

ADERANSTA MEKANİK ETKİLEŞİM OLAYI

(DOKTORA TEZİ)

Y.Müh. Cengiz KARAKOÇ

Tezin Fen Bilimleri Ens. Verildiği Tarih: 19.9.1984

Tezin Savunulduğu Tarih : 1.8.1985

Doktorayı Yöneten Öğretim Üyesi : Prof.Dr.Hasan KARATAŞ

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr.Kemal ÜZDEN

Doç.Dr.Kaya ÜZGEN

İ.T.Ü. MİMARLIK FAKÜLTESİ BASKI ATÖLYESİ

1985

T. C.
Yükseköğretim Kurulu
Dokümantasyon Merkezi

İ Ç İ N D E K İ L E R

ÖZET		IV
SUMMARY		VII
SEMBOLLER		XII
BÖLÜM 1 - GİRİŞ		1
1.1. ADERANS OLAYINA GENEL BİR BAKIŞ		1
1.1.1. Aderans Olayının Tanımı ve Betonarmedeki Yeri ..		1
1.1.2. Aderansı Etkileyen Faktörler		2
1.1.3. Aderans Konusunda Yapı- lan Deneyler		3
1.2. ÇALIŞMANIN KONUSU VE AMACI		3
1.3. KONU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR		5
1.3.1. Aderans Konusunda Yapı- lan Çalışmalar		5
1.3.2. Agrega Kenetlenmesi Konu- sunda Yapılan Çalışmalar		6
BÖLÜM 2 - YARILMA ÇATLAKLARI VE ENİNE BASINCIN ETKİSİ		8
2.1. GİRİŞ		8
2.1.1. Genel Açıklamalar		8
2.2. ADERANS MEKANİZMALARI		10
2.3. DENEYSEL PROGRAMIN AMACI VE KAPSAMI		14
2.4. DENEYSEL PROGRAM		16
2.4.1. Genel		16
2.4.2. Deneysel Mekanizmanın Özellikleri		17

II

2.4.3. Yükleme ve Enine Basınç Uygulamasının Özellikleri	22
2.4.4. Malzeme Özellikleri	23
2.4.4.1. Kullanılan Betonun Özellikleri	23
2.4.4.2. Donatı Çubuğunun Malzeme ve Geometrik Özellikleri	24
2.4.5. Deneysel Sonuçların Görsel Dökümü ve Analizi	24
2.5. DENEYSEL SONUÇLAR	37
2.6. SONUÇLARIN UYGULAMA ALANINDAKİ ETKİNLİĞİ	39
BÖLÜM 3 - AGREGA KENETLENMESİ	44
3.1. GİRİŞ	44
3.1.1. Genel	44
3.1.2. Amaç ve Kapsam	45
3.1.3. Agreganın Kenetlenmesi Konusunda Yapılan Deney Tipleri ve Etkinlikleri	45
3.2. ÇATLAK DAVRANIŞIYLA İLGİLİ GERİLME-DEPLASMAN BAĞINTILARI	47
3.2.1. Çatlakla İlgili Temel Fiziksel Esaslar ve Varsayımlar	47
3.2.2. En Büyük Dane Çapının Çatlak Çapındaki Etkileri	48
3.2.2.1. Çatlakla İlgili Olarak Geliştirilecek Kayma Gerilmesi Bağlantısı	48

III

3.2.2.2. Çatlaktaki Kayma Gerilmesi İçin Verilen Bağıntının Geliştirilmesi	49
3.2.3. Çatlak İçin Kayma Modülünün Hesaplanması	56
3.2.4. Enine Basınç Gerilmesi İle İlgili Gerilme-Deplasman Bağıntıları	58
3.2.4.1. Genel	58
3.2.4.2. Enine Basınç Gerilmesi İçin Verilecek Bağıntının Geliştirilmesi	62
3.3. ÇIKARILAN GERİLME-DEPLASMAN BAĞINTILARININ SINANMASI	66
3.4. AGREGA KENETLENMESİ KONUSUNDA YAPILAN ÇALIŞMANIN GENEL DEĞERLENDİRİLMESİ	73
3.4.1. Genel	73
3.4.2. Çıkarılan Bağıntılarla İlgili Sınırlamalar	73
BÖLÜM 4 - SONUÇLAR	75
4.1. YARILMA ÇATLAKLARI KONUSUNDA ELDE EDİLEN SONUÇLAR	75
4.1.1. Genel	75
4.1.2. Son Değerlendirmeler	75
4.2. AGREGA KENETLENMESİ KONUSUNDA ELDE EDİLEN SONUÇLAR	76
4.2.1. Genel	76
4.2.2. Son Değerlendirmeler	77
EKLER	78
REFERANSLAR	79
Ö Z G E Ç M İ Ş	

Ö Z E T

Bu çalışmanın konusu betonarme bir yapı elemanında beton ile donatı arasında oluşan mekanik etkileşim olayıdır. Çalışmada bu olayın genel olarak gerek bir betonarme yapı elemanındaki gerek aderans konusundaki yeri ve önemi incelenecek ve olayın özellikle iki ana ögesi ele alınacaktır. Yarıma çatlakları (splitting cracks) ve agrega kenetlenmesi (aggregate interlock). Mekanik etkileşim süresince hemen daima yarıma çatlakları olduğu bilinmektedir. Agrega kenetlenmesi olayının ise genel olarak gerek kârgir veya beton gerek betonarme yapı elemanlarındaki çatlaklar boyunca kayma dayanımındaki çok önemli katkısı bilinmekte ve mekanik etkileşim olayını ele almada temel bir model ve kavram olduğu kabul edilmektedir.

Çalışmada yarıma çatlaklarının mekanik etkileşim safhasındaki rolü, özellikle, Politecnico di Milano'da 1981-82 ders yılında gerçekleştirilen deneysel program ve bu programın sonuçları ışığında ele alınacaktır. Aynı safhayla ilgili diğer bir ana öge olan agrega kenetlenmesi olayı ise, sonuçları 1982 de Daschner tarafından kısmen açıklanan ve bu konuda şimdiye kadar yapılanların teknik yönden en gelişmiş görünen deneylere dayanılarak yapılan bir araştırmanın çerçevesinde geliştirilen gerilme-deplasman bağıntıları formüle edilerek ve mekanik etkileşim olayından bağımsız olarak incelenecektir.

Politecnico di Milano'da gerçekleştirilen deneysel programda simüle edilmiş olarak önceden hazırlanmış olan değişik genişlikte yarıma çatlaklarını içeren tek donatılı

ve nervürlü betonarme nümuneler kullanılmış ve donatı üzerinde çekip çıkarma deneyi uygulanmıştır.

Çalışma dört bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde çalışmanın konusu sunulacak, incelenecek öğelerin betonarme ve aderans olgusundaki yeri ele alınırken konu ile ilgili çalışmalar tanıtılacaktır.

İkinci bölümde, mekanik etkileşim safhası, yürütülen deneysel program açıklanarak ve deney sonucu elde edilen bulguların ışığında şu parametrelere bağlı olarak ele alınacaktır:

- 1) Çekme deneyi süresince elde edilen aderans gerilmeleri,
- 2) Bu gerilmeler doğrultusundaki deplasmanlar,
- 3) Yarılma çatlağı genişlikleri,
- 4) Donatı doğrultusuna ve yarılma çatlaklarına dik olarak uygulanan basınç gerilmeleri.

Bu dört parametrenin mekanik etkileşim olgusu üzerindeki etkileri deplasman-gerilme eğrileri aracılığıyla gösterilecek ve enine basınç gerilmelerinin nihai aderans kapasitesine olan olumlu ve çok önemli katkısı üzerinde özellikle durulacaktır. Deney süresince söz konusu dört parametreden sadece yarılma çatlağı genişlikleri sabit tutulmuştur.

İkinci bölüm şu alt bölümlerden oluşmaktadır:

- 1) Giriş: Deneysel çalışmanın konusu, betonarme ve aderans olgusundaki yeri,
- 2) Aderans mekanizmaları,
- 3) Deneysel programın amacı ve kapsamı,
- 4) Deneysel program,
- 5) Deneysel sonuçlar,
- 6) Sonuçların uygulama alanındaki etkinliği.

Çalışmanın üçüncü bölümünde ise agrega kenetlenmesi olgusu üzerinde durulacak, bu olgu ile ilgili olarak gerilme-deplasman bağıntıları en son deneysel sonuçlara göre yeniden formüle edileceklerdir. Söz konusu bağıntıların elde edilmesinde deneysel sonuçlara dayanan gerilme-

VI

deplasman diyagramlarından yararlanılmıştır. σ_{nt} kayma gerilmesi ve σ_{nn} enine basınç gerilmesi ile bu gerilmelerin doğrultularındaki deplasmanlar (δ_t , δ_n) arasındaki bağıntıları gösteren bu diyagramlara çok iyi bir uyum sağlayan teorik formülasyon çıkarılacak ve bu formülasyonun agrega kenetlenmesi olgusunun gerektirdiği fiziksel özelliklerle tam bir uyum sağladığı gösterilecektir.

Sonuç bölümünde yarılma çatlakları ve agrega kenetlenmesi olgularını ele alan bu çalışmanın mekanik etkileşim konusundaki katkıları bu çalışmada açıklanan deneysel bulgulara ve elde edilen teorik formülasyonlara dayanılarak özetlenecektir.

VII

Mechanical Interaction in Bond

SUMMARY

The scope of this thesis is the analysis of the mechanical interaction between a bar and the surrounding concrete, which is accompanied by the formation of splitting cracks. This mechanical interaction is one of the components of the complex and many-sided phenomenon of bond, and is in fact the primary bond mechanism in the case of deformed bars.

Though steel-to-concrete bond is the fundamental phenomenon of any reinforced concrete element, and affects many aspects of the behaviour of r.c. elements, the large amount of work devoted both to the experimental and to the theoretical research within the field of bond cannot be considered sufficient, namely for large values of bar slip. After a first phase characterized by chemical adhesion (zero or negligible bar slip) and a second phase with transverse cracking and limited longitudinal cracking at increasing values of the average bond stress, the splitting cracks propagate and outbreak throughout the whole bar cover. In this situation bond strength is strongly dependent on the amount of confinement action produced by the transverse reinforcement, and bond strength can reach values as high as $f'_c/3$, provided that the confinement is adequate.

The study of bond strength and stiffness after the outbreak of splitting cracks (when the confinement action is due only to the transverse reinforcement) may be carried out by means of pull-out tests performed on r.c. specimens

VIII

with a single preformed crack in a plane passing through the bar axis. These tests could be either at given confinement ($\sigma = \text{constant}$) or a given width of the (preformed) splitting crack ($\delta_n = \text{constant}$): the tests carried out within the scope of this thesis are of the second type.

In this thesis same very recent results on the interaction between the shear stress (bond stress) and the confinement stress at the bar-to-concrete interface are shown. The pull-out tests have been performed on concrete models, only a few lugs being actually engaged in the concrete.

In the models, a real deformed bar ($\phi = 18 \text{ mm}$) is embedded in the mean plane of a concrete plate (thickness 50 mm), and the concrete continuity round the bar is partly destroyed, so that the confinement action (which is kept constant throughout each test, but differs from test to test) is due only to the boundary restraints of the concrete plate, and can be measured at increasing loads applied to the bar.

In each test the splitting width was kept constant ($\delta_n = 0.00, 0.11, 0.22, 0.44 \text{ mm}$), the pull-out force was applied through a hydraulic push-pull press and the confinement action was controlled through a special device. The pull-out force was increased step-by-step and each increment was applied only after the stabilization of the bar slip produced by the previous load step (constant rate of bar slip).

Though limited to four values of the splitting width and to one value of the bar diameter, the test results lead to the following remarks:

- (a) maximum bond strength is not markedly affected by the splitting width,
- (b) bond/slip curves are characterized by an extended falling branch after the maximum strength has been reached.
- (c) confinement/slip curves are characterized by a bilateral behaviour, with an extended quasi-horizontal branch,
- (d) the secant friction coefficient keeps constant throughout the plateaus of the bond/slip curves; the values k_1 and k_2 are in inverse proportion to the splitting width,
- (e) Maximum confinement values are in inverse proportion to the splitting width.

IX

A full set of bond/slip curves and of confinement/slip curves at constant splitting width makes it possible to solve the following problem relevant to a reinforced concrete beam subjected to shear and bending:

- for a given allowable width of the flexural cracks:
 - (a) what amount of transverse reinforcement is needed in order to achieve a required bond stress level?
 - (b) what bond-stress level can be assured by a given amount of transverse reinforcement?

In recent years extensive researchwork has been devoted to the analysis of the behaviour of the cracks in concrete (either plain or reinforced), in order to get a better knowledge of Shear Transfer by Aggregate Interlock, which depends mostly on the crack relative displacements (opening and slip). Very recently a few researchers have worked out analytical models for modelling Shear Transfer by Aggregate Interlock, these models being mainly based on the mechanical behaviour of the crack faces.

"Aggregate Interlock" is the most typical mechanism for shear transmission in a cracked, planar concrete element. This phenomenon occurs between the crack faces, which are rough because of the aggregate particles protruding from the cracked mortar. A comprehensive approach to the analysis of shear transfer via Aggregate Interlock should be based on the analysis of the random distribution of interface asperities, but a simpler approach based on simplified micromechanic models and on the test results can more effectively lead to the formulation of general equations among the static and kinematic parameters characterizing a crack (shear and confinement stresses, relative displacements at the interface, namely slip and opening).

In a regularly cracked, planar element, with evenly spaced and locally parallel cracks, the stress-displacement equations may be considered as constitutive laws for the cracked material, once the displacements are replaced with equivalent strains obtained by smearing the displacements over a distance equal to the crack spacing.

The stiffness coefficients of the above-mentioned incremental equations can be worked out on the basis of some speculative properties of the cracks (suggested by

X

micromechanic models) and on the basis of test results at constant crack opening and at constant crack slip (or alternatively, at constant confinement stress). In the past the lack of test results of the second type has not impaired the formulation of suitable stress-displacement relations which predict reasonably well the shear response of a crack subjected to imposed displacements, but are less reliable in the prediction of the required confinement (which is much more sensitive than the shear to crack dilatancy and to crack opening).

Starting from the response curves obtained so far by different authors (at constant crack opening and at constant confinement), and within the already well known ROUGH CRACK MODEL, a new formulation is worked out for the relation between the confinement stress and the crack displacements, and some improvements are introduced into the shear-displacement relation.

A cross-examination of the theoretical results at constant crack opening (as obtained by Bazant and Gambarova in the so-called Rough Crack Model) and of some very recent test results at constant confinement stress (Daschner, Munich, 1980-82) makes it possible to give a new formulation to the confinement equation along a crack. Although obtained through a cross-examination of very different theoretical and experimental results, the new formulation of the confinement leads to a good fitting of the experimental curves at variable crack opening (as those obtained in Aggregate Interlock Tests with the confinement directly applied or provided by external, unbonded stirrups or bars).

With reference to the relations between the interface shear and the crack displacements, the improvements which are introduced into the previous formulation (Rough Crack Model), give a better description of the effects of aggregate size, and for a better formulation of the tangent shear modulus G_{CR} whenever cracking occurs.

The reliability of the new formulation is checked against test results at a given crack opening ($\delta_n = \text{constant}$, δ_n being the value of the splitting crack) and at a given confinement stiffness (produced by the transverse reinforcement) characterized by imposed displacement history.

XI

According to the new formulation, at constant crack opening and for small values of the crack slip the required confinement stress tends to be zero while for large values of the crack slip increasing confinement action is required. The proposed formulation is a step toward a better analytical description of the confinement action, which has a critical role in shear transfer via Aggregate Interlock; as a consequence, a better description and updating of the stiffness characteristics of cracked concrete is possible, as highly desirable in F.E.M. programs dealing with cracking in concrete.

One of the objects of this thesis is to provide the reader with more insight to see whether the analytical models developed for rough cracks may be valid also for the rough interface between a bar and the surrounding concrete. Such comparison, however, is beyond the scope of this thesis.

In the first chapter, after the introduction of the subject, a brief summary of the related previous studies is given.

In the second chapter, mechanical interaction between a deformed bar and the surrounding concrete is analysed based on the parameters of confinement (σ), its related displacement (δ_n), bond stress (τ) and the related displacement (δ_t). For this purpose experimental results of pull-out tests are presented. A method of application is introduced in relation to design based on bond.

In the third chapter, the mechanism of the aggregate interlock is analysed and the related formulations of stresses occurring on the crack faces are introduced.

A summary of conclusions is given in the fourth chapter.

XII

S E M B O L L E R

c	: Beton örtü kalınlığı (mm)
D_a	: En büyük dane çapı (mm)
D_b	: Donatı çubuğunun çapı (mm)
d_i	: Verilen dane çapı (mm)
E_c	: Çatlak betonun elastiklik modülü (N/mm^2)
f_c	: Betonun karakteristik küp basınç dayanımı (N/mm^2)
f'_c	: Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı (N/mm^2)
f_{ct}	: Betonun karakteristik çekme dayanımı (N/mm^2)
G_c	: Çatlak betonun kayma modülü (N/mm^2)
N_1	: Üst basınç çubuklarında oluşan aksenal kuvvet (N)
N_2	: Alt basınç çubuklarında oluşan aksenal kuvvet (N)
P_i	: d_i çapında aralıkları olan elekten geçen danelerin yüzdesi
s	: Çatlak aralığı (mm)
V	: Çekme kuvveti (N)
V_{max}	: Çekme kuvvetinin beklenen en büyük değeri (N)
δ_n	: Çatlak genişliği (mm)
δ_t	: Kayma (mm)
δ_t^0	: Çekme işleminin başlangıcındaki serbest kayma (mm)
δ_t^*	: $(\delta_t - \delta_t^0)$ İndirgenmiş kayma (mm)
δ_t^{**}	: $(\delta_t - \delta_t^0 - \Delta \delta_t)$ İndirgenmiş kayma (mm)
ϵ_{nn}^c	: Verilen çatlak aralığı için betonun çatlağa dik yöndeki şekil değiştirmesi
γ_{nt}^c	: Verilen çatlak aralığı için betonun çatlak boyunca şekil değiştirmesi

XIII

- σ : Ortalama enine basınç gerilmesi (N/mm^2)
- σ_{nn}^c : Çatlak yüzüne dik, enine (normal) basınç gerilmesi (N/mm^2)
- σ_{nt}^c : Çatlağın iç yüzlerindeki kayma gerilmesi (N/mm^2)
- τ : Ortalama aderans gerilmesi (N/mm^2)
- τ_{oo} : Kimyasal adezyonun sağladığı aderans dayanımı (N/mm^2)
- τ_1 : Yanal çatlakların başlama durumundaki aderans gerilmesi (N/mm^2)
- τ_2 : Yarılmı çatlaklarının oluştuğu andaki aderans gerilmesi (N/mm^2)
- τ_3 : Maksimum aderans dayanımı (N/mm^2)
- τ_r : Kalıcı aderans dayanımı (N/mm^2)
- τ_o : Çatlağın oluşma anındaki ($\delta_n = 0$) kayma dayanımı (N/mm^2)
- τ_u : Çatlağın belli bir çatlak genişliğindeki ($\delta_n \neq 0$) kayma dayanımı (N/mm^2)

BÖLÜM I

GİRİŞ

1.1. ADERANS OLAYINA GENEL BİR BAKIŞ

1.1.1. Aderans Olayının Tanımı ve Betonarmedeki Yeri

Betonarmenin kompozit bir yapı malzemesi ve varoluş amacına uygun olarak kullanılması bilindiği gibi kendisini oluşturan malzemelerden beton ve çeliğin (donatının) aralarında sürekli kuvvet aktarımı sağlanacak şekilde birlikte çalışmasıyla mümkündür. Bu kuvvet aktarımını, donatının, çevresini saran betona göre ve eksenine paralel olarak kaymasına karşı gelen bağ kuvvetleri sağlamaktadır. Aderans adı verilen bu olgu, betonarmenin varlığının dolaysız bir şekilde bağlı olduğu ana bir olay olmanın yanı sıra, çatlama durumunu belirleyen ve betonun çatlamasından sonraki durumlarda da birlikte çalışmayı sağlayan bir öge olması nedeniyle limit durum ve kırılma gücünde kıstas faktörlerden biri olarak ayrıca önem kazanmaktadır.

İki tür aderans söz konusu olmaktadır, |1|, |2|. Beton içindeki donatı çubuğunun çekme veya basınç tesiri oluşturan yük durumunda betondan sıyrılmasını önleyen adersansa ankraj adersansı veya dış aderans adı verilmektedir. Donatı çubuğu sıyrılmaya maruz olmamakla birlikte çekme veya eğilmeye çalışan betonarme elemanlardaki beton ile çeliğin birlikte çalışmasını sağlayan ve elemanın çatlama durumunu belirleyen aderans ise iç aderans olarak adlandırılmaktadır. Aderans olayının nedenleri olarak ise şu üç ana sebep gösterilmektedir:

1) Kimyasal adezyon safhasını tanımlayan ve çelik ile beton arasında yapışmaya neden olan molekül sel ve kapiler bağ kuvvetleri.

2) Çelik ile beton arasındaki sürtünme kuvveti.

3) Yüzeyinde nervür dediğimiz çıkıntılar bulunan aderansı geliştirilmiş çubukların (nervürlü donatı) kullanılması durumunda ortaya çıkan ve nervürler ile beton dışları arasında oluşan dış kuvvetleri ve kenetlenme.

1.1.2. Aderansı Etkileyen Faktörler

Aderansı etkileyen faktörler olarak aşağıdaki etkenleri saymak mümkündür [2], [3].

1- Donatı ile ilgili etkenler:

Çelik çubuğun çapı, akma veya elastiklik sınırı, özel profil şekli, yüzeyinin niteliği.

2- Betonla ilgili etkenler:

Betonun çekme ve basınç dayanımları, bileşimi, yaşı, sıkıştırılması, korunması.

3- Betonarme kesitin geometrik özellikleriyle ilgili etkenler:

Kenetlenme boyu, donatıyı örten betonun kalınlığı, çelik çubuğun betonlama sırasındaki konum doğrultusu, beton üst yüzeyine göre düzeyi, boyuna donatının kesit alanına veya çekme bölgesi alanına göre yüzdesi, betonarme kesitin şekil ve boyutları ile betonarme taşıyıcı sistemin türü, çubuğun kesitteki diğer çubuklara göre konumu ve enine donatı.

4- Kesitin mekanik özellikleriyle ilgili etkenler:

a) Donatıdaki çekme veya basınç gerilmelerinin büyüklüğü, çubuğu saran betonun çubuk eksenine doğrultusundaki ve bu eksenine dik doğrultudaki gerilme durumları.

b) Zamanla ilgili etkenler:

Zorların etki süresi ve yükleme hızı.

- c) Yorulma etkeni.
- d) Elektro kimyasal etken.

Ayrıca aderans ve aderans mekanizmalarını etkileyen faktörler arasında çubuk yüzeyinde radyal hidrostatik basınç gerilmeleri oluşturan betondaki rötire ve betonun dökülme yönünün donatı çubuğuna göre durumu (örneğin, betonun akması (bleeding) ve çöküm yerleşmesi (settlement) olayları nedeniyle betonun dökümü, çekme kuvveti yönüne zıt bir yönde olduğu durumda aderans dayanımı en yüksek olmaktadır) büyük önemi haizdirler. Diğer taraftan agrega granülometrisinin aderans olayına etkisi sınırlı olmaktadır; çünkü çubuk yüzeyleri granülometrik özelliklerden bağımsız olarak daima en ince agregalarla temasa geçmektedir, [4].

1.1.3. Aderans Konusunda Yapılan Deneyler

Aderans konusunda yapılan deneyler genel olarak çekme-çıkarma ve kiriş deneyleri olmak üzere iki türdür. Yaygınlığı daha az olan itip-çıkarma deneyleri de yapılmaktadır. "Teksas" ve "Belçika" deneyi olmak üzere iki tip halinde geliştirilen kiriş deneylerinin yanı sıra çekme-çıkarma deneylerinin de değişik uygulama teknikleri ile geliştirilmiş türleri vardır. Arda, T.S.'nin bir çalışmasında aderans ile ilgili deney türleri, diğer çeşitleri ve ayrıntıları ile açıklanmıştır, [1].

Kiriş deneyleri daha gerçekçi olmasına rağmen, bu deneylerin henüz giderilmemiş olan olumsuz nitelikleri vardır. Çekip çıkarma deneyleri en yaygın bir şekilde uygulanmaktadır. Çekip çıkarma deneylerinin yaygınlığının en önemli nedeni deney düzeni bakımından kullanışı basit ve az masraflı olmasıdır.

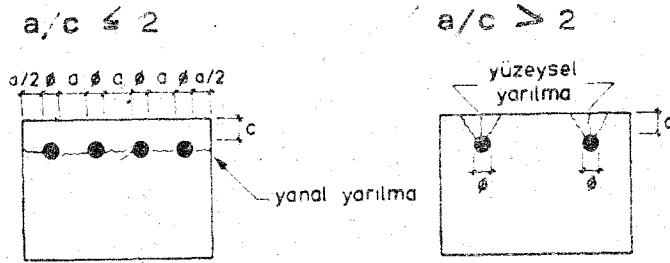
1.2. ÇALIŞMANIN KONUSU VE AMACI

Bu çalışmanın konusu betonarme bir yapı elemanında beton ile nervürlü donatı arasında ve çoğu kez yarılma çatlakları ile birlikte oluşan mekanik etkileşim olayıdır. Bu olay yukarıda kısaca açıklandığı gibi betonarmenin en önemli öğelerinden biri olan aderans olgusunun bir safhası olmakla birlikte, aderans mekanizması olarak ta ele alınabilmektedir, [4], [5]. Mekanik etkileşim safhası çok yönlü

ve kompleks bir olay olan aderansın bileşenlerinden biri olmaktan da ötede, nervürlü donatı kullanılması halinde başlıca aderans mekanizması olarak ortaya çıkmaktadır. Aderansın her bir betonarme yapı elemanının temel ögesi olarak çatlama, deformasyon, yapı içi sönüm ve stabilite konularını etkilemesine rağmen, aderans alanında, şimdiye kadar yapılmış olan çok sayıda deneysel ve teorik araştırma yeterli addedilmemektedir. Bu husus gerek monoton artan ve gerek tekrar edilen yük durumlarında ve özellikle büyük kayma değerlerine karşı gelen aderans gerilmeleri ve kayma rijitliği (bond stiffness) konuları için geçerlidir.

Çalışmanın amacı, mekanik etkileşim olayına ışık tutmak ve bu amacı gerçekleştirmek üzere söz konusu olayla ilgili olarak yarıлма çatlaklarını ve enine basıncın etkisini incelemektir. Ayrıca agrega kenetlenmesi konusunda bir beton elemandaki çatlakla ilgili gerilme-deplasman bağıntılarının en son elde edilen deneysel bulgulara göre formüle edilmesi amaçlanmaktadır.

Çalışmada mekanik etkileşim safhası ile ilgili olarak yarıлма çatlakları ile birlikte agrega kenetlenmesi olgularının ele alınması bir raslantı değildir. Özellikle sık donatı kullanılması durumunda yanal yarıлма şeklinde oluşan yarıлма çatlakları nedeniyle donatıların beton örtü tabakası ile birlikte sıyrılıp çıkması agrega kenetlenmesi aracılığıyla önlenebilmektedir, [6], [7], (Şekil 1.1.a).



a) Yanal yarıлма

b) Yüzeysel yarıлма

Şekil 1.1. Yarıлма Çatlakları

1.3. KONUSU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR

1.3.1. Aderans Konusunda Yapılan Çalışmalar

Aderans, incelenmeye başladıktan sonra çok uzun bir süre(1900 'lerden 1930'lere kadar)betonarmenin varlığını borçlu olduğu bir olay olarak fakat genel anlamda ele alınmıştır. Ancak çok sonraları bazı araştırmacıların öncülüğünde, aderans mekanizmaları, aderans ve çatlak ile ilgili gerilmeler ve rölatif deplasmanlar konularına ağırlık verilmeğe başlanmıştır.

