572
Su	292	286
Kum	1089	1345

Eğilme deneylerinin gerçekleştirilmesinde Toniteknik marka Michaelis deney aleti (Şekil 31), eğilme deneyinde kırılan numune parçaları üzerinde basınç deneyinin gerçekleştirilmesinde ise üniversal deney aleti (bkz. Şekil 5) kullanılmıştır. Bu deneylerden elde edilen sonuçlar Tablo 18 ve Tablo 19 ' da verilmektedir.



Şekil 31. Michaelis eğilme deney aleti

Tablo 18. Kayaç, çimento hamuru ve harç numunelerinin(40X40X160mm) eğilme ve basınç dayanımları

Numuneler	Ortalama eğilme dayanımı (MPa)	Standard sapma (MPa)	Ortalama basınç dayanımı (MPa)	Standart sapma (MPa)
Hafif agregalı kayacı	11	0.6	62	2.6
Geleneksel agregalı kayacı	13	0.9	98	9.6
Çimento hamuru	1.6	0.2	29	2
Hafif agregalı harç	3.8	0.3	21	1.4
Geleneksel agregalı harç	5	0.4	35	2

Tablo 19. Kayaç-harç ve kayaç-çimento hamuru aderans dayanımları

Numuneler	Aderans dayanımı (MPa)	Standart sapma (Mpa)
Hafif agregaya kayacı-harç	0.8	0.1
Geleneksel agregaya kayacı-harç	1.1	0.2
Hafif agregaya kayacı-çimento hamuru	1	0.1
Geleneksel agregaya kayacı-çimento hamuru	0.4	0.1

Bu çizelgelerden, geleneksel agregaya kayacının eğilme ve basınç dayanımı, hafif agregaya kayacinkilerinden sırasıyla %18 ve %58 oranlarında, geleneksel agregalı harcın eğilme ve basınç dayanımı, hafif agregalı harcinkinden sırasıyla %32 ve %67 oranlarında daha büyük olduğu, hafif agregaya kayacı-çimento hamuru aderans dayanımının geleneksel agregaya kayacı-çimento hamurununkinden **2.5 kat daha büyük** olduğu, buna karşılık hafif agregaya kayacı-harç aderans dayanımının, geleneksel agregaya kayacı-harçinkinden **%38 oranında daha küçük** olduğu görülmektedir. Bu da hafif agregalarla istenilen dayanımda beton yapabilmek için hafif agregaya ince kısmının doğal agregaya ince kısmıyla değiştirilmesinin bir çözüm olabileceğine işaret etmektedir.

Bu çalışmaya konu olan betonların standart silindirik merkezi basınç dayanımlarının, çok değişkenli doğrusal regresyon analizi yardımıyla, Tablo 16'daki deneylerden elde edilen dayanımlara bağlı olan ifadeleri de araştırılmıştır. Buna göre, hafif betonun basınç dayanımı ( $f_{c1}$ ) ;  $f_{a1}$ , hafif agregaya basınç dayanımını (MPa),  $f_{h1}$  hafif agregaya ile yapılan harcın basınç dayanımını (MPa) ve  $f_{ah1}$  hafif agregaya kayacı- harç aderansını (MPa) göstermek üzere;

$$f_{cI} = 0.149 f_{aI} + 0.327 f_{hI} + 2.758 f_{ahI} + 0.044 \quad (67)$$

şeklinde ( korelasyon katsayısı  $r=0.993$ ), geleneksel betonun dayanımı ( $f_{cI}$ ) ise;  $f_{aI}$  geleneksel agrega kayacı basınç dayanımını (MPa),  $f_{hI}$  geleneksel agregayla yapılan harcın basınç dayanımını (MPa),  $f_{ahI}$  geleneksel agrega kayacı-harç aderansını göstermek üzere;

$$f_{cN} = 0.351 f_{aN} + 0.091 f_{hN} + 0.203 f_{ahN} + 0.126 \quad (68)$$

şeklinde ( $r = 0.991$ ) ifade edilebilmektedir.

Aynı dayanımlar, çok değişkenli doğrusal regresyon analizinde, harç basınç ( $f_{hI}$  ve  $f_{hN}$ ) yerine çimento hamuru basınç ( $f_{cP}$ ) ve kayaç -harç aderansı ( $f_{ahI}$  ve  $f_{ahN}$ ) yerine de kayaç-çimento hamuru aderansı ( $f_{acP}$ ) kullanıldığında ;

$$f_{cI} = 0.203 f_{aI} + 0.171 f_{cP} + 0.731 f_{acP} + 0.141 \quad (69)$$

$$f_{cN} = 0.254 f_{aN} + 0.444 f_{cP} + 1.397 f_{acP} + 0.123 \quad (70)$$

şeklini almaktadır (korelasyon katsayısı sırasıyla  $r=0.987$  ve  $r=0.995$  dir). Kayaç basınç dayanımları dikkate alınmadan, harç dayanımı ve kayaç-harç aderansıyla yapılan regresyon analizine göre (67) ve (68) bağıntıları;

$$f_{cI} = 0.731 f_{hI} + 2.638 f_{ahI} + 0.417 \quad (71)$$

$$f_{cN} = 0.822 f_{hN} + 6.418 f_{ahN} + 0.442 \quad (72)$$

şekline gelmektedir ( korelasyon katsayıları sırasıyla 0.982 ve 0.986 dir).



#### 2.9.4. Betonların Kırılma Mekanizmalarının İrdelenmesi

Bu çalışmaya konu olan hafif ve geleneksel agregaların, ve bu agregalarla değişik su/çimento oranlarında yapılan hafif ve geleneksel betonların mekanik özellikleri daha önce çizelge ve diyagramlar halinde verilmiştir (bkz. Tablo 4, Tablo 6, Tablo 12, Şekil 6, Şekil 9, Şekil 15 ve Şekil 17).

Hafif betonların kırılma mekanizmalarını açıklayabilmek amacıyla, bu betonların çimento hamurlarının mekanik özellikleriyle kayaç-çimento hamuru ve kayaç-harç aderans dayanımları da belirlenerek çizelgeler halinde verilmiştir (bkz. Tablo 15 ve Tablo 17).

Bu başlık altında ise, sözkonusu açıklamanın kolaylıkla yapılabilmesi için, bu bölümde gerçekleştirilmiş olan deneylerden elde edilen ve değişik çizelgelerde verilmiş olan agregaların, bu agregalarla yapılan betonların ve betonların çimento hamuru fazlarının 28 günlük ortalama ve karakteristik standart silindir basınç dayanımları elastisite modülleri, Poisson oranları, çimento konsantrasyonları ile 10 MPa' a karşılık gelen birim şekildeğiştirme değerleri derlenerek Tablo 20 ' de birlikte verilmektedir.

Bu çizelgeden, hafif beton basınç dayanımıyla elastisite modülünün hafif agrega ve çimento hamurununkinden daha küçük, Poisson oranlarının hafif agreganınkinden daha büyük, çimento hamurununkinden daha küçük olduğu görülmektedir. Diğer taraftan aynı çizelgeden geleneksel beton basınç dayanımı ve elastisite modülünün geleneksel agreganınkinden daha küçük, çimento hamurununkinden daha büyük, Poisson oranlarının da geleneksel agreganınkinden daha büyük, çimento hamurununkinden daha küçük olduğu izlenmektedir.

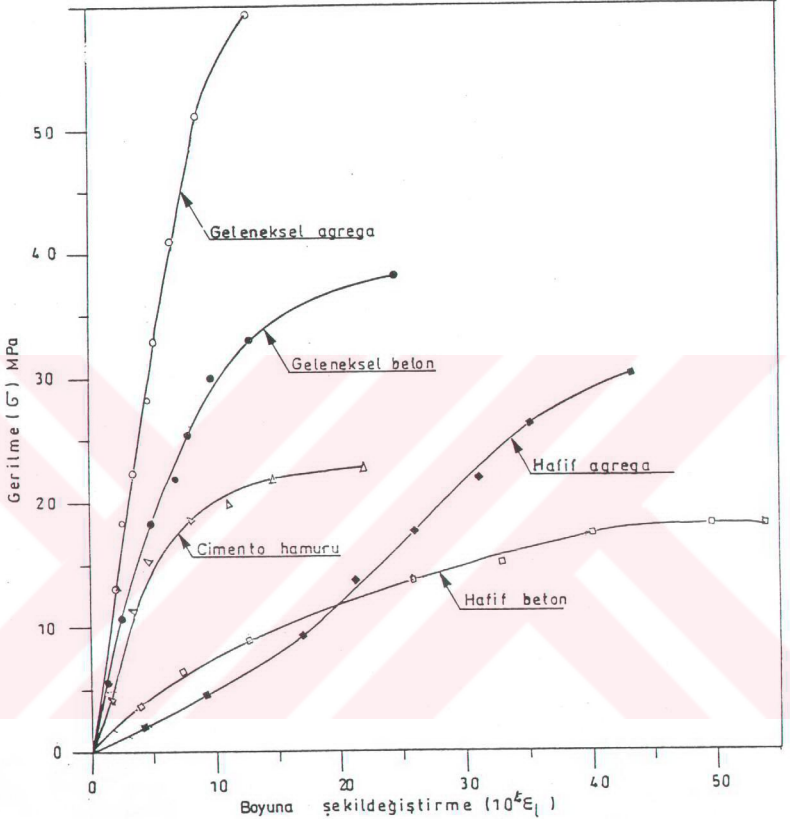
Hafif betonların 10 MPa ' a karşılık gelen birim şekildeğiştirmeleri, hafif agrega ve çimento hamurununkilerden büyük, geleneksel betonlarındaki geleneksel agreganınkinden büyük ancak çimento hamurununkinden daha küçüktür.

Bu agregaların aynı su/çimento oranına (0.50) sahip betonların ve çimento hamurunun gerilme-şekildeğiştirme diyagramları da Şekil 32 ' de verilmektedir. Bu şekilden, geleneksel betonun gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin çimento hamurununkiyle geleneksel agreganınki arasında kaldığı, hafif betonunkinin ise başlangıçta hafif agreganınkiyle çimento hamurununkinin arasındayken gerilmenin belirli bir değerinden sonra hafif agreganınkinin altına indiği görülmektedir.

Tablo 20. Agregaların, betonların ve sertleşmiş çimento hamurlarının bazı özellikleri

Agregalar/ Betonlar	W/C	Ortalama Basınç (MPa)	Karakter Basınç (MPa)	Elastisite Modülü (MPa)	Poisson Oranı	$\gamma =$ $c/c+e$	$\sigma =$ 10MPa için $10^6 \epsilon$
Hafif agrega		39.4	36	4762	0.08		1760
Geleneksel agrega		73.4	69.3	60000	0.17		177
Hafif beton	0.50	19	18.4	6600	0.16	0.398	2045
	0.55	16	15.6	5500	0.14	0.375	2425
	0.60	15	14.6	5100	0.11	0.355	3020
Geleneksel beton	0.50	37	35.6	37000	0.23	0.398	275
	0.55	30	28.2	32500	0.22	0.375	315
	0.60	26	24.7	28000	0.20	0.355	450
Çimento hamuru	0.50	23	22	25600	0.33	0.398	375
	0.55	22	21.6	17750	0.26	0.375	765
	0.60	17	16.5	11600	0.22	0.355	940

Tüm bunlar betonun mekanik özelliklerinin dolayısıyla da kırılma mekanizmalarının agrega petrografik yapısından bağımsız olmadığını ortaya koymaktadır. Zira betonun basınç ve çekmede kırılma mekanizmalarının incelenmesi iki şekil kırılmanın varlığına işaret etmektedir. Birinci şekil kırılmada, önce agregaların yada agregalarla çimento hamuru arasındaki aderansın sökülmesi betonun kırılmasına neden **olmamaktadır**. Bu durumda çekmede numunenin dayanımını sadece çimento hamuru sağlamaktadır. İşte yalnız bu özel durumda agrega petrografik yapısı betonun kırılması üzerinde hiç bir rol oynamamaktadır. Basınçta ise, agregalar betonun dayanımı üzerinde elastisite modülleriyle etkili **olmaktadır**. Bu da beton basınç dayanımının dolayısıyla da kırılma mekanizmasının daima agrega petrografik yapısına bağlı olduğunu göstermektedir. İkinci şekil kırılmada, önce agregaların yada betonların



Şekil 32. Agregaların, betonların ve çimento hamurunun gerilme-şekildeğiştirme diyagramları (W/C=0.50)

çimento hamuruyla aderanslarının sökülmesi numunelerin kırılmasına neden **olmaktadır**. Bu durumda agrega petrografik yapısı basınçta olduğu gibi çekmede de beton dayanımı üstünde rol oynayan başlıca faktör olmaktadır.

Hafif ve geleneksel betonlar üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen sonuçlar, bu çalışmaya konu olan hafif betonların kırılmalarının daha çok aderans sökülmesiyle birlikte agrega dayanım yetersizliğinden, geleneksel betonlarınkinin ise, agrega dayanım yetersizliğinden ileri geldiğini



düşündürmektedir. Tablo 18, Tablo 19, Tablo 20 ' deki değerler, Şekil 32, Şekil 33 ' deki eğri ve görünümler ile çok değişkenli doğrusal regresyon analiziyle elde edilen dayanım bağıntıları da [(67), (68), (69), (70), (71), (72)] bu düşüncenin doğruluğunu desteklemekte ve katkı maddesi kullanılmadan sadece çimento dozajını artırmak suretiyle heriki betonda da sağlanacak dayanım artışının beklenen düzeyde olmayacağına işaret etmektedir. Ancak, geleneksel beton yapımında kalker agregası kullanıldığından ve bunun aderansının en iyi oluşu bu



a) hafif betonun kırılması



b) geleneksel betonun kırılması

Şekil 33. Betonların merkezi basınçta kırılma örnekleri

çalışmaya konu olan geleneksel beton üzerinde elde edilen bu sonuçların tüm geleneksel betonlara genellenmesine imkan vermemektedir.

Özetle, gerçekleştirilen deneyler agrega petrografik yapısının betonun basınç ve çekmedeki kırılma mekanizmaları dolayısıyla da dayanımları üzerinde etkili olduğunu ve bu suretle teorik incelemeler neticesinde bu konuda elde edilen teorik bağıntıların da oldukça gerçekçi olduklarını göstermektedir. Ancak, bu sonucun bu çalışmaya konu olan özel petrografik yapıya sahip geleneksel (kalker) ve hafif agregalarla (dasitik tüf) yapılan beton numuneler ve deney koşullarına ait olduğu açıktır. Bu nedenle, bu sonuçları tüm geleneksel ve hafif betonlara genellemeye ısrar etmeden önce, daha farklı geleneksel ve hafif

depolayabileceğini göstermektedir. Bu da mühendislerin betonun gerilme-şekildeğiştirme diyagramının en az ordinatı kadar absisiyle de ilgilenmeleri gerektiğini ortaya koymaktadır. Zira, yapının emniyeti için dayanım gerekli olduğu kadar süneklik koşulunun sağlanması için de şekildeğiştirmelerin gerekli olduğu bilinmektedir.

Hafif ve geleneksel betonların doğrusal davranış bölgesindeki Poisson oranları su/çimento oranının artmasıyla azalmakta ve bu azalma hafif betonlarda daha fazla olmaktadır (bkz. Tablo 12).

Hafif ve geleneksel betonlarda karot kesme etkisinden dolayı meydana gelen dayanım düşüşü su/çimento oranına bağlı olarak %7-%26 arasında değerler aldığından kırılma mekanizmalarının açıklanmasında bu hususun da gözardı edilmemesi gerekmektedir.

Deney sonuçlarına göre, hafif ve geleneksel betonların elastisite modülleriyle ( $E_{Cl}$  ve  $E_{Cn}$ ), birim kütle ( $w_l$  ve  $w_n$ ,  $kg/m^3$ ) ve basınç dayanımı ( $f_{Cl}$  ve  $f_{Cn}$ , MPa) arasındaki korelasyonlar sırasıyla  $E_{Cl} = 0.0187 w_l^{1.5} f_{Cl}^{0.5}$  ve  $E_{Cn} = 0.0511 w_n^{1.5} f_{Cn}^{0.5}$  şeklindedir (bunların herikisi için de korelasyon katsayısı 0.95'dir). Bunlardan hafif betonlara ait olanı, Taşdemir' in hafif betonlar için önerdiği bağıntıya [4], geleneksel betona ait olanı ise, Pauws [26] ve ACI 318 [92] ' de verilen bağıntılarla pratik olarak çıkarılan sonuçlar vermektedir. Diğer araştırmacılarınkiler [28], [29], [30] ise çok daha farklı sonuçlara götürmektedir.

Su/çimento oranına göre değişmekle beraber hafif betonların ısı iletkenlik katsayıları geleneksel betonlara göre daima %80 daha küçüktür.

Betonların bileşimindeki sertleşmiş çimento hamuru standart silindir basınç dayanımları su/çimento oranına bağlı olarak hafif betonunkinden %13-%38 daha büyük, geleneksel betonunkinden ise %36-%61 daha küçüktür (bkz. Tablo 12 ve Tablo 15).

Hafif agregaya kayaçlarının eğilme dayanımı, geleneksel agregaya kayacınıninkinden %18, merkezi basınç dayanımları ise geleneksel agregaya kayacınıninkinden %60 daha küçüktür (bkz. Tablo 17).

Su/çimento oranı 0.50 olan çimento hamurunun eğilme dayanımı hafif agregalı harcınkinden %100 daha küçük, basınç dayanımı ise harcınkinden %6 daha büyüktür. Buna karşılık geleneksel agregalı harcın eğilme dayanımı çimento hamurununkinden %300, basınç dayanımı ise %22 daha büyüktür (bkz. Tablo 17).

Hafif agregaya kayacı-çimento hamuru aderansı, hafif agregaya kayacı-harç aderansından %43 daha büyük, geleneksel agregaya kayacı-çimento hamuru aderansı ise geleneksel agregaya kayacı-harç aderansından yaklaşık %300 daha küçüktür. Diğer taraftan, hafif agregaya kayacı-çimento hamuru aderansı geleneksel



agregalarla yapılan betonlar üzerinde çok sayıda deneysel çalışma gerçekleştirilmesinin yararlı olacağına inanılmaktadır.

Bu çalışmaya konu olan hafif ve geleneksel agregalar ve bu agregalarla yapılan hafif ve geleneksel betonların teorik kırılma mekanizmaları ile bunlarla yapılan numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda karşılaştırmalı olarak verilmektedir.

Hafif beton yapımında kullanılan hafif agregaların iri (4-16mm) ve ince kısımlarının (0-4mm) gevşek birim kütleleri sırasıyla  $900 \text{ kg/m}^3$  ve  $1100 \text{ kg/m}^3$  dür(bkz. Tablo 2). Bu özellikleriyle bu agregaya yürürlükte bulunan TS 1114 [56]' e göre de hafif agregaya sınıfına girmektedir. Hafif agreganın ince ve iri kısımlarının kütlece su emme oranları sırasıyla %17 ve %14, geleneksel agregalarda ise bu oranlar yine sırasıyla %0.52 ve %0.42 civarındadır (bkz. Tablo 2 ve Tablo 5).

Hafif ve geleneksel agregaya bloklarından alınan karot numuneler (75/150mm) üzerinde gerçekleştirilen merkezi basınç deney sonuçlarına göre, hafif agregaya yapımında kullanılan kayacın ortalama basınç dayanımı geleneksel agregaların yapıldığı kayacinkinden %86 daha küçüktür. Hafif agregaya kayacının elastisite modülü geleneksel agregaya kayacınıninkinin yaklaşık  $1/12$ ' si, Poisson oranı ise yarısı kadardır (bkz. Tablo 4 ve Tablo 6).

Yürürlükte bulunan TS 2511 ' e göre de hafif sınıfına giren bu çalışmaya konu olan hafif betonun birim kütlesi geleneksel betonunkinden yaklaşık olarak %33 daha küçüktür. Kütlece su/çimento oranı arttıkça doğal olarak betonların birim kütlesi azalmakta, bu azalma geleneksel betonlarda, hafif betona göre daha fazla olmaktadır (bkz. Tablo 11).

Su/çimento oranları 0.50 ve 0.55 olan hafif betonlar BS16 (C16) sınıfına su/çimento oranı 0.60 olan ise BS14 sınıfına girmektedir. Buna karşılık su/çimento oranı 0.50 olan geleneksel beton BS35, 0.55 ve 0.60 olanlar ise BS25 sınıfına girmektedir (TS 500 [78] ).

Su/çimento oranı arttıkça hafif betonların dayanımlarındaki düşüş, geleneksel betonunkilerden daha az olmaktadır. Gerçekten hafif betonların ortalama basınç dayanımları geleneksel betonunkilerden su/çimento oranının 0.50, 0.55 ve 0.60 değerleri için sırasıyla %95, %80 ve %73 daha küçüktür (bkz. Tablo 12).

Hafif ve geleneksel betonlarda su/çimento oranı arttıkça basınç dayanımı ve elastisite modülü pratik olarak aynı oranda azalmaktadır.

Hafif betonun basınç dayanımı ve elastisite modülünün geleneksel betonunkine göre düşük olmasına rağmen, birim kütlesinin azlığı nedeniyle bu betonla inşa edilen yapılarda sabit yüklerin %33 oranında düşeceği dolayısıyla da atalet kuvvetinin azalacağını, ancak elastisite modülünün küçük olması nedeniyle de deplasmanların büyüyeceğini, buna karşılık hafif betonun daha fazla enerji

agrega kayacı-çimento hamurununkinden %250 daha büyük, buna karşılık hafif agrega kayacı-harç aderansının geleneksel agrega kayacı-harcinkinden %38 daha küçüktür. Bu durumda, hafif agregalarla istenilen dayanımda beton yapabilmek için hafif agrega ince kısmının doğal agrega ince kısmıyla değiştirilmesinin bir çözüm olabileceğine işaret etmektedir. Betonların kırılma mekanizmaları da bu işareti teyit etmektedir (bkz. Madde 2.9.4)

Burada hafif agrega kayacının harç yada çimento hamuruyla temasta bulunan kesilmiş yüzeyinin, geleneksel agrega kayacının kesilmiş yüzeyine göre çok daha pürüzlü ve boşluklu olduğunu dolayısıyla da sonuçların bu koşullar altında değerlendirilmesi gerektiğini ve bu sonuçları genellemeden önce deneylerin daha farklı petrografik yapıya sahip geleneksel agrega kayacılarıyla da yapılmasının kaçınılmaz olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

Özetle, Doğu Karadeniz Bölgesi doğal hafif agregalarından biriyle yapılan hafif beton, bir geleneksel betonla karşılaştırmalı olarak incelenmiş ve taşıyıcı olarak kullanılabileceği gösterildiği gibi, geleneksel betona göre bir çok üstünlük ve sakıncaları da ortaya konmuştur. Takibeden bölümlerde bu hafif betonun donatı ile aderansı ve betonarme kirşlerdeki davranışları üzerinde durulmaktadır.

### 3. HAFİF BETON-DONATI ADERANSININ GELENEKSEL BETON-DONATI ADERANSIYLA KARŞILAŞTIRMALI OLARAK İNCELENMESİ

#### 3.1. GİRİŞ

Betonarmenin varlığını borçlu olduğu en önemli fiziksel özelliklerden birinin de donatı-beton aderansı olduğu bilinmektedir. Bu nedenle bu bölüm, hafif beton-donatı aderansının incelenmesine ayrılmıştır. Bunun için önce aderans konusunda bazı hatırlatmalar yapılmakta, bunu takiben deneylerde kullanılan donatı özellikleri verilerek, hafif ve geleneksel beton-donatı aderansı üzerinde durulmaktadır.

#### 3.2. ADERANS KONUSUNDA BAZI HATIRLATMALAR

Betonarmenin varlığı bile, bu malzemenin mekanik davranışlarını inceleyen ilk araştırmacılar tarafından da fark edildiği gibi, donatıyla beton arasındaki aderansın mevcudiyetine bağlıdır. Gerçekten bu konuda 1899 ' da yani 1906 ' da çıkan ilk betonarme yönetmeliğinden önce, Concidere [94] tarafından bir takım araştırmalar gerçekleştirilmiştir. Bunu takiben Abrams [95] 1913 ' de sistematik araştırmaların başlangıcını teşkil ettiği kabul edilen deney sonuçlarını yayınlamıştır. Bu güne kadar bu konuda çalışmalar devam etmiş ve bir çok araştırma sonuçlandırılmıştır. Bu araştırmalardan en çok dikkat çekenler arasından olmak üzere Fransa' da Bichara [96], Almanya' da Von Emperger [97] ve Rusya' da Murasev ' in [98] araştırmalarından söz edilebilir.

Ancak, aderans olayına ilişkin araştırmaların çoğu geleneksel betonlar üzerinde gerçekleştirilmiştir. Hafif beton donatı aderansı konusunda gerçekleştirilen çalışmalar ise oldukça sınırlıdır. Sınırlı da olsa bu deneylerden elde edilen sonuçlar genellikle hafif beton-donatı aderansının geleneksel beton-donatı aderansından daha küçük olduğunu, ancak aradaki farkın düz yüzeyli donatılara göre nervürlü donatılardan ve küçük çaplı donatılara göre, büyük çaplılarda son derece azaldığını göstermektedir. Bilindiği gibi, bu nedenle bazı



yabancı yönetmelikler (örneğin, Alman yönetmeliği [99]) donatı çapını 22 milimetreyle sınırlandırmıştır. Bazıları ise bu sınırlandırma yerine büyük çaplı donatılar için aderans emniyet gerilmelerini azaltmayı tercih etmektedir [52].

Aderans üzerine etki ettiği bilinen başlıca faktörlerin; donatı çapı, şekli ve yüzey durumu, beton çekme dayanımı, donatıyı saran betonun enine gerilme durumu, donatının serbest beton yüzeyine olan uzaklığı, donatı doğrultusu ve donatılar arasındaki mesafeden (örneğin demet donatı) ibaret olduğu bilinmektedir.

Burada, bugüne kadar yapılan araştırmalara rağmen aderans konusuna kesin bir çözüm getirilemediğini, nervürlü donatının yapılmasıyla bu sorunun ortadan kalktığının sanıldığını oysa bu donatılarla problemin daha karmaşık duruma geldiğini zira büyük çaplı nervürlü donatı kenetlenme boylarının çap yerine donatı alanıyla değiştiğini, dolayısıyla da aderans konusunun bugün de tam olarak aydınlatılmış olmadığını belirtmek uygun olmaktadır.

Donatı-beton aderansının belirlenmesinde kullanılan deneyleri, çekme ve eğilme deneyleri olmak üzere iki grupta toplamak mümkündür. Bu nedenle, betonarme yapılarda kullanılmasını önermeden önce, bu çalışmaya konu olan hafif betonun donatıyla aderansının geleneksel beton-donatı aderansı ile karşılaştırmalı olarak incelenmesi kaçınılmaz olmaktadır. Durum böyle olunca çekme yada eğilme şeklinde yapılabilen aderans deneylerinden, bu çalışmada söz konusu aderansın belirlenmesinde çekme deneyi kullanılmaktadır.

### 3.3. DONATI-BETON ADERANSININ DENEYSEL OLARAK BELİRLENMESİ

#### 3.3.1. Aderans Deneyinde Kullanılan Donatıların Özellikleri

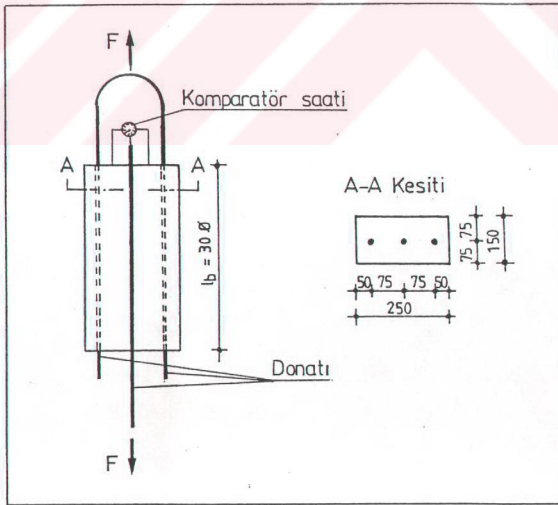
Hafif ve geleneksel beton-donatı aderansının belirlenmesinde kullanılan donatı çapları 12mm ve 14 mm dir. Bu donatıların üniversal deney aletiyle TS 138 [100] ve TS 708 [101] ' e uygun olarak gerçekleştirilen çekme deneyinden elde edilen bazı özellikleri Tablo 21 'de diğerleri Madde 4.6 ' da betonarme kirişlerin yapımında kullanılan diğer donatılarla birlikte verilmektedir.

Tablo 21. Aderans deneylerinde kullanılan donatıların özellikleri

Donatı çapı (mm)	Ortalama akma gerilmesi (MPa)	Karakteristik akma gerilmesi (MPa)	Ortalama çekme gerilmesi (MPa)	Karakteristik çekme gerilmesi (MPa)
12	320	294	440	402
14	280	267	420	407

### 3.3.2. Hafif Beton-Donatı Aderansı

Bu çalışmaya konu olan hafif betonun donatıyla aderans dayanımının belirlenmesinde, su/çimento oranı 0.50 olan beton ve  $\phi 12$  ile  $\phi 14$  'lük düz yüzeyli donatı çubukları kullanılmıştır. Bu deneylerde kesit alanları 150 mmX 200mm, boyları ise  $30\phi$  olan ( yani 12' lik donatı için 360 mm ve 14' lük donatı için ise 420 mm ) prizmatik numuneler kullanılmıştır (Şekil 34).



Şekil 34. Donatı-hafif beton aderans deneyi numunesinin kesit detayı ve deneye hazır konumu



Bu numuneler, gerekli donatıların kalıplara yerleştirilmesinden sonra hazırlanan betonun, üç aşamada, dökülmesiyle ve her aşamada 15 saniye süreyle sarsılması suretiyle elde edilmiştir. Döküldüklerinden bir gün sonra kalıplarından çıkartılan numuneler, 21 gün boyunca sıcaklığı  $23^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}\text{C}$  olan suda, daha sonra sudan çıkartılarak sıcaklığı  $24^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}\text{C}$  ve bağıl nemi  $\%65\pm\%5$  olan bir ortamda saklanmışlardır. Numuneler deney anında 28 günlüktü.

Deneylerden önce, üzerlerinde oluşabilecek muhtemel çatlakların izlenebilmesi amacıyla numuneler beyaza boyanmıştır. Sıyırılmanın ölçülebilmesi için donatının serbest ucuna 0.001 mm taksimatlı dolayısıyla da okunabilirlik derecesi  $10^{-3}$  olan boydeğişimi ölçeri (komparatör saati) yerleştirilmiştir. Bu şekliyle deney aletinin alt ve üst çeneleri arasına yerleştirilen numuneye 2 kN ' luk adımlarla yapılan yüklemelere karşılık gelen donatı sıyırılmaları kaydedilmiştir (Şekil 35).



Şekil 35. Eksenel çekip çıkarma deney düzeneği

Bu kayıtlara göre,  $l_b$ ,  $\phi$  ve  $\sigma_s$  sırasıyla donatı çubuğunun beton içine gömülü boyunu, donatı çapını (mm) ve donatı gerilmesini (MPa) göstermek üzere, hafif beton-donatı arasındaki aderans gerilmesi  $\tau_{bd}$  (MPa);

$$\tau_{bd} = \phi \sigma_s / 4l_b \quad (73)$$

bağıntısıyla belirlenmektedir [33]. Bu bağıntı,  $\sigma_s = F/(\pi \phi^2 / 4)$  ve  $l_b = 30\phi$  olarak yerine yazılır ve gerekli kısaltmalar yapılırsa;

$$\tau_{bd} = F / 30 \pi \phi^2 \quad (74)$$

şekline gelir. Buna göre donatıdaki 0.25 mm ' lik kaymaya karşılık gelen donatı ve aderans gerilmesiyle donatıdaki maksimum gerilmeye karşılık gelen aderans gerilmeleri Tablo 22 ' de aderans gerilmesi-kayma eğrileri ise Şekil 36 ve Şekil 37 ' de verilmektedir.

