

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**EĞİLMEDE TAŞIYICI HAFİF BETON-DONATI ADERANSININ
GELENEKSEL BETON-DONATI ADERANSIYLA KARŞILAŞTIRMALI
OLARAK İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Mehmet Emin ARSLAN

**AĞUSTOS 2007
TRABZON**

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**EĞİLMEDE TAŞIYICI HAFİF BETON-DONATI ADERANSININ GELENEKSEL
BETON-DONATI ADERANSIYLA KARŞILAŞTIRMALI OLARAK
İNCELENMESİ**

İnş. Müh. Mehmet Emin ARSLAN

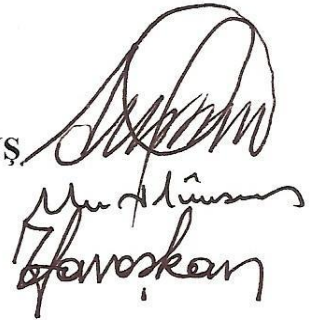
**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde
“İnşaat Yüksek Mühendisi”
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 20/07/2007
Tezin Savunma Tarihi : 14/08/2007**

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ

Jüri Üyesi : Doç. Dr. Metin HÜSEM

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Temel SAVAŞKAN



Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Emin Zeki BAŞKENT

Trabzon 2007

ÖNSÖZ

Bu tez, eğilmede taşıyıcı hafif beton-donatı aderansının, geleneksel beton-donatı aderansı ile karşılaştırılmalı olarak incelenmek ve bu konuda gerçekleştirilen deneysel çalışmalardan elde edilen bulguların irdelenmesiyle varılan bazı sonuç ve öneriler getirmek amacıyla hazırlanmıştır. Çalışmanın her aşamasında bilgi ve deneyiminden yararlandığım danışman hocam Prof. Dr. Ing. Sayın Ahmet DURMUŞ'a saygı ve şükranlarımı sunmayı bir borç bilirim.

Çalışmalarım sırasında yardımlarını esirgemeyen başta Arş. Gör. Selçuk E. GÖRKEM, İnş. Yük. Müh. Hakan DAHİL, Yrd. Doç. Dr. Selim PUL, Doç. Dr. Metin HÜSEM, Öğr. Gör. Ercan YOZGAT, Arş. Gör. Hasan Tahsin ÖZTÜRK, İnş. Yük. Müh. Abdurrahman ŞAHİN ve Onur TARHAN'a, bana her konuda destek veren annem Ayten ARSLAN, babam Ömer ARSLAN, eşim Anıl ARSLAN'a ve beni Yurtiçi Yüksek Lisans Bursuna layık gören TÜBİTAK'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Öğrenim hayatım boyunca yetişmemde emeği geçen tüm hocalarıma önünde saygıyla eğilirken bu çalışmanın bilim dünyasına ve Türkiye'mize faydalı olmasını canı gönülden temenni ederim.

Mehmet Emin ARSLAN

Trabzon, 2007

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET	VI
SUMMARY	VII
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	VIII
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	XI
SEMBOLLER DİZİNİ.....	XII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Hafif Betonlar Hakkında Bazı Hatırlatmalar.....	1
1.2.1. Hafif Betonların Tarihçesi.....	4
1.2.2. Hafif Betonların Bazı Özellikleri.....	8
1.2.3. Hafif Betonların Geleneksel Betonlara Göre Başlıca Üstünlük ve Sakıncaları.....	10
1.2.4. Hafif Betonlar Konusunda Yönetmeliklerdeki Bazı Kayıtlar.....	11
1.2.5. Hafif Beton Üretiminde Kullanılan Agregalar.....	12
1.2.5.1. Doğal Hafif Agregalar.....	12
1.2.5.2. Yapay Hafif Agregalar.....	14
1.2.5.3. Endüstriyel Atıklardan Üretilen Hafif Agregalar.....	15
1.2.6. Beton Özelliklerine Yansıyan Agreganın Nitelikleri.....	16
1.2.6.1. Agregaların Dayanımı.....	16
1.2.6.2. Tane Dağılımı ve En Büyük Tane Boyutu.....	16
1.2.6.3. Agregaların Petrografik ve Mineralojik Yapı.....	16
1.2.6.4. Agregaların Birim Kütleleri.....	17
1.2.6.5. Agregaların Tane Şekli ve Yüzey Dokusu.....	17
1.2.6.6. Agregaların Nem Miktarları ve Su Emme Kapasiteleri.....	17
1.2.7. Hafif Betonların Üretimi.....	17
1.2.8. Hafif Betonlar Konusunda Gerçekleştirilmiş Bazı Çalışmalar.....	18
1.2.9. Hafif Betonun Önemi ve Geleceği.....	21

1.3.	Donatı-Beton Aderansı Konusunda Hatırlatmalar.....	22
1.3.1.	Tanımı ve Genel Özellikler.....	22
1.3.2.	Aderans Dayanımını Etkileyen Başlıca Etkenler.....	26
1.3.2.1.	Betonun Özellikleri.....	26
1.3.2.2.	Donatının Yüzey Niteliği	27
1.3.2.3.	Donatının Yüzey Geometrisi	28
1.3.2.4.	Donatı Çapı ve Akma Dayanımı	30
1.3.2.5.	Kenetlenme Boyu	31
1.3.2.6.	Beton Örtü Kalınlığı	33
1.3.2.7.	Sargı Donatısı	34
1.3.2.8.	Donatıların Konumu	34
1.3.2.9.	Diğer Etmenler	35
1.3.3.	Aderans Kırılmasının Mekanik ve Çatlama	36
1.3.4.	Aderans Deneyleri	38
1.3.4.1.	Çekip-Çıkarma Deneyleri.....	39
1.3.4.2.	Kiriş Eğilme Deneyleri.....	41
1.3.5.	Bindirmeli Eklerde Aderans Sorunu.....	44
1.3.6.	Aderans Konusunda Gerçekleştirilmiş Bazı Çalışmalar.....	45
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER.....	50
2.1.	Kullanılan Agregaların, Üretilen Hafif ve Geleneksel Betonların Özellikleri	50
2.1.1.	Kullanılan Agregaların Özellikleri	50
2.1.1.1.	Fiziksel Özellikler.....	50
2.1.1.2.	Mekanik Özellikler	51
2.1.1.3.	Petrografik ve Mineralojik Özellikler.....	54
2.1.1.4.	Agregaların Granülometrisi	54
2.1.2.	Kullanılan Çimentonun Özellikleri.....	54
2.1.3.	Karma Suyunun Özellikleri	56
2.1.4.	Üretilen Geleneksel ve Hafif Betonların Bileşimi.....	56
2.1.5.	Betonların Üretimi, Yerleştirilmesi, Bakımı ve Deney Sırasındaki Yaşları.....	58
2.1.6.	Üretilen Geleneksel ve Hafif Betonların Fiziksel ve Mekanik Özellikleri.....	59
2.1.6.1.	Fiziksel Özellikler.....	59
2.1.6.2.	Mekanik Özellikler	59
2.2.	Kirişler Üzerinde Gerçekleştirilen Eğilmede Donatı-Beton Aderans Deneyleri....	62

2.2.1. Deney Düzenegi.....	62
2.2.2. Donatilarin Ozelikleri	63
2.2.3. Kaliplarin Ozelikleri	66
2.2.4. Betonlarin Kaliplara Yerlestirilmesi, Bakimi ve Deney Anindaki Yaslari	67
2.2.5. Deneyin Yapilisi	68
2.2.6. Deney Serileri	69
2.2.6.1. Birinci Seri Deneyler	70
2.2.6.2. Ikinci Seri Deneyler	70
2.2.6.3. Ucuncu Seri Deneyler.....	71
3. SONUCLAR VE ONERILER.....	79
4. KAYNAKLAR	84
ÖZGEÇMİŞ	

ÖZET

Bugün için hafif betonların özellikleri dolayısıyla da donatıyla aderansları geleneksel betonlarınkiler kadar iyi bilinmemektedir. Günümüzde yürürlükte bulunan ulusal ve uluslararası betonarme yönetmelikleri genellikle karakteristik basınç dayanımları en çok 50 MPa ve birim kütleleri ise en az 2000 kg/m³ civarında olan betonlar üzerinde gerçekleştirilen deneysel ve teorik inceleme sonuçlarının birlikte değerlendirilmesiyle hazırlanmıştır. Söz konusu yönetmeliklerde verilen bağıntıların ve yapılan önerilerin hafif betonlar, özellikle taşıyıcı hafif betonlar için de geçerli olduğunu belirtmek, elde bu konuda yeterli düzeyde güvenilir bilgiler olmadığından, bugün için maalesef mümkün olmamaktadır. Oysa son yıllarda birçok mühendislik yapısında taşıyıcı hafif betonlar kullanılmış ve kullanımı günümüzde giderek yaygınlaşmaktadır.

Bu çalışmanın temel amacı, Doğu Karadeniz Bölümü doğal hafif agregalarının biriyle üretilen taşıyıcı hafif betonun Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi ile eğilmede donatıyla aderansının geleneksel beton-donatı aderansı ile karşılaştırmalı olarak incelemektir. Bu amaçla gerçekleştirilmiş çalışma, üç asıl bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde, hafif betonlar, bu betonların bazı özellikleri, tarihçesi, geleneksel betonlara göre bazı üstünlük ve sakıncaları, üretimlerinde kullanılan agrega türleri, daha önce bu konuda gerçekleştirilmiş olan çalışmalar ve donatı-beton aderansına ilişkin bazı hatırlatmalar yapılmaktadır. İkinci bölüm, yapılan çalışmalara ayrılmış olup burada, kullanılan malzemelerin, üretilen hafif ve geleneksel betonların bazı özellikleri, bu betonlarla üretilen kirişlerle gerçekleştirilen eğilmede aderans deneyleri, bu deneylerden elde edilen bulgular ve irdemeler üzerinde durulmaktadır. Çalışmanın bütününden çıkarılabilecek başlıca sonuç ve öneriler üçüncü bölümde özetlenmekte ve bu son bölümü kaynaklar dizini ile özgeçmiş izlemektedir.

Elde edilen sonuçlar, taşıyıcı hafif beton-donatı aderansının geleneksel betonunkinden önemli derecede düşük olduğunu, dolayısıyla da bu betonlarla inşa edilen yapıların tasarımı için, yürürlükte bulunan ulusal yönetmeliklerimizde (TS 500–2000, TDY–2007) aderans konusunda verilen kuralların pek geçerli olmadığına işaret etmektedir.

Anahtar Kelimeler: Beton-Donatı Aderansı, Eğilmede, Hafif Beton, Geleneksel Beton, Nervürlü Donatı, Deneysel ve Teorik, Karşılaştırma

SUMMARY

Investigation of Bond Strength of Structural Lightweight Aggregate Concrete and Ordinary Concrete Comparatively in Bending

Today, properties of lightweight aggregate concrete (LWAC) and its bond behavior aren't known as well as ordinary concrete. Current national and international codes, related to reinforced concrete, are usually prepared by evaluating the results of experimental and theoretical studies together on concrete with lower compressive strength than 50 MPa and higher unit weight than 2000 kg/m³. Unfortunately, it isn't possible to say that equations and suggestions given in these codes are valid for LWAC nowadays due to the lack of sufficient and dependable datas. However, LWAC has been used in many engineering structures and its usage has been getting prevalent increasingly, recently.

The main objective of this study is to investigate comparatively bond behavior of LWAC which is produced by using one of the lightweight aggregates of Eastern Black Sea Region and ordinary concrete in bending using bending test. The study, carried out for this purpose, has three main chapters. In the first chapter, LWAC, properties and history of this concrete, its some superiorities and disadvantages on ordinary concrete, aggregates which is used, research done about this subject before and some knowledges related to bond between steel rebars and concrete are given for reminding. The second chapter is allocated to the study fulfilled. Here, some properties of materials and the concretes, bond test in bending carried out on the beams produced with these concretes, in addition, findings and discussions are tried to give. Finally, principal results and suggestions obtained from the study are summarized in the last chapter and this is followed by the list of references and biography.

Results obtained from the study show that bond strength between LWAC and steel rebars is lower than ordinary concrete considerable. Consequently, it is indicated that rules and suggestions about bond between steel rebars and concrete in our current national codes (TS 500-2000, TDY-2007) aren't valid for structures which will be built using LWAC.

Key Words: Bond Strength, In bending, LWAC, Ordinary Concrete, Ribbed Steel Rebar, Experimental and theoretical, Comparison.

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa No

Şekil 1.1.	Farklı agregalarla üretilen hafif beton sınıfları ve yaklaşık özgül kütleleri.....	3
Şekil 1.2.	Hafif beton kullanılarak üretilen U.S.S. Selma adlı savaş gemisinden bir görünüm.....	5
Şekil 1.3.	Southwestern Bell Telephone Company Binası, Kansas City.....	6
Şekil 1.4.	Park Plaza Otel, St. Louis	7
Şekil 1.5.	Lake Point Tower	8
Şekil 1.6.	Merkezi çekme etkisindeki bir donatı çubuğunda çekme ve aderans gerilmelerinin şematik dağılımı.....	24
Şekil 1.7.	Çekip-çıkarma deneyiyle belirlenen aderans gerilmesi dağılımları	24
Şekil 1.8.	Eğilme etkisindeki betonarme bir kirişte moment diyagramı ve iç kuvvetler	26
Şekil 1.9.	Nervürlü ve düz yüzeyli donatı-beton aderansının beton basınç dayanımıyla değişimi.....	27
Şekil 1.10.	Aderansı tamamen engelleyen ileri derecede korozyonlu kiriş donatılarından bir görünüm	28
Şekil 1.11.	Çekme etkisindeki nervürlü donatılı bir betonarme bulunan bir yapı elemanında donatı ve betonda oluşan gerilmeler	29
Şekil 1.12.	Çekme etkisindeki nervürlü donatılı bir elemanda kayma kırılmasının şematik gösterilimi.....	30
Şekil 1.13.	Demet donatısı sayısına göre kenetlenme boyunun hesabında kullanılması gereken eşdeğer çap.....	32
Şekil 1.14.	Etriye bulunmayışı yanında bindirme boyunun da kısa olmasından dolayı elemanda meydana gelen yırtılma	34
Şekil 1.15.	Donatı sınıfı ve konumunun beton-donatı aderansına etkisi.....	35
Şekil 1.16.	Merkezi çekme etkisindeki nervürlü donatılı bir gergide meydana gelen çatlaklar ve gerilme dağılımları.....	36
Şekil 1.17.	Nervürlü donatılı betonarme kirişlerde beton örtü kalınlığına ve donatının konumuna göre çatlakların farklı yüzlerde meydana gelmesine ilişkin koşullar	38
Şekil 1.18.	Merkezi çekip-çıkarma deneyi şeması	39
Şekil 1.19.	Geliştirilmiş bazı merkezi çekip-çıkarma deney düzenekleri	40
Şekil 1.20.	Dışmerkez çekip-çıkarma deney düzeneği.....	41
Şekil 1.21.	Donatı-beton aderansının belirlenmesi için kullanılan Texas çikmalı kiriş deney düzeneği	42
Şekil 1.22.	Donatı-beton aderansının belirlenmesi için kullanılan İngiliz Standardı deney düzeneği.....	42

Şekil 1.23.	Donatı-beton aderansının belirlenmesi için kullanılan Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deney düzeneği	43
Şekil 1.24.	Donatı-beton aderansının belirlenmesi için kullanılan Hollanda Deneyi düzeneği.....	44
Şekil 1.25.	Bindirmeli eklerde gerilme aktarımı.....	44
Şekil 1.26.	Bindirmeli eklerde oluşan çatlaklar (a) ve gerilmeler (b).....	45
Şekil 2.1.	Hafif betonların üretiminde kullanılan biyotitli dasitik tufün gerilme-şekildeğiştirme diyagramı	53
Şekil2.2.	Hafif betonların üretiminde kullanılan biyotitli dasitik tufün boyuna-enine şekildeğiştirme diyagramı	53
Şekil 2.3.	Beton üretiminde kullanılan geleneksel ve hafif agregaların granülometri eğrisi	55
Şekil 2.4.	Mekanik özelliklerin belirlenmesinde kullanılan deney numunesinden bir görünüm.....	60
Şekil 2.5.	Hafif betona ilişkin gerilme-şekil değiştirme eğrisi	61
Şekil 2.6.	Geleneksel betona ilişkin gerilme-şekildeğiştirme eğrisi	61
Şekil 2.7.	Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deney düzeneğinin görünümü	62
Şekil 2.8.	Yüke bağlı olarak donatıların betondan sıyrılmalarını kaydeden ölçüm sistemi.....	63
Şekil 2.9.	$\phi 8$ 'lik Nervürlü donatının gerilme-şekildeğiştirme eğrisi	64
Şekil 2.10.	$\phi 10$ 'lik Nervürlü donatının gerilme-şekildeğiştirme eğrisi	64
Şekil 2.11.	$\phi 12$ 'lik Nervürlü donatının gerilme-şekildeğiştirme eğrisi	65
Şekil 2.12.	$\phi 14$ 'lik Nervürlü donatının gerilme-şekildeğiştirme eğrisi	65
Şekil 2.13.	Eğilmede aderans deneyinde kullanılan kiriş kalıpları	66
Şekil 2.14.	Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deney numunesinden bir görünüm.....	67
Şekil 2.15.	Aderansı incelenen donatıların taşımalar sırasında zarar görmesini engellemek amacıyla konulan ve deneye başlamadan önce kesilen donatılardan bir görünümü.....	68
Şekil 2.16.	8 mm çapındaki donatının kullanıldığı 20 ϕ kenetlenme boylu hafif betonlar için çekme gerilmesi-sıyrıılma diyagramı	72
Şekil 2.17.	10 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 20 ϕ olan geleneksel ve hafif betonlar ile 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin çekme gerilmesi-sıyrıılma diyagramı	72
Şekil 2.18.	12 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 20 ϕ olan geleneksel ve hafif betonlar ile 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin çekme gerilmesi-sıyrıılma diyagramı.....	73

Şekil 2.19.	14 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 20 ϕ olan geleneksel ve hafif betonlar ile 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin çekme gerilmesi-sıyırılma diyagramı	73
Şekil 2.19.	8 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 20 ϕ olan hafif betonlar için kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı	74
Şekil 2.20.	10 mm çapındaki donatının kullanıldığı geleneksel ve hafif betonlar için kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı	74
Şekil 2.21.	12 mm çapındaki donatının kullanıldığı geleneksel ve hafif betonlar için kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı	75
Şekil 2.22.	14 mm çapındaki donatının kullanıldığı geleneksel ve hafif betonlar için kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı	75
Şekil 2.23.	10 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı	76
Şekil 2.24.	12 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı	76
Şekil 2.25.	14 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı	77

ÇİZELGELER DİZİNİ

Sayfa No

Çizelge 1.1.	Çeşitli standartlara göre taşıyıcı hafif betonların özgül kütleleri ve basınç dayanımları.....	2
Çizelge 1.2.	Hafif betonların kuru özgül kütlelerine göre kullanım alanları	3
Çizelge 1.3.	ACI 318’de donatının beton içindeki konumuna göre öngörülen kenetlenme boyları	33
Çizelge 2.1.	Kullanılan hafif agreganın fiziksel özellikleri	51
Çizelge 2.2.	Kullanılan kalker agregasının fiziksel özellikleri	51
Çizelge 2.3.	Kalker agregasının üretiminde kullanılan kalker kayacının bazı mekanik özellikleri	52
Çizelge 2.4.	Hafif betonların üretiminde kullanılan biyotitli dasitik tufün bazı mekanik özellikleri	52
Çizelge 2.5.	Geleneksel ve hafif agregaların petrografik ve mineralojik özellikleri	54
Çizelge 2.6.	Kullanılan çimentonun kimyasal, fiziksel ve mekanik özellikleri.....	55
Çizelge 2.7.	Kullanılan karma suyunun kimyasal özellikleri.....	56
Çizelge 2.8.	Geleneksel (GB) ve hafif betonların (HB) bileşimi	57
Çizelge 2.9.	Üretilen betonların çökme konisi deney sonuçları.....	58
Çizelge 2.10.	Betonların fiziksel özellikleri.....	59
Çizelge 2.11.	Çalışmaya konu olan betonların bazı mekanik özellikleri	60
Çizelge 2.12.	Deneylerde kullanılan nervürlü donatıların bazı mekanik özellikleri.....	66
Çizelge 2.13.	Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deney serilerinden elde edilen veriler	78

SİMGELER DİZİNİ

- A_s : Donatı alanı
- a : İki donatı arasındaki mesafe
- b : Donatının yan yüze olan mesafesi
- c : Pas payı
- c_0, c_1 : Kenetlenme boyunun tespiti için deneysel olarak belirlenmesi gereken katsayılar
- d_{max} : En büyük agrega tane boyutu
- DKY : Doymun kuru yüzeyle
- DN : Toplam doyma suyu miktarı
- DN_i : Her bir agrega sınıfının doğal nemi
- DS_i : Her bir agrega sınıfı için gerekli doyma suyu
- E_c : Betonun elastisite modülü
- F : Nervürlü donatının betona uyguladığı eğik kuvvet
- f_{ck} : Betonun karakteristik basınç dayanımı
- f_{ctk} : Betonun karakteristik çekme dayanımı
- f_{cv} : Betonun kesme dayanımı
- F_s : Eğilme etkisindeki bir kiriş donatısında oluşan çekme kuvveti
- f_{sr} : Donatının kopma dayanımı
- f_{su} : Donatıda oluşan en büyük çekme dayanımı
- F_x : Nervürlü donatının betona uyguladığı eğik kuvvetin yatay bileşeni
- F_y : Nervürlü donatının betona uyguladığı eğik kuvvetin düşey bileşeni
- f_{yd} : Donatı hesap akma dayanımı
- f_{yk} : Donatı karakteristik akma dayanımı
- g : Donatının betona göre sıyrılması
- g_{sr} : Kopma dayanımına karşılık gelen sıyrılma
- g_{su} : Donatıdaki en büyük gerilmeye karşılık gelen sıyrılma
- g_{yk} : Akma dayanımına karşılık gelen donatıdaki sıyrılma
- h : Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyinde donatıyla çelik mafsallık arasındaki mesafe

h_r	: Nervür (diş) yüksekliği
K_{tr}	: Sargı donatısıyla alakalı katsayı
l_b	: Kenetlenme boyu
l_o	: Bindirme boyu
M	: Eğilme momenti
N	: Donatıdaki merkezi çekme kuvveti
n	: Demet donatısındaki çubuk sayısı
P	: Çekip çıkarma deneyinde uygulanan çekme kuvveti
SE_i	: Her bir agrega sınıfı için kütlece su emme miktarı
s_r	: İki nervür (diş) arasındaki mesafe
t	: Eşdeğer boru cidar kalınlığı
u	: Donatı çevre uzunluğu
V	: Kesme kuvveti
V_h	: 1 m^3 betondaki hapsedilmiş hava hacmi
V_w	: 1 m^3 betondaki su hacmi
W_a	: 1 m^3 betondaki agrega kütlesi
W_c	: 1 m^3 betondaki çimento kütlesi
z	: Moment kolu
α	: Donatının konumuyla alakalı katsayı, nervürlü donatının betona uyguladığı eğik kuvvetin yatayla yaptığı açı
β	: Epoxy kaplamasıyla ilgili bir katsayı
β_i	: Agrega sınıflarının kütlece oranını
ε	: Birim şekildeğiştirme
ε_s	: Çeliğin birim şekildeğiştirmesi
γ	: Donatı çapıyla ilgili bir katsayı
γ_a	: Doygun kuru yüzeyli (DKY) agreganın birim kütlesi
γ_{ai}	: Her bir agrega sınıfının doygun kuru yüzeyli (DKY) birim kütlesi
γ_c	: Betonun özgül kütlesi, çimentonun doygun kuru yüzeyli (DKY) birim kütlesi
λ	: Isı iletkenlik katsayı
σ_c	: Betondaki gerilme

- σ_{cb} : Dişlerin hemen önünde oluşan yaslanma gerilmesi
- σ_s : Donatıdaki gerilme
- σ_{sA} : Bindirmeli eklerde A donatısındaki gerilme
- σ_{sB} : Bindirmeli eklerde B donatısındaki gerilme
- σ_{sf} : Sıyrılmanın başladığı anda donatıda oluşan çekme gerilmesi
- ΔF_s : Eğilme etkisindeki bir kiriş donatısındaki çekme kuvveti farkı
- ΔM : Eğilme momentindeki değişim
- ΔN : İki nervür arasında kalan bölgedeki dengelenmemiş çekme kuvveti
- τ_a : Donatı yüzey alanı boyunca kimyasal yapışmanın meydana getirdiği kayma gerilmesi
- τ_b : Aderans gerilmesi
- τ_{bf} : Sıyrılmanın başladığı anda donatı ile beton arasında oluşan kayma gerilmesi
- τ_{br} : Kopma dayanımına karşılık gelen beton ile donatı arasındaki kayma gerilmesi
- τ_s : İki diş arasında kalan betonu kesmeye çalışan kayma gerilmesi
- τ_{bu} : Donatı ile beton arasında oluşan en büyük kayma gerilmesi
- ϕ : Donatı çapı
- ϕ_e : Demet donatılar için eşdeğer donatı çapı
- ϕ_n : Anma (Nominal) donatı çapı
- ϕ' : Nervürler dahil donatı çapı

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Geleneksel betonların taşıyıcı özelliklerinin yüksek olmasına karşılık, birim kütlelerinin fazla oluşu, yüksek yapıların inşasında düşey taşıyıcı elemanların boyutlarını çok büyüttüğünden problem olmaktadır. Diğer taraftan bu tür yapılarda temel maliyeti artmakta, hatta pratik hayata geçirilmesi gerekli, normale göre büyük açıklıklarda, bazen bu betonla yapılan eğilme elemanları kendi öz kütlelerini taşıyamaz hale gelmektedir. Deprem yükleri de kütle ile doğru orantılı olduğundan geleneksel betonarme yapılara gelen deprem yükleri de büyük değerler almaktadır [1].

Bugün yürürlükte bulunan yönetmeliklerdeki yapı tasarımı için kullanılan bağıntılar, çoğunlukla geleneksel betonlar üzerinde gerçekleştirilen deney sonuçlarından esinlenerek elde edilmişlerdir. Bu bağıntıların, son yıllarda kullanım alanı giderek yaygınlaşan hafif betonlar için ne derece geçerli oldukları hala yeteri kadar aydınlatılamamıştır.

Bu bölümde hafif betonun tanımı, tarihçesi, özellikleri, geleneksel betonlara göre üstünlük ve sakıncaları, üretimlerinde kullanılan agrega çeşitleri ve bunların hafif beton özelliklerine etkileri, üretimi, bazı yönetmelik kayıtları, bugüne kadar hafif betonlar konusunda gerçekleştirilmiş çalışmalar ve son olarak bu çalışmanın temel amacı doğrultusunda beton-donatı aderansı konusunda teknik literatür bilgileri verilmektedir.

1.2. Hafif Betonlar Hakkında Bazı Hatırlatmalar

Hafif betonlar; çimento hamurunun genişletilmesi (havalı ve hücreli gibi) ya da sadece iri agrega kullanılarak üretilebileceği gibi beton bileşiminde, geleneksel agrega yerine hafif agregalar kullanılarak da üretilen betonlardır. Özellikle taşıyıcı hafif betonların üretiminde hafif agregaların kullanımı tercih edilmektedir. Üretimlerinde kullanılan başlıca agrega türleri; pomza, volkanik tüf, volkanik cüruf gibi doğal agregalar ya da genişletilmiş kil, şist, perlit, uçucu kül ve yüksek fırın cürufu gibi yapay hafif agregalardır. Ayrıca tahıl taneleri ve bazı meyve çekirdekleri gibi organik maddeler de bu maksatla kullanılmaktadır [2].

Hafif betonlar, genellikle kullanım amacına göre yalıtım betonu, yarı taşıyıcı hafif beton ve taşıyıcı hafif beton olarak sınıflandırılmaktadır. Taşıyıcı hafif betonların sınıflandırılmasında özgül kütleinin yanında karakteristik basınç dayanımı da göz önünde bulundurulmaktadır. Bazı yönetmeliklere göre taşıyıcı olarak kullanılabilir hafif betonların özgül kütleleri ve 28 günlük standart silindir basınç dayanımları Çizelge 1.1’de verilmektedir [2, 3].

Çizelge 1.1. Çeşitli standartlara göre taşıyıcı hafif betonların özgül kütleleri ve basınç dayanımları

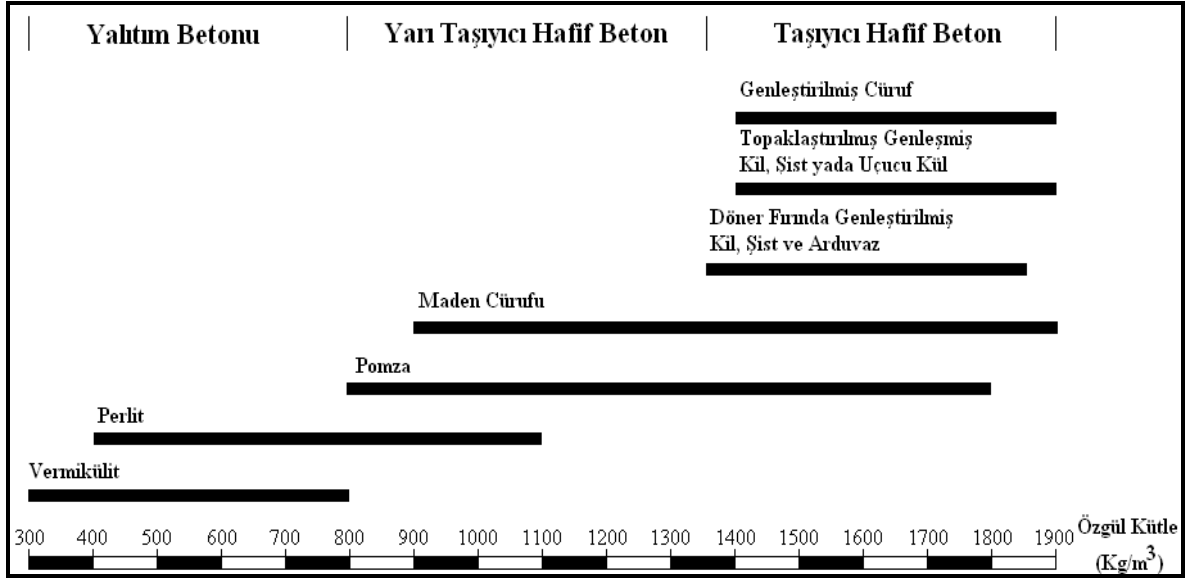
Standartlar	Özgül Kütle (kg/m ³)	Standart Silindir Basınç Dayanımı (MPa)
DIN 1045 [4]	≤ 2000	≥ 16
ASTM C 330 [5]	≤ 1840	≥ 17
CEB-FIB [6]	< 1900	≥ 16
TS 2511 [7]	< 1900	≥ 16
ACI 213R-03 [8]	< 1840	≥ 17

Bu çizelgeden de görüldüğü gibi, DIN 1045 kuru halde özgül kütlesi 2000 kg/m³ den az, 28 günlük standart silindir basınç dayanımı en az 16 MPa, ASTM C 330 ve ACI 213R-03 kuru halde özgül kütlesi 1840 kg/m³ den az, 28 günlük standart silindir basınç dayanımı en az 17 MPa, TS 2511 ve CEB-FIB ise hava kurusu özgül kütlesi 1900 kg/m³ den az, 28 günlük standart silindir basınç dayanımı en az 16 MPa olan betonları taşıyıcı hafif beton olarak tanımlamaktadır.

Yalıtım amaçlı kullanılanlardan taşıyıcı olanlara kadar bütün hafif betonların, özellikle özgül kütlelerine göre, sınıflandırılmalarında değişik kabuller vardır. Genel olarak hafif betonların özgül kütleleri 300–1900 kg/m³ arasındadır. Özgül kütlelerine göre hafif betonların kullandıkları yerler çizelge 1.2’de verilmektedir. Farklı hafif agregalarla üretilen hafif beton sınıfları ve bunların yaklaşık özgül kütleleri ise şekil 1.1’de görülmektedir [3, 9].

Çizelge 1.2. Hafif betonların kuru özgül kütlelerine göre kullanım alanları

Kullanım Alanları	Kuru Halde Özgül Kütleleri (kg/m ³)
Yalıtım Betonunu Olarak	300 kg/m ³ – 800 kg/m ³
Yarı Taşıyıcı Hafif Beton Olarak	800 kg/m ³ – 1400 kg/m ³
Taşıyıcı Hafif Beton Olarak	1400 kg/m ³ –1900 kg/m ³



Şekil 1.1. Farklı agregalarla üretilen hafif beton sınıfları ve yaklaşık özgül kütleleri [9].

Yalıtım betonlarının ısı iletkenlik katsayıları ve özgül kütleleri çok düşüktür. Özgül kütleleri genellikle 800 kg/m³'ün altındadır. Karakteristik basınç dayanımları ise 1,0 MPa ile 7,0 MPa arasındadır.

Yarı taşıyıcı hafif betonlar bazen dolgu betonu olarak da anılmaktadır. Bu betonların karakteristik basınç dayanımları 7,0MPa–17MPa arasındadır. Isı iletkenlik katsayıları yalıtım betonlarına nazaran daha yüksektir.

Taşıyıcı hafif betonların karakteristik basınç dayanımlarının en az 17 MPa, özgül kütlelerinin üst sınırı ise 1900 kg/m³ olması gerekmektedir. Bu betonların üretiminde genellikle genleştirilmiş kil, şist, arduvaz, cüruf, uçucu kül ve volkanik tüf gibi agregalar kullanılmaktadır. Hafif agregaların birçoğu basınç dayanımı 35 MPa' a ulaşan betonların üretilmesine imkân vermektedir. Ancak dayanımındaki artış betonun birim kütlelerini ve buna paralel olarak ısı iletkenlik katsayısını da artırmaktadır. Taşıyıcı hafif betonlar

köprülerde, çok katlı binalarda, iskele ve rıhtım yapılarında, öngerilmeli ve prefabrike yapılarda, park yapıları gibi geniş bir alanda kullanılmaktadır.

Taşıyıcı hafif betonlar geleneksel betonların sahip oldukları basınç dayanımlarına yakın dayanım verecek şekilde üretilebilmektedir. Aynı şekilde dayanım ve dayanıklılık özellikleri geleneksel betonlara benzer hafif betonlar üretilebilmektedir. Bunun yanında taşıyıcı hafif betonların dayanım-ağırlık oranı geleneksel betonlardan daha yüksektir.