Mains, R. M. aderansla ilgili gerilmeler konusunda bir çalışma yapmıştır, [8]. Saillard, Y. bir çalışmasında aderans mekanizmasını incelemiştir, [9]. Rehm, G. ise bu mekanizmanın temel öğelerini ayrıntıları ile ele almıştır, [10]. Hansen, R.J., Nawy, E.G. ve Shah, J.M. enine basıncın etkisiyle düktil bir aderans göçüşünün gerçekleşeceği ne işaret etmişlerdir, [11]. Baus, R. kiriş deneyleri ışığında nervürlü donatı için gerekli ankraj boylarını incelemiştir, [12]. Goto, Y. aderans ve aderansla ilgili çatlaklar konusunu yerel bir analiz ile ele almıştır, [13].

Araştırmacıların bir çoğu yarılma çatlağı oluşumu olayına eğilmişler ve bu olguyu ankrajlar, bindirme ekleri ve enine donatı çerçevesinde incelemişlerdir. Yarılma çatlağının oluşmuş olduğu durumda, enine donatının ve beton örtüsünün aderans göçüşüne etkileri, Ferguson, P. M. ve Thompson, J.N. ile Lutz, L.A. ve Gergely, P. tarafından araştırılmıştır, [14], [15]. Robinson, J.R. bazı çalışmalarında yarılma çatlağı oluşmasını önlemek üzere kiriste enine donatının dizaynı konusunu incelemiştir, [16], [17]. Untrauer, R.E. ve Henry, R.L. ise, aderans direncini, enine basıncın etkilerini inceleyerek, yaptıkları sınırlı sayıdaki deneylerin sonuçlarına uyan ampirik bir bağlantı ile ifade etmişlerdir, [18]. Arda, T.S. gerçekleştirdiği kiriş deneylerinin sonuçlarından hareket ederek aderans direncini kullanılan enine donatının özellikleri ve betonun mukavemeti parametrelerine bağlayan bir formülasyon geliştirmiştir, [3]. Dörr, K. da bir çalışmasında enine basıncın aderans direncine olumlu katkısını incelemiştir, [19]. Tepfers, R. yaptığı iki çalışmada yarılma çatlağının oluştuğu ve bindirme eklerinin kullanıldığı durumda enine donatının etkilerini

ve bu durumla ilgili aderans mekanizmasını ele almıştır, [20], [21]. Eligehausen, R., Bertero, V. ve Popov, E.P. ise kullanılan enine donatı miktarının aderansın yerel analizi konusundaki etkilerini araştırmıştır, [22].

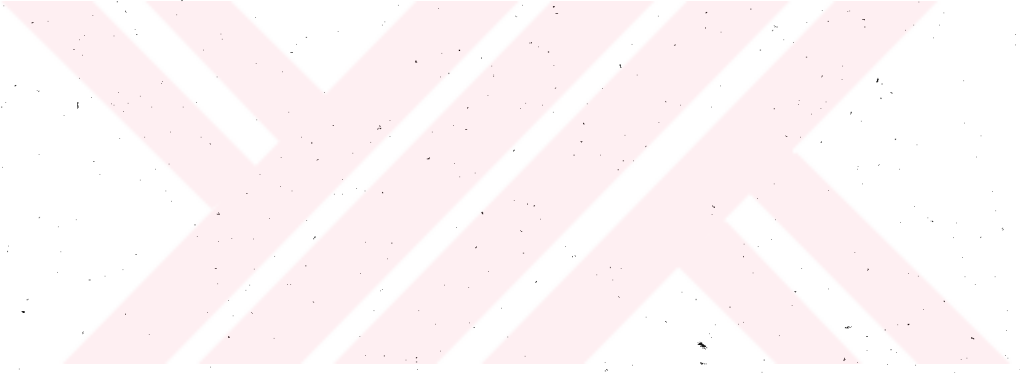
Özellikle sonlu elemanlar metodunun sağladığı olanaklar neticesinde aderansla ilgili mekanizmaların analitik modelleri ancak son zamanlarda yapılmaya başlanmıştır. Bu konuda Ngo, D. ve Scordelis, A.C. [23], Lutz, L.A. ve Gergely, P. [15], Nilson, A.H. [24], Martin, H. [25], Shipman, J.M. [26], Tepfers, R. [20] ve de Groot, A.K. Kusters, G.M.A. ve Monnier'in [27] çalışmalarını anmak gerekir. Aderans konusunda bugüne kadar yapılmış çalışmalar toplu olarak, güncel ve geniş kapsamlı bir şekilde Hunspreug, S. nin bir çalışmasında [28] ve Ref. [1] de referans kaynakları olarak verilmişlerdir. Aderans mekanizmalarının tekrarlı yükler altında davranışları ile ilgili olarak son zamanlarda yapılan en ayrıntılı çalışmalardan biri Guriani, E. [29] tarafından gerçekleştirilmiştir.

Gambarova, P.G. ve Chiamulera G.B., Ref. [4] ve [5] de açıklanan deneylerin paralelinde, kontrollü enine basınç altında gerçekleştirilen ve düzlem gerilme durumunu simüle eden deneylerde yarıılma çatlağı genişliğini sabit tutmuşlardır, [30].

1.3.2. Agregat Kenetlenmesi Konusunda Yapılan Çalışmalar

Agregat kenetlenmesi konusuyla ilgili olarak literatürde mevcut olan gerilme deplasman bağıntılarından bir çoğu çok yakın zamanlarda formüle edilmiştir. Bunlardan bazıları azar azar artarak süreklilik gösteren (incremental) fonksiyonları içeren teorik bağıntılardır: Fardis, M.N. ve Büyüköztürk, O. [31]. Bazıları mekanik mikromodellere dayanmaktadır, Ref. [31] ve Walraven, J.C. ve Reinhardt, H.W. [32]. Bazıları da toplam gerilme toplam deplasman tipidir, Ref. [32] ve Bazant, Z.P. ve Gambarova, P.G. [33]. Bu bağıntılardan bir kısmı ise, Ref. [33] de verildiği gibi kısmen deney sonuçlarına göre çıkarılan, kısmen de çatlakların spekülatif özelliklerine dayanan karışık formülasyonlar tipindedir. Bir çoğu ise ampiriktir: Paulay, T. ve Loeber, P.J. [34], Houde, J. ve Mirza M.S. [35], Laible J.P., White, R.N. ve Gergely, P. [36], Mattock A.H. [37]. Ref. [38] ve [39], Ref. [33] de söz konusu edilen modelin uygulama ala-

nındaki özelliklerine, gene Ref. 33 de verilen gerilme-yer değiştirme bağıntılarına kısmen bağlı kalarak yer veren çalışmalardır. Daschner, F. ve Kupfer, H., agrega kenetlenmesi konusunda çok iyi geliştirilmiş deney mekanizması ve düzeni içinde gerçekleştirdikleri deneylerin sonuçlarını çalışmalarında açıklamışlardır, [40] , [41].



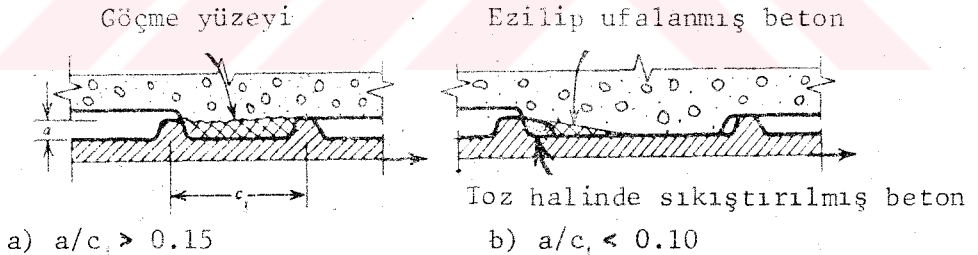
Aderans direncini etkileyen ve yukarıdaki şekilde gösterilmiş olan gerilmeler şunlardır:

- 1) Kimyasal adezyon nedeniyle çubuk yüzeyinde oluşan v_a kayma gerilmesi,
- 2) İki nervür arasındaki silindirik beton yüzeyi üzerindeki v_c kayma gerilmesi,
- 3) Nervür yüzüne etkiyen f_b basınç gerilmesi.

Verilen geometrik özelliklere göre ve yatay denge koşulundan yararlanarak aşağıdaki bağıntı elde edilmiştir, [6];

$$v_c \approx \frac{a}{c_1} f_b \quad (2.1)$$

Rehm, aderans probleminin birçok yönlerinin a/c , geometrik parametresine göre ele alınabileceğini göstermiştir, [10]. Park ve Paulay, Rehm'in bulguları ışığında ve a/c , değerine göre aderans göçüşünü veren iki türlü mekanizma önermişlerdir, [6]. Bu iki farklı göçüş durumu a/c parametresine bağlı olarak aşağıda verilmiştir, (Şekil 2.2.).



Şekil 2.2. Aderansta Göçüş Mekanizmaları

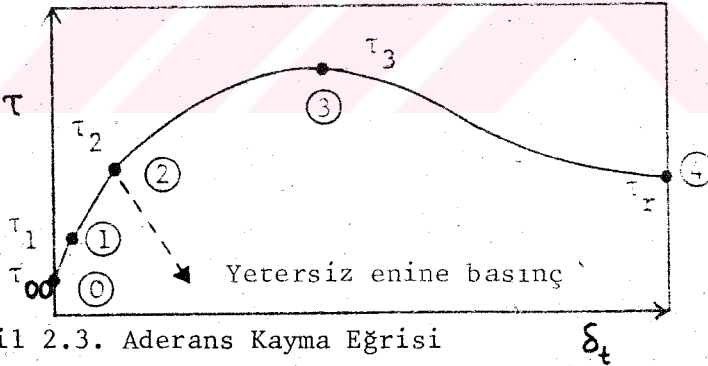
Görüleceği gibi Şekil 2.2.a'daki durum için aderans göçmesi, donatının, arasındaki parçalanmış beton ile birlikte sıyrılıp çıkması ile olmaktadır. Şekil 2.2.b'de ise parçalanıp ufalanan betonun, nervürünün önünde, daha büyük kayma değerlerinde yarılma çatlağına neden olabilecek bir "kama" oluşturduğu görülmektedir. Ayrıca, söz konusu bu kamanın üst yüzeyi boyunca sıyrılma olabileceğinden yarılma çatlağı oluşabilmesi için Şekil 2.1.'de gösterilen α

açısının 40° den büyük olması koşulunun sağlanması zorunludur, [6].

Bu bölümde verilecek olan yarıma çatlağı ile ilgili deney sonuçlarının bir anlam ifade edebilmesi için donatının geometrik özelliklerinin yarıma çatlağı oluşturabilecek nitelikte olması gerekir. Gerçekten de bölüm 2.3. te konu edilecek olan deneylerde kullanılmış olan donatının Şekil 2.12 de verilen geometrik özellikleri, $a/c < 0.10$ ve $\alpha > 40^\circ$ koşullarını sağlayacak, diğer bir deyişle aderans göçüşünü yarıma çatlağı oluşturarak gerçekleştirecek değerlerdedir. Bu nedenle 2.2.de konu edilen aderans mekanizmalarında da söz konusu göçüş mekanizması ele alınacaktır.

2.2. ADERANS MEKANİZMALARI

Kimyasal adezyon, nervürlü çubuk kullanılması durumunda, ortalama aderans gerilmesinin çok küçük değerlerinde kaymaya karşı koyan tek mekanizma olmaktadır. Kimyasal adezyon nedeniyle beton, aralarında rölatif bir kayma olmaksızın veya ihmal edilebilecek bir kayma olacak şekilde çelikle aynı deformasyonu yapar, (Şekil 2.3). Kimyasal



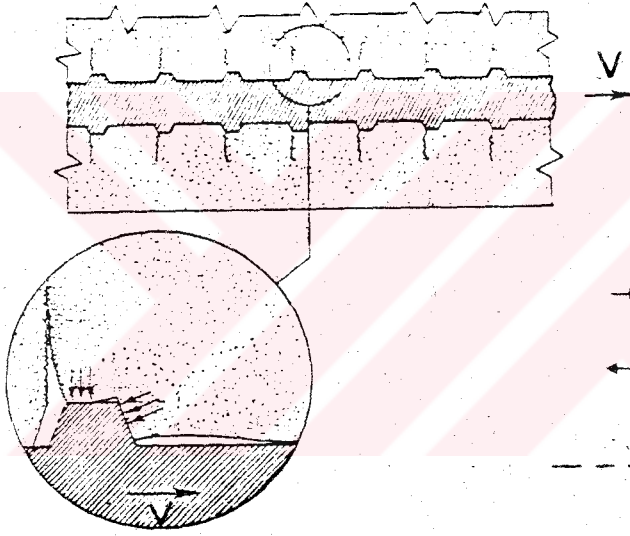
Şekil 2.3. Aderans Kayma Eğrisi

adezyonun göçmesine neden olan aderans gerilmesi (τ_{00}), Mikhailov ve Taylor-Broms'a göre $0,5 \text{ N/mm}^2$ ile $1,5 \text{ N/mm}^2$ değerleri arasında olmaktadır, [4].

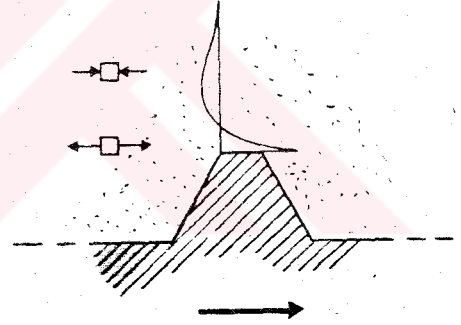
Kimyasal adezyon, ortalama aderans gerilmesinin artan değerlerinde nervürlülerin kamalama etkisi oluşturan davranışı nedeniyle göçmeye başlamaktadır. Bu arada nervürlülerin kamalama etkisinin sonucu, beton, öteye itelenerek çubuk-

tan sıyrılma durumuna gelmektedir, (Şekil 2.4.)

Kimyasal adezyonun çöküşünden sonraki mekanizma çubuk nervürleri ile beton arasındaki etkileşimden doğmaktadır. Bu etkileşim, nervürlerin altında büyük basınç gerilmeleri ve nervürlerin üstünde ise, hemen sonra enlemesine çatlakların açılmasına neden olan yüksek yerel çekme gerilmelerini oluşturmaktadır, (Şekil 2.4, 2.5).



Şekil 2.4 Yanal Aderans Çatlakları

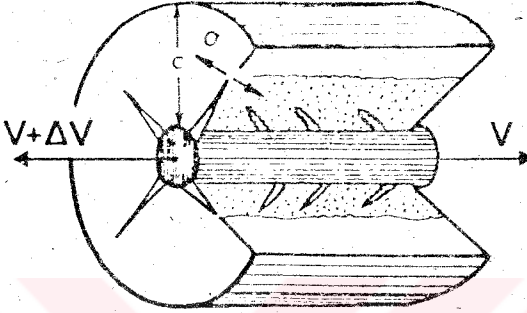


Şekil 2.5. Nervür Yakınındaki Gerilmeler

Bu ilk iç çatlaklar, kayma gerilmesi, çubuk yakınındaki gerilme durumuna büyük çapta bağlı olarak, τ_1 değerine ulaşır ulaşmaz (Şekil 2.3) hızla büyümeye başlamaktadır. τ_1 kayma gerilmesi normal basınç uygulanmadığı durumda, $0,5 f_{ct}$ ile $0,8 f_{ct}$ değerleri arasında olmaktadır.

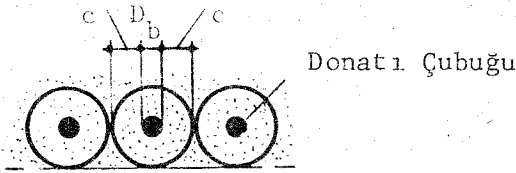
İlk iç çatlamadan sonra, beton dayanımını azaltan ve kaymayı artıran enine çatlaklar, nervürlerin önünde ezilmiş durumda olan ve üçgen bir şekil almış olan parçalanmış beton ile birlikte, çubukların, etrafını saran beton kar-

şısındaki kama etkisi gösteren davranışlarını arttırıcı bir etki oluşturmaktadır, (Şekil 2.2 b). Bu kamalama davranışının sonucu, çubuğun etrafındaki beton tabakasında oluşan halka gerilmeleri, çubuk gerilmelerini içine alan düzlemlerde uzunlamasına olarak yer alan yerel yarıлма çatlaklarının başlamasına neden olmaktadır, (Şekil 2.6).



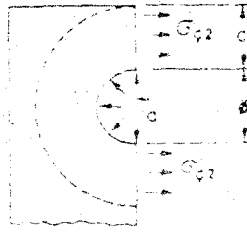
Şekil 2.6. Enine Çatlaklar ve Yarıлма Çatlakları

Artan çekme yükleri enine ve uzunlamasına çatlakların artarak yayılmasına neden olmaktadır. Enine çatlaklar çubuk eksenine kabaca dik olarak (eksenle çatlaklar arasındaki açı gerçekte genellikle 60° ila 70° arasındadır) kalmaktadır. Yarıлма ise çubuk yüzeyinden başlayarak ve burada en büyük çatlak genişliğini haiz olarak c beton örtü kalınlığının tümünü kapsamaktadır, (Şekil 2.7). Bu çatlak türlerinin her ikisi birden, betonu, yekpare konsol kütleler halinde böler, (Şekil 2.6).



Şekil 2.7. Beton Örtü Tabakası

Çubuğu saran betonun yeterli bir miktarda donatı (et-riye) aracılığıyla enine basınç etkisinde olduğu durumda aderans göçmesi yukarıda sözü edilen ve basınç çubuğu gibi davranış gösteren beton konsolların çökmesi sonucu olur, Bunun aksi olarak normal olarak basınç uygulaması



Şekil 2.8. τ_a Radyal Gerilmeleri ve $\sigma_{\phi 2}$ Çekme Gerilmeleri

sağlanamıyorsa, aderans göçüşü, yarıлма çatlaklarının çubuk üzerindeki beton örtünün tüm kalınlığını kaplar kaplamaz olur.

Bu arada dikkat edilmesi gereken bir nokta, enine basıncın veya enine donatının (etriyenin) boyuna donatı boyunca beliren aderans çatlaklarını ve yarılmayı önleyememesi fakat yarıлма çatlaklarının oluşunu geciktirmesi ve sıvı da olsa kontrol altına almasıdır, [6], [7]. Enine donatıyı basınçlı sıvı veya gaz taşıyan bir boruyu saran çemberlere benzetmek mümkündür, [7]. Basınçlı boru analogisini yukarıda anlatılan yarıлма çatlaklarının oluşma mekanizmasını daha iyi açıklamak üzere kullanabiliriz. Kamalama kuvvetlerinin radyal bileşkeleri boru olarak düşününceğimiz beton örtü tabakasına basınç kuvvetleri halinde etkir, (Şekil 2.8). Bu beton örtünün (borunun) birimleri olarak tasarlanabilecek beton halkalarda ise çekme gerilmeleri oluşur. Yarıлма çatlakları beton halkaların bu çekme kuvvetine karşı koyamayarak ana donatı boyunca çatlaması sonucu oluşmaktadır. Yarıлма çatlaklarının tüm çubuk eksenı boyunca yayılmaları ile sonuçlanan bu göçüş ani ve tahripkâr olmaktadır.

Yeterli normal basıncın varolması halinde aderans gerilmesi göçme sırasında $f'_c/3$ mertebelerinde büyük bir değere ulaşabilmektedir. Bu gerilme Şekil 2.3'te τ_3 olarak gösterilmiştir.

İkinci durumda, yani sarıcı basınç sağlanmamış ise, aderans çökme gerilmesi (τ_3), beton örtü kalınlığı boyunca ve içten dışa doğru azalan genişlikteki yarma çatlaklarını oluşturan gerilme (τ_2), ile çakışmaktadır. Tepfers'e göre τ_2 gerilmesinin gerçek değeri τ'_2 ve τ''_2 olarak aşağıda tanımlanan iki sınır değeri arasında oluşmaktadır, [21]:

$$\tau'_2 = f_{ct} \frac{c + D_b/2}{1.664 D_b} \quad (2.2)$$

$$\tau''_2 = f_{ct} \frac{2c}{D_b} \quad (2.3)$$

$$\tau'_2 < \tau_2 < \tau''_2 \quad (2.4)$$

Birinci sınır değeri, beton örtünün demir çubuğa yakın bir bölgede çatlamış ve kısmen ezilmiş olduğu, bu bölgenin dışında ise betonun tam elastik davrandığı varsayımının yapıldığı durumda geçerlidir. İkinci sınır değeri ise betonun tam plastik bir malzeme olduğu varsayımına dayanmaktadır.

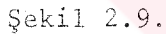
Beton konsolların göçmesinden sonra ($\tau > \tau_3$, Şekil 2.3) normal basınç sınırlı olmakla birlikte ihmal edilmemesi gereken mertebede bir aderans dayanımı sağlamaktadır. Bu kalıcı aderans dayanımı, donatının çubuğunun nervürlerinin uçları arasında kalan beton dişler ile donatıyı saran beton arasındaki kenetlenme (iki beton yüzey arasındaki agrega kenetlenmesi ve sürtünme) nedeniyle oluşmaktadır. Aderansın bu nihai davranışı, yaklaşık sabit olan aderans gerilmeleri ve bunlara karşı büyük kaymalarla karakterize edilmektedir.

2.3. DENEYSEL PROGRAMIN AMACI VE KAPSAMI

Yarılma çatlakları daha önceden oluşmuş bulunan ve kritik bir önem kazanarak aderans göçüşünü tayin edici bir kriter durumuna gelen enine basıncın uygulanması gereken elemanların nihai aderans davranışları ile ilgili olarak şimdiye kadar yapılmış olan araştırma ve çalışmalar çok sınırlı ve yetersizdir. Bu nedenle Şekil 2.3 de 2-3 ve 3-4 bölümleriyle gösterilen aderans davranışları bazı bulgularla uyum içinde olmakla birlikte genel anlamda tahminsel verilere dayanmaktadır.

Bölüm 2.5'te verilecek olan deneysel sonuçlar, söz konusu safhadaki aderans davranışını daha iyi tanımak için

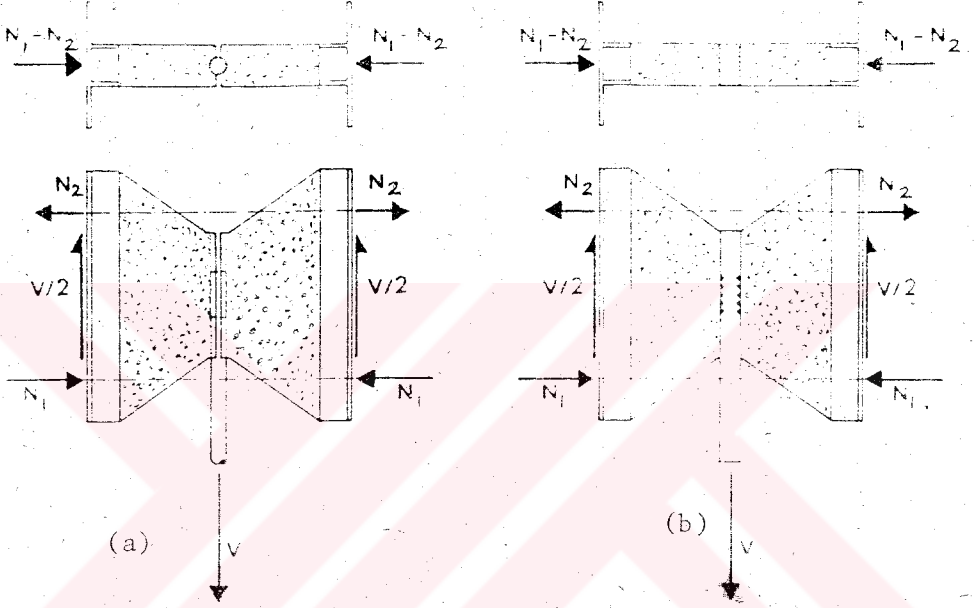
Etriyeler



- Bu deneylerde her bir deney için ayrı genişlikte olan çatlakların çubuk eksenine dik olan genişlikleri (δ) deney boyunca sabit tutulmuşlardır. Bu yarıлма çatlakⁿ genişlikleri sabit olmak üzere elde edilecek olan gerilme - kayma eğrilerinin aderansı etkileyen ana değişkenler ($\tau, \sigma, \delta_t, \delta_n$) üzerine ışık tutması ve bu nedenle de aderans olayının daha rasyonel bir temel üzerine oturtulmasını mümkün kılması umulmaktadır.

Deneyssel program ve sonuçlar ele alınırken sonuçları [4] ve [5] de verilen deneyler baz olarak alınacaktır. Yuvarlak enkesitli ve nervürlü donatı çubuğunun kullanıldığı söz konusu birinci tür deneyler ve sonuçları, ayrıca, aynı konuda düzlem gerilme durumunu göz önüne almak üzere dikdörtgen enkesitli özel bir donatı kullanılarak, Gamborova, G.P. ve Chiamulera, G.B. [30] tarafından Moiré tekniğiyle gerçekleştirilmiş olan ikinci tür çekip çıkarma deneyleri ve bu deneylerin sonuçlarıyla dördüncü bölümünde karşılaştırılacak ve ortak sonuçlar özetlenecektir.

Yukarıda sözü edilen birinci ve ikinci tür deneylerde kullanılan modeller sırasıyla aşağıda gösterilmiştir, (Şekil 2.10 a, b).



Şekil 2.10. Yarıлма Çatlağı Konusunda Yapılan Çekip Çıkarma Deneyleri.

2.4. DENEYSEL PROGRAM

2.4.1. Genel

Aderans olayını, sadece çubuk nervürleri ile beton arasındaki mekanik etkileşim sonucu oluştuğu durumda incelemek için simüle edilmiş yarıлма çatlaqları olan muhtelif beton nümuneler hazırlanmıştır, (Şekil 2.9). Yarıлма çatlağının açılma doğrultusu nümune düzleminde yani nervürleri kesen düzlemedir. Çatlağın uzunluk doğrultusu ise açılma doğrultusuna diktir ve çubuk ekseniiyle çakışmaktadır.