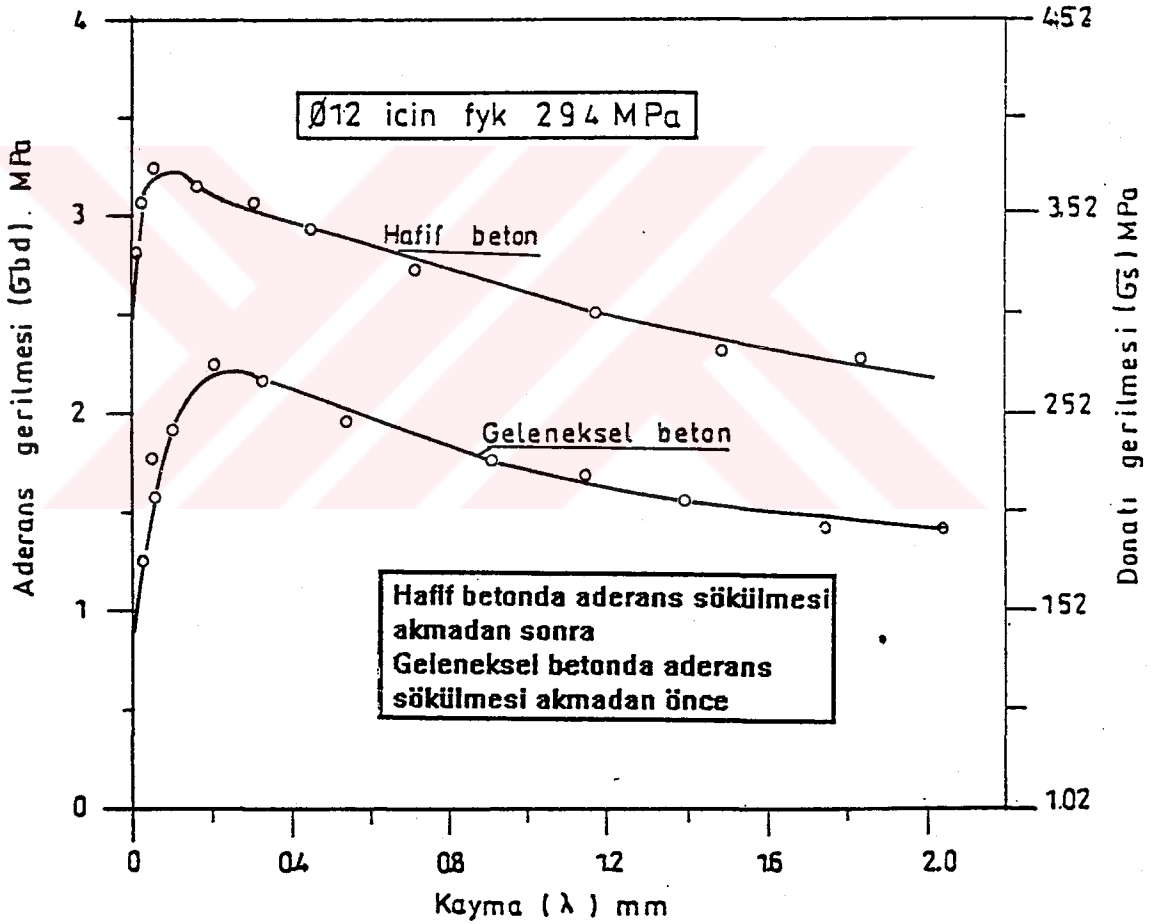
### 3.3.3. Geleneksel beton - Donatı Aderansı

Geleneksel betonla donatı arasındaki aderans dayanımı,hafif beton-donatı aderansına benzer şekilde, aynı boyutlu numune ve donatı kullanılarak, belirlenmiştir (bkz. Tablo 22, Şekil 36 ve Şekil 37).

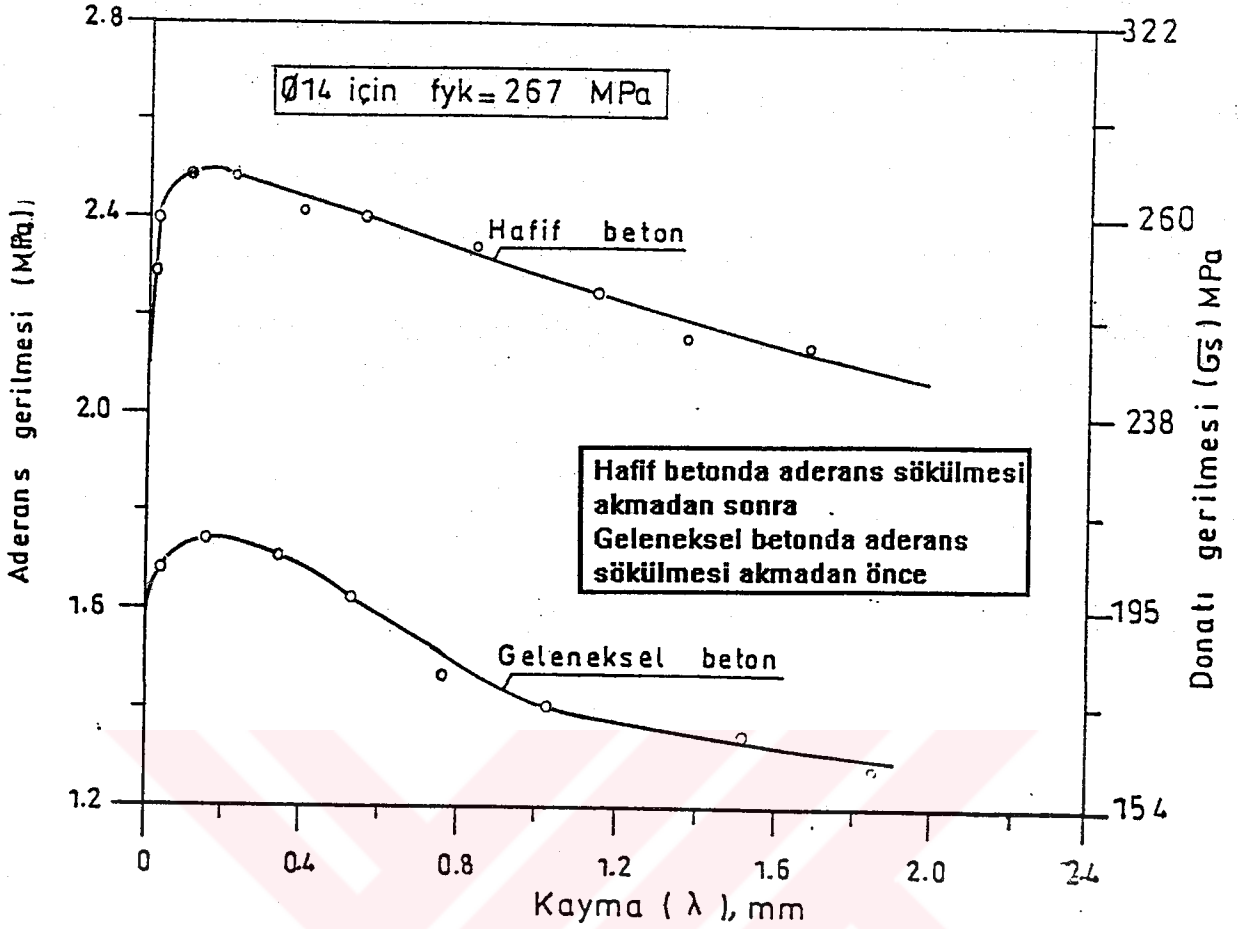
Tablo 22. Hafif ve geleneksel beton-donatı aderansı deney sonuçları

Betonlar	Hafif beton		Geleneksel beton	
	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 12$	$\phi 14$
Donatılar				
0.25 mm kaymaya karşılık gelen $\sigma_s$ (MPa)	360	285	270	208
Maksimum $\sigma_s$ (MPa)	370	290	270	210
0.25 mm kaymaya karşılık gelen $\tau_{bd}$ (MPa)	3.06	2.45	2.2	1.73
Mak. $\sigma_s$ ' ye karşılık gelen $\tau_{bd}$ (MPa)	3.1	2.45	2.2	1.75

Bu çizelgeden,  $\phi 12$  ve  $\phi 14$ ' lük donatı çubuklarının hafif betonla aderanslarının akma sınırından sonra, geleneksel betonlarda ise akma sınırından önce söküldüğü, hafif betonlarda donatı çubuğundaki 0.25 mm ' lik kaymaya karşılık gelen aderans gerilmesinin geleneksel betonunkinden %40 daha büyük olduğu ve donatı çapının küçülmesiyle her iki betonda aderans gerilmesinin eşit miktarda (%25) arttığı görülmektedir.



Şekil 36. Hafif ve geleneksel betonlarda aderans gerilmesi kayma eğrileri ( $\phi 12$  'lik donatı çubukları için)



Şekil 37: Hafif ve geleneksel betonlarda aderans gerilmesi kayma eğrileri ( $\phi 14$ 'lük donatı çubukları için)

Bu bölümün başlıca amacı, betonarmenin varlığını bile borçlu olduğu, bu çalışmaya konu olan hafif betonla donatı arasındaki aderansı belirlemektir. Bu amaçla, gerçekleştirilen aderans deneyleri  $\phi 12$  ve  $\phi 14$ 'lük donatı çubukları için hafif beton-donatı aderansının geleneksel beton-donatı aderansından %40 civarında daha büyük olduğunu ortaya koymuştur. Bu da, bu hafif betonun betonarme yapılarda kullanılmasının, genellikle teknik literatürde belirtilenin aksine, aderans yönünden de geleneksel betona göre bir üstünlüğünün varlığını göstermektedir. Bununla beraber bu sonuçları genellemeden önce daha değişik çapta ve türde donatılarla aynı deneyleri yapmanın yararlı olacağına inanıldığı gibi bu sonuçların da, en azından düz yüzeyli donatılar için, temel bir değişikliğe uğramayacağına da inanılmaktadır.

## 4. BULGULAR VE İRDELEME

### 4.1. GİRİŞ

Bu bölüme kadar bu çalışmaya konu olan hafif beton üzerinde gerçekleştirilen incelemelerden elde edilen sonuçlar bu betonun, taşıyıcı hafif beton sınıfına girdiğini göstermektedir. Bununla beraber, itiyatlı olmak bakımından, bunun betonarme yapılarda kullanılmasını önermeden önce, bununla yapılan betonarme yapı elemanlarının davranışlarının, sadece agregası farklı bir geleneksel betondan yapılanlarla karşılaştırmalı olarak incelenmesinin önerinin isabetli olabilmesi yönünden yararlı olacağı açıktır.

Bu amaçla bu bölümde, çeşitli donatı oranlarına sahip hafif betonarme kirişlerin eğilmedeki deneysel davranışları, geleneksel betonarme kirişlerle karşılaştırmalı olarak incelenmektedir.

### 4.2. DENEY KİRİŞLERİ

#### 4.2.1. Kirişlerin Özellikleri ve Donatı Planları

Bu araştırmada, Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı ve Malzeme Laboratuvarında mevcut aygıt ve gereçlerden yararlanmak amacıyla, deneyler; eni, yüksekliği ve boyu sırasıyla 100mm, 200 mm ve 2100mm olan kirişler üzerinde gerçekleştirilmiştir.

Söz konusu deneyler, hafif betonla yapılan kirişlerin davranışlarının, donatı oranına bağlı olarak, değişimleri geleneksel betonla yapılan kirişlerle karşılaştırılmak amacıyla, farklı donatı oranına sahip sekiz seri hafif ve geleneksel betonarme kiriş çiftleri üzerinde sürdürülmüştür.

Birinci seri deneyler, hafif ve geleneksel beton kirişlerin en çok zorlanan liflerindeki birim şekildeğişirmelerin uygulanan dış yüküyle değişimlerini, kirişleri oluşturan hafif ve geleneksel betonların birim uzama kapasiteleri ile ilk mikro çatlaklı oluşturan eğilme momentinin değerini belirlemek için donatısız kirişler

üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerin temel amacı, beton kirişlerin eğilmedeki mekanik davranışlarının betonarme kirişlerinkine karşılaştırmak suretiyle donatıların hafif ve geleneksel betonların birim uzama kapasitelerini dolayısıyla da ilk çatlama momentini değiştirip değiştirmediği hususuyla diğer mekanik özelliklerinin donatı oranıyla değişimini denetim altında tutmaktır.

Çeşitli donatı oranlarına sahip diğer yedi seri deneylerde kullanılan kirişlerin donatı miktarları Tablo 23 ' de, tipik bir donatı planı Şekil 38 ' de, enkesit detayları ise Tablo 24 ' de verilmektedir.

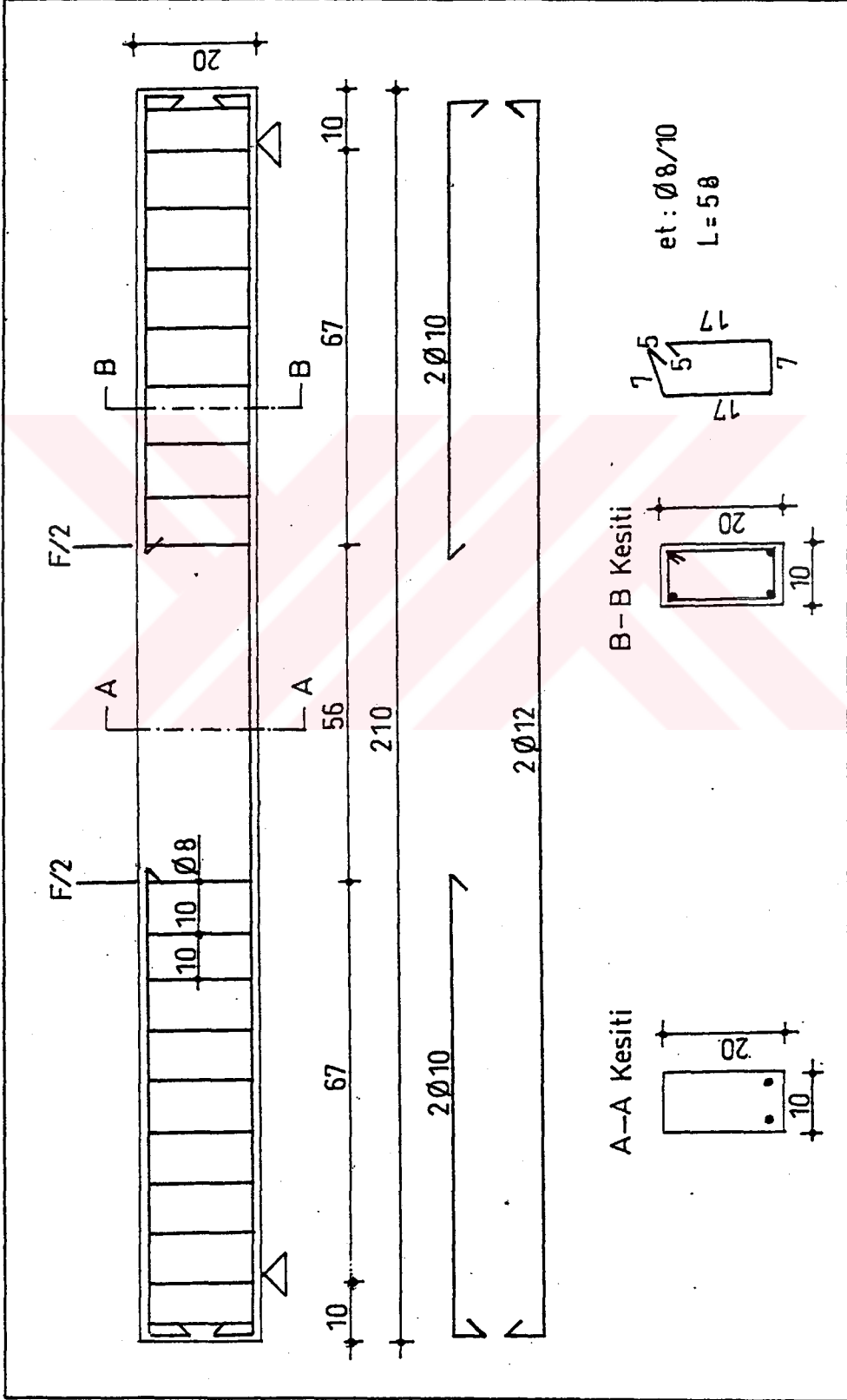
Tablo 23. Deney kirişi çiftlerinin donatı miktar ve oranları

	Hafif beton- arme kirişler	Geleneksel betonarme kirişler	Donatı miktarı	Donatı oranı $\rho$
KIRIŞ SERİLERİ	HK-1	GK-1	Donatısız	-
	HK-2	GK-2	1 $\phi$ 8	0.0025
	HK-3	GK-3	2 $\phi$ 8	0.0050
	HK-4	GK-4	2 $\phi$ 10	0.00785
	HK-5	GK-5	2 $\phi$ 12	0.0113
	HK-6	GK-6	2 $\phi$ 14	0.0154
	HK-7	GK-7	2 $\phi$ 14+1 $\phi$ 10	0.0179
	HK-8	GK-8	3 $\phi$ 14	0.0231

#### 4.2.2. Kirişlerin Yapımı

##### 4.2.2.1. Karma

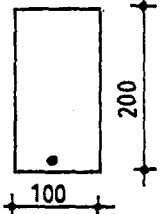
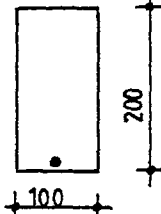
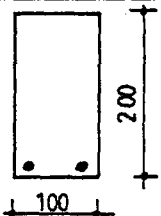
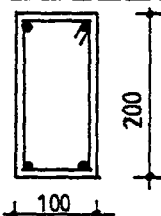
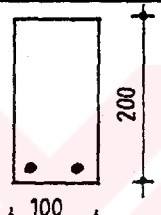
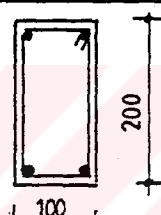
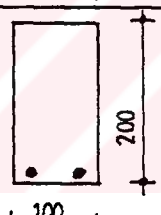
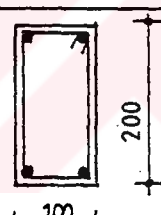
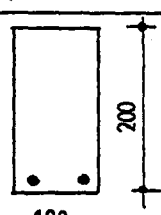
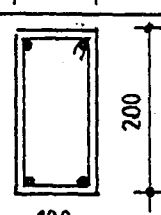
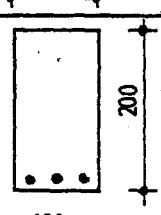
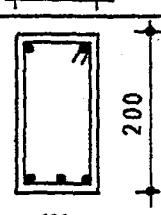
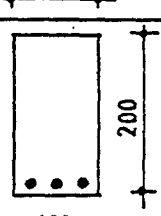
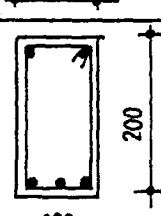
Deney kirişlerinde kullanılan hafif ve geleneksel betonların karılması, su/çimento oranı 0.50 olacak şekilde Madde 2.6 ' da belirtildiği gibi yapılmıştır.



Şekil 38. Kirişlerin kalıp planı ve tipik donatıları



Tablo 24. Deney kirişi çiftlerinin enkesit detayları

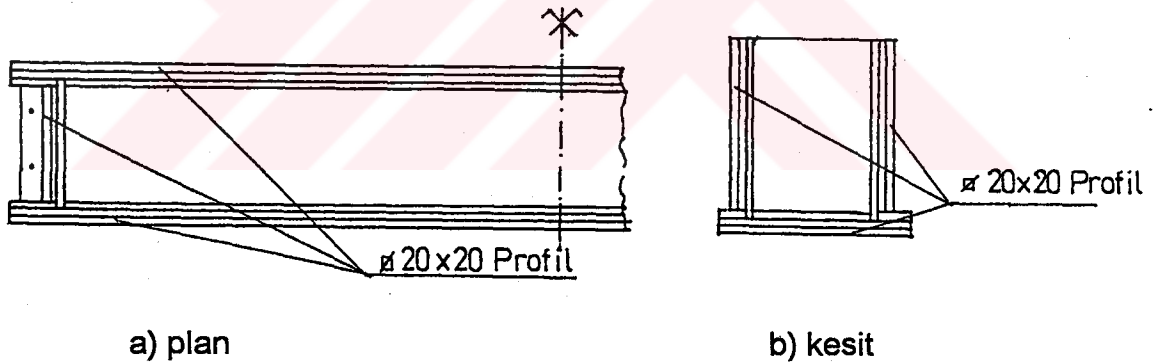
Kiriş Çiftleri	Sabit Moment Bölgesi Kesiti	Değişken Moment Bölgesi Kesiti	Asal Çekme Donatısı/Etriye
HK-2 GK-2			1Ø8 (etriyesiz)
HK-3 GK-3			2Ø8 (Ø8/10)
HK-4 GK-4			2Ø10 (Ø8/10)
HK-5 GK-5			2Ø12 (Ø8/10)
HK-6 GK-6			2Ø14 (Ø8/10)
HK-7 GK-7			2Ø14+1Ø10 (Ø8/10)
HK-8 GK-8			3Ø14 (Ø8/10)

#### 4.2.2.2. Yerine Koyma

Betonarme kirişlerde kalıplara ilk aşamada, paspayı için altlarına belirli aralıklarla daha önce hazırlanmış 15X15X15 mm boyutlarında harç takozlar bağlı donatılar yerleştirilmiştir (bkz. Şekil 38). Böylece, döküme hazır duruma gelmiş bulunan kalıplara betonlar üç yatak halinde konmuş ve her yatak iç vibratörle kalıp uzunluğu boyunca her 300 mm de bir 20 saniyelik sıkıştırılmıştır.

#### 4.2.2.3. Kalıplar

Deney kirişlerinin yapımında kullanılan her iki kalıp da, metal profillerle takviye edilen Beyopan plakların birbirleriyle geçmeli olarak vida ve civatalarla takviye suretiyle gerçekleştirilmiştir. Tamamen sökülüp takılabilir nitelikte, geçirimsizlikleri güvence altına alınmış bu kalıpların geometrik özelliklerinin birbirine eşdeğer ve sabit olması sağlanmıştır (Şekil 39).



Şekil 39. Kiriş kalıplarının plan ve kesiti

#### 4.2.2.4. Kirişlerin Saklanması ve Deney Anındaki Yaşları

Kirişler gibi denetim numuneleri de döküldükten sonra bir gün laboratuvar ortamında kendi kalıplarında bekletilmişlerdir. Bu süre sonunda kalıplarından çıkartılan kiriş ve denetim numuneleri, 21 gün boyunca üzerleri sürekli ıslak kalacak şekilde düzenlenen çuvallarla kapatılmıştır. Daha sonra saklanma koşullarının hafif ve geleneksel beton numunelerinkilerle aynı olması ve daha önce de belirtildiği gibi birim şekildeğiştirme ölçerlerinin daha iyi yapışması için,

sıcaklığı  $24^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$  ve bağıl nemi  $\%65 \pm \%5$  olan bir ortamda saklanmışlardır. Diğer taraftan, saklanmaları sırasında kendi öz ağırlığı altında alt ve üst liflerinde çekme gerilmesi olmayacak şekilde tüm uzunlukları boyunca düzlem bir yüzey üzerine oturtulmuşlardır. Kirişler deney anında 28 günlüktü.

#### 4.3. DENETİM DENEYLERİ

Gerçekleştirilen hafif ve geleneksel betonların mekanik özelliklerinin yeniden yapılabilirliğini denetlemek için her bir karışımdan yapılmış silindir şeklindeki denetim numuneleri ( $\phi=100\text{mm}$ ,  $h=200\text{mm}$ ) merkezi basınç deneyine tabii tutulmuştur. Bu numuneler üzerinde elde edilen ortalama basınç dayanımları, kiriş çiftleri ile birlikte Tablo 25 'de verilmektedir.

Tablo 25. Kiriş çiftlerinde kullanılan betonların merkezi basınç dayanımları  
(Denetim deneylerinden 100/200mm ' lik silindir numuneler üzerinde)

		Kiriş serileri							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Kiriş çiftleri	HK	HK-1	HK-2	HK-3	HK-4	HK-5	HK-6	HK-7	HK-8
	GK	GK-1	GK-2	GK-3	GK-4	GK-5	GK-6	GK-7	GK-8
Ortalama basınç dayanımı MPa	HK	20	20	19	19	19	20	20	19
	GK	40	39	38	38	38	40	39	40

Bu çizelgeden, denetim numunelerinden elde edilen basınç dayanımları arasındaki farkın büyük olmadığı dolayısıyla da betonların yeniden yapılabilirliklerinin yeterli düzeyde olduğuna işaret etmektedir.

#### 4.4. HAFIF VE GELENEKSEL BETONLARIN GERİLME-ŞEKİLDEĞİŞTİRME DİYAGRAMLARI

Hafif ve geleneksel betonların standard silindir numuneler üzerinde merkezi basınç altında elde edilen gerilme-şekildeğiştirme diyagramları daha önce verilmiştir (bkz. Madde 2.8.2, Şekil 15 ve Şekil 17).

#### 4.5. KİRİŞLERİN YAPIMINDA KULLANILAN DONATILARIN ÖZELİKLERİ

Betonarme kirişlerin yapımında kullanılan çeşitli çaplardaki ( $\phi 8$ ,  $\phi 10$ ,  $\phi 12$  ve  $\phi 14$ ) çelik çubuklar üzerinde, standartlara [100], [101] uygun olarak merkezi çekme deneyleri yapılmıştır (bkz. Madde 3.3.1). Bu deneylerde, birim şekildeğiştirme ölçme kapasiteleri ( $\max \epsilon$ ) %20 olan TML-YL20 tipi birim şekildeğiştirme ölçeri kullanılmıştır. Bu deneylerden elde edilen donatıların mekanik özellikleri Tablo 26 da verilmektedir.

Tablo 26. Kiriş yapımında kullanılan donatıların mekanik özellikleri

Donatı anma çapı (mm)	Ortalama akma dayanımı (MPa)	Karakteristik akma dayanımı (MPa)	Ortalama çekme dayanımı (MPa)	Karakteristik çekme dayanımı (MPa)	Karakteristik kopma uzaması $\epsilon_{su}$ (%)
$\phi 8$	330	304	480	466	34
$\phi 10$	360	328	530	517	28
$\phi 12$	320	294	440	402	30
$\phi 14$	280	267	420	407	34
TS 708	—	220	—	340	18

Bu çizelgede verilmiş olan dayanım ve birim uzama değerleri görünen gerilme-şekildeğiştirme diyagramlarından elde edilen değerlerdir. Diğer bir deyişle, bunların belirlenmesinde deneye tabi tutulan donatı çubuğu enkesitinin kopma anına kadar sabit kaldığı varsayılmıştır. Bu koşullar altında belirlenen

gerilmeler gerçek gerilmelerden küçük, birim uzamalar ise, gerçek birim uzamalardan daha büyüktür.

Bu görünen gerilme-şekildeğiştirme diyagramından gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramına aşağıda verilen bağıntılar yardımıyla geçmek mümkün olmaktadır. Gerçekten de  $A_0$  ve  $l_0$  sırasıyla donatının ilk kesit alanını ve ilk boyunu,  $A$  ve  $l$  aynı donatının herhangi bir  $F$  eksenel yükü altında enkesit alanı ve boyunu,  $V_0$  ve  $V$  ise donatının sırasıyla ilk hacmiyle,  $F$  eksenel yükü altındaki hacmini göstermek üzere; şekildeğiştirmeler sırasında hacim değişimi olmadığı varsayımıyla;

$$A_0 \cdot l_0 = A \cdot l \quad (74)$$

bağıntısını yazmak mümkün olmaktadır. Bu bağıntıdan  $A = A_0 \cdot l_0 / l$  olarak elde edilir. Tanım gereği görünen gerilme;

$$\sigma = F / A_0 \quad (75)$$

bağıntısıyla, gerçek gerilmeler ise,

$$\sigma_g = F / A \quad (76)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Bu son bağıntıda  $A$  yerine, yukarıdaki değeri yazılarak gerekli düzenlemeler yapılır ve  $\varepsilon = \Delta l / l_0$  görünen şekildeğiştirmeyi göstermek üzere;

$$\sigma_g = \sigma (1 + \varepsilon) \quad (77)$$

şekline gelir. Bu da gerçek gerilmenin görünen gerilmeden büyük olduğunu göstermektedir. Gerçek şekildeğiştirmeler ise;

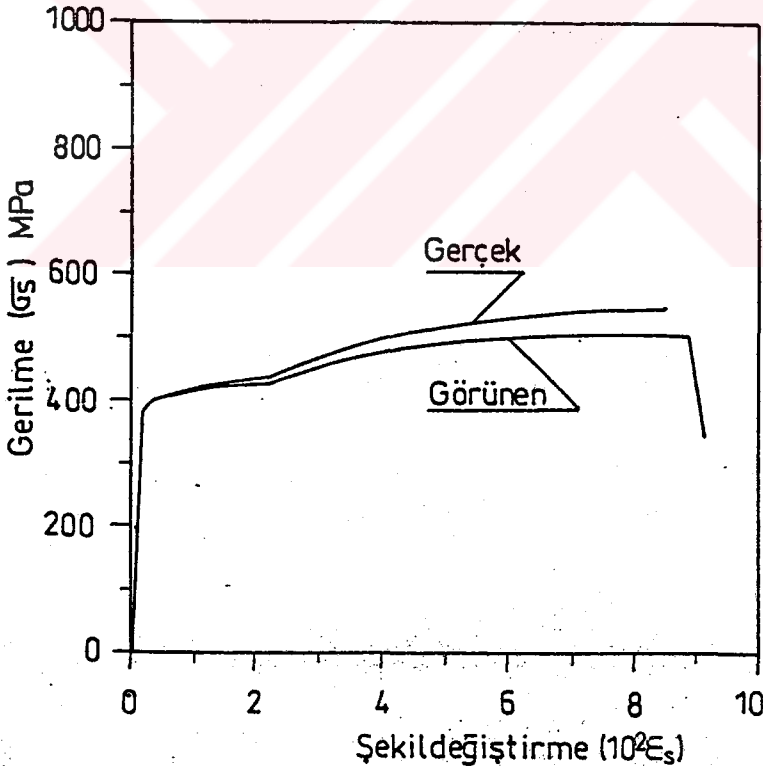
$$\varepsilon_g = \ln (1 + \varepsilon) \quad (78)$$

olarak elde edilir [75], [80]. Bu ise gerçek şekildeğiştirmenin görünen şekildeğiştirmeden daha küçük olduğunu göstermektedir. Özetle, yukarıda da belirtildiği gibi donatının görünen gerilme-şekildeğiştirme diyagramının belli

olması halinde (77) ve (78) bağıntıları yardımıyla gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramları kolaylıkla elde edilebilmektedir.

Kirişlerde kullanılan donatıların görünen ve (77) ve (78) bağıntıları yardımıyla elde edilen gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramları her bir çap için Şekil 40, Şekil 41, Şekil 42 ve Şekil 43 ' de karşılaştırmak amacıyla donatıların gerçek ve görünen mekanik özelliklerinden bazıları da Tablo 27' de verilmektedir.

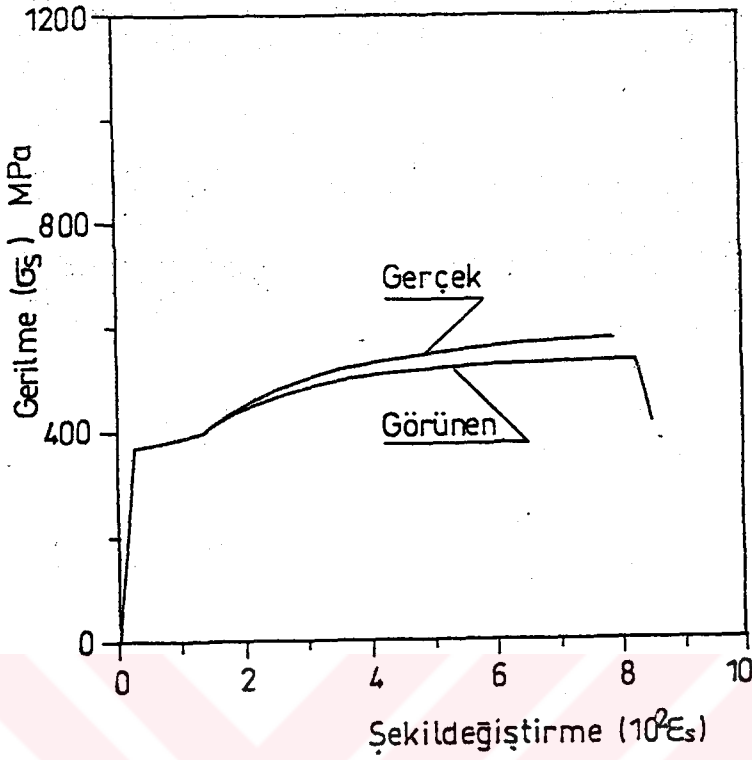
Gerilme-şekildeğiştirme diyagramından görüldüğü gibi, görünen ve gerçek gerilme değerleri akma sınırına kadar çakışmakta ancak bu sınırdan sonra birbirinden ayrılmaktadır. Bu diyagramlar ve Tablo 27 ' den donatı çapının  $\phi 8\text{mm}$ ,  $\phi 10\text{mm}$ ,  $\phi 12\text{mm}$  ve  $\phi 14\text{mm}$  olması halinde gerçek çekme dayanımlarının görünen çekme dayanımlardan sırasıyla %8, %7, %5 ve %3 daha büyük olduğu, gerçek şekildeğiştirmelerin ise akma sınırına kadar pratik olarak görünen şekildeğiştirmelere eşit, bu sınırdan sonra görünenlerden %3 daha küçük olduğu görülmektedir.