Hafif betonlar, yapıların yangına karşı dayanımını artırmakta, düşük ısı iletkenlik katsayısına sahip olmaları nedeniyle de önemli derecede enerji tasarrufu sağlamaktadır. Yığma duvarlarda kullanılması iş gücünün verimliliğini yükseltmekte ve zamandan kazanç sağlamaktadır. Boşluklu yapısı betonun kürrü için ihtiyaç duyulan suyu muhafaza ederek, basınç ve dayanıklılık özelliklerini geliştirmektedir. Bütün bunların yanında, hafif beton kullanımı yüksek çerçeve, geniş açıklıklı çatı ve köprü gibi geleneksel betonlarla yapımı çok zor olan yapıların inşasına olanak sağlayarak mühendis ve mimarlara geniş bir uygulama alanı açmaktadır [9, 10].

Son yıllarda yapı tekniğinde meydana gelen gelişmeler betonlarda yorulmaya karşı dayanıklılığın önem kazanmasına yol açmıştır. Hafif betonların kullanımı da bu dayanıklılığı artırmaktadır. Zira geleneksel betonun ortalama birim kütlesi 2400 kg/m^3 iken, taşıyıcı hafif betonun birim kütlesi $1700\text{--}1840 \text{ kg/m}^3$ arasındadır [11].

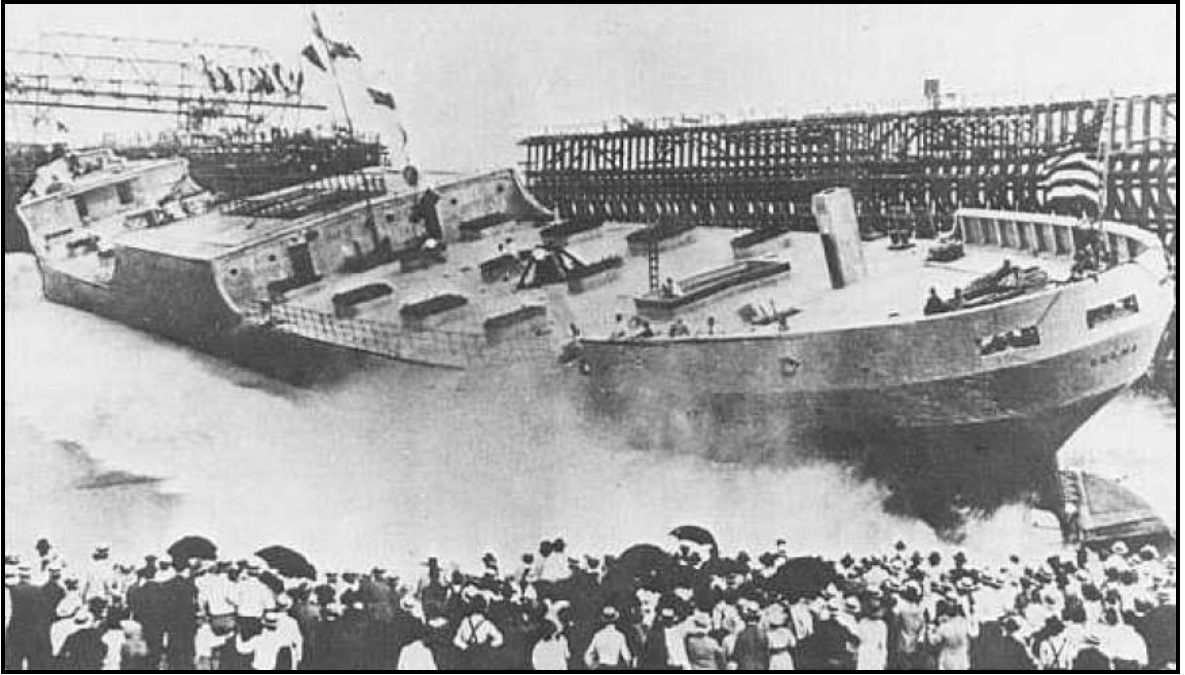
1.2.1. Hafif Betonların Tarihçesi

Bu betonlar M.Ö. Romalılar devrinde kullanılmaya başlandığınan, yeni bir yapı malzemesi olarak kabul edilmeleri doğru olmamaktadır. O tarihlerde bu betonlarla inşa edilmiş olan birçok yapı halen varlığını sürdürmektedir. Yine o tarihlerde, hafif betonlar pomza ve maden cürufu gibi volkanik kökenli doğal agregalar ve sönmüş kireç kullanılmak suretiyle üretilmişlerdir [10].

Sümerler ve Romalılar bu betonları M.Ö. 3. yüzyılda bina inşaatında kullanmışlardır. İstanbul'daki Ayasofya Camii, St. Sofia Katedrali, Roma'daki Panteon Tapınağı ve anfitiyatro olan Kolezyum hafif betonlarla inşa edilmiş ve halen varlığını sürdüren yapılara birkaç örnek teşkil etmektedir [10].

Hafif betonlar, 1. Dünya Savaşı sırasında mavn ve gemi yapımında da kullanılmıştır. Birleşmiş Milletler Donanma Şirketi ve Federal Hükümet Ordusu gemi inşaatında çelikten farklı, daha hafif bir malzemenin kullanılması fikrini ortaya atmışlar ve

İskandinav ülkelerinde küçük gemilerin inşaatında kullanılan hafif betonarme elemanlar kullanılmasına karar vermişlerdir. Gerçekleştirilen çalışmalar sonunda 1919 yılının Haziran ayında U.S.S. Selma adlı gemi üretilmiş ve kullanılmaya başlanmıştır (Şekil 1.2). Kullanımından 34 yıl sonra, 1953 yılında, hurdaya çıkan gemiden, özellikle deniz suyuna maruz kalmış olan bölgelerinden, alınan donatı ve beton örnekleri üzerinde gerçekleştirilen araştırmaların sonucunda beton ve donatının çok iyi durumda olduğu, betonda ufalanma olmadığı, donatılarda ise aderansı olumsuz etkileyecek kadar korozyon oluşmadığı rapor edilmiştir.



Şekil 1.2. Hafif beton kullanılarak üretilen U.S.S. Selma adlı savaş gemisinden bir görünüm

Hafif betondan inşa edilmiş ilk yapı Kansas City'deki "Wesport Lisesi" dir. Bu malzemenin kullanıldığı en kapsamlı proje ise 1928–1929 yılları arasında inşa edilen 14 katlı "Southwestern Bell Telephone Company" binasıdır (Şekil 1.3). Bina üzerinde yapılan incelemeler bu bina taşıyıcı sisteminin 8 ilave kat daha çıkılmasına elverişli olduğunu göstermiştir [10].



Şekil 1.3. Southwestern Bell Telephone Company binası, Kansas City

Hafif betonla inşa edilmiş ilk gökdelen (1929) St. Louis'teki 28 katlı Park Plaza Otel'dir (Şekil 1.4). Bu otel aynı zamanda yeni bir yapı malzemesi olan hafif betonun yüksek yapılarda kullanılabilirliğini, güvenilir ve ekonomik oluşunu gösteren çarpıcı bir örnektir.



Şekil 1.4. Park Plaza Otel, St. Louis

Günümüzdeki yüksek yapıların inşasında da taşıyıcı hafif beton kullanımı giderek yaygınlaşmaktadır. Chicago'daki 180 m yüksekliğindeki Marina City, 197 m yüksekliğindeki Lake Point Tower ve Sydney'deki 183 m yüksekliğindeki Park Regis bunların en görkemli olanlarıdır (Şekil 1.5) [10].



Şekil 1.5. Lake Point Tower (a), Marina City (Chicago) (b) ve Park Regis (Sydney) (c)

1.2.2. Hafif Betonların Bazı Özellikleri

Hafif beton üretiminde en sık başvurulan yöntem, bileşimde normal ağırlıklı agregaların tamamen veya kısmen hafif agregayla yer değiştirilmesidir.

Hafif betonların, kullanım yerine göre, birim kütleleri büyük değişiklik göstermektedir. Burada belirtilen özellikler taşıyıcı pano, betonarme ve sanat yapılarında kullanılan taşıyıcı hafif betonlara ilişkin özelliklerdir.

a) Taşıyıcı panolarda kullanılan hafif betonların ortalama birim kütleleri 1100 kg/m^3 mertebesindedir. Bu tür hafif betonları dayanımları 13 MPa ' ya ulaşabilmektedir. Hafif betonların taşıyıcı panolarda kullanılmasında sağlanan asıl yarar bunların ısıl iletkenliğinin düşük olmasıdır. Konut tipi betonarme yapılarda kullanılan hafif betonların birim kütleleri 1500 kg/m^3 mertebesinde olup, dayanımları ise 30 MPa ' ya kadar ulaşabilmektedir. Sanat

yapılarında ise bu kütle 1800 kg/m^3 civarında olup, dayanımı 50 MPa ' ya varabilmektedir [1].

b) Dinamik etkiler altında davranışı

- Bu betonların dalga yayılma hızı geleneksel betonunkinden %25 civarında daha düşüktür.
- Titreşimleri daha az iletirler.
- Şok etkilerini daha iyi absorbe ederler.
- Sönüm oranları daha yüksektir.

c) Sıcaklık genleşme katsayısı ortalama olarak geleneksel betonunkinden %25 daha küçüktür. Dolayısıyla da hafif beton sıcaklık değişiminden daha az etkilenmektedir. Bu da önemli derece farklı sıcaklık etkisinde kalacak olan hiperstatik yapılarda hafif beton kullanımının yararlı olacağını göstermektedir.

d) Isı iletkenliği, birim kütle ve su içeriğine bağlı olarak değişmekle beraber, geleneksel betonunkinden çok düşüktür. Hafif betonların ısı iletkenlik katsayısı $0,2-1,0 \text{ kcal/m/h/}^\circ\text{C}$ arasındayken geleneksel betonlarınkisi $1,6-1,9 \text{ kcal/m/h/}^\circ\text{C}$ arasındadır.

e) Isı iletkenlik ve genleşme katsayıları düşük olduğundan yangına karşı dayanımları geleneksel betonlara göre daha yüksektir. Örneğin 12 cm kalınlıklı bir döşeme plağının belirli bir yangına karşı dayanımı iki saat olduğu halde aynı kalınlıktaki hafif beton plağının aynı yangına karşı dayanım süresinin dört saat olduğu görülmüştür. Aynı şekilde $650 \text{ }^\circ\text{C}$ de geleneksel betonun dayanımında %45 mertebesinde bir düşüş olmasına rağmen hafif betonun aynı sıcaklıkta dayanımındaki düşüş %10 mertebesinde [1,12].

f) Fazla miktarda su emmesine rağmen donma olayına karşı dayanımı yüksektir. Bu durum suya doymun olmayan çok sayıda gözenegin buzun genleşmesine imkân vermesinden ileri gelmektedir. Bu tür betonlar, ısı iletkenlikleri düşük olduğundan, kışın beton dökümü içinde uygundur. Çünkü bu betonlar hidrasyondan doğan ısıyı geleneksel betona nazaran daha uzun süre muhafaza edebilmektedir.

g) Korozyona karşı dayanımı en az geleneksel betonunki kadardır. Özellikle deniz suyuna karşı dayanımları daha yüksektir [1, 3].

h) Başlangıç elastisite modülü geleneksel betonunkinin %50-%70' i kadardır. Bu özellik de hafif beton kullanılarak üretilmiş kirişlerin, aynı yük altında, sehimlerinin geleneksel betondan üretilmişlerinkinden çok daha büyük olmasını gerektirmektedir [1, 13].

i) Rötrelere geleneksel betonlarınkinden yaklaşık %30 daha fazladır. Özellikle öngerilme kayıplarının hesabında bu durumu dikkate almak gerekmektedir. Ancak agregaların daha fazla şekildeğiştirebilmeleri (elastisite modülleri düşük, agregaların sıkışabilirlikleri yüksek) sayesinde rötrenin etkisiyle çatlama ihtimali geleneksel betona göre daha azdır.

j) Aşınmaya karşı dayanıklılıkları geleneksel betonunkinden daha düşüktür.

k) Donatı-beton aderansı konusunda Avrupa Beton Komitesi (CEB) düşey konumdaki donatılar için geleneksel betondaki kenetlenme boyunu, yatay konumdaki donatılar için ise; dişli donatılarda kullanılan kenetlenme boyunun 1,2 katının, düz yüzeyli donatı çubuklarında ise 1,5 katının kullanılmasını önermektedir. Aderanstaki bu azalma, beton dökümünde boşluk oluşma ihtimalinin, geleneksel betona göre, daha yüksek olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir [1].

1.2.3. Hafif Betonların Geleneksel Betonlara Göre Başlıca Üstünlük ve Sakıncaları

Hafif betonların geleneksel betonlara göre üstünlükleri olduğu gibi, sakıncaları da bulunmaktadır. Bu üstünlük ve sakıncalar aşağıda özetlenmektedir.

a) Üstünlükleri

- Isı iletkenlik katsayıları daha düşüktür ($\lambda=0.30$ kcal/m/h/°C civarında). Örneğin, 2 cm kalınlığındaki perlit bir sıvanın ısı yalıtımı, yaklaşık 15 cm kalınlığındaki tuğla duvarinkine eşdeğer olmaktadır.
- Genellikle yük azaldığından boyutlar küçültülerek ekonomi de sağlanabilmektedir.
- Ağırlık azaldığında yapıya etkiyen deprem yükleri de azalmaktadır.
- Yangına dayanıklılık yönünden geleneksel betonlara göre daha güvenilirdirler.
- Toplam ağırlık azaldığında, betonun kalıba uygulayacağı basınç da düşer.
- Çekme dayanımının basınç dayanımına oranı geleneksel betonlara göre yüksek olduğundan bu betonlarda rötre çatlakları azalmaktadır.

b) Sakıncaları

- Boşluklu bir yapıya sahip oldukları için dayanımları geleneksel betonlara göre daha düşüktür. Bu bakımdan yüksek dayanım gerektiren durumlarda kullanılmaları uygun olmamaktadır.
- Aşınmaya karşı geleneksel betonlara göre daha dayanıksızdırlar.
- Üretim ve yerleştirilmelerinde bunlar daha fazla özen istemektedir.
- Genellikle neme karşı yalıtılmaları gerekmektedir.
- Hafif agregaların dayanımı sertleşmiş çimento hamurununkinden genellikle daha düşük olması, bu betonların dayanımlarının belli bir düzeyin üzerine çıkılmasına imkân vermemektedir [2, 3].

1.2.4. Hafif Betonlar Konusunda Yönetmeliklerdeki Bazı Kayıtlar

Hafif betonlar konusunda çeşitli ülke yönetmeliklerinde, üretimi, birim kütleleri, dayanımları ve üretimlerinde kullanılan agregalar konusunda bazı kayıtlar mevcuttur.

ASTM 330 [5] ve ACI 213'de [8] yalıtım için kullanılacak hafif betonların birim kütlelerinin 800 kg/m^3 den az, 28 günlük basınç dayanımlarının ise $0,7 \text{ MPa}$ – 7 MPa arasında, taşıyıcı hafif betonlarda söz konusu birim kütleinin 1850 kg/m^3 den az olması, 28 günlük basınç dayanımının ise 17 MPa 'dan fazla olması önerilmektedir. Ayrıca ASTM 330'da [5] hafif beton yapımında kullanılan agregaların maksimum gevşek birim kütlelerinin ince agregalar için 1120 kg/m^3 , iri agregalar için ise 880 kg/m^3 olması gerektiği belirtilmektedir.

TS 2511'de [7] taşıyıcı hafif betonlar, hava kurusu birim kütlesi 1900 kg/m^3 'den az ve 28 günlük standart silindir basınç dayanımı en az 16 MPa olan betonlar olarak tanımlanmaktadır.

TS 1114 EN 13055–1 [14] ise hafif beton üretiminde kullanılan agregaların gevşek birim kütlelerinin, agregaların iri ve ince oluşuna göre, 1200 kg/m^3 'ü geçmemesini önermektedir.

DIN 1045 [4] taşıyıcı hafif betonların kuru birim kütlelerinin 2000 kg/m^3 'ü, CEB-FIB [6] ise 1900 kg/m^3 'ü geçmemesi gerektiği belirtilmektedir.

1.2.5. Hafif Beton Üretiminde Kullanılan Agregalar

Hafif betonların fiziksel ve mekanik özellikleri büyük ölçüde kullanılan agreganın özelliklerine bağlıdır. Taşıyıcı hafif beton üretiminde kullanılacak hafif agregalar, TS 1114 EN 13055-1 de, tane birim kütleleri 2000 kg/m^3 'ü ya da gevşek yığın birim kütleleri 1200 kg/m^3 'ü aşmayan mineral kökenli agregalar olarak tanımlanmaktadır.

Daha önce de belirtilmeye çalışıldığı gibi, hafif beton üretiminde en çok başvurulan yöntem, hafif agrega kullanımı ile birim kütleyi istenen düzeyde tutmaktır. Hafif beton üretiminde kullanılan hafif agregalar, üretildikleri kayaç ya da diğer malzemelerin kaynağına ve kendi birim kütlelerine göre sınıflandırılırlar. Hafif agregalar kaynaklarına göre üç sınıfa ayrılmaktadır. Bunlar aşağıdaki başlıklar altında açıklanmaktadır.

1.2.5.1. Doğal Hafif Agregalar

Doğal hafif agregalar, pomza, tüfler, volkanik cüruf, diyatomit, ahşap talaşı, yongası ve lifleri gibi malzemelerdir.

1.2.5.1.1. Tüfler

Püskürme sırasında volkan bacalarından çıkan farklı boyuttaki tanelerin volkan bacasının etrafında birikip taşlaşmasıyla oluşan kayaçlara “tüf” adı verilmektedir. Tüflerin petrografik ve mineralojik bileşimleri, derindeki kaynak magmanın bileşimine yakındır.

Türkiye tüf bakımından çok zengindir. Öyle ki, Kars’ tan Edremit körfezine kadar olan 1500 km uzunluğundaki bölüm içerisinde genç volkanikler ve bunların tüfleri mevcuttur. Dekoratif amaçlı kullanılan tüflerin yüksek ısı ve ses yalıtımı özelliklerinden dolayı doğrudan duvar yapımı ve kaplamalarında da kullanılmaktadır [15]. Birim kütlelerinin düşük olması tüflerin inşaat alanında taşıyıcı ve yarı taşıyıcı hafif betonların üretiminde kullanıldıkları gibi, taşıyıcı olmayan sadece yalıtım betonlarının üretiminde de kullanılmaktadır.

1.2.5.1.2. Pomza

Pomza açık renkli, silisli ve gözenekli, perlitin doğal olarak genişmesiyle oluşan piroklastik volkanik bir kayaç türüdür. Taneleri 2 mm.'den daha büyük olanlarına “*pümis*”, daha küçük olanlarına da “*pümisit*” adı verilmektedir. Pümisin gaz boşluklarından meydana gelen gözenekli yapısından dolayı birim kütlesi 1000 kg/m^3 'ün altındadır ve gözenekler birbiriyle bağlantısız olduğundan suda uzun süre yüzebilmektedir. Bu malzemeler portland ve diğer bazı çimentoların üretiminde kullanılmaktadır.

Pomza ile üretilen hafif betonların ısıya karşı geleneksel betonlara göre 6 kat daha fazla yalıtkan olduğu, $760 \text{ }^\circ\text{C}$ ' in altındaki sıcaklıklarda hacim değişikliği göstermediği, terlemelerinin daha az olduğu, dünya pomza rezervinin yaklaşık 16 milyar ton civarında ve en büyük pomza rezervlerinin Amerika Birleşik Devletleri'nde bulunduğu savunulmaktadır [15].

1.2.5.1.3. Volkanik Cüruf

Volkanik cüruf, boşluklu düzensiz lav parçalarıdır. Bunlar yanardağlardan çıkan lavların en önce soğuyan kısmıdır [2].

1.2.5.1.4. Diyatomit

Diyatomit, hafif ve kolay ufalanabilen tebeşire benzer bir kayaçtır. Doygun kuru yüzeyli birim kütlesi $1900\text{--}2400 \text{ kg/m}^3$ arasındadır. Kurusunun birim kütlesi 400 gr/cm^3 e kadar düşmektedir. Boşluk oranı % 90 civarında olduğundan kütlesinin 3 katı kadar su emebilmektedir. Boşluk oranı büyük olan bu agrega filtreleme işlerinde de yaygın olarak kullanılmaktadır [15].

1.2.5.1.5. Talaş, Ahşap Yongası ve Lifleri

Hızır talaşları gibi ahşap parçacıkları da hafif agrega olarak kullanılabilir. Yan ürün olduklarından üretilen betonlar oldukça ekonomiktir. Diğer hafif betonlarda olduğu gibi bunlarla üretilen betonların basınç dayanımlarını da artırmak için kullanılan

talaş parçalarını geleneksel agregayla değiştirmek gerekmektedir. Bu tür betonların birim hacim kütleleri 600–1600 kg/m³ arasındadır. Ahşap yongası ve lifleriyle üretilen betonların birim kütleleri ise 400–500 kg/m³ arasında değişmektedir. Bunlar genellikle plak üretiminde kullanılmaktadır [2].

1.2.5.2. Yapay Hafif Agregalar

Genleştirilmiş kil ve şist, genleştirilmiş perlit ve vermikülit gibi malzemelerdir.

1.2.5.2.1. Genleştirilmiş Kil ve Şist

Genleştirilmiş kil ve şist, kimyasal madde kullanılarak yüksek sıcaklıklara ulaşan özel fırınlarda pişirilmek suretiyle elde edilmektedir. Bu şekilde elde edilen genleştirilmiş kil ve şist agregalarının birim kütleleri genellikle 600–800 kg/m³ civarındadır. Üretilen betonun birim kütlesi ise 1400–1800 kg/m³ arasındadır.

1.2.5.2.2. Genleştirilmiş Perlit

Perlit, asidik bileşimli, içinde %2–%5 oranında su bulunduran volkanik bir kayadır. Doğal durumdaki perlit ısıtıldığı zaman genişleyen çatırdayarak gözenekli, hafif bir malzeme olmakta ve bu malzeme “ genleştirilmiş perlit” adı ile anılmaktadır. Perlitin birim kütlesi 1200–2700 kg/m³ iken genleştirilmiş perlitin birim kütlesi 200–240 gr/cm³ civarındadır. Böylece perlit hafif, yumuşak ve gözenekli tanelerden oluşan bir malzemeye dönüşmektedir. Genleştirilmiş perlit, doğal olarak genişmiş olan pomza ile hemen hemen aynı özellikleri taşımaktadır. Burada, perlitin genişleme sıcaklığının 760–1200 °C arasında olduğu ve genişleme süresinin birkaç saniyeyi geçmediği belirtilmelidir [15].

1.2.5.2.3. Vermikülit

Yapı olarak vermikülit biyotite benzemektedir. Bu kayalar 700–1100 °C’a kadar hızlı ısıtıldığında bünye suyunun buharlaşmasıyla genişmekte ve hacmi 10–20 kat artmaktadır. Genleştirilmiş vermikülitin birim kütlelerinin 100 kg/m³ civarında olduğu

bilinmektedir. Burada, Türkiye’de sadece Malatya’nın Darende (Kuluncak) beldesinde 6 milyon ton civarında rezervinin bulunduğu ancak henüz işletilmediği belirtilmelidir.

1.2.5.3. Endüstriyel Atıklardan Üretilen Hafif Agregalar

Endüstriyel atıklardan üretilen hafif agregalar, yüksek fırın cürufu, uçucu küller gibi endüstriyel atıklardır.

1.2.5.3.1. Yüksek Fırın Cürufu

Demir elde etmek için, demir cevherinin, yüksek fırın olarak adlandırılan fırınlarda çok yüksek sıcaklıklarda eritilmesi sonucu oluşan ve birim kütleleri erimiş demirin birim kütesinden az olduğu için fırının en alt bölümünde demirin üzerinde toplanan yabancı maddeler topluluğuna “yüksek fırın cürufu” adı verilmektedir. Atık madde olarak elde edilen eriyik durumdaki yüksek fırın cürufunun sıcaklığı 1500 °C civarındadır. Ani soğutma işlemiyle irili ufaklı kum taneleri boyutunda taneli hale gelmekte ve camsı bir yapı kazanmaktadır. Yüksek fırın cüruflarının beton üzerinde işlenebilmeyi artırma, priz süresini uzatma, terlemeyi, hidrasyon ısısını ve sertleşmiş betonun su geçirimsizliğini azaltma gibi birçok olumlu etkileri bulunmaktadır. Beton üretiminde kullanılan yüksek fırın cüruflarının birim kütleleri, soğutma işlemine bağlı olarak 300–1100 kg/m³ arasında ve bunlara bağlı olarak üretilen betonun birim kütlesi 950–1750 kg/m³ arasında değişmektedir [15].

1.2.5.3.1. Uçucu Kül

Uçucu kül, termik santraller ve fabrikalarda yakıt olarak kullanılan fuel-oil ya da kömürün yanması sonucu oluşan, bacalardan çıkmadan, elektrostatik ya da elektromekanik yöntemler vasıtasıyla tutulan ve kül toplayıcı silolarda depolanan çok ince taneli küllerdir. Boyutları 1–150 µm arasında değişiklik göstermektedir. Normal olarak 2100–2700 kg/m³ birim kütesine sahiptirler. Bunlar, topaklaştırma işleminden geçirildikten sonra beton agregası olarak kullanılmaktadırlar. Bunlarla kuru birim kütlesi 1750 kg/m³ olan taşıyıcı hafif betonlar üretilmektedir [15].

1.2.6. Beton Özelliklerine Yansıyan Agreganın Nitelikleri

Geleneksel betonda olduğu gibi hafif beton üretiminde kullanılan agregaların da taze ve sertleşmiş beton üzerinde etkileri mevcuttur. Beton kalitesini etkileyen agreganın özellikleri aşağıdaki başlıklar altında açıklanmaktadır [9].

1.2.6.1. Agregaların Dayanımı

Agregaların dayanımı, agregaların kaynağına ve tipine göre değişiklik göstermektedir. Bazı agregalar sert ve sağlamken bazıları zayıf ve kırılımandır. Bu da betonun basınç dayanımını oldukça etkilemekte ve agreganın dayanımıyla beton dayanımı arasında güvenilebilir bir ilişki kurmayı güçleştirmektedir. Düşük dayanıma sahip agregalarla taşıyıcı hafif beton üretmek bu bakımdan oldukça güçtür. Çünkü zayıf olan agregalar betonun kırılma şeklini belirlemede, beton dayanımını agregaların kırılmasıyla kaybetmektedir [9].

1.2.6.2. Tane Dağılımı ve En Büyük Tane Boyutu

En büyük agreganın boyutu işlenebilirliği, çimento içeriğini, iri ve ince agreganın oranını, hava miktarını, basınç dayanımının üst sınırını ve rötre miktarı gibi betonun birçok özelliğini etkilediği bilinmektedir [9].

1.2.6.3. Agregaların Petrografik ve Mineralojik Yapısı

Agregaların petrografik ve mineralojik yapısı, betonun fiziksel ve mekanik özelliklerinden çimento hamuru ile olan aderansı ile doğrudan ilgilidir. Diğer bir deyişle, agreganın petrografik yapısı dikkate alınmadan, bilinen kurallara uygun üretilen betonun dayanımında, akışkanlığında ve diğer özelliklerinde sapmalar meydana gelmesi mümkündür. Bu sebeple beton üretiminde agreganın petrografik yapısı göz ardı edilmemelidir [16].

1.2.6.4. Agregaların Birim Kütlesi

Daha önce de belirtilmeye çalışıldığı gibi, hafif agregalar gözenekli bir yapıya sahip olduklarından dolayı birim kütleleri geleneksel agregalardan daha düşüktür. Belli granülometriye ve şekle sahip bazı hafif agregaların birim kütleleri ile yığın birim kütleleri birbiriyle orantılıdır [9].

1.2.6.5. Agregaların Tane Şekli ve Yüzey Dokusu

Doğal hafif agregalar ya da doğal malzemelerden üretilen yapay hafif agregaların tane şekli ve yüzey dokusu oldukça farklıdır. Agregalar kübik, düzenli, düzensiz, köşeli yada yuvarlak şekle sahip olabilmektedir. Yüzey dokuları ise küçük gözenekli, düzgün veya büyük gözenekli, düzensiz olabilmektedir. İnce ve iri tanelerin yüzey şekli ve dokusu betonun işlenebilirliğini, çimento ve su miktarını dolayısıyla da dayanımını etkilemektedir [9, 16].

1.2.6.6. Agregaların Nem Miktarları ve Su Emme Kapasiteleri

Hafif agregalar boşluklu bir yapıya sahip oldukları için geleneksel agregalardan daha fazla su emmektedirler. Boşluk yapısına göre 24 saatte kuru agrega kütlelerinin %5-%20'si kadar su emebilmektedir [9].

1.2.7. Hafif Betonların Üretimi

Daha önce de belirtildiği gibi hafif betonlar, bileşiminde hafif agrega kullanmak, ince agrega kullanmadan sadece iri agrega kullanmak ya da kimyasal katkıları yardımıyla çimento hamurunda gözenekler oluşturmak suretiyle üretilmektedir. Bu çalışmada, hafif agrega ile üretilen betonlar kullanıldığından diğer hafif betonlar konusunda ayrıntıya girilmemektedir.

Hafif agregalarla üretilen hafif betonlarda segregasyon ihtimali geleneksel betonlarınkinden yüksektir. Bu nedenle üretimlerinde gereken tedbirlerin alınması kaçınılmaz olmaktadır. Burada ayrıca hafif agregaların boşluklu ve pürüzlü yapısı

nedeniyle çimento hamuruyla olan aderanslarının geleneksel agregalarınkinden daha büyük olduğu, dolayısıyla da bunlarla sertleşmiş çimento hamuru arasındaki aderans sökülmesine pek rastlanmadığı belirtilmelidir.

1.2.8. Hafif Betonlar Konusunda Gerçekleştirilmiş Bazı Çalışmalar

Hüsem, Doğu Karadeniz Bölümü doğal hafif agregalarının biriyle ürettiği hafif beton üzerinde gerçekleştirmiş olduğu çalışmalar sonunda, bu betonun yekpare ve prefabrike beton yapılarda kullanılabileceğini ve bu kullanımın birçok yönden geleneksel beton kullanımına göre daha uygun olacağını savunmuştur [1].

Killerin sert bir şekil alması için 17. yüzyılda döner bir fırın geliştirmiş ve bu fırında nemlendirilmiş killerin pişirilmesiyle elde edilen agregaların kullanılmasıyla düşük birim kütleli beton üretilmiştir [8].

Birinci Dünya Savaşı sırasında mavnalı ve gemi yapımında hafif betonun kullanılması bu betonun ilk uygulamalarından biri olarak bilinmektedir [1].

Pomza agregası kullanılarak elde edilen hafif betonla ilgili ilk çalışmayı 1949 yılında Niederhoff gerçekleştirmiş ve bu betonların özellikleri ile yapısal davranışlarını incelemiştir [17].

Shideler 1957 yılında, pomza dışında sekiz farklı hafif agrega kullanarak hafif beton üretmiştir. Araştırmacı bu betonların karışım oranları, basınç ve eğilme dayanımları, poisson oranları ve elastisite modülleri gibi özelliklerini incelemiştir. Sonuç olarak, çalışmalarına konu olan agregaların her biriyle taşıyıcı hafif beton yapımının mümkün olduğunu belirtmiştir [13].

Scholer, farklı agregalarla ürettiği betonlarda agrega-çimento hamuru arasındaki aderansı ve bu betonların basınç dayanımlarını incelemiş ve söz konusu aderansı yüksek olan betonların basınç dayanımlarının da yüksek olduğunu savunmuştur [18].

Swamy ve Lamber, yaptıkları çalışmada, çimento hamuru-hafif agrega arasında, boşluklu yapı nedeniyle, aderansın geleneksel agregalara göre daha yüksek olduğunu gözlemişlerdir [19].

Zhang ve Gjorv, deneysel çalışmalarıyla, hafif agrega yüzeyinin çok pürüzlü olması durumunda agrega-çimento hamuru aderansının artırdığını belirlemişlerdir [20].

Newman ve Newman, hafif betonlarda bir eksenli merkezi basınç ve çekmede kırılmanın agregadan, geleneksel betonlarda ise çimento hamuru ya da harç fazından meydana geldiğini belirtmişlerdir [21].

Pauw, hafif ve geleneksel betonların elastisite modüllerini, birim kütle ve basınç dayanımına bağlı olarak ifade etmiştir [22].

Mor, yüksek dayanımlı hafif beton-donatı aderansını incelemiştir. Silis dumanı da kullanarak ürettiği hafif betonların aderans dayanımlarının geleneksel betonlarınkinin iki katı olduğunu belirtmiş ve bu sonucu betonun içyapısıyla açıklamıştır [23].

Akman ve Taşdemir, yaptıkları çalışmalarda, perlit agregasıyla taşıyıcı hafif beton üretiminin zor olduğunu, perlit agregasının iri kısmının geleneksel agregalarla değiştirilmesi durumunda dahi beton dayanımının belli bir sınırı aşamayacağını belirtmişlerdir [24].

Taşdemir, taşıyıcı hafif agregalı betonların elastik ve elastik olmayan davranışlarını incelemiştir. Bu incelemeye göre, 1 m³ beton içinde mutlak hacmi aynı kalmak koşuluyla agrega granülometrisinin hangi bölümü hafif agrega ile değiştirilirse değiştirilsin elastisite modülü ve poisson oranının değişmediğini, geleneksel betonun hafif agrega kullanılmak suretiyle hafifletilmesi halinde, poisson oranında azalmanın az buna karşılık elastisite modülündeki azalmanın fazla olduğunu belirtmiştir. Yarı hafif beton üretiminde, agregaların ince kısmının geleneksel agregalarla değiştirilmesinin şekil değiştirme ve basınç dayanımı yönünden daha uygun olacağını ifade etmiştir [25].

Chi, Huang, Yang ve Chang, gerçekleştirdikleri çalışmada agrega özelliklerinin hafif betonların dayanımı, rijitliği ve elastisite modülleri üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Üç farklı tip agrega değişik uçucu kül oranlarında beton yapımında kullanılmıştır. Deneysel verileri istatistikî olarak değerlendirmiş, sonuç olarak agrega özelliklerinin ve su/çimento oranının basınç dayanımını ve elastisite modülünü önemli ölçüde etkilediğini belirtmişlerdir [26].

Chen ve Liu, yaptıkları çalışmada karbon, çelik ve polipropilen tipi üç farklı lifin hafif betonların işlenebilirlik, mekanik ve rötre özelliklerine etkilerini incelemişlerdir. Hafif agrega olarak kuru birim kütlesi 1460 kg/m³ olan genleştirilmiş kil kullanılan çalışmanın sonunda, liflerin karışımı bir ağ gibi örerek ve birim kütlesi düşük olan agregaların segregasyonunu sınırladığını, su kasma ve çökelmeyi azalttığını, aynı zamanda karışımın homojenliğini artırdığını gözlemlemişlerdir. Bunun yanında çökme miktarını azalma meydana geldiğini belirtmişlerdir. Karbon ve çelik liflerin her ikisinin de farklı miktarda

basınç ve yarma dayanımını artırdıklarına, polipropilen tipi lifin kullanılması durumunda ise basınç dayanımında bir miktar azalma olduğuna, özellikle karbon ve çelik liflerin rötre miktarını etkili bir şekilde azalttığına dikkat çekmişlerdir [27].