Deneyler yedi nümune üzerinde yapılmıştır. Her seferinde mevcut tek donatı çubuğuna çekme kuvveti uygulanır - ken önceden oluşturulmuş bulunan çatlaklar her deney süresince sabit genişlikte tutulmuşlardır. Deneyler gerçekleştirilirken aşağıda gösterilen değişkenler ölçülerek kaydedilmiştir:

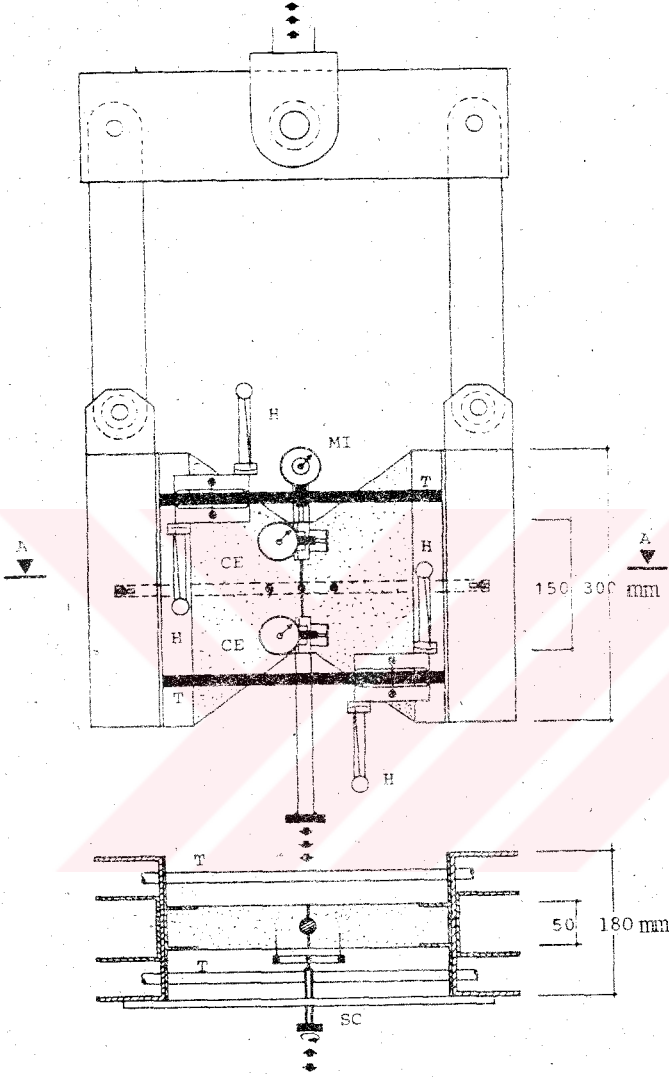
- 1) Ortalama aderans gerilmesi (τ)
- 2) Enine (çekme kuvveti doğrultusuna dik) basınç gerilmesi ("confinement") (σ)
- 3) Kayma (δ_t)
- 4) Yarılma çatlağının genişliği (δ_n)

2.4.2. Deneysel Mekanizmanın Özellikleri

Her bir nümune, mevcut tek donatı çubuğunun nervür - leri ile temas halinde bulunan iki simetrik beton bloktan oluşmaktadır, (Şekil 2.11). Donatı çubuğunun, tümü betonun içinde olan beş adet nervürü vardır. Nervürlerin bu sayıda seçilmesine birbiri ile zıt gibi gözükken şu iki şartın uzlaştırılması bakımından gerek görülmüştür:

- 1) Aderans davranışının yerel analizini mümkün kılabilmek için nervür sayısının asgari düzeyde tutulması koşulu,
- 2) İki bloğun birlikte stabilitesi bakımından ve kaçınılmaz olarak betonun homojenliğinin sağlanamaması gereği nedeniyle en azından bir kaç nervürün etken olması gereği.

Kalınlığı çubuk çapından büyük olan nümunelerin arasındaki çubuğun kendi eksenini doğrultusundaki nervürüne, boylu boyuna, iki blok arasındaki devamlılığı önlemek üzere, çok ince bir tabaka pleksiglas yerleştirilmiştir. Böylece, blokların donatı çubuğu üzerindeki dolaysız basınç etkileri önlenmiş olmaktadır. Böyle bir önlemin alınmasının nedeni çubuğu örten betonun söz konusu sarıcı basınç (confinement) etkilerini ölçmenin çok güç olmasıdır. Basınç kuvvetinin tümü, kullanılan modelin yanıl destekleyicileri ile birlikte hareket eden ve içindeki basınç veya çekme kuvveti kolaylıkla belirlenebilen özel çubuklar aracılığıyla sağlanmaktadır. Pleksiglas tabakalarının yanı



MI: Kaymayı ölçen mekanik ölçer
(Duyarlılık: 1/1000 mm)

CE: Çatlak genişliğini ölçen mekanik ölçer (duyarlılık: 1/100 mm)

SC: Düzlem dışı yer değiştirmeleri kontrol eden vida

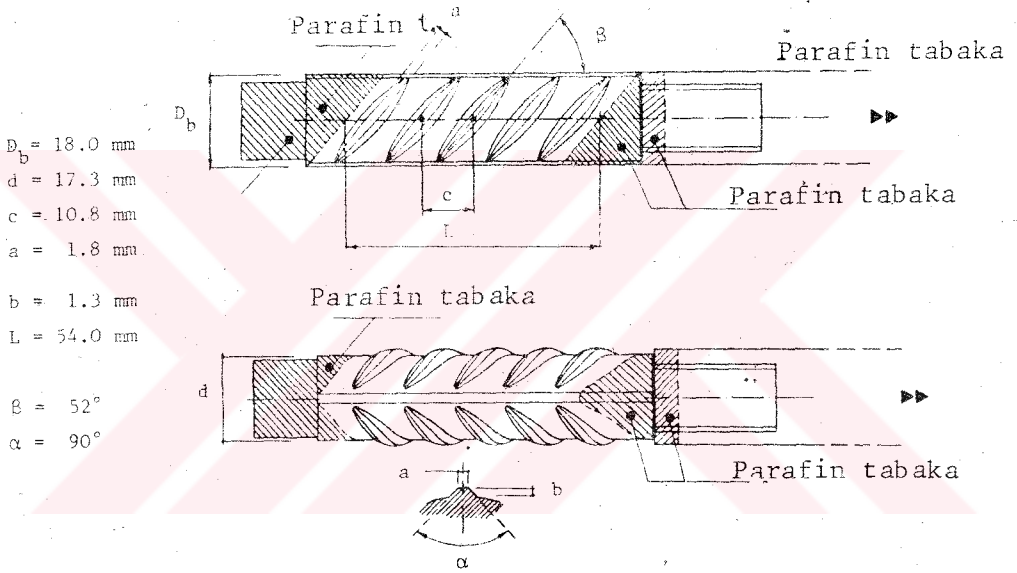
T: Basınç çubuğu
Yarılma düzlemi: 150x50 = 7500 mm²

Şekil 2.11. Deneysel Mekanizma

sıra, enine simetri düzlemine, nümunenin ortasındaki iç yüzler ile hemiyüz ve her yüz için iki adet olmak üzere çelik kilitler yerleştirilmiştir. Bu kilitler, artan çekme kuvvetleri karşısında bloklardan birinin donatı çubuna göre kayma gösterirken diğer bloğun kimyasal adezyon nedeniyle donatıya göre hareketsiz kalması durumunda olduğu gibi, iki blok arasındaki rölatif kaymaları önlemek amacıyla monte edilmişlerdir. Böylece blokların kinematik

davranışlarının donatıya göre simetrik olması sağlanmış olmaktadır. Kilitler, Şekil 2.11de görüldüğü gibi, blokların yatay yani çubuk eksenine dik yönde oluşabilecek yer değiştirmelerini önleyememektedirler.

Donatı çubuğunun, beş eğik nervüre ilâve olarak, uzunlamasına yani kendi doğrultusunda iki nervürü daha bulunmaktadır. Çubuğun tüm geometrik özellikleri aşağıda verilmiştir (Şekil 2.12).

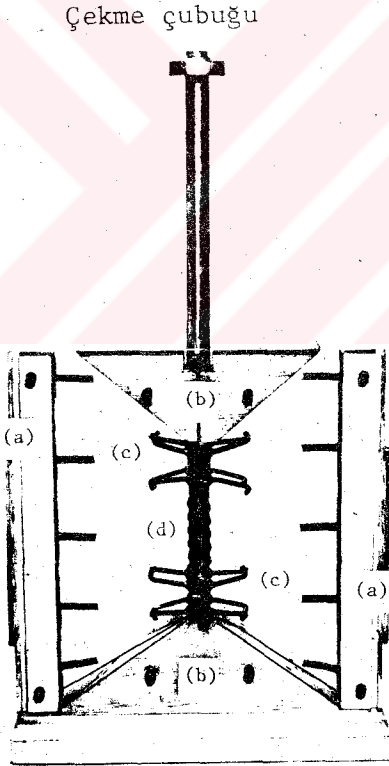


Şekil 2.12. Nervürlü Donatının Geometrik Özellikleri

Çubuk, bir ucunda kıvrımlar aracılığıyla bağlandığı alt mesnet tarafından sabit tutulmaktadır. Bu nedenle kayma, sabit olan donatı çubuğuna göre rölatif olarak beton blokların çekme kuvveti karşısındaki hareketiyle oluşmaktadır. Çubuğun pürüzsüz bir yüzeyi olan diğer ucuna bir mekanik ölçer bağlanmıştır. Çubuk yüzeyinin betonla temas-

ta olmaması gereken kısmı ise ince bir parafin tabakası ile kaplanmıştır. Böylece, aderans ve basınç gerilmelerinin aktarımının çubuk ile beton arasındaki temas yüzeyinin belirli bir bölgesinde gerçekleştirilmesi sağlanmış olmaktadır. Bu bölge Şekil 2.12 de gösterildiği gibi L uzunluğu ile sınırlanmıştır.

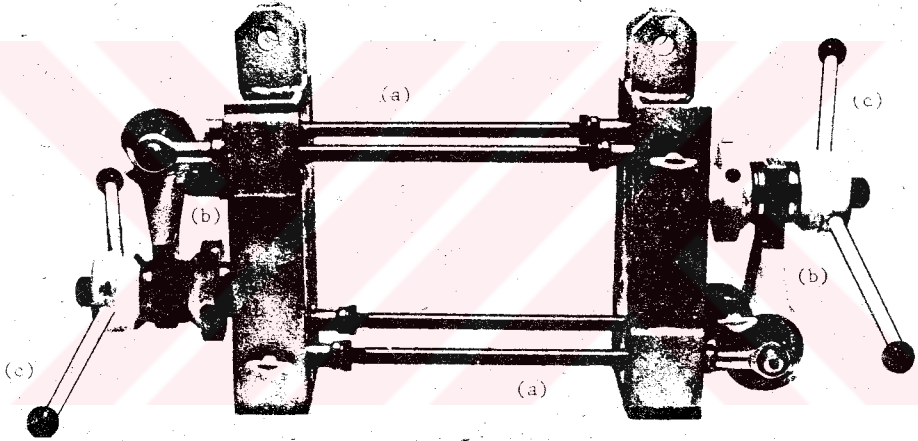
Nümuneye kalıbı, kilitler ve ankraj pimlerinin de bağlandığı iki rijit pleksiglas tabaka ile aynı zamanda donatı çubuğunu güvenle yerinde tutan tahta takozlardan oluşmaktadır (Şekil 2.13). Betonun istenilen mukavemete ulaşmasından sonra, pleksiglas tabakalar, normal basıncı oluşturma işlevi yapan mekanizma ile nümuneyi birbirine bağlayacak olan uygun kavrama plakaları olan yanıl çelik des-



- a) Yanal destekler ve kayma pimleri
- b) Tahta takozlar
- c) Kilitler ve ankraj pimleri
- d) Donatı çubuğu

Şekil 2.13 Modellerin Kalıp Düzeni

teklere bağlamaktadır. Bu yanal destekler U profillerinden oluşmakta olup, ikincil eğilme çatlaklarını önlemek ve beton bloklar ile yanal destekler arasındaki kesme kuvveti aktarımını daha iyi gerçekleştirmek üzere, gövde bölümünün iç yüzü boyunca muhtelif çelik pimler bu profillere kaynaklanmışlardır. Betonun prizini alıp sertleşmesinden sonra tüm deney kompleksi (nümune, kalıp ve destekler) denge kolları, dönel kollar ve nümunenin bağlantıları yapıldıktan sonra yerleştirilen basınç çubuklarından oluşan normal basınç cihazına bağlanmıştır, (Şekil 2.14). Normal basınç ayarı iki dönel kol (el dümeni) aracılığıyla ve el ile gerçekleştirilmektedir. Daha sonra kalıp sökülerek bir ön basınç uygulanmaktadır.



- a) Basınç çubukları
- b) Denge kolları
- c) Dönel kollar

Şekil 2.14. Basınç Mekanizması

Basınç çubuklarının uç kısımlarında ve aynı zamanda denge kollarının destek yuvalarında bilye başlı mafsallı birleşimi bulunmaktadır. Deneye başlamadan önce gerçekleştirilmesi gereken son işlem, nümune ile birlikte normal basınç mekanizmasının, maksimum yük kapasitesi 5.10^4 N olan hidrolik çekme-itme presine bağlanması olmaktadır. Şekil 2.11 de görüldüğü gibi bilye başlı mafsallı birleşimi olan sistem sayesinde, çekme kuvveti arzu edilmeyen yan etkiler olmaksızın sağlanmaktadır.

2.4.3. Yükleme ve Enine Basınç Uygulamasının Özellikleri

Çekme kuvveti V adım adım artan bir yük olarak ve ardışık yükler arasındaki artış tahmin edilen maksimum yükün % 8'i mertebesinde olmak üzere uygulanmaktadır.

($\Delta V = 2500 \text{ N}$, $V_{\text{maks.}} = 3 - 3,5 \cdot 10^4 \text{ N}$). Ancak $\tau(\delta_t)$ eğrileri gözlenerek maksimum aderans gerilmesi değerlerine yaklaşıırken yük artımı $V_{\text{maks.}}$ 'ın % 2 si ile % 4 ü mertebeleri arasında tutulmaktadır. Maksimum aderans gerilmesi değerine ulaşıldıktan sonra, çekme yükünün ufak mertebelerde olan ara azalmaları ve bunlara karşı gelen ufak kayma artımları, aderans/kayma eğrilerinin aşağı inen bölümünün de yeterli bir kesinlikle elde edilmesini mümkün kılmaktadır.

Her bir yük düzeyi, yeterince düzgün bir kayma hızını (ortalama $0,05 \text{ mm/saat}$) sağlaması gereken süre boyunca aynı mertebede tutulmaktadır. Her bir deney ortalama $3,5$ gün sürmektedir. Gün sonunda, uygulanacak yük düzeyi, o gün erişilen son düzeyin % 5 - % 10 u kadar azaltılmış olarak bırakılmaktadır. Böylece, geceleyin muhtemelen devam edebilecek kayma ve yarıлма çatlağının genişliklerinde oluşabilecek artımlar engellenmiş veya sınırlandırılmış olmaktadır.

Normal basınç uygulaması, her bir deney boyunca, yarıлма çatlağının genişliğinin nominal değere çok yakın olacak şekilde sabit tutulmasını sağlayacak düzeylerde gerçekleştirilmiştir. Bunu sağlamak üzere basınç düzeyi, her seferinde yarıлма genişliği nominal değerine hemen tekrar ulaşacak şekilde değiştirilerek ayarlanmıştır. Söz konusu işlem her yük artımı için en azından iki kez, yarım saatten başlayarak bir kaç saati geçen uzun süreler boyunca uygulanan yükler için daha fazla tekrarlanmıştır.

Her bir deney için gereken uzun süre nedeniyle Şekil 2.11'de görüldüğü gibi mekanik cihazlar kullanılmıştır. Yarıлма çatlağının genişliğinin (δ_n) kontrolü çelik kilitlere tespit edilen ve kilitin iki yüzü arasındaki yer değiştirmeyi ölçen, her bir yüzde ikişer adet olmak üzere dört adet mekanik ölçer ile gerçekleştirilmiştir. Donatı çubuğunun kaymasını ölçmek üzere bir diğer mekanik ölçer deney modelinin yukarısındaki kilitlere tesbit edilmiştir. Mekanik ölçerlerin duyarlılığı Şekil 2.11'de verilmiştir.

Normal basıncın ölçümü için ise mevcut dört adet normal basınç çubuğunun ikisi 1/1250 mm duyarlılığında ve 50 mm lik bazı olan bir çift Huggenberger mekanik deformasyon Ölçeri ile donatılmışlardır. Huggenberger mekanik Ölçeri-nin her bir birimi basınç çubuklarının her birinde 624 N luk bir normal kuvvete karşı gelmektedir.

Deney süresince üst ve alttaki birer çift çubuğun aynı basınç gerilmelerine maruz kalmasına büyük özen gösterilmiştir. Çubukların her bir çiftindeki gerilmeler, ayrı dengeleyiciler ve dönel kollar aracılığıyla birbirinden bağımsız olarak oluşturulmaktadır. Deney sırasında çubuk etrafında dönme yapabilecek durumda olan iki beton bloğun mümkün olan düzlem dışı deplasmanları Şekil 2.11'de gösterildiği gibi bir ufak giriş ile bir vidadan oluşan sistemle önlenmektedir. Yanal destekleyicilere mafsalla bağlanmış olan bir çubuk ile desteklenen söz konusu vidalı giriş iki bloğu aynı anda ve ölçüde itmekte veya çekmektedir.

2.4.4. Malzeme Özellikleri

2.4.4.1. Kullanılan Betonun Özellikleri

Karışım:

Portland çimentosu (basınç dayanımı = 41.4 N/mm^2)

Çimento miktarı = 332 kg/m^3

Su-çimento oranı = S/Ç: 0.65

Mekanik Özellikleri:

Ortalama küp mukavemeti $f_c = 38.7 \text{ N/mm}^2$

Ortalama silindirik mukavemeti $f'_c = 32.8 \text{ N/mm}^2$

Ortalama çekme mukavemeti $f_{ct} = 3.2 \text{ N/mm}^2$

Elastiklik modülü $E_c = 27\ 650 \text{ N/mm}^2$

f_c , f'_c ve f_{ct} değerlerinin saptanması sırasında yapılan yüklemenin hızı : $0.15 \text{ N/mm}^2 / \text{sn}$

Deneylerin başlangıcında betonun ortalama yaş durumu: 90 gün

Numunelerin tümü dikey bir konumda dökülmüşlerdir. Döküm yönü çekme kuvvetinin yönüne zıttır.

Agrega ve betonun döküm özellikleri EK-1'de verilmiştir.

2.4.4.2. Donatı Çubuğunun Malzeme ve Geometrik Özellikleri

Donatı çubukları soğukta çekilmiş olup, orta mukavemetli karbondan imal edilen ve İtalyan Yapı Şartnamesi hükümleri ve notasyonlarına göre FeB 44 tipindeki nervürlü çeliklerdir.

Nominal akma sınırı : 430 N/mm²
Nominal çap: 18 mm

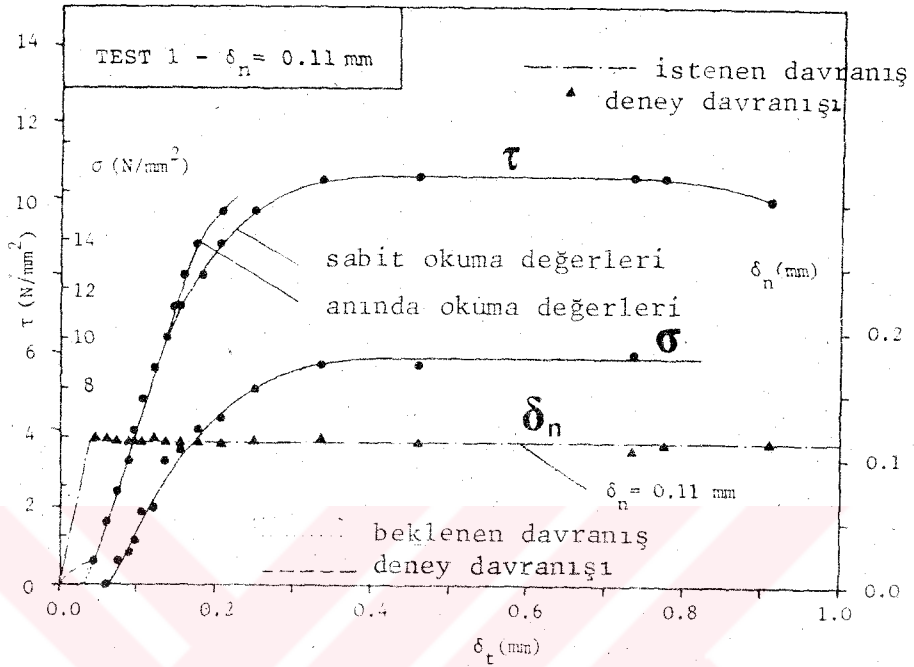
Geometrik ayrıntılar Şekil 2.12'de verilmiştir.

Deneylerin yapıldığı yer ve tarih: Politecnico di Milano, 1981 - 82.

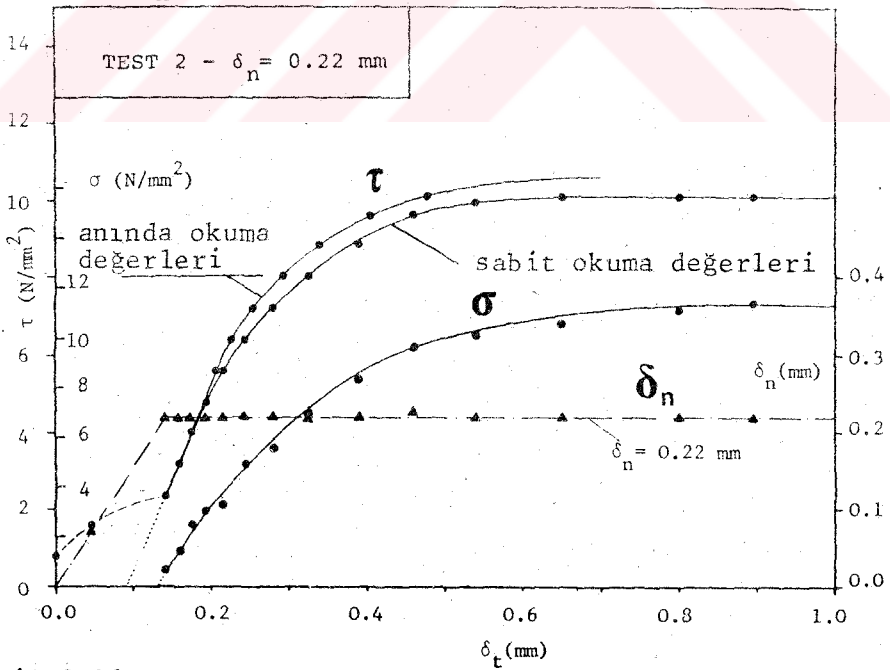
Basınç çubuklarının özellikleri EK-1'de verilmiştir.

2.4.5. Deneysel Sonuçların Görsel Dökümü ve Analizi

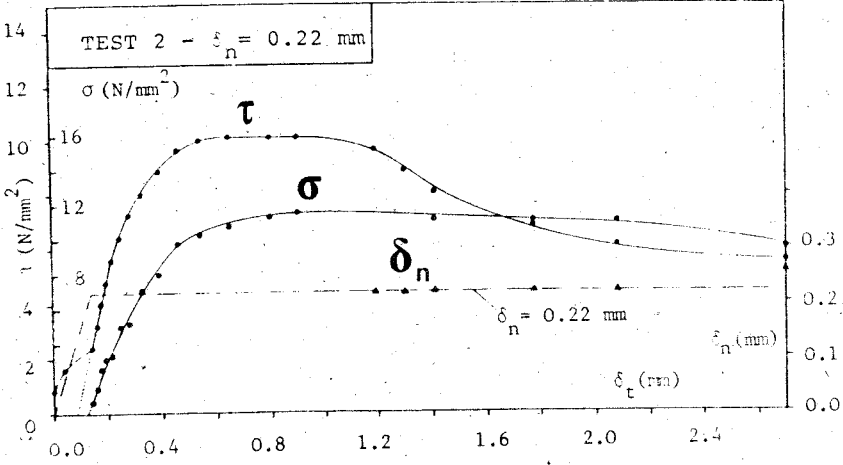
Deneysel sonuçları sunmadan önce, yarıлма çatlağının kontrolünün nasıl gerçekleştirildiği üzerinde durulacaktır. İki beton blok arasındaki devamlılığı önlemek için her numuneye yerleştirilen pleksiglas tabakaya rağmen döküm sırasında oluşan sınırlı bir mertebede devamlılık vardır. Kaçınılmaz olarak kilitlerin içine giren ince beton tabakayı kırmak ve gerekli olan yarıлма çatlağı genişliğini elde etmek üzere negatif basınç, diğer bir deyişle çekme kuvveti uygulaması gerekmektedir. Bu işlem iki safhada gerçekleştirilmektedir. Birinci safhada, basınç kuvveti sıfırken, yarıлма düzlemi boyunca oluşmuş olan devamlılığı ortadan kaldırmak üzere, beklenen maksimum aderans gerilmesine karşı gelen yükün onda birine eşit bir V_0 değerine ulaşıncaya kadar bir yükleme uygulanmaktadır. İkinci safhada, çekme kuvvetinin başlangıç değerlerinde, yarıлма çatlağı genişliğinin istenilen değerine yavaş bir geçiş ile ulaşıncaya kadar normal basınç uygulaması minimum bir düzeyde tutulmaktadır. Bu nedenle aderans-kayma eğrilerinin başlangıç bölümleri, ayarlanmakta olan yani sabit olmayan yarıлма çatlağı genişliklerine aittir ve kesik çizgilerle gösterilmiştir (Şekil 2.15, 2.16, 2.17, 2.18). Bu nedenle nokta nokta çizilen eğriyle belirtildiği gibi sabit genişlikteki yarıлма çatlağına ait davranış ekstrapolasyon yapılarak gösterilmektedir.