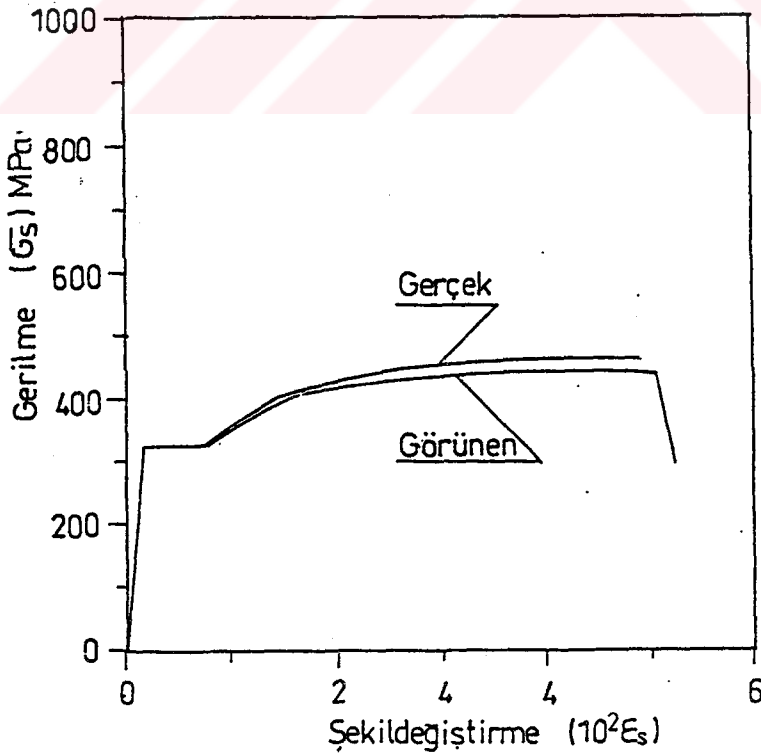
Şekil 40.  $\phi 8$  ' lik donatının görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramları



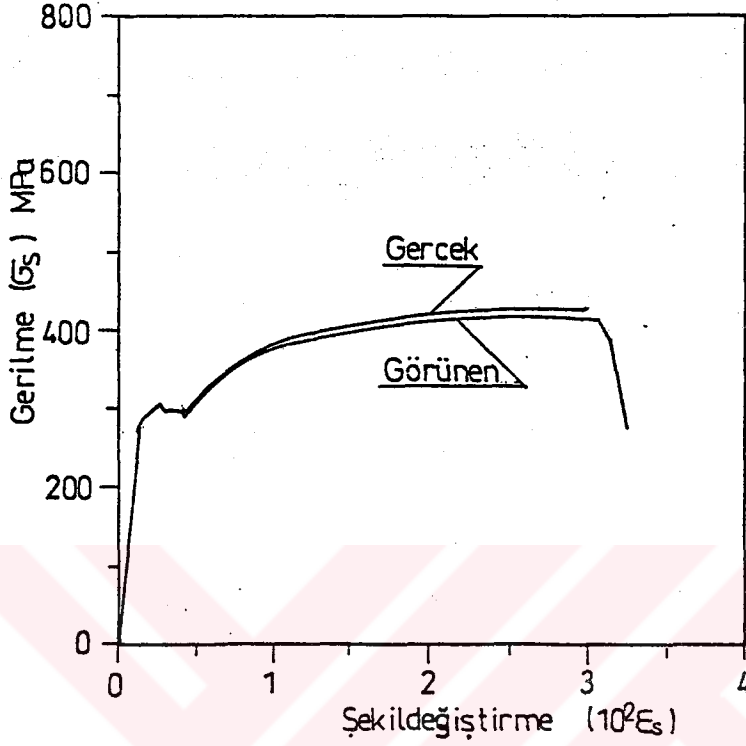
**Y.G. YÜKSEK ÖLÇÜMLÜ BÜYÜK  
DÖNÜŞÜM ANTIKORON ARKİT**



Şekil 41. φ10 ' luk donatının görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramları



Şekil 42. φ12 ' lik donatının görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramları



Şekil 43.  $\phi 14$  ' lük donatının görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme diyagramları

Tablo 27. Donatıların görünen ve gerçek bazı mekanik özellikleri

Donatı anma çapı (mm)	Ortalama çekme dayanımı (MPa)		Ortalama akma dayanımı (MPa)		Ortalama kopma dayanımı (MPa)		Ortalama akma uzaması ( $10^5 \epsilon_{sy}$ )	
	Gör.	Ger.	Gör.	Ger.	Gör.	Ger.	Gör.	Ger.
$\phi 8$	480	516	330	330.6	340	907	184	138.8
$\phi 10$	530	565	360	362	397	1161	213	212.7
$\phi 12$	440	461	320	320.5	297	860	155	154.9
$\phi 14$	420	433	280	280.5	286	711	204	203.7

Burada, bu sonuçların bu araştırmada kullanılan düz yüzeyli yumuşak Karabük donatısına (S220) ait olduğunu, nervürlü donatı kullanılması halinde gerçek ve görünen gerilme-şekildeğiştirme diyagramlarının özellikle akma sınırından sonra birbirinden çok daha fazla uzaklaşabileceğini belirtmek uygun olmaktadır.

#### 4.6. EĞİLME DENEY DÜZENEĞİ

##### 4.6.1. Kirişlerin Yüklenmesi

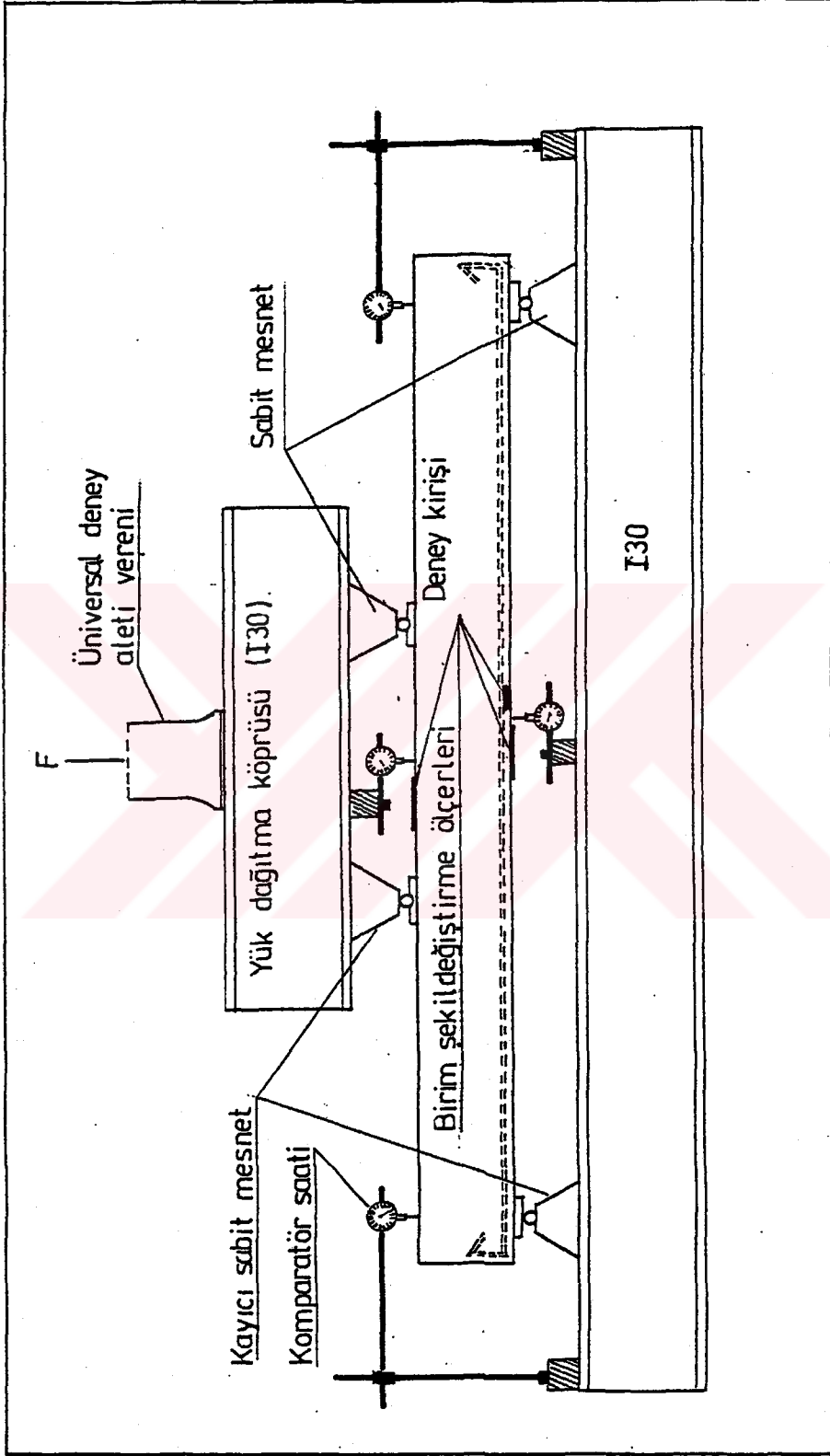
Kirişlerin yüklenmesinde kullanılan eğilme deney düzeneğinin ilke şeması Şekil 44 ' de verilmektedir. Tasarlanarak üniversal deney aletine adepte edilen bu düzeneğ, etkisini bir çelik yük dağıtma köprüsü (palonye) aracılığıyla kirişe uygulanan 600 kN ' luk üniversal deney aletine ait verenele donatılmıştır. Kiriş mesnetleri ve yük köprüsünün kiler mafsallı olduğu gibi kiriş ve yük köprüsünün birer mesnetleri boyuna doğrultuda yatay yerdeğiştirmeye de elverişlidir. Bu koşullar altında, yük köprüsü mesnetleri arasındaki kiriş orta bölgesinde oluşan kesit etkisi salt basit eğilme olduğu açıktır.

Eğilme deneyinde yükleme, donatısız kirişlerde her 1 kN ' da, donatılı kirişlerde ise 2 kN ' da bir ölçü alınmak üzere kırılma yüküne kadar ardışık olarak hiç boşaltma yapılmadan sabit bir yükleme hızıyla gerçekleştirilmiştir. Kirişlerin deney anına ilişkin bir görünüm Şekil 45 ' de verilmektedir.

##### 4.6.2. Ölçme Aygıtları

Deneylerde ölçme aygıtı olarak birim şekildeğiştirme ölçerleriyle birlikte komparatör saatleri kullanılmıştır (bkz. Şekil 44). Birim şekildeğiştirme ölçerleri kirişin çekme bölgesinde beton ve donatı, basınç bölgesinde ise sadece beton üzerine yapıştırılmıştır.

Herbir deneyde, sehimler, en çok zorlanan liflerde beton ve donatıdaki birim boydeğişimler yükün, dolayısıyla da eğilme momentinin yükleme süresince çatlama ve nihayet kırılma anındaki değerleri ölçülmüştür. Gerçekten, hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin davranışlarının incelenmesi ve bu davranışların karşılaştırılması sadece kırılma ve çatlama yükleriyle değil, aynı zamanda bütün yükleme boyunca şekildeğiştirme durumlarının karşılaştırılması suretiyle de yapılmaktadır.



Şekil 44. Deney kirişlerinin yükleme düzeneği ve ölçme aygıtları



Şekil 45. Kiriş deneylerinden bir görünüm

#### 4.6.2.1. Kullanılan Birim Şekildeğiştirme Ölçerlerinin Cinsi

Beton süreksiz ve heterojen bir malzeme olduğundan kiriş yüzlerine yapıştırılan birim şekildeğiştirme ölçerleriyle belirlenen birim boydeğişimlerinin anlamlı olabilmesi için, aktif boylarının yapıştırılacakları betonun bileşimindeki en iri agrega tane boyutundan yeterince büyük ama farklı ölçü alma noktaları arasındaki birim şekildeğiştirmelerin ölçülmesi için de sözkonusu boyların yine yeteriyle küçük olması gerekmektedir. Daha önce de belirtildiği gibi, betonda bu iki sınırlayıcı koşullu sağlamak için aktif boyları 90 mm olan TML- PL 90 tipi, donatılarda ise aktif boyları 20 mm olan ve %20 şekildeğiştirme kapasitesine sahip TML- YL 20 tipi birim şekildeğiştirme ölçerleri kullanılmıştır. Bu konuda daha ayrıntılı bilgi Ek-B ' de verilmektedir.

#### 4.6.2.2. Kullanılan Montaj

Birim şekildeğiştirme ölçerleri yarım-köprü olarak monte edilmişlerdir. Bu montajdan amaç, bir dengeleyici birim şekildeğiştirme ölçerlerinin ölçü köprüsüne bağlanmasının sağlanmasıdır. Dengeleyici, kullanılan birim şekildeğiştirme

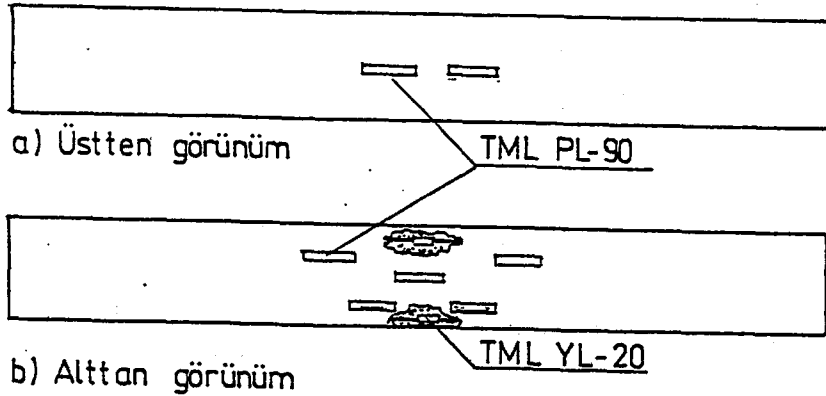
ölçerinin aynısıdır. Bu dengeleyici birim şekildeğiştirme ölçerinin görevi, sıcaklık genleşme katsayıları farklı betonla, birim şekildeğiştirme ölçeri taşıyıcısının oluşturacağı parazit sıcaklık etkisini telafi etmektir. Bu nedenle söz konusu dengeleyici, kiriş betonuyla aynı özellikli bir beton blok üzerine yapıştırılmıştır.

Birim şekildeğiştirme ölçerleri, betonla temas yüzeylerindeki düzensizlikleri gidermek için yapıştırılacak yüzeyi zımpara kağıdı yardımıyla düzgün hale getirildikten sonra, yapıştırma işlemi çabuk kuruyan bir yapıştırıcıyla (TML-CN tipi) gerçekleştirilmiştir. Birim şekildeğiştirmeler Wheatstone köprüsüne bağlı aygıt üzerinden doğrudan okunmuştur (bkz. Şekil 4).

#### 4.6.2.3. Ölçme yerleri

Birim şekildeğiştirme ölçerleri kirişlerin üst yüzlerinde (basınç bölgelerinde) sadece betonların üzerine, alt yüzlerinde (çekme bölgelerinde) ise beton ve asal çekme donatılarının üzerine boyuna doğrultuda yapıştırılmıştır.

Hafif ve geleneksel betonarme kirişler üzerine yapıştırılan birim şekildeğiştirme ölçerlerinin konumu ve sayılarının birbirine eşdeğer olması sağlanmıştır. İlk mikro çatlak oluşuran maksimum birim uzama değerini belirleyebilmek amacıyla, alt yüze üst yüzden daha fazla şekildeğiştirme ölçeri yapıştırılmıştır (Şekil 46).



Şekil 46. Deney kirişi üzerinde birim şekildeğiştirme ölçerlerinin konum şeması



## 4.7. KIRILMANIN İNCELENMESİ

### 4.7.1. Kirişlerin Teorik Kırılma Momentleri

Deney sonuçları incelenmeden önce, her bir kirişin teorik kırılma momenti ve servis momenti hesaplanmaktadır. Bunlardan birincisi beton ve donatıların gerçek mekanik özellikleri dikkate alınarak, ikincisi ise TS 500 ' e göre [78] hesaplanan kırılma momentinden elde edilmektedir. Bu nedenle burada söz konusu yöntemlerin temel ilkeleri üzerinde durulmaktadır.

#### 4.7.1.1. Teorik Kırılma Momentinin Hesabı

##### 4.7.1.1. 1. Teorik Hesabın ( $M_{rt}$ ) Varsayımları

Kırılma bir çatlak doğrultusunda meydana geldiğinden, sadece böyle bir kesite ait varsayımlarla ilgilenilerek, teorik kırılma momentinin hesabı için aşağıdaki basitleştirici varsayımlar yapılmaktadır.

a) Çatlaklara komşu kesitler, kırılma anına kadar düzlem kalırlar dolayısıyla şekildeğiştirmeler tarafsız eksene olan uzaklıkla orantılıdır ve donatı kendini saran betonla aynı şekildeğiştirmeyi yapmaktadır. Donatıyla beton arasında aderansın olmaması halinde bu varsayımın gerçekçi olmadığı açıktır.

b) Kırılma, en üst beton liflerde kısalma  $\epsilon_{cu}$  sınır değerine ulaştığında meydana gelmektedir .

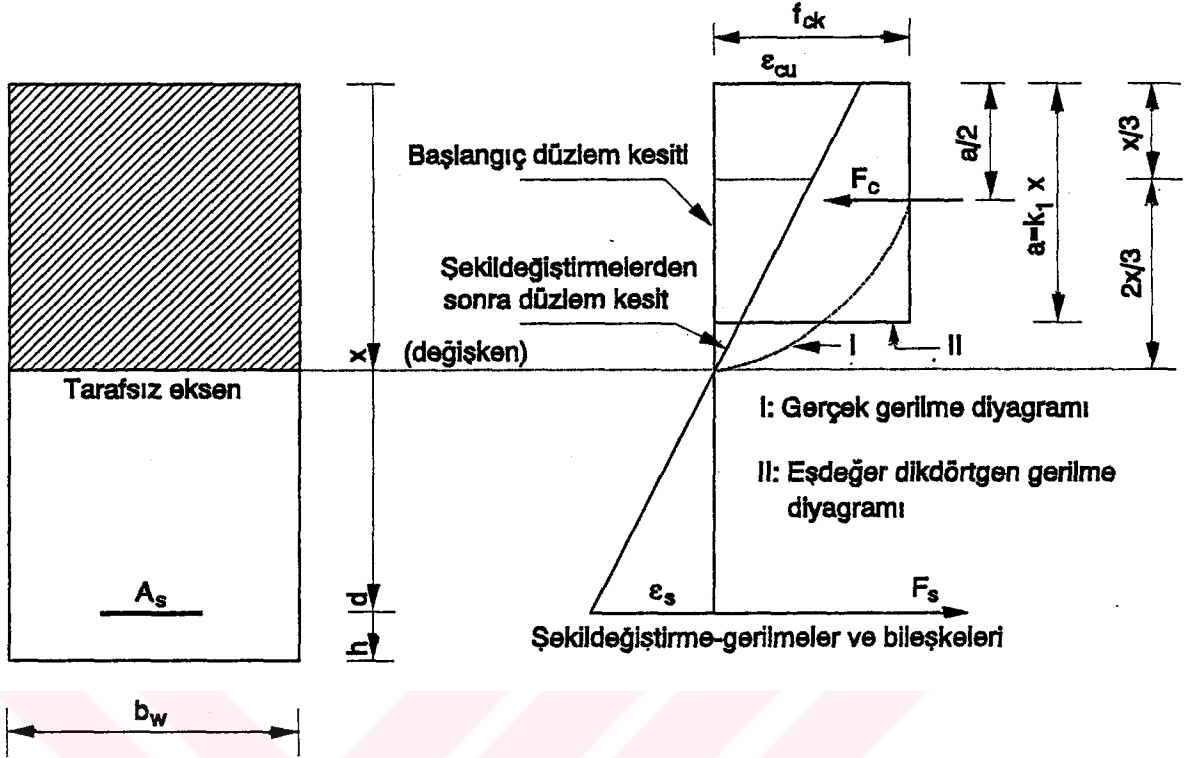
c) Çekme bölgesindeki betonun kesit dayanımına etkisi yoktur. Dolayısıyla da kesit tarafsız eksen düzeyine kadar çatlamaştır.

d) Kırılma anında betondaki basınç gerilmeleri diyagramı;  $f_{ck}$  standard silindir karakteristik basınç dayanımını,  $b_w$  dikdörtgen kesitli kirişin genişliği ve  $x$  tarafsız eksen derinliğini göstermek üzere, basınç bileşkesi  $F_c=0.85 f_{ck} b_w x$  olan diyagramdır ( Şekil 47).

#### 4.7.1.1.2. Hesap İlkesi

Kırılma momentinin hesabı ilk aşamada kesitin kırılma anındaki şekildeğiştirme diyagramının belirlenmesini gerektirmektedir. Zira bu diyagram belli olunca :

- basınç gerilmesinin bileşkesi ve bunun tatbik noktası,



Şekil 47. Basit eğilme etkisindeki bir kesitin basınç bölgesindeki gerilme dağılışını gösteren diyagram[79].

- donatılardaki uzamalar, uzamalara karşılık gelen donatı gerilmeleri ve bu gerilmelerin bileşkeleri kolayca hesaplanabilmektedir.

#### a) Şekil değiştirme diyagramının belirlenmesi

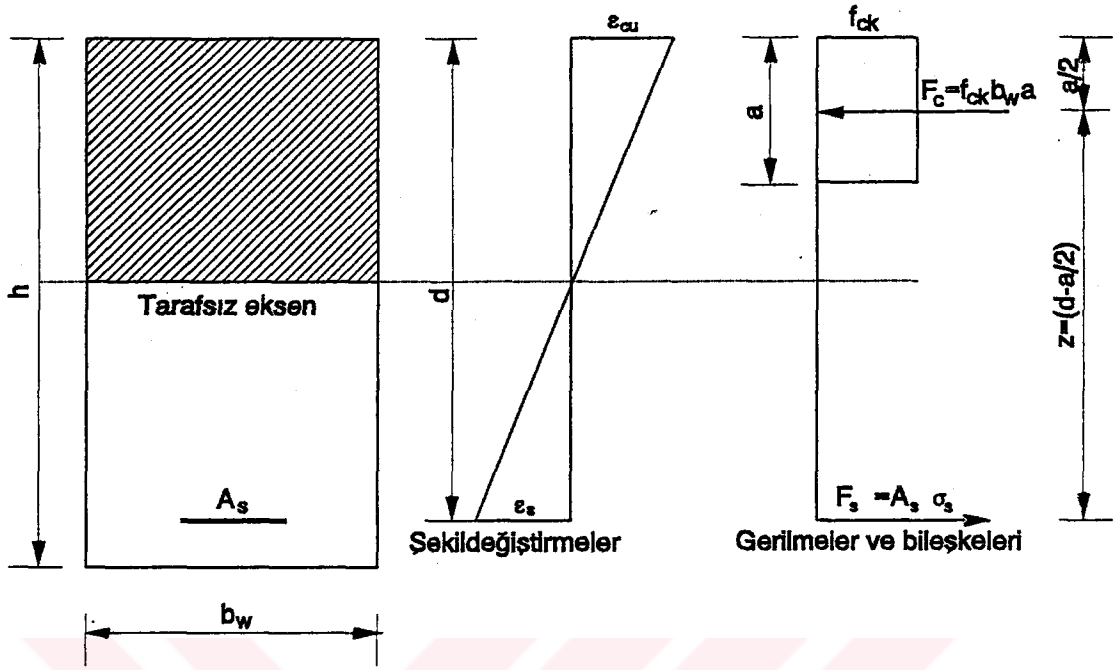
Basit eğilme etkisindeki kirişlerde kırılma kesiti şekil değiştirme diyagramı Şekil 48 ' de verilmektedir.

#### b) Gerilme diyagramının belirlenmesi

Donatılardaki gerilmeler, gerilme-şekil değiştirme diyagramlarından şekil değiştirmelere karşılık olarak elde edilmektedir ( bkz. Şekil 40, Şekil 41, Şekil 42 ve Şekil 43). Betondaki gerilmeler ise Şekil 48 ' deki gibidir.

#### c) Kesitin denge denklemlerinin belirlenmesi

Betonarme bir kesitin taşıma gücüne göre hesabında kullanılan denge denklemleri aşağıda verilmektedir (bkz. Şekil 48) :



Şekil 48. Betonarme bir kesitin şekildeğiştirmelerinin şematik diyagramı ve kırılma anında kesitte oluşan iç kuvvetler

- Uygunluk denklemleri

$$\varepsilon_{cu}/\varepsilon_s = x/(d-x) \quad (79)$$

- Kuvvet denge denklemi,  $k_1$ ,  $f_{ck} < 25$  MPa için 0.85,  $f_{ck} > 25$  MPa için  $k_1 = 0.85 - 0.006(f_{ck} - 25)$  olmak ve  $a = k_1 x$  'i,  $F_c = f_{ck} b_w a$  'yı ve  $F_s = A_s \sigma_s$  'yi göstermek üzere

$$F_c = F_s \quad (80)$$

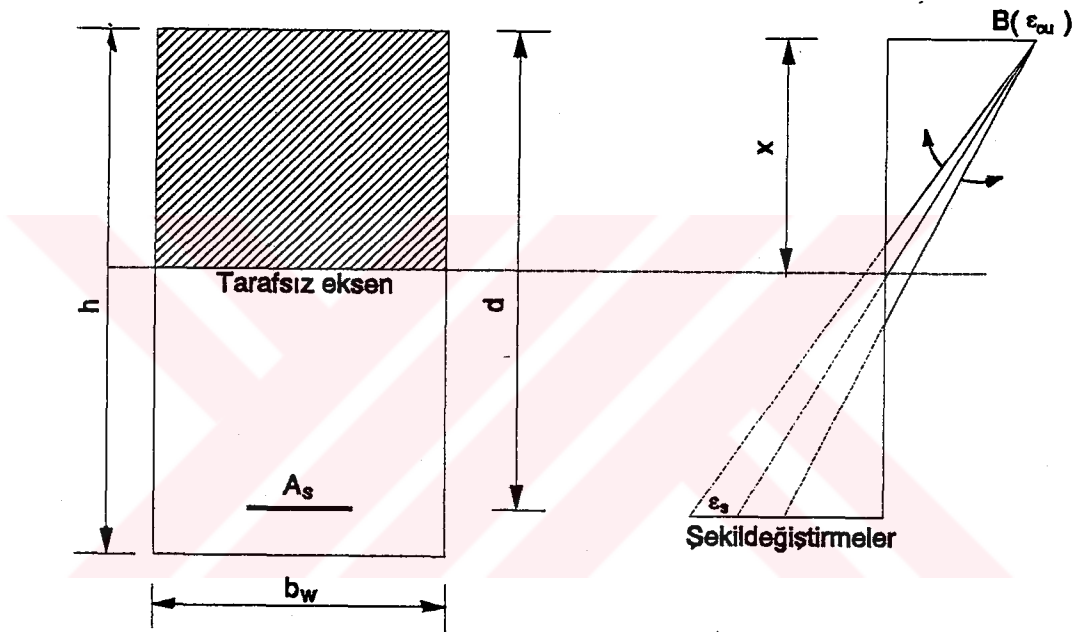
- Moment denge denklemi ise;

$$M = F_s Z = F_c Z \quad (81)$$

şeklindedir.

## d) Hesap yöntemi

Kullanılan donatıların gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarının karmaşıklığı nedeniyle, alışılmış hesap yoluyla denge denklemlerinin yazımı, kırılma momentinin doğru olarak tayinine imkan vermemektedir. Durum böyle olunca, kırılma momenti ardışık yaklaşım yöntemiyle hesaplanmak zorundadır. Bunun için, kırılma anında betonun birim kısalması  $\epsilon_{cu}$  belliyken, denge gerçekleşinceye kadar kesitin şekildeğiştirme diyagramını  $B(\epsilon_{cu})$  noktası etrafında döndürmek gerekmektedir (Şekil 49).



Şekil 49. Betonarme bir kesitin kırılma anındaki şekildeğiştirme diyagramının araştırılması

Bu durumda, betonun eğilmede kırılma şekildeğiştirmesinin ( $\epsilon_{cu}$ ) belli olması zorunludur. Ön incelemelere göre belirlenen ve daha önce diğer bir çok özellikle birlikte verilmiş olan hafif ve geleneksel betonlara ait kırılma şekildeğiştirmeleriyle beraber ortalama ve karakteristik basınç dayanımları Tablo 29'da verilmektedir.

Bu yöntemle, basit eğilme etkisindeki betonarme bir kesitin kırılma momentleri ardışık yaklaşımla hesaplamak için geliştirilen bir bilgisayar programının akış diyagramı Şekil 50'de, bu programla hesaplanan kırılma momentleri ise Tablo 30'da verilmektedir.

Tablo 29. Kiriş yapımında kullanılan hafif ve geleneksel betonların kırılma şekildeğişimleri, ortalama ve karakteristik basınç dayanımları

Betonlar	Ortalama basınç dayanımı ( $f_{cm}$ ), MPa	Karakteristik basınç dayanımı ( $f_{ck}$ ), MPa	Kırılma Şekildeğişimi $\epsilon_{cu}$
Hafif beton	19	18	$5,0 \cdot 10^{-3}$
Geleneksel beton	37	36	$3,2 \cdot 10^{-3}$

#### 4.7.1.2. Kırılma ve Kullanım Momentlerinin TS 500' e Göre Hesabı

##### 4.7.1.2.1. Kırılma Momentin ( $M_r$ ) Hesap Varsayımları

Düzlem kesitlerin düzlem kalma, çekmeye maruz betonun rolü ve malzemenin gerilme-şekildeğişirme diyagramlarına ait Madde 4.8.1.1.1' de belirtilen varsayımlar burada da aynen yapılmaktadır. Ancak daha önce de belirtildiği gibi kırılma sınır durumu, gerçek taşıma kapasitesi yerine, üç dönme noktası gibi bir kuralın uygulanmasıyla tanımlanmaktadır [79]. Bu araştırmaya konu olan kirişler salt eğilme etkisinde olduğundan söz konusu üç dönme noktası kuralı, sadece iki dönme noktası kuralına (A ve B) dönüşmekte (bkz. Şekil 49) ve aşağıdaki iki koşuldan biri yada ikisi aynı anda sağlandığında kırılma sınır duruma ulaşılmaktadır :

- Betonun üst lifindeki birim kısalmanın  $\epsilon_{cu} = 3 \cdot 10^{-3}$  olması,
- Asal çekme donatısındaki birim uzamanın  $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$  'e varması.

Diğer taraftan :

- $f_{ck}$  karakteristik dayanımı göstermek üzere betonun basınç dayanımı  $f_{cu} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c$  olarak sınırlıdır.
- Donatının hesap dayanımı ( $f_{yd}$ ) karakteristik dayanımın ( $f_{yk}$ )  $\gamma_s = 1.15$  ' e bölünmesiyle elde edilmektedir [78].

#### 4.7.1.2.2. Kırılma Momentinin Hesap İlikesi

Kırılma momentinin TS500 [78] ' e göre hesabında da teorik kırılma momentinin hesabındaki yol aynen izlenmektedir.

#### 4.7.1.2.3. Kullanım Momentinin ( $M_S$ ) Hesabı

Kullanım momenti normal olarak, bir taraftan kullanım sınır durumları, diğer taraftan da kırılma sınır durum dikkate alınarak belirlenmek zorundadır.

Eğer bu belirlemede sadece kırılma sınır durum dikkate alınıyor ve kullanım yükü altında başka hiçbir özel koşulun sağlanması istenmiyorsa kullanım momenti izostatik kirişlerde ;

$$M_S = M_r / 1.5 \quad (82)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır [79], [102].