Al-Khaiat ve Haque, sıcak, kuru ve tuzlu saklama koşullarının ortamlara maruz kalan yüksek başarılı (performanslı) taşıyıcı hafif betonların basınç dayanımı üzerine etkisini incelemiştir. Çalışmalarında Lytag adıyla bilinen kayaktan üretilen iri ve ince agregaları kullanılarak birim kütlesi 1800 kg/m^3 ve basınç dayanımı 50 MPa olan taşıyıcı hafif beton üretilmişlerdir. Sonuç olarak, ilk ayın sonunda, hafif betonların basınç dayanımlarının başlangıç küründen geleneksel betonlara oranla daha az etkilendiğini belirtmişler ve bu durumu hafif agregaların gözeneklerinde hapsedilen suyun betonun bakımına (kürüne) katkı yapmasıyla açıklamışlardır. Bununla birlikte, daha uzun sürelerde, saklama koşullarının hafif betonun basınç dayanımını geleneksel betonlarınkine benzer şekilde etkilediğini gözlemişlerdir [28].

Kayali, Haque ve Zhu, yaptıkları çalışmada, agrega olarak topaklaştırılmış uçucu kül kullanarak ürettikleri yüksek başarılı hafif betonların mekanik özellikleri üzerine, polipropilen ve çelik liflerin etkisini incelemiştir. Katkısız hafif betona göre beton hacminin %0,56 oranında polipropilen katkısı kullanılan betonların kesme dayanımlarında %90, kopma modülünde ise %20 artışa sebep olduğu, bunun yanında diğer mekanik özellikler üzerinde önemli bir etkisinin olmadığını belirtmişlerdir. Beton hacminin %1,7 si oranında kullanılan çelik lifli betonların ise kesme dayanımlarında %118 kayma modüllerinde de %80 artış olduğunu belirtmişlerdir. Çelik lifler ayrıca elastisite modülünü bir miktar düşürmüş ve gerilme-şekildeğiştirme eğrisinin daha yatık bir hal almasına neden olmuştur. Kullanılan liflerin sünekliği artırdığı da varılan sonuçlar arasındadır [29].

Kılıç, Atış, Yaşar ve Özcan, agrega olarak pomza kullanarak ürettikleri hafif betonlara mineral katkı maddelerinin etkisini incelemiştir. Bu amaçla ürettikleri tanıt hafif beton karışımına, çimento miktarının %20'si kadar uçucu kül, %10'u kadar silis dumanı ve son olarak %20'si kadar uçucu kül ile %10'u kadar silis dumanını birlikte kullanarak üç farklı beton üretmişlerdir. Gerçekleştirilen çalışmanın sonunda pomza kullanılarak hafif beton üretilebileceğini gözlemlemişler ve yüksek başarılı hafif beton üretebilmek için mineral katkıların kullanılmasının bir zorunluluk olduğunu vurgulamışlardır [30].

Şahin, Demirboğa, Uysal ve Gül, gerçekleştirdikleri çalışmada farklı çimento, agrega oranları ve çökme değerlerinin betonun basınç dayanımı ve özgül kütlesine etkilerini

incelemişlerdir. Yapılan çalışmada geleneksel agregası hacim olarak sırasıyla %25, %50, %75 ve %100 oranlarında pomza agregasıyla yer değiştirilmiş ve 200, 250, 300, 350, 400 ve 500 kg çimento dozajları kullanılmıştır. Yapılan deneyler sonunda, artan pomza agregası oranının beton özgül kütleini %41,5 kadar düşürdüğünü, çimento miktarındaki artışın referans alınan 200 kg dozajlı betona göre özgül kütleyi %3,2, basınç dayanımını %265 kadar yükselttiği görülmüştür. Ayrıca pomza oranındaki artışın betonun elastisite modülünü düşürdüğü buna karşılık çimento dozajındaki artışın ise elastisite modülünü yükselttiği deneylerin bulguları arasındadır [31].

Martinez, Nilson ve Slate, betonun elastisite modülü için özgül kütlesi ne olursa olsun, E_c (MPa) betonun elastisite modülünü, f_{ck} (MPa) betonun karakteristik basınç dayanımı ve γ_c betonun özgül kütleini (kg/m^3) göstermek üzere, karakteristik basınç dayanımı 21 ila 62 MPa arasında olan numunelerin deney sonuçlarına yakın değerler veren aşağıdaki (1.1) bağıntısını önermişlerdir [32].

$$E_c = (3320\sqrt{f_{ck}} + 6900)(\gamma_c / 2320)^{1.5} \quad (1.1)$$

Betonarme elemanların eğilme davranışları ve beton-donatı aderansı konularında betonarme yapı tekniğinin doğuşuyla başlayan ve bugüne kadar devam eden çok sayıda araştırma gerçekleştirilmiştir. Bugün benzer çalışmalar hafif betonlar üzerinde de gerçekleştirilmektedir. Geleneksel betonun davranışlarını belirlemede kullanılan parametreler, beton yapımında kullanılan agregası türlerine bağlı olduğundan, bunların bazı değişikliklerle hafif betonlarda da kullanılması mümkün olmaktadır [33, 34, 35].

1.2.9. Hafif Betonun Önemi ve Geleceği

Son otuz yıl içinde, hafif beton kullanımını birçok sanayi ülkesinde özellikle; Belçika, Hollanda, Almanya, İngiltere, A.B.D ve Japonya'da hız kazanmıştır. Söz konusu ve diğer sanayi ülkelerinde hafif betonla inşa edilmiş birçok yapı mevcuttur [1].

Türkiye topraklarının yaklaşık 1/5'i volkanik kayalardan oluşmaktadır. Bu kayalar dünyanın en zengin ve kaliteli doğal hafif agregası kaynaklarını teşkil etmektedir. Buna karşılık, bugün Türkiye'de hafif beton üretimi arzulan düzeyde değildir. Bunun başlıca nedeni, bu betonların özelliklerinin geleneksel betonunkiler kadar bilinmemesidir.

Hafif betonlar konusunda, bu bölümde sunulan sentez çalışmasından çıkarılabilecek başlıca sonuçlar aşağıda verilmektedir.

- Hafif betonlar sahip oldukları özelliklerden dolayı sanayi ülkelerinde hemen her çeşit inşaatta yaygın olarak kullanılmaktadır.
- Hafif beton yapıların en önemli özelliklerinden biri, ısıtılmalarında kullanılan yakıt masrafının, geleneksel betonlarınkinden çok daha az oluşudur.
- Türkiye gibi aktif deprem kuşağında bulunan ülkelerde, betonarme inşaatlarda hafif beton kullanımı deprem zararlarını azaltması mümkün gözükmektedir.
- Türkiye hafif beton yapımında kullanılan 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 yapılar çok değildir. Bunun temel nedeni, bir taraftan alışkanlıklarımız, diğer taraftan ülkemizde bu betonlar konusunda gerekli bilgi ve deneyim birikiminin yeterli düzeyde olmamasıdır.

Burada, yurtdışı ve Türkiye’de hafif betonlar konusunda gerçekleştirilen araştırmalardan elde edilen sonuçların da her zaman daima birbirini desteklemediği ve bunun araştırmalarda kullanılan yöntemlerin farklı oluşuyla açıklanabileceğini belirtmek uygun olmaktadır.

1.3. Donatı-Beton Aderansı Konusunda Hatırlatmalar

1.3.1. Tanımı ve Genel Özellikler

Beton ve donatıdan oluşan bir yapı elemanının betonarme olarak davranabilmesi için, donatıların betona kenetlenmesi gerekmektedir. Bu kenetlenmeyi sağlayan, donatı ile beton arasındaki kayma gerilmelerine *aderans* adı verilmektedir. Aderansın tam olarak sağlanabilmesi için kenetlenme boyunun yeterli olması gerekmektedir. Bunu sağlayan aderans da kenetlenme aderansı adı verilmektedir. Kenetlenmenin yeterli olabilmesi için ise donatı akma dayanımına ulaşmalı ya da akma ötesi şekildeğiştirme yapması durumunda betondan sıyrılmamalı ve betonu yarmamalıdır [35].

Betonun karakteristik basınç dayanımının (f_{ck}) yüksek, kesme dayanımının (f_{cv}) yaklaşık basınç dayanımının yarısına ($\approx 0,5 f_{ck}$) eşit, çekme dayanımının ise çok düşük ($\approx 0,1 f_{ck}$) olduğu ve betonarme hesaplarda sıfır kabul edildiği bilinmektedir. Oysa yapı

elemanlarının çoğunda, eğilme momentleri ve merkezi çekme kuvvetlerinden dolayı büyük çekme gerilmeleri oluşmaktadır. Bu nedenle bu tür yapılarda beton kullanmak için çekme gerilmelerini karşılamak üzere, bu gerilmeler doğrultusunda çekme etkisinde kalacak olan bölgelere yeterli miktarda donatı konmuş, donatıyla beton arasındaki *aderans* yararlanılarak ortak çalışma sağlanmış ve bu suretle betonarme yapı tekniği doğmuştur [36].

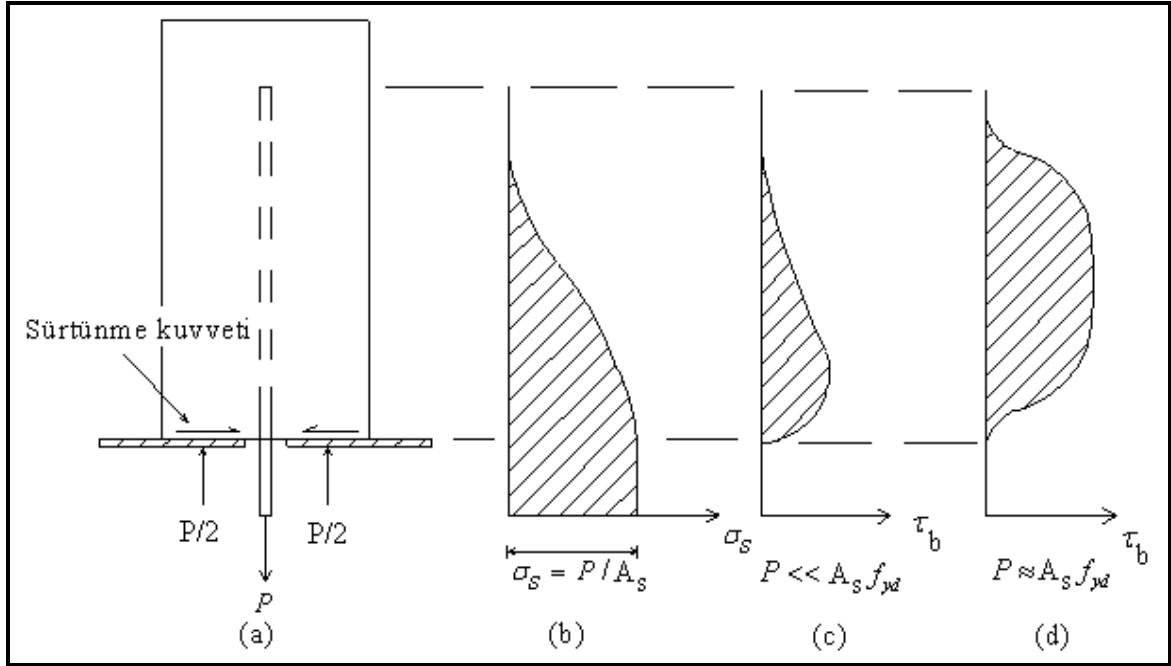
Betonarme yapı elemanlarında, varlığını borçlu olduğu aderans sayesinde, donatıdaki gerilmeler değişebilmekte ve elemana etkileyen iç kuvvetler bir kesitten diğerine aktarılabilir ki bu olay da adaptasyon olarak bilinmektedir.

Beton ve donatı arasındaki bağ olarak adlandırılan aderansın, donatıların düz yüzeyli ya da dişli olmaları durumuna göre aşağıdaki üç temel nedene dayandığı kabul edilmektedir [35, 37].

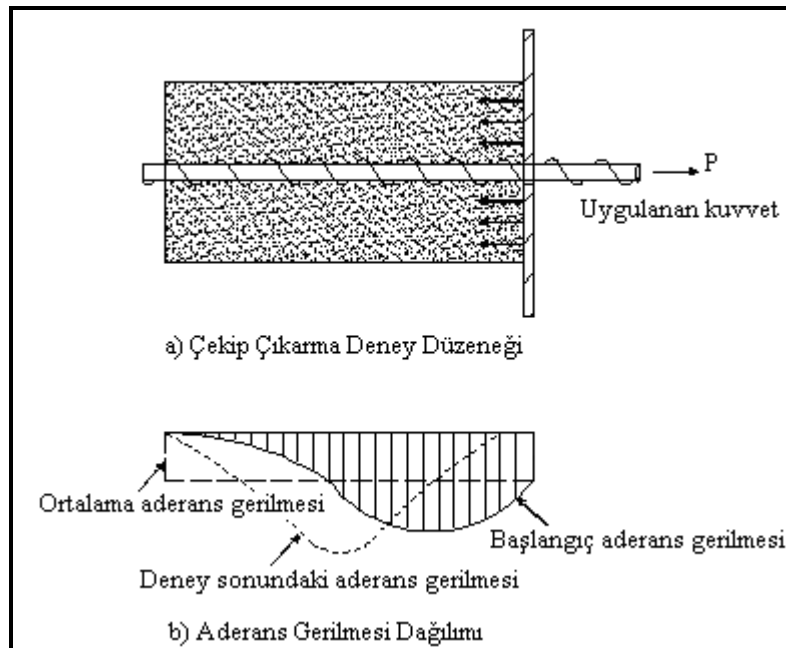
- a) Beton-donatı arasındaki ‘kimyasal yapışma’ olarak adlandırılan moleküler ve kapiler bağ kuvvetleri,
- b) Beton-donatı arasındaki sürtünme kuvvetleri,
- c) Beton-donatı arasındaki mekanik etkileşim,

Düz yüzeyli donatıların betonla bağlantısını oluşturan aderans, yukarıda sıralanan ilk iki nedene yani kimyasal yapışmaya ve sürtünme kuvvetine bağlıdır. Dişli donatılarda ise aderans, pratik olarak mekanik etkileşim sayesinde sağlanmakta, kimyasal yapışmanın etkisi ihmal edilecek kadar düşük ve donatının betona göre sıyrılmasından önce de sürtünmenin aderansa katkısı bulunmamaktadır.

Aderans gerilmesi τ_b , kenetlenme boyunca l_b düzgün yayılı olmadığı gibi gerçek dağılımda tam olarak bilinmediğinden gerekli kenetlenme boyunu kesin olarak hesaplamak mümkün olmamaktadır. Aderans gerilmelerinin belirlenmesinde kullanılan en basit deney olan çekip-çıkarma deney düzeneği şekil 1.6.a’ da, donatıya etkileyen çekme gerilmesi dağılımı şekil 1.6.b’ de, aderans gerilmelerinin dağılımı ise şekil 1.6.c ve 1.6.d’ de görülmektedir [37, 38]. Görüldüğü gibi düzgün yayılı olmayan aderans gerilmeleri çelik çubuktaki gerilme düzeyiyle değişmektedir.



Şekil 1.6. Merkezi çekme etkisindeki bir donatı çubuğunda çekme ve aderans gerilmelerinin şematik dağılımı



Şekil 1.7. Çekip-çıkarma deneyiyle belirlenen aderans gerilmesi dağılımları, [39].

Yukarıdaki şekil 1.7'de aderans gerilmelerinin çekip çıkarma deneyinin başlangıcında ve sonundaki değer dağılımları görülmektedir. Aderans gerilmelerinin kenetlenme boyunca değişmediği kabul edilirse, ikisi arasında yaklaşık bir bağıntı elde

edilebilmektedir. Gerçekten τ_b aderans gerilmesini, ϕ donatı çapını, f_{yk} donatının karakteristik akma dayanımını göstermek üzere;

$\sum(\tau_b \times \text{birim alan}) = P$ olarak yazılabilmektedir. Bu ifadede $\sum(\tau_b \times \text{birim alan}) = \tau_b \pi \phi l_b$ ve $P = \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yk}$ olarak yerine konulup l_b yalnız bırakılırsa kenetlenme boyu için;

$$l_b = \frac{f_{yk}}{4\tau_b} \phi \quad (1.2)$$

bağıntısı elde edilmektedir.

Aderansın birçok değişkene bağlı olduğu bilinmektedir. Bu değişkenlerden en önemlilerinden birisi betonun çekme dayanımıdır (f_{ctk}). c_0 ve c_1 birer katsayı olmak üzere;

$$\tau_b = c_1 f_{ctk} \text{ ve } \frac{1}{4c_1} = c_0 \text{ konursa 1.2 bağıntısı;}$$

$$l_b = c_0 \frac{f_{yk}}{f_{ctk}} \phi \quad (1.3)$$

şeklini almaktadır. Bu bağıntıdaki c_0 katsayısının deneylerle belirlenmesi gerekmektedir.

Eğilme etkisindeki bir yapı elemanında momentin bir kesitten diğerine değişmesi için, donatıdaki gerilmelerin de değişmesi gerekmektedir. Şekil 1.8'den de görüldüğü gibi donatıdaki bu değişim ancak aderans gerilmeleri ile açıklanabilmektedir [35, 38].

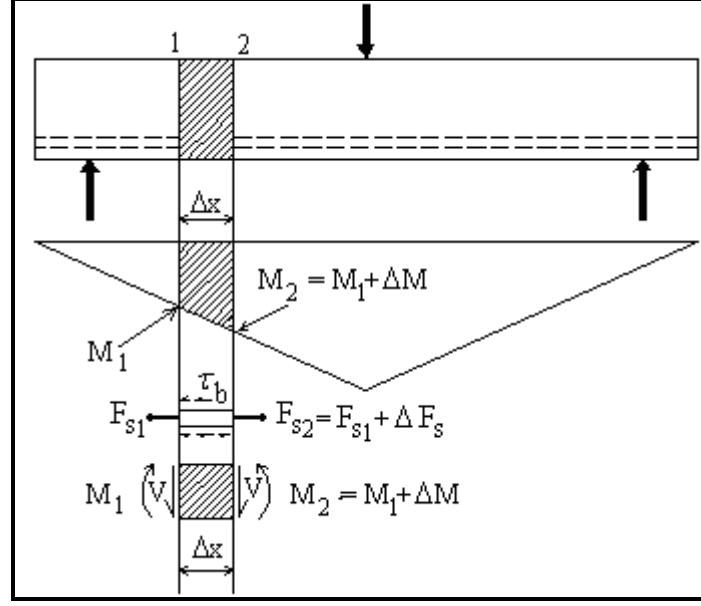
Denge gereği, Δx uzunluğundaki donatı çevresine etkiyen aderans gerilmeleri toplamının, bu donatının iki ucu arasındaki çekme kuvvetleri farkına eşit olması gerekmektedir. Buna göre donatının çevre uzunluğu (u), moment kolu (z) olmak üzere;

$$\tau_b \cdot u \cdot \Delta x = \Delta F_s = \frac{\Delta M}{z} \text{ ifadesi yazılabilmektedir. Bu ifadede } \tau_b \text{ yalnız bırakılır ve } \frac{\Delta M}{\Delta x}$$

yerine V kesme kuvveti yazılırsa eğilmede aderans gerilmesinin ifadesi;

$$\tau_b = \frac{V}{u \cdot z} \quad (1.4)$$

şeklinde almaktadır.



Şekil 1.8. Eğilme etkisindeki betonarme bir kirişte moment diyagramı ve iç kuvvetler

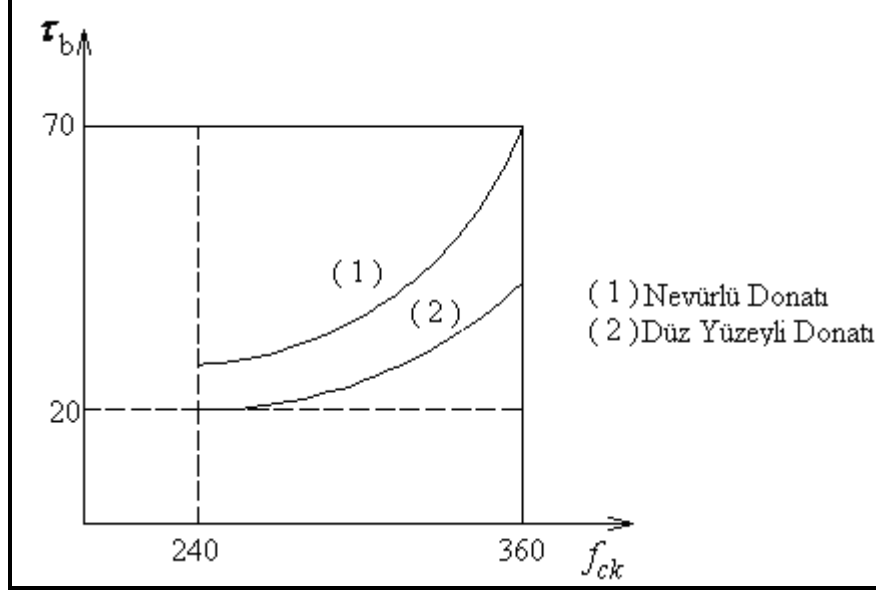
1.3.2. Aderans Dayanımını Etkileyen Başlıca Etkenler

Bugüne kadar yapılan çalışmalar, aderans gerilmelerinin birçok değişkene bağlı olduğunu göstermektedir. Bunların başlıcalarını, beton ve beton üretiminde kullanılan malzemeler, donatının mekanik özellikleri, yüzey geometrisi ve niteliği, donatı çapı, kenetlenme boyu, beton örtü kalınlığı, sargı donatısı teşkil etmektedir [35].

1.3.2.1. Betonun Özellikleri

Aderans dayanımını etkileyen en önemli etkenlerden biri betonun çekme ve basınç dayanımıdır. Daha önce verilen (1.3) bağıntısından da görüldüğü gibi çekme dayanımının artması kenetlenme için gerekli boyu azaltmaktadır. Özellikle nervürlü donatıların kullanılması halinde betonun çekme ve basınç dayanımı daha da önem kazanmaktadır. Bu tür yüzey geometrisine sahip olan donatılarda oluşan eğik dış kuvvetlerin düşey bileşeni betonda çekme gerilmelerinin oluşmasına ve bunun sonucu olarak da betonda iç çatlakların ortaya çıkmasına ve yarılmaya neden olabilmektedir. τ_b aderans gerilmesinin, betonun karakteristik basınç dayanımı f_{ck} ile değişimi şekil 1.9’ da görülmektedir [40, 41, 42]. Görüldüğü gibi aderans dayanımı basınç dayanımı arttıkça artmaktadır.

Burada, betonun basınç dayanımını etkileyen parametrelerin ve işlemlerin donatı-beton aderansını da etkilediği belirtilmelidir [40].



Şekil 1.9. Nervürlü ve düz yüzeyle donatı-beton aderansının beton basınç dayanımıyla değişimi

1.3.2.2. Donatının Yüzey Niteliği

Donatının yüzey niteliği, uygulama bakımından son derece önem taşımaktadır. Bu niteliklerden korozyonun aderans üzerinde etkili olduğu bilinmektedir. Kızıl bir görünüm sergileyen korozyonun aderans yönünden yararlı olduğu, ilerlemişinin ise zararlı olduğu hatta betonu artan hacmiyle çatlattığı bir gerçektir. Aderansı tamamen engelleyen ilerlemiş bir korozyon durumu şekil 1.10'da görülmektedir.

Benzer şekilde yüzeyleri topraklı, çamurlu, yağlı donatıların kullanılması durumunda da aderans dayanımı düşmektedir [44]. Korozyonun önlemek için; katodik korumalar, korozyon önleyiciler ve epoxy kaplı donatılar kullanılmaktadır. Bunların arasında korozyona karşı en çok kullanılanı ise epoxy reçineleridir.

Yukarıda da belirtilmeye çalışıldığı gibi son yıllarda, özellikle korozyonun çok etkili olduğu, sülfatlı suların etkisindeki yapılarda epoxy ile kaplanmış donatıların kullanımı yaygınlaşmaktadır. Bu donatıların kullanılmasının en büyük sakıncalarından birisi, epoxy malzemesinin donatı ile beton arasındaki aderans dayanımını, epoxy kaplanmamış donatıya göre %15 mertebesinde azaltmasıdır [45]. Bunun için bu tür kaplamaların yüksek

başarımli beton ve dayanımı yüksek donatılarda kullanılması daha uygun olmaktadır. El-Hawary, epoxy kaplı donatıları kullanarak hazırlamış olduğu numuneleri Arabistan Körfezi'nin sülfatlı sularına maruz bıraktıktan sonra bu numunelerin aderans davranışlarını çekip çıkarma deneyi ile incelemiştir. Çalışmalarında ilk altı ayda, aderans gerilmelerinde tolerans sınırları içinde kalan bir azalma olduğu ve bunu bir atışın takip ettiğini gözlemlemiştir. Sonuçlarında ise epoxy ile kaplanmış ve kaplanmamış donatıların aderans dayanımlarının, sülfatlı sularda birbirlerine benzer olduğunu belirtmişlerdir [46].



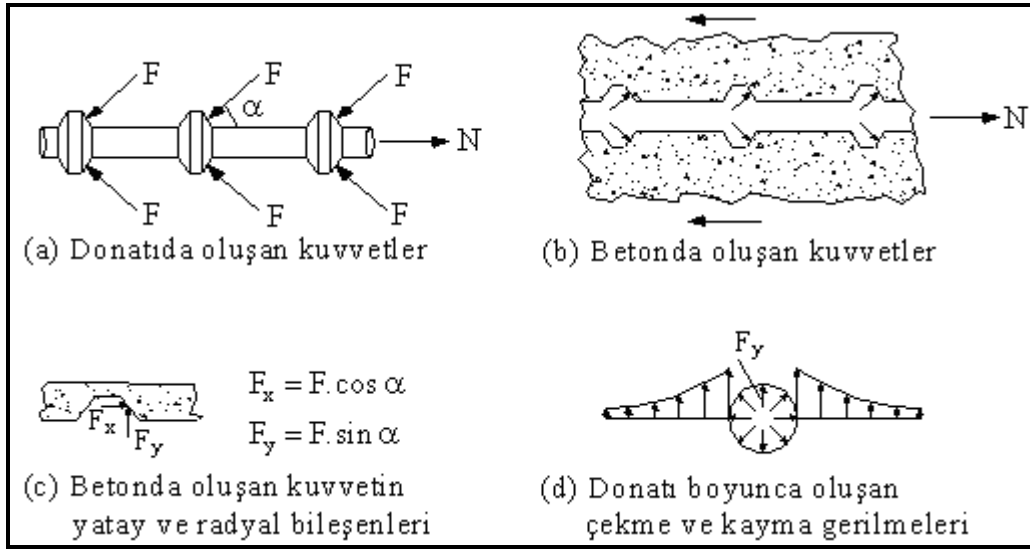
Şekil 1.10. Aderansı tamamen engelleyen ileri derecede korozyonlu kiriş donatılarından bir görünüm [43].

1.3.2.3. Donatının Yüzey Geometrisi

Düz donatılarda aderansın bir kısmının, beton ile donatı yüzeyi arasındaki kimyasal yapışma sayesinde sağlandığından daha önce de bahsedilmişti. Bu tür donatılarda sıyrılanın başlamasıyla sürtünme kuvveti de aderans dayanımına katkıda bulunmaktadır. Bununla beraber düz yüzeyli donatıların betonla aderansı dişli donatılardan daha az olduğundan kenetlenmenin sağlanabilmesi için bunların kenetlenme boyunun daha büyük seçilmesi gerekmektedir. Uçlarında kanca yapılması durumunda söz konusu boyun küçültülebileceği bilinmektedir [38, 35].

Nervürlü donatılarda ise, yapışmanın ve sürtünmenin aderansa katkısı dişlerdeki mekanik kenetlenmeye oranla ihmal edilebilecek kadar düşüktür. Bu tip donatılarda aderansın çok önemli bir bölümü, dişlerin eğimli yüzeylerinin betona yaslanmasıyla oluşan eğik kuvvetler sayesinde sağlanmaktadır. Çekme etkisindeki bir elemanda oluşan bu kuvvetler şekil 1.11.a' da, betona etkileyen ve donatıdakine eşdeğer kuvvetler ise şekil

1.11.b de gösterilmiştir. Bu kuvvetler yatay ve düşey olmak üzere iki bileşenden oluşmaktadır (Şekil 1.11.c). Yatay kuvvetler, iki diş arasındaki betonu kesmeye ya da dişlerin hemen önünde betonu ezme zorlamaktadır. Düşey kuvvetler (F_y) ise betonda çekme gerilmesi meydana getirmektedir (Şekil 1.11.d). Bu gerilmenin betonun çekme dayanımından fazla olması durumunda betonda iç çatlaklar oluşmakta, beton örtü kalınlığı ve kenetlenme boyu yeterli olmaması durumunda da donatıya paralel oluşan bu çatlaklar betonun yarılmasına neden olmaktadır.



Şekil 1.11. Çekme etkisindeki nervürlü donatılı bir betonarme bulunan bir yapı elemanında donatı ve betonda oluşan gerilmeler

Nervürlü donatılarda, ΔN iki nervür (diş) arasında kalan bölgedeki dengelenmemiş çekme kuvvetini, τ_a donatı yüzey alanı boyunca kimyasal yapışmanın meydana getirdiği kayma gerilmesini, σ_{cb} dişlerin hemen önünde oluşan yaslanma gerilmesini ve τ_s iki diş arasında kalan betonu kesmeye çalışan kayma gerilmesini gösterilmek üzere, bu kuvvet şekil 1.12 deki gösterimler de dikkate alınarak;

$$\Delta N = \pi \cdot \phi \cdot s_r \cdot \tau_a + \pi \cdot \phi_n \cdot \sigma_{cb} \approx \pi \cdot \phi' \cdot s_r \cdot \tau_s \quad (1.5)$$

ifadesiyle belirlenebilmektedir.

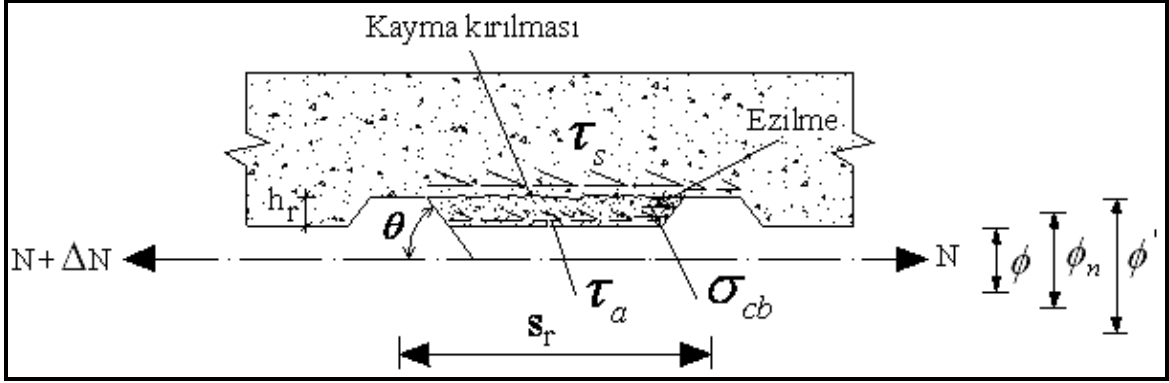
Yük artmaya başladığında kimyasal yapışmanın kaybolması ve kalan sürtünme kuvvetinin de donatının dişlerinin betona yaslanmasıyla oluşan aderansa kıyasla çok küçük olmasından dolayı τ_a ihmal edilebilmektedir. Bu durumda, h_r diş yüksekliğini ve s_r iki diş arasındaki mesafeyi göstermek üzere;

$$\frac{\tau_s}{\sigma_{cb}} = \frac{h_r}{s_r} \quad (1.6)$$

ifadesi yazılabilmektedir [35, 42]. Diş yüksekliğinin fazla ve iki diş arasındaki mesafenin az olduğu durumlarda, kırılmaya kayma gerilmeleri hâkim olmakta ve donatı betondan sıyrılmaktadır. $\frac{h_r}{s_r} \leq 0.01$ için ise kesme kırılması meydana gelmemektedir. Bu durumda,

betonun yaslanma dayanımı basınç dayanımından büyük olduğundan, kenetlenme boyu ve beton örtü kalınlığının yeterli olması durumunda donatı akmaktadır. Ancak, yaslanmanın neden olduğu yerel ezilmeler küçük sıyrılmalar doğurabilmektedir. Kenetlenme boyunun, sargı donatısının ve beton örtü kalınlığının yetersiz olması durumlarında beton yarılmaktadır. Rehm, farklı aderans problemleri üzerine birçok araştırma yapmış ve nervürlü donatıların elemanda yarıma meydana getirmeden akabilmesi için $\frac{h_r}{s_r}$ oranının

en uygun değerinin 0.065 olduğunu belirtmiştir. Bu oranın değeri $\left(\frac{h_r}{s_r}\right)$ ASTM A 305' de 0.057–0.072 arasında verilmektedir [42].



Şekil 1.12. Çekme etkisindeki nervürlü donatılı bir elemanda kayma kırılmasının şematik gösterilimi

1.3.2.4. Donatı Çapı

Donatı çapının aderans dayanımı üzerinde etkili olduğu bilinmektedir. Bunun, betonarme yapı elemanlarının kesme ve eğilme dayanımlarına etkisi üzerine birçok

araştırma gerçekleştirilmiş olmakla beraber, aderans dayanımına etkisi henüz yeteriyle aydınlatılamamıştır [47]. Çap değiştikçe, kenetlenme boyunca yüzey alanı değiştiğinden aderans gerilmeleri de değişmektedir [35]. Bu nedenle, aderans emniyeti küçük çaplı donatılarda daha yüksek olmaktadır. Bu durum, betonun büzülmesinden dolayı küçük çaplı donatıların daha büyük yanal basınçlara maruz kalmasına atfedilebilmektedir [41,48]. Fakat kullanılan donatı çapının küçük olması, dar kesitlerde sıkışıklığa neden olduğundan, küçük çaplı donatıların aderans dayanımı yönünden üstünlüğü, bu özel kesitlerde, sakıncalı duruma gelebilmektedir. Bu tür kesitlerde; kenetlenme boyu ile beton örtü kalınlığını artırmanın ve uygun şekilde sargı donatısı kullanmak suretiyle, donatı çapını büyütmenin daha doğru olacağı savunulmaktadır [47]. Ayrıca çap büyüdükçe aderans emniyeti azalacağından, kenetlenme boyunun da çapa bağlı olarak artırılması gerekmektedir [44].