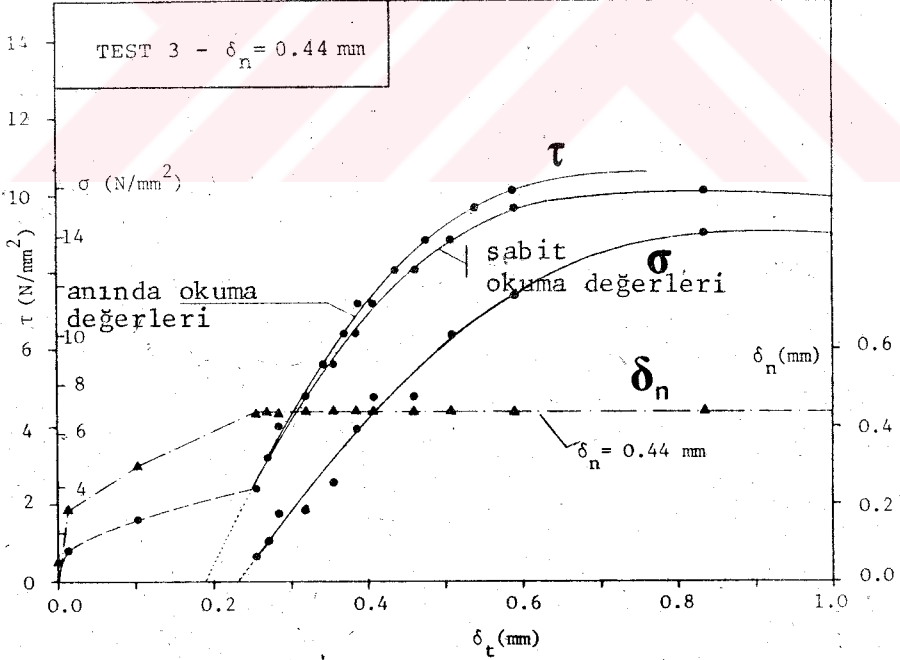
Şekil 2.15 Gerilme - Yer Değiştirme Eğrileri (Deney No:1
 $\delta_n = 0.11$ mm)



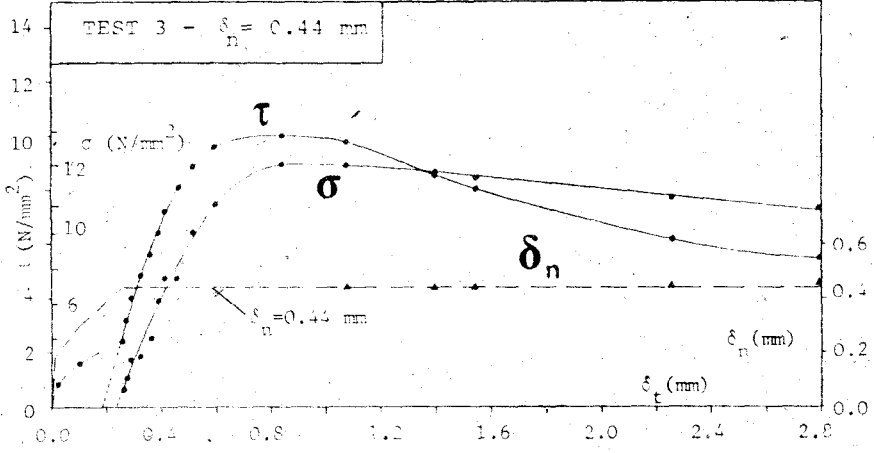
Şekil 2.16 a - Başlangıç Eğrileri



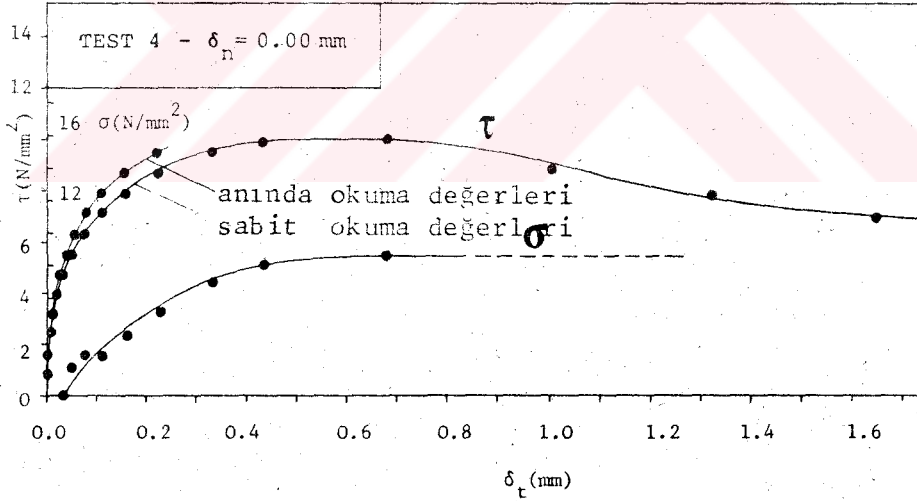
Şekil 2.16 b - Tüm Deneye Ait Eğriler

Şekil 2.16 Gerilme-Yer Değiştirme Eğrileri (Deney No: 2
 $\delta_n = 0.22 \text{ mm}$)

Şekil 2.17 a - Başlangıç Eğrileri



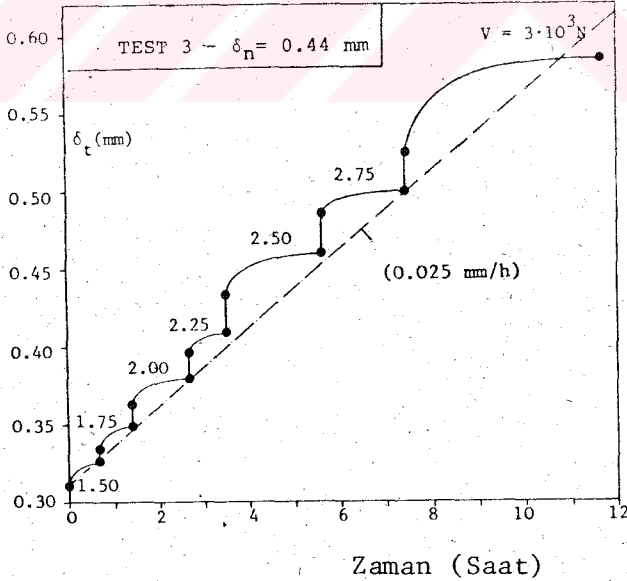
Şekil 2.17 b - Tüm Deneye Ait Eğriler

Şekil 2.17 Gerilme - Yer Değiştirme Eğrileri (Deney No: 3
 $\delta_n = 0.44$ mm)Şekil 2.18 Gerilme - Yer Değiştirme Eğrileri (Deney No: 4
 $\delta_n = 0.00$ mm)

Deneyisel sonuçlar başarıyla denenen ilk dört modele aittir. Bu deneylerde kullanılan numunelere ait yarılmalar

çatlağının genişlikleri (δ) 0.00 mm, 0.11 mm, 0.22 mm, ve 0.44 mm değerlerindedir. Deney davranışını önceden kestirmek ve deneyle ilgili ayrıntıları önceden tesbit etmek amacıyla yarıлма çatlağı genişliği veya normal basınç gerilmesi sabit tutulup ta başarısız olan veya tüm ayrıntıları kaydedilmemiş olan muhtelif ön deneyler yapılmıştır. Örneğin, sabit normal basınç gerilmesi $\sigma = 10 \text{ N/mm}^2$ olarak belirlenen deneyde yüklemenin çok süratli olması ve basınç ayarlamasının zamanında yapılamaması nedenleriyle söz konusu deney başarısız kalmıştır.

Şekil 2.15, 2.16, 2.17 ve 2.18 'de verilen aderans kayma eğrilerine ait kayma değerleri 0 ile 3 mm arasında değişmektedir. Söz konusu eğriler, kayma hızı istenilen yerleri derecedeki ufak değerlere ulaştıktan sonra elde edilen ve dolayısıyla ölçme sırasında farklılık göstermeyen okumalara dayanılarak çizilmişlerdir. Çatlak genişliği 0.44 mm tutularak gerçekleştirilen deneye ait kayma hızı (Şekil 2.19) ordinat ekseninde verilen kayma değerleri için 0.025 mm/saat olmaktadır. Basınç gerilmesi değerleri için ise anında ve sabit okuma değerleri arasındaki fark son derece az olmaktadır. Her bir deneyde yarıлма çatlağının ge-



Şekil 2.19 Kayma - Zaman Eğrisi

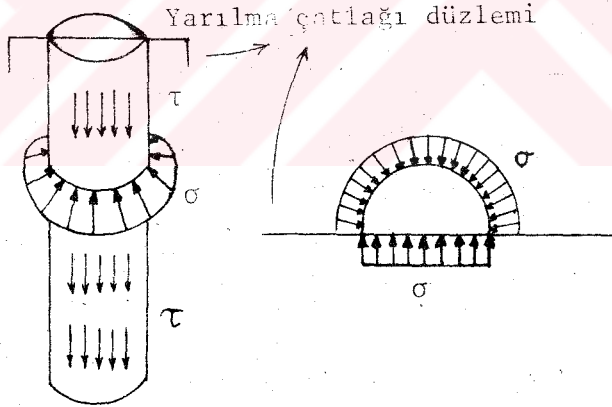
nişliği gerek artan yükleme durumunda (bu safhada çatlak genişliği yükleme ile birlikte artmaktadır), gerek çat - lak genişliğinin sabit olduğu durumda sürekli olarak ölçülen gerçek değeri ile kaydedilmektedir. Şekil 2.15, 2.16, 2.17 ve 2.18 de gösterildiği gibi gerçek çatlak genişliği, çatlağın sahip olması gereken nominal değerler - den farklı olmamaktadır.

Deney sonuçlarına göre şekillerde verilen aderans gerilmesi τ ve enine basınç gerilmesi σ değerleri ortalama değerlerdir. Bu değerlerin hesaplanmasında Şekil 2.12'de gösterilen büyüklükler baz alınmak üzere aşağıdaki bağıntılar kullanılmıştır:

$$\tau = V/\pi D_b L \quad (2.5)$$

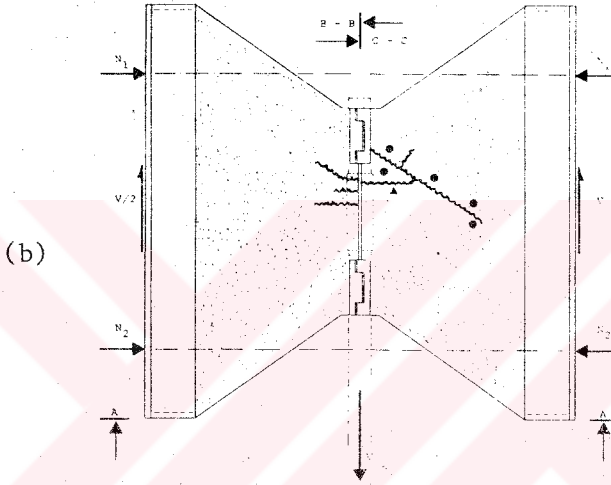
$$\sigma = N/D_b L \quad (2.6)$$

(2.5) ve 2.6) ifadeleri ile hesaplanan aderans gerilmesi ve enine basınç gerilmesi ortalama gerilmeler olup düzgün yayıldıkları varsayılmıştır, (Şekil 2.20).

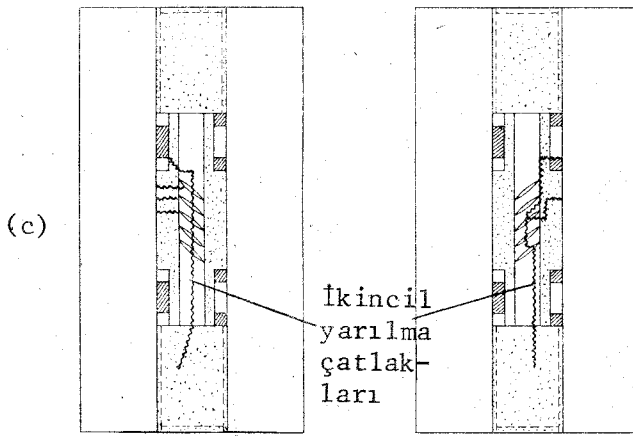


Şekil 2.20 Aderans ve Enine Basınç Gerilmeleri

Aderans göçüşüne karşı gelen tipik çatlama örnekleri söz konusu dört deney için verilmişlerdir. (Şekil 2.21, 2.22, 2.23, 2.24). Aderans gerilmesi - kayma eğrilerinin alçalması ikincil yarılma çatlaklarının oluşmasıyla başlamakta (Şekil 2.21 a), bu çatlaklar daha sonraları tüm çubuk eksenini boyunca yayılmaktadır, (Şekil 2.21 c), Δ ve $\blacktriangle$



Şekil 2.21 Aderans Göçmesi Durumundaki Çatlaklar
(Deney No: 1, $\delta_n = 0.11$ mm)

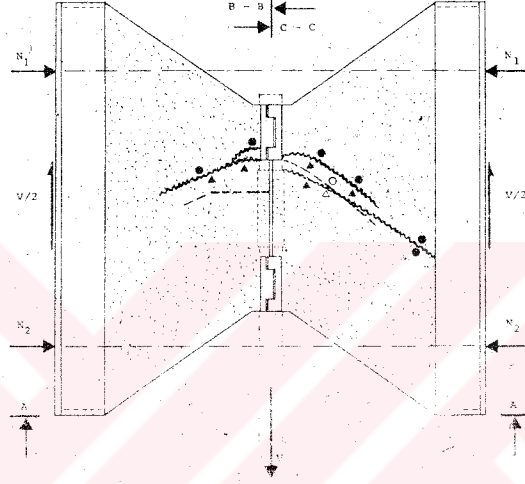
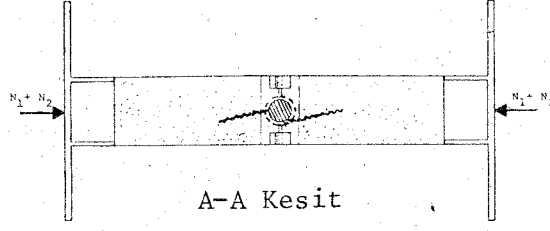


B-B Kesiti

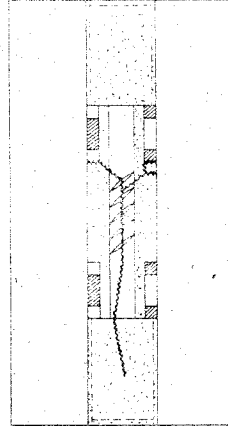
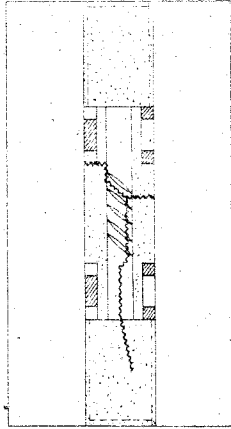
C-C Kesiti

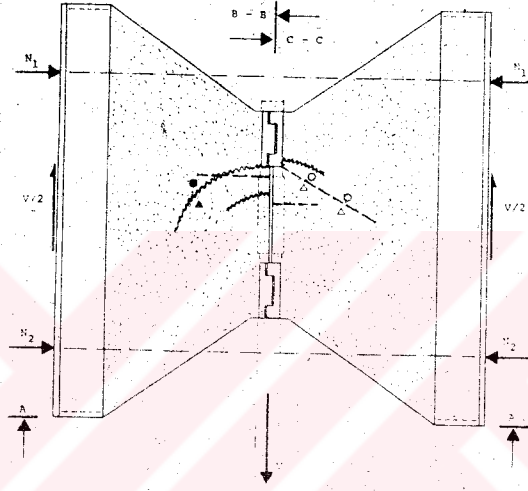
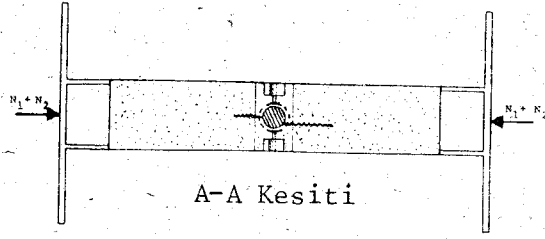
● Deney başlangıcındaki düzlem durumu

▲ İkincil yarıılma çatlakları nedeniyle oluşan düzlem dışı yer değiştirmeler

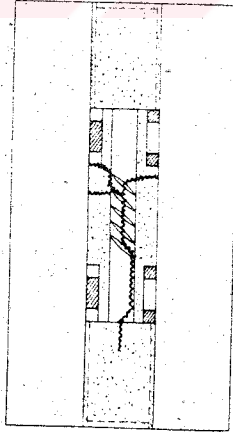


Şekil 2.22 Aderans Göçmesi Durumundaki Çatlaklar
(Deney No: 2, $\delta_n = 0.22$ mm)

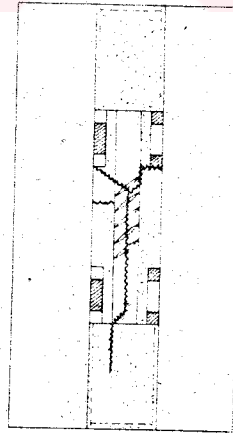




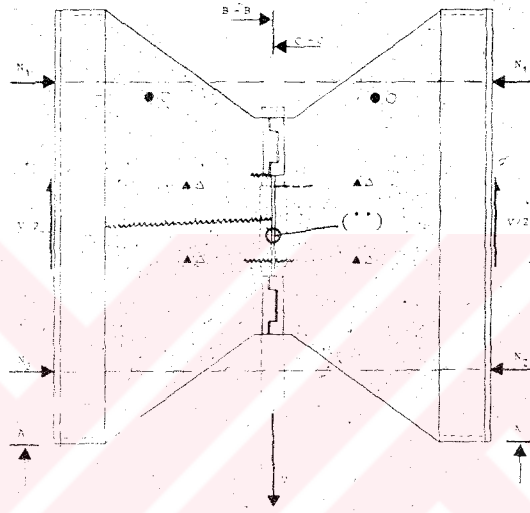
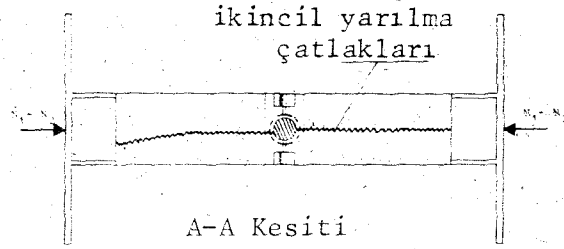
Şekil 2.23 Aderans Göçmesi Durumundaki Çatlaklar
(Deney No: 3, $\delta_n = 0.44$ mm)



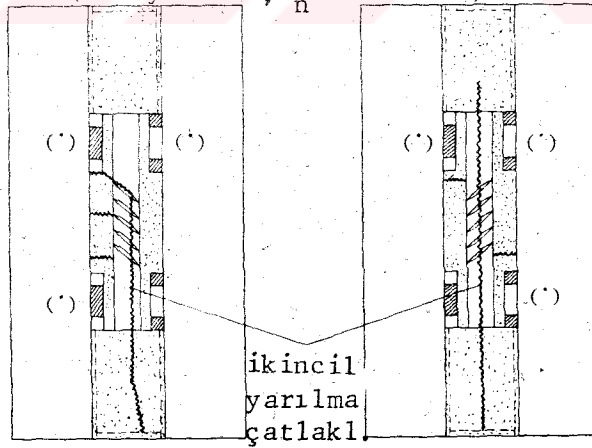
B-B Kesiti



C-C Kesiti



Şekil 2.24 Aderans Göçmesi Durumundaki Çatlaklar
(Deney No: 4, $\delta_n = 0.00$ mm)



B-B Kesiti

C-C Kesiti

(•) Çelik kilitler
(••) Pleksiglas tabaka

sembolleri ile betonun ön ve arka yüzlerde dışarı doğru itildiği bölgeler belirtilmektedir (Şekil 2.21 b). İkinci ve yanal çatlaklar genellikle yukarıdaki çelik kilitler ve son nervür etrafında yoğunlaşmaktadırlar.

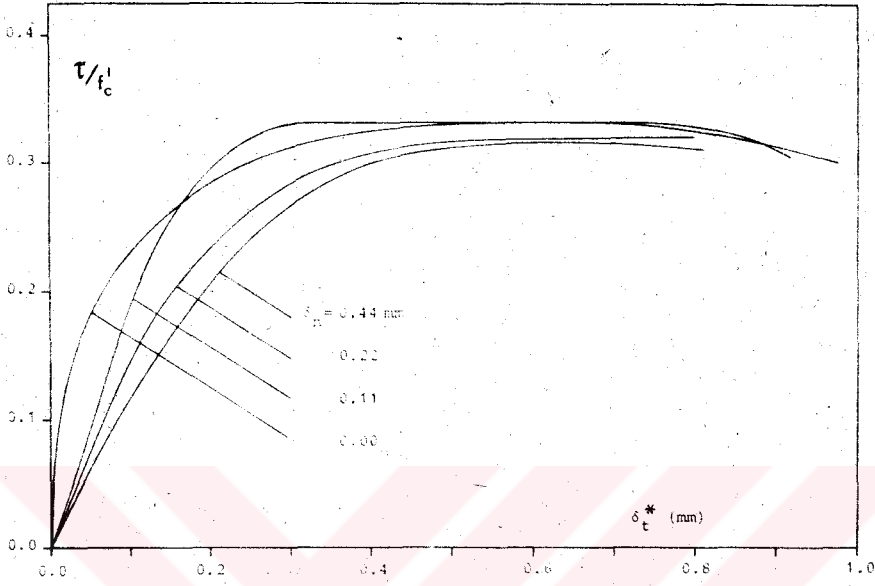
Donatı çubuğu boyunca yer alan ve nervürlerin uçlarından itibaren şekillenmeye başlayan yatay çatlaklar tipik yanal çatlaklardır. Diyagonal çatlakların ortaya çıkışı, gerek beton bloklardaki kayma gerilmelerinden, gerek çubuk beton dışarı doğru itmesinden kaynaklanmakta ve ikinci yarılma çatlaklarının oluşmasından hemen sonra olmaktadır. Bununla birlikte, aderans göçüşü, diyagonal çatlakların ortaya çıkması sırasında değil, aksine çok daha sonra meydana gelmektedir. Aderans göçmesi, sabit çekme kuvvetine karşı gelen belirgin kaymalardan anlaşıldığı gibi betonun yerel ezilmesi ve beton dişlerin kayma kuvveti nedeniyle göçüşü sırasında söz konusu olmaktadır.

Önceden oluşturulmuş yarılma çatlağının genişliği (δ) ikinci yarılma çatlaklarının ve diyagonal çatlakların oluşması nedeniyle, aderans göçmesi sırasında, tüm çubuk eksen boyunca aynı değerde olmamaktadır. Bu nedenle ölçülen δ değerinin nominal genişlikten biraz farklı olduğu gözden uzak tutulmamalıdır.

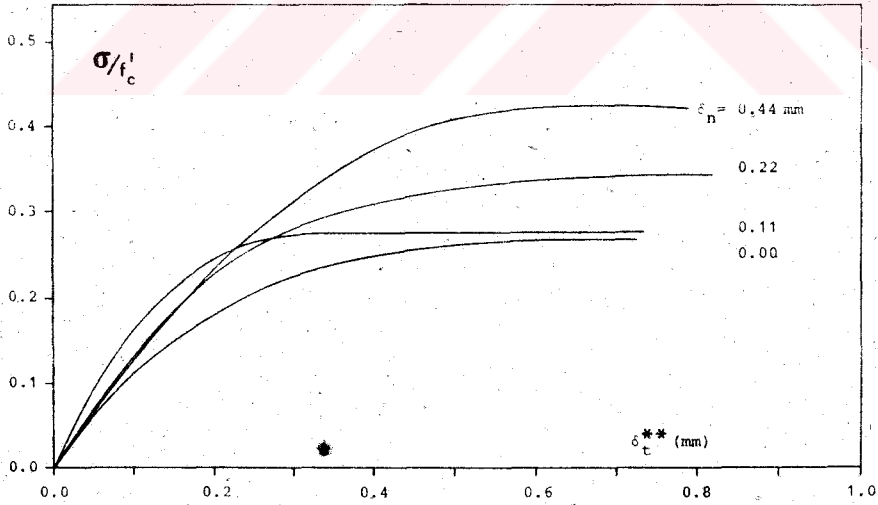
Aderans ve enine basınç gerilmelerinin indirgenmiş kayma değerlerine göre verilmesi gerekir. İndirgenmiş kayma δ_t^* , ölçülen δ_t değerinden serbest kayma δ_t^0 'ın çıkarılması ile elde edilen değer olmaktadır. Gene indirgenmiş δ_t^{**} ise ölçülen δ_t değerinden δ_t^0 ile birlikte enine basınç uygulamasındaki gecikme kaymasını gösteren $\Delta\delta_t$ değerinin çıkarılması ile bulunmaktadır.

Aderans gerilmesi (τ) - indirgenmiş kayma (δ_t^*) eğrileri (Şekil 2.25) te verilmişlerdir. Enine basınç gerilmesi (σ) - indirgenmiş kayma (δ_t^{**}) eğrileri ise aşağıda verilmiştir, (Şekil 2.26).

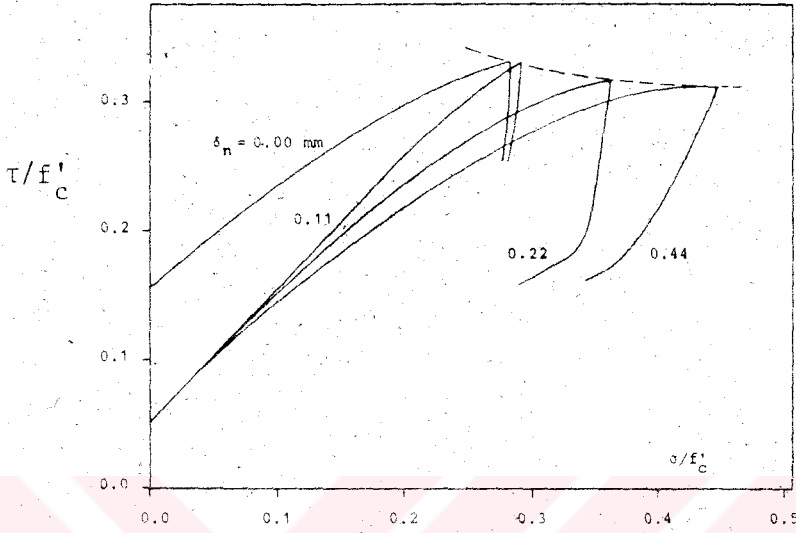
Sabit yarılma çatlağı durumu için aderans gerilmesi - normal basınç gerilmesi karşılıklı etki diyagramları (Şekil 2.27) de verilmiştir. Gerek aderans gerilmesi - kayma gerek enine basınç - kayma diyagramlarına ait eğrilerin, sabit gerilme durumunu gösteren uzun yatay bölgeleri karşılıklı etki diyagramlarındaki köşe noktalarına karşı gelmek-



Şekil 2.25 Aderans Gerilmesi - İndirgenmiş Kayma Eğrileri



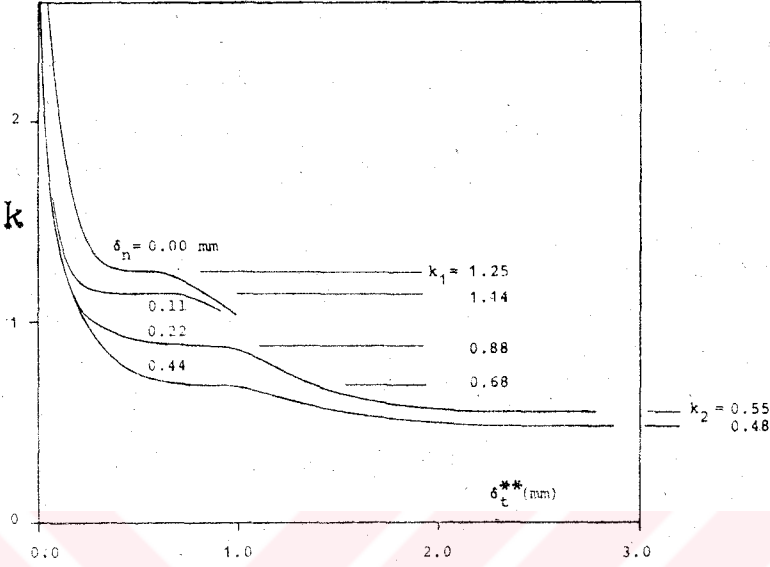
Şekil 2.26 Enine Basınç Gerilmesi - İndirgenmiş Kayma Eğrileri



Şekil 2.27 Aderans Gerilmesi - Enine Basınç Gerilmesi Eğrileri

tedir. Karşılıklı etki diyagramlarındaki eğrilerin bundan sonraki bölümleri kabaca sabit olan enine basınç gerilmesi ile aniden azalan aderans gerilmesine karşı gelmektedir. Bu son bölümler kabaca sabit eğimdedirler. Bu da daha önce aderans ile enine basıncı karşılıklı etkileşmesi konusunda değinildiği gibi sürtünme katsayısının bu yörelerde sabit olması anlamını taşımaktadır. Çeşitli yarıılma çatlağı genişlikleri için sürtünme katsayısı ($k = \tau/\sigma$) - indirgenmiş kayma δ_t^{**} eğrileri (Şekil 2.28) de verilmiştir. k_1 ve k_2 sürtünme katsayıları sınır değerlerdir. k_1 aderans gerilmesinin maksimum değeri için geçerlidir. k_2 ise çubuk beton dan sıyrılma durumu için geçerli olan k_2 sürtünme katsayısıdır.

Bu bölümde verilen deneysel program, 1981-82 yılları arasında Politecnico di Milano'da, önceden planlanan deney düzeni içinde, Prof.P.G.Gambarova'nın yönetiminde gerçekleştirilen deneylere dayanmaktadır. Bu çalışmalar sırasında daha önce hazırlanmış betonarme numuneler üzerinde gerçekleştirilen dört deneyin tümü göçme aşamasına kadar gözlenmiş, gerekli ölçmeler yapılmıştır.