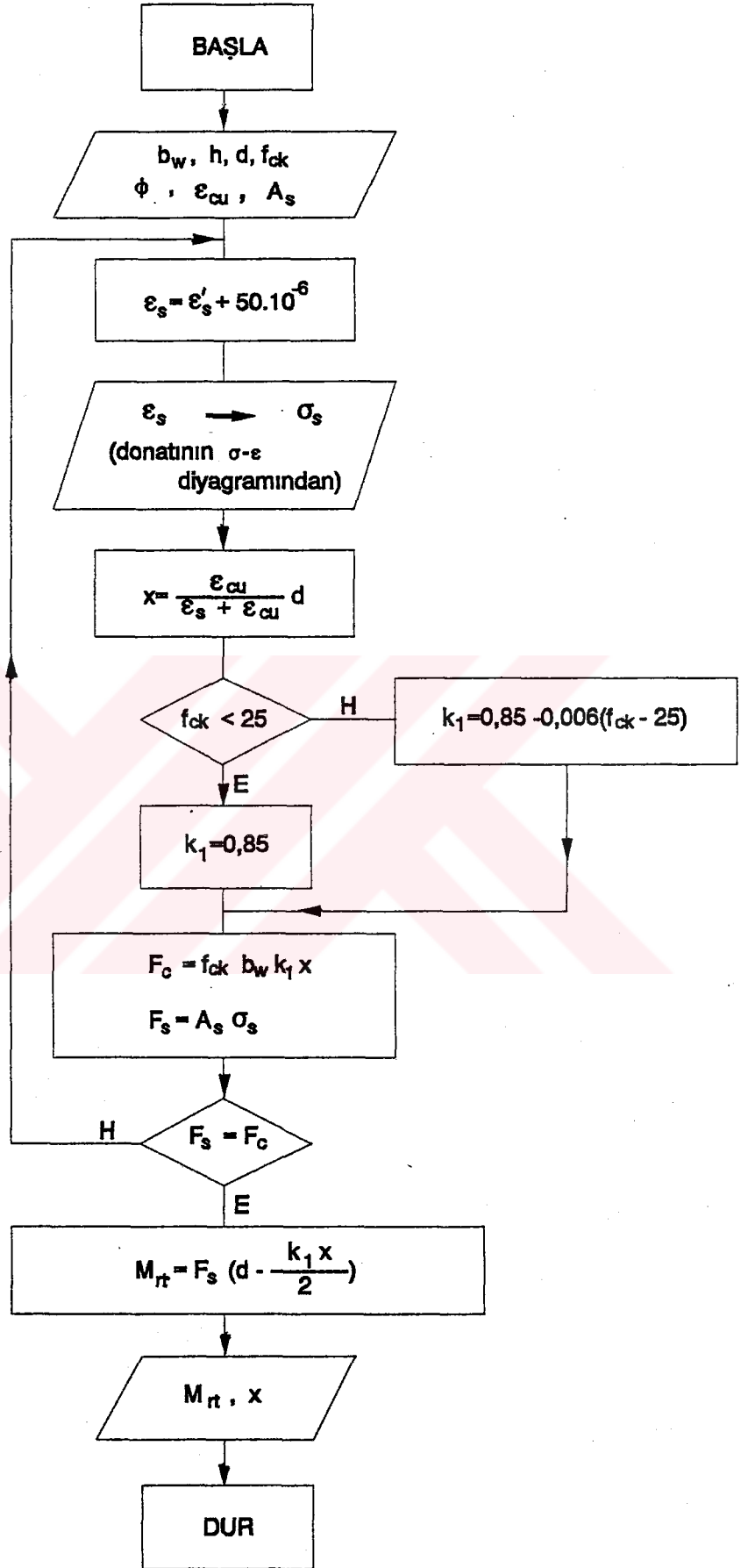
Aksine, çatlama ve şekildeğiştirme için başka sınırlar konmak isteniyor ve bu sınırlar yukarıda tanımlanan  $M_S$  ' den daha küçük değerleri gerektiriyorsa, bu durumda kullanım momentinin bir kiriş çiftinden diğerine değişeceği açıktır. Durum böyle olumakla beraber, bu çalışmada kirişlerin maksimum kullanım yüküne karşılı gelen ve (82) bağıntısıyla hesaplanan kullanım momenti değerine kadarki mekanik davranışlarının kendi aralarında karşılaştırılmasıyla yetinilmektedir.

#### 4.7.2. Hesap ve Deney Sonuçları

Hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin deneysel kırılma momentleri hesaplanan teorik kırılma momentleri ( $M_{rt}$ ), TS 500 ' e göre belirlenen kırılma ( $M_r$ ) ve kullanım momentleri ( $M_S$ ) Tablo 30' da verilmektedir.

Bu çizelgeden, bu çalışmaya konu olan hafif betonarme kirişlerin deneysel kırılma momentlerinin ( $M_{re}$ ), geleneksel betonarme kirişlerinkinden en çok %13 oranında küçük olduğu görülmektedir. Bu da yapılan hafif betonun en azından betonarme kirişlerde kullanılmasının dayanım yönünden bir sakıncası olmadığını ortaya koymaktadır.





Şekil 50. Bilgisayar programı akış diyagramı

Tablo 30. Hafif ve geleneksel kirişlerin kırılma ve kullanım momentleri

Momentler	Kiriş Serileri															
	1. Seri		2. Seri		3. Seri		4. Seri		5. Seri		6. Seri		7. Seri		8. Seri	
(kN.m)	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK
$M_{re}$	1.53	1.83	4.56	4.80	7.82	7.84	11.6	12.1	13.8	15.7	15.3	17.3	18.8	20.6	20.1	22.6
$M_{rt}$	-	-	4.38	4.57	7.46	7.65	11.0	11.2	12.7	15.2	15.1	16.1	16.8	18.5	19.7	20.9
$M_r$ (TS 500)	-	-	1.56	1.56	3.13	3.13	4.88	4.88	6.85	6.98	8.76	9.57	9.85	11.0	11.8	13.8
$M_s$	-	-	1.04	1.04	2.09	2.09	3.25	3.25	4.57	4.65	5.84	6.38	6.57	7.33	7.89	9.20

Tablo 31. Hafif ve geleneksel betonarme kirişleri için  $\gamma_s$ ,  $\gamma_r$  ve  $\gamma_r^*$  değerleri

$\gamma$	Kiriş Serileri													
	2.Seri		3.Seri		4.Seri		5.Seri		6.Seri		7.Seri		8.Seri	
Değerleri	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK
$\gamma_s$	4.38	4.62	3.74	3.75	3.57	3.72	3.02	3.37	2.62	2.71	2.86	2.81	2.55	2.46
$\gamma_r$	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.08	1.08	1.03	1.01	1.07	1.12	1.11	1.02	1.08
$\gamma_r^*$	2.92	3.08	2.50	2.50	2.38	2.38	2.01	2.24	1.74	1.81	1.90	1.87	1.70	1.64

#### 4.8.2.1. Deneysel Emniyet Katsayıları

Bu çalışmada deneysel kırılma momentinin kullanım momentine oranı deneysel emniyet katsayısı olarak adlandırılmaktadır. Tablo 31' de Tablo 30 yardımıyla hesaplanan  $\gamma_s = M_{re}/M_s$ ,  $\gamma_r = M_{re}/M_{rt}$  ve  $\gamma_r^* = M_{re}/M_r$  oranları verilmektedir.

Bu çizelgeden, hafif betonarme kirişlerin deneysel kırılma momentlerinin, teorik kırılma momentlerinden en çok %12 daha büyük olduğu, geleneksel betonarme kirişlerde ise söz konusu oranın %11 ' i geçmediği, deneysel emniyet katsayısının ( $\gamma_s$ ) asal çekme donatısı oranına bağlı olarak hafif betonarme kirişlerde 2.55 - 4.38 arasında, geleneksel betonarme kirişinkiler ise 2.46 - 4.62 arasında değerler aldığı ve bunun en küçük değerinin 2.5 civarında olduğu görülmektedir.

#### 4.7.7.2. Kirişlerin Dengeli, Minumum ve Kritik Donatı Oranlarının Belirlenmesi

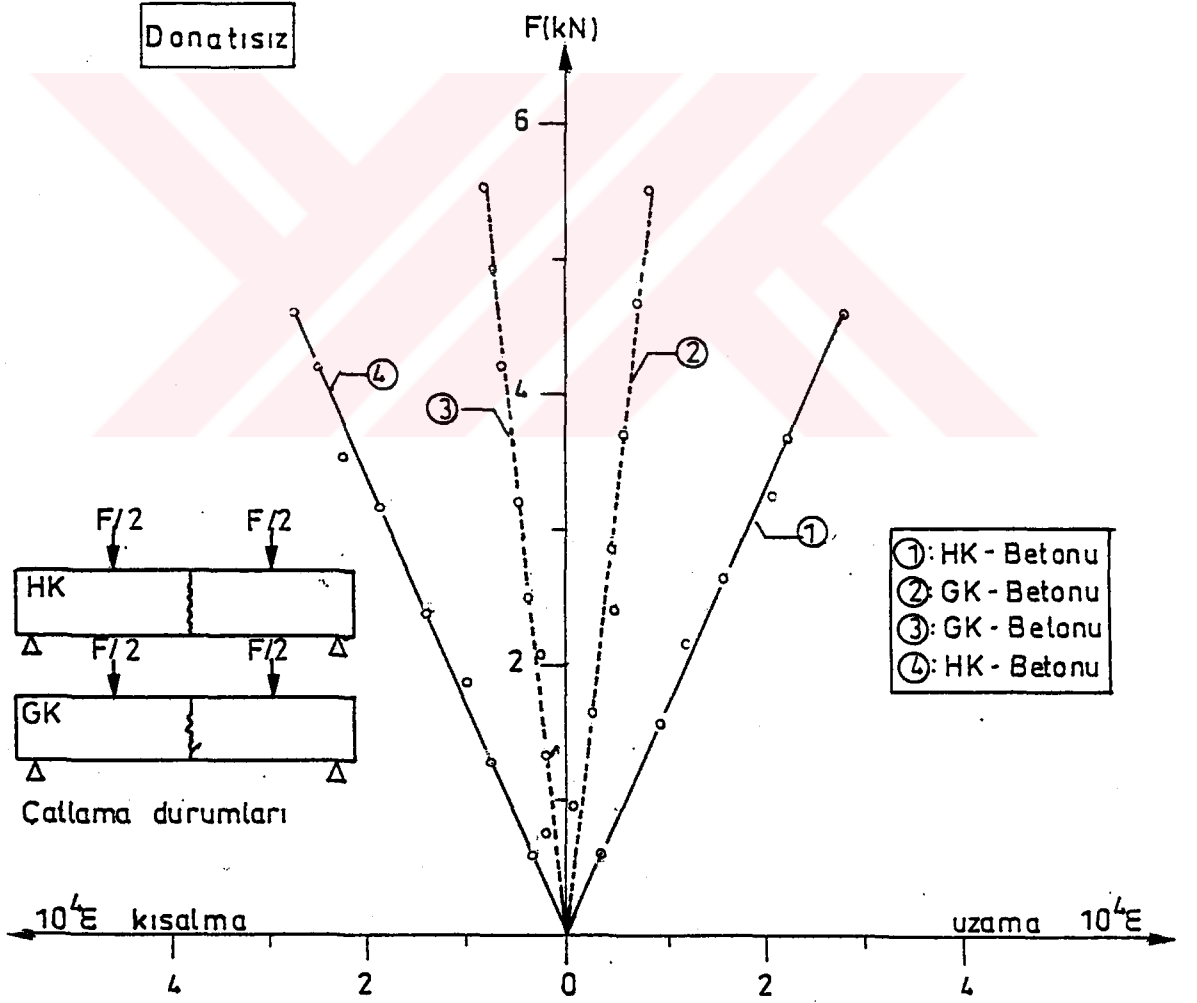
Hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin karakteristik dengeli donatı oranları, hesap dengeli donatı oranları, minumum ve kritik donatı oranları belirlenmiştir. Karakteristik dengeli donatı oranlarının belirlenmesinde, bu çalışmaya konu olan beton ve donatının karakteristik dayanımları, hesap dengeli donatı oranı, kritik ve minumum donatı oranlarının belirlenmesinde ise hesap dayanımları kullanılmıştır. Hesaplanan donatı oranları Tablo 32 ' de verilmektedir. Kiriş davranışlarının değerlendirilmesinde bu oranlar dikkate alınmaktadır.

Tablo 32. Kirişlerin  $P_b$ ,  $P_{min}$  ve  $P_c$  değerleri

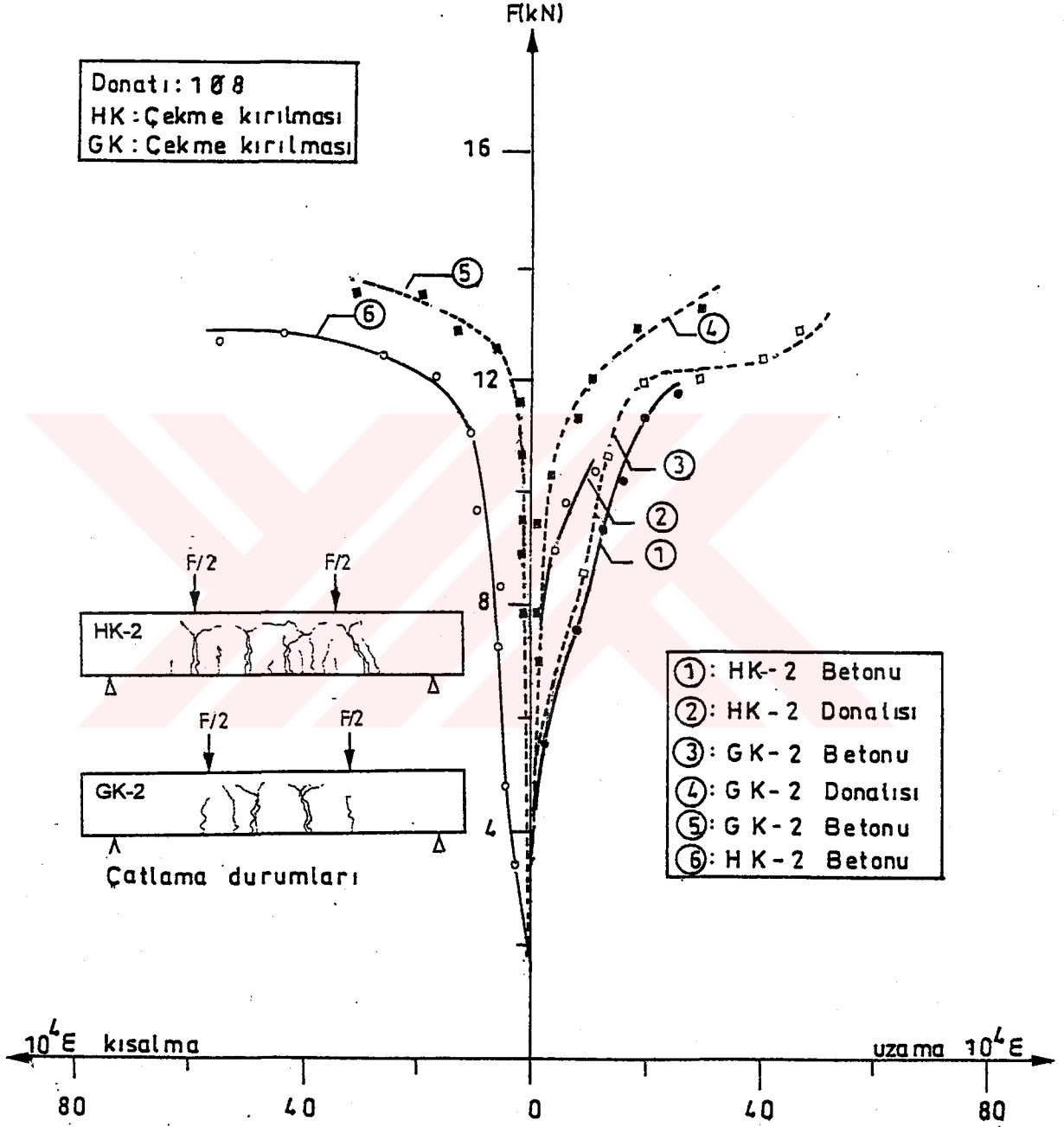
Kirişler	Karakteristik dengeli donatı oranı ( $P_b$ )	Hesap dengeli donatı oranı $P_b$ , (TS 500)	Kritik donatı oranı $P_c$ ( $0.122\sqrt{f_{cd}/f_{yd}}$ )	Minumum donatı oranı $P_{min}$ , (1.2/ $f_{yd}$ )
Hafif betonarme kirişler (HK)	0.031	0.021	0.0015	0.0043
Geleneksel betonarme kirişler (GK)	0.055	0.042	0.0021	0.0043

#### 4.7.2.3. Betonarme Kirişlerin Şekildeğiştirme ve Sehımlerinin Karşılaştırılması

Daha önce de belirtildiği gibi hafif betonarme kirişlerin eğilme deneyi boyunca şekildeğiştirme ve sehımleri , geleneksel betonarme kirişleriyle karşılaştırmak amacıyla, ölçülmüştür. Bu değerler birinci seri kirişler için (HK-1, GK-1) Şekil 51, ikinci seri kirişler için Şekil 52 ve Şekil 53 ' de, üçüncü seri kirişler için Şekil 54 ve Şekil 55 ' de, dördüncü seri kirişler için Şekil 56 ve Şekil 57 ' de, beşinci seri kirişler için Şekil 58 ve Şekil 59' da, altıncı seri kirişler için Şekil 60 ve Şekil 61 ' de, yedinci seri kirişler için Şekil 62 ve Şekil 63 ' de sekizinci seri kirişler için ise Şekil 64 ve Şekil 65 ' de verilmektedir.

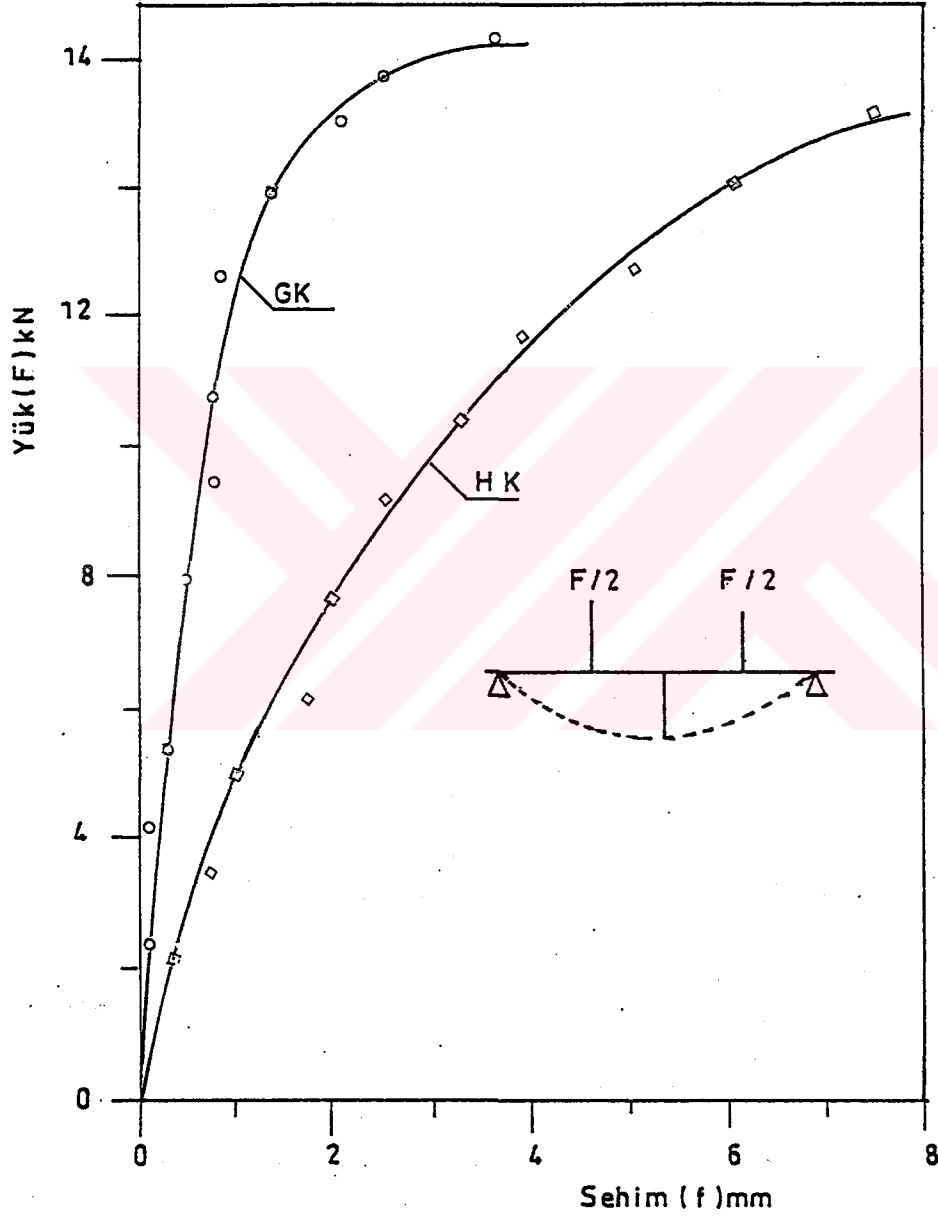


Şekil 51. Birinci seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumları

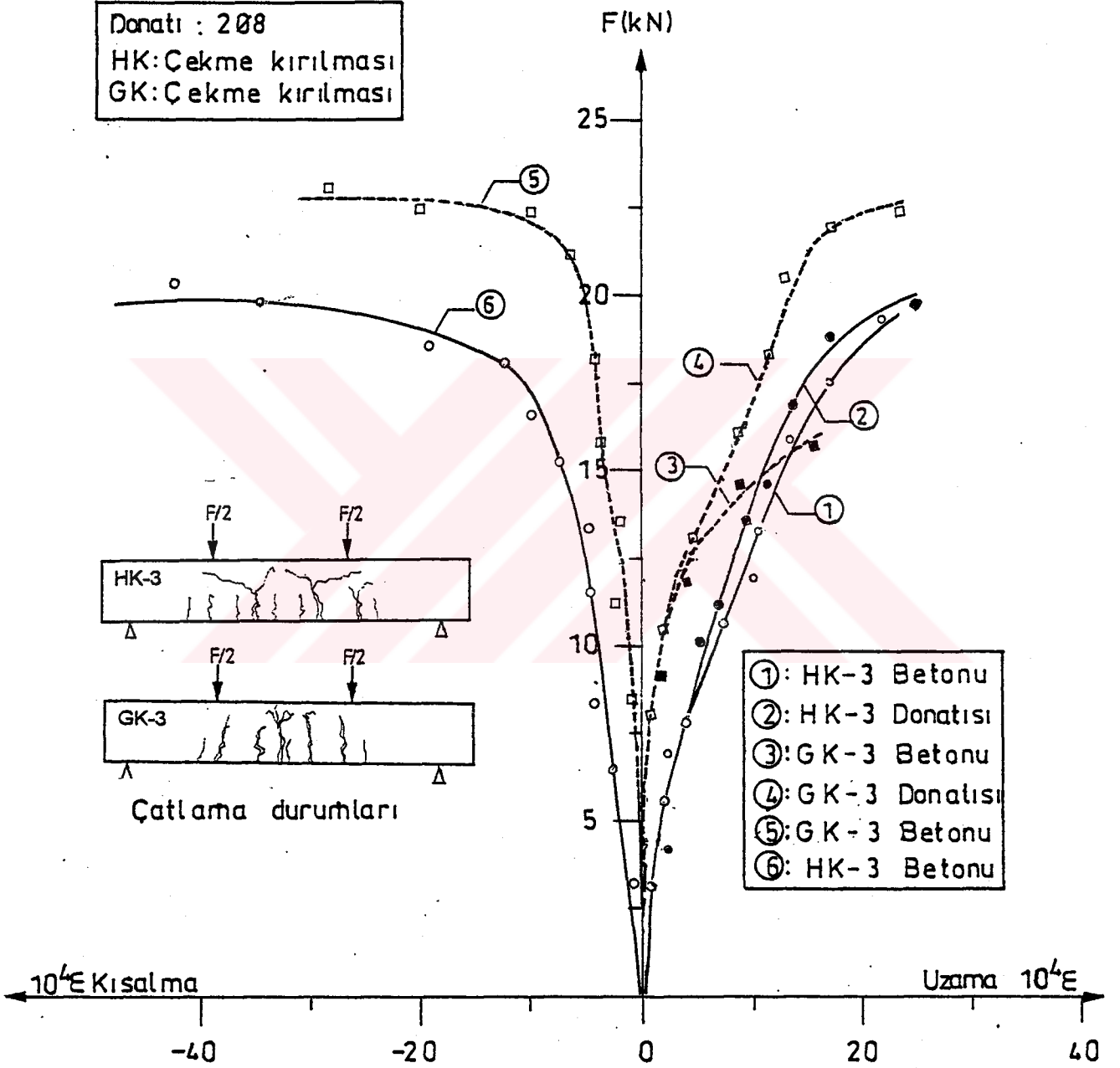


Şekil 52. İkinci seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması

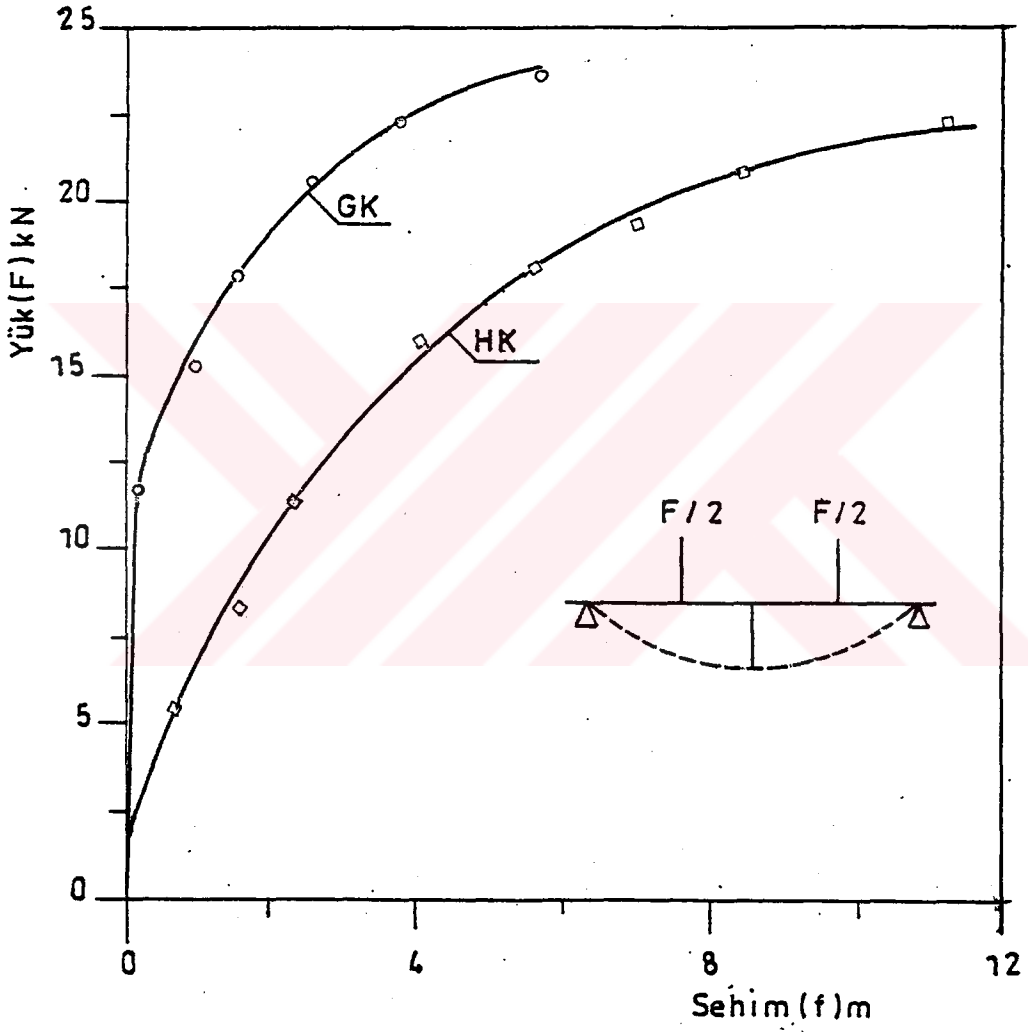




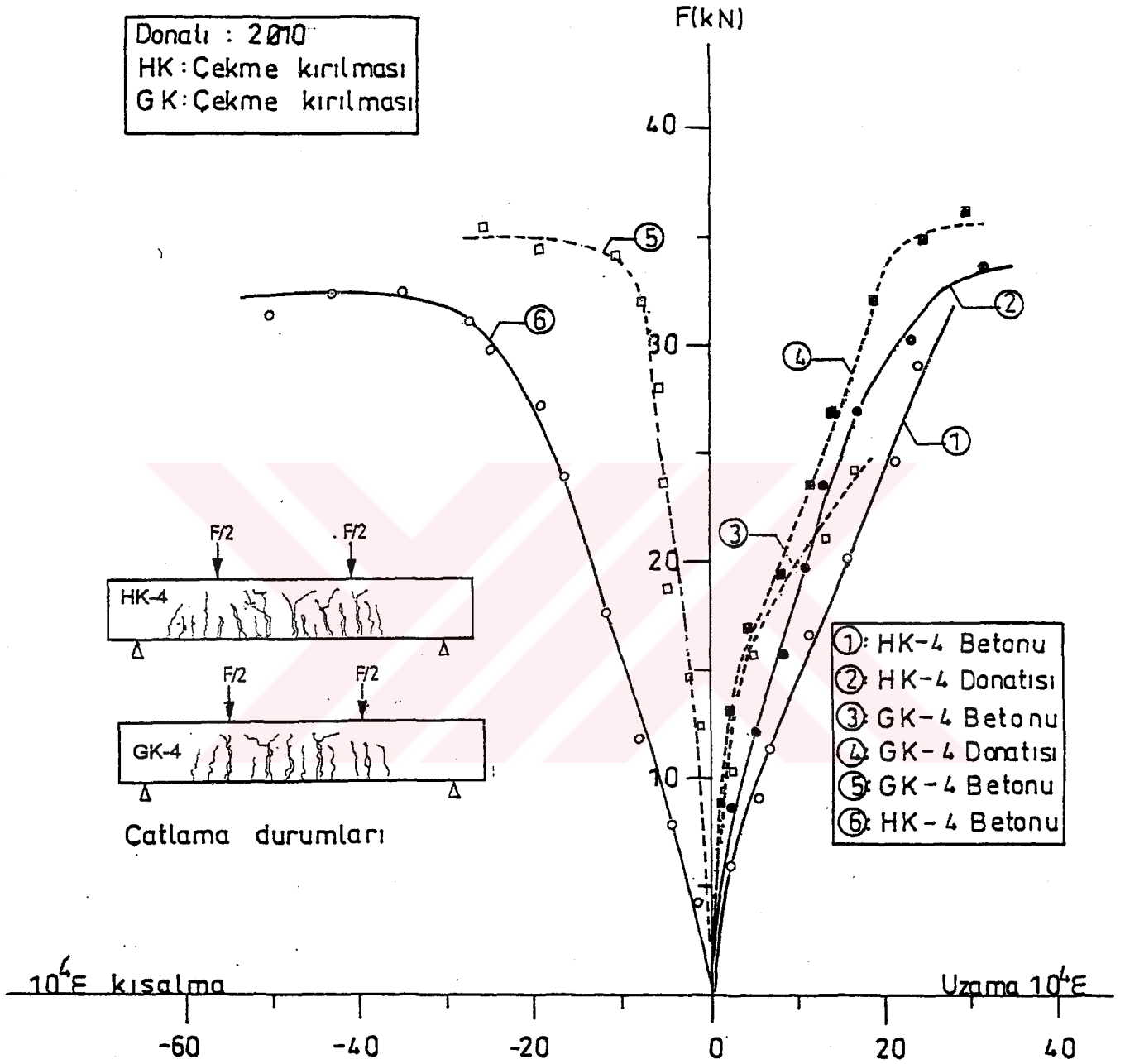
Şekil 53. İkinci seri kirişlerde yük-sehim diyagramları