1.3.2.5. Kenetlenme Boyu

Betonla donatı arasındaki kenetlenmenin yeterli olabilmesi için donatı akma dayanımına ulaştığında ya da akma ötesi şekildeğiştirme yaptığında, donatının betondan sıyrılmaması ve betonu yarmaması gerekmektedir [35]. Bunun için kenetlenme boyunun uygun olması gerekmektedir. Kenetlenme boyu (l_b), çekme ya da basınç etkisinde bulunan donatıdaki gerilmenin akma dayanımına (f_{yd}) ulaşabileceği en küçük boy olarak tanımlanmaktadır. Donatı-beton aderansı, betonarme elemanların dayanımlarını, yükleme durumuna bağlı olarak farklı şekilde etkilemektedir [44].

Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kurallarında (TS 500–2000) [49] ‘Konum–2’ olarak adlandırılan, betonlama sırasında eğimi yatayla 45° – 90° arasında olan donatılarla, daha az eğimli olup kesitin alt yarısı ya da kesitin serbest yüzünden 30 cm uzaklıkta yer alan donatıların temel kenetlenme boyları,

$$\text{Düz yüzeyli donatılar için } l_b = 0.22 \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \phi \geq 40\phi \quad (1.7)$$

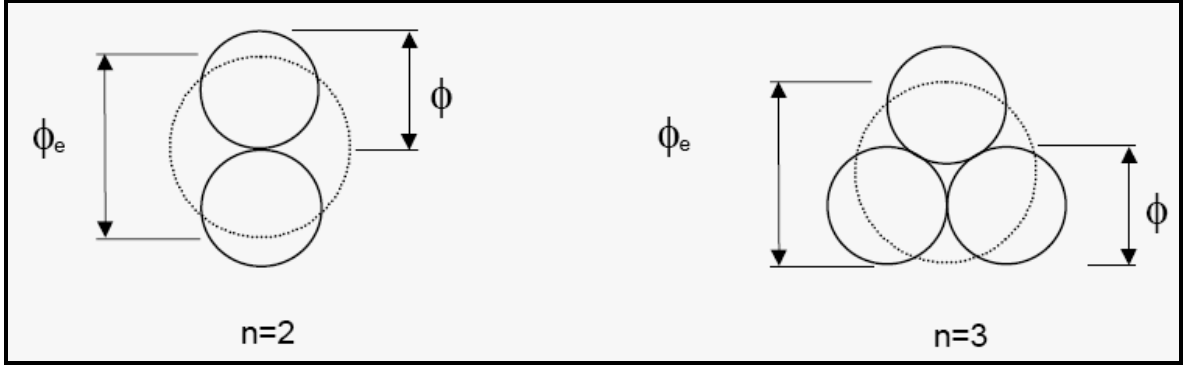
$$\text{Dişli donatılar için } l_b = 0.12 \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \phi \geq 20\phi \quad (1.8)$$

ifadelerini sağlaması gerekmektedir. Bu ifadelerdeki 0,22 ve 0,12 katsayıları deneylerle belirlenmiştir. Yukarıda anılan yönetmelik donatı çapının 32 mm–40 mm arasında olduğu durumlarda yukarıdaki bağıntılarla hesaplanan kenetlenme boyunun, $100/(132 - \phi)$

katsayısıyla büyütülmesini, demet donatısı kullanılması durumunda ise (1.7) ve (1.8) bağıntılarda donatı çapı yerine, n demette bulunan donatı çubuğu sayısını göstermek üzere (Şekil 1.13);

$$\phi_e = 1.2\phi\sqrt{n} \quad (1.9)$$

olarak belirlenen eşdeğer çapın kullanılmasını öngörmektedir.



Şekil 1.13. Demet donatısı sayısına göre kenetlenme boyunun hesabında kullanılması gereken eşdeğer çap

Yukarıda tanımlanan Konum-2'ye girmeyen tüm durumlar Konum-1 olarak adlandırılmaktadır. Bu konum için konum-2 varsayımıyla hesaplanan kenetlenme boylarının 1,4 ile çarpılması önerilmektedir.

Amerikan Yönetmeliklerinde [50], l_b kenetlenme boyunun; f_{yd} donatının akma dayanımını, f_{ctd} betonun çekme dayanımını, ϕ donatı çapını, α donatının konumuyla ilgili bir katsayıyı, β epoxy kaplamasıyla ilgili bir katsayıyı, γ donatı çapı ilgili bir katsayıyı, λ hafif beton kullanılmasına ilgili bir kullanılan katsayıyı, c en düşük pas payı ya da donatıların ağırlık merkezleri arasındaki mesafenin 1,5 katından küçük olanını, K_{tr} sargı donatısına ilgili bir katsayıyı göstermek üzere;

$$l_b = \frac{3}{40} \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{ctd}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{c + K_{tr}} \phi, \quad (1.10)$$

bağıntısıyla hesaplanmasını önermekte, $(c + K_{tr})/\phi \leq 2,5$ ve $l_b \geq 300$ mm. ifadelerinin de sağlanması istenmektedir. Anılan yönetmelikte kenetlenme boyunun hesabını kolaylaştırmak için çizelge 1.3'deki bağıntıların kullanılmasına da izin verilmektedir [50].

Çizelge 1.3. ACI 318’de donatının beton içindeki konumuna göre öngörülen kenetlenme boyları

Donatının Beton İçindeki Durumu	$\phi \leq 20$ ve Nervürlü Donatı	$\phi \geq 25$
Donatılar arası mesafenin donatı çapından ve etriyelerin yönetmelikte verilen en küçük değerinden düşük olmaması veya beton örtü kalınlığının donatı çapından küçük olmadığı durumlar	$l_b = \frac{12f_{yd}\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_{ctd}}}\phi$	$l_b = \frac{12f_{yd}\alpha\beta\lambda}{20\sqrt{f_{ctd}}}\phi$
Diğer durumlar	$l_b = \frac{18f_{yd}\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_{ctd}}}\phi$	$l_b = \frac{18f_{yd}\alpha\beta\lambda}{20\sqrt{f_{ctd}}}\phi$

Bu çizelgelerde bulunan bağıntılardaki α katsayısının donatının düşey olarak yerleştirilmesi durumunda 1,3 diğer durumlar için ise 1,0 olarak alınması, β 1,0 ile 1,5 arasında değer alması, hafif beton için λ katsayısının 1,3 olarak, geleneksel betonlar için 1,0 olarak alınması önerilmektedir [38, 50].

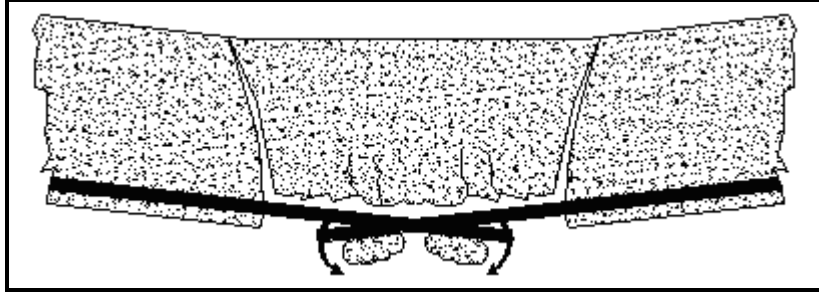
1.3.2.6. Beton Örtü Kalınlığı

Pas payı (Beton örtü kalınlığı), özellikle betonda yarılmının meydana gelmemesi için, nervürlü donatı kullanılması durumunda büyük önem kazanmaktadır. Pas payı arttıkça da aderans dayanımı dolayısıyla da yarıлма dayanımı artmaktadır [35, 44]. Diğer taraftan pas payının bilinmesi, çatlamanın kesitin hangi yüzünde meydana geleceğini tahmin etmek için gerekli olmaktadır. Bu konuya madde 1.3.3. de tekrar dönülmektedir.

Burada Ichinose, Kanayama, Inoue ve Bolander, pas payının $1,2\phi$ olması durumunda aderans gerilmelerinin $\phi^{-0,54}$ ile, bu kalınlığın $2,4\phi$ olması durumunda ise $\phi^{-0,35}$ ile orantılı olarak değiştiğini savunduklarını belirtmişlerdir [47].

1.3.2.7. Sargı Donatısı

Fret ya da kapalı etriye gibi sargı donatılarının yerel basınç oluşturarak aderans dayanımına katkıda bulunduğu deneysel çalışmalarla kanıtlanmıştır. Özellikle dişli donatı kullanılması durumunda, meydana gelebilecek yarılmalar sargı donatısı kullanılarak engellenebilmektedir. Bindirmeli eklerin bindirme boyunca kapalı etriyelerle sarılması, kesitin yarılmaya karşı dayanımını artırdığı gibi çapı büyük olan donatıların rijit dönme sonucu betonun yırtılmasını da önlenmektedir. Bindirmeli ek bölgesinde, bindirme boyunun yetersiz olması ve bu bölgenin etriyelerle sarılmamış olmasından dolayı meydana gelen yırtılmaya bir örnek şekil 1.14’de verilmektedir [35]. Diğer taraftan sargı donatısı kullanımı, nervürlü donatılardaki eğik kuvvetlerden doğan asal çekme gerilmelerini karşıladığı gibi elemanın sünekliğini de artırmaktadır [36].



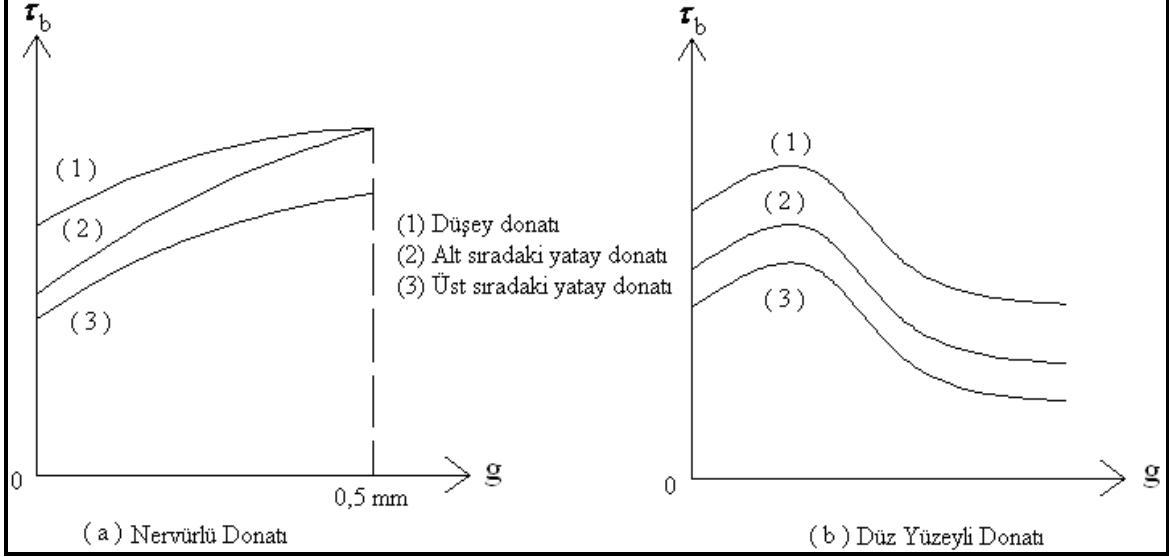
Şekil 1.14. Etriye bulunmayışı yanında bindirme boyunun da kısa olmasından dolayı elemanda meydana yırtılma

1.3.2.8. Donatıların Konumu

Daha önce de belirtilmeye çalışıldığı gibi donatıların betonunu kalıba yerleştirilmesi sırasındaki konumu, yatay, düşey ya da kesitle yaptığı açı, kalıbın alt ya da üst yüzüne olan mesafesi, betonla donatı arasındaki aderansı önemli ölçüde etkilemektedir. Betonlama sırasında üst yüze yakın donatıların altında biriken hava kabarcıkları bu donatıların aderansını zayıflatmaktadır. Kalıbın alt kısmında ise beton daha iyi sıkıştığı için aderans daha yüksek değerler almaktadır.

A. P. Clark, yapmış olduğu deneysel çalışmalara dayanarak, üst sıradaki yatay donatıların aderans dayanımının alt sıradakilerin 2/3 ü olduğunu göstermiştir. G. B. Welch ve B. J. F. Patten, aderansın donatının türü ve konumuna göre değişiminin şekil 1.15.a. ve

b.'deki gibi olduğunu ve negatif moment bölgelerinde aderansın azaldığını ileri sürmüşlerdir [40].



Şekil 1.15. Donatı sınıfı ve konumunun beton-donatı aderansına etkisi

Yukarıdaki sonuçlar dikkate alınarak, beton döküş yönüne göre elemanın üst ve alt yüzüne yakın konumdaki donatıların aderansları arasındaki fark aşağıdaki nedenlere atfedilebilmektedir:

- Betonun dökümü ve katılaşması arasında geçen sürede çökme yaparak üst donatıların alt yüzleriyle bağının zayıflaması,
- Beton katılaşmasından önce alt sıradaki donatılara üst sıradakilerden çok daha fazla basınç uygulanması,
- Karma suyunun hidratasyona girmeyen kısmının dolayısıyla da bunun buharlaşmasıyla oluşan boşlukların üst yüzeye yakın olmalarından dolayı buradaki beton kalitesinin daha düşük olmasıdır.

1.3.2.9. Diğer Etmenler

Yükleme hızı da aderans dayanımını dolayısıyla da donatının betondan sıyrılmaya miktarını etkileyen etkenlerden biridir. Voellmy ve Bernardi düz yüzeyle kancasız

donatıların kısa süreli yük altında meydana gelen 0,01 mm değerindeki bir sıyrılmının aynı yükün 4 ay devamlı etkimesiyle elde edilecek bir değer olabileceğini ileri sürmektedir [40].

Aynı kaynaktan çevrimsel yükler altında betonda meydana gelen yorulmadan dolayı donatı-beton aderansının statik yüklemeye göre %40 civarında azaldığı belirtilmiştir [40].

Yüklemenin şekli de (merkezi normal kuvvet, eğilme, kesme gibi) donatı-beton aderansını etkilemektedir. Merkezi yük uygulanan çekip-çıkarma deneyinden elde edilen aderansa ilişkin sonuçlar ile eğilme etkisindeki bir kirişin deneyinden elde edilenler birbirinden farklıdır. Bunun nedeni, çekip çıkarma deneyinde, eğilme deneylerinde genellikle mevcut olan, donatıya dik kesme kuvvetlerinin bulunmaması, mesnedin betona uyguladığı yerel basınç gerilmelerinin büyük oluşu, beton örtü kalınlığının fazlalığı, gerilme dağılımının pratik olarak uniform olması ve betonda çekme çatlaklarının oluşmamasıdır.

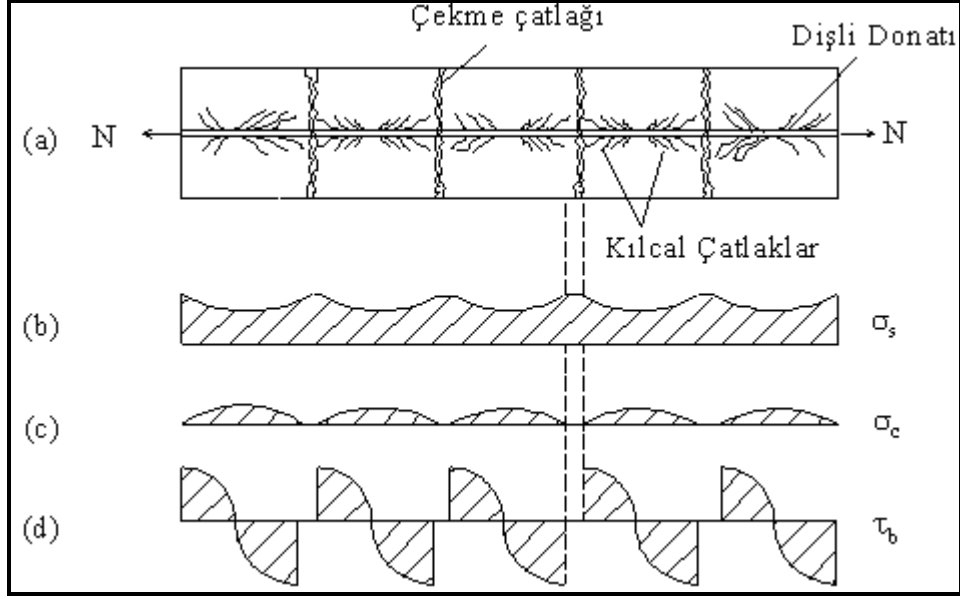
Deneye tabi tutulan numunelerin boyutları da aderansı etkilemektedir. Zira donatıyı çevreleyen beton kalınlığı birbirinden farklı olduğundan, aynı çaptaki bir donatının farklı boyutlardaki numuneler içerisindeki aderanslarının davranışları birbirinden farklı olması doğaldır.

Demirden farklı metal kalıpların kullanılması durumunda, donatıyla kalıp arasındaki potansiyel farkından dolayı bir pil oluşmakta ve bundan dolayı oluşan gaz kabarcıkları aderansı azaltmaktadır. Bu durum betonarmede kullanılan kalıpların ahşap ya da demir olmasının önemini göstermektedir [40].

1.3.3. Aderans Kırılmasının Mekanik ve Çatlama

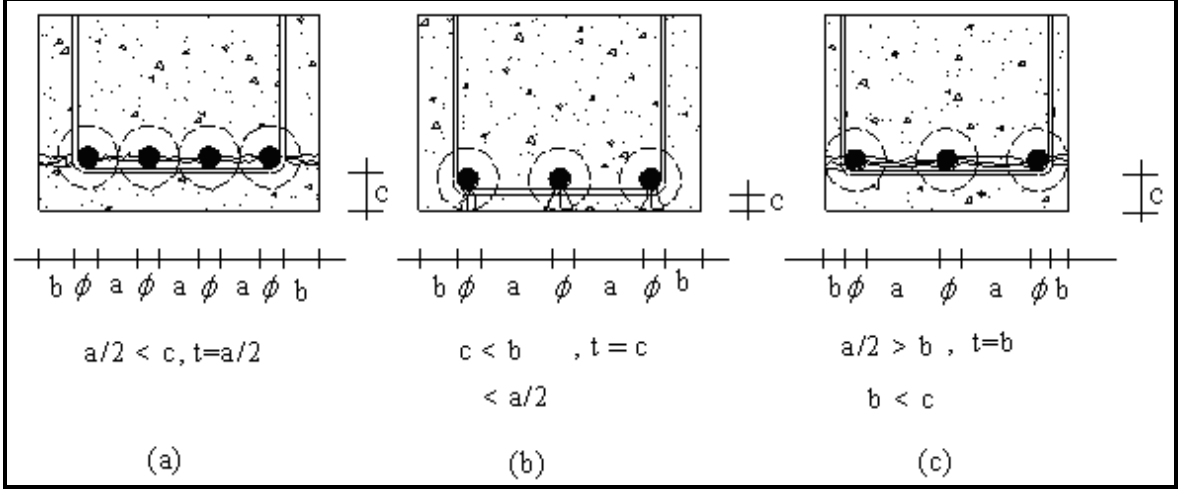
Merkezi çekme etkisindeki bir gergide yüke dik doğrultuda çatlakların oluştuğu bilinmektedir (Şekil 1.16.a). Çatlakların bulunduğu kesitlerdeki gerilme değeri $\sigma_s = N/A_s$ dir ve bu gerilme betona aderans sayesinde aktarılmaktadır. Böyle bir yükleme durumunda donatıda ve betonda meydana gelen gerilme değerindeki değişimler sırasıyla şekil 1.16.b ve c'de, aderans gerilmelerinin kesit boyunca dağılımı ise şekil 1.16.d' de verilmiştir [38].

Bütün çatlaklarda gerilme değerleri eşit olduğunda donatıda herhangi bir çekme kuvveti farkı oluşmamaktadır $\Delta N = 0$. Durum böyle olunca denge gereği iki çatlak arasındaki aderans gerilmelerinin toplamının sıfır olması gerekmektedir [38].



Şekil 1.16. Merkezi çekme etkisindeki nervürlü donatılı bir gergide meydana gelen çatlaklar ve gerilme dağılımları

Daha önce de belirtilmeye çalışıldığı gibi nervürlü donatılar eleman eksenine paralel ve dik kuvvetler oluşturmaktadır. Bu kuvvetlerden eleman eksenine dik olanı basınçlı su etkisindeki bir boruda olduğu gibi, betonda çekme gerilmeleri oluşturmakta ve bunlar betonda yarılmalara neden olmaktadır (bkz. Şekil 1.11.c ve Şekil 1.11.d). Betonun yarılmasına neden olan bu çatlakların ilk olarak yan yüzlerde mi yoksa alt yüzde mi görüleceği donatının kesit içerisindeki konumuna bağlıdır. Beton örtü kalınlığının iki donatı arasındaki mesafenin (a) yarısından büyük olması durumunda eşdeğer boru cidar kalınlığı t , $a/2$ olmakta ve bu durumda çatlaklar yan yüzlerde oluşmaktadır (Şekil 1.17.a). Bu şekilde oluşan yarılmaya *yatay yarıлма* adı verilmektedir. Deneyler bir kesitte *düşey yarıلمانın* meydana gelebilmesi için beton örtü kalınlığının, donatının yan yüzlere olan uzaklığından ve iki donatı arasındaki mesafenin yarısından küçük olması gerektiğini göstermektedir. Bu durumda eşdeğer boru cidar kalınlığı pas payına (c) eşit olmaktadır. Şekil 1.17.b'de yetersiz pas payından dolayı kesitin alt yüzünde meydana gelen çatlaklar görülmektedir. Donatının yan yüzlere olan uzaklığının, iki donatı arasındaki mesafeden ve beton örtü kalınlığından daha az olması durumunda da yine yatay yarılmalar oluşmaktadır (Şekil 1.17.c). Burada eşdeğer boru cidar kalınlığı donatının yan yüze mesafesi olan b' ye eşit olmaktadır.



Şekil 1.17. Nervürlü donatılı betonarme kirişlerde beton örtü kalınlığına ve donatının konumuna göre çatlakların farklı yüzlerde meydana gelmesine ilişkin koşullar

1.3.4. Aderans Deneyleri

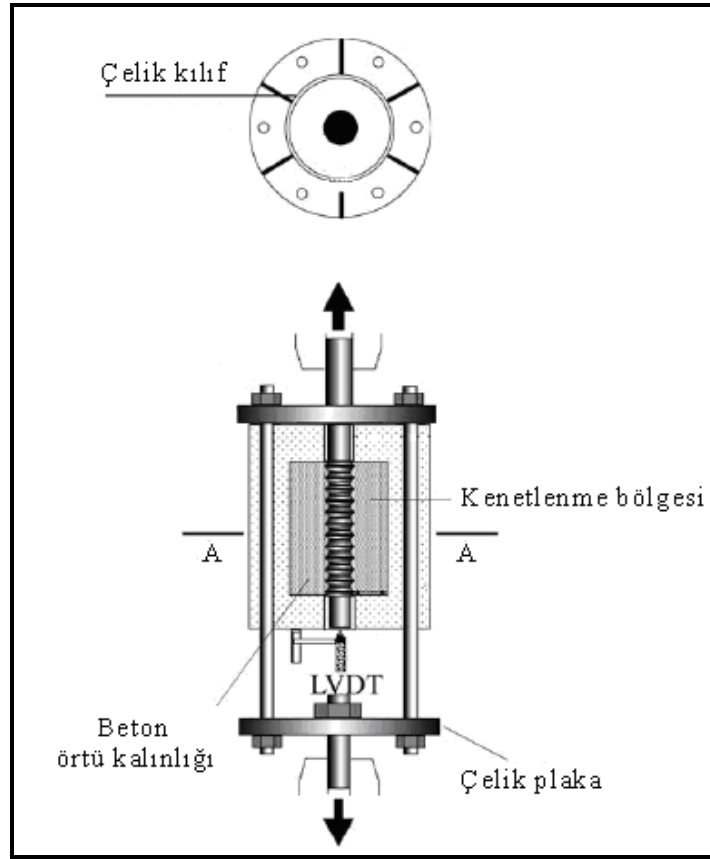
Daha önce de belirtildiği gibi betonarmenin varlığı bile betonla donatı arasında mevcut, önemi ilk araştırmacıların gözünden bile kaçmamış olan, aderans olayına bağlıdır [48]. 20. Yüzyılın başından bugüne kadar, aderans dağılımını, kenetlenme boyunu ve bunları etkileyen parametreleri belirlemek amacıyla çok sayıda deneysel çalışma yapılmıştır. Ancak bu deney türlerinin hemen hiçbiri donatı-beton aderansını tam anlamıyla yansıtmamaktadır. Bunun başlıca nedenlerinden bazıları aşağıda verilmektedir [35]:

- Aderans-kesme kuvveti ilişkisinin tam olarak aydınlatılamamış olması,
- Deney numunelerinin boyutlarının, ekonomik ve pratik nedenlerle gerçeği tam yansıtmaması,
- Bazı deney türlerinde uygulamadakinden farklı olarak ihmal edilemeyecek büyüklükte yerel gerilmelerin meydana gelmesi,
- Donatı çubukları arasındaki uzaklık ve beton örtü kalınlığının uygulamadakinden çok farklı oluşu.

Donatı-beton aderansının ve kenetlenme boyunun belirlenmesinde, en basiti olduğundan, *merkezi çekip çıkarma* (pull-out test) deneyi en yaygın olarak kullanılmaktadır. Elemanların eğilmede donatı-beton aderansını ölçmek için de kiriş deneyleri geliştirilmiştir. Aşağıdaki başlıklarda bazı deney türleri üzerinde durulmaktadır [35, 41].

1.3.4.1. Çekip-Çıkarma Deneyleri

Çekip çıkarma deneyi, aderans deneyleri arasında en basiti dolayısıyla da en yaygın olarak kullanılanıdır. Bu deneyde, silindir ya da prizmatik beton numuneler içerisine yerleştirilen donatıya merkezi yük uygulanarak betona göre sıyrılması ölçülmektedir (Şekil 1.18). Sıyrılmanın 0,25 mm olduğu yüke karşılık gelen aderans gerilmesi, emniyetli aderans gerilmesi olarak adlandırılmaktadır [35, 47].

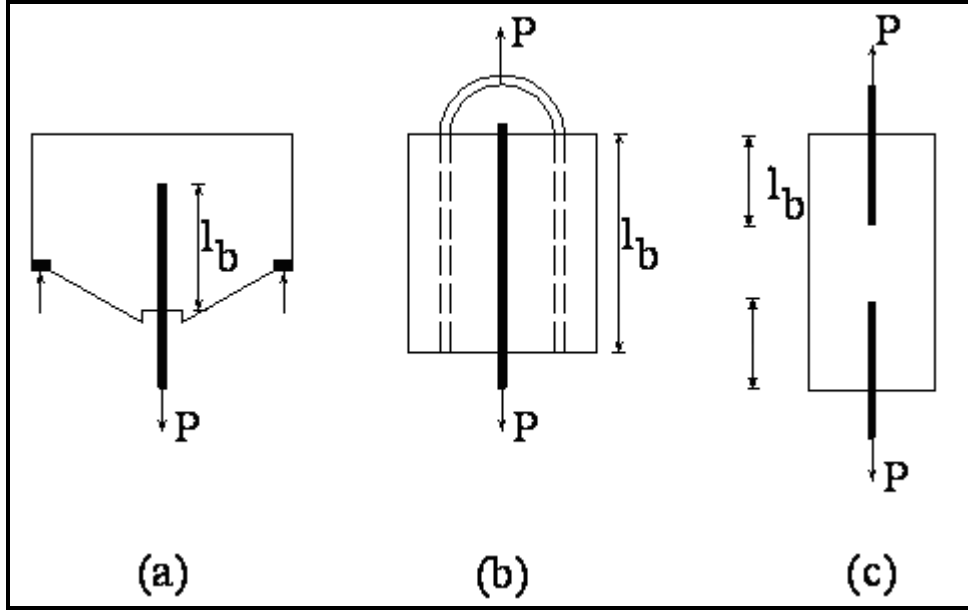


Şekil 1.18. Merkezi çekip-çıkarma deneyi şeması

Merkezi çekip-çıkarma deneyi basit bir deney olmasına rağmen, deney elemanında donatıya dik kesme kuvvetlerinin bulunmayışı, mesnedin betona uyguladığı yerel basınç gerilmelerinin fazla olması, beton örtü kalınlığının çok büyük oluşu ve betonda çekme çatlaklarının oluşmaması gerçek davranışı tam olarak yansıtmamaktadır. Bu nedenle merkezi çekip-çıkarma deneyi kenetlenme boyunun belirlenmesi amacına yönelik

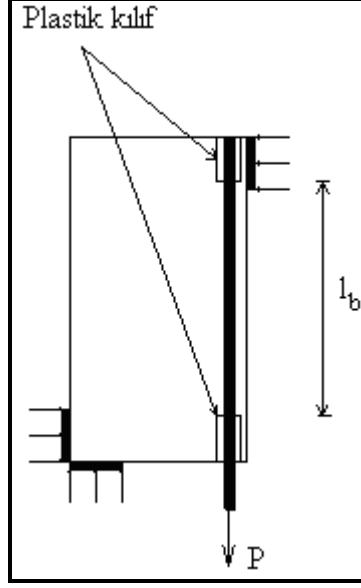
çalışmalar için çok uygun olmamaktadır. Ancak bu deney farklı sınıf donatıların betonla aderanslarının kolayca karşılaştırılması için uygun olmaktadır.

Merkezi çekip-çıkarma deneyinin yukarıda belirtilen sakıncalarını ortadan kaldırmak amacıyla daha farklı birçok deney düzeneği geliştirilmiştir (Şekil 1.19.a, b ve c). Bu düzeneklerde, mesnette oluşturan aşırı yerel basınç gerilmeleri giderilmiş ancak diğer sakıncalar maalesef ortadan kaldırılamamıştır [35].



Şekil 1.19. Geliştirilmiş bazı merkezi çekip-çıkarma deney düzenekleri

Geliştirilen diğer bir çekip-çıkarma deneyi de dışmerkez çekip-çıkarma deneyidir (Şekil 1.20). Bu düzenek, düşey konumda olması nedeniyle, kirişlerdeki sehimleri temsil etmemesi dışında, donatıya dik kesme kuvvetlerinin bulunması, eğilmeden dolayı çatlama meydana gelmesi, donatı civarında yerel basınç gerilmelerinin oluşmaması ve pas payının daha gerçekçi olması nedeniyle, diğerler çekip-çıkarma deneylerine göre daha gerçekçi olduğu açıktır [35].



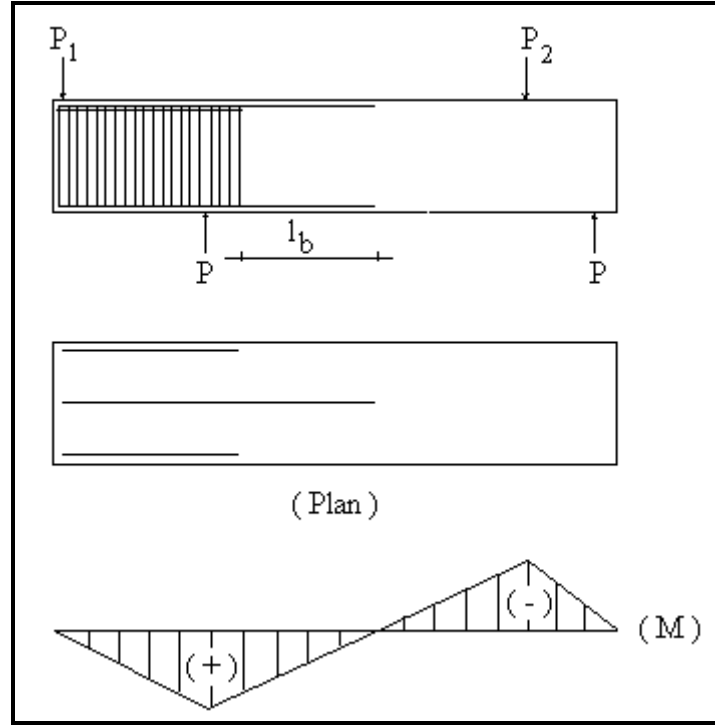
Şekil 1.20. Dışmerkez çekip-çıkarma deney düzeneği

1.3.4.2. Kiriş Eğilme Deneyleri

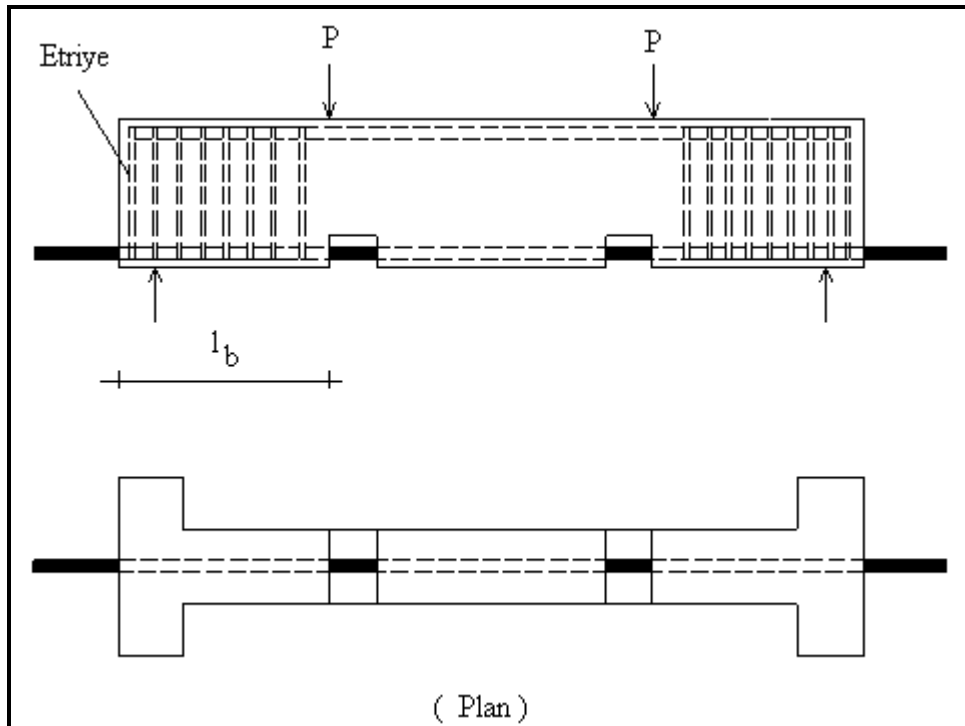
Çekip-çıkarma deneylerinin eğilmeye çalışan bir elemanda donatı-beton aderansını tam temsil etmediğinden bu deneyler yerine kiriş deneyleri geliştirilmiştir [35]. Bu deneylerin en yaygın olanları Texas Çıkmalı Kiriş Deneyi, İngiliz Standardı Deneyi, Hollanda Deneyi ve Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyidir.