Şekil 2.28 Sürtünme Katsayısı - İndirgenmiş Kayma Eğrileri

2.5. DENEYSEL SONUÇLAR

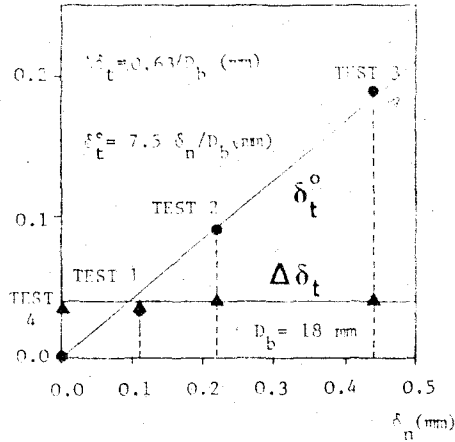
Gerilme-kayma ve sürtünme katsayısı (k) - indirgenmiş kayma (δ_t^{**}) eğrileri incelendiğinde ortaya çıkan önemli sonuçlar ve yapılabilecek gözlemler aşağıda verilmektedir:

1) Normal basınç uygulaması, maksimum aderans direncinin 1/5'inden ufak olan aderans gerilmesi değerleri için gerekli değildir. Basıncın geri kalması olarak tanımlayabileceğimiz bu safhadaki kayma farkı $\Delta\delta_t$ 'nin yarıлма çatlağı genişliği (δ)den bağımsız olduğu kanısını vermekte olup sadece nominal çapla ters orantılı olması beklenir, (Şekil 2.29):

$$\Delta\delta_t = 0.63/D_b \quad (2.7)$$

(2.7) bağıntısı deneysel sonuçlara göre çıkarılmıştır, [5].

2) Yarıлма çatlağının başlangıçtaki açılması sırasında çubuğun bir çeşit "serbest kayması" söz konusudur, çünkü donatı nervürleri beton dişler ile tekrar temasa geçene kadar çubuk betondan sıyrılarak kaymaktadır. δ^0 ile tanımlanan bu kayma, çatlak genişliği ile orantılı olmaktadır, (Şekil 2.29):



Şekil 2.29 $\Delta\delta_t - \delta_n$ ve $\delta_t^o - \delta_n$ Doğruları

$$\delta_t^o = 7.5 \delta_n / D_b \quad (2.8)$$

(2.8) bağıntısı deneysel sonuçlara göre çıkarılmıştır, [5].

3) Aderans gerilmesi kayma eğrileri ile normal basınç gerilmesi kayma eğrileri uzun süren bir yassılaştırma bölgesi ile karakterize edilmektedirler. Bu bölgede aderans gerilmesinin normal basınç gerilmesine oranı ve sürtünme katsayısı kabaca sabit kalmaktadır. Bununla birlikte sürtünme katsayısı çatlak genişliğinin artan değerleri için azalmaktadır.

4) Maksimum aderans direnci yarılmaya çatlak genişliklerinden çok az etkilenmektedir. Bu hususun, en azından, bu deneylerde gözönüne alınan çatlak genişliklerinin sınırları içinde geçerli olduğu söylenebilir.

5) 1.0 ve 1.1 mm.den büyük kayma değerlerinde beton dişlerin ezilmesi ve muhtemelen ikincil yarılmaya çatlaklarının Şekil 2.8 de görüldüğü gibi nervürleri içine alan düzlemde gelişmesi aderans direncinde zayıflamaya yol açmaktadır, (Şekil 2.16, 2.17, 2.18 ve 2.19). İkincil yarılmaya çatlakları Şekil 2.21, 2.22, 2.23 ve 2.24'te de gösterildiği gibi, 1.6 - 1.8 mm lik kayma değerinde beton ile donatı çubuğu arasındaki temas yüzünden başlayarak yayılmaktadır.

6) 2.2 - 2.4 mm arasındaki çok büyük kayma değerlerinden başlayarak aderans gerilmesi-kayma ve normal basınç gerilmesi - kayma eğrileri tekrar birbirine paralel ve yatay olmaktadır. Sürtünme olayı olarak nitelendirebileceğimiz bu durumda kalıcı aderans dayanımının varlığı sürtünme katsayısı sabit olmak üzere, ezilmiş beton ile çubuk arasındaki sürtünmeden kaynaklanmaktadır. Bu sürtünme etkisiyle oluşan aderans direncinin idamesi ise kuvvetli bir normal basınç gerilmesinin mevcudiyetine bağlı olmaktadır.

7) δ^{**} 'in sifıra yaklaşan değerleri için sürtünme katsayısı t sonsuza yönelen değerler almaktadır. Gerçekten de $\delta_t < \delta^0 + \Delta\delta_t$ değerleri için, aderans, nervürlerin altında oluşan basınç kuvvetlerinden meydana gelmektedir. Yanal çatlakların oluşmadığı bu durumdakamalama ihmal edilebilecek mertebede olup enine basınç uygulaması gerekmemektedir.

8) Aderans direncinin ulaşıldığı, $\delta_t \approx 0.5 - 1$ mm değerlerinde sürtünme katsayısı (k_1) kabaca t sabit kalmakta, fakat,

$$k_1 = 0.20 (D_b / \delta_n)^{1/3} \quad (2.9)$$

ile verilen ampirik bağıntıya göre yarıлма çatlağı genişliğinin artan değerleri için azalmaktadır.(2.9) bağıntısı bu çalışmada söz konusu olan çekip çıkarma deneylerinin sonuçlarına göre çıkarılmıştır.

9) δ^{**} 'nin 2 mm.den daha büyük değerleri için sürtünme katsayısı (k_2) gene kabaca sabit bir davranış göstermekte ise de, söz konusu deney sonuçlarına göre çıkarılan ve

$$k_2 = 0.13 (D_b / \delta_n)^{1/3} \quad (2.10)$$

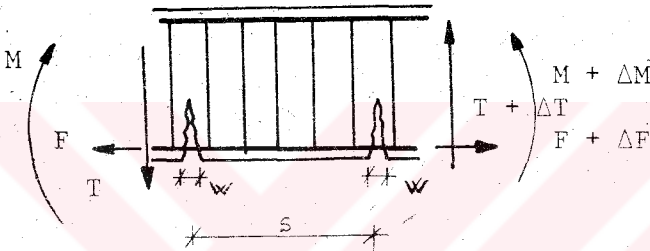
ile verilen ampirik bağıntıdan görüleceği gibi gene artan yarıлма çatlağı genişliği değerleri için azalmaktadır.

2.6. SONUÇLARIN UYGULAMA ALANINDAKİ ETKİNLİĞİ

Bir betonarme elemanda yüksek kayma değerlerinde yanal çatlaklar oluşmakta ve donatı ile temas halinde olan beton basınç etkisiyle parçalanıp ufalanmaktadır. Daha sonra oluşan yarıлма çatlakları ise aderans direncini et-

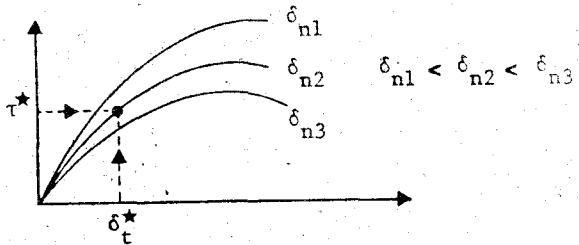
kileyen önemli bir faktör durumuna gelmektedir. Bu durumda bir betonarme elemanda (örneğin kirişte) enine basınç gerilmesi sağlayan enine donatı aderans direncini belirleme yönünden çok kritik bir etken olarak karşımıza çıkmaktadır.

Amaçlanan aderans gerilmesi düzeyine karşı gelecek enine donatı miktarını veya bunun tersi olarak önceden belirlenmiş olan enine donatının hangi kayma gerilmesi düzeyini sağlayacağını belirlememiz yarıлма çatlakları ile ilgili deneysel sonuçlara göre çizilen eğrilerle mümkün olabilmektedir. Bu problemi eğilme ve kayma etkisindeki bir kirişe uygulayalım, (Şekil 2.30):



Şekil 2.30 Eğilme ve Kayma Etkisindeki Betonarme Bir Kiriş

Yükleme durumu belli olan bir kiriş için moment denge denkleminde ve yatay denge koşulundan iki çatlak arasındaki ortalama aderans gerilmesinin (τ^*) bulunmuş olduğunu varsayalım. Ayrıca, yönetmeliklerce sınırlanmış olan çatlak genişliği için bir üst sınır değeri olarak veya mevcut hesaplama yöntemlerinden birini kullanarak çatlak genişliği (w) ve dolayısıyla kayma (δ) değerinin belirlendiğini kabul edelim. Bilinen τ^* ve δ_t^* değerleriyle, çeşitli δ_n değerlerine göre çizilmiş olan $\tau = f(\delta_t)$ eğrilerini kesiştirelim, (Şekil 2.31).

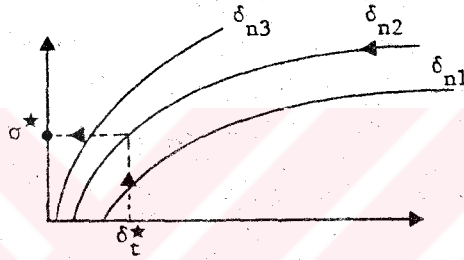


Şekil 2.31 Aderans Gerilmesi - Kayma Eğrileri

Bu şekilde saptanan δ_n^* değeri, δ_t^* ile birlikte $\sigma = g(\delta_t)$ eğrilerine taşınıp, kesişme noktasındaki enine basınç gerilmesi (σ^*) bulunur, (Şekil 2.32). Bu gerilmeyi sağlamak üzere ard arda iki çatlak arasında uygulanması gereken toplam enine kuvvet aşağıda gösterildiği gibi hesaplanabilir:

$$N = \sigma^* n \phi s \quad (2.11)$$

Bu bağıntıda n çekme donatısının sayısını, ϕ ise çapını belirlemektedir.



Şekil 2.32 Enine Basınç Gerilmesi - Kayma Eğrileri

Enine basınç kuvvetinin tümünün yeterli sıklıkta yerleştirilen enine donatı (ettriye) tarafından karşılanacağı varsayımıyla, enine basınç gerilme düzeyi $\bar{\sigma}$ ($< \sigma_{sv}$) olan etriyelerin sağlayacağı toplam basınç ($\bar{N}$) aşağıdaki bağıntı ile bulunabilir:

$$\bar{N} = \bar{\sigma} A_{sw} n \phi s \quad (2.12)$$

Bu bağıntıdaki A_{sw} ifadesi, birim kiriş alanına gelen etriye alanını belirlemektedir.

Sağlanması gereken güvenlik koşulunun $N < \bar{N}$ olduğu açıktır. Bu koşulu, (2.11) ve (2.12) bağıntılarından yararlanarak şu şekilde ifade edebiliriz:

$$A_{sw} > \frac{\sigma^*}{\bar{\sigma}} \quad (2.13)$$

Aderans probleminin böyle bir yaklaşımla ve limit dizayn anlayışıyla ele alınması, göz önüne alınan kirişte bo-

yuna donatı oranının yüksek, donatıdaki çekme kuvvetinin büyük olması ve sık donatı kullanılması durumu için geçerli olabilmektedir. Gerçekten de yarıлма çatlağının oluşmuş olduğu varsayımını yapabilmek ve söz konusu yöntemi uygulayabilmek için bu ön koşulların sağlanması gerekir.

Yukarıda anlatılan yöntem, farklı mukavemette beton veya farklı çapta demir kullanılması durumunda da uygulanmak üzere, geniş kapsamda ele alınabilir. Bu çalışmada dört değişik değerde yarıлма çatlağı genişliği olan modeller üzerinde yapılan deneylere göre çizilen aderans gerilmesi-kayma eğrileri, daha fazla sayıda ve değişik δ değerlerine göre yapılacak deneylerle arttırılabilir. Mevcut eğrilerden faydalanarak ve enterpolasyon yaparak ta söz konusu ek eğriler elde edilebilir.

Aderans gerilmesi - kayma eğrilerinin değişik mukavemetteki beton sınıfları veya değişik çapta donatı kullanılması durumu için belirlenmesi bu çalışmanın kapsamı dışındadır. Ancak, bu konuda, aderans direncinin, kullanılan beton dayanımı parametresine bağlayarak hesaplanmasına olanak veren çeşitli formülasyon ve çalışmalar bir ilk adım niteliğinde olabilir. Enine basınç etkisinin olmadığı durum için Ferguson, P.M. ve Thompson J.N. aderans direncini veren şu ampirik bağıntıya varmışlardır, [14]:

$$\tau_{\max} = \alpha \sqrt{f_c} \quad (2.14)$$

(2.14) bağıntısının geçerliliği Untrauer, R.E. ve Henry, R.L. tarafından kanıtlanmıştır, [18]. Arda, T.S.'nin çalışmasında ise söz konusu bağıntıya çok iyi bir uyum gösteren bir ampirik formül geliştirilmiştir, [3]:

$$\tau_{\max} = 56 \log \left(\frac{f_c}{30} \right) \quad (2.15)$$

Enine basıncın veya enine donatının etkisi ise, gene Arda, T.S.'ye göre, (2.15) ile verilen kayma gerilmesi değerine $k \frac{\phi_t^n}{t}$ ifadesiyle bulunan değer ilâve edilmek suretiyle bulunabilir, [3]. Bu ifadede k enine donatının boyuna donatıyla yaptığı açıya göre verilen bir katsayı,

ϕ_t boyuna donatının çapını, t enine donatı aralığını belirle-
lmekte olup, n ise betonun mukavemetine bağlı olarak verile-
len bir katsayıdır. Enine basıncın etkisi, ayrıca Untrauer,
R.E. ve Henry R.L.'ye göre $18'$, σ_n enine basınç gerilmesini
göstermek üzere,

$$\tau_{\max} = (\alpha + \beta \sqrt{\sigma_n}) \sqrt{f'_c} \quad (2.16)$$

bağıntısından bulunabilir. (2.15) bağıntısına ek olarak,
kullanılan enine donatıyı basınç gerilmesine çevirecek bir
dönüşüm uygulaması gerekeceğinden, enine basınç gerilmesini
dolaysız olarak bünyesinde bulunduran (2.16) bağıntısını
kullanmak daha elverişli olmaktadır.

Kullanılan boyuna donatının çapının aderansa etkisi
ise Riessauw, F. [42] ve Arda, T.S. [1] tarafından yapılan
önerilere göre, artan donatı çapına göre lineer bir şekil-
de azalan aderans direnci hesaplanarak gözönüne alınabilir.
Bu azalma, Ferguson, P.M., Breen, J.E. ve Thompson J.N. ta-
rafından verilen bir bağıntıda hiperbolik bir fonksiyon
ile ifade edilmiştir, [43].

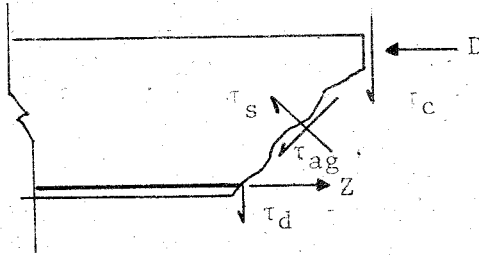
BÖLÜM 3

AGREGA KENETLENMESİ

3.1. GİRİŞ

3.1.1. Genel

"Agrega Kenetlenmesi", çatlak bir düzlemsel beton veya kârgir elemenda çatlak yüzleri arasında kayma kuvvetinin taşınması ve iletilmesini sağlayan en önemli bir mekanizmadır. Bir betonarme elemenda da (örneğin, betonarme kiriş), kayma çatlağı boyunca kayma kuvvetinin etkilerine karşı, betonda basınç bölgesinin katkısı τ_c dayanımı, etriyelerdeki τ_s kayma dayanımı ve τ_d pim etkisi (dowel action) nedeniyle sağlanan kayma dayanımına ek olarak agreganın sağladığı τ_{ag} dayanımı vardır, (Şekil 3.1).



Şekil 3.1 Bir Betonarme Kirişte Kayma Mekanizmaları

Yapılan deney sonuçlarına göre kayma kuvvetinin taşınmasında: τ_c : 20 - 40 %, τ_d : 15 - 25 %, τ_{ag} : 33 - 50 % ara-

sında olmak üzere yardımcı oldukları bulunmuştur, [44]. Gözlenebileceği üzere, agregâ kenetlenmesi, giriş gibi tipik bir betonarme elemanda da mevcut kayma çatlağı boyunca kayma kuvvetinin taşınmasında en fazla etken bir mekanizma olmaktadır.

Bir çok betonarme ve öngerilmeli yapıların ve yapı elemanlarının bazı belirli bölgelerinde önce eğilme etkisiyle eğilme çatlakları oluşmakta, ek olarak gelebilecek dolaysız veya dolaylı (örneğin burulma nedeniyle) kayma kuvveti etkisine karşı dayanım sağlanması yapının güvenliği bakımından çok kritik olabilmektedir. Böyle durumlarda, kayma çatlağında olduğu gibi, agregâ kenetlenmesinin, eğilme çatlağı için de kayma kuvvetinin taşınmasındaki rolü büyüktür.

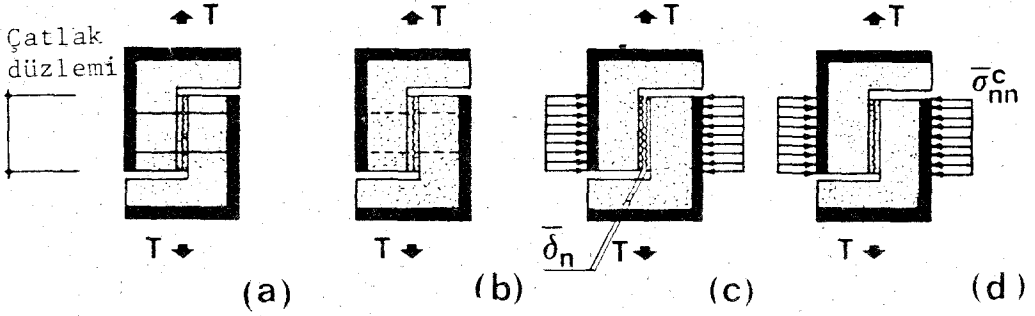
Agregâ kenetlenmesi olgusu bu bölümde aderans olayından bağımsız olarak işlenecektir. Ancak agregâ kenetlenmesi, tezin giriş bölümünde değinildiği gibi özellikle sık donatı kullanılması durumunda, önceden oluşmuş yarılma çatlağı nedeniyle nervürlü donatının çubuktan sıyrılmasını önleyen bir mekanizma durumundadır.

3.1.2. Amaç ve Kapsam

Tezin agregâ kenetlenmesi konusundaki bu bölümünde betonda oluşan çatlakla ilgili gerilme-yer değiştirme bağıntılarının formülasyonu ana amaçlardan biridir. Formülasyonun geliştirilmesi konusunda özellikle [33] de takdim edilen Çatlak Modeli bir baz olarak ele alınacaktır. Ayrıca agregâ kenetlenmesi mekanizmasında çatlağın rijitliğini ve direncini etkileyen maksimum agregâ (dane) çapı D_a 'nın rolü bu formülasyonlarla ilgili olarak incelenecektir.

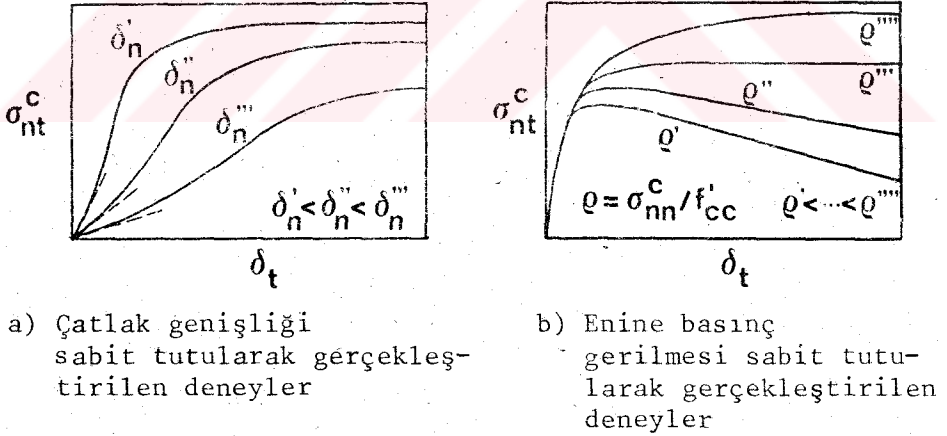
3.1.3. Agregâ Kenetlenmesi Konusunda Yapılan Deney Tipleri ve Etkinlikleri

Agregâ kenetlenmesi konusunda yapılan deneylerin çoğunu önceden oluşturulmuş çatlağı bulunan, çatlak düzlemine dik olarak uygulanan donatıları modelin içinden veya dışından geçen beton nümuneleri kapsamaktadır, (Şekil 3.2 a,b), [32], [36], [37]. Bazı deneylerde ise gene önceden oluşturulmuş çatlağı deney boyunca sabit genişlikte tutulan modeller



Şekil 3.2. Agrega Kenetlenmesi Konusunda Yapılan Deneylerin Tipleri

kullanılmıştır, (Şekil 3.2 c), [34], [35]. Bu tür deneylerin günümüzdeki uygulayıcılarından Daschner ve Kupfer'i [40], [41] saymak yerinde olur. Deneylerle ilgili tipik davranış eğrileri (Şekil 3.3 a) da verilmiştir. Çok sınırlı sayıda yapılan başka tür deneylerde ise, enine (normal) basınç deney boyunca sabit tutulmuştur, (Şekil 3.2 d), [40], [41]. Bu deneylerle ilgili tipik davranış eğrileri ise (Şekil 3.3 b) de gösterilmektedir. Bu son tür deneylerin



a) Çatlak genişliği sabit tutularak gerçekleştirilen deneyler

b) Enine basınç gerilmesi sabit tutularak gerçekleştirilen deneyler

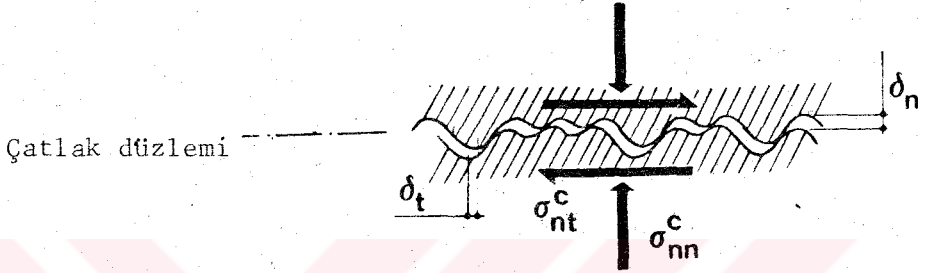
Şekil 3.3 Tipik Davranış Eğrileri

sonuçları tipik bir çatlak davranışının daha iyi kavranmasını sağlayacak özelliktedirler. Ayrıca, bu sonuçlar enine basınç gerilmesi (σ_{nn}^c) ile çatlakla ait yer değiştirmeler (δ_n, δ_t) arasındaki bağıntının daha iyi ifade edilmesini mümkün kılmaktadır.

3.2. ÇATLAK DAVRANIŞIYLA İLGİLİ GERİLME-DEPLASMAN BAĞINTILARI

3.2.1. Çatlakla İlgili Temel Fiziksel Esaslar ve Varsayımlar

Aşağıda sıralanacak temel esaslar, tipik bir çatlağın geometrik ve fiziksel yapısı gözönünde tutularak açıklanacaktır, (Şekil 3.4).



Şekil 3.4 Tipik Bir Çatlak Örneği ve Çatlakla İlgili Gerilmeler

- $\delta_n < 0$ durumu fiziksel bir anlam taşımamakta olup gerçekleşme olanağı yoktur.
- σ_{nn}^c basınç gerilmesinin doğal olarak < 0 olması durumu daima geçerlidir.
- Çatlak yüzeyindeki pürüzlerin temas noktaları sonsuz varsayılabilceğinden gerilme-deplasman bağıntıları sürekli ve düzgün eğrilerle temsil edilebilecek fonksiyonlar olmalıdır.
- $\delta_n = 0$ durumunda süreklilik nedeniyle çatlak oluşmamıştır.
- Çatlak yüzeyleri, $\delta_t = 0$ ve $\delta_n > 0$ durumunda temas halinde olamayacaklarından $t_{\sigma_{nn}^c} = 0$ olmalıdır.
- Sabit kayma ($\delta_t = \text{sabit}$) sırasında δ_n 'in artması durumunda temas noktaları azalacağından $|\sigma_{nn}^c|$ ve $|\sigma_{nt}^c|$ zorunlu olarak azalmaktadır. Diğer bir deyişle $\delta_n > 0$ için $\frac{\partial |\sigma_{nn}^c|}{\partial \delta_n} < 0$ ve $\frac{\partial |\sigma_{nt}^c|}{\partial \delta_n} < 0$ olmalıdır.

g) δ_n sabitken $|\delta_t|$ nin artması durumunda, pürüzler yavaş yavaş fakat artan bir şekilde temasa geçerek deforme olacağından:

$$\delta_n > 0 \text{ için } \frac{\partial |\sigma_{nn}^c|}{\partial \delta_t} > 0 \text{ ve } \frac{\partial |\sigma_{nt}^c|}{\partial \delta_t} > 0 \text{ olmalıdır.}$$

h) Geliştirilmiş basit mikromekanik modellerin ve çatlak genişliği sabit tutularak yapılan deneylerin açık bir şekilde gösterdiği gibi çatlak iç yüzünde oluşan kayma gerilmesi σ_{nt}^c , düzlem gerilme halinde, esas olarak $r = \frac{\delta_t}{\delta_n}$ oranına bağlı olmaktadır, [33].

3.2.2. En Büyük Dane Çapının Çatlak Davranışındaki Etkileri

3.2.2.1. Çatlakla İlgili Olarak Geliştirilecek Kayma Gerilmesi Bağantısı

Ref. [33] te açıklanan ve genel olarak Bölüm 3.2.1 de verilen esaslara göre geliştirilen çatlak modeli özellikle Ref. [34] deki deney sonuçlarıyla uyum göstermektedir. Söz konusu çatlak modelinde, çatlaka ait kayma gerilmesi 3.2.1. f varsayımı göz önüne alınarak aşağıdaki şekilde formüle edilmiştir:

$$\sigma_{nt}^c = \tau_u r \frac{a_3 + a_4 |r|^3}{1 + a_4 r^4} \quad (3.1)$$

Bu bağıntıda $r = \frac{\delta_t}{\delta_n}$ olup a_3 ve a_4 katsayıları standart silindir basınç mukavemeti f'_c nin fonksiyonlarıdır:

$$a_3 = \frac{1}{\tau_o} 2.45 \text{ N/mm}^2 \quad (3.2)$$

$$a_4 = 2.44 \left(1 - \frac{1}{\tau_o} 4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \quad (3.3)$$

$$\tau_u = \tau_o \frac{a_o}{a_o + \delta_n^2} \quad (3.4)$$

$$\tau_o = 0.245 f'_c \quad (3.5)$$

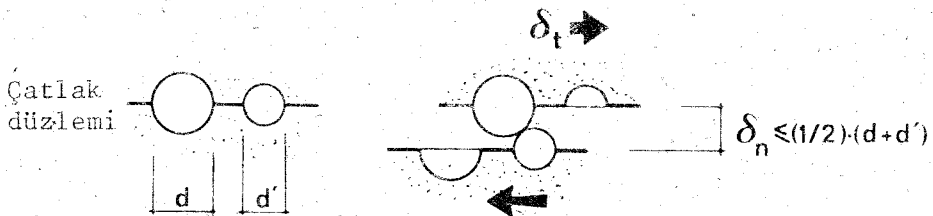
$$a_o = 0.01 D_a^2 \quad (3.6)$$

Burada τ parametresi τ^c nin asimtotik degerini temsil etmekte, u diğ er bir deyiş le r nin sonsuza yaklaş an büyük degerleri için ç atlağ ın nihai kayma mukavemetine eş it olmaktadır. τ ise $\delta \rightarrow 0$ durumu için τ^c nin limit degeri olmaktadır. Bu limitin fiziksel olarak ç atlağ ın başladığı andaki kayma dayanımı olduğu açıktır.