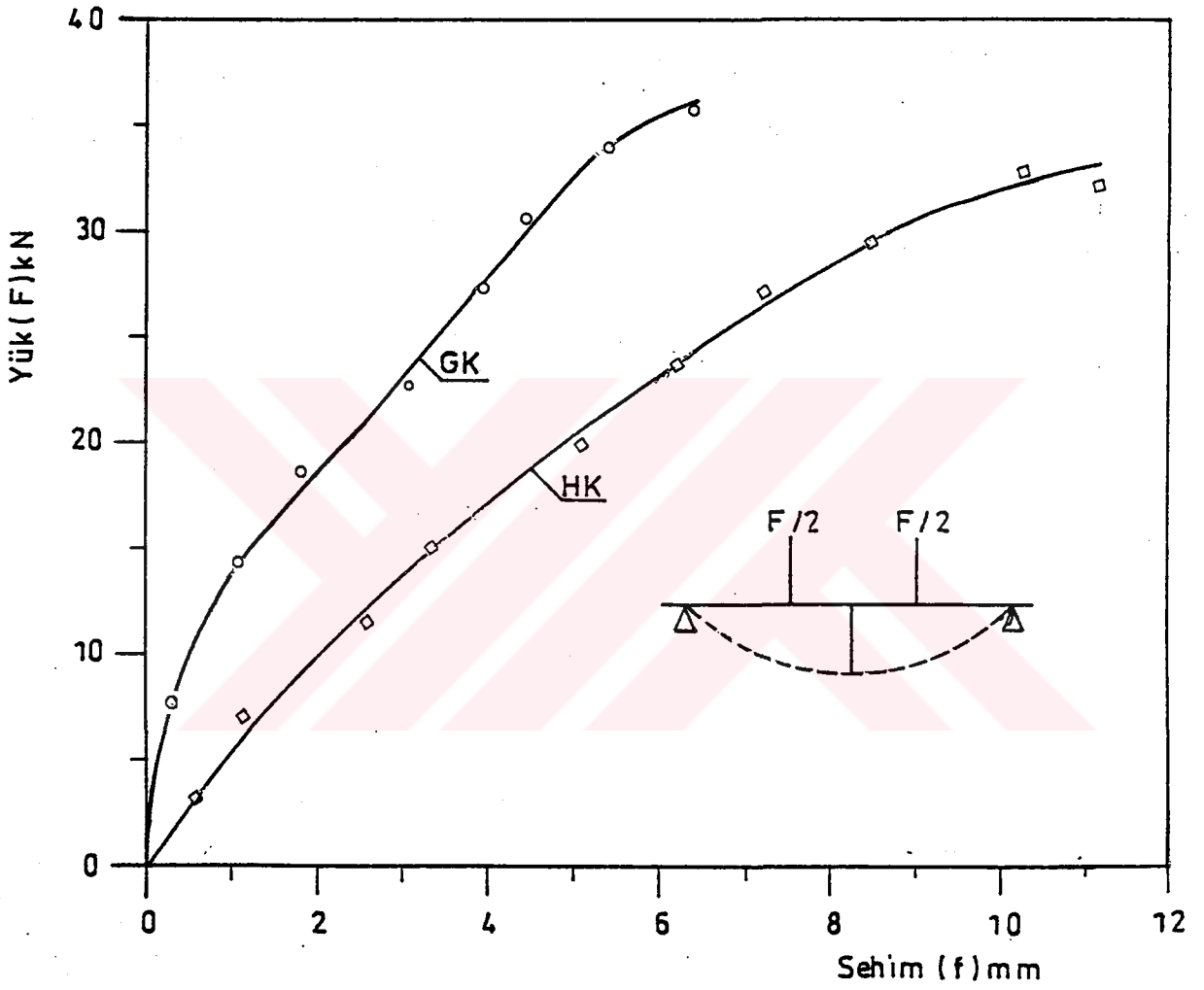
Şekil 54. Üçüncü seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması



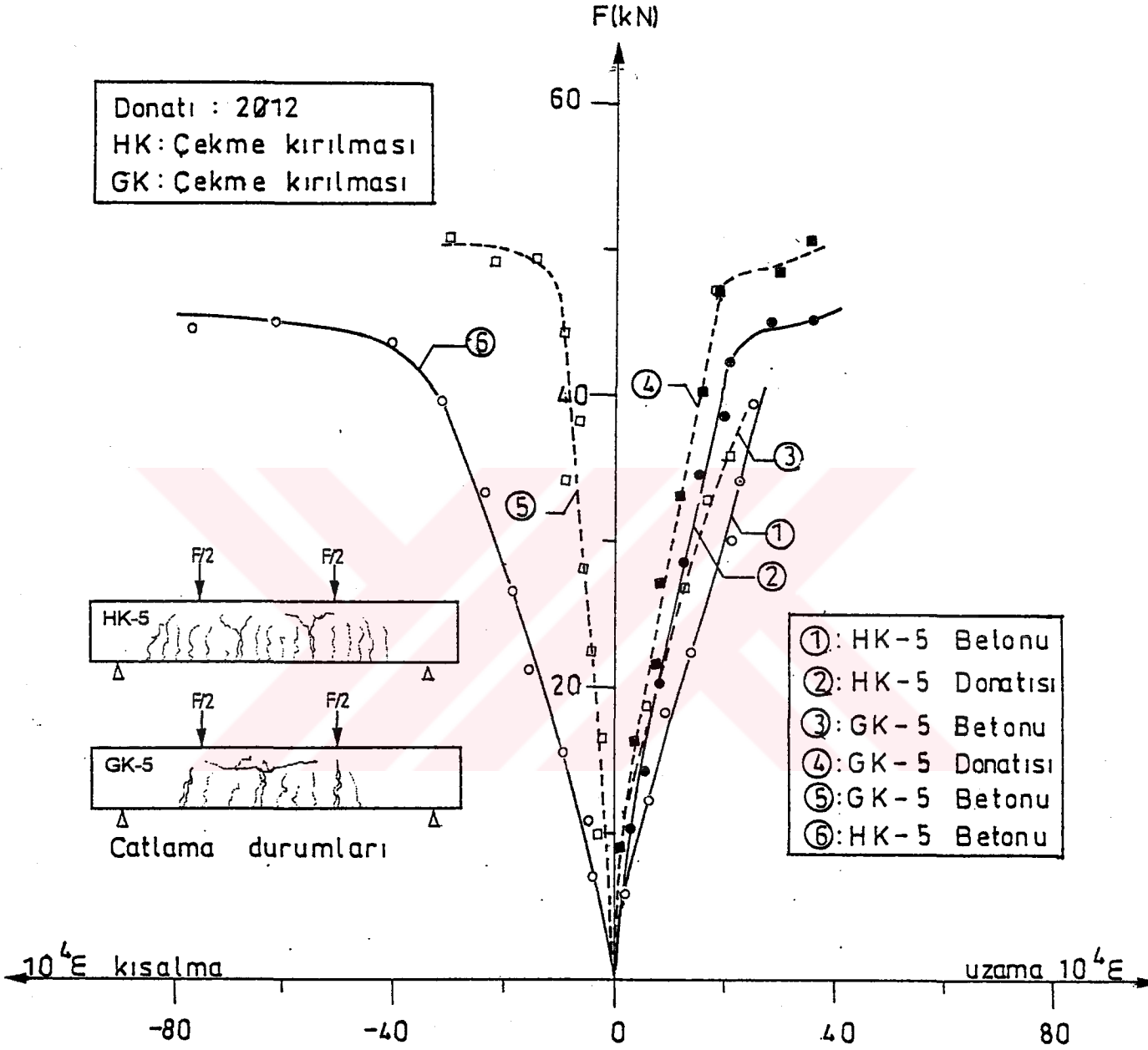
Şekil 55. Üçüncü seri kirişlerde yük-sehim diyagramları



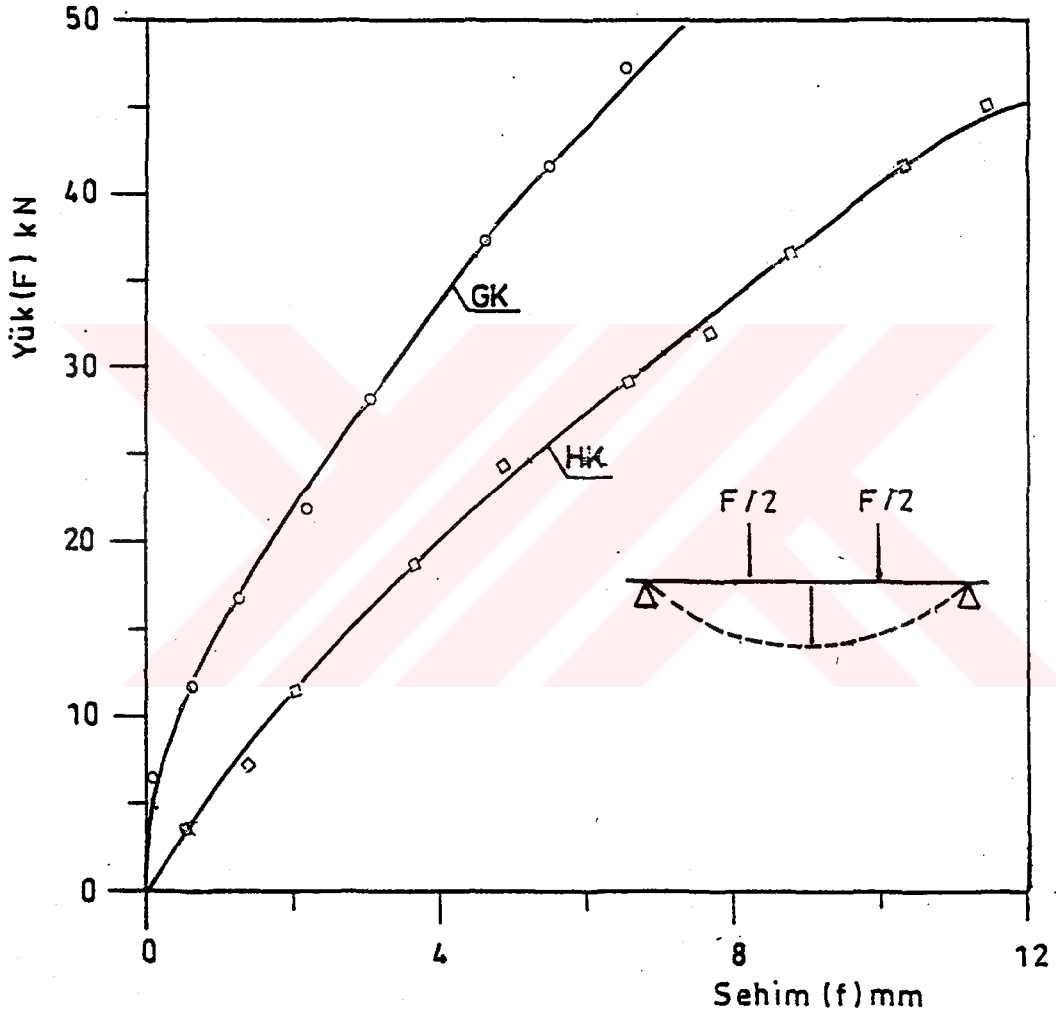
Şekil 56. Dördüncü seri kirişlerin tipik şekilgeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması



Şekil 57. Dördüncü seri kirişlerde yük-sehim diyagramları

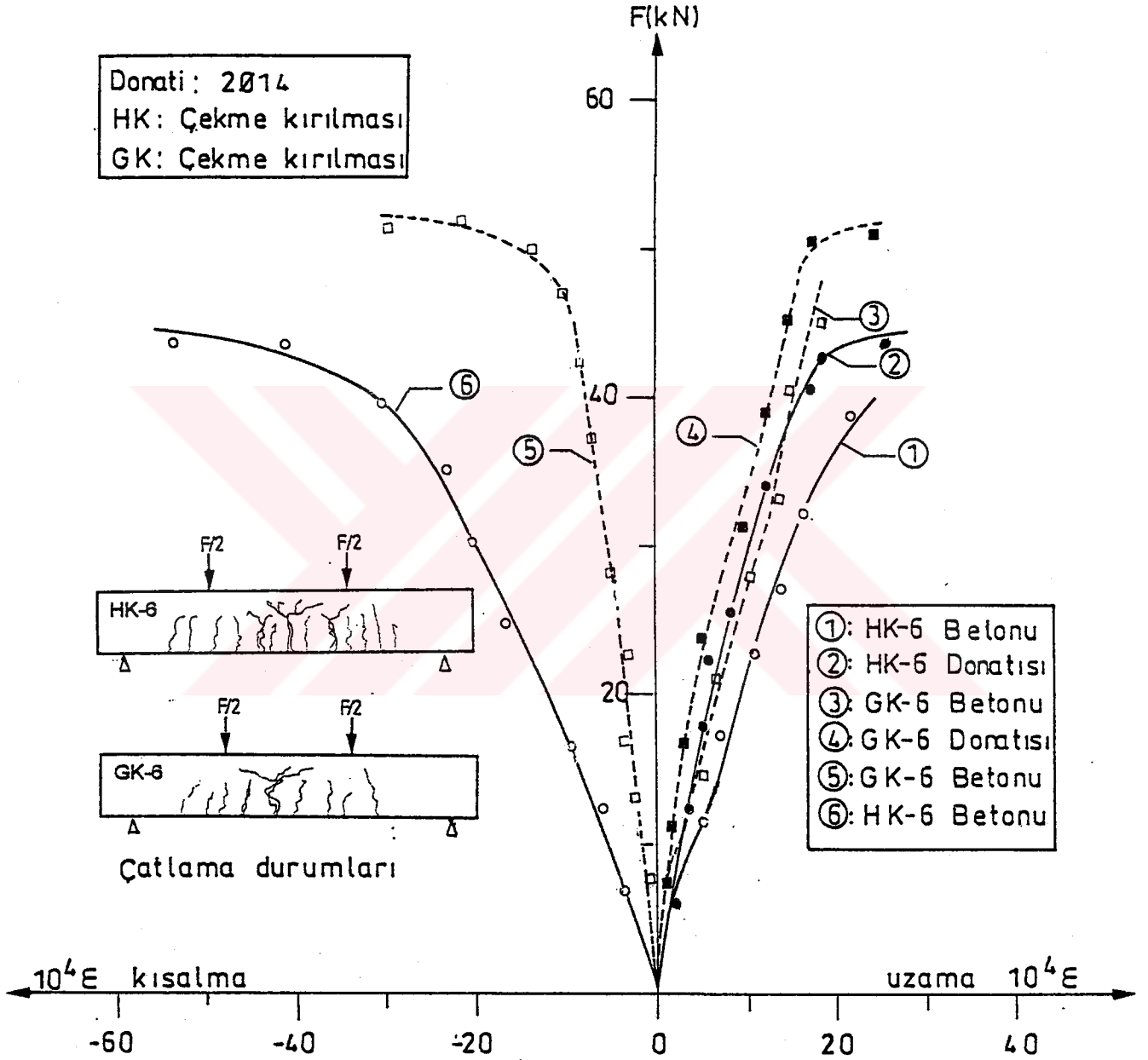


Şekil 58. Beşinci seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması

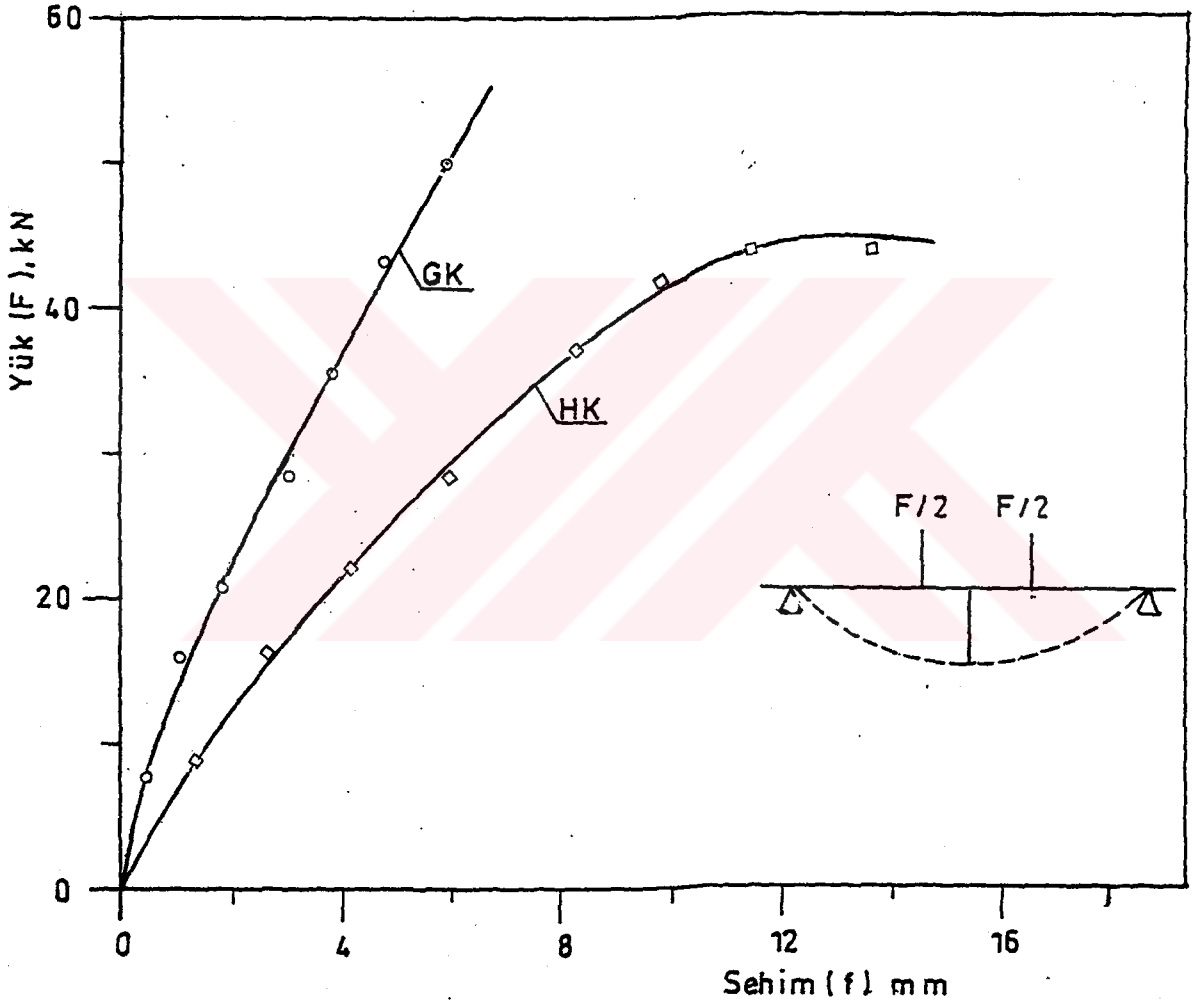


Şekil 59. Beşinci seri kirişlerde yük-sehim diyagramları

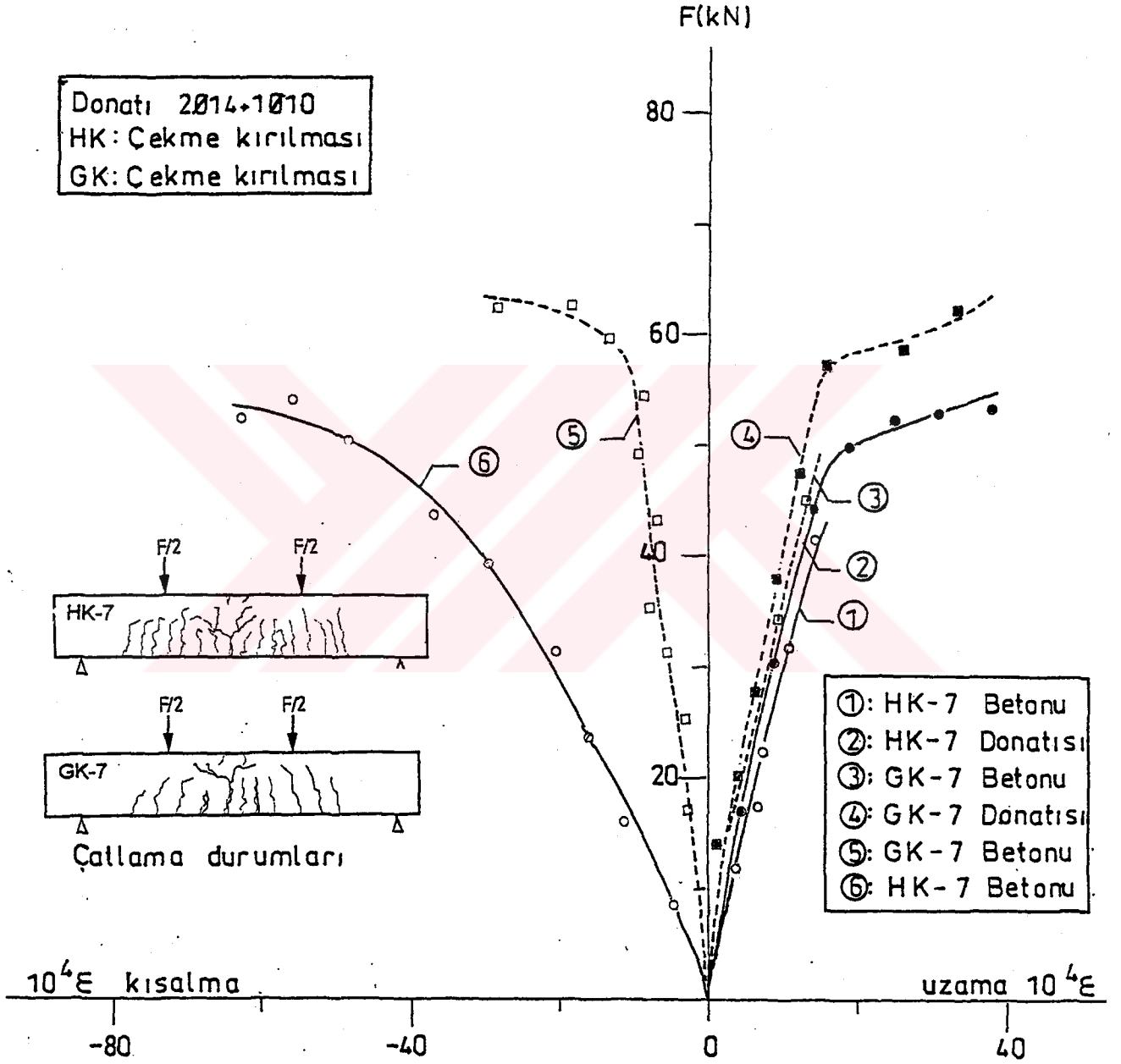




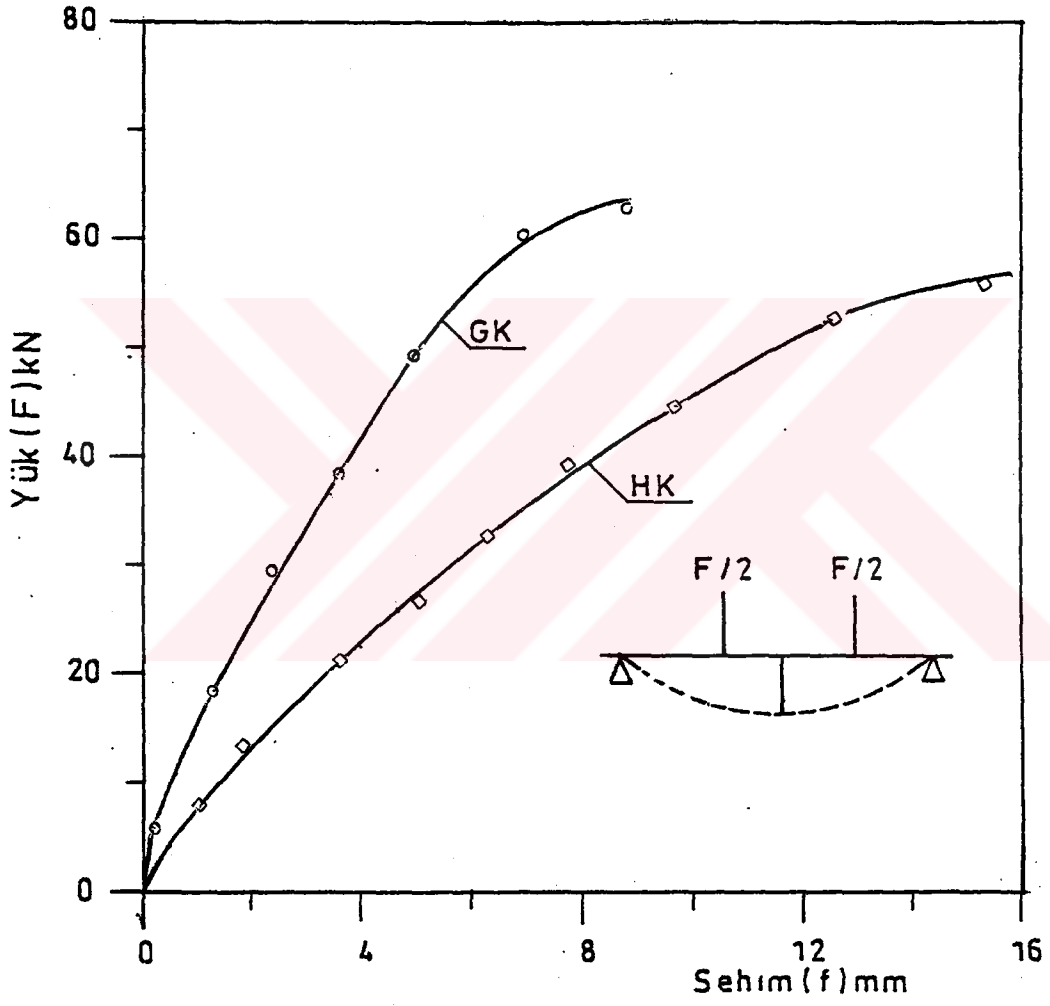
Şekil 60. Altıncı seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması



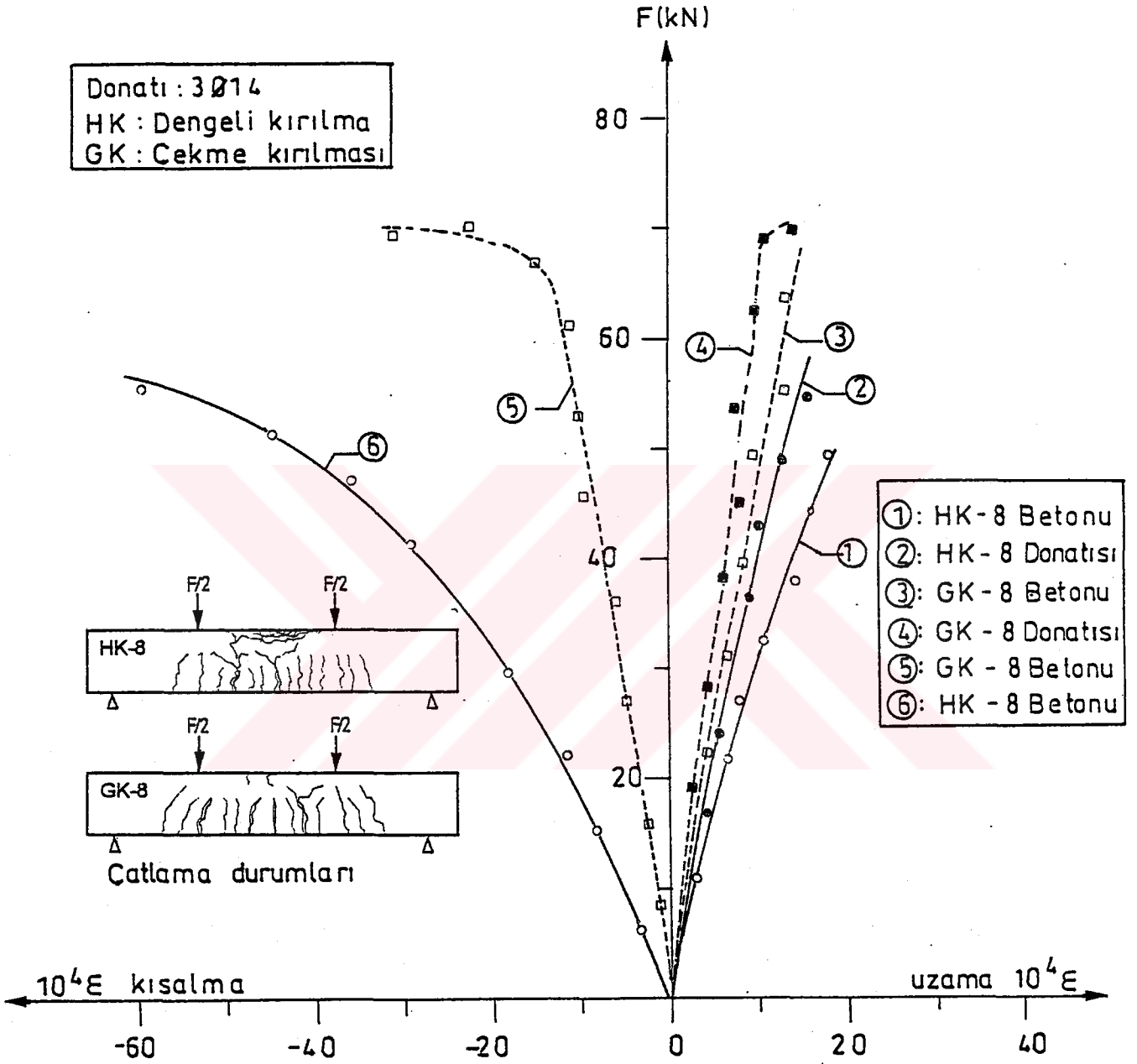
Şekil 61. Altıncı seri kirişlerde yük-sehim diyagramları



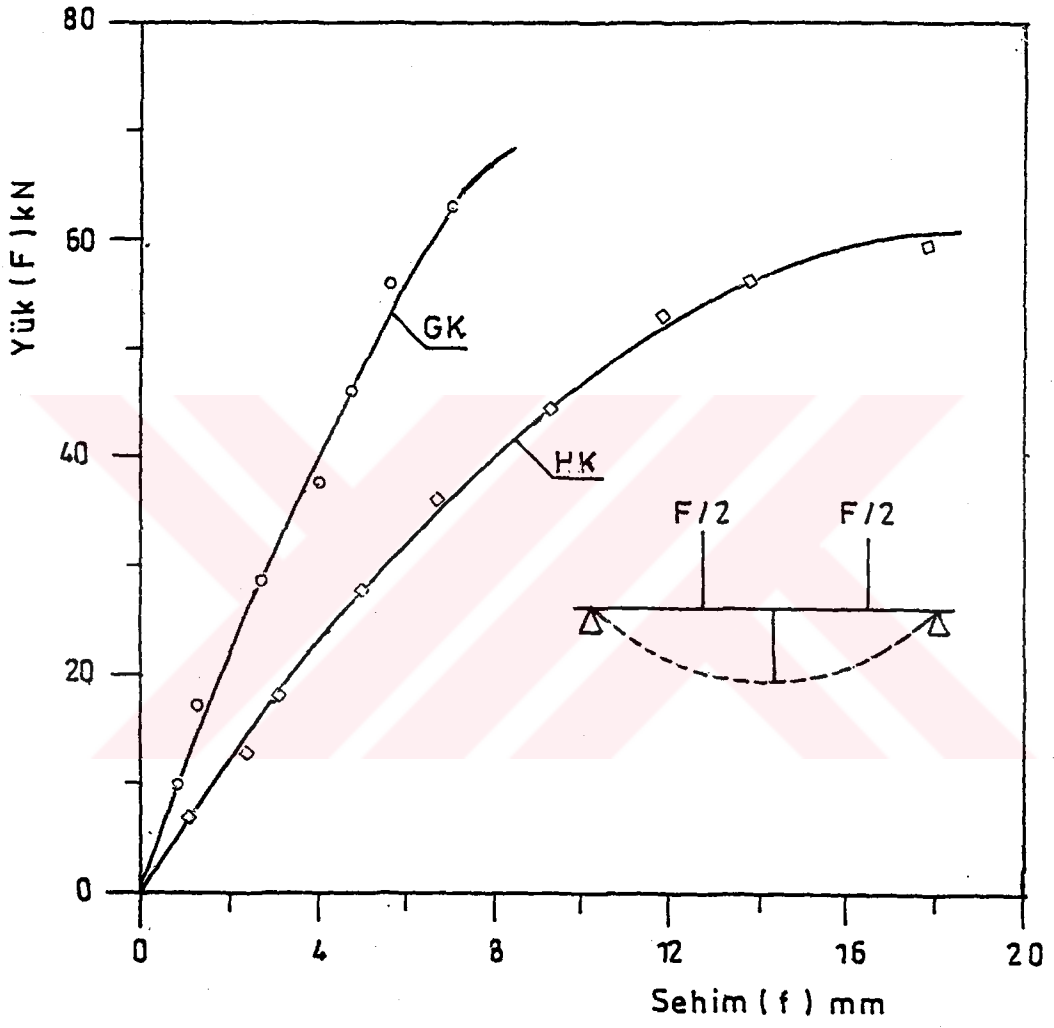
Şekil 62. Yedinci seri kirişlerde tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması



Şekil 63. Yedinci seri kirişleride yük-sehim diyagramları



Şekil 64. Sekizinci seri kirişlerin tipik şekildeğiştirme diyagramları ve kırılma yükü altında çatlama durumlarının şeması



Şekil 65. Sekizinci seri kirişlerde yük-sehim diyagramları

Bu şekillerden ve Tablo 30 ' dan, hafif betonarme kirişlerin kırılma yüklerinin geleneksel betonarme kirişlerinkinden daima küçük olduğu, ancak farkın %13 ' ü geçmediği, şekildeğiştirme ve sehimlerinin ise geleneksel betonarme kirişlerinkinden çok daha büyük olduğu görülmektedir. Bu sonuçlar daha önce çizelge ve teorik düşünceler yardımıyla varılan sonuçları da teyit etmektedir. Hafif betonarme kirişlerin kırılma yüklerinin geleneksel betonarme kirişlerinkinden %13 civarında daha küçük olmasına karşılık, şekildeğiştirebilirliklerinin dolayısıyla da sünekliklerinin geleneksel betonarme kirişlerinkinden çok daha büyük olması, bunların adaptasyon yapma kapasitelerinin daha büyük ve depreme karşı performanslarının daha yüksek olacağını göstermektedir.