Texas Deneyinin en büyük sakıncası, kenetlenme boyu incelenen donatının çok geniş bir beton kütle içerisine gömülmüş olmasıdır (Şekil 1.21).

Eğilme durumunda aderans davranışını belirlemede kullanılan İngiliz Standardı Deneyinde, kesme kırılmalarını önlemek amacıyla çok sayıda etriye kullanılmaktadır (Şekil 1.22). Kullanılan etriyeler aderans dayanımını etkileyeceğinden, bu deney kenetlenme boyunun doğru olarak belirlenmesini güçleştirmektedir [35, 41].

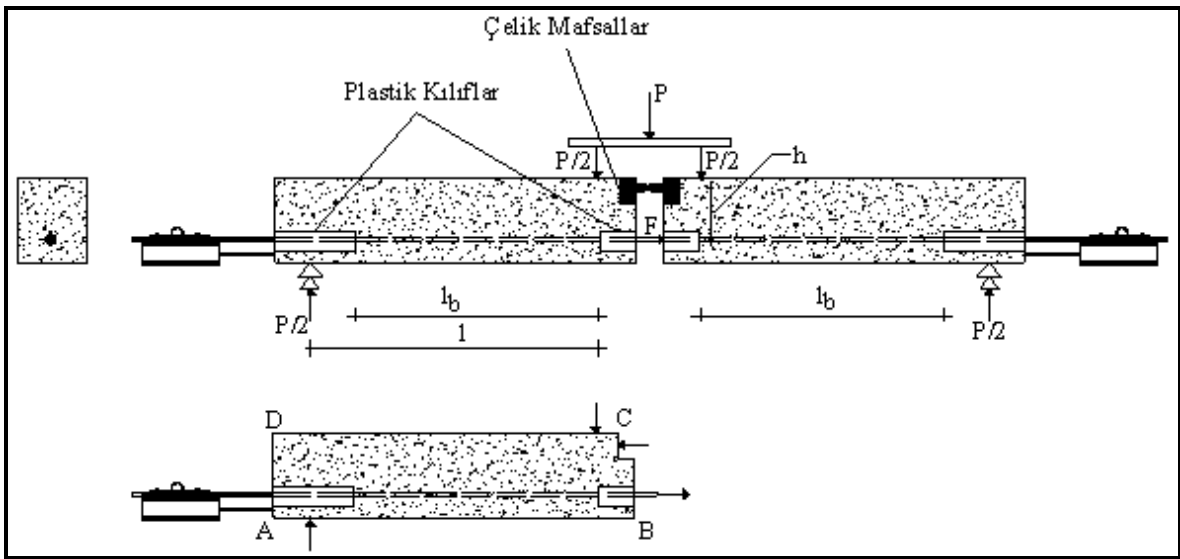


Şekil 1.21. Donatı-beton aderansının belirlenmesi için kullanılan texas çıkmalı kiriş deney düzeneği



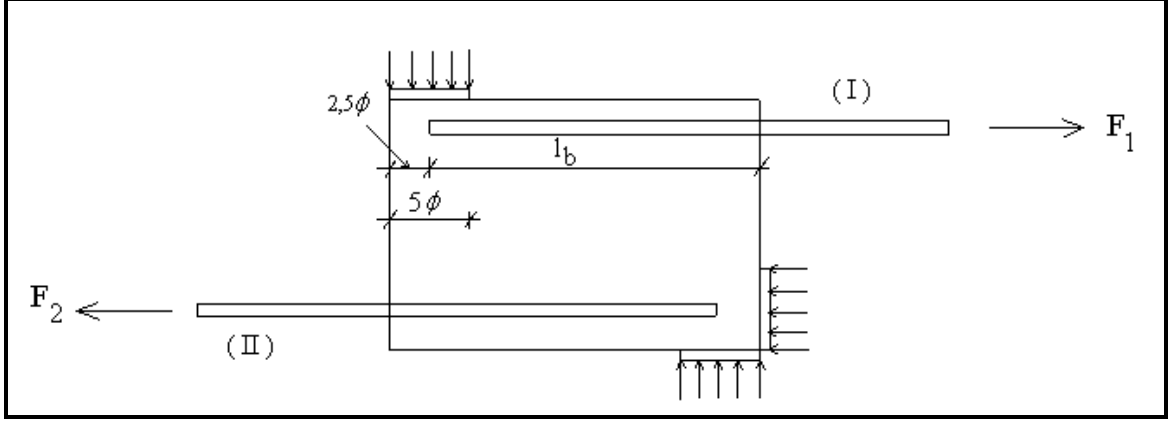
Şekil 1.22. Donatı-beton aderansının belirlenmesi için kullanılan İngiliz Standardı deney düzeneği

Kiriş deneylerinden bir diğeri de Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyidir. Bu deneyin İngiliz Standardı Deneyinden farkı kirişin ortasında bir mafsal bulunmuş olmasıdır. Buradaki mafsalın amacı, donatıda oluşan F kuvvetinin doğru olarak hesaplanmasına imkân tanımaktır. Bu çalışmanın hazırlanmasında kullanılan deney düzeneği bu olduğundan, daha ayrıntılı açıklamasına yapılan çalışmalar başlığı altında yer verilmektedir. Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyinin şeması şekil 1.23'de gösterilmiştir [35, 40, 41].



Şekil 1.23 Donatı-beton aderansının belirlenmesi için kullanılan Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deney düzeneği

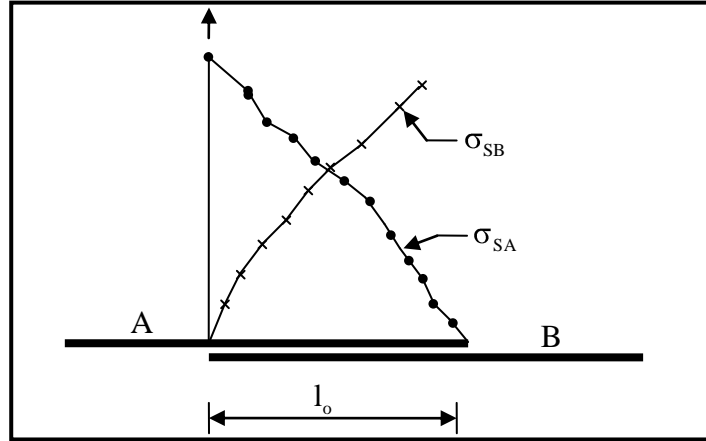
Hollanda Deneyi ise yükleme ve çalışma bakımından Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi ile benzerlik göstermektedir (Şekil 1.24). Bu deneyde, (I) ve (II) ile gösterilen donatılara farklı yükleme yapılarak iki farklı değer ölçülebilmektedir [40].



Şekil 1.24. Donatı-beton aderansının belirlenmesi için kullanılan Hollanda deneyi düzeneği

1.3.5. Bindirmeli Eklerde Aderans Sorunu

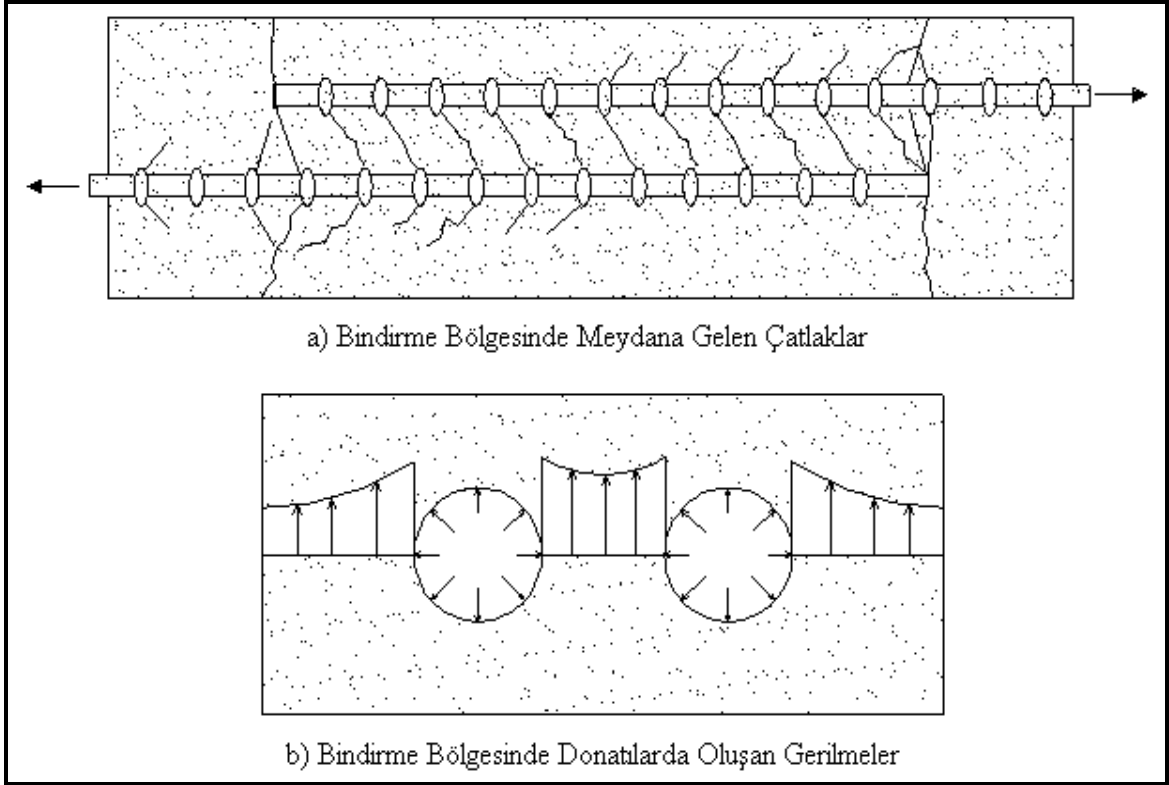
Bindirmeli eklerde, gerilmeler bir donatıdan diğerine aktarılmakta ve bu aktarım bir noktadan sağlanamamaktadır. Bindirmeli ek boyunca donatılarda oluşan gerilmelerin değişimi şekil 1.25’de görülmektedir. Bindirme boyu kısa tutulduğu takdirde aşırı gerilme yığılmaları oluşmakta ve aynı kesitte eklenen çubuk sayısı arttıkça gerilme yığılmalarında da artış olmaktadır. Bu sebeple oluşacak gerilme yığılmalarını önlemek için bindirme boyu kenetlenme boyundan büyük tutulmalıdır [35].



Şekil 1.25. Bindirmeli eklerde gerilme aktarımı

Nervürlü donatıların kullanılması durumunda bindirmeli eklerin ucunda oluşan gerilmeler nedeniyle betonda çatlakların meydana gelme ve beton örtünün yarılma olasılığı artar. Bindirme bölgesinde nervürlü donatıdan dolayı meydana gelen çatlaklar ve oluşan

gerilmeler sırasıyla şekil 1.26.a ve şekil 1.26.b.'de gösterilmiştir. Çatlak genişliklerini kılcal seviyede tutmak ve yarılmaları önlemek için bindirme boyunca kapalı etriye kullanılması gerektiği bilinmektedir. Etriyeler yarılmaya karşı dayanımı artırdıkları gibi rijit cisim dönmesi sonucu betonun yarılmasını da önlemektedir (bkz. Şekil 1.14) [39].



Şekil 1.26. Bindirmeli eklerde oluşan çatlaklar (a) ve gerilmeler (b)

1.3.6. Aderans Konusunda Gerçekleştirilmiş Bazı Çalışmalar

Aderans konusunda 1899'dan itibaren, yani ilk betonarme yönetmeliğinin çıktığı 1904 yılından önce, Considere tarafında birçok deney gerçekleştirilmiştir (Considere, 1899). Daha sonra Abrams 1913 yılında sistematik araştırmaların başlangıcını teşkil eden deney sonuçlarını yayınlamıştır (Abrams, 1913). Bugüne kadar bu konu araştırmacılar arasında büyük bir ilgi uyandırmış ve bu konuda birçok çalışma gerçekleştirilmiştir. Bunların en çarpıcı olanlarından olmak üzere Fransa'da Bichara (Bichara, 1951), Almanya'da Emperger (Emperger, 1935) ve Rusya'da Murasev'den (Murasev, 1950) sözü edilebilmektedir. Bu konuda 1957'de Stocholm'da gerçekleştirilen "On Bond and Crack

Formation in Reinforced Concrete” konulu Rilem Sempozyumuna ilişkin bildirilerde o güne kadar konuyla ilgili bilgiler derlenmiştir (Rilem, 1957) [48].

Güncelliğini yitirmemiş bu konu üzerinde son yıllarda da birçok deneysel ve teorik çalışma gerçekleştirilmiştir. Aşağıda bunlardan bazılarına değinilmektedir:

Haddad ve Shannis, yapmış oldukları çalışmada, yangınlardan dolayı oluşan yüksek sıcaklığın puzolan katkılı yüksek başarımı betonların aderans dayanımı üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Yapılan çalışma doğrultusunda, aderans dayanımlarını ölçmek amacıyla merkezi çekip-çıkarma deneyi kullanılmış ve üretilen numunelere 600 ve 800 °C sıcaklık uygulanmıştır. Çalışmanın sonunda 600 ve 800 °C sıcaklığa maruz kalan çekip çıkarma deney numunelerinin aderans dayanımlarında sırasıyla % 24 ve % 74 oranında bir azalma meydana geldiği gözlenmiştir. Doğal puzolan kullanılmadan üretilen yüksek başarımı betonların aderans dayanımları yine sırasıyla %10, 15 ve 25 oranlarında kullanılarak üretilenlerden daha yüksek değerler verdiğini göstermişlerdir. Ancak % 25 oranında kullanılan doğal puzolanın 600 °C’ ye kadar çatlakların oluşmasına karşı en etkili davranışı gösterdiği de yapılan çalışmanın sonuçlarında belirtilmiştir [51].

Haddad ve Abendeh yapmış oldukları çalışmada ısıtma ve soğutmaya maruz bırakılan numunelerin sentetik ve pirinç kaplı kısa lifli malzemelerin aderans dayanımına katkısını araştırılmışlardır. Aderans dayanımını belirlemek amacıyla 75x150 mm boyutlarındaki silindirik numuneler ve 18 mm çapında donatılar üzerinde merkezi çekip-çıkarma deneyleri gerçekleştirilmiştir. Beton karışımında sırasıyla hacmin %0.15 oranında polipropilen lif malzemesi ya da %0,5 oranında pirinç kaplı kısa çelik lif malzeme kullanılmıştır. 90 günlük kür sonunda numunelere 4 saat boyunca 35 ila 150 °C arasında sıcaklık uygulanmış ve 20 saat süreyle soğutmaya bırakılmışlardır. Polipropilen lif ve pirinç kaplı kısa çelik lif malzemelerin kullanılmasının aderans dayanımına katkıda bulunduğunu, katkısız betonun aderans dayanımındaki kayıp %44 iken bu kayıp polipropilen lif ve pirinç kaplı kısa çelik lif malzemelerin kullanılması durumunda sırasıyla %23 ve %12 oranında olduğu gözlenmiştir [52].

Ichinose, Kanayama, Inoue ve Bolander, donatı çapının, dış (nervür) biçiminin, pas payının ve etriyelerin aderans dayanımı üzerindeki etkilerini araştırmak amacıyla bir dizi deneysel çalışma gerçekleştirmiştir. Yapılan çalışma, en küçük pas payına sahip çekip-çıkarma deney numunelerinin boyut etkisinden en fazla, büyük pas payına sahip olanların ise en az etkilendiğini, donatı çapının artmasıyla meydana gelen kırılmaların donatının

dişleri önündeki betonun ezilmesi şeklinde değil, betonun yarılması şeklinde gerçekleşen gevrek kırılmalar olduğunu göstermişlerdir [47].

Fang, Gylltoft, Lundgren ve Plos çevrimsel yükler altında korozyona uğramış donatıların aderans gerilmesi ve sıyırılma arasındaki ilişkiyi incelemek amacıyla bir dizi deneysel çalışma gerçekleştirmişlerdir. Yapmış oldukları çalışmada, donatıda meydana gelen korozyon tabakasının kalınlığını, sargı donatılarının mevcut olup olmadığını, donatı tipini ve yük geçmişini göz önünde bulundurmuşlardır. Çalışmanın sonunda çevrimsel yükler altında aderansta önemli kayıpların meydana geldiğini gözlemlemişlerdir. Aderansta meydana gelen azalmanın düz donatılarda daha fazla olduğuna ve sargı donatısının kullanılmasının aderans dayanımını olumlu yönde etkilediğine dikkat çekmişlerdir. Korozyon seviyesindeki artışın çevrimsel yükler altında meydana gelen sıyırılma miktarlarında önemli artışlar meydana getirdiğini de belirtmişlerdir [53].

Yeih, Chang ve Tsai, yapmış oldukları çalışmada epoxy kaplamasından kaynaklanan aderans kaybını azaltılmak amacıyla bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Araştırmacılar gerçekleştirdikleri çalışmada kumun bir kısmı yerine tane boyutu 200µm büyüklüğünde uçucu kül kullanmış ve bunun aderans dayanımına olan etkisini incelemişlerdir. Kullanılan uçucu kül miktarı, donatıya uygulanan epoxy miktarının belirli bir oranı olarak hesaplanmıştır. Çalışmalarının sonunda değişik oranlarda kullanılan uçucu kül miktarlarından aderans açısından en iyi sonucu epoxy ağırlığına oranının 0,5 olduğu sonucuna varmışlardır [54].

El-Hawary epoxy ile kaplanmış donatıların sülfatlı sulara maruz kalması durumunda aderans dayanımlarını incelemek amacıyla deneysel bir çalışma gerçekleştirmiştir. Ürettiği çekip çıkarma deney numunelerini 18 aya kadar deniz suyu etkisinde bırakmış ve belirli aralıklarla aderans davranışlarını ölçmüştür. Çalışmanın sonunda, ilk 6 ayda aderansta oluşan azalmayı daha sonra bir artışın takip ettiğini ve en büyük düşüşün % 7 civarında olduğunu gözlemlemişlerdir. Epoxy ile kaplanmış donatıların sülfatlı sudaki aderans dayanımının kaplanmamış donatılardan çok farklı olmadığını ve aderans dayanımlarında meydana gelen düşüşün tolerans sınırları içerisinde kabul edilebilecek bir değerde olduğu sonucuna varmıştır [46].

Wang ve Liu, donatı korozyonunun aderansa etkisini teorik olarak incelemişlerdir. Yapılan çalışmada korozyon tabakasının beton örtü kalınlığı üzerine etkisi dikkate alınmış ve farklı korozyon tabakası kalınlıklarına göre uygun pas payı tayin edilmiştir. Daha sonra beton ve donatı arasındaki sürtünme ile donatının dişlerinin hemen önünde oluşan mekanik

kuvvetler dikkate alınmıştır. Yarılma kırılmasının olduğu durum için hesapladıkları aderans dayanımının teknik literatürde mevcut deneysel sonuçlarla karşılaştırmak suretiyle sonuçların uyum içinde olduğunu savunmuştur [55].

Hamad ve Mike yapmış oldukları çalışmada sıcak galvanizlemenin bindirmeli eklerdeki aderans kapasitesinin üzerine olan etkilerini deneysel olarak incelemiştir. Üretilen ve ortalama basınç dayanımı 28 MPa olan altı kiriş numunesi üzerinde eğilme deneyi 20, 25 ve 32 mm çaplarında galvanize edilmiş ve edilmemiş altı farklı donatı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bütün kirişlerde bindirmeli ekler kiriş ortasında ve momentin sabit olduğu bölgede yapılmıştır. Kırılmanın bindirmeli ek bölgelerindeki betonun yarılmasıyla meydana geldiği ve galvanize edilmiş donatıların geleneksel betonlarla olan aderans dayanımları üzerindeki olumsuz etkilerinin ihmal edilebilecek düzeyde olduğunu belirtmişlerdir [56].

Xiao ve Falkner yapmış oldukları çalışmada, geri dönüşümden elde edilen iri agregaları üç farklı oranda doğal agregalarla yer değiştirmişler (%0, %50 ve %100) ve iki farklı donatıyla (düz yüzeyli ve nervürlü (dişli)) çekip çıkarma deneyini kullanarak bunların aderans davranışlarını araştırmışlardır. Çalışmanın sonunda düz yüzeyli donatının kullanılması durumunda aderans dayanımının artan geri dönüşümlü agrega miktarıyla azaldığını gözlemlemişlerdir. Bunun yanında yine geri dönüşümden elde edilmiş agregaların değişen oranlarda doğal agregalarla yer değiştirilmesinin dişli donatının betonla olan aderansında önemli bir azalma meydana getirmediğini göstermişlerdir [57].

Kankam artık metallerin tekrar işlenmesiyle üretilen donatıların aderans yönünden davranışlarını incelemiştir. Yapılan deneysel çalışmada aderans dayanımlarını belirlemek için kiriş ve çekip çıkarma deneyleri kullanılmıştır. Çalışmanın sonunda geri dönüşümden elde edilen donatıların aderans dayanımlarının, normal donatılardan düşük olduğunu ancak donatılarda oluşan çekme gerilmelerin akma dayanımına ulaştığını gözlemlemişlerdir [37].

Esfahani ve Rangan nervürlü donatıların nervür (diş) açılarının yüksek başarımı beton-donatı aderansı üzerine etkilerini incelemiştir. Yapılan çalışmanın sonunda, diş açıları 23–27 derece olan donatıların aderans dayanımlarının 40–47 derece olanlarınkine nazaran daha düşük olduğu sonucunu vermişlerdir [58].

Dahil, gerçekleştirdiği çalışmada yüksek başarımı (performanslı) ve geleneksel betonların değişik çaplardaki düz ve nervürlü donatılarla aderanslarını Belçika Mafsalı

Kiriş Denevi yardımıyla karşılaştırmalı olarak incelemiştir. Çalışmanın sonunda, üretilen yüksek başarılı beton-donatı aderansının geleneksel betonlarınkine göre çok daha yüksek olduğunu, donatı aderans boyunun azaltılabileceğini ve bu betonlarla inşa edilen yapıların tasarımı için bugün yürürlükte bulunan “TS 500 - Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları”nın geçerli olmadığını belirtmiştir [41].

Hüsem ve Durmuş, gerçekleştirdikleri çekip-çıkarma deneyleri sonunda, taşıyıcı hafif beton-donatı aderansının, düz yüzeyli donatı kullanılması durumunda, geleneksel betonlarınkinden ortalama olarak %35 daha büyük olduğunu belirlemişlerdir [59].

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER

2.1. Kullanılan Agregaların, Üretilen Hafif ve Geleneksel Betonların Özellikleri

Bu başlık altında, hafif beton üretiminde kullanılan Giresun İli, Bulancak İlçesi, Kuşluhan Köyü'nden bloklar halinde getirilen sarı renkli biyotitli dasitik tuf ile geleneksel beton üretiminde kullanılan Trabzon İli, Maçka İlçesi Meryemana yöresinden temin edilen gri renkli kalker agregasının ve bu agregalarla üretilen betonların mineralojik, fiziksel ve mekanik özellikleri incelenmiştir. Ayrıca hafif ve geleneksel betonların bileşim hesabı ile üretimlerinde kullanılan agregaların tane dağılımları verilmiştir.

2.1.1. Kullanılan Agregaların Özellikleri

2.1.1.1. Fiziksel Özellikler

Giresun İli, Bulancak İlçesi, Kuşluhan Köyü'nden temin edilen biyotitli dasitik tuf konkasörle kırılıp, maksimum tane çapı (d_{max}) 16 mm olacak şekilde elenip sınıflara ayrılmıştır. Elenen agregaların fiziksel özelliklerinin, TS 1114 EN 13055-1'de belirtildiği üzere, taşıyıcı hafif beton üretimine uygun olup olmadığı TS 3529 ve TS EN 1097-6'a göre KTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı ve Malzeme Laboratuvarında gerçekleştirilen deneylerle belirlenmiştir. Hafif agregaların gevşek ve sıkı birim hacim ağırlıkları, doygun ve kuru haldeki özgül kütleleriyle kütlece su emme yüzdesi çizelge 2.1'de verilmiştir. Geleneksel beton üretiminde kullanılan kalker agregasına ilişkin fiziksel özellikler ise çizelge 2.2'de verilmiştir.

Hafif agregaların, TS 1114 EN 13055-1'e göre, taşıyıcı hafif beton üretiminde kullanılabilir olduğu 1996 yılında KTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Anabilim Dalı tarafından gerçekleştirilen araştırma projesinde belirtilmiştir. Bu çalışma kapsamında yapılan gevşek ve sıkı birim hacim ağırlık, özgül kütle ve kütlece su emme deneylerinin sonuçları da bunu desteklemektedir.

Çizelge 2.1. Kullanılan hafif agreganın fiziksel özellikleri

Tane Boyutu (mm)	Sıkı Birim Ağırlık (kg/m ³)	Gevşek Birim Ağırlık (kg/m ³)	Özgül Kütle (kg/m ³)		Kütlece Su Emme (%)
			Kuru	Doygun	
İri >4mm	1170	1010	1930	2121	10
İnce ≤4mm	1235	1045	1850	2093	13

Çizelge 2.2. Kullanılan kalker agregasının fiziksel özellikleri

Tane Boyutu (mm)	Sıkı Birim Ağırlık (kg/m ³)	Gevşek Birim Ağırlık (kg/m ³)	Özgül Kütle (kg/m ³)		Kütlece Su Emme (%)
			Kuru	Doygun	
İri >4mm	1584	1430	2616	2640	0,9
İnce ≤4mm	1627	1460	2571	2600	1,1

Deney sonuçlarından da görüldüğü gibi geleneksel agregaların doygun özgül kütleleri hafif agregalarınkinden yaklaşık olarak %20 daha fazladır. Hafif agregaların kütlece su emme oranı ise geleneksel agregalarınkinden 12 kat daha çoktur. Bu durum hafif agregaların gözenekli bir yapıya sahip olmasından kaynaklanmaktadır.

2.1.1.2. Mekanik Özellikler

Kalker agregasının mekanik özelliklerini belirlemede, aynı malzeme kullanılarak, çapı 75 mm yüksekliği 150 mm boyutlarındaki karot ve 40 mm×40 mm×160 mm boyutlarındaki prizmatik numuneler üzerinde gerçekleştirilen deney sonuçlarından yararlanılmıştır. Malzemenin ortalama basınç dayanımı, elastisite modülü ve poisson

oranını belirlemek için karot numunelerin enine ve boyuna doğrultularına aktif boyları 20 mm olan TML-PL20 tipi şekildeğiştirme ölçerleri (straingauge) yerleştirilmiş ve 30500×10^{-6} birim uzama, 29500×10^{-6} birim kısalma ölçme kapasiteli Kyowa marka 12 kanallı Wheatstone Köprüsü kullanılmıştır. Prizmatik kalker numuneler ise kalker kayacının eğilmede çekme dayanımını belirlemede kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar çizelge 2.3’de verilmektedir.

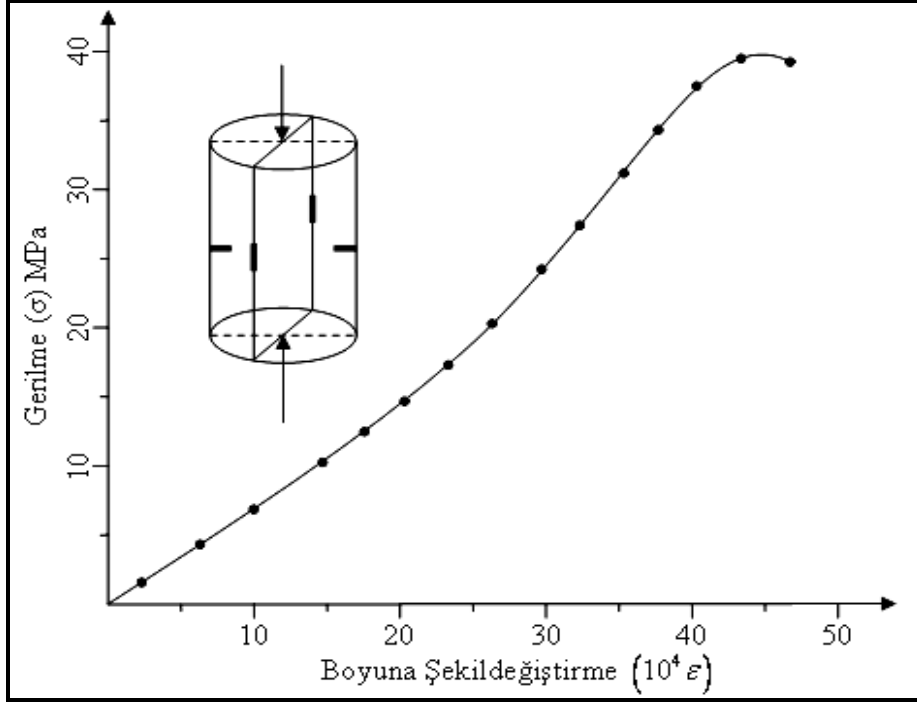
Çizelge 2.3. Kalker agregasının üretiminde kullanılan kalker kayacının bazı mekanik özellikleri

Kayaç Türü	Ortalama Basınç Dayanımı (MPa) (Karot Numuneler Üzerinde)	Ortalama Eğilmede Çekme Dayanımı (MPa) (Prizmatik Numuneler Üzerinde)	Elastisite Modülü (MPa)	Poisson Oranı
Kalker	74	17	46.000	0,17

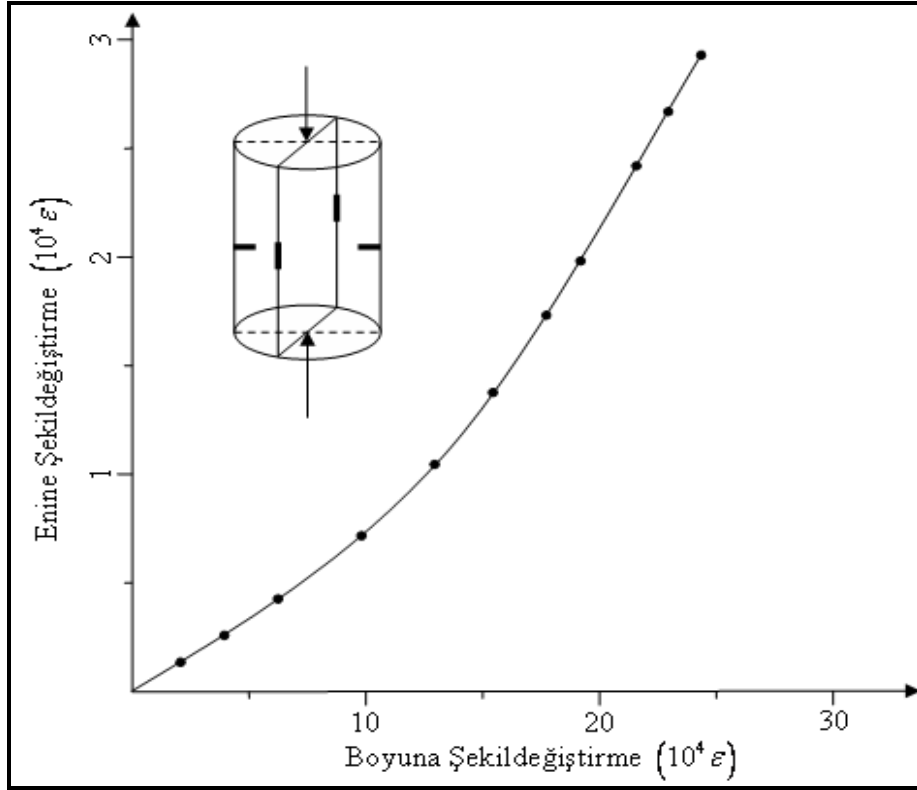
Hafif agregaların mekanik özelliklerini belirlemesinde ise 7,5 cm. çapında, 15 cm. yüksekliğindeki karot numuneleri kullanılmıştır. Enine ve boyuna şekildeğiştirmeleri ölçmek için Kyowa marka KC-80-120-A1-11 tipi aktif boyları 80 mm olan şekildeğiştirme ölçerleri kullanılmıştır. Yapılan basınç deneylerinden elde edilen mekanik özellikler çizelge 2.4’de, gerilme-şekildeğiştirme diyagramı şekil 2.1’de ve Poisson oranını belirlemede kullanılan enine şekildeğiştirme-boyuna şekildeğiştirme diyagramı ise şekil 2.2’de verilmiştir.

Çizelge 2.4. Hafif betonların üretiminde kullanılan biyotitli dasitik tufün bazı mekanik özellikleri

Kayaç Türü	Ortalama Basınç Dayanımı (MPa)	Standart Sapma (MPa)	Karakteristik Basınç Dayanımı (MPa)	Başlangıç Elastisite Modülü (MPa)	Poisson Oranı
Biyotitli Dasitik Tuf	38,3	2,1	35,6	6830	0,08



Şekil 2.1. Hafif betonların üretiminde kullanılan biyatitli dasitik tükün gerilme-şekildeğiştirme diyagramı



Şekil 2.2. Hafif betonların üretiminde kullanılan biyatitli dasitik tükün boyuna-enine şekildeğiştirme diyagramı

2.1.1.3. Petrografik ve Mineralojik Özellikler

Beton üretiminde kullanılan geleneksel ve hafif agregaların mineralojik özellikleri, KTÜ Jeoloji Mühendisliği Bölümü Laboratuvarında yapılan incelemelerle belirlenmiştir. Geleneksel ve hafif agregalara ilişkin mineralojik özellikler aşağıdaki çizelge 2.5’de verilmiştir.