3.2.2.2. Çatlaktaki Kayma Gerilmesi İçin Verilen Bağ ıntının Geliştirilmesi

Ç atlağ ın iç yüzeylerindeki pürüz ve çıkınt ıların betondaki daneler ile aynı granülömetriye sahip olduklarını varsayalım. Ancak bu varsayımın biraz kaba bir yaklaş ım olduğunu unutmamak gerekir; zira ç atlaklar en büyük agrega danelerinin yüzeylerine çok yakın bir yerde oluş mayaya baş lamakta ve en ufak daneleri atlayarak ç imento harci iç ine doğru yayılmaktadır. Bu nedenle de ç atlaklar agrega granülometresine kıyasla biraz daha dü zgün bir yayılış göstermektedirler.

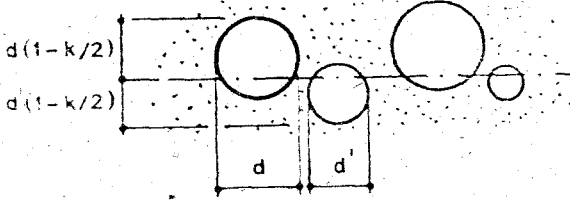
Bir diğ er yaklaş ım olarak her ç atlak yüzünden dış arı çıkan ve ç imento harci iç ine gömülü durumdaki agrega danelerini ç apı d olan küreler olarak basitleştirip idealize edelim, (Ş ekil 3.5). Agrega danelerinin rasgele dağılımı nedeniyle farklı ç aplardaki ($d > d'$) iki dane arasındaki yerel temas olasılığı aynı ç aptaki ($d = d'$) iki dane arasındaki temas olasılığından daha büyük olmaktadır. Bunun bir sonucu olarak (Ş ekil 3.5) te verilen ve ç atlak düzleminin idealleştirilmiş yapısını gösteren geometri göz önüne alındığında, yerel temas, ancak ş u koşulun sağ lanması halinde mümkün olabilmektedir: $\delta_n < \frac{1}{2} (d + d')$ (3.7)



Ş ekil 3.5. Ç atlak Düzleminin Yapısı (basitleştirilmiş olarak)

Bu arada (Şekil 3.6) da verilen konfigürasyonun daha gerçekçi ve genel olduğu gözden uzak tutulmamalıdır. Bu durumda yerel temas koşulu daha genel olarak:

$$\delta_n \leq \frac{1}{2} k (d + d'), k \leq 1 \quad (3.8)$$



Şekil 3.6 Çatlak Düzleminin Yapısı

ile sağlanmaktadır. (3.7) ile verilen bağıntıda yapılan idealleştirmenin (3.8) koşulu göz önüne alınarak daha gerçekçi bir yaklaşım sağlamaı bakımından:

$$\delta_n \leq \frac{1}{2} d \quad (3.9)$$

koşulu kullanılacaktır. Gerçekten de, daha sınırlayıcı olan bu koşulun yerine getirilmesi durumunda (3.7) ile verilen koşulun her zaman gerçekleşeceği açıktır.

Genel bir kural olarak, (3.9) koşulunu sağlayan pürüz ve çıkıntılar daha fazla olduğu sürece çatlak iç yüzeylerindeki temas alanı ve bunun doğal bir sonucu olarak ta çatlaktaki kayma direnci τ_u daha büyük olmaktadır. Başka bir deyişle bu koşulu sağlayan ve p ile tanımlanan, çatlakla pürüz ve çıkıntı yüzdesi ne kadar büyükse çatlaktaki kayma mukavemeti de o derece büyük olmaktadır.

Agreganın dağılım eğrisinin Fuller granülometrik eğrisi ile verildiğini varsayalım. Bu durumda verilmiş bir değer olan d_i çapındaki pürüz ve çıkıntı yüzdesi olarak tanımlanan p_i aşağıdaki bağıntı ile verilmektedir.

$$p_i = 100 \sqrt{d_i / D_a} \quad (3.10)$$

Burada D_a en büyük dane çapını göstermektedir. Bu bağıntı ile tanımlanan eğri, Türkiye Köprü ve İnşaat Cemiyeti Betonarme Şartnamesi'ndeki kum çakıl karışımı için granülometri eğrilerinin sağlaması gereken koşullara uymakta ve bu şartnamede verilen iyi bölge içinde kalmaktadır. Ayrıca T.S.500 standardında kum çakıl karışımının granülometrisi için verilen

$$p_i = 20 \left(\frac{d_i}{D_a} + 4 \sqrt{\frac{d_i}{D_a}} \right) \quad (3.11)$$

bağıntısına son derece yakın sonuçlar vermesi ve kısa olması bakımından kullanılması çok elverişli olmaktadır.

(3.9) bağıntısından hareket ederek ve çatlağın iç yüzeylerindeki pürüz ve çıkıntılarının artık temas halinde olmayanları ($d < 2\delta_n$) için verilen yüzde, p_n ile tanımlandığında,

$$p_n = 100 \sqrt{\frac{2\delta_n}{D_a}} \quad (3.12)$$

olmakta ve aynı şekilde temas halinde olanlar ($d > 2\delta_n$) için verilen ve p' ile tanımlanan yüzde ise,

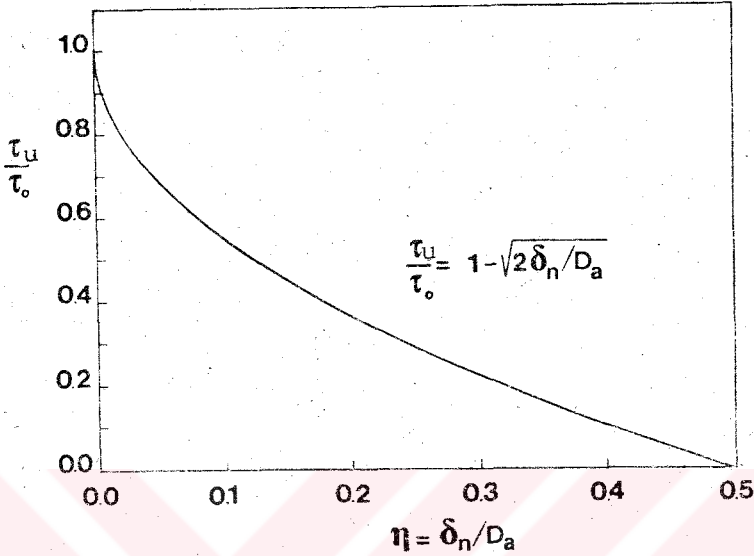
$$p' = 100 - p_n = 100 \left(1 - \sqrt{\frac{2\delta_n}{D_a}} \right) \quad (3.13)$$

ile verilmektedir. Böylece 3.2.1.2 de tanımı yapılan τ_u aşağıdaki bağıntı ile verilebilir:

$$\tau_u = \frac{p' \tau_o}{100} = \tau_o \left(1 - \sqrt{\frac{2\delta_n}{D_a}} \right) \quad (3.14)$$

Bu bağıntı incelendiğinde ve τ_u ve τ_o 'ın 3.2.2.1 de yapılan tanımı göz önüne alındığında, beklendiği gibi, $\delta_n = 0$ sınır durumunda $\tau_u = \tau_o$, ve temasın artık kaybolmaya başladığı $\delta_n = \frac{D_a}{2}$ durumunda $\tau_u = 0$ olmaktadır, (Şekil 3.7).

Ref. 34 de verilen deney sonuçlarına göre $\tau_o \approx 0.25-0.30 f'_c$ olarak alınabilmekle beraber, bazı araştırmacılar deneysel olarak $\tau_o \approx (0.6 \sim 0.7) f'_c$ değerlerine ulaşabilmektedirler, [40].



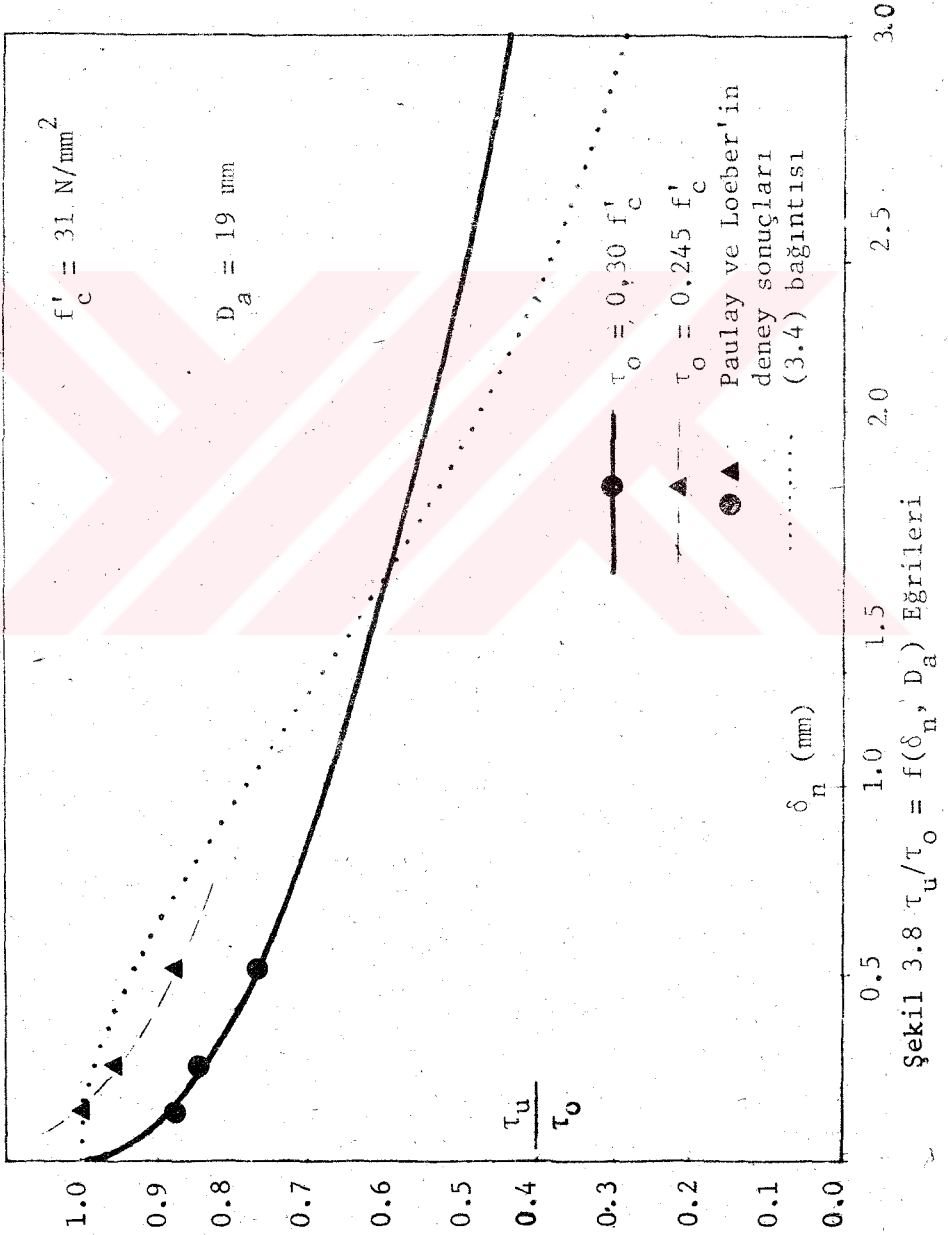
Şekil 3.7 $\tau_u/\tau_o = f(\delta_n, D_a)$ Eğrisi

τ_u/τ_o değerleri ordinatlar ekseninde ve çatlak genişliği δ_n değerleri absisler ekseninde gösterilmek üzere (3.14) bağıntısına ve Ref. [34] te verilen malzeme özelliklerine göre çizilen teorik eğri (Şekil 3.8) de gösterilmiştir. Ref. [33] de ve (3.4) bağıntısı ile verilen eski τ_u/τ_o oranına ait teorik eğri karşılaştırma amacıyla aynı şekilde çizilmiştir. Çizilen eğri deney sonuçlarıyla çok iyi bir uyum sağlamakta olup şekilde görüldüğü gibi eski τ_u/τ_o bağıntısından çok daha başarılıdır. Ancak karşılaştırmanın, deneyden elde edilen verilerin yeterli olmayışı nedeniyle nispeten ufak δ_n değerleriyle sınırlı kaldığını göz önünde tutmak gerekir.

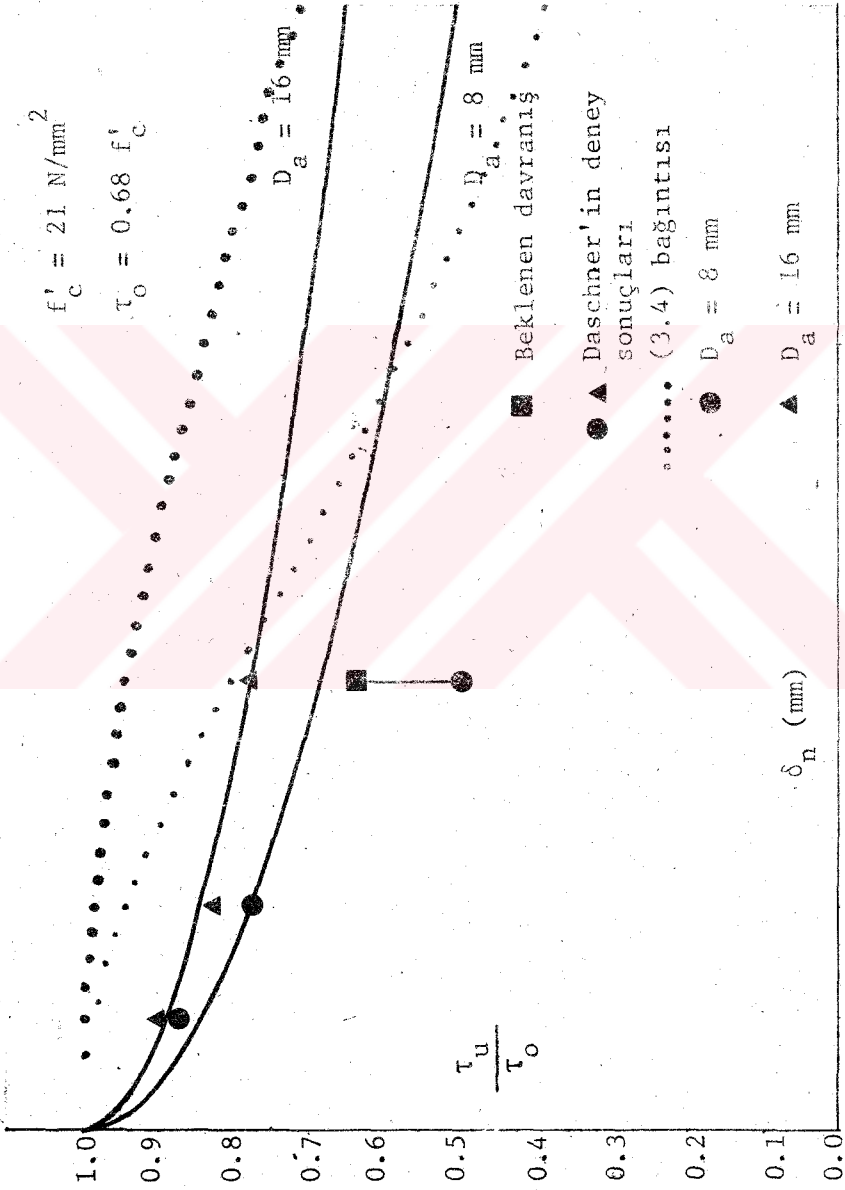
(Şekil 3.9) ve (Şekil 3.10) da Daschner'in Ref. [40] ta verilen deney sonuçlarıyla karşılaştırmak amacıyla çizilen yeni τ_u/τ_o bağıntısının deney sonuçlarıyla gene iyi bir uyum sağlamakta olduğu açıktır. Ayrıca yeni τ_u/τ_o bağıntısının eski bağıntıya göre çok daha üstün olduğu açıkça görülmektedir.

Geliştirilen τ_u ifadesi gözönüne alınarak, kayma gerilmesine ait bağıntı aşağıda önerilmektedir.

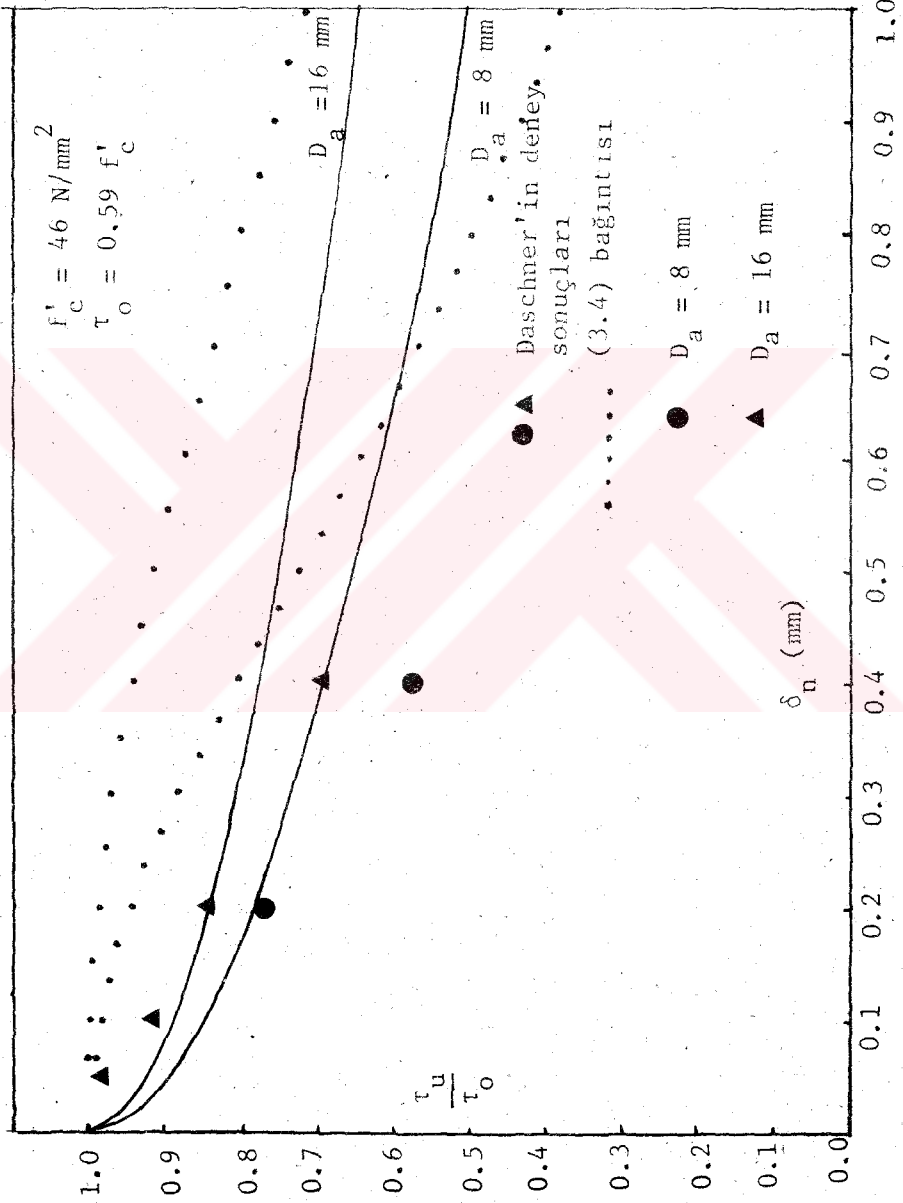
$$\sigma_{nt}^c = \tau_o \left(1 - \sqrt{\frac{2\delta_n}{D_a}} \right) r \frac{a_3 + a_4 |r|^3}{1 + a_4 r^4} \quad (3.15)$$



Şekil 3.8 $\tau_u/\tau_o = f(\delta_n, D_a)$ Eğrileri



Şekil 3.9 $\tau_u / \tau_o = f(\delta_n, D_a)$ Eğrileri



Şekil 3.10 $\tau_u / \tau_o = f(\delta_n, D_a)$ Eğrileri

3.2.3. Çatlak İçin Kayma Modülünün Hesaplanması

Çatlamış betona ait $G_{\zeta} = \frac{\partial \sigma_{nt}^c}{\partial \gamma_{nt}}$ bağıntısıyla tanımlanan tanjan kayma modülü aşağıda gösterildiği gibi hesaplanacaktır:

$$G_{\zeta} = \frac{\partial \sigma_{nt}}{\partial \gamma_{nt}} = \frac{\partial \sigma_{nt}^c}{\partial (\frac{\delta_t}{s})} = s \frac{\partial \sigma_{nt}^c}{\partial \delta_t} \quad (3.16)$$

(çatlaklar arasındaki mesafe s ile gösterildiğinde,

$\gamma_{nt} = \frac{\delta_t}{s}$ olarak ifade edilebilir).

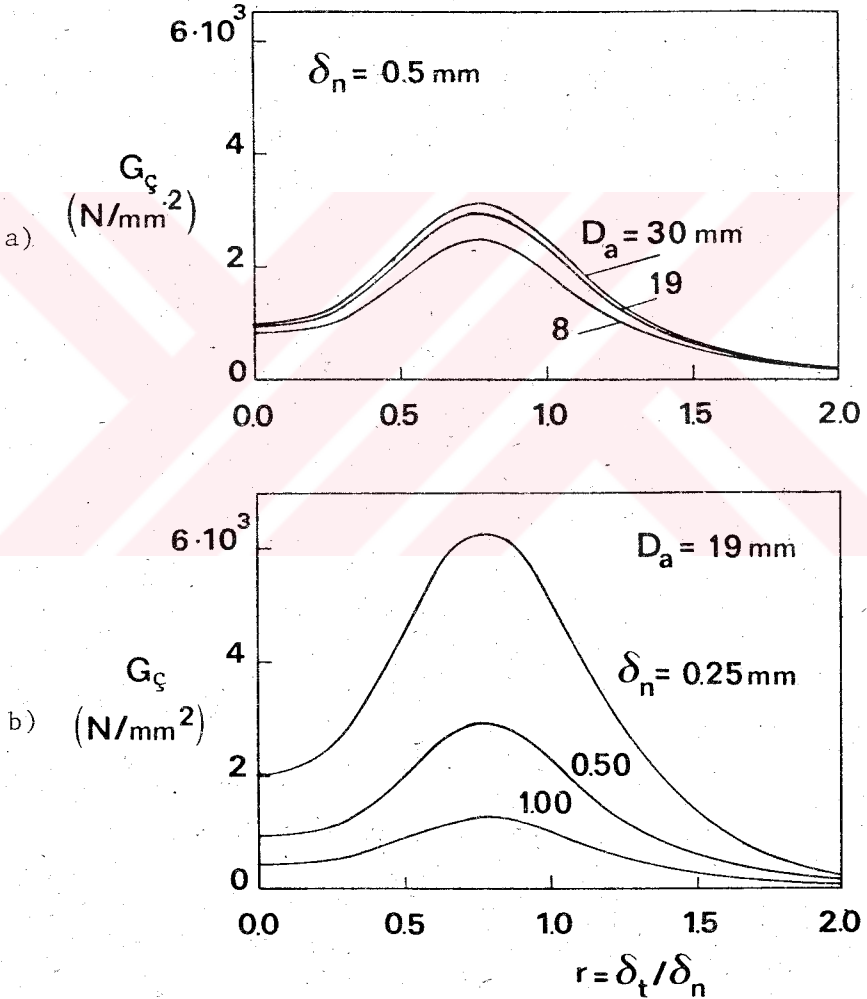
$$\begin{aligned} G_{\zeta} &= s \tau_o \left(1 - \sqrt{\frac{2\delta_n}{D_a}} \right) \frac{\partial \left(r \frac{a_3 + a_4 r^3}{1 + a_4 r^4} \right)}{\partial \delta_t} \\ &= s \tau_o \left(1 - \sqrt{\frac{2\delta_n}{D_a}} \right) \left\{ \frac{a_3 + a_4 |r|^3}{1 + a_4 r^4} \left(\frac{\partial r}{\partial \delta_t} \right) - r \frac{(a_3 + a_4 |r|^3) 4 a_4 |r|^3 \left(\frac{\partial r}{\partial \delta_t} \right)}{(1 + a_4 r^4)^2} \right. \\ &\quad \left. + \frac{r}{1 + a_4 r^4} (3 a_4 r^2) \frac{\partial r}{\partial \delta_t} \right\} \\ &= s \tau_o \left(1 - \sqrt{\frac{2\delta_n}{D_a}} \right) \frac{1}{\delta_n} \left\{ \frac{a_3 + a_3 a_4 r^4 + a_4 |r|^3 + a_4^2 r^7}{(1 + a_4 r^4)^2} \right. \\ &\quad \left. - 4 a_3 a_4 r^4 - 4 a_4^2 r^7 + 3 a_4 |r|^3 + 3 a_4^2 r^7 \right\} \end{aligned}$$

gerekli sadeleştirmeleri yaparak ve $\epsilon_{nn}^{\zeta} = \frac{\delta_n}{s}$ ifadesini kullanarak

$$G_{\zeta} = \frac{\tau_o}{\epsilon_{nn}^{\zeta}} \left(1 - \sqrt{\frac{2\delta_n}{D_a}} \right) \frac{a_3 + 4 a_4 |r|^3 - 3 a_3 a_4 r^4}{(1 + a_4 r^4)^2} \quad (3.17)$$

bulunur.

Yukarıda verilen bağıntılarda geçen ε_{nn}^s ve γ_{nt}^s deformasyonlarında, çatlaklar arasında kalan yekpare betonunun deformasyonlarının katkıları, ihmal edilebilecek mertebede olduklarından gözönüne alınmamaktadırlar. Farklı çatlak genişliği ve farklı dane çapı değerlerinin kayma modülüne etkileri (Şekil 3.11) de gösterilmiştir. Dane çapının sınırlı fakat ihmal edilemeyecek mertebedeki rolüne (Şekil 3.11 b) de işaret edilmektedir. Çatlak genişliği



Şekil 3.11 Çatlak Betonun Kayma Modülü ($G_{\text{ç}}$) Eğrileri

$$(f'_c = 31 \text{ N/mm}^2, \quad s = 200 \text{ mm})$$

büyükliğünün etkileri ve önemi çok açıktır. Çatlak genişliği (δ_n)'nin azalan değerleri için G_c değerleri hızla artmaktadır, (Şekil 3.11 a). Yine Şekil 3.11 a'dan görüleceği gibi $\delta_n = 0.25$ mm.lik sabit çatlak genişliği için ve dane çapının yaklaşık 10 katı büyüklüğünde bir çatlak aralığı ($s = 200$ mm) gözönüne alındığında çatlak için kayma modülü yaklaşık olarak 6200 N/mm^2 değerine ulaşabilmektedir.