## 4.8. KİRİŞLERİN ÇATLAMA DURUMLARININ İNCELENMESİ

### 4.8.1. Teorik Hatırlatmalar

#### 4.8.1.1. Betonarmede Çatlama

Bilindiği gibi betonarme yapılarda, betonun çekme dayanımının düşük olması nedeniyle, çatlama olayı genellikle kaçınılmaz olmakta ve betonarme hesaplarda bu husus dikkate alınmaktadır.

Uluslararası yayınlarda [103] önerilen çatlama sınır durumdaki hesap bağıntıları Ferry Borges [104], [105] 'nin araştırmalarına dayanmaktadır. Bu çalışmaya konu olan hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin çatlama durumlarının incelenmesi de söz konusu araştırma sonuçları temel alınarak yapılmaktadır.

#### 4.8.1.1.1. Çatlak Genişliğinin Teorik Hesabı

Çatlağın donatı ağırlık merkezi düzeyindeki genişliği ( $W$ );  $\Delta l$  çatlaklar arasındaki ortalama mesafeyi  $\epsilon_s$  ve  $\epsilon_{ct}$  sırasıyla donatı ve betondaki birim uzamaları göstermek üzere,

$$W = \Delta l (\epsilon_s - \epsilon_{ct})$$

(83)



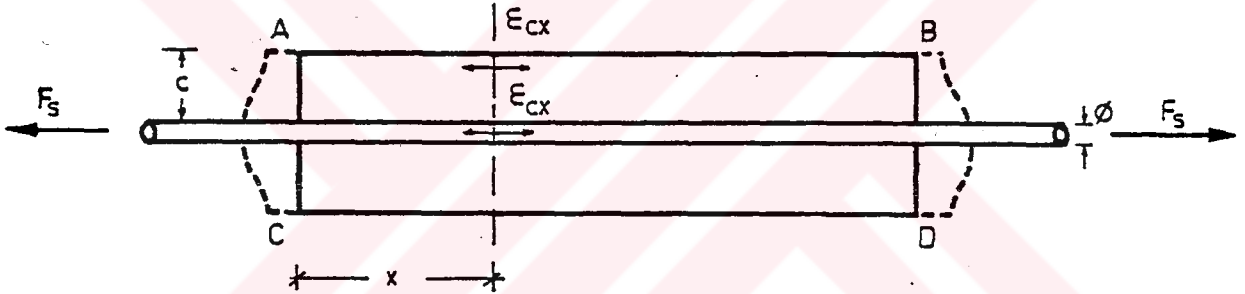
bağıntısıyla belirlenmektedir. Bu bağıntı,  $\varepsilon_s$  'ye göre çok küçük olan  $\varepsilon_c$  'nin ihmal edilmesi durumunda ,

$$W = \Delta l \varepsilon_s \quad (84)$$

şekline gelmektedir.

#### a) Çatlaklar arasındaki mesafenin belirlenmesi

Çatlaklar arasındaki mesafe ( $\Delta l$ ); beton örtü kalınlığı ( $c$ ) ve donatı çubuğu çapının donatı oranına bölümü ( $\phi/\rho_r$ ) gibi iki parametrenin doğrusal bir fonksiyonu olarak ifade edilebilmektedir [79] (Şekil 66). Burada çatlağı ilgilendiren donatı oranı,  $A_s$  ve  $A_{ct}$  sırasıyla asal çekme donatısı ve çatlağı ilgilendiren beton alanını göstermek üzere  $P_r = A_s/A_{ct}$  şeklinde hesaplanabilmektedir. Gerçekten



Şekil 66. Betonla donatı arasındaki kenetleşme [79].

betonla donatı arasındaki aderans mükemmelise, AC kesiti donatıdaki  $F_s$  çekme kuvvetinin etkisi altında düzlem kalmaz. Böyle olunca da betonda AB boyunca oluşan  $\varepsilon_{ct}$  birim uzaması donatının  $\varepsilon_s$  birim uzamasından küçük kalır. Ancak,  $c$  'nin fonksiyonu olan  $x$  kadar uzakta  $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_s$  olabilmektedir. Bu da yeni bir çatlağı, ancak bu  $x$  mesafesindeki kesitten sonra oluşabileceğini göstermektedir. Bu durumda çatlaklar arasındaki mesafe;

$$\Delta l = f(k_1 c) \quad (85)$$

olmaktadır. Diğer taraftan donatının birim boyundan betona intikal eden aderans kuvveti  $\pi\phi\tau_{bd}$  'dir. Bu aderans kuvveti donatıyı saran ve çekme dayanımı  $f_{ct}$  olan  $A_{ct}$  beton alanıyla karşılanmaktadır. Bu durumda çatlama tehlikesi aderans kuvveti ile  $(\pi\phi\tau_{bd})$  doğru,  $A_{ct} f_{ct}$  ile ters orantılı olmalıdır. Bu koşul

$$k'(A_{ct}/\pi\phi) f_{ct} / \tau_{bd} = k'_2(\pi\phi^2/4\pi\phi\rho_r) = k_2 \phi/\rho_r \quad (86)$$

bağıntısıyla ifade edilmektedir. Buradaki  $k_2$ ,  $f_{ct}/\tau_{bd}$  'ye bağlı bir katsayıdır.

Betonların çekme dayanımları pratik olarak aderansları gibi değerlendirildiğinden, belirli bir nitelikteki donatı için,  $k_2$  yalnız donatı aderansının kalitesine bağlı olmaktadır. Bu durumda; çatlaklar arasındaki mesafe,

$$\Delta l = k_1 c + k_2 \phi/\rho_r \quad (87)$$

şeklinde ifade edilebilmektedir.

#### b) Donatı birim uzamasının ( $\epsilon_s$ ) belirlenmesi

Donatı birim uzaması, çatlama iki kesit arasındaki donatıda oluşan gerilme ile orantılı olup, donatı çubuğunu saran beton tarafından alınan gerilmeyi hesaba katmak koşuluyla, çatlama kesitteki  $\sigma_s$  gerilmesine,  $k_3$  beton-donatı aderansına bağlı bir katsayıyı göstermek üzere;

$$\epsilon_s = (\sigma_s - k_3/\rho_r) 1/E_s \quad (88)$$

şeklinde bağlanmaktadır .

#### c) Genel bağıntı

Bu durumda donatı ağırlık merkezi düzeyinde ortalama çatlak genişliğini veren bağıntı;

$$W_m = (k_1 c + k_2 \phi/\rho_r) (\sigma_s - k_3/\rho_r) 1/E_s \quad (89)$$

şeklinde yazılabilmektedir [79].

#### 4.8.1.2. Çatlak Genişlikleri için Standardlardaki Önerileri

Bazı kaynaklar çatlamaı yaygın ve yerel çatlama diye iki sınıfa ayırmaktadır [78][93]. Diğer taraftan yaygın çatlama da donatı çubuklarının, çeşitli tipte, farklı çapta yada aynı tip ve aynı çapta olmalarına göre, maksimum çatlak genişliklerinin hesabına ait ayrı bağıntılar önermekte, yerel çatlama için ise farklı bir bağıntı vermektedir. Burada CEB ' nin yaygın çatlamanın ancak yüksek aderanslı donatı kullanılması halinde oluşabileceğini vurguladığını belirtmek gerekmektedir.

Betonarme yapıların hesap ve yapım kurallarında [78], donatı ağırlık merkezi düzeyindeki ortalama çatlak genişliğinin ( $W_m$ ), daha gerçekçi olanların bulunmaması durumunda, ( $=9.5 \sqrt{f_{ck}}$ , MPa), çatlama anında donatıdaki gerilmeyi göstermek üzere:

Donatının düz yüzeyli olması durumunda;

$$W_m = 1.2 (2c + 0.12 \phi / \rho_f) \sigma_s / E_s \quad (91)$$

bağıntısıyla, nervürlü olması durumunda;

$$W_m = (2c + 0.12 \phi / \rho_f) \sigma_s / E_s [1 - 0.7 \sigma_{sr}^2 / \sigma_s^2] \quad (92)$$

bağıntısıyla karakteristik çatlak genişliğinin ise;

$$W_k = 1.7 W_m \quad (93)$$

bağıntısıyla hesaplanabileceğini ve bunların izin verilen çatlak genişliklerini geçmemesi gerektiği belirtilmektedir. Burada bu bağıntıdaki sembollerin (89) bağıntısındakilerle aynı anlamı taşıdıklarını belirtmek uygun olmaktadır.

Bu çalışmanın sonuçlarının değerlendirilmesinde genellikle CEB ' ce de benimsenmiş olan Ferry Burges ' in teorisinden yararlanılmaktadır [103]. Bilindiği gibi, betonarmede çatlama konusunda çok sayıda çalışma gerçekleştirilmiştir [79 ], [106], [107]. Bu çalışmaların doğal sonucu olarak çatlak genişlikleri üzerine çok sayıda deneysel ya da teorik bağıntılar elde edilmiştir. Sonuç olarak yararlanılan çeşitli teorilerin temel ilkelerinde hiç bir çelişki bulunmamaktadır. Zira bu teorilerin tümünde dikkate alınan etkenler aynı olup, sadece katsayılar ve bazen de parametrelerin etkiye dereceleri değişmekte ve esas değişken çatlama kesitteki donatı gerilmesi  $\sigma_s$  olmaktadır.

Yukarıda verilen çatlaklara ilişkin bağıntılar, aderansın değişim kuralını dikkate almamış olmakla beraber; donatı oranı azaldıkça çatlaklar arasındaki mesafe ve çatlak genişliklerinin arttığını ve donatı oranı sabit kalmak koşuluyla, donatı çapı küçüldükçe, çatlak genişlikleri üzerindeki donatı etkisinin arttığını belirtmeye imkan vermektedir.

#### 4.8.2. Betonların Kiriş Çatlama Durumlarına Etkisi

Bu çalışmaya konu olan hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin kırılma anında sabit moment bölgesinde belirlenen çatlak sayıları, minimum, ortalama ve maksimum çatlak mesafeleri Tablo 33 ' de, çatlama durumlarının görünümü Şekil 67 ' de, şematik çatlama durumlarının görünümü Şekil 68 ' de, ortalama çatlak mesafelerinin donatı oranına bağlı olarak değişimleri ise Şekil 69' da verilmektedir.

Bu çizelge ve şekillerden de görüldüğü gibi, hafif betonarme kirişlerin sabit moment bölgesindeki kırılma yükü altında ortalama çatlak mesafeleri geleneksel betonarme kirişinkilerden ortalama olarak % 36 daha küçük, çatlak sayısı ise %45 daha fazladır. Bu durum her bir serideki hafif ve geleneksel betonarme kiriş çiftlerinin, donatı çapı ve aralıkları aynı olduğundan, bu çalışmaya konu olan taşıyıcı hafif betonun donatıyla aderansının geleneksel betonunkinden daha iyi, dolayısıyla da adaptasyon kapasitelerinin ve depreme karşı performanslarının daha yüksek olduğunu göstermekte ve böylece daha önce Madde 3.3 ' de verilen donatı-beton aderans deney sonuçlarını da desteklemektedir (bkz. Tablo 22).

#### 4.8.3. İlk Çatlamayı Oluşturan Momentin Belirlenmesi

İlk çatlama momentleri kiriş alt yüzlerinde hem beton hemde donatıya yapıştirılan birim şekildeğiştirme ölçerleri yardımıyla belirlenen maksimum birim uzamalara bağlı olarak hesaplanmıştır. Zira, betonda ilk mikro çatlak oluşur oluşmaz yük-şekildeğiştirme eğrileri ani olarak eğim değiştirmektedir (bkz. Şekil 53 ' den Şekil 66 ' ye kadar).

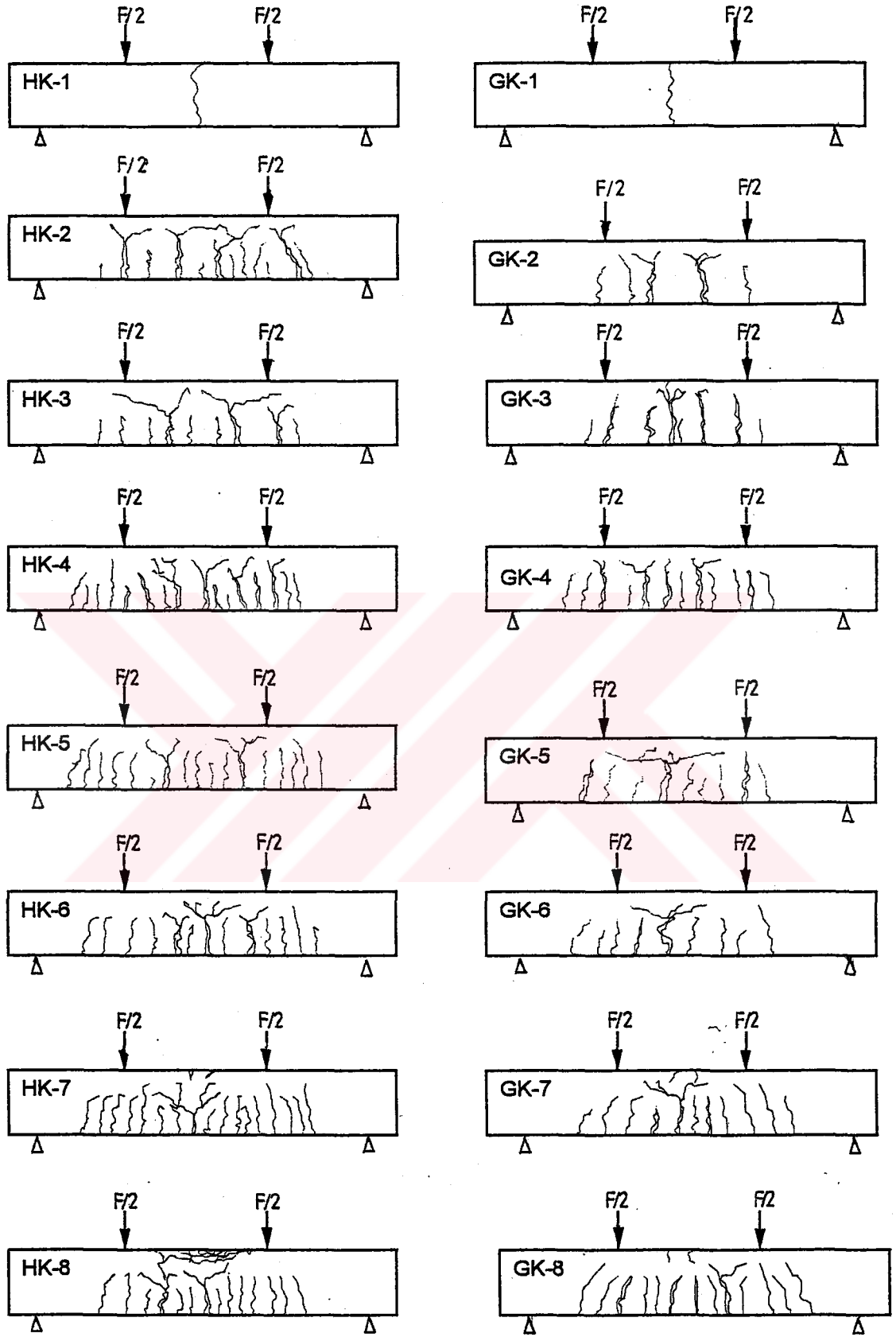
Betonarme kirişlerin deneysel ilk çatlama momentleri, teorik çatlama momentleri ve ilk çatlamayı oluşturan maksimum birim uzamaları Tablo 34 ' de verilmektedir. Burada teorik çatlama momentinin hesabında kesitin homojen olduğu, dolayısıyla da hesaplarda modüler oran hafif betonarme kirişlerde 10, geleneksellerde ise 5 alınarak , kesit eylemsizlik momentinin ,

Tablo 33. Hafif ve geleneksel betonarme kirişlerde kırılma yükü altında oluşan çatlak aralıkları ve sayıları

Çatlak aralık ve sayıları	Kiriş Serileri													
	2.Seri		3.Seri		4.Seri		5.Seri		6.Seri		7.Seri		8.Seri	
	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK
Minimum çatlak aralığı (mm)	40	113	70	79	22	27	30	40	45	85	15	45	60	55
Ortalama çatlak aralığı (mm)	115	160	110	153	72	90	70	96	90	110	65	100	70	84
Maksimum çatlak aralığı (mm)	166	195	200	225	112	130	110	155	145	150	90	135	95	105
Çatlak sayıları	8	5	5	3	10	8	11	7	7	5	11	7	10	8

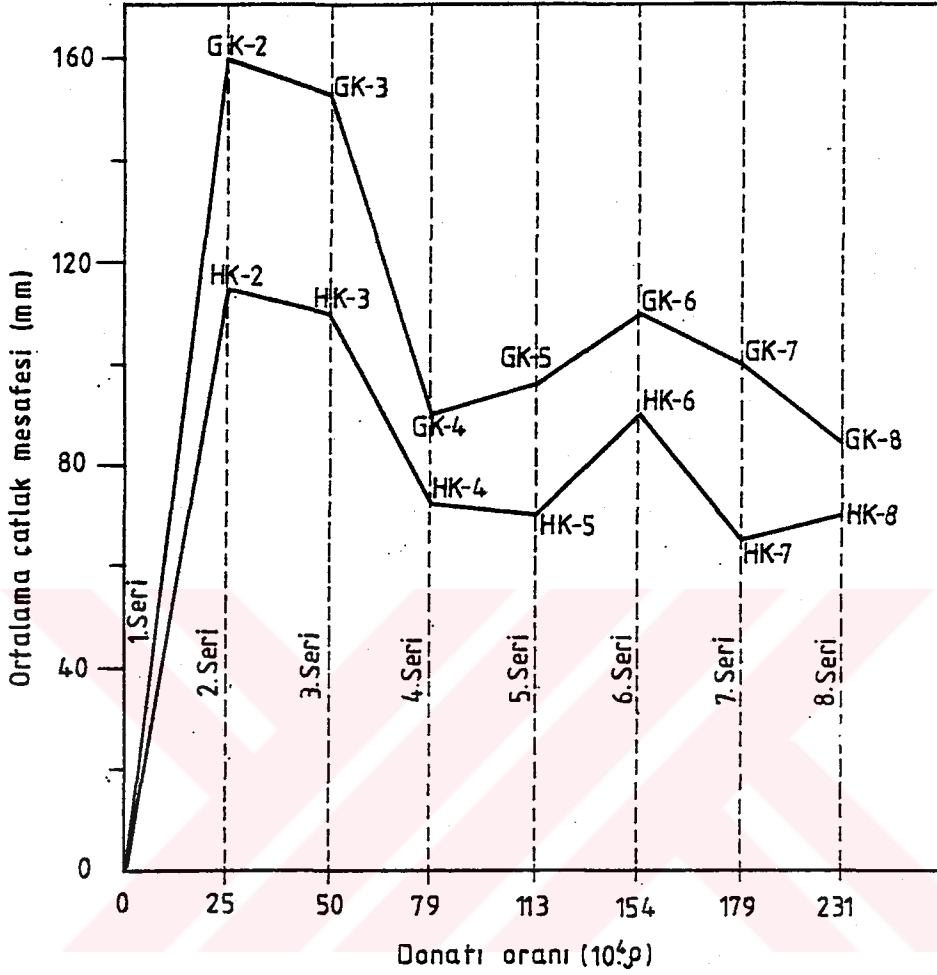


Şekil 67. Hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin kırılma yükleri altındaki çatlama durumlarının görüntüleri



Şekil 68. Hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin kırılma yükleri altındaki çatlama durumlarının şematik görünümü





Şekil 69. Kirişlerin sabit moment bölgelerinde kırılma yükü altında oluşan ortalama çatlak mesafelerinin donatı oranına bağlı değişimi

$$I = (b_w h^3 / 12) + n A_s (d - h/2)^2 \quad (94)$$

bağıntısıyla hesaplandığı, betonun çekmede plastikleşmediği ve çekme-basınç bölgelerindeki betonun Hook yasasına uyduğu varsayımlarının yapıldığını ve eğilmede çekme dayanımının hafif betonda 2.10 MPa, geleneksel betonunkinin ise 2.65 MPa olarak alındığını belirtmek uygun olmaktadır.

Tablo 34. Hafif ve geleneksel beton ve betonarme kirişlerin deneysel ve teorik ilk çatlama momentleri ve ilk çatlama oluştuuran maksimum birim uzamalar

İlk çatlama momentleri ve ilk çatlama oluştuuran birim uzama	Kiriş Serileri															
	1.Seri		2.Seri		3.Seri		4.Seri		5.Seri		6.Seri		7.Seri		8.Seri	
	HK	GK	HK	HK	GK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK	HK	GK
Deneysel ilk çatlama momentleri (kN.m)	1.53	1.83	1.84	2.18	2.01	2.34	2.21	2.36	2.29	2.55	2.53	2.67	2.82	3.02	2.95	3.16
Teorik ilk çatlama momentleri (kN.m)	1.40	1.77	1.59	1.89	1.78	2.01	2.00	2.14	2.26	2.31	2.47	2.51	2.77	2.95	2.81	2.88
İlk çatlama oluştuuran maksimum birim uzamalar ( $10^6 \epsilon_{ct}$ )	280	85	290	80	275	75	290	90	285	85	280	90	280	80	275	80

Bu çizelgeden, hafif beton ve betonarme kirişlerin ilk çatlama momentleri, geleneksel beton ve betonarme kirişlerinkinden en çok %20 daha küçük olduğu, donatı miktarının hafif ve geleneksel betonda ilk çatlama oluşturduğu maksimum birim uzamaları değiştirmedeği dolayısıyla da ilk çatlama nedeninin maksimum çekme gerilmelerinden çok maksimum birim uzamalar olduğunu göstermektedir. Bu gözlem, zamana bağlı şekildeğişmelerden meydana gelen kırılmayı ve hidrostatik basınç altında kırılmamayı açıklamaya imkan vermektedir.

Bu bölümde gerçekleştirilmiş olan deneysel ve teorik çalışmalar, bu çalışmaya konu olan hafif betonun, eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda kullanılabileceğini ve hatta geleneksel betona göre, şekildeğiştirebilirlik, süneklik ve donatıyla aderanslarının daha iyi olması nedeniyle bunların adaptasyon yapma kapasitelerinin daha büyük ve depreme karşı performanslarının daha yüksek olacağını ortaya koymuş bulunmaktadır.



## 5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın başlıca amacı, agrega petrografik yapısını da dikkate almak suretiyle Doğu Karadeniz Bölgesi doğal hafif agregalarından biriyle yapılan hafif betonun, birim kütle yönünden farklı olan agregayla yapılan geleneksel bir betonla karşılaştırmalı olarak inceleyerek bu betonun yekpare ve prefabrike beton yapılarda kullanılabilirliğini araştırmaktır. Bu amaçla, birinci bölümde hafif betonlar konusunda bir sentez çalışması verilmiş, ikinci bölümde, yapılan hafif betonun özellikleri geleneksel betonunkilerle karşılaştırılmış ve agrega petrografik yapısının betonun kırılma mekanizmaları üzerindeki etkisi teorik ve deneysel olarak incelenmiştir. Üçüncü bölümde, hafif beton-donatı aderansı geleneksel beton-donatı aderansı ile karşılaştırılmıştır. Dördüncü bölümde ise, çeşitli donatı oranlarına sahip, hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin eğilmedeki davranışlarının incelenmesine ayrılmıştır.

Gerçekleştirilmiş olan deneysel ve teorik çalışmaların tümünden çıkartılabilecek bazı sonuç ve öneriler aşağıda özetlenmektedir.

1) Yapılan hafif betonun birim kütlesi geleneksel betonunkinden yaklaşık olarak %33 daha küçüktür. Kütlece su/çimento oranı arttıkça betonların birim kütlesi azalmakta ve bu azalma geleneksel betonlarda, hafif betona göre daha fazla olmaktadır (bkz. Tablo 11).

2) Su/çimento oranı 0.50-0.55 alınarak yapılan hafif betonlar BS16 (C16) sınıfına 0.60 alınarak yapılan ise BS14 sınıfına girmektedir. Buna karşılık su/çimento oranı 0.50 olan geleneksel beton BS35, 0.55 ve 0.60 olanlar ise BS25 sınıfına girmektedir.

3) Su/çimento oranı arttıkça hafif betonların dayanımlarındaki düşüş, geleneksel betonunkilerden daha az olmaktadır. Gerçekten hafif betonların ortalama basınç dayanımları geleneksel betonunkilerden su/çimento oranının 0.50, 0.55 ve 0.60 değerleri için sırasıyla %95, %80 ve %73 daha küçüktür (bkz. Tablo 12).

4) Hafif ve geleneksel betonlarda su/çimento oranı arttıkça basınç dayanımı ve elastisite modülü pratik olarak aynı oranda azalmaktadır.

5) Hafif betonun basınç dayanımı ve elastisite modülünün geleneksel betonunkine göre düşük olmasına karşılık, birim kütlesi daha küçük olduğundan, bu betonla inşa edilen yapılarda sabit yükler %33 azaldığından atalet kuvveti de aynı oranda azalmaktadır. Ancak, elastisite modülünün küçük olması nedeniyle yerdeğiştirmeler büyümekte ve enerji depolama kapasitesi artmaktadır. Yapının emniyeti için dayanım kadar sünekliliğin de gerekli olması gerilme-şekildeğiştirme diyagramı absislerinin büyük oluşunun önemini ortaya koymaktadır.

6) Hafif ve geleneksel betonların doğrusal davranış bölgesindeki Poisson oranları su/çimento oranının artmasıyla azalmakta ve bu azalma hafif betonlarda daha fazla olmaktadır (bkz. Tablo 12).

7) Hafif ve geleneksel betonlarda karot kesme etkisinden dolayı meydana gelen dayanım düşüşü su/çimento oranına bağlı olarak %7-%26 arasında değerler almaktadır. Bu da kırılma mekanizmalarının açıklanmasında bu hususun da dikkate alınması gerektiğini göstermektedir.

8) Su/çimento oranına bağlı olarak bir miktar değişmekle beraber hafif betonların ısı iletkenlik katsayıları geleneksel betonlara göre daima %80 daha küçüktür.

9) Betonların bileşimindeki sertleşmiş çimento hamuru standart silindir basınç dayanımları su/çimento oranına bağlı olarak hafif betonunkinden %13-%38 daha büyük, geleneksel betonunkinden ise %36-%61 daha küçüktür (bkz. Tablo 12 ve Tablo 15).

10) Hafif agrega kayaçlarının eğilme dayanımı, geleneksel agrega kayacınkinden %18, merkezi basınç dayanımları ise geleneksel agrega kayacınkinden %60 daha küçüktür (bkz. Tablo 17).

11) Su/çimento oranı 0.50 olan çimento hamurunun eğilme dayanımı hafif agregalı harcınkinden %100 daha küçük, basınç dayanımı ise söz konusu harcınkinden %6 daha büyüktür. Buna karşılık geleneksel agregalı harcın eğilme dayanımı çimento hamurununkinden %300, basınç dayanımı ise %22 daha büyüktür (bkz. Tablo 17).

12) Hafif agregalı kayacı-çimento hamuru aderansı, hafif agregalı kayacı-harç aderansından %43 daha büyük, geleneksel agregalı kayacı-çimento hamuru aderansı ise geleneksel agregalı kayacı-harç aderansından yaklaşık %300 daha küçüktür. Diğer taraftan, hafif agregalı kayacı-çimento hamuru aderansı geleneksel agregalı kayacı-çimento hamuruna göre %250 daha büyük, buna karşılık hafif agregalı kayacı-harç aderansının geleneksel agregalı kayacı-harçinkinden %38 daha küçüktür. Bu durum, hafif agregalarla istenilen dayanımda beton yapabilmek için hafif agregalı ince kısmının doğal agregalı ince kısmıyla değiştirilmesinin bir çözüm olabileceğine işaret etmektedir. Betonların kırılma mekanizmaları da bu durumu doğrulamaktadır (bkz. Madde 2.9.4).

13) Gerçekleştirilen deneyler agregalı petrografik yapısının betonun basınç ve çekmedeki kırılma mekanizmaları dolayısıyla da dayanımları üzerinde etkili olduğunu ve bu suretle teorik incelemeler neticesinde bu konuda elde edilen teorik bağıntıların da oldukça gerçekçi olduklarını göstermektedir.

14) Gerçekleştirilen aderans deneyleri, hafif beton-donatı aderansının geleneksel beton-donatı aderansından %40 civarında daha büyük olduğunu dolayısıyla da teknik literatürde belirtilenin aksine, hafif betonlarda aderans boyunun daha küçük olabileceğini göstermektedir.

15) Hafif betonarme kirişlerin deneysel kırılma momentleri, aynı donatı oranına sahip geleneksel betonarme kirişlerinkinden en çok %13 daha küçüktür. Bu da yapılan hafif betonun en azından betonarme kirişlerde kullanılmasının dayanım yönünden önemli bir sakıncasının olmadığını ortaya koymaktadır (bkz. Tablo 30).

16. Hafif betonarme kirişlerin deneysel kırılma momentleri, bu kirişlerin yapımında kullanılan donatının gerilme-şekildeğiştirme diyagramları ve betonun birim kısalmasının kullanılmasıyla hesaplanan teorik kırılma momentlerinden en çok %12, geleneksel betonarme kirişlerin deneysel kırılma momentleri ise, teorik kırılma momentlerinden en çok %11 daha büyüktür. Deneysel kırılma momentinin kullanım momentine oranından belirlenen emniyet katsayısının en küçük değeri her iki betonarme kirişlerde 2.5 civarındadır.

17. Hafif ve geleneksel betonarme kirişlerin deneysel kırılma momentlerinin TS 500 ' e göre hesaplanan kırılma momentlerine oranı pratik olarak 2 civarındadır. Bu da söz konusu standarda göre hesaplanan kırılma momentlerinin

teorik ve deneysel kırılma momentlerinden çok küçük olduğunu göstermektedir. (bkz. Tablo 30 ve Tablo 31).

18) Hafif betonarme kirişlerin sabit moment bölgesinde kırılma yükü altında oluşan çatlakların ortalama aralıkları geleneksel betonarme kirişinkilerden % 36 daha az , çatlak sayısı ise %45 daha fazladır. Bu da bu çalışmaya konu olan taşıyıcı hafif beton-donatı aderansının geleneksel beton-donatı aderansından daha iyi dolayısıyla da bunların adaptasyon kapasitelerinin ve depreme karşı performanslarının daha yüksek olduğunu ortaya koymaktadır.

19) Hafif beton ve betonarme kirişlerin ilk çatlama momentleri geleneksel beton ve betonarme kirişlerinkinden en çok %20 daha küçüktür.

20) Donatı miktarı hafif ve geleneksel betonda ilk çatlama oluşturulan maksimum birim uzamaları değiştirmemektedir. Bu da ilk çatlama nedeninin maksimum çekme gerilmeleri değil, maksimum birim uzamalar olduğunu göstermek suretiyle Saint-Venant kriterini desteklemektedir.