Çizelge 2.5. Geleneksel ve hafif agregaların petrografik ve mineralojik özellikleri

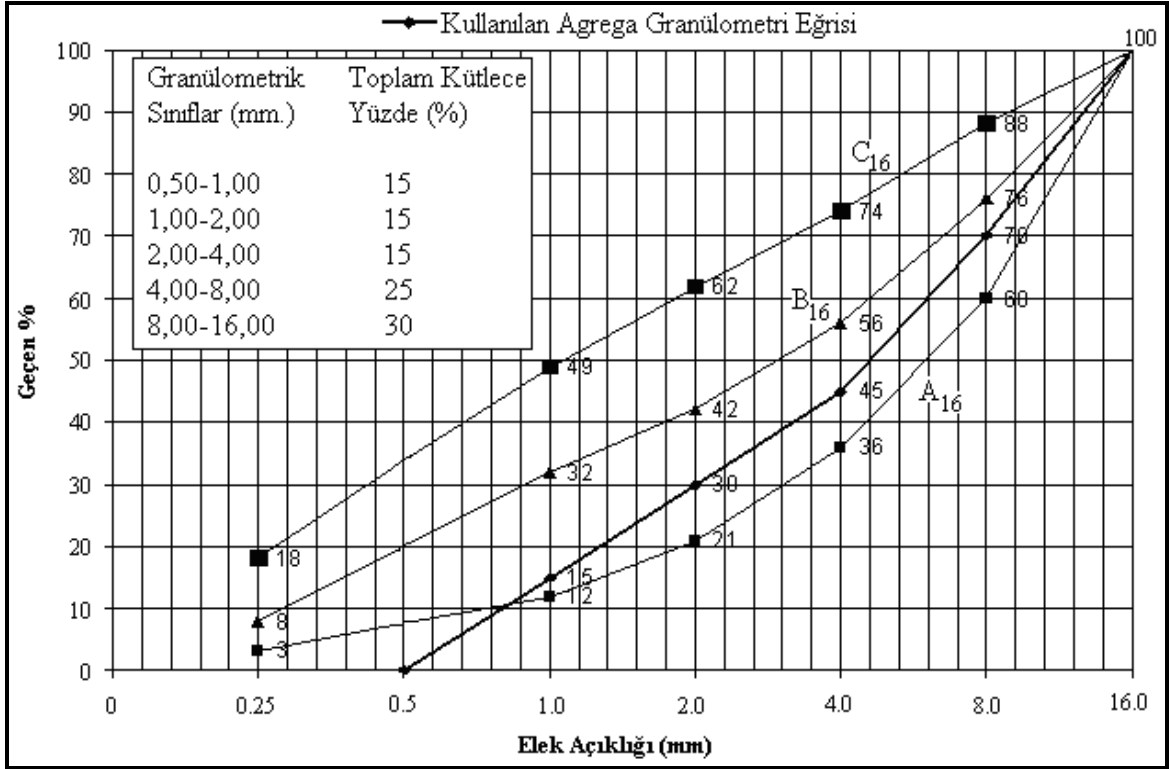
Kayaç Türü	Mineral Türü	Mineralin Kayaç İçindeki Durumu	Mineral Yüzdesi
Kalker	Kalsit	Mitritik çimentolu kireçtaşı, kısmen yaşlı mikrofosiller	99,5
	Opak	-	0,5
Biyotitli Dasitik Tuf	Kuvars	Açık renkli minerallerin yaklaşık yarısını oluşturmakta ve genelde mikrotane, kısmen ferokristal halde	45
	Plojiyoklas	Açık renkli minerallerin yaklaşık yarısını oluşturmaktadır	45
	Biyotit	Kısmen kloritleşmiş	5
	Opak	Yer yer limonitleşmiş	5

2.1.1.4. Agregaların Granülometrisi

Beton üretiminde kullanılan geleneksel ve hafif agregaların granülometri eğrisi şekil 2.3’de görülmektedir. Seçilen granülometri TS 802’de maksimum tane büyüklüğü 16 mm olan karışık agregalar için verilmiş A ve C eğrileri arasına düşmektedir.

2.1.2. Kullanılan Çimentonun Özellikleri

Geleneksel ve hafif betonların üretiminde Ünye Çimento Fabrikası’nda TS EN 197-1 uygun olarak üretilen CEM-I 42,5 R çimentosu kullanılmıştır [60]. Deneysel çalışma sırasında özelliklerinin değişmemesi için naylon torbalarda paketlenmiş, zeminden nem almaması için ahşap bir platformun üzerinde ve kuru bir odada saklanmışlardır. Kullanılan çimentonun fabrikadan alınan kimyasal, fiziksel ve mekanik özellikleri çizelge 2.6’de verilmiştir.



Şekil 2.3. Beton üretiminde kullanılan geleneksel ve hafif agregaların granülometri eğrisi

Çizelge 2.6. Kullanılan çimentonun kimyasal, fiziksel ve mekanik özellikleri

KİMYASAL ÖZELİKLER		KÜTLECE YÜZDE (%)
		CEMI 42,5 R
Klinker		95
SO ₃		2,4
MgO		1,0
Toplam Alkali		0,53
Serbest Kireç		0,65
Cl		0,01
Kızdırma Kaybı		0,9
Çözünmeyen Kalıntı		0,3
FİZİKSEL ÖZELİKLER		CEMI 42,5 R
Özgül Kütle (gr/cm ³)		3,21
Özgül Yüzey (Blaine) (cm ² /g)		2960
Priz Başlangıcı (dak.)		156
Priz Sonu (dak.)		194
Toplam Hacim Genleşmesi (mm)		1,0
MEKANİK ÖZELİKLER		CEMI 42,5 R
Basınç Dayanımı (MPa)	2 Günlük	25
	7 Günlük	42
	28 Günlük	57

2.1.3. Karma Suyunun Özellikleri

Betonların üretiminde kullanılan karma suyunun K.T.Ü. Kimya Bölümü laboratuvarında belirlenen kimyasal özellikleri çizelge 2.7’de verilmektedir.

Çizelge 2.7. Kullanılan karma suyunun kimyasal özellikleri

Bileşenler	Miktar (mg/lt)
Na ⁺	50,00
K ⁺	0,80
Ca ⁺²	100,80
Mg ⁺²	6,72
Fe ⁺³	3,00
Cl	125,00
(SO ₄) ⁻²	45,00
(HCO ₃) ⁻	210,00
(NO ₃) ⁻	9,50
Toplam katyon m.e.g. sayısı	7,90
Toplam anyon m.e.g. sayısı	8,10

2.1.4. Üretilen Geleneksel ve Hafif Betonların Bileşimi

Geleneksel ve hafif betonların bileşim hesaplarında mutlak hacim metodu kullanılmıştır [TS 802]. W_c, W_a, V_w, ve V_h sırasıyla 1 m³ betondaki çimento kütlesini (kg), agrega kütlesini (kg), su ve hapsedilmiş hava hacmini (dm³), γ_c ve γ_a sırasıyla çimento ve agreganın doymuş kuru yüzeyli (DKY) birim kütlelerini (kg/dm³) göstermek üzere agrega mutlak hacmi;

$$V_a = 1000 - \left(\frac{W_c}{\gamma_c} + V_w + V_h \right) \quad (2.1)$$

formülü ile hesaplanmaktadır. Agrega yığınının i adet farklı agrega sınıfından meydana geldiği göz önüne alındığında, her bir agrega sınıfının kütlesi farklı olacağından β_i ve γ_{ai} sırasıyla agrega sınıflarının kütlece oranını ve DKY birim kütlelerini göstermek üzere toplam agrega kütlesi;

$$\sum \left(\beta_i \frac{W_a}{\gamma_{ai}} \right) = 1000 - \left(\frac{W_c}{\gamma_c} + V_w + V_h \right) \quad (2.2)$$

bağıntısıyla ile hesaplanabilir. Agregaların ayrı ayrı kütleleri, bağıntı (2.2)'den elde edilen toplam agrega kütlesi ile istenilen agrega sınıfının kütlece oranıyla çarpılarak tespit edilebilir.

$$W_{ai} = \beta_i \cdot W_a \quad (2.3)$$

Elde edilen agrega kütleleri DKY agrega kütleleridir. Agregalar genellikle doymuş kuru yüzeyli halde bulunmamaktadır. Hesapla elde edilen değerden agregaların doymuş suyunu belirlemek için doğal nem (DN_i) durumunun ve su emme miktarının (SE_i) belirlenmesi gerekir. Belirlenen bu değerlerden sonra doymuş su miktarı (DS_i);

$$DS_i = (SE_i - DN_i) \cdot W_{ai} \quad (2.4)$$

formülü ile hesaplanmaktadır. Toplam doymuş su ise her bir agrega sınıfının doymuş su miktarlarının toplanmasıyla elde edilir.

$$DS = \sum DS_i \quad (2.5)$$

Geleneksel ve hafif betonların her ikisinin de üretiminde 350 kg/m^3 çimento, 0,50 su/çimento oranı kullanılmıştır. Ayrıca 1 m^3 beton için hava miktarı 10 dm^3 olarak kabul edilmiştir. Yukarıda verilen bağıntılar yardımıyla hesaplanan malzeme miktarları çizelge 2.8'de verilmiştir.

Çizelge 2.8. Geleneksel (GB) ve hafif betonların (HB) bileşimi

Beton Türü	Elek Gözenek Açıklıklarına Göre Agregaların Miktarları (kg/m^3)					Doymuş Su Miktarı (kg/m^3)	Karma Su Miktarı (kg/m^3)	Çimento Miktarı (kg/m^3)
	Açıklıklar (mm)							
	0,5–1,0	1,0–2,0	2,0–4,0	4,0–8,0	8,0–16,0			
GB	277,65	277,65	277,65	462,75	555,3	7,404	175	350
HB	223,57	223,57	223,57	372,61	447,13	164,95	175	350

2.1.5. Betonların Üretimi, Yerleştirilmesi, Bakımı ve Deney Sırasındaki Yaşları

Hafif ve geleneksel betonların karılmasında 60 litre kapasiteli eğik eksenli bir betonyer kullanılmıştır. Betonların üretiminde kullanılan her bir sınıf agrega, çimento, doyma ve karma suyu tartılarak hazırlanmıştır. Agregalar önceden nemlendirilmiş betonyere konmuş ve doyma suyu ilave edilerek üç dakika karılmıştır. Ardından çimento ilave edilerek üç dakika daha karıldıktan sonra betonyer çalışır durumda iken karma suyu ilave edilerek bir üç dakika daha karılarak betonlar elde edilmiştir. Bu şekilde üretilen betonların çökme konisi deney sonuçları çizelge 2.9'de verilmiştir.

Çizelge 2.9. Üretilen betonların çökme konisi deney sonuçları

Beton Türü	W/C	Çökme (mm)
Hafif Beton	0,5	12
Geleneksel Beton	0,5	8

Betonların tekrar üretilebilirliklerini göstermek amacıyla, Standart Belçika Mafsalı Kiriş Deneyi numunelerini üretmeden önce, deneme üretimleri gerçekleştirilmiştir. Bunun için çapı 150 mm yüksekliği 300 mm olan silindir ve boyutları 150 mm olan küp numuneler, önceden yağlanmış kalıplara, üç tabaka halinde yerleştirilmiş ve sıkıştırma işlemi frekansı 2800 devir/dak. olan titreşim tablasında gerçekleştirilmiştir. Ayrıca betonların eğilmede çekme dayanımlarını belirlemek için boyutları 100 mmx 100 mmx 400 mm numuneler üretilmiştir. Yarmada çekme dayanımları için ise yine silindir numuneler kullanılmıştır.

Üretimlerinden bir gün sonra kalıplarından çıkarılan beton numuneler 21 gün süre ile sıcaklığı $22 \text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2 \text{ }^{\circ}\text{C}$ olan kür havuzunda saklandıktan sonra havuzdan çıkarılmış ve deney anına kadar sıcaklığı $23 \text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ve bağıl nemi $75 \pm 5\%$ olan laboratuvar ortamında bekletilmiştir. Betonlar 28. günün sonunda tek eksenli basınç, eğilmede ve yarmada çekme deneylerine tabi tutulmuşlardır.

2.1.6. Üretilen Geleneksel ve Hafif Betonların Fiziksel ve Mekanik Özellikleri

2.1.6.1. Fiziksel Özellikler

Geleneksel ve hafif betonların etüv kurusu, hava kurusu ve doymun kuru yüzeyli özgül kütleleriyle su emme oranları çizelge 2.10'de verilmiştir. Çizelgeden de görüldüğü gibi geleneksel betonun özgül kütlesi etüv kurusu halde %38, hava kurusu halde yüzde %31,5 ve doymun kuru yüzeyli durumda %22 oranında hafif betonlardan fazladır. Bu oranların etüv kurusundan doymun kuru yüzeyli duruma doğru azalması, hafif betonların su emme kapasitelerinin geleneksel betonlardan çok fazla olmasından kaynaklanmaktadır.

Çizelge 2.10. Betonların fiziksel özellikleri

Beton Türü	W/C	Özgül Kütle (kg/m ³)			Kütlece Su Emme (%)
		Etüv kurusu	Hava kurusu	Doymun	
Hafif beton	0.5	1700	1810	1995	17
Geleneksel beton		2340	2380	2441	4

2.1.6.2. Mekanik Özellikler

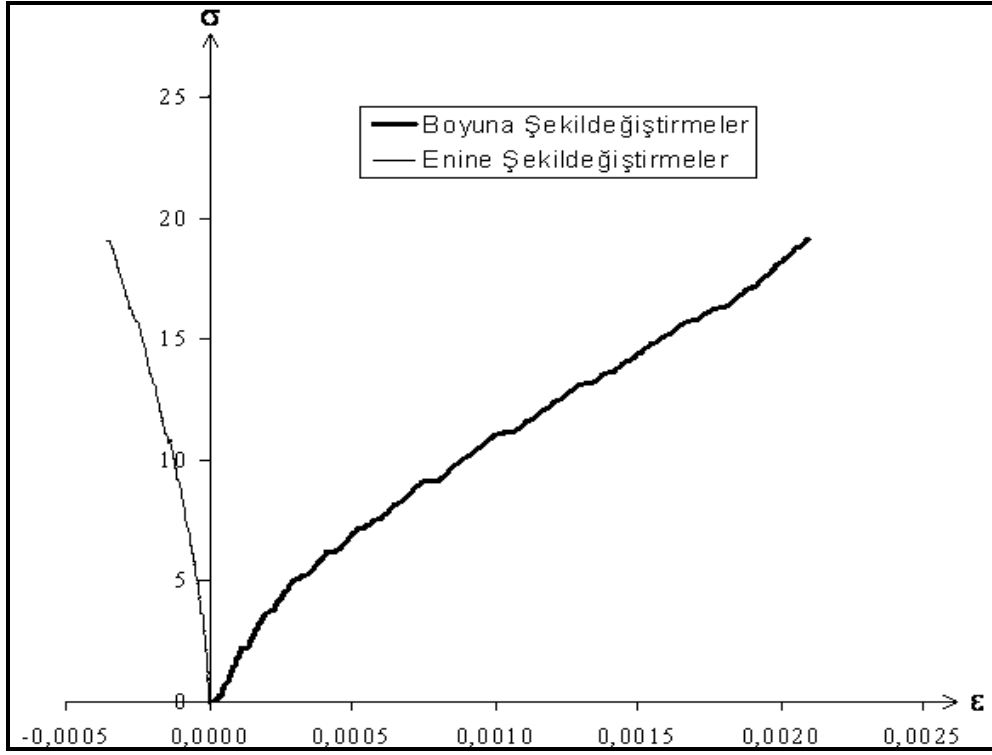
Mekanik özellikleri belirlemek amacıyla, çapı 150 mm yüksekliği 300 mm olan silindir ve boyutları 150 mm olan küp numuneler üzerinde merkezi basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Ayrıca betonların eğilmede çekme dayanımlarını belirlemek için boyutları 100 mmx 100 mmx 400 mm olan numuneler deneye tabi tutulmuştur. Yarmada çekme dayanımlarını belirlemek için ise yine silindir numuneler kullanılmıştır. Enine ve boyuna şekildeğiştirmeleri ölçmek için silindir beton numuneler üzerine Kyowa marka KC-80-120-A1-11 tipi aktif boyları 80 mm olan şekildeğiştirme ölçerleri yapıştırılmıştır (Şekil 2.4). Yapılan basınç, eğilme ve silindir yarma deneylerinden elde edilen mekanik özellikler çizelge 2.11'de verilmektedir. Bunun yanında, hafif betonlar için gerilme-şekildeğiştirme diyagramı şekil 2.5'de, geleneksel betonlar için ise şekil 2.6'de verilmektedir.



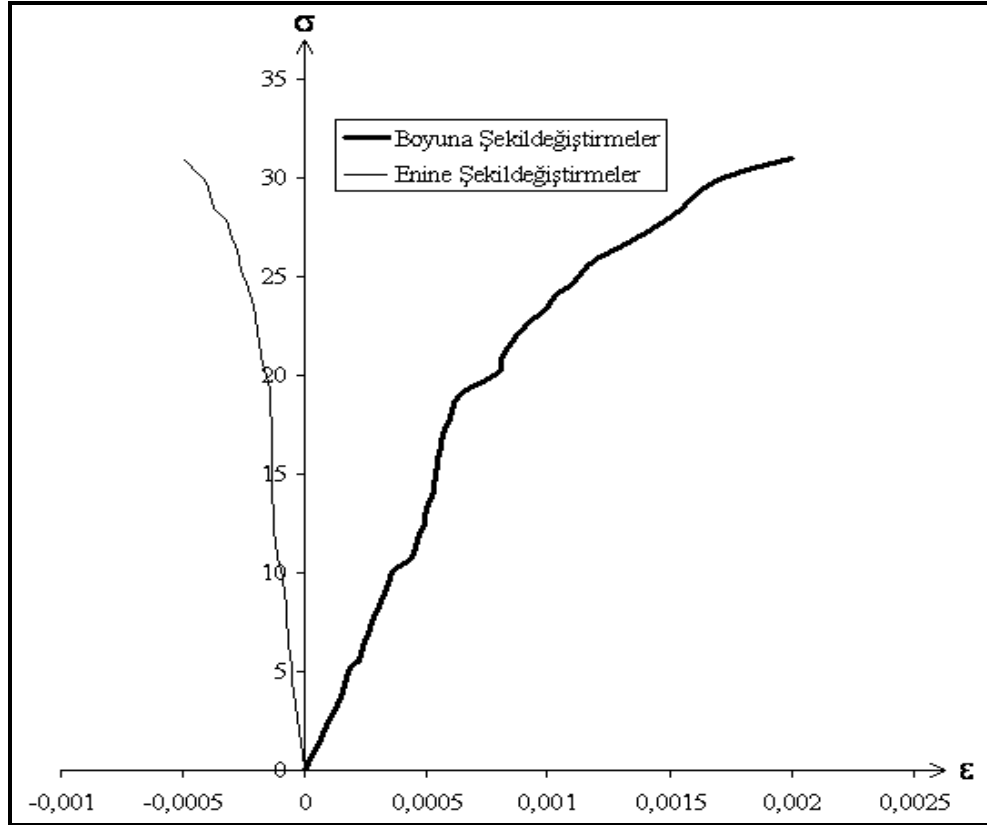
Şekil 2.4. Mekanik özelliklerin belirlenmesinde kullanılan deney numunesinden bir görünüm

Çizelge 2.11. Çalışmaya konu olan betonların bazı mekanik özellikleri

Beton Türü	Hafif Beton	Geleneksel Beton
S/Ç Oranı	0,5	
Ortalama Standart Silindir Dayanımı (MPa)	19,2	32,5
Standart Sapma	0,52	1,0
Karakteristik Standart Silindir Dayanımı (MPa)	18,5	31,22
Ortalama Küp Dayanımı (15x15x15) (MPa)	23,95	40,5
Standart Sapma	0,41	0,93
Karakteristik Küp Dayanımı (15x15x15) (MPa)	23,4	39,3
Başlangıç Elastisite Modülü (MPa)	11650	24900
Poisson Oranı	0,11	0,23
$10^2 \epsilon_{co}$	0,22	0,2
Ortalama Eğilmede Çekme Dayanımı (MPa)	4,12	5,25
Ortalama Yarmada Çekme Dayanımı (MPa)	1,74	2,33



Şekil 2.5. Hafif betona ilişkin gerilme-şekil değiştirme eğrisi



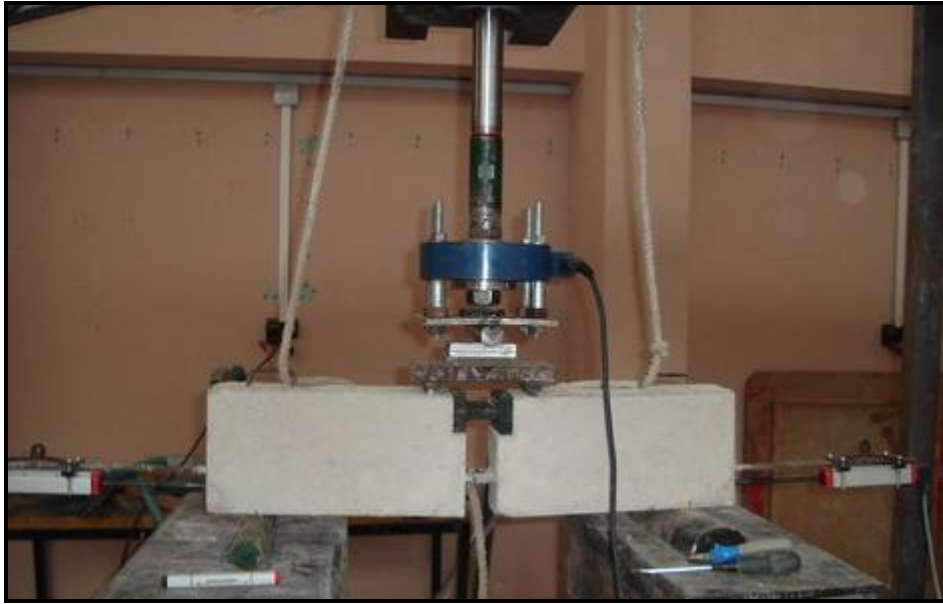
Şekil 2.6. Geleneksel betona ilişkin gerilme-şekil değiştirme eğrisi

2.2. Kirişler Üzerinde Gerçekleştirilen Eğilmede Donatı-Beton Aderansı Deneyleri

Bu başlık altında, mekanik ve fiziksel özelliklerinden madde 2.1.6'da bahsedilen, hafif ve geleneksel betonlarla üretilen kirişler üzerinde gerçekleştirilen deneyler yardımıyla eğilmede beton-donatı aderansları karşılaştırılmalı olarak incelenmiştir. Bu amaçla, eğilmede beton-donatı aderansını belirlemede kullanılan Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi gerçekleştirilmiştir.

2.2.1. Deney Düzenegi

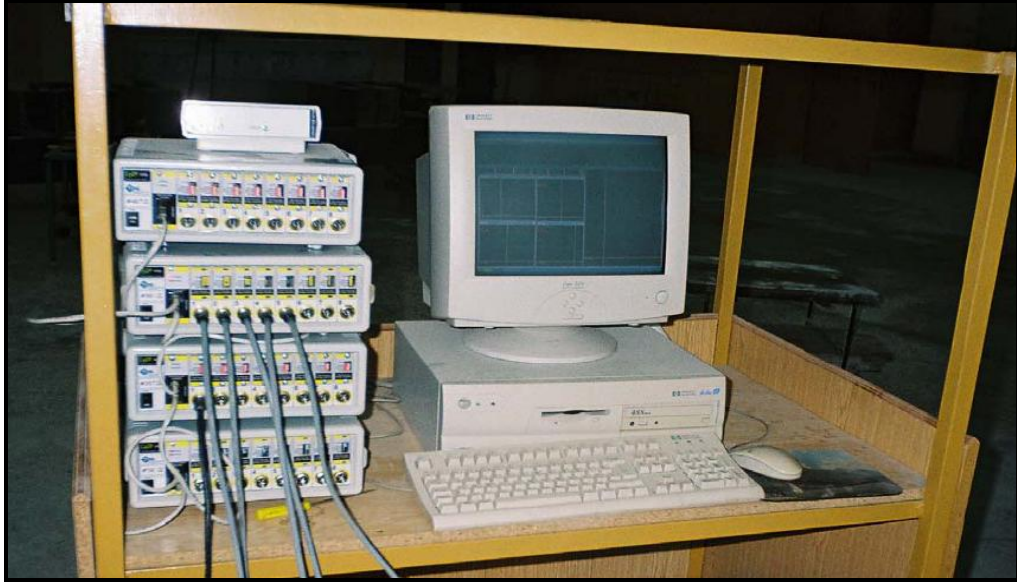
Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi, donatılara eğilme durumunda çekme gerilmeleri vererek betondan sıyrılmaya çalışan bir yük durumunda beton-donatı aderansını belirlemede kullanılan bir deney yöntemidir. Bu deneye ilişkin deney düzenegi şekil 2.7'de görülmektedir.



Şekil 2.7. Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deney düzeneginin görünümü

Deney kirişlerinin yüklenmesinde 200 kN kapasiteli, hidrolik yükleme prensibiyle çalışan Hi-Tech Magnus Marka yükleme çerçevesi kullanılmıştır. Deney kirişi biri sabit diğeri hareketli olan iki mesnet üzerine oturtulmuş ve orta noktasından yüklenmiştir.

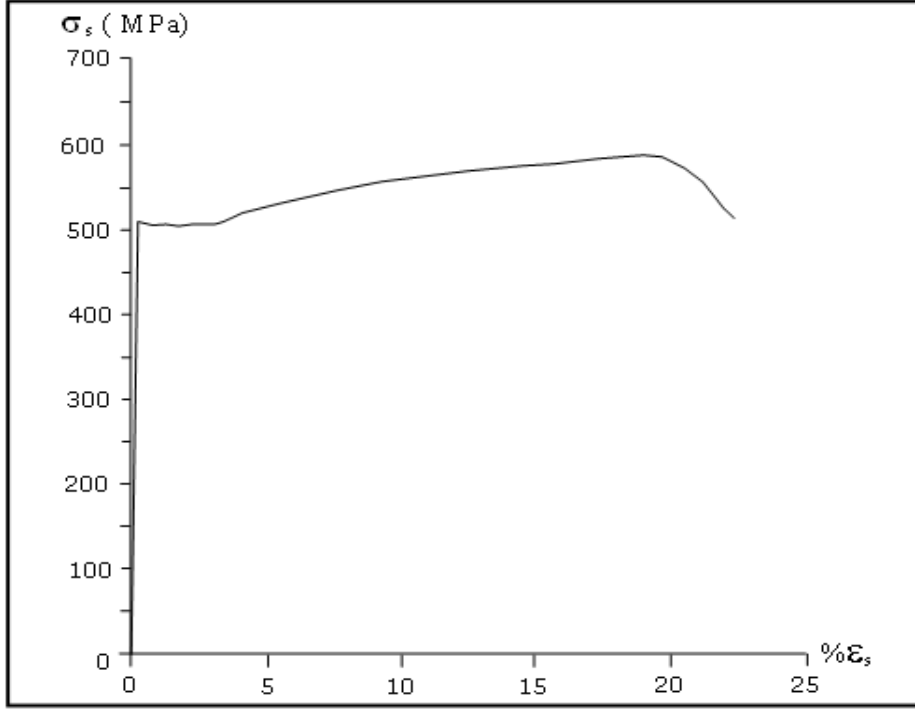
Uygulanan düşey yükler yük hücresi (loadcell) yardımıyla okunmuştur. Kiriş numunesinin her iki ucunda ise donatının betondan sıyrılma miktarını ölçmeye yarayan 0,013 mm ölçme hassasiyetine sahip yerdeğiştirme ölçerleri (LPDT) kullanılmıştır. Deney esnasında okunan yüklere karşılık gelen sıyrılma değerleri 32 kanallı, 4 ana aktarıcıdan oluşan TDG CODA serisi ölçüm cihazıyla bilgisayar ortamına aktarılmıştır. TDG CODA serisi ölçüm cihazı şekil 2.8’de verilmektedir. Kirişin orta kısmında, aderansı incelenen donatıya etkiyen kuvvetin daha kesin bir şekilde tespit edilmesini sağlayan, çelik mafsal yerleştirilmiştir. Ayrıca donatının beton ile temas ettiği uzunluk olan l_b kenetlenme boyu, donatının uç kısımlarına plastik kılıflar kullanılmak suretiyle sınırlandırılmıştır. Aderansı incelenen donatının iki tarafında 8 mm çaplı donatılar yerleştirilmiştir. Bu donatıların kullanımındaki amaç, kiriş numunelerin kalıplarından çıkartılıp kür havuzuna ve deney anına kadar olan taşınmaları sırasında donatının eğilmesini ve burkulmasını önlemektir.



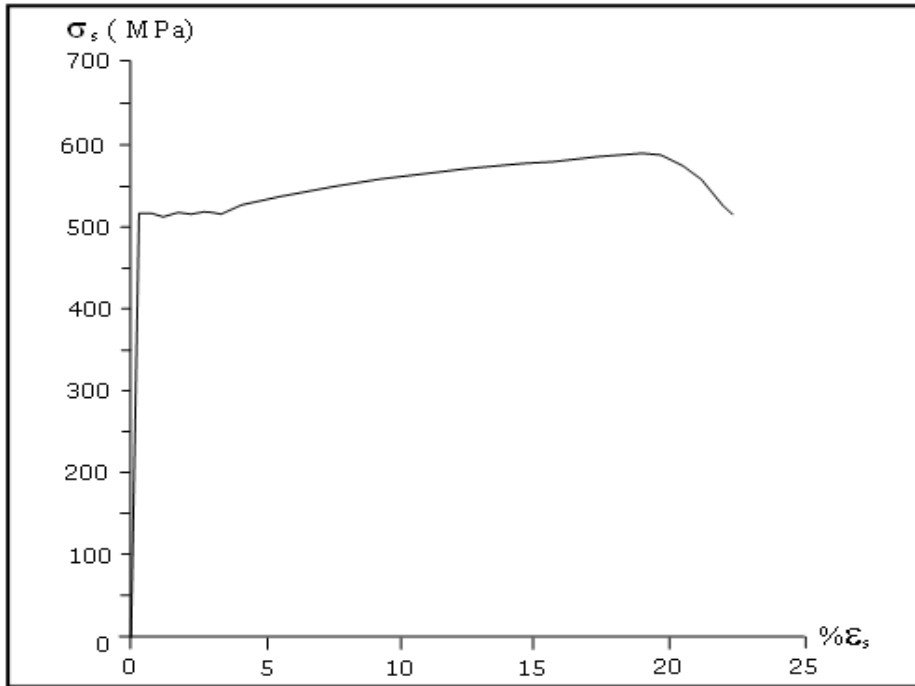
Şekil 2.8. Yüke bağlı olarak donatıların betondan sıyrılmalarını kaydeden ölçüm sistemi

2.2.2. Donatıların Özellikleri

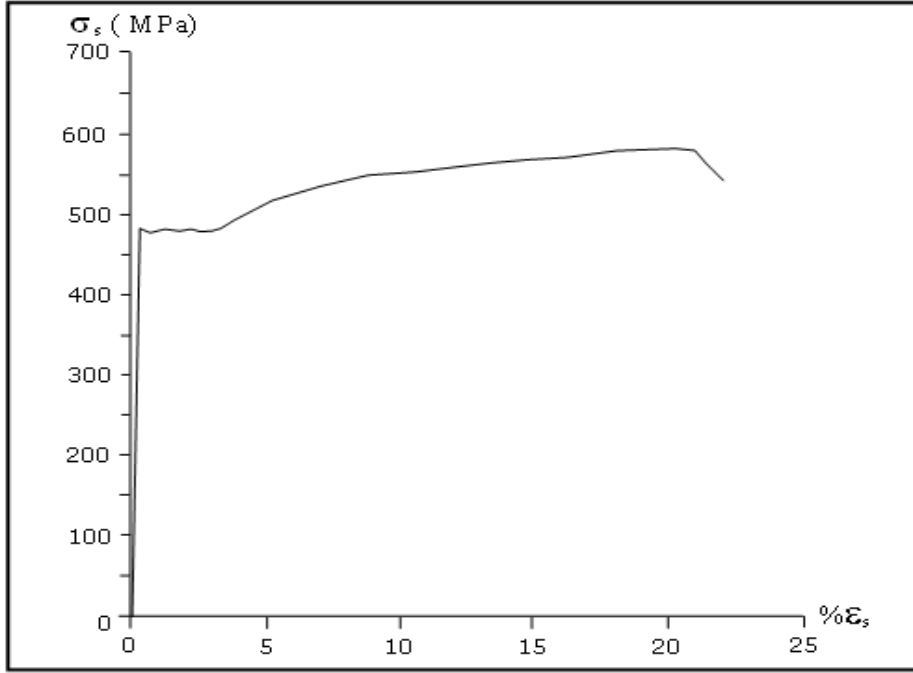
Eğilmede aderansı incelenen geleneksel ve hafif betonlarla kirişlerin üretiminde çapları 8, 10, 12, 14 mm olan dört farklı nervürlü donatı kullanılmıştır. Kullanılan donatılara ilişkin gerilme-şekildeğiştirme eğrileri şekil 2.9, şekil 2.10, şekil 2.11 ve şekil 2.12’de, bu donatılara ilişkin bazı mekanik özellikler ise çizelge 2.12’de verilmiştir.



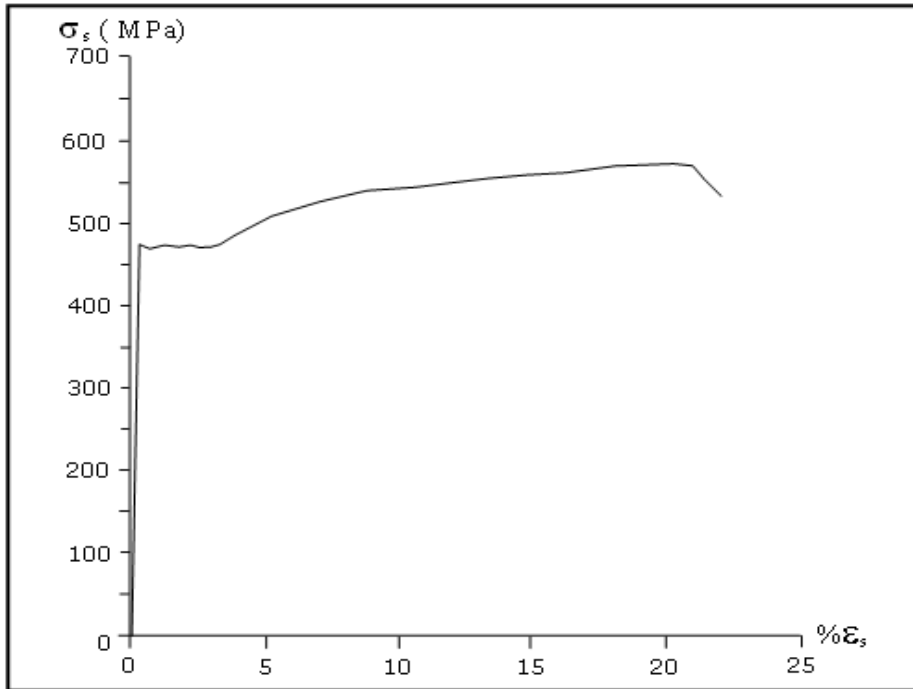
Şekil 2.9. $\phi 8$ 'lik Nervürlü donatının gerilme-şekildeğiştirme eğrisi



Şekil 2.10. $\phi 10$ 'lik Nervürlü donatının gerilme-şekildeğiştirme eğrisi



Şekil 2.11. $\phi 12$ 'lik Nervürlü donatının gerilme-şekildeğiştirme eğrisi



Şekil 2.12. $\phi 14$ 'lik Nervürlü donatının gerilme-şekildeğiştirme eğrisi

Çizelge 2.12. Deneyleerde kullanılan nervürlü donatıların bazı mekanik özellikleri

Anma Çapı (mm)	Ortalama Akma Dayanımı (MPa)	Ortalama Çekme Dayanımı (MPa)	Ortalama Kopma Dayanımı (MPa)	Akma Birim Uzaması (%)	Kopma Birim Uzaması (%)
8	510	570	490	0,23	23
10	520	580	495	0,20	20
12	480	555	465	0,23	22
14	470	550	455	0,22	22

2.2.3. Kalıpların Özellikleri

Deney kirişlerinin üretiminde kalıp olarak 3 mm kalınlığında çelik saçlar kullanılmıştır. Kalıpların çelik saçlardan imal edilmesindeki amaç, yapılan seri üretimlerde tekrar kullanılmasını sağlamaktır. Çelik saçların montajı ise cıvatalar yardımıyla yapılmıştır. Montajın cıvatalı olması kalıpların kolayca sökülüp takılmasına olanak sağlamıştır. Donatıları yerleştirilmiş ve kenetlenme boyunu ayarlamak için kullanılan plastik kılıfları yerleştirilmiş, yağlanmış ve beton dökümüne hazır olan çelik sac kalıp şekil 2.13’de görülmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi kullanılan kalıp bir seferde 3 adet kiriş numunesi üretilmesine olanak sağlamaktadır.