3.2.4 Enine Basınç Gerilmesi ile İlgili Gerilme - Deplasman Bağlılıkları

3.2.4.1. Genel

Enine basınç gerilmesi için çıkarılacak olan bağıntı, söz konusu gerilme için diğer araştırmacılar tarafından daha önce verilmiş olan bağıntılardan bağımsız olarak elde edilecektir.

a_1 ve a_2 verilen katsayılar ve m , δ_n 'e bağlı bir parametre olmak üzere,

$$\sigma_{nn}^c = - \frac{a_1}{\delta_n} (a_2 |\sigma_{nt}^c|)^m \quad (3.18)$$

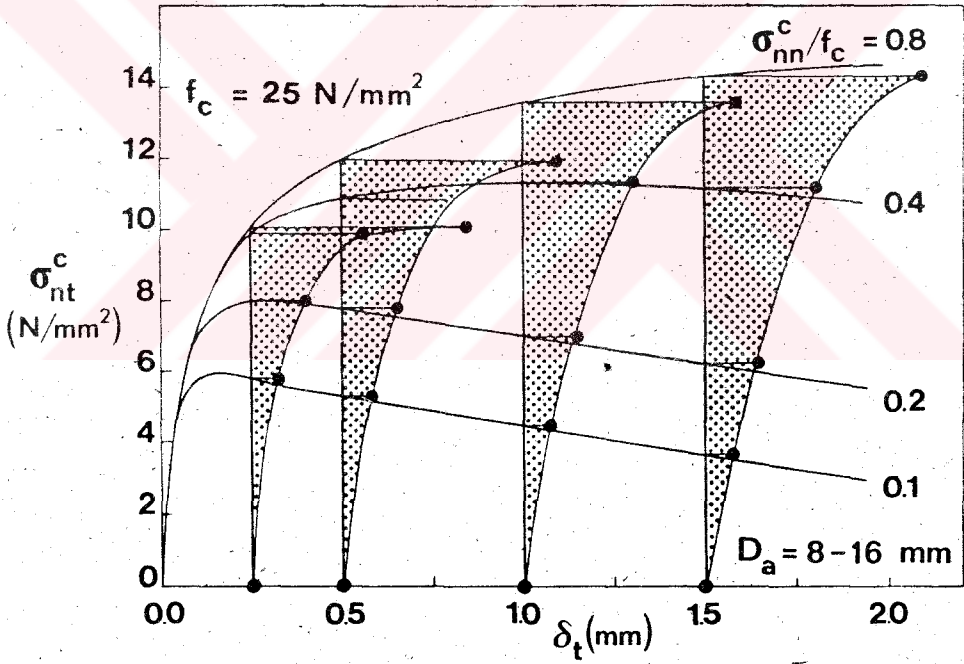
olarak Ref. [33] te enine basınç gerilmesi için çıkarılan bu bağıntı aynı referansta geliştirilen çatlak modelinin esasları çerçevesinde formülize edilmiştir. Bu bağıntı Ref. [34] de verilen sınırlı deney sonuçlarının yorumuyla elde edilmiştir. Ancak söz konusu bağıntı, agrega kenetlenmesi konusunda yapılan son deneylerle ilgili sonuçlarla iyi bir uyum içinde olmamakta ve özellikle ufak δ_n değerlerinde çok büyük σ_{nn}^c değerleri vermektedir. Bu nedenle, söz konusu çatlak modeli için verilen temel esaslara uyulmakla beraber, bu çalışmada enine basınç gerilmesine ait bağıntı tamamen bağımsız olarak geliştirilecek, (3.18) bağıntısının iyileştirilmesi yoluna gidilmeyecektir.

3.2.4.2. Sabit Çatlak Genişliği ve Sabit Basınç Altındaki Çatlak Davranışı

Fazla sayıda olmamakla beraber sabit basınç altında gerçekleştirilen deneyler, bu durumdaki çatlak davranışının,

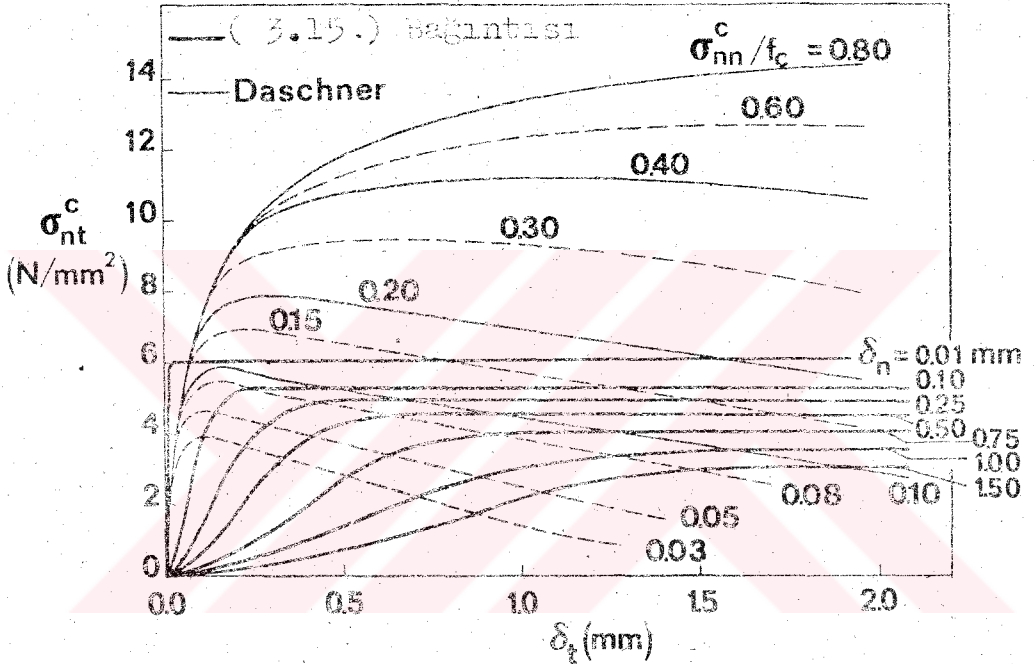
çatlak genişliği sabit tutularak yapılan deneylerdekinden çok farklı olduğunu belirgin bir şekilde göstermektedir.

Sabit basınç altında yapılan deneylerde σ_{nt}^c (δ_f, σ_{nn}^c) davranış eğrileri uygulanan enine basınç gerilmeleri değerlerinden bağımsız olarak dik ve ortak bir eğri ile yükselmekte, daha sonraları ise yumuşamaktadır. Bu eğriler yumuşama bölgesinde ufak büyüklükteki basınç gerilmeleri ($\sigma_{nn}^c/f_c' = 0.1 \sim 0.2$) için lineer bir şekilde alçalmakta, orta büyüklükteki basınç gerilmeleri ($\sigma_{nn}^c/f_c' = 0.4$) için ise plastik bir bölge oluşturmaktadır. Çok yüksek basınç gerilmeleri ($\sigma_{nn}^c/f_c' = 0.8$) için eğri, artan δ_f değerlerinde yumuşak bir eğimle yükselen bir bölümle karakterize edilmektedir. Deney boyunca sabit tutulan farklı değerlerdeki enine basınç gerilmelerine ait tipik davranış eğrileri Şekil 3.3 b ve aşağıda gösterilmiştir, (Şekil 3.12).



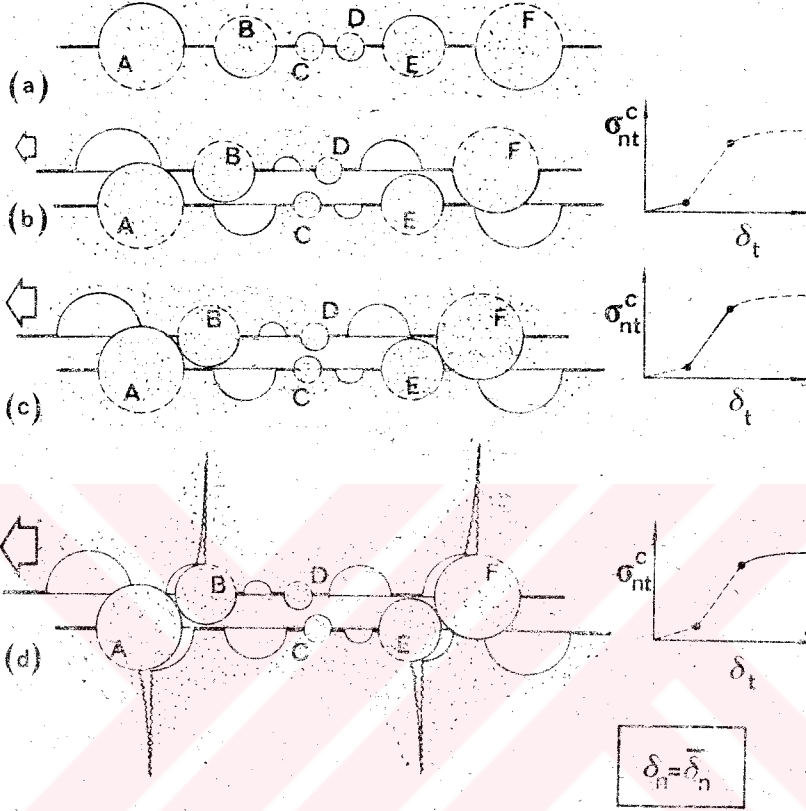
Şekil 3.12 Sabit Basınç Altındaki Deneylere Ait Aderans Gerilmesi-Kayma Eğrileri [40] (taralı alanlar ara eğrilerin çizilmesi için baz oluşturmaktadır)

Çatlak genişliği sabit tutularak gerçekleştirilen deneylerde ise σ_{nt}^c (δ_t, δ_n)'e ait davranış eğrileri Şekil 3.3a ve Şekil 3.13'de gösterildiği gibi, çatlak genişliği değerinden oldukça etkilenecek yükselen bir eğri ile başlamaktadırlar. Bu eğriler daha sonra, artan δ_t değerleri için, plastik bir bölge ile karakterize edilmektedir.



Şekil 3.13 Sabit Basınç Altında Gerçekleştirilen Deneylere Ait ve (3.15) Bağantısıyla Sabit Çatlak Genişliği İçin Verilen Aderans - Kayma Eğrileri

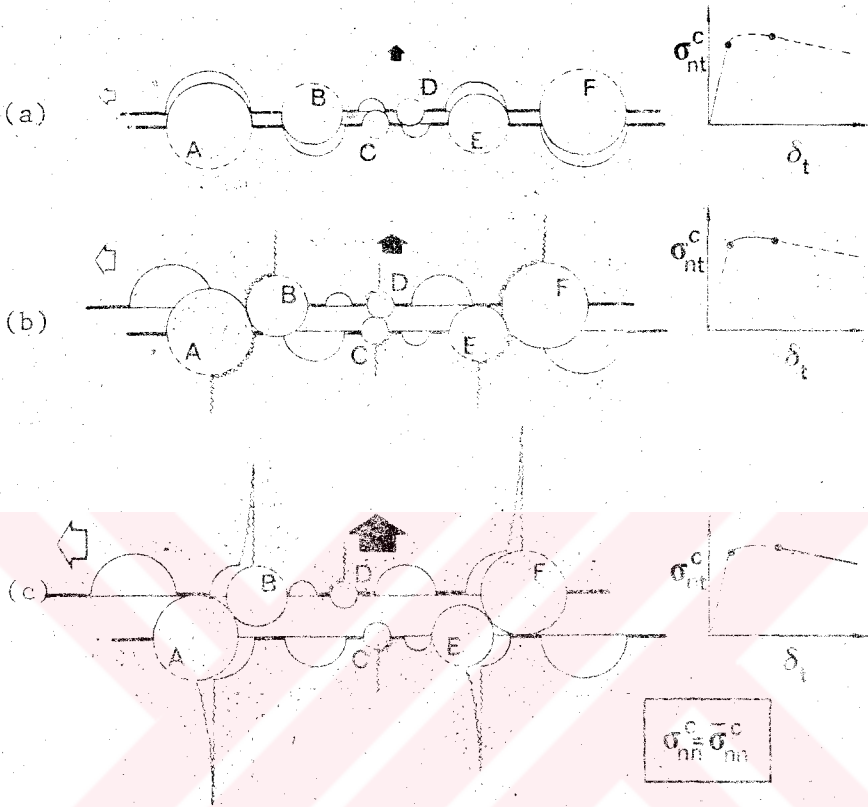
Bir çatlakla ilgili yukarıda sözü edilen iki değişik davranış biçimini agrega kenetlenmesi mekanizmasının fiziksel özellikleri çerçevesinde açıklamak gerekir. Sabit çatlak genişliği durumunda, en ufak pürüz ve çıkıntılar, çatlak iç yüzeyleri arasında başlangıçta mevcut olan açıklık nedeniyle kayma iletimine herhangi bir katkıda bulunmazlar, (Şekil 3.14 a,b). Bu nedenle de kenetlenmenin başlangıç safhalarında rijitlik nispeten daha azdır. Yüksek kayma değerlerinde ise en büyük ve nispeten daha kolay deforme olabilen çıkıntıların kenetlenmesi ve mikro-çatlama nedeniyle



Şekil 3.14 Tipik Bir Çatlağın Artan Kayma Değerlerine Göre Davranışı (sabit çatlak genişliği durumu)

kayma için gerilme - deformasyon eğrisi rijit ve düzgün bir davranış gösterir, (Şekil 3.14 c). Eğri, daha yüksek kayma değerlerinde ise rijitliğin çok azaldığı ve yanal çatlama-
ların yanında beton harcın kısmen ezilmesiyle karakterize edilen plastik bir bölge oluşturmaktadır, (Şekil 3.14 d).

Sabit basınç altındaki çatlak davranışına gelince, çatlakların iç yüzlerinin tümü boyunca gerçekleşen temas nedeniyle başlangıçta rijitlik çok yüksektir, (Şekil 3.15 a). $\sigma_{nt}^c - \delta_t$ eğrisi yanal çatlakların oluşması ile birlikte artan kayma değerlerinde Şekil 3.15 b de gösterildiği gibi plastik bir özellik kazanmaktadır. Daha yüksek kayma değerlerinde ise, eğri, yanal çatlakların yanında yerel beton



Şekil 3.15 Tipik Bir Çatlağın Artan Kayma Değerlerine Göre Davranışı (sabit basınç durumu)

ezilmeleri ve özellikle çatlağın açılmasının kontrol edilememesinin sonucu oluşan ani rijitlik göçüşü ile karakterize edilmektedir, (Şekil 3.15 c).

3.2.4.2. Enine Basınç Gerilmesi İçin Verilecek Bağıntının Geliştirilmesi

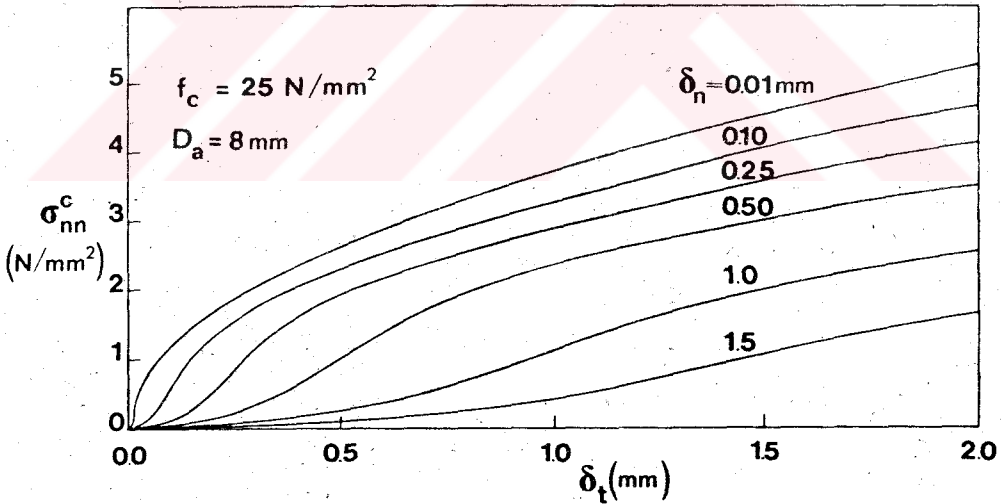
Agrega kenetlenmesi ile ilgili olarak enine basınç gerilmesi için geliştirilecek bağıntı için 3.2.4.1 de açıklanan, çatlak genişliği sabit tutularak gerçekleştirilen deneylerin yanısıra sabit basınç gerilmesi altında gerçekleştirilen deneylerin verileri baz olarak alınacaktır. Ref. [34] ve [40] ta verilen, yukarıda sözü edilen iki ayrı deney sonuçlarına göre çizilen eğrilerin aynı bir öl -

çekle üst üste katlanmasıyla elde edilen ortak noktalar, geliştirilecek σ_{nn}^c bağıntısı için gerilme-deplasman değerlerini çatlak sürecinin herhangi bir düzeyinde elde etmemizi sağlar. Zira bu ortak noktalar herhangi bir δ_t ve δ_n deplasman çiftine karşı gelecek σ_{nt}^c , σ_{nn}^c gerilmelerini belirlemektedir. Söz konusu iki tür deney eğrilerinin birbiriyle katlanması Şekil 3.13 de gösterilmektedir.

Ortak noktalarla elde edilen gerilme ve deplasman değerleri baz olarak alınarak enine basınç gerilmesi için şu bağıntı geliştirilmiştir:

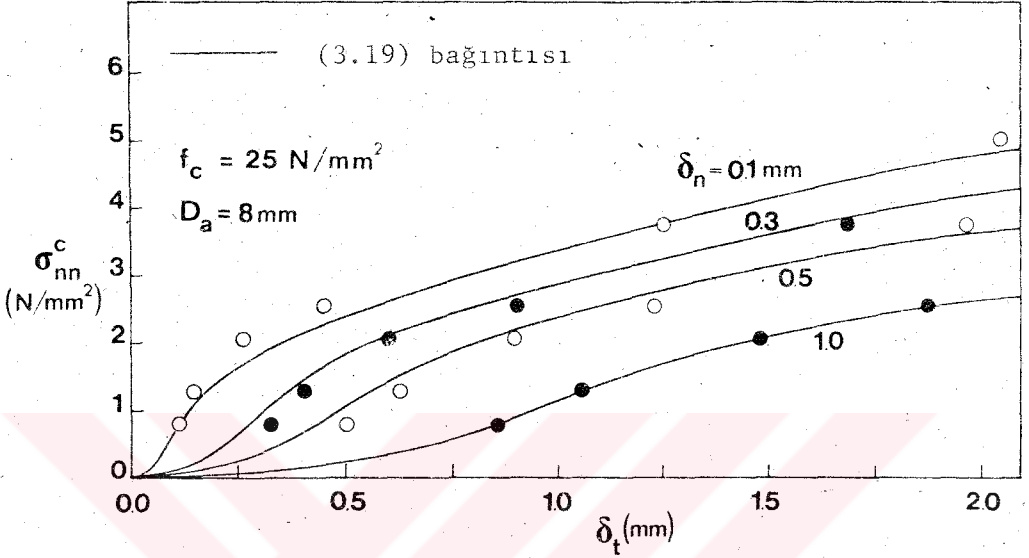
$$\sigma_{nn}^c = -0.62 \frac{\delta_t \sigma_{nt}^c}{(\delta_n^2 + \delta_t^2)} 0.25 \quad (3.19)$$

Bu bağıntının belirlediği eğriler sabit fakat birbirinden farklı δ_n değerleri için (Şekil 3.16) da çizilmişlerdir.



Şekil 3.16 (3.19) Bağıntısına Göre Enine Basınç Gerilmesi-Kayma Eğrileri

Teorik eğriler ile ortak noktalara göre belirlenen deneysel sonuçlar çok iyi bir uyum içindedirler, (Şekil 3.17).



Şekil 3.17 (3.19) Bağıntısının Sınanması

Kayma kuvveti ve kaymanın aynı yönde ve bu nedenle de aynı işarette olduğu göz önüne alınırsa, 2.16 bağıntısının -daki $\delta_t \sigma_{nn}^c$ çarpımının pozitif ve σ_{nn}^c nin de basınç gerilmesini belirlemek üzere daima negatif çıkacağı gözlenir. 2.16 bağıntısının deney sonuçlarıyla çok iyi bir uyum içinde olması yanında ayrıca çatlakla ilgili temel fiziksel koşulları yerine getirilmesi gerekir. Bu fiziksel koşulların normal basınç gerilmesi ile ilgili olanları 3.2.1'deki f) ve g) maddelerinde belirtilmiş olduğu gibi:

$$\text{I) } \frac{\partial |\sigma_{nn}^c|}{\partial \delta_t} > 0 \quad \text{ve} \quad \text{II) } \frac{\partial |\sigma_{nn}^c|}{\partial \delta_n} < 0$$

koşullarıdır.

Çatlakla ilgili özellikler göz önüne alındığında, bu koşulların fiziksel anlamları açıktır. Çatlak genişliğinin daima pozitif olduğu bilinen herhangi bir artımının doğal sonucu olarak çatlakın iç yüzeyleri arasındaki temas alanı azalmaktadır. Bu nedenle de, söz konusu genişlik artımları,

çatlakla ilgili olarak, betonda gerilme azalmaları oluş -
turmaktadır (I koşulu).

Diğer taraftan, herhangi bir düşey deplasman yani kayma artımı ise, sabit çatlak genişliği durumu için ortak temas alanında ve ilgili gerilmelerde artışlara neden ol -
maktadır (II koşulu).

Bu koşullar (3.19) ifadesine göre incelenirse,

$$\frac{\partial |\sigma_{nn}^c|}{\partial \delta_t} = \frac{0.62 \delta_t}{(\delta_n^2 + \delta_t^2)^{0.25}} \frac{\partial \sigma_{nt}^c}{\partial \delta_t} + 0.62 \sigma_{nt}^c \left[\frac{1}{(\delta_n^2 + \delta_t^2)^{0.25}} + \frac{\delta_t (-0.25)(2) \delta_t}{(\delta_n^2 + \delta_t^2)^{1.25}} \right]$$

$$\frac{\partial |\sigma_{nn}^c|}{\partial \delta_t} = \underbrace{\frac{0.62 \delta_t}{(\delta_n^2 + \delta_t^2)^{0.25}}}_{> 0} \underbrace{\frac{\partial \sigma_{nt}^c}{\partial \delta_t}}_{> 0} + \underbrace{\frac{0.62 \sigma_{nt}^c}{(\delta_n^2 + \delta_t^2)^{0.25}}}_{> 0} \underbrace{\left[1 - 0.5 \frac{\delta_t^2}{\delta_n^2 + \delta_t^2} \right]}_{> 0}$$

< 1

dolayısıyla

(3.20)

$$\frac{\partial |\sigma_{nn}^c|}{\partial \delta_t} > 0$$

(3.21)

ve

$$\frac{\partial |\sigma_{nn}^c|}{\partial \delta_n} = \frac{0.62 \delta_t}{(\delta_n^2 + \delta_t^2)^{0.25}} \frac{\partial \sigma_{nt}^c}{\partial \delta_n} + 0.62 \delta_t \sigma_{nt}^c \frac{(-0.25)(2) \delta_n}{(\delta_n^2 + \delta_t^2)^{1.25}}$$

$$\frac{\partial |\sigma_{nn}^c|}{\partial \delta_n} = \underbrace{\frac{0.62 \delta_t}{(\delta_n^2 + \delta_t^2)^{0.25}}}_{> 0} \left[\underbrace{\frac{\partial \sigma_{nt}^c}{\partial \delta_n}}_{< 0} + \underbrace{\frac{(-0.5) \delta_n \sigma_{nt}^c}{\delta_n^2 + \delta_t^2}}_{< 0} \right] \quad (3.22)$$

dolayısıyla, $\delta_t > 0$ için,

$$\frac{\partial |\sigma_{nn}^c|}{\partial \delta_n} < 0 \quad (3.23)$$

olduğu görülür.

(3.19) bağıntısı, I ve II temel koşullarını sağlamaktan başka, deneysel sonuçların kanıtladığı, çatlakla ilgili diğer bazı fiziksel beklentileri de yerine getirmektedir. Söz konusu bağıntı, (3.18) ile verilmiş olan formülasyon ile karşılaştırıldığında gözlenebileceği gibi, σ_{nn}^c basınç gerilmesinin δ_n çatlak genişliği değişimine karşı bu eski formülasyona kıyasla daha az duyarlı olmaktadır. Nihayet, çok daha önemli olarak, önerilen bu yeni bağıntıda σ_{nn}^c , δ_t 'nin ufak değerleri için hızlı bir şekilde sıfıra yönelmektedir, (Şekil 3.17). Bu eğilim, ufak δ_t değerlerinde çok sınırlı bir basınç uygulanması gerektiğini vurgulayan çok sayıdaki deneylerin sonuçlarıyla kanıtlanmıştır. Bu bağıntının, eski (3.18) bağıntısı ile karşılaştırıldığında büyük kayma değerlerinde, normal basınç gerilmesi eğrisi için çok daha az azalan bir eğim oluşturduğu açık olarak gözlenebilir. Gerçekten de yeni bağıntıda σ_{nn}^c eğrisinin eğimi, δ_t sonsuza giderken azalmasına karşılık hiç bir zaman eğimi sıfır olan bir asimtotla karakterize edilmemektedir. Oysa eski bağıntı için durum böyledir.

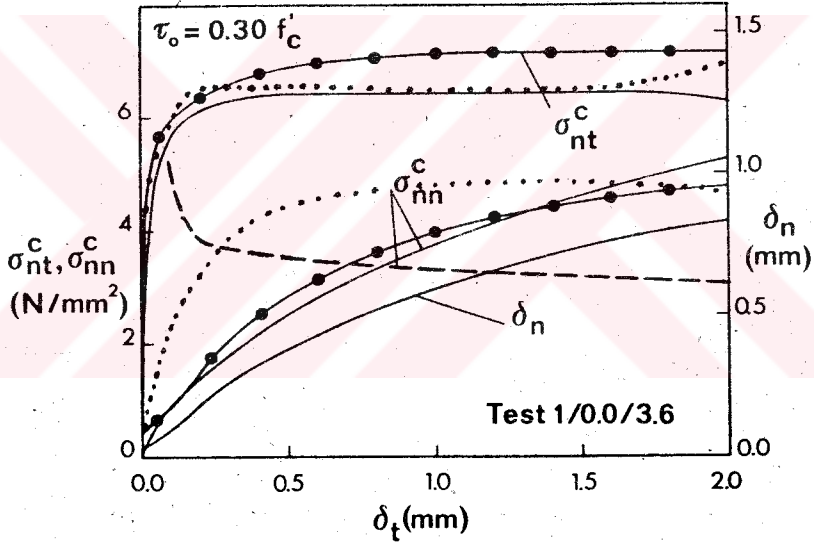
3.3. ÇIKARILAN GERİLME-DEPLASMAN BAĞINTILARININ SINANMASI

(3.15) ve (3.19) bağıntılarından elde edilecek gerilme değerleri Walraven ve Reinhardt [32] ile Daschner'in [40] gerçekleştirdiği deneylerin sonuçlarıyla karşılaştırılacaktır. Sınamada, söz konusu deneylere ait deplasman (δ_t ve δ_n) ve malzeme verileri, bu bağıntılar aracılığıyla hesaplanacak gerilme değerleri için giriş verisi olarak kullanılacaklardır. (3.15) bağıntısının geçerliliği, Daschner ile Paulay ve Loeber'in sınırlı deney sonuçlarına göre başarılı bir şekilde daha önce Bölüm 3.2.2.2'de de kanıtlanmıştı.

Deney sonuçlarından Walraven ve Reinhardt'a ait olanlar, bu araştırmacıların agrega kenetlenmesi konusunda gerçekleştirdiği deneylerden 4'ü baz alınmak suretiyle sınama

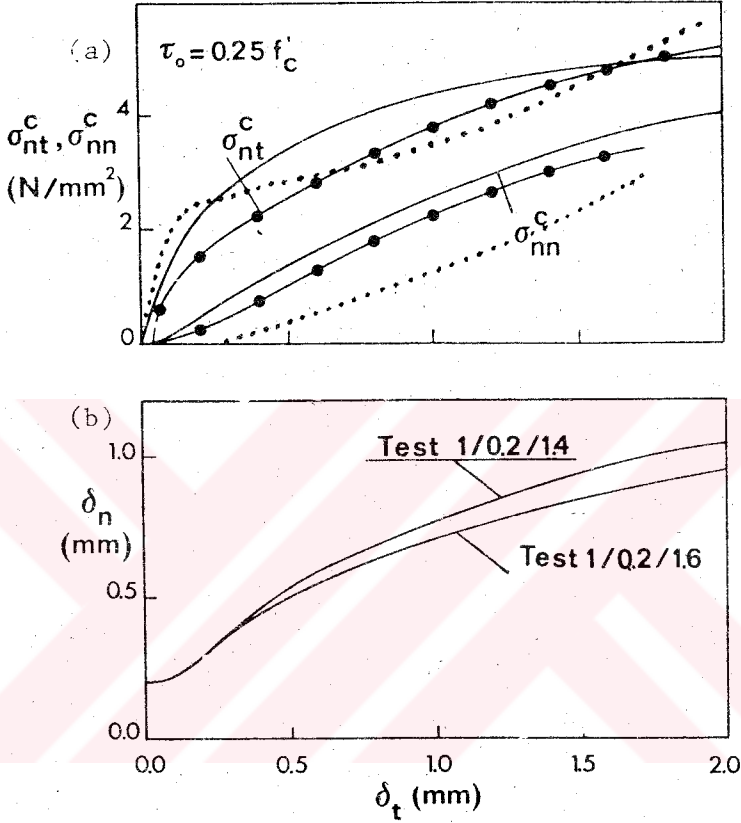
için kullanılacaklardır. Daschner'in sına için kullanı-
lacak deney verileri ise,agrega kenetlenmesi konusunda
kendisinin yaptığı deneylerden sadece ikisine ait olan
 $\sigma_{nt}^c(\delta_n, \delta_t)$ ve $\sigma_{nn}^c(\delta_n, \delta_t)$ değerlerini yayınlamış olması ne-
deniyle sınırlı fakat sına için başka bir sağlam kaynak
oluşturmaktadır.