Özetle bu çalışma, Doğu Karadeniz Bölgesi doğal hafif agregalarından biriyle gerçekleştirilen hafif betonun yekpare ve prefabrike beton yapılarda kullanılabileceğini ve bu kullanımın bir çok yönden geleneksel beton kullanımına göre daha uygun olacağını ortaya koymuş bulunmaktadır. Ancak bu sonuçların, çalışmaya konu olan betonlar için ve çalışma koşullarında geçerli olduğunu, daha farklı doğal hafif agregalarla ve farklı koşullarda yapılan hafif betonlar için bunların itiyatla kullanılmaları gerektiğini belirtmek ve Doğu Karadeniz Bölgesi doğal hafif agregalarından biriyle gerçekleştirilen hafif betonların ömür uzunluğu, sünme, rötre ve yangın karşı dayanımının da benzer yolla incelenmesinin yararlı olacağını belirtmek uygun olmaktadır.



## 6. KAYNAKLAR

1. ACI Committee 213, Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete (ACI 213 R -79), Concrete International, 2 (1979), 33-62.
2. Durmuş, A., Betonarme İnşaatta Hafif Betonlar ve Türkiye'deki Durumu, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Trabzon Şubesi Bülteni, Nisan 1988, Trabzon
3. Neville, A. M., Properties of Concrete, Pitmann Publishing, London, 1975.
4. Taşdemir, M.A., Taşıyıcı Hafif Agregalı Betonların Elastik ve Elastik Olmayan Davranışları, Doktora Tezi, İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul, 1982.
5. Little, M.E.R., The Use of Lightweight Aggregates for Structural Concrete, The Structural Engineer, 55, 12 (1977), 539 - 546.
6. Bardhan, R. B. K. and Babrowski, J., A Review of Prestressed Lightweight Concrete in the U. K., Concrete (London), 21, (1987), 15-16.
7. Follett, P. M., Structural Aggregate Concrete, Concrete (London), 19, 8 (1985), 8-10.
8. Bamforth, P. B., The Properties of High Strength Lightweight Concrete, Concrete (London), 21, (1987), 8-9.
9. Story of Selma, Second Edition, Expanded Shale, Clay and Slate Institute, Washington D. C. , 1960.
10. Tuthill, L. H., Concrete Opeations in the Concrete Ship Program, ACI Journal Proceedings, 41, 1 (1945), 137-180.
11. Kluge, R. W., Sparks, M. M. and Tuma, E. C., Lightweight-Aggregate Concrete, ACI Journal Proceedings, 45, 5 (1949), 625-664.
12. Richart, F. E. and Jensen, V. P., Concrete and Design Features of Haydite Concrete, ACI Journal Proceedings, 27, 9 (1930), 151-182.
13. Washa, G.W. and Wendt, K. F., The Properties of Lightweight Structural Concrete Made With Waylite Aggregate, ACI Journal Proceedings, 38, 6 (1942), 505-520.
14. Niederhoff, A. E., Lightweight Pumice Concrete, ASCE Proceedings, 6 (1949), 743-758.

15. Shideler, J. J., Lightweight Aggregate Concrete for Structural Use, AC Journal Proceedings , 54, 19 (1957), 299-328.
16. Farran , J., Contribution Minéralogique a l' Etude de l' Adhérence Entre les Constituants Hydratés des Ciments et les Matériaux Enrobés, Thèse, Toulouse, 1956.
17. Alexander, K. M. and Taplin, J. H., Analysis of the Strength and Fracture of Concrete Based on an Unusual Insensitivity of Cement-Aggregate Bond to Curing Temperature, Australian Journal of Applied Science, 15, 1964, 160-170.
18. Scholer, C. F., The Role of Mortar- Aggregate Bond in the Strength of Concrete Highway Research Record, 210, 1967, 108-117.
19. Fagerlund, G., Strength and Porosity of Concrete, Proceedings of the International Symposium on Pore Structure and Properties of Materials RILEM-IUPAC, 1973, Prague, 51-73.
20. Swamy, R. N. and Lambert, G. H., Microstructure of Lytag Aggregate, Journal of Cement Composite and Lightweight Concrete, 3, 11 (1981), 273-282.
21. Zhang, M.H. and Gjørv, E. O., Characteristics of Lightweight Aggregates for High-Strength Concrete, ACI Material Journal, 88, 3-4 (1991), 150-158.
22. Newman, K. and Newman, J.B., Failure Theories and Design Criteria for Plain Concrete, Civil Engineering Materials Conference, 1969, Southampton, Part 2, 963-995.
23. Gröbl, P., The Tensile Strength of Lightweight Aggregates, Betonwerk, Fertigteile, Technik, Heft 10 (1979), 579-587.
24. Gröbl, P., Mix Design of Lightweight Aggregate Concrete for Structural Purposes, The International Journal of Lightweight Concrete, 1, 1979.
25. Hermann, V., Weber, J.W. and Wesche, K., The Dynamic Modulus of Elasticity as a Equivalent for the Initial Tangent Modulus at Static Testing, Buildings Research Institute, T.U. Aachen, 1974.
26. Pauw, A., Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density, ACI Journal, Proceedings, 57, 1960, 679-687.
27. Bergström, S.G. and Byfors, J., Function and Properties of Plain Concrete at an Early Age, CBI, Report of Activities, 1977-78, 39-46.
28. Klink, S.A., Actual Elastic Modulus of Concrete, Journal of ACI, 82, 1985, 630-633.

29. Klink, S.A., Actual Poisson Ratio of Concrete, Journal of ACI, 82, 1985, 813-817
30. Klink, S. A., Aggregates, Elastic Modulus and Poisson Ratio of Concrete, Journal of ACI, 83, 1986, 961-965.
31. Durmuş, A., Döşeme Plakların Öngerilmeli ve Kısmen Öngerilmeli Beton Kirişlerin Mekanik Davranışlarına Etkisi, Yapı Mekaniğinde Son Gelişmeler, 1986, Trabzon, 175-223.
32. Durmuş, A., Betonarme Yapıların Taşıma Gücüne Göre Hesabı, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Türkiye Mühendislik Haberleri, 305, 7-8 (1983), 3-11.
33. Ersoy, U., Betonarme, Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, 2. Baskı, Evrim Basım-Yayım-Dağıtım, İstanbul, 1987.
34. Kong, F.K. and Robins, P.J., Web Reinforcement Effects on Lightweight Concrete Deep Beams, ACI Journal Proceedings, 68, 7 (1971), 514-520.
35. Ahmad, S. H. and Barker, R., Flexural Behavior of Reinforced High-Strength Lightweight Concrete Beams, Structural Journal of ACI, 88, (1991), 69-77.
36. Pastor, J. A., Nilson, A.H. and Slate, F.O., Behavior of High Strength Concrete Beams, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, 1984.
37. Mor, A., Steel-Concrete Bond in High Strength Lightweight Concrete, Material Journal of ACI, 89, ( 1992), 76-82.
38. Sükan, T., Doğal Hafif Agregalarla Hafif Beton Araştırması, DSİ Araştırma Dairesi Başkanlığı, Rapor No: MLZ-370, Ankara, 1966.
39. Erciyes, Y., Bims ve Bims Betonu Üzerine Araştırmalar, İmar ve İskan Bakanlığı Yayınları, No 5-17, 1963.
40. Atan, Y., Taşıyıcı Hafif Beton Olarak Tuğla Kırığı Betonu Üzerinde Araştırmalar, Doçentlik Tezi, İTÜ İnşaat Fakültesi, 1967.
41. Atan, Y., Hafif Betonların Tek Eksenli Yükleme Halindeki Davranışlarına Agregat-Harç Fazlarının Etkisi, İTÜ Bülteni, 26, 1973, 112-134.
42. İhtiyaroğlu, E., Tabii Hafif Agregalarla İmal Edilen Hafif Beton Blokların Duvar Elemanı Olarak Özelliklerinin Tayini Üzerine Araştırmalar, İmar ve İskan Bakanlığı Yayınları, No 5, 1976.
43. Akman, M.S. ve Taşdemir, M. A., Taşıyıcı Malzeme Olarak Perlit Betonu, 1.Ulusal Perlit Kongresi, Aralık 1977, Bildiriler Kitabı, 40-48.

44. Turgutalp, Ü., Sarıkamış Yöresi Doğal Hafif Agregalarıyla Üretilen Betonların Tarımsal Yapılarda Kullanılabilme Olanakları Üzerine Bir Araştırma, Erzurum, 1978.
45. Argunhan, E., Pomza Taşı ile Üretilen Taşıyıcı Hafif Betonarme Elemanların Özelliklerine Süperakışkanlaştırıcı Katkı Maddesinin Etkisinin Araştırılması, Yüksek Lisans tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 1984.
46. Kılıç, R. ve Koç, Ş., Madenşehiri (Konya-Karaman) Güney Batısındaki Pomza Taşının Etüdü ve Hafif Beton Agregası Olarak Kullanılabilirliğinin Araştırılması, Doğa, Türk Mühendislik ve Çevre Bilimleri Dergisi, 12, 1988, 311-316.
47. Baradan, B., Uçucu Kül ve Kula Curuflu Hafif Malzemenin Özellikleri, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Türkiye İnşaat Mühendisliği 8. Teknik Kongresi, Ekim 1985, Bildiriler Kitabı, 251-262.
48. Cengizhan, K., An Investigation on Reinforced Pumice Concrete, Doktora Tezi, ODTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 1986.
49. Okpala, D.C., Palm Kernel Shell as a Lightweight Aggregate in Concrete, Building and Environment, 25, (1990), 291-296.
50. Ergen, M., Yapıda Perlit Bibliografyası, TÜBİTAK, Yapı Araştırma Enstitüsü, Ankara, Mayıs 1993.
51. ACI Committee 211, Standard Practice for Selecting Proportion for Structural Lightweight Concrete (ACI 211.2), ACI Materials Journal, 87, 11-12(1990), 638-651.
52. Brachet, M., Adam, M., Perchat, J., Virlogeux, M., Bilien et Perspective d'Emploi des Bétons Légers de Structure, Annales de l'ITBTP, 345, (1976) 47-127.
53. Lacroix, R., Fuentes, A., Le Projet de Béton Précontraint, Edition Eyrolles, 1980.
54. ASTM C330-69, Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete, American Society for Testing and Materials, 1969.
55. Türk Standartları, Taşıyıcı Hafif Betonların Karışım Esasları, TS2511, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, Şubat 1977.
56. Türk Standartları, Hafif Agregalar-Beton İçin, TS 1114, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, Ekim 1987.
57. Çetmeli, E., Yeni Alman Betonarme Şartnamesi (DIN 1045, 1972) Betonarme Hesap Esasları, Kesitlerin Boyutlandırılması ve Donatının Yerleştirilmesi, Uludağ Kitabevi, İstanbul, 1974.

58. Manuel CEB-FIB, Béton de Granulats Légers, Annales de l'ITBTP Béton, 195, (1980).
59. Seyhan, İ., Türkiye' de ve Dünyada Perlit ve Hafif İnşaat Malzemesi Sanayinin Geleceği, 1. Ulusal Perlit Kongresi, Aralık 1977, Bildiriler Kitabı, 13-16.
60. Weigler, H., Leichtbeton im Brückenbau-Erfahrungen in den USA, Beton und Stahlbetonbau, 83, (1988), 136-141.
61. Taylor, H. W., Concrete Technology and Practice, Fourth Edition, McGraw-Hill Book Company, Sydney, 1977.
62. Türk Standardları, Deney Eleksleri-Metal Levhalı, Yuvarlak veya Kare Delikli, TS 1226, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1985.
63. Türk Standardları, Deney Eleksleri-Tel Kafesli, kare Göz Açıklıklı, TS 1227, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1985.
64. Türk Standardları, Beton Agregaları, TS 706, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, Aralık 1980.
65. Türk Standardları, Beton Agregalarında Özgül Ağırlık ve Su Emme Oranı Tayini, TS 3526, Türk Standardları Enstitüsü, Aralık 1980.
66. Türk Standardları, Beton Agregalarında Birim Ağırlıklarının Tayini, TS 3529, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, Aralık 1980.
67. Türk Standardları, Kum Temizliğinin %10 İnce Eleman İhtiva Eden Kum Eşdeğerliğiyle Tayini Metodu, TS 8536, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, Kasım 1990.
68. Türk Standardları, Kum Eşdeğerliği Tayini, TS 8537, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, Kasım 1990.
69. Durmuş, A., Beton Nitelikleri Yönünden Optimum Kum Kirliliğinin Belirlenmesi, Türkiye Mühendislik Haberleri, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Ankara.
70. Türk Standardları, Çimento- Katkılı Çimento, TS 10156, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1992.
71. Türk Standardları, Beton Karışım Hesap Esasları, TS802, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1985.
72. Türk Standardları, Plaka Metodu ile Isıl İletkenliğin Tayini, TS 388, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, Nisan 1977.

73. Türk Standardları, Isıl İletkenliğin, Isıl Geçirgenlik Direncinin Yapıda Kullanılması İçin Hesap Değerlerinin Bulunması (Plaka Metodu ile), TS 415, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, Nisan 1977.
74. Durmuş A., Pul, S., Agregata Petrografik Yapısının Betonun Kırılma Mekanizmaları Üzerindeki Etkisi, İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler, 1. Teknik Kongre, Ekim 1993, Gazi Mağusa-KKTC, Cilt 1. 673-684.
75. Onaran, K., Malzeme Bilimi, 4. Baskı, Bilim Teknik Yayınevi, İstanbul, 1993.
76. Feret, R., Annales des Ponts et Chaussées, Nov.-Déc. (1942).
77. Durmuş, A., Contribution a l' Etude des Criteres de Ruine d' Eléments de Structures en Béton-Application aux Pièce Armées, These de Docteur Ingénieur, Université Paul Sabatier, Toulouse, 1976.
78. Türk Standardları, Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS 500, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1984.
79. Durmuş, A., Döşemelerle Beraber Çalışan Öngerilmeli Beton ve Öngerilmeli Betonarme Kirişlerin Mekanik Davranışlarının Bu Sistemin Güvenliğine Etkileri, Doçentlik Tezi, K.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü, Trabzon, 1982.
80. Postacıoğlu, B., Cisimlerin Yapısı ve Özellikleri, Cilt 1, İTÜ Matbaası, İstanbul, 1981.
81. Akman, M.S., Yapı Malzemeleri, 1. Baskı, İTÜ Matbaası, İstanbul, 1987.
82. Cimilli, T., Yapı Malzemesi, İkinci Baskı, KTÜ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Yayınları, Trabzon, 1986.
83. Pul, S., Agregata Petrografik Yapısının Betonun Dayanımı ve Akışkanlığı Üzerindeki etkileri, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1994.
84. Maso, J.C., La Nature Minéralogique des Agrégats Facteur Essentiel de la Résistance des Bétons a la Rupture et a l' Action du Gel, These de Docteur Ingénieur, Université Paul Sabatier, Toulouse, 1967.
85. Arredi, A., Rapport 112 au 7 Congres International des GrandsBarrages, Rome, 1961.
86. Daniels, W., Béton de Calcite, Betong, Stockholm, 1948.
87. Stolnikov, V., Rapport no 110 au 7 Congres International des Grands Barrages, Rome, 1961,



88. Vile, G.W.D., Strengh of Concrete Under Short Term Static Biaxial Strees, Paper F2, International Conference on the Structure of Concrete, London, 1965
89. Dantu, H., Etude des Contraintes dans les Milieux Hétérogènes, Applications au Béton, ITBTP, 1 (1958).
90. Durmuş, A., Arnoud, M., Lorrain, M., Le Role des Effects Transvers aux Dans la Flexion des Planchers Nervurés en Béton Armé: Conséquencés Sur la Sécurité, Annales de l' ITBTP, No. 376, série EM/173, 10 (1979).
91. Durmuş, A., Sur Les Mécanismes de Ruine de Poutres en Béton, International Nazım Terziođlu Symposium on Mathematics, Karadeniz Üiversity Mathematical Journal, 1, (1982).
92. L' Hermite, R., Idées Actuelles sur la Technologie du Béton, l' ITBTP, (1948).
93. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI-318-83, American Concrete Institute, Detroit, 1983.
94. Consider, Influence des Armatures Métalliques sur les Propertiétés des Mortiers et Bétons. Génie Civil, t. XXXIV, No. 14-16, (1899).
95. Abrams, D. A., Tests of Bond Between Concrete and Stell, University of Illinois, Bull. 71, (1913).
96. Bichara, A., Etude du Problème de l' Adhérence Dans le Béton Armé , Cahier du C.S.T.B., 117-127, (1951).
97. Emperger, V., Die Rissfrage Bei Hohen Stahlspannungen und die Zülassige Blosslegung des Stahles, Vien, (1975).
98. Murasev, Trescinovstoicivost Jestkosti Procinosti Jelezobetona, Masstroizdat, Moskva, (1950).
99. Richtlinien für Liechtbeton und Stahlleichtbeton mit Geschlossen Gefüge. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, (1973).
100. Türk Standardları, Çekme Deneyleleri (Metalik Malzeme için), TS 138, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1978.
101. Türk Standardları, Beton Çelik Çubukları, TS 708, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1985.
102. Comite Eurpéen du Béton, Recommadations Internationales Pour le Calcul le exécution de Ouvrages en Béton, Bulletin d'Information, CEB 84, 5, (1972).



103. Commission Fissuration du Comité Européen du Béton, Théorie Générale de la Fissuration, Etude Expérimentale, Bulletin d'Information, CEB 12, (1972).
104. Borges, F.J., Cracking and Deformability of Reinforced Concrete Beams, International Association for Bridge and Structural Engineering, 26, (1966), 75-95.
105. Fons, G., Contribution a l'etude de la Fissuration des Poutres Partiellement Precontraintes, Thèse de Docteur-Ingénieur, Toulouse, (1974).
106. ACI Committee 224; Control of Cracking in Concrete Structures, Journal ACI, 69, 12 (1972), 717-753.
107. Eren, I., Betonarme Çekme Elemanlarında Çatlak Genişliği, Doçentlik Tezi, İstanbul, (1980).



## 7. EKLER

### EK-A : KUM EŞDEĞERLİĞİ DENEYİ

#### A.1. GİRİŞ

Kumun çimento kadar betonun önemli bir bileşeni olduğu bilinmektedir. Çimento standardlaştırılmış olduğundan genellikle güvenilir ve düzgün bir şekilde üretilmektedir. Oysa kum için çimento üretimindeki gibi güvenilir bir üretim sözkonusu değildir. Kum kirlilik ve petrografik yapısının betonun nitelikleri üzerindeki etkisi şimdiye kadar birçok araştırmaya konun olmuştur [69]. Ancak, gözlemlerimiz bu araştırma sonuçlarının pratik hayata yeterli derecede yansıdığını söylemeye maalesef bugün de imkan vermemektedir.

Burada, esas itibarıyla kirlilikleri kum eşdeğerliği (ES) değeriyle karakterize edilen kumlarla üretilen betonlar üzerinde gerçekleştirilen çeşitli deneylerden elde edilen sonuçların eğrisel olarak gösterilimleri sistematik bir şekilde bu eğrilerin  $75 \leq ES \leq 85$  değerleri için bir optimumdan geçtiğini göstermektedir.

Bu da, kumun belirli bir temizliğe sahip olması gerektiğini ancak, çok temiz olmasının da arzulan bir durum olmadığını göstermektedir. Zira, bir agrega içinde ince elemanların varlığı betonun işlenebilirliğini iyileştirmektedir. Bu nedenle kum eşdeğerliğinin çok büyük olması (kumun çok temiz olması) aynı miktardaki karma suyu için katı bir beton veren bir kuma karşılık gelmektedir. Bu durumda uygun bir işlenebilirlik elde edebilmek için karma suyunu artırmak gerekmektedir. Bunun da kütlece su/çimento oranının (W/C) büyümesine dolayısıyla da mekanik dayanımın azalmasına neden olduğu bilinmektedir. İşlenebilirlik için ilave edilen sudan dolayı meydana gelen dayanım kaybı, ince elemanların yokluğundan doğan kayıptan daha büyük olduğundan beton nitelikleri yönünden ES 'nin maksimum değeri (kumun tam temiz olması) optimum değer olmamaktadır. Gerçekten de bu sonuç bu konuda laboratuvarında gerçekleştirilmiş olan deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlarla da doğrulanmaktadır [69].

Bugün Karadeniz Teknik Üniversitesi'nde Fransa'dan satın alınan ve bu standartlara göre kum kirliliğinin belirlenmesinde de kullanılan kum eşdeğerliği deney düzeneği, sanayiye hizmet etmek ve araştırma çalışmalarında kullanılmak üzere kurulmuş bulunmaktadır. Bu düzener, kendine özgü cihaz ve kimyasal maddeler yardımıyla kum kirliliğinin çok hassas olarak belirlenmesine imkan tanıyan özel bir düzenerdir. Bu deney düzeneği mekanik ve kimyasal stabilizasyonda kullanılacak olan optimum zeminlerin, hidrolik ve hidrokarbonlu betonlar için kirlilik bakımından optimum kumların seçim ve denetiminde kullanılmaktadır.

Standardlaştırılmış olan ve şimdilik Türkiye'de sadece Karadeniz Teknik Üniversitesi'nde kurulmuş bulunan "Kum Eşdeğerliği Deney Düzeneği" İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde DPT tarafından desteklenen 91.112.0015 kod nolu proje kapsamındaki araştırmalarda kullanıldığı gibi, şantiyelerde kullanılmakta olan kumların optimum kirliliklerinin belirlenmesi suretiyle üretilen beton kalitelerinin iyileştirilmesinde de kullanılabilecek durumdadır.

Burada bu deneyi, inşaatlarda kullanılacak olan kumu sipariş vermeden önce ve inşaat esnasında daha önce teslim alınmış olan kumu denetlemek için, yapmanın, en az beton üretimindeki diğer işlemler kadar, gerekli olduğunu belirtmekte yarar bulunmaktadır.

## A.2. KUM EŞDEĞERLİĞİ DENEYİNİN YAPILIŞI

Burada cihazlar, kimyasal maddeler ve elenmiş kumun hazır durumda olduğu varsayılmaktadır [68] :

- 5 Litrelik damacanada yıkama çözeltisi ( deney kabının tabanından itibaren 1m. yükseklikte bulunan).
  - Yıkama tüpüne bağlı çalışabilir durumda sifon tertibatı.
  - İki temiz deney kabı (iki deneyin ortalaması alınacaktır).
- Deney sürecinin tamamı şematik olarak Ek Şekil 1 ' de verilmektedir.

- 1 Deney kaplarını birinci işaret çizgisine kadar yıkama çözeltisiyle doldur.
- 2 Bir deney için gerekli kum miktarını bu durumdaki deney kabına boşalt.
- 3 Silindirik deney kabının dibine el ayası ile birkaç kez kuvvetlice vurmak suretiyle hava kabarcıklarını yoket ve 10 dakika dinlenmeye bırak.
- 4 Deney kaplarının tıplarını tak ve çalkala: Doğrusal hareket, yatay, sinüzoidal, genliği 20 cm., 30 saniyede 90 gidiş-geliş. Çalkalama işi 90 çevrim sonunda kendiliğinden duran elektrikli bir aletle yapılabileceği gibi elle de yapılabilir. Elle çalkalama elektrik akımı gerektirmediği için her zaman kullanılabilir ve daha ucuzdur. Çalkalamanın elle yapılması halinde bir kronometre düzgün bir hareket elde etmeye imkan vermektedir.
- 5 Yıkama tüpüyle deney kaplarını yıka ve doldur:
  - Tıpayı deney kabının üzerine yıka.
  - Parmaklar arasında döndürmek suretiyle, yıkama tüpünü deney kabına daldır: Böylece deney kabı cidarının iç yüzü yıkanmaktadır.
  - Kumı yıka: Bunun için parmaklar arasında döndürülen yıkama tüpünü kum kütlesi içinde yavaşça indir ve kaldır. Böylece kumda bulunan ince elemanlar yükselmektedir.
  - Yıkama çözeltisi seviyesi, deney kabı üzerinde bulunan üst işaret çemberine ulaşıncaya yıkama tüpünü çıkar ve musluğu kapat.
- 6 20 dakika süreyle dinlenmeye (durulmaya) bırak. Tüm titreşimlerden sakın. Tolerans  $\pm 10$  s.'dir. Zira, flokülât (ince tane yumağı) dinlenme süresine bağlıdır.
- 7  $h_1$  ve  $h_2$  ' yü görerek ölç. Kum kirliliğinin belirli bir düzeyin üstünde olması halinde yıkanmış kum ve flokülât arasındaki sınırı ayırt etmek güçleştirdiğinden  $h_2$  ' nün görerek ölçülmesi her zaman kolay olmadığından bu  $h_2$  ile hesaplanan ESV değeri de bir belirsizlik içermektedir. Bu belirsizliği ortadan kaldırmak aşağıda belirtilen daha hassas ölçümün yapılmasını gerektirmektedir.
- 8 Manşon deney kabının üst kenarına mesnetlenecek şekilde, daralı pistonu flokülattan geçecek şekilde yavaşça deney kabının içine daldır. Kuma

değince durdur ve  $h_2'$  yi ölç.

**9** Standardda öngörülenden ( $20\text{ }^\circ\text{C}$ ) farklı olması halinde sıcaklığı kaydet.

- Doğal olarak iki deney kabı için bu işlemler özdeştir.

- Ölçümlerin hassasiyeti:

- $h_1$  ,  $h_2$  ve  $h_2'$  : En yakın mm.'ye yuvarlatılır.
- Sıcaklık : En yakın santigrad dereceye yuvarlatılır.

**10** Deney cihazlarını yıka

**11** Hesapları yap

### A.3. HESAPLAMA VE SONUÇLARIN GÖSTERİLMESİ

Sonuçlar bir kum eşdeğeriği deney çizelgesine kaydedilerek, gerekli hesaplar yapılır (Ek Tablo 1). Herbir deney kabı için ESV ve ES virgülden sonra bir basamak olacak şekilde hesaplanır. Numune ESV ya da ES değeri olarak herbiri en yakın tamsayıya yuvarlatılan aritmetik ortalamalar kullanılır [69].

### A.4. ÖNLEMLER

- Deney cihazları çok temiz ve yıkama çözeltisi yeni üretilmiş olmalıdır.
- Yıkama tütünün küçük deliklerine dikkat edilmelidir.
- Deney esnasında deney kapları hiçbir sarsıntının etkisinde kalmamalıdır.

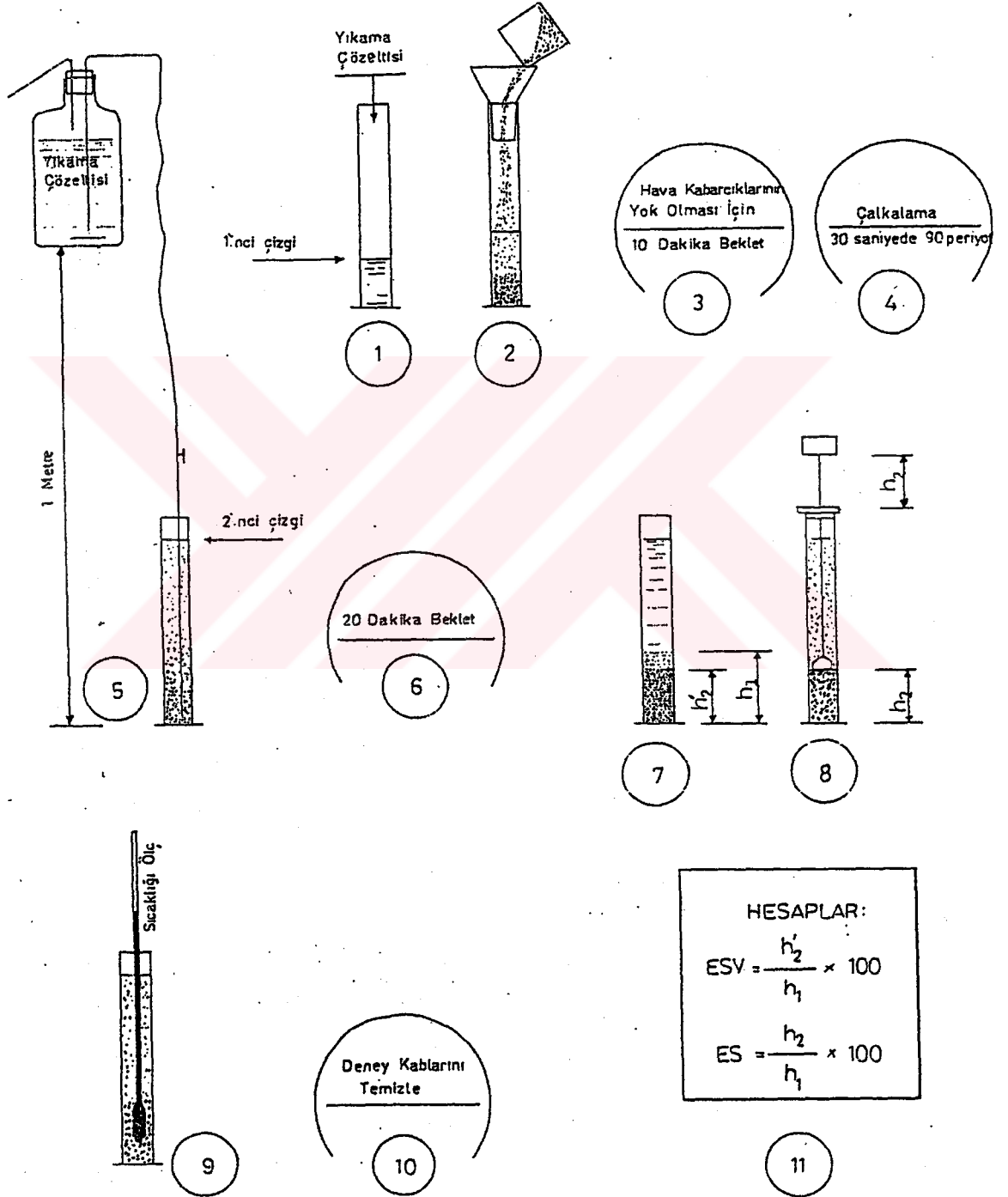
### A.5. SAYISAL DEĞERLER VE İRDELEME

Salt kil için  $ES = ESV = 0$  dır. Tam temiz bir kum için  $h_1 = h_2'$  olduğundan  $ESV = 100$  dür. Ancak,  $ES < 100$  'dür. Zira piston kullanılması durumunda  $h_2 < h_2'$  olduğundan pratikte  $ES \leq 95$  olmaktadır.

### A.6. YÖNETMELİK KAYITLARI

- a)  $ES \geq 80$  ise yüzey temizliği yönünden agrega iyi durumdadır.
- b)  $70 \leq ES < 80$  ise bu agrega sadece portland çimentosu kullanmak koşuluyla beton üretiminde kullanılabilir.
- c)  $ES < 70$  ise ince elemanları yoketmek için kumu yıkamak gerekmektedir.

Burada,  $ES'$  yi petrografik yapı, çimento cinsi, deney sıcaklığı ve bölgenin iklimi etkilediğini dolayısıyla da yukarıdaki değerlerin itiyatla kullanmak gerektiğini belirtmek uygun olmaktadır.