Şekil 2.13. Eğilmede aderans deneyinde kullanılan kiriş kalıpları

2.2.4. Betonların Kalıplara Yerleştirilmesi, Bakımı ve Deney Anındaki Yaşları

Madde 2.1.5.'de belirtilen şekilde üretilen beton, kiriş kalıplarına 2800 devir/dakika frekanslı sarsma tablası her tabaka için 10 saniye süre çalıştırmak suretiyle 3 tabaka halinde yerleştirilmiştir. Deney kirişlerinin kalıplarından çıkarılıp kür havuzuna taşınması ve deney anına kadar yapılacak olan taşımalarda aderans dayanımı incelen boyuna donatıların beton içerisinde burulmasını ve eğilmesini önlemek için bu donatının her iki yanına beton kütleleri birbirine bağlayacak $\phi 8$ 'lik donatı parçaları konmuştur (Şekil 2.14). Deney kirişi betonlarının yerleştirilmesi sırasında, bu betonların mekanik özelliklerinin denetlenmesi amacıyla her dökümden önce üçer adet standart silindir ve boyutları 150 mm olan küp numuneler alınmıştır. Üretimlerinden bir gün sonra kalıplarından çıkarılan kirişler ve beton numuneler 21 gün süre ile sıcaklığı $22 \text{ }^\circ\text{C} \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ olan kür havuzunda saklandıktan sonra havuzdan çıkarılmış ve deney anına kadar sıcaklığı $23 \text{ }^\circ\text{C} \pm 3 \text{ }^\circ\text{C}$ ve bağıl nemi 75 ± 5 olan laboratuvar ortamında bekletilmiştir. Deney kirişleri ve alınan numuneler 28. günün sonunda deneye tabi tutulmuşlardır. Deneme üretimlerinden ve kirişlerin üretimi sırasında alınan beton numunelere ilişkin mekanik özellikler çizelge 2.11'de verilmiştir. Kiriş numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylere ilişkin bulgular ise madde 2.2.6.'da verilmektedir.



Şekil 2.14. Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deney numunesinden bir görünüm

2.2.5. Deneyin Yapılışı

Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi, kirişin ortasından uygulanan düşey bir P dış yükü altında, çekme bölgesindeki donatının betondan sıyrılmaların tespit edilmesinden ibaret olan bir kiriş deneyidir. Düşey olarak uygulanan ve yük hücresi yardımıyla okunan P yükünün donatıda oluşturduğu çekme kuvveti F ile gösterilmek üzere, bu kuvvete karşılık gelen akma, kopma veya aderans sökülmesi anındaki çekme gerilmesi olan σ_s belirlenmektedir. Bu gerilme değerinin donatıda meydana getireceği aderans gerilmesi (τ_b) donatının üzerinde düzgün yayıldığı kabul edilerek hesaplanmaktadır. Uygulanan yük ve belirlenen gerilmelere karşılık gelen ve sıyrılmaya değerleri LPDT'ler yarımıyla ölçülmektedir. Deneye başlamadan önce çelik mafsallı kirişin ortasına yerleştirilmiş ve deney sonuçlarını etkilememesi için aderansı ölçülen donatının her iki yanına konan donatılar kesilmiştir (Şekil 2.15).



Şekil 2.15. Aderansı incelenen donatıların taşımalar sırasında zarar görmesini engellemek amacıyla konulan ve deneye başlamadan önce kesilen donatılardan bir görünümü

Donatının betona göre 0,25 mm'lik sıyrılmasına karşılık gelen aderans gerilmesi emniyetli aderans gerilmesi olarak kabul edilmektedir. Liège Üniversitesi standartlarında ise donatının betona göre 3 mm sıyrılması donatı-beton aderansının çözülmesi olarak kabul

edilmektedir. Deneyler sırasında betonun içyapısından ve yüklemelerden dolayı donatıların iki ucunda farklı sıyrılma değerleri oluşması durumunda, emniyetli tarafta kalmak amacıyla, büyük olanı dikkate alınmaktadır.

A donatı alanını, ϕ donatı çapını göstermek üzere donatının kesit alanı;

$$A = (\pi.\phi^2/4) \quad (2.6)$$

olarak elde edilir. Çelik mafsallın orta noktasında moment sıfır olduğundan (bkz. Şekil 2.7);

$$(P.l)/2 = F.h \quad (2.7)$$

elde edilir. Üretilen kirişlerde $l= 25$ cm. ve $h= 10$ cm. olduğundan;

$$F=1,25.P \quad (2.8)$$

sonucu elde edilir.

Kenetlenme uzunluğu boyunca, denge durumunda donatıya etkiyen F çekme kuvvetinin, donatının etrafında oluşan toplam aderans kuvvetine eşit olması gerektiğinden σ_s donatıdaki gerilmeyi, τ_b aderans gerilmesini ve l_b kenetlenme boyunu göstermek üzere;

$$\sum(\tau_b \times \text{birim alan}) = F, \tau_b \cdot (\pi.\phi) \cdot l_b = A_s \cdot \sigma_s = \frac{\pi\phi^2}{4} \cdot \sigma_s \quad (2.9)$$

elde edilir. Denklem (2.9)'da gerekli düzenlemeler yapıldığında herhangi bir yük değerine karşılık gelen τ_b aderans gerilmesi aşağıdaki verilen denklem yardımıyla elde edilir.

$$\tau_b = \sigma_s \cdot \phi / 4 \cdot l_b \quad (2.10)$$

2.2.6. Deney Serileri

Çalışmanın asıl amacını teşkil eden ve eğilmede aderans davranışını belirlemede kullanılan Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi üç seri şeklinde gerçekleştirilmiştir. Birinci ve ikinci seri deneyler geleneksel ve hafif betondan üretilmiş kirişler üzerinde, l_b kenetlenme boyu 20ϕ alınarak, üçüncü seri deneyler ise kenetlenme boyu 25ϕ alınarak hafif betondan üretilmiş kirişler üzerinde yapılmıştır. Deneylerde, çapları 8, 10, 12 ve 14 mm olan nervürlü donatıların kullanıldığı ve her birinden üç adet olmak üzere toplam 36 kiriş numunesi kullanılmıştır.

2.2.6.1. Birinci Seri Deneyler

Birinci seri deneyler 8 mm, 10 mm, 12 mm ve 14 mm çapında nervürlü donatıların kullanıldığı 12 adet geleneksel betondan kirişler üzerinde kenetlenme boyu 20ϕ alınarak gerçekleştirilmiştir.

Yapılan deneyler sonunda geleneksel betonla aderansı incelenen 8 mm çapındaki donatıda betona göre herhangi bir sıyırılma gözlenmemiş ve donatı kopmuştur. Çapı 10 mm olan donatıda akma dayanımına kadar sıyırılma oluşmamış ve kopmadan önce 0,052 mm mertebesinde çok küçük sıyırılma olmuştur. Çapı 12 mm olan donatıda da akma dayanımından önce herhangi bir sıyırılma olmamış, donatının koptuğu andaki sıyırılma 0,142 mm de kalmıştır. Deneye tabi tutulan 14 mm çapındaki donatıda betona göre sıyırılma akma dayanımından önce başlamış olup akma dayanımında 0,077 mm değerine ulaşmıştır. Bunun yanında yüklemeye devam edildiğinde donatı kopma dayanımına ulaşmadan kiriş taşıma gücünü kesme kırılmasıyla kaybetmiş ve ulaşılan maksimum gerilmeye karşılık gelen sıyırılma değeri 0,233 mm olarak ölçülmüştür.

2.2.6.2. İkinci Seri Deneyler

İkinci seri deneyler de 8 mm, 10 mm, 12 mm ve 14 mm çapında nervürlü donatıların kullanıldığı 12 adet hafif betondan kirişler üzerinde kenetlenme boyu 20ϕ alınarak gerçekleştirilmiştir.

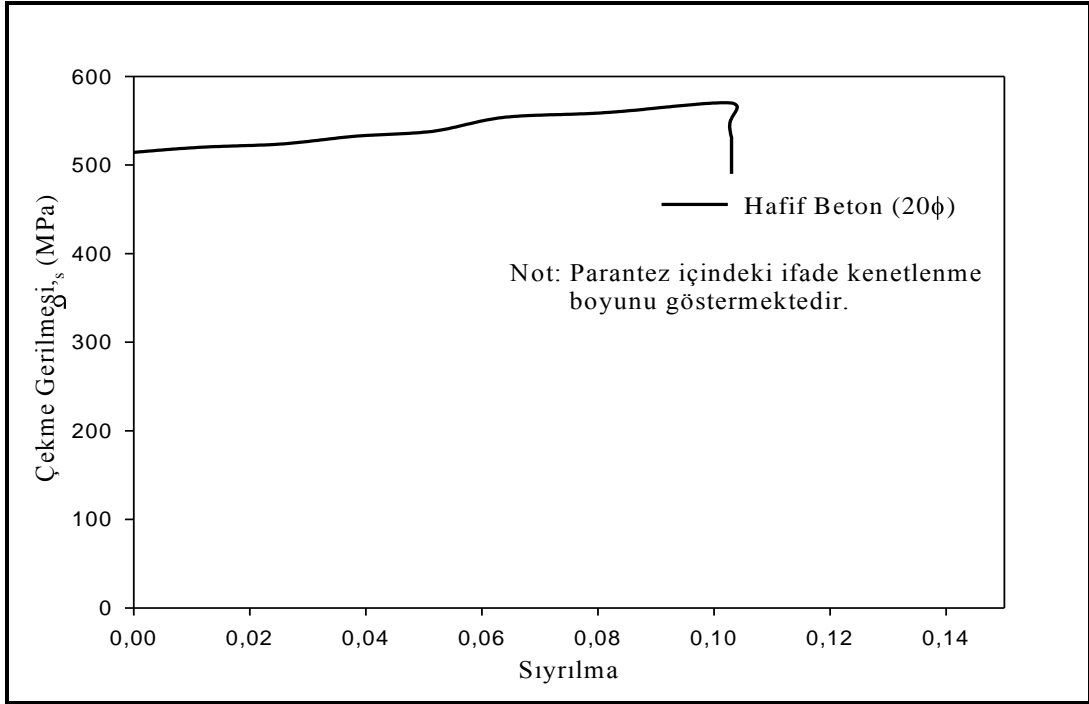
Yapılan deneyler sonunda hafif betonla aderansı incelenen 8 mm çapındaki donatıda akma dayanımından önce herhangi bir sıyırılma oluşmamış ve donatı kopmadan önce 0,103 mm'lik bir sıyırılma ölçülmüştür. Çapı 10 mm olan donatıda sıyırılmalar akma dayanımından önce başlamış ve akma dayanımında 0,052 mm değerini alırken, donatı koptuğunda sıyırılma değeri 0,223 mm'ye ulaşmıştır. Çapı 12 mm olan donatıda da sıyırılmalar akma dayanımından önce başlamış ve akma dayanımında 0,262 mm değerine ulaşarak emniyetli aderans gerilmesine karşılık gelen sıyırılma değeri olan 0,250 mm değerini aşmıştır. Yüklemeye devam edildiğinde sıyırılma değeri artmış ve kopma dayanımında 0,496 mm değerini almıştır. Deneye tabi tutulan 14 mm çapındaki donatı akma dayanımına ulaşmadan kiriş taşıma gücünü kesme kırılmasıyla kaybederken sıyırılma değeri 4,134 mm olarak ölçülmüştür.

2.2.6.3. Üçüncü Seri Deneyler

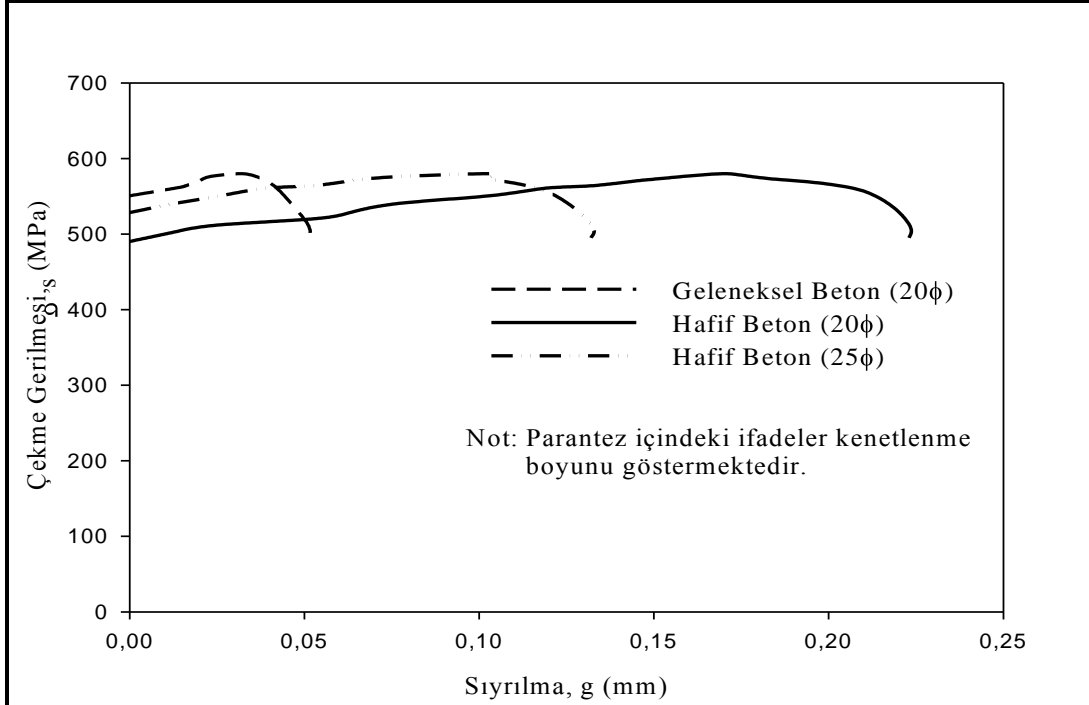
Üçüncü seri deneylerde de 8 mm, 10 mm, 12 mm ve 14 mm çapında nervürlü donatıların kullanıldığı 12 adet hafif betondan kirişler üretilmiştir. Kenetlenme boyu ise %25 artırılarak 25 ϕ alınmıştır.

Yapılan deneyler sonunda hafif betonla aderansı incelenen 8 mm çapındaki donatıda geleneksel betonda olduğu gibi herhangi bir sıyırılma gözlenmemiş ve donatı kopmuştur. Çapı 10 mm olan donatıda akma dayanımından önce herhangi bir sıyırılma gözlenmemiş ve donatı koptuğunda sıyırılma değeri 0,132 mm olarak belirlenmiştir. Çapı 12 mm olan donatıda da sıyırılmalar akma dayanımından önce 0,013 mm gibi çok küçük bir sıyırılma olmuş ve donatı koptuğunda bu değer 0,234 mm değerine ulaşmıştır. Deneye tabi tutulan 14 mm çapındaki donatıda betona göre sıyırılma değerinde, kenetlenme boyunun 20 ϕ olduğu numunelere göre, azalma meydana gelmiş fakat donatı akma dayanımına ulaşmadan kiriş taşıma gücünü yine kesme kırılmasıyla kaybetmiştir. En büyük sıyırılma değeri ise 3,512 mm olarak belirlenmiştir.

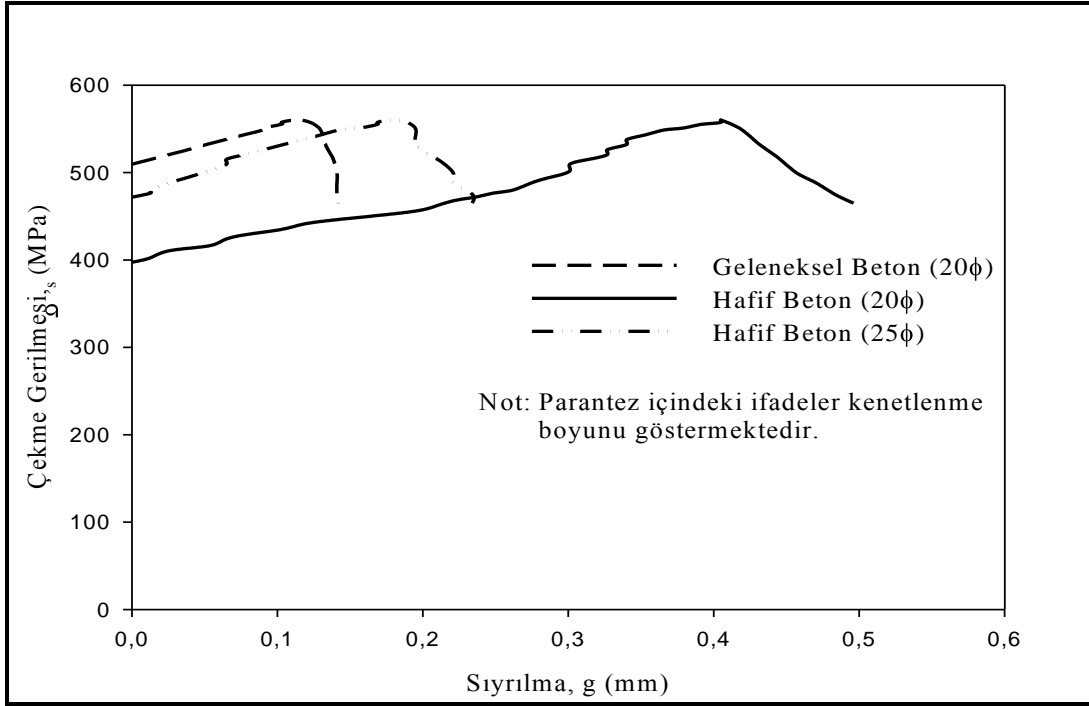
Üç seri olarak gerçekleştirilen, Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi yardımıyla donatı-beton aderansı incelenen hafif ve geleneksel betonlara ilişkin gerilme-sıyırılma ve kayma gerilmesi-sıyırılma grafikleriyle deney verilerine ilişkin çizelge aşağıda verilmiştir. Kenetlenme boyu 20 ϕ olan geleneksel beton ve 25 ϕ olan hafif betonlarda aderansı incelenen 8 mm çapındaki donatılarda kopmaya kadar herhangi bir sıyırılma olmadığı için bu deneylere ilişkin veriler grafiklerde gösterilmemiştir.



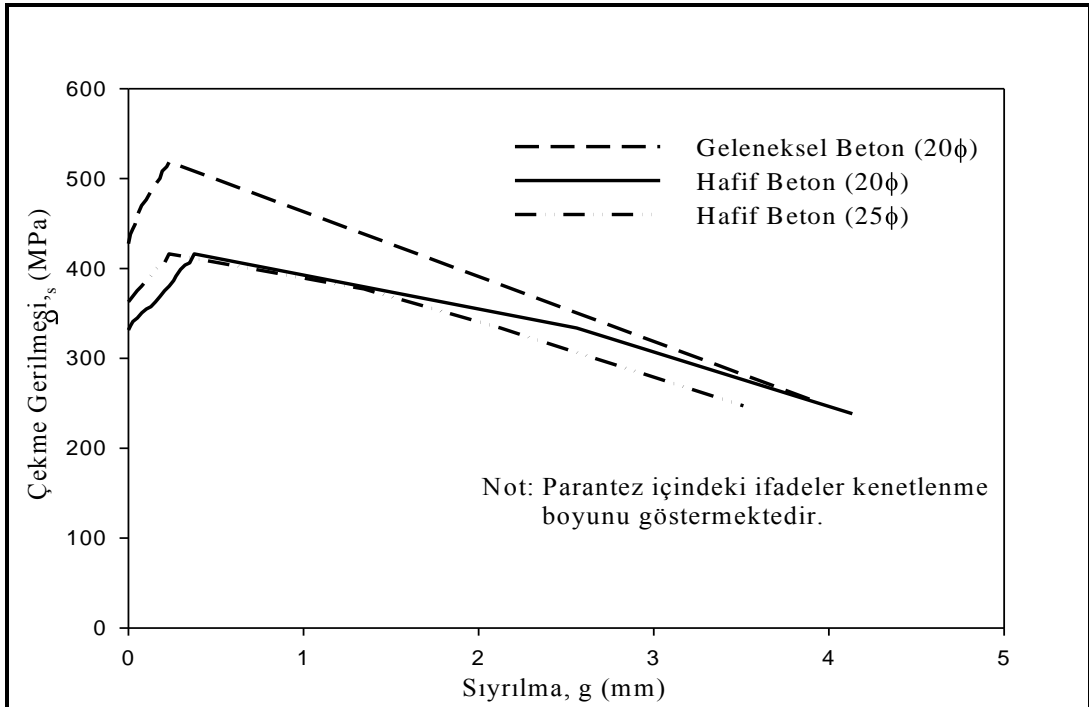
Şekil 2.16. 8 mm çapındaki donatının kullanıldığı 20 ϕ kenetlenme boylu hafif betonlar için çekme gerilmesi-sıyırılma diyagramı



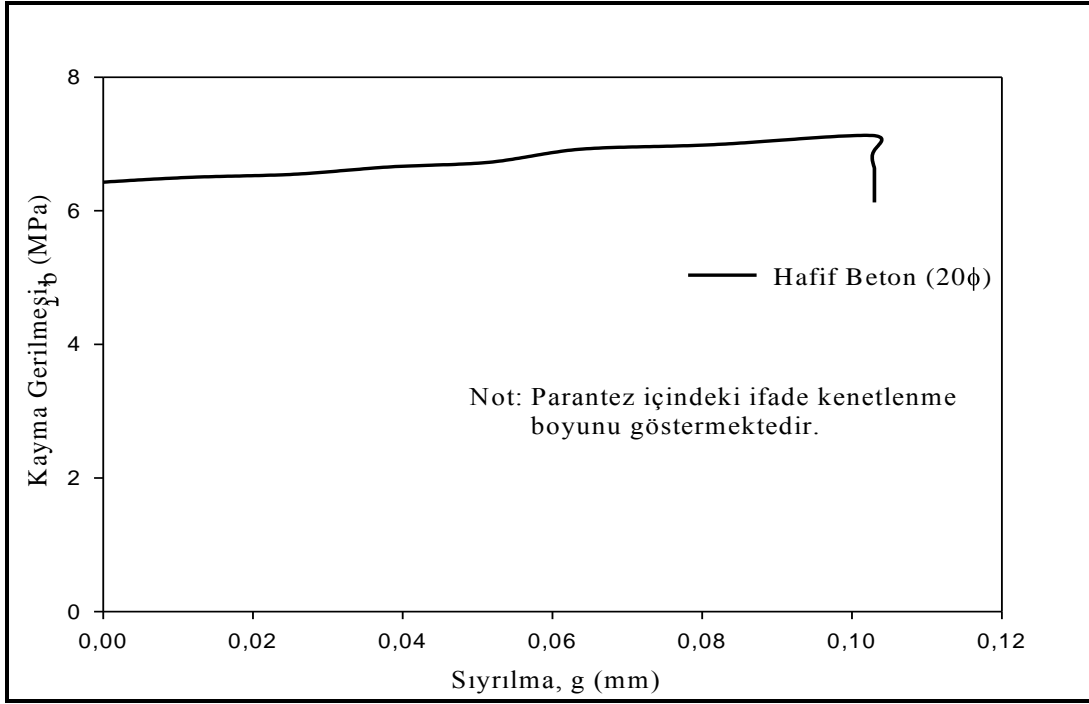
Şekil 2.17. 10 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 20 ϕ olan geleneksel ve hafif betonlar ile 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin çekme gerilmesi -sıyırılma diyagramı



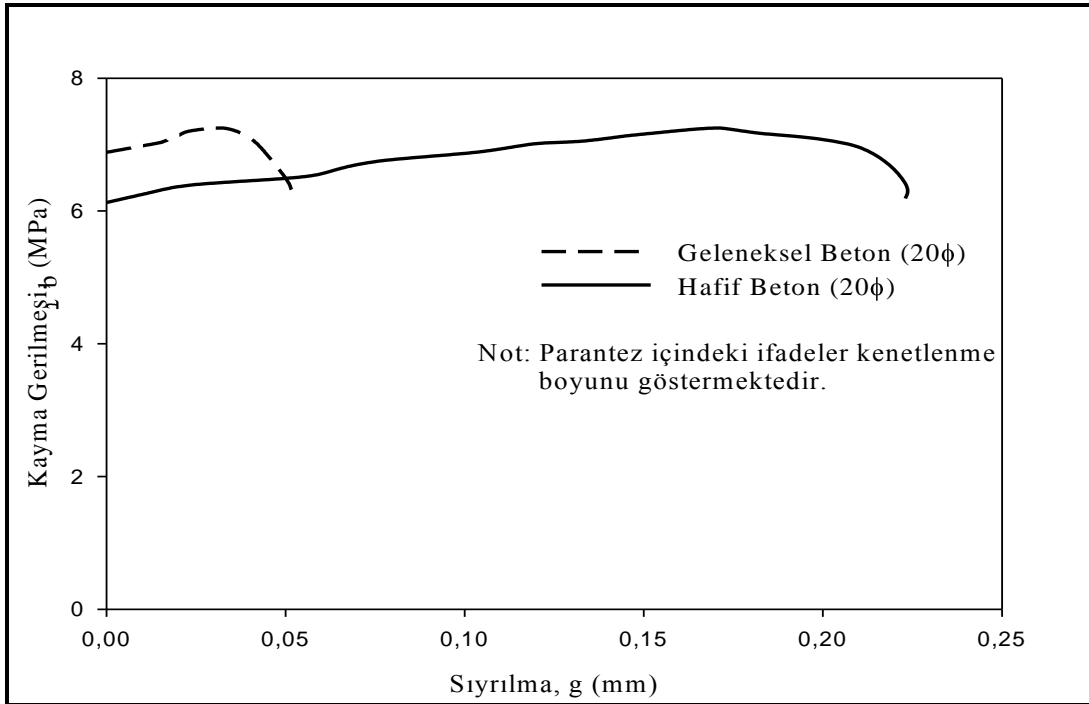
Şekil 2.18. 12 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 20 ϕ olan geleneksel ve hafif betonlar ile 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin çekme gerilmesi -sıyrılma diyagramı



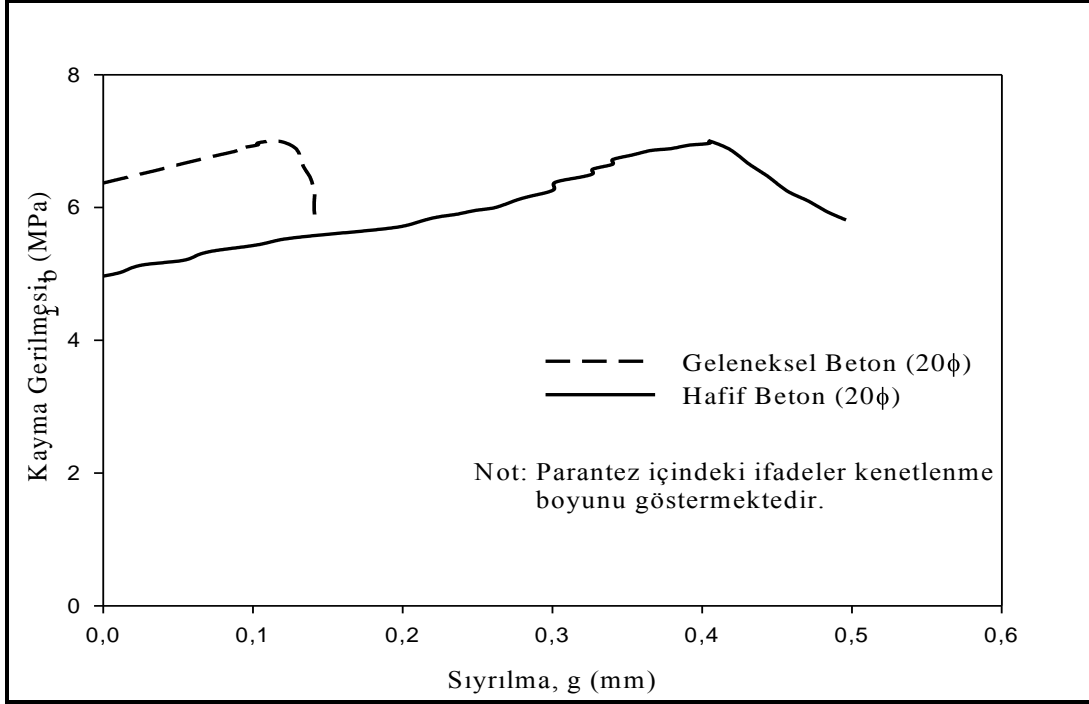
Şekil 2.19. 14 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 20 ϕ olan geleneksel ve hafif betonlar ile 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin çekme gerilmesi-sıyrılma diyagramı



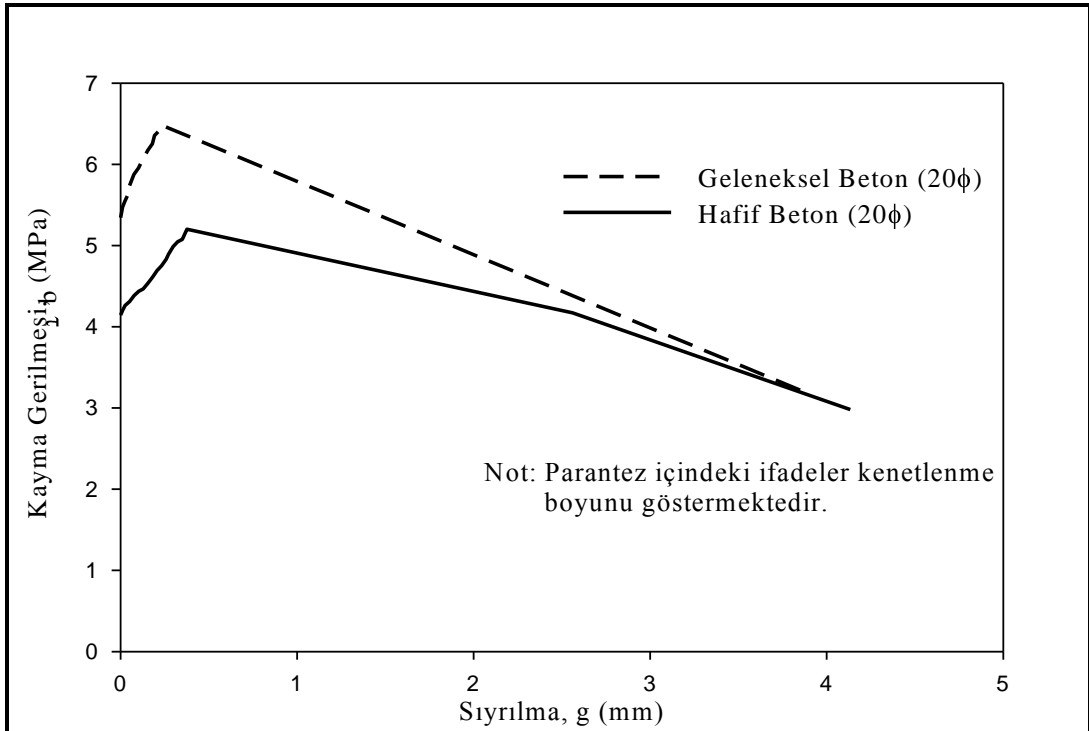
Şekil 2.19. 8 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 20φ olan hafif betonlar için kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı



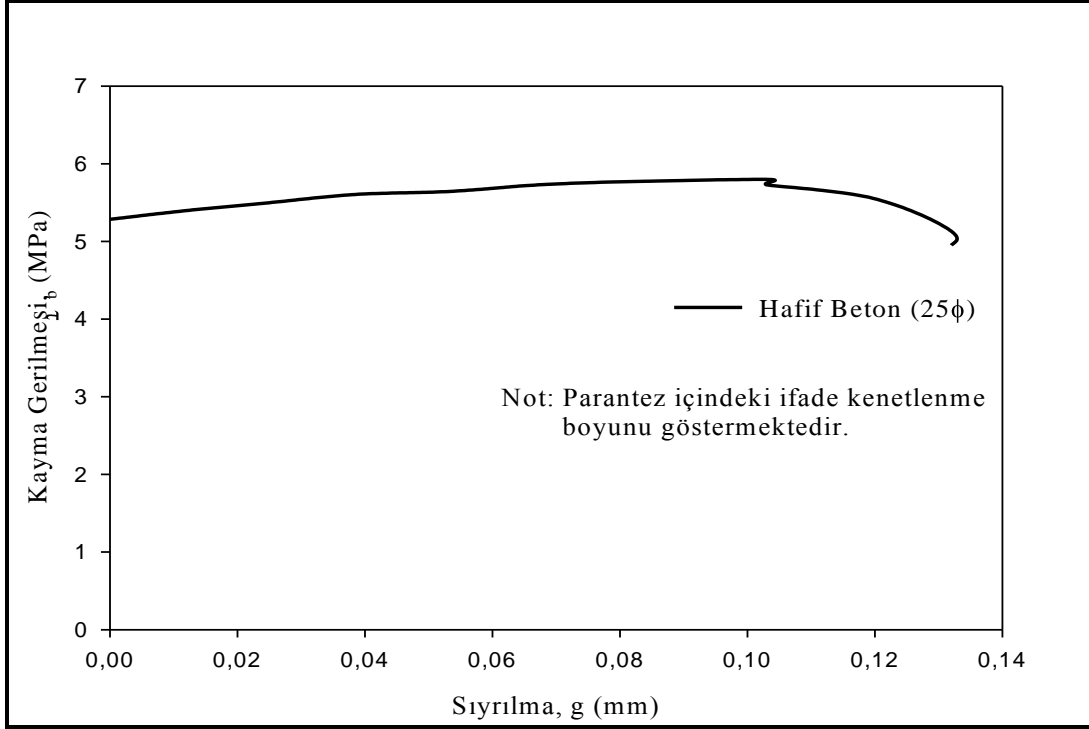
Şekil 2.20. 10 mm çapındaki donatının kullanıldığı geleneksel ve hafif betonlar için kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı



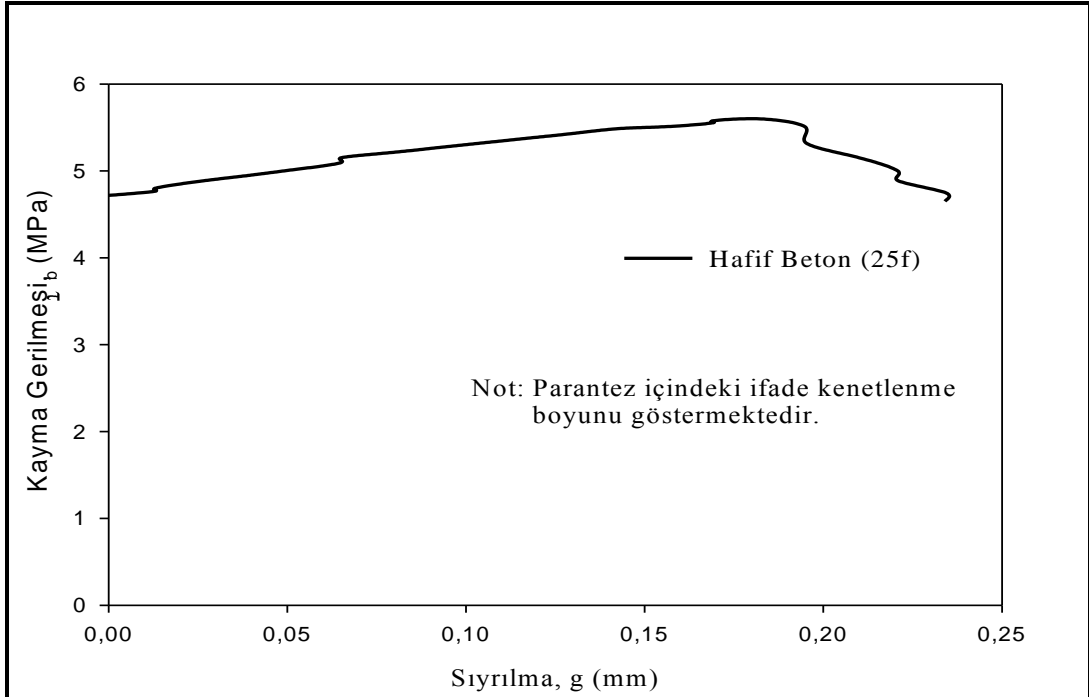
Şekil 2.21. 12 mm çapındaki donatının kullanıldığı geleneksel ve hafif betonlar için kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı



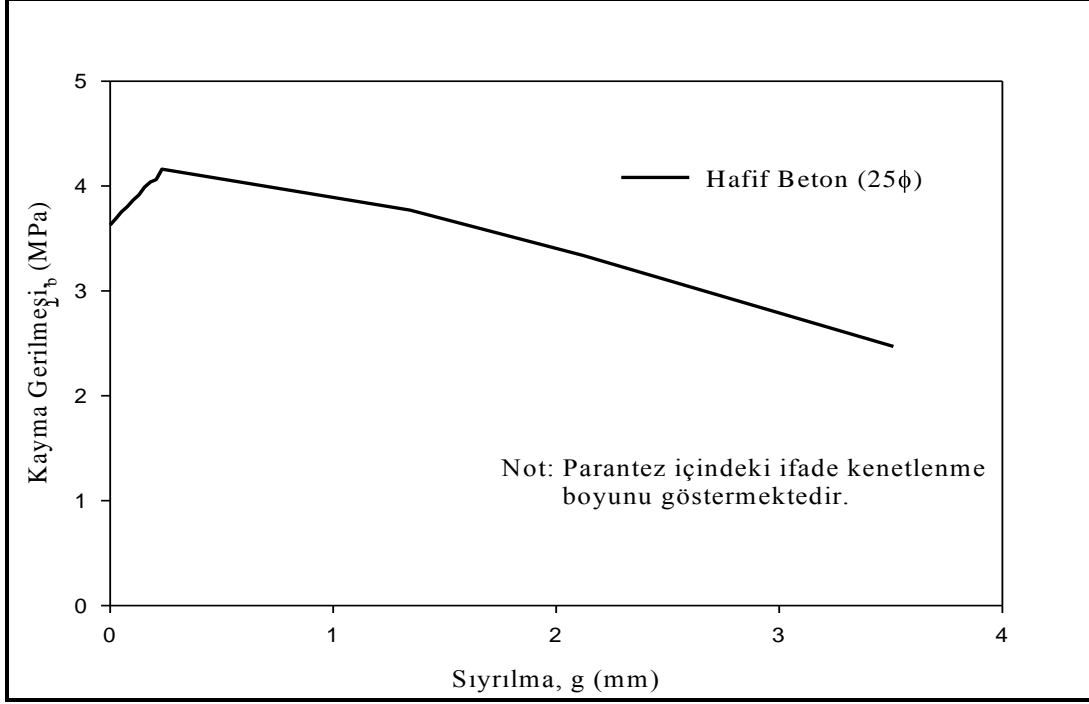
Şekil 2.22. 14 mm çapındaki donatının kullanıldığı geleneksel ve hafif betonlar için kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı



Şekil 2.23. 10 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı



Şekil 2.24. 12 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 25 ϕ olan hafif betonlara ilişkin kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı



Şekil 2.25. 14 mm çapındaki donatının kullanıldığı kenetlenme boyu 25φ olan hafif betonlara ilişkin kayma gerilmesi-sıyırılma diyagramı

Yukarıda verilen grafikler ve çizelge 2.13'den de görüldüğü üzere hafif betonların aderans dayanımları geleneksel betonlarınkinden daha düşüktür. Kenetlenme boyu 20φ olan geleneksel betonla üretilen kirişlerde ilk sıyırılma anında oluşan çekme gerilmeleri (σ_{sf}), kenetlenme boyu 20φ olan hafif betonla üretilen kirişlerinkinden, 10, 12 ve 14 mm çapındaki donatılar için sırasıyla %12.3, %28 ve %29 oranında, kenetlenme boyu 25φ olan hafif betonla üretilen kirişlerinkinden ise %4, %8 ve %17.8 daha büyük değerler almıştır. Bunun yanında, kenetlenme boyunun 20φ olduğu hafif betonla üretilmiş kirişlerde kullanılan donatılarda oluşan en büyük çekme gerilmelerine karşılık gelen sıyırılmalar geleneksel betonlardan, 10 mm çapındaki donatılarda 4.4, 12 mm çapındaki donatılarda 3.5 ve 14 mm çapındaki donatılarda 1.61 kat, kenetlenme boyu 25φ olan hafif betonlardan ise yine sırasıyla 1.66, 2.23 ve 1.61 kat daha fazla olmuştur. Ayrıca, hafif betonla kenetlenme boyu 25φ olacak şekilde üretilen kirişlerin aderans dayanımlarında önemli derecede artış gözlenmiştir. İlk sıyırılma anında oluşan çekme gerilmeleri 10, 12 ve 14 mm çapındaki donatılar için kenetlenme boyu 20φ olanlara göre sırasıyla %7.8, %18.7 ve %9 daha büyük değerler almıştır. Geleneksel betonlarla ve kenetlenme boyu 25φ olan

hafif betonla üretilen kirişlerde adersanı incelenen 8 mm çapındaki donatılarda betona göre herhangi bir sıyrılma oluşmadığından bu donatılar için kıyaslama yapılmamıştır.

Çizelge 2.13. Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneysel Serilerinden Elde Edilen Veriler

Beton Türü	Kullanılan Betonun Karakteristik Basınç Dayanımı (MPa)	Donatı Çapı (mm)	Kenetlenme Boyu (mm)	σ_{sf} (MPa)	f_{yk}/g_{yk} (MPa/mm)	f_{su}/g_{su} (MPa/mm)	f_{sr}/g_{sr} (MPa/mm)	τ_{bf} (MPa)	τ_{bu} (MPa)	τ_{br} (MPa)
Geleneksel Beton	31,22	8	160	-	510/0	570/0	490/0	-	7,125	6,125
		10	200	550,676	520/0	580/0,039	495/0,052	6,883	7,250	6,188
		12	240	509,473	480/0	560/0,116	465/0,142	6,368	7,000	5,813
		14	280	427,461	470/0,077	518/0,233	254,5/3,890	5,343	6,481	3,181
Hafif Beton	18,5	8	160	514,269	510/0	570/0,103	490/0,103	6,428	7,125	6,125
		10	200	490,197	520/0,052	580/0,171	495/0,223	6,127	7,250	6,188
		12	240	397,357	480/0,262	560/0,405	465/0,496	5,640	7,000	5,813
		14	280	332,513	-	416,125/0,376	238,391/4,134	4,156	5,202	2,980
Hafif Beton	18,5	8	200	-	510/0	570/0	490/0	-	7,125	6,125
		10	250	528,394	520/0	580/0,103	495/0,132	5,284	5,800	4,950
		12	300	471,828	480/0,013	560/0,182	465/0,234	4,718	5,600	4,650
		14	350	362,889	-	417,130/0,233	247,064/3,512	3,629	4,171	2,471

3. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın temel amacı, Doğu Karadeniz Bölümü hafif ve geleneksel agregalarıyla üretilen betonların eğilmede donatı-beton aderanslarını karşılaştırmalı olarak incelemektir. Bu amaçla birinci bölümde; hafif betonlar, bu betonların bazı fiziksel ve mekanik özellikleri, üretimlerinde kullanılan agregalar ve özellikleri, daha önce bu konu gerçekleştirilmiş çalışmalar özetlenmiş ve donatı-beton aderansı konusunda bazı bilgiler verilmiştir. İkinci bölümde ise; hafif ve geleneksel agregalar ve bunlarla üretilen betonların bazı fiziksel ve mekanik özellikleriyle, eğilmede donatı-beton aderansının incelendiği Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi üzerinde durulmuştur.

Gerçekleştirilmiş olan deneysel ve teorik çalışmaların tümünden çıkarılabilecek bazı sonuç ve öneriler aşağıda özetlenmektedir:

1) Kullanılan hafif agrega, TS 1114 EN 13055-1'de belirtilen özellikleri sağladığından taşıyıcı hafif beton üretimine uygundur.

2) Üretilen hafif betonlar, TS 2511'de belirtilen, taşıyıcı hafif betonlarda aranan mekanik ve fiziksel özellikleri sağlamaktadır.

3) Geleneksel agregaların doymun kuru yüzeyli özgül kütlesi hafif agregalarınkinden yaklaşık olarak %20 daha büyüktür. Hafif agregaların kütlece su emme oranı ise geleneksel agregalarınkinden 12 kat daha fazladır. Bu durum hafif agregaların gözenekli bir yapıya sahip olmasına atfedilebilmektedir.

4) Geleneksel betonun özgül kütlesi hafif betonunkinden, etüv kurusu halde %38, hava kurusu halde yüzde %31,5 ve doymun kuru yüzeyli durumda %22 oranında fazladır. Bu oranların etüv kurusundan doymun kuru yüzeyli duruma doğru azalması, hafif betonların su emme kapasitelerinin, üretimlerinde kullanılan hafif agregadan dolayı, geleneksel betonlardan çok fazla olmasıyla açıklanabilmektedir.

5) Hafif betonların üretimlerinde kullanılan agregaların su emme oranlarının çok yüksek olmasından dolayı üretimde kullanılan doymun suyu artmakta ve buna bağlı olarak geleneksel betonlara göre kalıp alma süreleri uzamaktadır. Bunun yanında, gözeneklerinde fazla miktarda su bulduran hafif agregaların, sıcak havalarda dökülecek olan betonların kalitesini içten kür uygulayarak arttıracığına işaret etmektedir.

6) Geleneksel betonun basınç dayanımı, aynı tane dağılımı ve karışım oranları kullanılmasına rağmen, hafif betonunkinden yaklaşık olarak %70 daha fazladır. Bu durum,

hafif betonların üretiminde kullanılan agregaların basınç dayanımlarının geleneksel agregalarinkinden daha düşük olmasından dolayı, kırılmanın agrega dayanımı yetersizliğinden kaynaklanmaktadır. Geleneksel betonların kırılmasına ise sertleşmiş çimento hamuru dayanımının yetersizliği neden olmaktadır.

7) Geleneksel betonunun elastisite modülü, hafif betonlarınkinin yaklaşık olarak iki katıdır. Bu durum, kesit boyutları, donatı konum ve özellikleri birbirine eşit olan geleneksel ve hafif betondan üretilmiş iki farklı yapı elemanından hafif betonla üretilmiş olanın eğilme rijitliği daha düşük olacağından, aynı yük altında daha fazla şekil değiştirme yapacağını göstermektedir.

8) Üretilen geleneksel betonların poisson oranları, hafif betonlarınkinin iki katı civarında olmaktadır.

9) Geleneksel betonların birim kısalmaları, hafif betonlarınkinden daha küçük olmaktadır. Bu durum, hafif betonların şekildeğiştirme kapasitelerinin dolayısıyla da sünekliklerinin daha büyük olduğunu göstermektedir.

10) Geleneksel betonların nervürlü donatılarla kenetlenmelerinin sağlanabilmesi için 20φ uzunluğundaki kenetlenme boyu, kullanılan dört farklı donatı çapı içinde, yeterli olmaktadır. Zira 8, 10 ve 12 mm. çapındaki donatıların kullanıldığı geleneksel betondan kirişlerin hepsinde çekme dayanımına ulaşılmış ve donatılarda çok küçük sıyrılmalar gözlenmiştir. Bunun yanında, 14 mm. çapındaki donatılarda aderans çözülmesi olmadan akma dayanımına ulaşılmış ancak artan yüklerde donatılar çekme dayanımına ulaşmadan kiriş taşıma gücünü kesme kırılması şeklinde kaybetmiştir. Bu durum, deneye tabi tutulan kirişlerde, aderans davranışını etkilememesi için, enine donatıların kullanılmamasından kaynaklanmaktadır.

11) Hafif betonların nervürlü donatılarla kenetlenmelerinin sağlanabilmesi için 20φ uzunluğundaki kenetlenme boyu, 8 ve 10 mm. çapındaki donatılar için yeterli olduğu, zira akma dayanımına ulaşıldığında 8 mm. çapındaki donatılarda sıyrılmama olmadığı, 10 mm. çapındaki donatılarda ise bu sıyrılmama 0,052 mm. olduğu belirlenmiştir. Bunun yanında 12 mm. çapındaki donatıların kullanıldığı kirişlerde akma dayanımındaki sıyrılmama değeri 0,262 mm.'ye ulaşmış ve emniyetli aderans gerilmesine karşılık gelen 0,250 mm.'yi aşmıştır. Ayrıca, emniyetli aderans gerilmesine karşılık gelen sıyrılmama değeri, 14 mm. çapındaki donatılarda, akma dayanımına ulaşılmadan aşmış ve bu kiriş numuneleri geleneksel betonlara göre daha düşük bir yük değerinde taşıma gücünü kesme kırılması şeklinde kaybetmiştir. Bu durum, deneye tabi tutulan hafif betondan üretilmiş kirişlerin

kesme dayanımlarının daha düşük olmasından ve aderans davranışını etkilememesi için enine donatıların kullanılmamasından kaynaklanmaktadır.

12) Hafif betonların nervürlü donatılarla kenetlenmelerinin sağlanabilmesi için 25φ uzunluğundaki kenetlenme boyu, 8, 10 ve 12 mm. çapındaki donatılar için yeterlidir. Zira akma dayanımına ulaşıldığında 8, 10 mm. çapındaki donatılarda sıyrılma olmamış, 12 mm. çapındaki donatılarda ise sıyrılma değeri 0.013 mm.'de kalmış ve donatılar çekme dayanımına kadar yük almıştır. Buna karşılık, 14 mm. çapında donatılarda, sıyrılmanın başladığı anda oluşan çekme gerilmesi değerinde, kenetlenme boyu 20φ olan kiriş numunelerine göre %9 oranında bir artış olmuş, ancak donatılar çekme dayanımlarına ulaşmadan kirişler yine taşıma güçlerini kesme kırılması şeklinde kaybetmiştir. Bu durum, kenetlenme boyu 20φ olan numunelerde olduğu gibi, deneye tabi tutulan hafif betondan üretilmiş kirişlerin kesme dayanımlarının daha düşük olmasından, aderans davranışını etkilememesi için, enine donatıların kullanılmamasından kaynaklanmaktadır.

13) Kenetlenme boyu 20φ olan geleneksel betonla üretilen kirişlerde ilk sıyrılma anında oluşan çekme gerilmeleri (σ_{sf}), kenetlenme boyu 20φ olan hafif betonla üretilen kirişlerinkinden, 10, 12 ve 14 mm. çapındaki donatılar için sırasıyla %12.3, %28 ve %29 oranında, kenetlenme boyu 25φ olan hafif betonla üretilen kirişlerinkinden ise %4, %8 ve %17.8 daha büyük değerler almıştır. Geleneksel betonlarla ve kenetlenme boyu 25φ olan hafif betonla üretilen kirişlerde aderansı incelenen 8 mm. çapındaki donatılarda betona göre herhangi bir sıyrılma oluşmadığından bu donatılar için kıyaslama yapılmamıştır.

14) Hafif betonla kenetlenme boyu 25φ olacak şekilde üretilen kirişlerin aderans dayanımlarında önemli derecede artış gözlenmiştir. İlk sıyrılma anında oluşan çekme gerilmeleri 10, 12 ve 14 mm. çapındaki donatılar için kenetlenme boyu 20φ olanlara göre sırasıyla %7.8, %18.7 ve %9 daha büyük değerler almıştır.

15) Kenetlenme boyunun 20φ olduğu hafif betonla üretilmiş kirişlerde aderansı incelenen donatılarda oluşan en büyük çekme gerilmelerine karşılık gelen sıyrılmalar geleneksel betonlara göre, 10 mm. çapındaki donatılarda 4.4, 12 mm. çapındaki donatılarda 3.5 ve 14 mm. çapındaki donatılarda 1.61 kat daha fazla olmuştur. Geleneksel betonla üretilen kirişlerle aderansı incelenen 8 mm. çapındaki donatılarda betona göre herhangi bir sıyrılma olmamıştır. Bunun yanında, 20φ kenetlenme boyuna sahip hafif betonla üretilen kirişlerde bu donatıdaki en büyük çekme gerilmesine karşılık gelen sıyrılma 0.103 mm. olarak ölçülmüştür.

16) Kenetlenme boyunun 20φ olduğu hafif betonla üretilmiş kirişlerde aderansı incelenen donatılarda oluşan en büyük çekme gerilmelerine karşılık gelen sıyrılmalar, kenetlenme boyu 25φ olan hafif betonlara göre sırasıyla, 10 mm. çapındaki donatılarda 1.66, 12 mm. çapındaki donatılarda 2.23 ve 1.61 kat daha fazla olmuştur. Kenetlenme boyu 25φ olan hafif betonla üretilen kirişlerde aderansı incelenen 8 mm. çapındaki donatılarda betona göre herhangi bir sıyrıma oluşmadığından bu donatılar için kıyaslama yapılmamıştır.

17) Geleneksel ve hafif betonlarla üretilen kirişlerde küçük çaplı donatıların aderans dayanımları büyük çaplı donatılarınkinden daha büyük olmaktadır. Bu durum; küçük çaplı donatıların betondaki bünyesel büzülmeden dolayı daha büyük yanal basınçlara maruz kalması ve bunun aderansı artırıcı etkisinin bulunmasına atfedilmektedir.

Özetle, TS 500-2000'de belirtilen ve geleneksel betonlarla üretilen betonarme elemanlarda yeterli kenetlemenin sağlanabilmesi için alınması gereken 20φ uzunluğundaki kenetlenme boyunun kullanılan dört farklı çaptaki donatı içinde yeterli olduğu, ancak bu boyun hafif betonlarla üretilen betonarme elemanlarda 8 ve 10 mm. çapındaki donatılar için yeterli, 12 ve 14 mm. çapındaki donatılar için artırılması gerektiği kanısına varılmıştır. Bunun yanında, hafif betonların üretilmelerine daha fazla önem gösterilmesi gerektiği için 20φ uzunluğundaki kenetlenme boyu kullanılan dört farklı çaptaki donatı için de artırılmasının daha uygun olacağı belirtilmelidir. Zira hafif betonların kullanılması durumunda alınan 25φ uzunluğundaki kenetlenme boyu, deneye tabi tutulan 8, 10 ve 12 mm. çapındaki donatılar için yeterli olmaktadır. Çapı 14 mm. olan donatıların kullanıldığı kiriş numunelerinin hepsinde akma dayanımına ulaşılmadan kesme kırılması meydana geldiğinden, bu boyun yeterli olup olmadığı başka deney yöntemleri kullanılarak belirlenmesi gerekmektedir. Bunun sebebi, eğilmede donatı-beton aderansını incelemek amacıyla kullanılan Standart Belçika Mafsallı Kiriş Deneyinde, sonuçları etkilememesi açısından etriye kullanılmaması ve dolayısıyla bu çalışmada kullanılan malzemelerle üretilen taşıyıcı hafif beton için büyük çaplı donatıların kullanıldığı durumlarda uygun olmamasıdır.

Bu çalışmaya konu olan taşıyıcı hafif betonların basınç dayanımları su/çimento oranını düşürmek ve kimyasal katkı maddeleri kullanmak suretiyle artırılabilir. Basınç dayanımındaki artış donatı ile beton arasındaki aderansı da artıracak çıkarılabilecek sonuçlar arasındadır. Bunun yanında, taşıyıcı hafif betonların elastisite modüllerinin düşük

olması, eğilme rijitlikliğini azalttığından, bu betonlarla üretilen betonarme yapı elemanları, aynı yük altında geleneksel betonla üretilen yapı elemanlarından daha fazla yerdeğiştirme yapacağı açıktır. Bu durumda aynı yapı davranışını sağlayabilmek için taşıyıcı eleman boyutları büyümektedir. Bunun nedeni, taşıyıcı hafif betonla inşa edilen yapıların kütlelerinin geleneksel betonlarla inşa edilenlerinkinden daha düşük ve bunun sonucunda daha ekonomik ve olup olmadıkları kapsamlı bir incelemeyle belirlenmelidir. Burada bu sonuçların, çalışmaya konu olan beton ve betonarme deney numuneleri ve çalışma koşulları için geçerliği olduğu, daha farklı malzemeler ve koşullarda üretilen deney elemanlarının denenmesinde yarar bulunduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

4. KAYNAKLAR

1. Hüsem, M., Doğu Karadeniz Bölgesi Doğal Hafif Agregalarından Biriyle Yapılan Hafif Betonun Geleneksel Bir Betonla Karşılaştırılmalı Olarak İncelenmesi, Doktora Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1995.
2. Durmuş, A., Arslaner M., Hüsem M. ve Kolaylı H., Karadeniz Bölgesi Hafif Agregaya Yataklarının Belirlenmesi ve Bunların Yekpare ve Prefabriğe Beton Yapılarda Kullanılabilirlik ve Yararlarının Araştırılması, Trabzon, 1996.
3. Sönmez, R., Demir, M. ve Ekim, H., Stiropor Hafif Agregalı Beton, Beton 2004 Kongresi, Haziran 2004, İstanbul, Bildiriler Kitabı, Cilt I, 688-696.
4. Çetmeli, E., Alman Betonarme Şartnamesi (DIN 1045, 1978), 1. Baskı, Teknik Kitaplar Yayınevi, İstanbul, 1981.
5. ASTM C 330 Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete, ASTM, 1989.
6. Comité Euro-International du Béton (CEB-FIB),. CEB-FIB Model Code 1990, CEB-FIB, Lausanne, 1993.
7. TS 2511, Taşıyıcı Hafif Betonların Karışım Hesap Esasları, TSE, Ankara, 1977.
8. ACI 213R-03, Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete, ACI, Michigan, 2003.
9. Aşık, M., Structural Lightweight Concrete With Natural Perlite Aggregate And Perlite Powder, Master Thesis, M.E.T.U., The Graduate School Of Natural And Applied Sciences, Ankara, 2006.
10. ESCSI, Lightweight Concrete (History, Application, Economics), Washington D.C., 1960.
11. Güner, M. S. ve Sümer, V., Yapı Malzemesi ve Beton, 3. Baskı, Aktif Yayınevi, İstanbul, 2001.
12. Clarke, J. L., Structural Lightweight Aggregate Concrete, First Edition, Spon Pres, UK, (1993)
13. Shideler, J. J., Lightweight Aggregate Concrete for Structural Use, AC Journal Proceedings, 54, 19 (1957) 299-328.
14. TS 1114 EN 13055-1, Hafif agregalar - Bölüm 1: Beton, Harç ve Şerbette Kullanım İçin, TSE, Ankara, 2004.
15. Temur, S., Endüstriyel Hammaddeler, 3. Baskı, Çizgi Kitabevi, Konya, 2001.

16. Pul, S., *Agrega Petrografik Yapısının Betonun Dayanım ve Akışkanlığı Üzerindeki Etkileri*, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1994.
17. Niederhoff, A. E., *Lightweight Pumice Concrete*, ASCE Proceedings, 6 (1949) 743-758.
18. Scholer, C. F., *The Role of Mortar-Aggregate Bond in the Strength of Concrete*, Highway Research Record, 210 (1967) 108-117.
19. Swamy, R. N. ve Lambert, G. H., *Microstructure of Lytag Aggregate*, Journal of Cement Composite and Lightweight Concrete, 3, 11 (1981) 273-282.
20. Zhang, M. H. ve Gjør, E. O., *Characteristics of Lightweight Aggregates for High-Strength Concrete*, ACI Material Journal, 88, 3-4 (1991) 150-158.
21. Newman, K. ve Newman, J.B., *Failure Theories and Design Criteria for Plain Concrete*, Civil Engineering Materials Conference, 1969, Southampton, Part 2, 963-995.
22. Pauw, A., *Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density*, ACI Journal Proceedings, 57 (1960) 679-687.
23. Mor, A., *Stell- Concrete Bond in High Strength Lightweight Concrete*, Material Journal of ACI, 89 (1992) 76-82.
24. Akman, M. S. ve Taşdemir, M. A., *Taşıyıcı Malzeme Olarak Perlit Betonu*, 1. Ulusal Perlit Kongresi, 1977, Bildiriler Kitabı, 40-48.
25. Taşdemir, M. A., *Taşıyıcı Hafif Agregalı Betonların Elastik ve Elastik Olmayan Davranışları*, Doktora Tezi, İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul, 1982.
26. Chi J.M., Huang R., Yang C.C. ve Chang J.J., *Effect of Aggregate Properties on the Strength and Stiffness of Lightweight Concrete*, Cement & Concrete Composites, 25 (2003) 197-205.
27. Chen B. ve Liub J., *Contribution of Hybrid Fibers on the Properties of the High-Strength Lightweight Concrete Having Good Workability*, Cement and Concrete Research, 35 (2005) 913-917.
28. Al-Khaiat H. ve Haque M.N., *Effect Of Initial Curing on Early Strength and Physical Properties of a Lightweight Concrete*, Cement and Concrete Research, 28, 6 (1998) 859-866.
29. Kayali O., Haque M.N. ve Zhu B., *Some Characteristics of High Strength Fiber Reinforced Lightweight Aggregate Concrete*, Cement & Concrete Composites, 25 (2003) 207-213.

30. Kılıç A., Atış C.D., Yaşar E. ve Özcan F., High-strength lightweight Concrete Made with Scoria Aggregate Containing Mineral Admixtures, Cement and Concrete Research, 33 (2003) 1595–1599.
31. Şahin R., Demirboğa R., Uysal H. ve Gül R., The effects of different cement dosages, slumps and pumice aggregate ratios on the compressive strength and densities of concrete, Cement and Concrete Research, 33 (2003) 1245–1249.
32. Martinez S., Nilson A.H. ve Slate F.O., Mechanical Properties of High Strength Lightweight Concrete, ACI Structural Journal, 83, 4 (1986) 606–613
33. Durmuş, A., Döşeme Plakların Öngerilmeli ve Kısmen Öngerilmeli Beton Kirişlerin Mekanik Davranışlarına Etkisi, Yapı Mekaniğinde Son Gelişmeler, 1986, Trabzon, 175-223.
34. Durmuş, A., Betonarme Yapıların Taşıma Gücüne Göre Hesabı, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Türkiye Mühendislik Haberleri, 305, 7-8 (1983) 3-11.
35. Ersoy, U. ve Özcebe, G., Betonarme : Temel İlkeler TS-500-2000 ve Türk Deprem Yönetmeliğine (1998) Göre Hesap, Genişletilmiş Yeni Baskı, Evrim Yayınevi, İstanbul, 2001.
36. Durmuş, A. ve Karaca, Z., Betonarmede Çatlama Mekanizması, Çatlak Çeşitleri ve Denetimleri, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Trabzon Şubesi, Mühendislik Bülteni, 54 (1998) 43-54.
37. Kankam, C. K., Bond Strength of Reinforcing Steel Bars Milled From Scrap Metals, Materials and Design, 25 (2004) 231–238.
38. MacGregor, J. G., Reinforced Concrete : Mechanics and Design, Third Edition, Prentice Hall, New Jersey, 1997.
39. Nawy, E. G., Reinforced Concrete : A Fundamental Approach, Fifth Edition, Prentice Hall, New Jersey, 2003.
40. Arda, T. S., Betonarmede Aderans Konusunda Bir Derleme, 1. Baskı, İ.T.Ü. Matbaası, İstanbul, 1968.
41. Dahil, H., Yüksek Performanslı Beton-Donatı Aderansının Geleneksel Beton-Donatı Aderansı ile Karşılaştırmalı Olarak İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 2001.
42. Park, R. ve Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, First Edition, John Wiley, New York, 1975.
43. URL-1, <http://www.insaatforumu.com/forum/showthread.php?t=1528>, İnşaat Forumu, 10 Mayıs 2006.

44. Aka, İ., Keskinel, F. ve Arda, T. S., *Betonarmeye Giriş*, 9. Baskı, Birsen Yayınevi, İstanbul, 1996.
45. Yeih W., Chang J.J. ve Tsai C.L., Enhancement of the Bond Strength of Epoxy Coated Steel by the Addition of Fly Ash, Cement & Concrete Composites, 26 (2004) 315–321.
46. El-Hawary M. M., Evaluation of Bond Strength of Epoxy-Coated Bars in Concrete Exposed to Marine Environment, *Construction and Building Materials* 13 (1999) 357–362.
47. Ichinose T., Kanayama Y., Inoue Y. ve Bolander J.E., Size Effect on Bond Strength of Deformed Bars, Construction and Building Materials, 18 (2004) 549–558.
48. Durmuş, A., Dahil, H. ve Arslan, M. E., Yüksek Başarımli Beton-Donatı Aderansının İncelenmesine Katkı, 7th International Congress on Advances in Civil Engineering, October 2006, İstanbul, Book of Abstracts, Vol I, 468.
49. TS 500–2000, *Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları*, TSE, Ankara, 2000.
50. ACI 318–05 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI, 2005.
51. Haddad R. H. ve Shannis L. G., Post-Fire Behavior of Bond Between High Strength Pozzolanic Concrete and Reinforcing Steel, Construction and Building Materials, 18 (2004) 425–435.
52. Haddad R. H. ve Abendeh R. M., Effect of Thermal Cycling on Bond Between Reinforcement and Fiber Reinforced Concrete, Cement & Concrete Composites, 26 (2004) 743–752.
53. Fang C., Gylltoft K., Lundgren K. ve Plos M., Effect of Corrosion on Bond in Reinforced Concrete Under Cyclic Loading, Cement and Concrete Research, 36 (2006) 548–555.
54. Yeih W., Chang J.J. ve Tsai C.L., Enhancement of the Bond Strength of Epoxy Coated Steel by the Addition of Fly Ash, Cement & Concrete Composites, 26 (2004) 315–321.
55. Wang X. ve Liu X., Bond Strength Modeling for Corroded Reinforcements, Construction and Building Materials, 20 (2006) 177–186.
56. Hamad B. S., ve Mike J. A., Bond Strength of Hot-Dip Galvanized Reinforcement in Normal Strength Concrete Structures, Construction and Building Materials, 19 (2005) 275–283.
57. Xiao J. ve Falkner H., Bond Behaviour Between Recycled Aggregate Concrete and Steel Rebars, Construction and Building Materials, Accepted 9 August 2005.

58. Esfahani, M. R. ve Rangan, B. V., Reinforcing Steel-Concrete Bond in Normal and High Strength Concrete, International Conference on high performance High strength concrete, Perth, 1998, Australia, pp. 367–378.
59. Hüsem, M. ve Durmuş, A., Hafif Beton-Donatı Aderansının Geleneksel Beton-Donatı Aderansıyla Karşılaştırmalı Olarak İncelenmesi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Türkiye İnşaat Mühendisliği XIII. Teknik Kongre, 1995, Ankara, Bildiriler Kitabı, 341-354.
60. TS EN 197-1, Çimento- Bölüm 1: Genel Çimentolar- Bileşim, Özellikler ve Uygunluk Kriterleri, TSE, Ankara, 2002.

ÖZGEÇMİŞ

Mehmet Emin ARSLAN 1981 yılında Kırşehir’de doğdu. İlk ve orta öğrenimine Yozgat’ın Yerköy ilçesinde devam etti. Lise öğrenimine 1995 yılında Hasanođlan Atatürk Anadolu Öğretmen Lisesi’nde başladı. 2000 yılında KT.Ü. Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. 18 Haziran 2004’de bu bölümden, bölüm birincisi fakülte üçüncüsü olarak mezun oldu. Aynı yıl K.T.Ü. Fen Bilimler Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans öğrenimine başladı. 17 Kasım 2005 tarihinde enstitünün 50/d kadrosuyla İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalına Araştırma Görevlisi olarak atandı. Yine bu yıl içerisinde TÜBİTAK tarafından verilen Yurtiçi Yüksek Lisans Bursunu almaya hak kazandı. Evli olan Mehmet Emin ARSLAN, İngilizce bilmekte ve halen Karadeniz Teknik Üniversitesi’nde araştırma görevlisi olarak görev yapmaktadır.