Ek Şekil 2. Kum eşdeğerliği deneyi sürecinin şematik gösterilimi

Ek Tablo 2. Kum eşdeğerliği deney sonuçlarının gösterilimine bir örnek

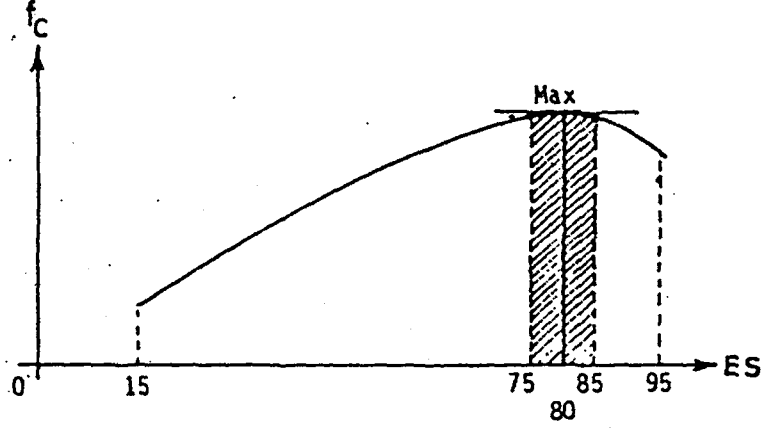
Laboratuvar : Dosya :		Tarih : Yapan :			
	1. Numune		2. Numune		
	1. Deney numunesi	2. Deney numunesi	1. Deney numunesi	2. Deney numunesi	
Deney kabının dibinden itibaren flokülât üst seviyesinin yüksekliği $h_1$ (cm)	14.8	14.6	28.2	28.1	
Pistonla ölçülen çökelti yüksekliği $h_2$ (cm)	9.3	8.9	7.7	7.5	
Görerek ölçülen çökelti yüksekliği $h'_2$ (cm)	11.4	11.2	8.0	8.0	
Deney numunesi üzerinde: Pistonla (ES)	62.8	61.0	26.3	26.7	
Görerek (ESV)	77.0	76.8	28.4	28.5	
Numune üzerinde: Pistonla (ES)	62.0		27.0		
Görerek (ESV)	77.0		28.0		
Sıcaklık (°C)	22		21		

#### A.7. ÖNEMLİ SINIRLAMA

Bir agreganın içinde ince elemanların varlığı betonun işlenebilirliğini iyileştirmektedir. Bu nedenle kum eşdeğerliğinin çok büyük olması (kumun çok temiz olması) katı bir beton (yerine konması zor) veren bir kuma karşılık gelmektedir. Bu durumda uygun bir işlenebilirlik elde edebilmek için, karma suyunu artırmak gerekmektedir. Bu da kütlece su/çimento oranının büyümesine, dolayısıyla da mekanik dayanımın azalmasına neden olmaktadır. İşlenebilirlik için ilave edilen karma suyundan dolayı meydana gelen dayanım kaybı, ince elemanların yokluğundan doğan dayanım kaybından daha büyük olduğundan, ES nin maksimum değeri (kumun tertemiz olması) optimum değer olmamaktadır. Bu sonuç, laboratuvarında gerçekleştirilen deneysel çalışmalarla da doğrulanmıştır [69].

Bu deneylerde ES değerleri, beşer beşer, 15 'ten 95 'e kadar değişen kumlar kullanılmıştır. Üretilen tüm betonların işlenebilirlikleri eşit idi. İşlenebilirliğin ölçüsü

olarak Abrams Konisi'nin çökmesi esas alınmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlara göre beton dayanımının ES ile değişimi Ek Şekil 2'de verilmektedir.



Ek Şekil 2. Beton dayanımının ES ile değişim şeması [69]

Görüldüğü gibi, eğrinin bir maksimumdan sonra uygun bir işlenebilirlik sağlamak için karma suyu ilave edilmesi gereken bir faza karşılık gelen alçalan bir kolu bulunmaktadır. Diğer taraftan, maksimum dayanım genellikle 80 'den belirli derecede küçük ES değerleri ile elde edilmektedir. Bu nedenle ES 'nin 80 'den büyük olmasını istemek yerine, petrografik yapısı **Silis-Kalker** 'den ibaret olan kumlar için maksimum dayanıma karşılık gelen  $75 \leq ES \leq 85$  değerlerini almasını sağlamak daha uygun olmaktadır.



## EK - B : BİRİM ŞEKİLDEĞİŞTİRME ÖLÇERLERİ

### B.1. GİRİŞ

Genellikle hesap yöntemleri yapının gerçek davranışını tam olarak dikkate alamamaktadır. Diğer taraftan bazı durumlarda hesap çok karmaşık bir durum almakta dolayısıyla da çözüm imkansız denecek kadar zor olmaktadır. Bu nedenle mühendisler bazen incelemelerini sürdürmek için deneylere dayalı amprik yöntemlere başvurmak zorunda kalmaktadırlar. Hatta gerçek boyutlu elemanlar ya da modeller üzerinde bazı deneyler de gerçekleştirmektedirler. Eğer hesap kabulleri isabetli yapılmamış ya da veriler sağlıklı bir şekilde bilinmiyorsa, mühendis bizzat yapı üzerinde taşıyıcı sistemini doğru seçip seçmediğini denetlemek gereğini de duyabilir. Bu durumda gerekli bilgi ancak ölçü yoluyla elde edilebilmektedir. Görüldüğü gibi böyle bir deneyde gerilmelerin belirlenmesi özel bir önem arz etmektedir. Şekildeğiştirme ölçerleri bu ölçüyü gerçekleştirmeye imkan vermektedir.

Laboratuvarlarda kullanılan şekildeğiştirme ölçerlerin kullanımları şantiyelerde de giderek yaygınlaşmaktadır. Bununla beraber kullanım alanlarının sınırlı olmadığı zannedilmemelidir. Bu başlık altında şekildeğiştirme ölçerleri kısaca tanıtmakta, üstünlük ve sakıncaları dikkate alınmak suretiyle kullanım sınırları belirtilmektedir.

### B.2. HATIRLATMALAR

a) Şekildeğiştirme ölçerleri gerilmelerin doğrudan ölçülmesine imkan vermemektedir. Bunlar birim boy değişimlerini ( $\epsilon = \Delta l / l$ ) ölçen ekstansometrelerdir. Birim boy değişimleri yardımıyla gerilmelerin hesabı elastisite bağıntılarıyla gerçekleştirilmektedir. Bu nedenle bunlara teknik literatürde bazen gerilme ölçer adının verilmesi doğru değildir.

b) Şekildeğiştirme ölçerleri sadece birim boy değişimlerinin ölçülmesinde değil aynı zamanda kaptörler (capteurs) içinde elektrik çeviricileri olarak da kullanılmaktadır.

### B.3. ÇALIŞMA İLKELERİ

Uzunluğu  $l$  ve direnci  $R$  olan ince iletken bir tel dikkate alınsın. Eğer bu tel  $\Delta l$  kadar uzatılırsa elektrik direnci  $\Delta R$  kadar değişir. Küçük boy değişimleri halinde birim direnç değişimiyle ( $\Delta R / R$ ) birim boy değişimi ( $\Delta l / l$ ) arasında,  $K$  genellikle 2 civarında bir değer alan bir katsayıyı göstermek üzere ;

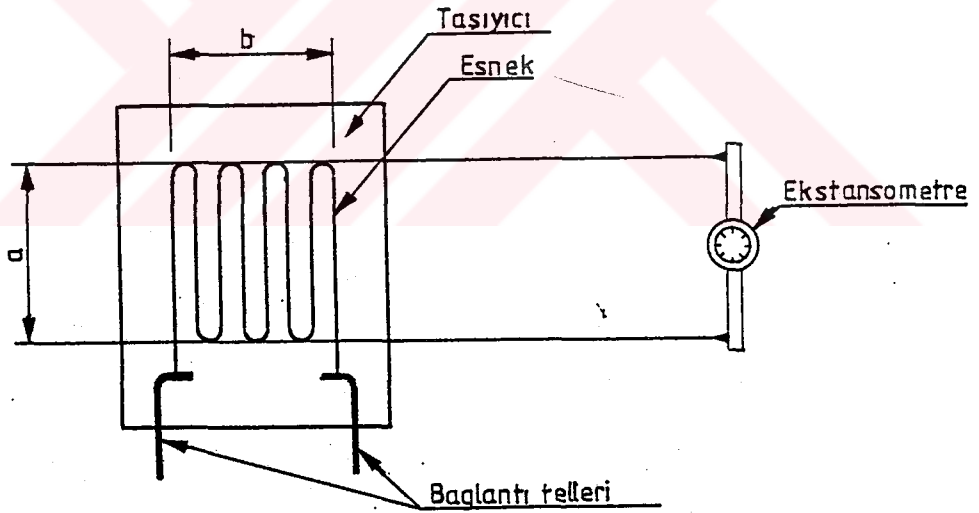
$$\Delta R / R = K \Delta l / l$$

(E.1)

bağıntısı mevcuttur. Bu iletken telin bir yapıya tamamen yapışmış olduğu kabul edilirse (yapının iletken olması halinde elektrik yalıtkanlığına özen gösterilmeli) yapıyla aynı şekildeğiştirmeyi yapar. Bu durumda şekildeğiştirmeyi belirtmek için uygun bir elektrik aletiyle birim direnç ( $\Delta R / R$ ) değışimini ölçmek yeterli olmaktadır. İşte şekildeğiştirme ölçerlerin çalışma ilkesi bundan ibarettir.

#### B.4 . BAŞLICA ŞEKİLLERİ

Şekildeğiştirme ölçerleri genellikle posta puluna benzetilmektedir. Gerçekten de yaygın kullanılan şekildeğiştirme ölçerlerin boyutları yaklaşık olarak posta pulu kadardır. Şekildeğiştirme ölçerleri bir yapının yüzeyine yapıştırılmak suretiyle yerleştirilir. Klasik şemaları Ek-Şekil 2' de verilmektedir.



Ek-Şekil 1. Şekildeğiştirme ölçeri şeması

Bu hassas tel yalıtkan malzemeden yapılmış iki ince yaprak arasında sandviç şeklinde yerleştirilir. Bu tel yapraklar arasında bir ızgara görünümündedir. Bu ızgaranın a boyu, şekildeğiştirebilen aktif boydur. Bu boy (a), şekildeğiştirme ölçerinin başlıca geometrik özelliğidir.

Hassas telin çapından daha büyük çaplı iki birleştirme (connexion) teli şekildeğiştirme ölçerinin bağlantı kablolarını tutturmaya imkan vermektedir.

Dolambaçlı baskı tekniğinden türetilen, elektronikte yaygın olarak kullanılan bir imalat usulü, görünüşü klasik şekildeğiştirme ölçerlerinden biraz farklı olan şekildeğiştirme ölçerlerinin yapımına imkan vermektedir.

Piyasada klasik telli ve basılı şekildeğiştirme ölçerlerinin çok değişik tipleri bulunmaktadır.

- Boyutlarına göre:

Piyasada bulunabilecek en küçük şekildeğiştirme ölçerlerinin aktif boyları 5-10 mm arasında değişmektedir. En uzun şekildeğiştirme ölçerinin aktif boyu ise 150 mm dir. Şekildeğiştirme gradyanının çok büyük olması halinde en küçük şekildeğiştirme ölçerleri kullanılmaktadır. Diğer taraftan zorunlu hallerde örneğin elemanın köşelerinde yine küçük boylu şekildeğiştirme ölçeri kullanılır.

Büyük boyutlu şekildeğiştirme ölçerleri ortalama bir şekildeğiştirme ölçmekte kullanılmaktadır. Örneği beton üzerinde agrega ve bağlayıcı çimento hamurunun şekildeğiştirmelerinin ortalama değerini elde etmek için oldukça uzun boylu şekildeğiştirme ölçerleri kullanmak gerekli olmaktadır. Aktif boyları 5-10 mm olan birim şekildeğiştirme ölçerleri ise metal yapılarda yaygın bir şekilde kullanılmaktadır.

- Şekillerine göre :

Şekildeğiştirme ölçerlerinin boyutlarının oranı değişik değerler alabilmektedir. Basım tekniği de çok değişik şekiller elde etmeye imkan vermektedir.

- Hassas ızgarayı oluşturan alaşım cinsine göre :

En yaygın kullanılan alaşım nikel-bakır (Ni - CuO) alaşımıdır. Ancak nikel-krom, nikel-krom-aliminyum-demir vb. alaşımlar da kullanılmaktadır.

- Taşıyıcı malzemesine göre :

Bu taşıyıcı polyester, epoksi reçenesi, akrilik, bakalit vb. malzemelerden yapılabilmektedir.

Şekildeğiştirme ölçerinin geometrisi, ızgara alaşımının yapımı ve taşıyıcı malzemesi seçimi şekildeğiştirme ölçerleriyle çözümlenecek problemin özelliğine bağlıdır. Bunlar aşağıda belirtilmektedir.

- Şekildeğiştirme gradyanı, yapıştırılacak yerin özeliği,
- Ölçünün statik ya da dinamik oluşu,
- Deney sıcaklığı,
- Yapıyı oluşturan malzemenin cinsi,
- Ölçünün uzun süre takip edilip edilmemesi,
- Fiyatı.

Kataloglarda bulunmayan ancak gerekli olan şekildeğiştirme ölçerleri ismarlama olarak da yaptırılabilir. Diğer taraftan piyasada özel kullanımlı bir şekildeğiştirme ölçeri de mevcuttur. Bunlara daldırma tipi

şekildeğiştirme ölçerleri adı verilmektedir Şekildeğiştirme ölçerleri beton dökümü esnasında betonun içine daldırmak amacıyla üretilmişlerdir.

### B.5. YERLEŞTİRME

Daldırma tip şekildeğiştirme ölçerleri istisna olmak üzere şekildeğiştirme ölçerleri yapı üzerine yapıştırılmaktadır. Yapıştırmanın özenle yapılması şarttır. Zira alınan ölçülerin doğruluğu ancak yapıştırma işinin doğru olmasıyla mümkündür. Bu işlem vasıflı bir kişi tarafından gerçekleştirilmek zorundadır. Yapıştırmanın sağlıklı olabilmesi büyük ölçüde yapıştırılacak yüzeyin iyi bir şekilde hazırlanmasına bağlıdır. Örneğin, metal bir yapı için hazırlık işi beş aşamada gerçekleştirilmektedir. Bunlar; mekanik hazırlık (perdahlama), temizleme, kimyasal temizleme, damıtık su ile yıkama, nötürleştirme işlemleridir. Bu hazırlık işlemi beton için çok daha karmaşıktır.

Kullanılabilecek yapıştırıcılar çok çeşitli olmakla beraber, bunları dört sınıfta toplamak mümkündür. Bunlar, selulozlu yapıştırıcılar, fenolik yapıştırıcılar, epoksitli yapıştırıcılar ve çabuk kuruyan (siyano-akrilik, polyester) yapıştırıcılardır.

Bu yapıştırıcıların özellikleri burada ayrıntılı bir şekilde irdelenmeyecektir. Diğer taraftan yapıştırıcının seçimi problemin türüne bağlıdır. Genellikle çok sayıda şekildeğiştirme ölçerini yerine yapıştırmadan önce yapıştırıcıyla ön denemelerin yapılması uygun olmaktadır.

Şekildeğiştirme ölçeri iyi bir şekilde yapıştırılıp bağlantı tellerine birleştirildikten sonra, ölçümleri almadan önce şekildeğiştirme ölçerinin korunması gereklidir. Gerçekten bu ölçerler neme ve bazı durumlarda mekanik darbelere ya da kimyasal etkilere karşı etkin bir şekilde korunmak zorundadır.

Laboratuvarda şekildeğiştirme ölçerinin üzerine ince bir vernik tabakasının konması yeterli olabilir. Şantiyelerde ise iki ya da üç kat farklı malzeme kullanmak gerekli olmaktadır. Eğer şekildeğiştirme ölçeri su içinde kalacaksa koruma işlemi 4-5 tabaka ile yapılabilir.

Şekildeğiştirme ölçerinin yapıştırılması kolay bir iş değildir. Hassas olan bu işlem büyük özen gerektirmektedir. Şantiyelerde atmosfer koşullarından dolayı bu işlem çok daha zordur. Bir şekildeğiştirme ölçerinin yapıştırılması için gerekli zamanın mertebesi aşağıda verilmektedir.

- Laboratuvarda : Çelik üzerine yapıştırmak için 1/2 saat,

- Şantiyede : Bunun için iki örnekten söz edilebilir.

1) Metal bir yapıya bir asistan, iki operatör ve bir operatör yardımcısından oluşan dört kişilik bir ekip 45 şekildeğiştirme ölçerini ancak 5 günde yapıştırabilmektedir.

2) Aynı ekip öngörülen bir yapıya 60 şekildeğiştirme ölçerini 12 günde yapıştırabilmektedir.

## B.6. GENEL ÖZELLİKLER

### B.6.1. Ölçülebilenleri Şekildeğiştirme Sınırları

#### a) Ölçülebilen en küçük şekildeğiştirme

Duyarlı ve hassas bir ölçü aletiyle ideal şartlarda laboratuvar çalışmalarında 1 mikro deformasyonluk ( $1 \times 10^{-6}$ ) şekildeğiştirme ölçülebilmektedir. Şantiyede genellikle  $5 \times 10^{-6}$  değeri ölçülebilecek bir sınır değer olarak görülmektedir. Bu değerler gerilme cinsinden belirtilmek istenirse şantiyelerde beton ve çelik malzemesi için aşağıdaki değerleri almaktadır.

-Çelik için ;

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \rightarrow \sigma_s = 2 \times 10^5 \times 5 \times 10^{-6} = 1 \text{ MPa}$$

-Beton için ;

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \rightarrow \sigma_c = 40000 \times 5 \times 10^{-6} = 0.2 \text{ MPa}$$

b) Ölçülebilen en büyük şekildeğiştirme değeri normal sıcaklıkta yaygın kullanılan şekildeğiştirme ölçerleriyle  $\varepsilon = 1 \times 10^{-2}$  (=0.01) dir.

### B.6.2. Sınır Çalışma Frekansı

Küçük boyutlu boyutlu şekildeğiştirme ölçerleriyle 50000 Hz frekanslı dinamik etkileri ölçmek mümkün olmaktadır.

### B.6.3. Kullanılabilecekleri Ortam Sıcaklıkları

Şekildeğiştirme ölçerlerinin  $0^\circ\text{C}$  dan  $200^\circ\text{C}$  hatta  $300^\circ\text{C}$  ye kadar kullanılmaları mümkündür. Bu konuda ayrıntıya girmeden normal sıcaklıktan uzaklaştıkça ölçü sonuçlarının yorumlanması ve teknolojik zorluklar çok daha karmaşık bir durum aldığı belirtilmek uygun olmaktadır.

### B.6.4. Zaman Etkisi

Bir şekildeğiştirme ölçerinin K duyarlılık katsayısı ( $\Delta R/R = K \Delta l / l$ ) zamanla değişmez. Örneğin çok sayıda şekildeğiştirme ölçerli dinamometre pratik hayatta ayarı bozulmadan senelerce kullanılabilmektedir. Maalesef bir şekildeğiştirme ölçerinin katsayısının zamanla değişmez olması, bunlarla elde edilen ölçülerin zamanla değişmez olması için yeterli değildir. Gerçekten bir yapı üzerine yapıştırılmış bir şekildeğiştirme ölçerinin zamanla değişen bir şekildeğiştirmeye maruz kaldığı bilinmektedir. Bu değişimin büyük bir kısmı yapıştırıcının sünmesinden ileri gelmektedir. Bir nevi şekildeğiştirme ölçeri üzerine yapışık olduğu yapıya göre yavaş yavaş kaymaktadır.

Bu değişim (sapma) kısa süreli deneyler (örneğin bir sanat yapısının kabulü) ya da salt dinamik deneyler için çok önemli değildir. Bu değişimi azaltmak için yapıştırıcı kalınlığını mümkün olduğu kadar ince hale getirmek veya kararlılığı ile tanınan, ısı işleme dayanıklı yapıştırıcılar kullanmak gerekir. Böylece bir kaç gün hatta bir kaç hafta süreli ölçümlere uygun düşen kararlılık elde edilebilir. Oldukça karmaşık olan bu yöntemler her zaman şantiyelerde doğrudan uygulanabilecek nitelikte değildir. Örneğin betonun sünmesinin ölçümü gibi çok uzun süreli ölçümlerin günümüzde şekildeğiştirme ölçerleriyle gerçekleştirilemeyeceği düşünölmektedir.

### B.7. Ölçü Aletleri

Birim direnç değişiminin ( $\Delta R / R$ ) ölçümü klasik elektrik ölçümleri ilkelerine dayanmaktadır. Ölçü aletlerinin temel şeması Wheatstone köprüsü gibidir. Bununla beraber çok küçük direnç değişimlerinin ölçülmesi gerektiğinden ekstansometre adı verilen özel aletlerin tasarlanmasını gerektirmektedir. Bu ölçülerde klasik Wheatstone köprüsü uygun olamamaktadır. Ölçü aletleri statik ve dinamik ölçü aletleri olarak iki grupta toplanabilir.

Statik ölçü aletleri, genellikle sıfır yöntemine göre çalışmaktadır. Köprü her ölçümde elle dengelenmektedir. En hassas yöntem budur. Bu aletlere, sadece bir aletle (n) adet şekildeğiştirme ölçerinin gösterdiği şekildeğiştirmelerin ölçülmesine imkan veren değişik organlar takılabilmektedir.

Dinamik ölçü aletleri, uzanım yöntemine göre çalışmaktadır. Yani Wheatstone köprüsünün diyagonalinde meydana gelen değişim akımı ölçölmektedir. Bu dengeyi bozan akım genellikle şekildeğiştirmeleri bir kaydedici organa nakletmek için yeterli değildir. Bu nedenle çıkış sinyallerini büyöltmek gerekmektedir. Bu büyöltme işi iki ayrı aletin kullanımını gerektiren farklı iki tekniğin uygulanmasını zorunlu kalmaktadır.

#### a) Sürekli akım aletleri :

Bu durumda şekildeğiştirme köprüsü sürekli akımla beslenir. Çıkış sinyalleri sürekli akımla çalışan bir büyötücü (amplifikatör) yardımıyla büyötölür. Bu tip aletin gerçekleştirilmesinde başlıca zorluk zamana göre iyi bir kararlılığın elde edilmesidir.

#### b) Alternatif akım aletleri :

Bunlarda şekildeğiştirme köprüsü alternatif akımla beslenir. Bu durumda büyöltme işlemi alternatif büyötücülerle (amplifikatör) gerçekleştirilir.

Ölçü aletlerinin cinsi ne olursa olsun, bizzat şekildeğiştirme ölçerlerinde ya da şekildeğiştirme ölçerlerini alete birleştiren bağlantılarda ortaya çıkan parazit olayları azaltmak ya da tamamen bertaraf etmek için bazı önlemler almak gerekli olmaktadır. Burada başlıca hata sebeplerinin verilmesiyle yetinilmektedir.

- Bağlantı telleri ve şekildeğiştirme ölçeri üzerinde sıcaklık değişimi,
- Şekildeğiştirme ölçerinin elektrik yalıtkanlığının kaybolması,



- Parazit elektromotris kuvvetler (lehimlemeden doğan moment),
- Besleme akımının geçmesinden dolayı şekildeğiştirme ölçerinin ısınması,
- Kontak dirençleri,
- Kütle kusurları, bağlantı tellerinin kapasite değişimi (dinamik ölçümler için) vb.

## B.8. ÜSTÜNLÜK VE SAKINCALARI

Şekildeğiştirme ölçerleri çok hassas ekstansometrelerdir. Şekillerinin, boyutlarının, teknolojilerin çok çeşitli oluşu bunların çok kolay kullanılabilir birer alet olmalarını sağlamaktadır. Yerine konmalarındaki incelik ve ölçümlerindeki hassasiyet vasıflı eleman gerektirmektedir. Bu vasıf çok kısa bir zamanda kazanılabilmektedir. Diğer taraftan bir kaç hata yapmadan bu beceri elde edilememektedir. Bu nedenle bu işe yeni başlayanların tecrübeli elemanlar yanında yetişmeleri kaçınılmazdır. Zira yapıştırma ve özellikle muhafaza şekli tatbikat alanında konuşulmakta fakat genellikle yayınlara konu olmamaktadır. Yapıştırıcı fiyatı, bağlantı tellerinin korunması, çıplak şekildeğiştirme ölçerinin fiyatını önemli derecede artırmaktadır. Ancak bu artışta ağırlıklı olan genellikle yerine koymada gerekli olan çalışma süreleridir.

## B.9. KULLANIM ALANLARI

### a) Laboratuvarda

- 15x30 cm beton silindir numuneler üzerinde elastisite modülü ölçümü,
- Kompozit (kirişler çelik tabliye betonarme) köprü tabliye modelleri üzerinde ölçüler,
- İki yol modeli üzerinde ölçüler,
- Otomatik direkli tıkaç modelleri üzerinde ölçüler,
- Kaptör üretiminde (zemin basınç kaptörü).

### b) Yapılarda

- Betonarme (plak köprü üzerinde),
- Öngerilmeli beton (kabul deneyinde),
- Kompozit yapılar (kabul deneyinde),
- Çelik yapılarda (kabul deneyinde).

Özetle, İnşaat mühendisliği alanında şekildeğiştirme ölçerleri genellikle beton ve çelik malzeme üzerine yerleştirilmektedir. Ek Çizelge 2 ' de, bu iki uygulama arasında bir karşılaştırma yapılmaktadır. Bu çizelgeden görüldüğü gibi çeliğe göre, beton üzerindeki ölçümler çok daha zor olmaktadır.



Ek Tablo 1. Beton ve çelik üzerine yerleştirilmiş birim şekildeğiştirme ölçerlerinin karşılaştırılması

MALZEMENİN YAPISI	ÇELİK	BETON
	HOMOJEN	HETEROJEN
Ölçer seçimi	Her çeşit boyut uygundur.	Ortalama bir şekildeğiştirme ölçmek için ölçer yeteri kadar uzun olmalıdır. Bu büyüklük agregaya tane boyutuna bağlıdır.
Ölçerlerin dağılımı	Malzemeden meydana gelen dağılım yoktur.	Belirli bir yerdeki ölçünün ortalama şekildeğiştirmeyi vermesinin garantisizdir. Bu nedenle ölçü noktalarının sayısını artırmakta yarar vardır. Bu dağılım sonuçlarının yorumlanmasında dikkate alınmalıdır.
YERLEŞTİRME	Genellikle problem yoktur.	Agrega yapısı ve bürüt beton yüzeyine bağlı olarak bazen zordur. Çok sert agregaya için taşlamak gerekli olabilmektedir.
Yüzeyin Hazırlanması		
Yapıştırma	Geleneksel	Kurutmadan sonra birinci tabaka sürülür. Yeniden hazırlanan yüzeye ölçer yapıştırılır. Yerleştirme süresi: Çelik üzerine yerleştirmek için gerekli sürenin yaklaşık iki katıdır. Eğer yüzey çok boşluklu ise yerleştirmek bazen imkansızdır.
Koruma	—	Havanın bağıl neminden ve bizzat betondan gelen suya karşı ölçerin korunması gerekmektedir.
DENGELEME	Dengeleme ölçerinin bir çelik plak üzerine yapıştırılarak yapı ile temas ettirilmesi etkin bir dengelemeye yetmektedir.	Dengeleme ölçeri yapıyı oluşturan aynı bir beton parçası üzerine yapıştırılır. Örneğin yapıdan çıkartılmış karot üzerine ancak küçük boyutlu bir tanık numuneye göre yerine konmuş betonun ısı eylemsizliği nedeniyle hiçbir zaman aktif ölçerle aynı ısı koşullarda bulunan bir dengeleme ölçerinin yerleştirilmesi sağlanamaz.
BÜYÜKLÜK MERTEBELERİ	$E=2.105 \text{ MPa}$ , $K=2$ ve $\sigma=10 \text{ MPa}$ için $\Delta R/R=2 \varepsilon = \sigma / E$ $\Delta R/R=2 \times 10 / 2.105$ $\Delta R/R=1 \times 10^{-5}$ in elde edilmesi 1 MPa'ya karşılık gelmektedir. Bu da bir yapı üzerindeki ölçümler için yeterlidir.	$E=40 \text{ 000 MPa}$ , $K=2$ ve $\sigma=0.1 \text{ MPa}$ için $\Delta R/R=2 \times 0.1 / 4.104 = 5.10^{-6}$ bulunur. Bu şantiyede mümkün mümkün olabilecek en yüksek hassasiyettir.
KULLANILABİLİRLİKLERİ AKIM	Ölçü köprüsü 120 $\Omega$ 'luk ölçerlerle 3 Volt yada daha büyük gerilimler altında beslenebilir.	Ölçerlerin ısınması dikkate alınarak şekildeğiştirme ölçeri köprüsü 1.5V ya da daha küçük gerilim altında beslenir. Bu nedenle çeliğe göre bir duyarlılık kaybı olmaktadır. Oysa Yukarıdaki uyarı beton üzerinde, çeliğe göre daha yüksek bir duyarlılığa ihtiyaç olduğunu göstermektedir.

## EK-C : MERKEZİ BASINÇTA BETONUN KIRILMASI ESNASINDA ADERANS BÖLGESİNE UYGULANAN ÇEKME GERİLMESİ

Ekseni doğrultusunda merkezi basınca maruz homojen izotrop bir numune dikkate alınsın. Bu numunenin boyuna doğrultudaki birim şekildeğiştirme  $\varepsilon_1$  olsun. Buna karşılık gelen enine birim şekildeğiştirme ise  $\nu\varepsilon_1$  dir.

Bu numune nihai enine birim şekildeğiştirme  $\nu\varepsilon_0$  olacak şekilde ek bir üniform yanal gerilme etkisinde bırakılırsa, bu durumda enine birim şekildeğiştirme  $\nu(\varepsilon_1 - \varepsilon_0)$  olacağından , enine basınç gerilmesi,

$$\sigma = E \nu(\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \quad (E.2)$$

olarak yazılabilir. Bu sonuç agrega ve çimento hamuruna uygulanabilir. Agrega için  $\varepsilon_{1a} = \varepsilon_1$  ve  $\varepsilon_{0a} = \varepsilon_0$  ; çimento hamuru için  $\varepsilon_{1c} = \varepsilon_1$  ve  $\varepsilon_{0c} = \varepsilon_0$  olarak kabul edilsin.

Aderans olduğu sürece agrega ile çimento hamurunun aynı çevre üzerindeki enine şekildeğiştirmeleri eşit olmak zorunda olduğundan ;

$$\nu_a \varepsilon_{0a} = \nu_c \varepsilon_c \quad (E.3)$$

yazılabilir.

Agrega ve çimento hamurundaki yanal gerilmeler sırasıyla,

$$\sigma_{at} = E'_a \nu_a (\varepsilon_{1a} - \varepsilon_{0a}) \quad (E.4)$$

$$\sigma_{ct} = E'_c \nu_c (\varepsilon_{1c} - \varepsilon_{0c}) \quad (E.5)$$

bağıntılarıyla hesaplanır. (E.4) ve (E.5) bağıntıları taraf tarafa çıkarılırsa, aderans bölgesine uygulanan çekme gerilmesi ;

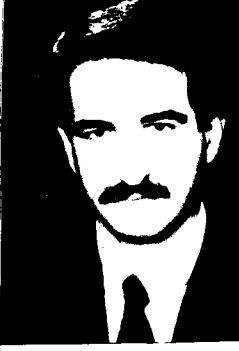
$$\sigma_{adt} = E'_c \nu_c (\varepsilon_{1c} - \varepsilon_{0c}) - E'_a \nu_a (\varepsilon_{1a} - \varepsilon_{0a}) \quad (E.6)$$

olur. Bu bağıntıdaki  $E'_a \nu_a (\varepsilon_{1a} - \varepsilon_{0a})$  birim uzamasına karşılık gelen agrega sekant modülünü ,  $E'_c \nu_c (\varepsilon_{1c} - \varepsilon_{0c})$  birim uzamasına karşılık gelen çimento hamuru sekant modülünü göstermektedir.

(E.3) bağıntısından çekilen  $\varepsilon_{0c}$  değeri (E.5) bağıntısında yerine yazılırsa, aderans bölgesine uygulanan çekme gerilmesi ;

$$\sigma_{adt} = E'_c (\nu_c \varepsilon_{1c} - \nu_a \varepsilon_{0a}) \quad (E.7)$$

olarak elde edilir.



## 8. ÖZGEÇMİŞ

Metin Hüsem 1964 yılında Ordu ' da Gülyalı ilçesinde doğdu. İlk ve orta öğrenimini 1970-1978 yılları arasında Gülyalı ' da, Lise öğrenimini ise 1978-1981 yılları arasında Ordu 'da tamamlayarak 1982-1983 öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girdi. 1985-1986 öğretim yılında bu bölümden Haziran döneminde mezun oldu. Aynı yıl girdiği sınavı kazanarak, mezun olduğu bölümde yüksek lisans öğrenimine kaydoldu. Ocak, 1987 ' de Karayolları Genel Müdürlüğü ' nde yol yapım mühendisi olarak göreve başladı. Bu görevi sırasında, Karayolları 28. Temel Eğitim ve ikinci otoyol kurslarına katılarak, Kasım 1987 de Karayolları 10. Bölge Müdürlüğü ' ne Etüt Ekip Mühendisi olarak atandı. 1989 yılında girdiği Araştırma Görevlisi sınavını kazanarak aynı yıl, Karayolları Genel Müdürlüğü ' nün oluruyla mezun olduğu üniversiteye girdi. 1990 yılında, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalında, "Dikdörtgen Kesitli Betonarme Sıvı Depolarının Projelendirilmesinde Kullanılan Çeşitli Yöntemlerin Karşılaştırılması" konusunda hazırladığı yüksek lisans teziyle İnşaat Yüksek Mühendisi ünvanını aldı. Bekar olan Arş. Gör. Metin HÜSEM İngilizce bilmekte ve halen K.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümünde görevine devam etmektedir.

LC 2000  
DOKÜMANASYON MERKEZİ