Walraven ve Reinhardt'in gerçekleştirdiği ve sına
için baz oluşturan deneylere ait sonuçlara göre çizilen eğ-
riler aşağıda gösterilmiştir, (Şekil 3.18, 3.19 ve 3.20).
Bu eğriler sırasıyla Test 1/0.0/3.6, 1/0.2/1.4-1.6 ve
1/0.4/1.0 kod numaralarıyla tanımlanmışlardır. Bu kodlamada
ilk sayı deney serisini ikinci sayı deney başlangıcındaki
çatlak genişliğinin değerini göstermektedir. Söz konusu şe-



Şekil 3.18 Çıkarılan Kayma ve Enine Basınç Gerilmeleri
Formülasyonlarının Walraven'in Deney Sonuçla-
rına Göre Sınanması (δ' 'in başlangıç değeri
= 0.0 mm, $f'_c = 31 \text{ N/mm}^2$, $D_a = 16 \text{ mm}$,.....
Bazant -Gambrova Modeli ^a[45]).

killere ait deneylerdeki başlangıç çatlak genişliği değere-
leri, görüldüğü gibi, 0.0 ile 0.4 mm arasında değişmektedir.
Deneyler süresince elde edilen deplasman değerleri ise δ
için başlangıç değerinden yaklaşık 1 mm'ye kadar, δ_t için ⁿ

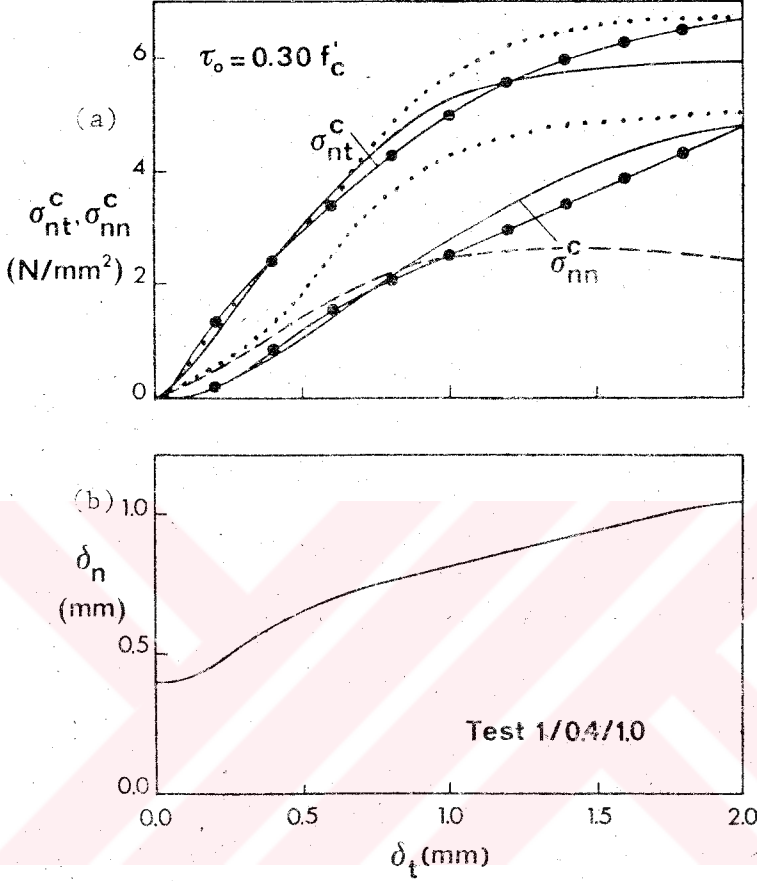


Şekil 3.19 a) Çıkarılan Kayma ve Enine Başlangıç Gerilmeleri Formülasyonlarının Walraven'in Deney Sonuçlarına Göre Sınanması (δ_n 'in başlangıç değeri = 0.2 mm, $f'_c = 31 N/mm^2$, $D_n = 16$ mm, Bazant-Gambrova Modeli [45]^a).

b) İlgili deney için $\delta_n = f(\delta_t)$ eğrisi

0.0 mm'den 2 mm'ye kadar verilmişlerdir. Gerilmelere ait deneysel eğriler içi dolu ufak dairelerle gösterilen deneysel sonuçlara dayanarak çizilmişlerdir.

Söz konusu üç şeklin her birinde verilen ve ordinat ekseninde δ_n ve koordinat ekseninde ise δ_t değerlerine karşı gelen deneysel deplasman eğrileri, (3.15) ve (3.19) bağıntılarına göre çizilen σ_{nt}^c ve σ_{nn}^c gerilmelerine ait eğri-



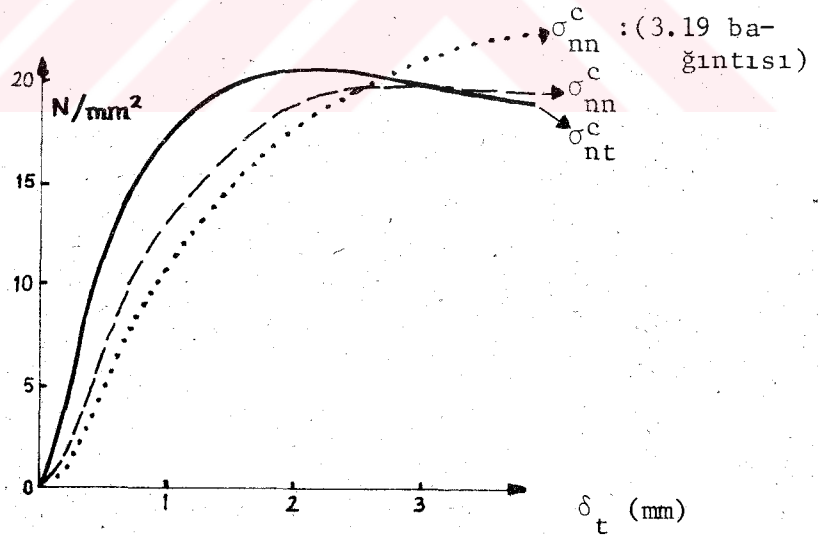
Şekil 3.20 a) Çıkarılan Kayma ve Enine Basınç Gerilmeleri Formülasyonlarının Walraven'in Deney Sonuçlarına Göre Sınanması (δ_n 'in başlangıç değeri = 0.4 mm Bazant - Gamberova Modeli [45]).
b) İlgili Deney İçin $\delta_n = f(\delta_t)$ Eğrisi

ler için giriş verileri oluşturmaktadır. Şekil 3.18, 3.19 ve 3.20 de verilen deneysel gerilme eğrilerinin söz konusu bağıntıların verdiği teorik eğrilerle çok iyi bir uyum içinde olduğu gözlenmektedir. σ_{nt}^c gerilmesi için oldukça iyi olan bu teorik - deneysel uyum, σ_{nn}^c gerilmesi için son derece başarılıdır. Agrega Kenetlenmesi konusunda ortaya konan en son teorik modellerden olan Bazant - Gamberova'nın Ref. [45] daki modelinin aynı deneyler için verdiği gerilme eğrileri söz konusu şekillerde ayrıca çizilmiştir. Bu şekillerde (3.15) ve (3.19) bağıntılarının Bazant ve Gamba-

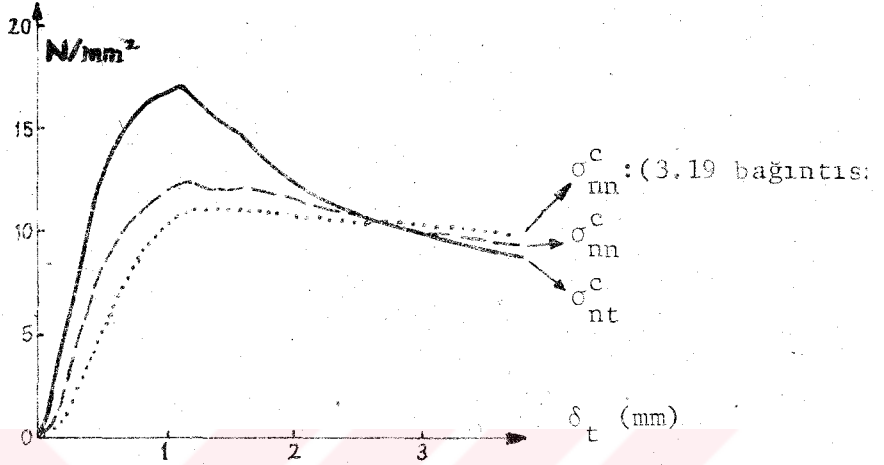
rova modeline kıyasla çok daha başarılı oldukları açıkça görülmektedir.

Teorik ve deneysel eğriler arasında en iyi yakınlaşma bazı durumlarda $\tau_o = 0.30 f'_c$ ve $\tau_o = 0.25 f'_c$ varsayımlarına göre elde edilmiştir. Ancak bu gerçeği, deney sayılarının sınırlı oluşu ve dolayısıyla deney sonuçlarının istatistiksel döküm ve analizinin anlamlı bir şekilde yapılamaması nedeniyle fazla vurgulamamak gerekir.

Enine basınç gerilmesi σ^c 'i veren (3.19) bağıntısı için, son olarak, Daschner'inⁿⁿ [41] deney sonuçlarıyla karşılaştırma yapılacaktır. Daschner'in küp mukavemeti 55 N/mm² olan normal ve hafif beton üzerinde gerçekleştirmiş olduğu deneylere ait gerilme-deplasman eğrileri aşağıda gösterilmektedir, (Şekil 3.21 ve 3.22). Daschner, Ref. [41] de, iki farklı beton malzeme olan hafif beton ile normal beton için agrega kenetlenmesi ile ilgili olarak gerilme-deplasman eğrilerinin aynı davranışı gösterdiklerine işaret etmektedir. (3.19) bağıntısına göre çizilen σ^c_{nn} eğrisinin her



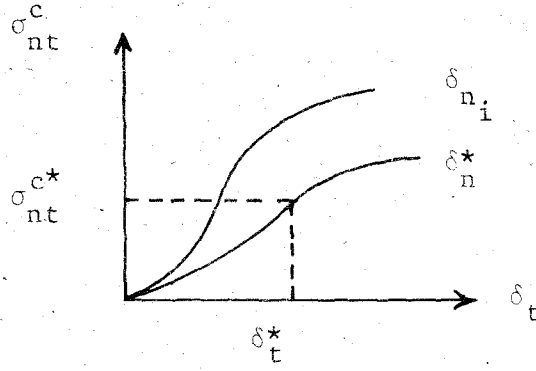
Şekil 3.21 (3.19) Bağıntısının Daschner'in Deney Sonuçlarına Göre Sınanması (normal beton, $f'_c = 55 N/mm^2$)



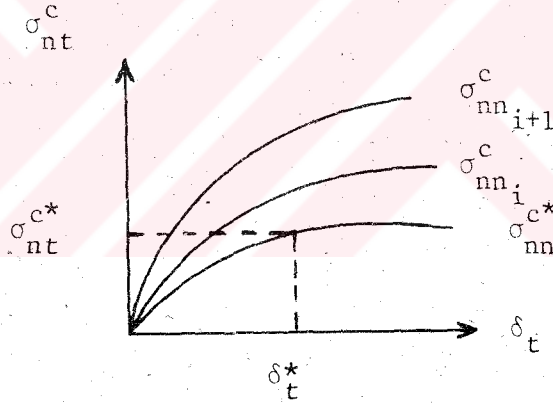
Şekil 3.22 (3.19) Bağıntısının Daschner'in Deney Sonuçlarına Cöre Sınanması (hafif beton, $f_c = 55 \text{ N/mm}^2$)

iki şekilde de deneysel sonuçlara göre çizilen eğrilerle çok iyi bir uyum içinde olduğu gözlenmektedir. σ^c gerilmesinin değerleri söz konusu bağıntı aracılığıyla hesaplanırken bağıntıdaki σ^c , δ_n ve δ_t değerleri için deneysel veriler kullanılmıştır. Her bir şekildeki deneysel eğriler 0.2 mm değerindeki çatlak genişliği sabit tutularak gerçekleştirilen deneylere aittir.

Ayrıca, (3.19) bağıntısı için, Daschner'in agrega kenetlenmesi konusundaki diğer deneylerini açıklayan Ref. [40] da verilen sonuçlarla karşılaştırma yapılabilir. Bu sonuçlar, değişik mukavemetlerdeki beton üzerinde, sabit çatlak genişliği ve normal basınç gerilmesi altında uygulanan deneylere aittir. Söz konusu çalışmada sadece $\sigma^c(\delta_t, \delta_n)$ ve $\sigma^c(\delta_t, \delta_n)$ fonksiyonlarının belirlediği eğriler mevcut olduğundan belli deplasmanlara karşı gelen σ^c değerleri ancak dolaylı olarak bulunabilmektedir. Bu nedenle ilk olarak $\sigma^c(\delta_t, \delta_n)$ diyagramından, seçilen deplasmanlara (δ_t^* , δ_n^*) karşı gelen σ^{c*} bulunur. Daha sonra $\sigma^c(\sigma^c, \delta_t)$ diyagramına geçerek σ^{c*} ve σ^{c*} ye karşı gelen σ^{c*} bulunabilir, (Şekil 3.23, 3.24). Bu işlemde kullanılan söz konusu iki diyagramın aynı beton kalitesi ve maksimum dane çapı için verilmiş olması gerektiği açıktır. Yukarıda



Şekil 3.23 Tipik Kayma Gerilmesi - Kayma Eğrileri ($\delta_n = \text{sabit}$ durumu)



Şekil 3.24 Tipik Kayma Gerilmesi - Kayma Eğrileri ($\sigma_{nn}^c = \text{sabit}$ durumu)

açıklanan yöntem kullanılarak yapılan karşılaştırmalarda (3.19) bağıntısının deneysel sonuçlara çok yakın değerler verdiği gözlenmiştir.

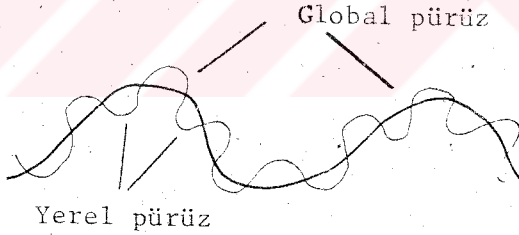
3.4. AGREGA KENETLENMESİ KONUSUNDA YAPILAN ÇALIŞMANIN GENEL DEĞERLENDİRİLMESİ

3.4.1. Genel

Çatlamış betonda kayma aktarımını gerçekleştiren bir mekanizma olan agrega kenetlenmesi konusunda Bölüm 3.2 de çıkarılan gerilme - deplasman bağıntılarının bu konuda yapılan deneylerle çok iyi bir uyum içinde olduğu ve bu bağıntıların çatlak için beklenen fiziksel davranış özelliklerini tam olarak yerine getirdiği Bölüm 3.3'te gösterilmiştir.

3.4.2. Çıkarılan Bağıntılarla İlgili Sınırlamalar

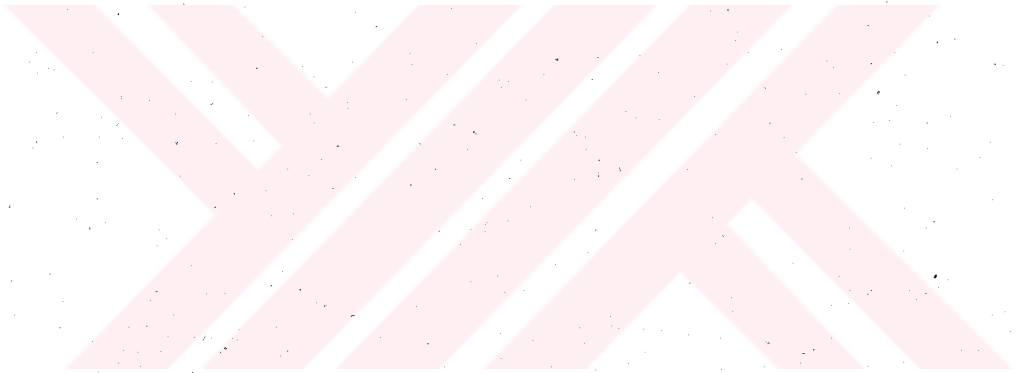
Söz konusu gerilme - deplasman formülasyonunun kapsamını gerçekçi bir şekilde belirlemek için bu formülasyonun bazı sınırlayıcı özelliklerini göz önünde tutmak gerekir. Çatlak beton için kayma gerilmesi veren (3.15) bağıntısı çıkarılırken agrega kenetlenmesinin yerel pürüzler tarafından oluşturulduğu varsayılmıştır, (Şekil 3.25).



Şekil 3.25 Makro Düzeyde Bir Çatlak Örneği

Bu basitleştirmenin yanı sıra, söz konusu bağıntıların statik yükleme durumu ile karakterize edilen deneylerin sonuçlarından yararlanarak çıkarıldığını gözden uzak tutmamak gerekir. Bu zorunlu sınırlamaya, agrega kenetlenmesi konusunda gerçekleştirilen deneylerin büyük çoğunluğunun statik yükleme altında yapılmış olması nedeniyle gidilmiş, tekrarlı ve periyodik yüklemeler göz önüne alınmamıştır. Bununla birlikte kenetlenmeyi yerel pürüzlerin sağladığı varsayımı statik yükleme durumu için geçerli olmakta, bu nedenle de bu idealleştirme kendi sınırları için-

de tutarlı olmaktadır. Formülasyonun tekrarlı ve periyodik yükleme durumu için geliştirilmesi ancak bu yük durumları için agrega kenetlenmesi konusunda daha çok sayıdaki deneylerin sonuçlarının ışığı altında yapılabilecek ilerideki çalışmalara konu olabilir. (3.15) bağıntısıyla verilen kayma gerilmesinin formülasyonu global pürüzlülük göz önüne alınarak geliştirilebilir. Enine basınç gerilmesini veren (3.19) bağıntısının ise, deneylerinde kenetlenme yüzeyini yeterli büyüklükte tutarak global pürüzlülüğü göz önüne alan Daschner'in Ref. [40] ve [41] de verilen, deney sonuçlarıyla çok iyi uyum içinde olduğu daha önce Şekil 3.21 ve 3.22'de gösterildiği gibi belirtilmişti.



BÖLÜM 4

SONUÇLAR

4.1. YARILMA ÇATLAKLARI KONUSUNDA ELDE EDİLEN SONUÇLAR

4.1.1. Genel

Bu bölümde yarılma çatlakları ile ilgili deneysel sonuçlar değerlendirilirken Ref. [4] ve [5] de verilen deney sonuçları baz olarak alınacak ve gene aynı konuda fakat değişik uygulama anlayışıyla yapılan ikinci seri deneyleri kapsayan bir çalışma olan Ref. [30] dan yararlanılacaktır.

4.1.2. Son Değerlendirmeler

1) Yarılma çatlakları konusunda yapılan deneylerle ilgili sonuçlarda ve çizilen diyagramlarda enine basıncın genel olarak aderans ve özellikle maksimum ve kalıcı aderans gerilmeleri üzerindeki olumlu etkisi açıkça gözlenebilmektedir. τ_2 , yani enine basınç uygulanmadığı durumdaki maksimum aderans gerilmesi, bu gerilme için (2.4) ifadesinde Tepfers, R.'nin verdiği sınır değerler veya Arda, T.S. nin önerdiği (2.15) bağıntısındaki değer göz önüne alındığında, enine basınç uygulanarak ulaşılan nihai aderans gerilmesine oranla çok belirgin olarak düşüktür.

2) Deneylerde enine basınç uygulanarak ulaşılan maksimum aderans gerilmesi $f'_c/3$ mertebesinde-dir. İkinci seri deneylerde ulaşılan aderans dayanımı $f'_c/3-f'_c/4$ değerleri arasındadır. Kalıcı aderans gerilmesinin (τ_c) ise gene enine basınç etkisiyle $\tau_{max}/2$ dolaylarında, ihmal edilemi -

yecek bir dayanım rezervi oluşturduğu gene birinci seri deneylerin sonuçlarıyla kanıtlanmıştır. $f'_c/6$ olarak ifade edilebilen bu değer Ref. [47] de verilen $0.15 f'_c$ değeriyle iyi bir uyum sağlamaktadır.

3) Maksimum aderans gerilmesi yarılma çatlak genişliğinden bağımsızdır. İkinci seri deneylerde çatlak genişliğinin aderans direncine etkisi daha belirgin olmakla beraber pratik yönden ihmal edilebilecek mertebededir.

4) Aderans gerilmesi - kayma diyagramları maksimum gerilme bölgesinde ve donatının sıyrılma durumuna karşı gelen bölgede, sabit gerilmeyi belirleyen yatay bir doğru ile karakterize edilmektedir.

5) Bu bölgelere karşı gelen sürtünme katsayıları (sırasıyla k_1 ve k_2) yarılma çatlak genişliğiyle ters orantılı olarak bölge boyunca sabit kalmaktadır. Birinci seri deney sonuçlarına göre çıkarılan ve k_1 sürtünme katsayısını veren (2.9) bağıntısının geçerliliği ikinci seri deneylerle kanıtlanmıştır.

6) Enine basınç gerilmesi - kayma eğrileri maksimum basınç gerilmelerine kadar parabolik bir eğri bundan sonra da sıyrılma sürecini de kapsamak üzere yatay bir doğru ile karakterize edilmektedir. Diğer bir deyişle enine basınç gerilmesi maksimum değerini aldıktan sonra sabit kalmaktadır.

7) Özellikle birinci seri deneylerin sonuçlarına göre maksimum enine basınç gerilmeleri artan çatlak genişliği değerleri için artma göstermektedir.

8) $\frac{\partial \tau}{\partial \delta_t}$ aderans rijitliği azalan çatlak genişliği değerleri için artmaktadır.

4.2. AGREGA KENETLENMESİ KONUSUNDA ELDE EDİLEN SONUÇLAR

4.2.1. Genel

Çatlamış betonun mukavemet ve rijitlik özelliklerinin analitik olarak saptanması çatlak bölgesinde aktarılan gerilmeler ile çatlak iç yüzeylerindeki yer değiştirmelere

karşı gelen deformasyonlar arasında güvenilir bağıntıların elde edilmesi ile mümkün olabilir.

4.2.2. Son Değerlendirmeler

1) Çıkarılan (3.15) ve (3.19) bağıntılarına göre verilen gerilme - deformasyon fonksiyonlarından, çatlak aralığı s verilmek üzere $\epsilon_{nn}^c = \delta / s$, $\gamma_{nt}^c = \delta / s$ ifadeleri ile verilen deformasyonlara göre, çatlak için elastiklik ve kayma modülleri:

$$E_c = \frac{\partial \sigma_{nn}^c}{\partial \epsilon_{nn}^c}, \quad G_c = \frac{\partial \sigma_{nt}^c}{\partial \gamma_{nt}^c} \quad (4.1)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir.

2) Beton için malzeme özelliklerini bünye denklemlerine gerçekçi bir şekilde dahil etmek üzere, (4.1) bağıntısıyla verilen modüllerin her adımda yeniden hesap edilerek düzeltilmesi mümkün olmaktadır. Bu nedenle çıkarılan (3.15) ve (3.19) bağıntıları özellikle sonlu elemanlaryöntemi gibi nümerik hesap yöntemi kullanılarak yapılan analizler için çok elverişli bir uygulama alanı sağlamak - tadırlar.

EK - 1

AGREGALARIN VE BASINÇ ÇUBUKLARININ ÖZELLİKLERİ

Agrega granülometresi:

Agrega çapı(mm)	15-7	7-1	3-1	1-0.5	0.5-0.2	0.2-0.075	0.075
Miktarı (% olarak)	34.1	25.1	20.7	8.3	7.6	3.7	0.5

Agregalar taş ocağından sağlanmış olan tabii agregalardır.

Betonun Döküm Özellikleri:

Sıkıştırma 50 Hz'lik bir vibratörle 5 saniyelik sürede gerçekleştirilmiştir.

Çökme (Abrams) konisinin yüksekliği: 75 mm

Basınç Çubuklarının Malzeme ve Geometrik Özellikleri:

Yuvarlak demirlerden işlenen basınç çubukları 16 mm çapında ve 400 mm uzunluğundadır. Çubukların uç kısımlarında bilya başlı mafsallara bağlanacak şekilde dişler açılmıştır.

Akma sınırı : 710 N/mm²
Elastiklik modülü: 191 100 N/mm²

REFERANSLAR

- [1] ARDA, T.S., "Betonarmede Aderans Konusunda bir Derleme", İstanbul, İstanbul Teknik Üniversitesi Mimarlık Fakültesi Yayını, 1968.
- [2] AKA, İ., KESKİNEL, F., ARDA, T.S., "Betonarmeye Giriş", 6. Baskı, İstanbul, Birsen Kitabevi Yayını, 1981.
- [3] ARDA, T.S., "Enine Donatının Aderansa Etkisi", İstanbul, İstanbul Teknik Üniversitesi Mimarlık Fakültesi Yayını, 1968.
- [4] GAMBAROVA, P.G., KARAKOÇ, C., "In-Tema di Aderenza fra Barre Nervate e Calcestruzzo, in Presenza di Fessure Longitudinali da Spacco", *Studie Ricerche*, n. 3, 1981, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in c.a. Fratelli Pesenti, Politecnico di Milano, 1981, pp.143-176.
- [5] GAMBAROVA, P.G., KARAKOÇ, C., "Shear-Confinement Interaction at the Bar-to-Concrete Interface", *Bond in Concrete*, Editor: P. Bartos, Applied Science Publishers, London, 1982, pp. 82-96.
- [6] PARK, R., PAULAY, T., "Reinforced Concrete Structures", New York, John Wiley and Sons, 1975.
- [7] ERSOY, U., ATIMTAY, E., "Betonarme", Ankara, Tisa Matbaacılık Sanayii Yayını, 1975.
- [8] MAINS, R.M., "Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses along Reinforcing Bars" *ACI Journal*, Vol. 23, No. 3, November 1951, pp. 377-380.
- [9] SAILLARD, Y., "Mécanisme de la Liaison Beton-Acier", *Polska Akademia Nauk-Archiwum inzynierii Ladswej-To. VI, fascicule 4-Panstwowe Wydawnictwo Naukowe* Warszawa - 1960.
- [10] REHM, G., "Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton", *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 138 - Verlag Wilhelm Ernst und Sohn - Berlin*, 1961.

- [11] HANSEN, R.J., NAWY, E.G., and SHAH, J.M., "Response of Concrete Shear Keys to Dynamic Loading", ACI Journal, Proceedings V. 57, May 1961, pp. 1475-1490.
- [12] BAUS, R., "Proposition de Détermination des Longueurs Pratiques d'Ancrage à Partir des Contraintes de Rupture d'Adhérence Données par le Beam Test. Barres en Acier mi-dur à Adhérence Améliorée". Bulletin d'information no. 48 du C.E.B. (Compte-rendu de la session plénière d'Ankara)- Avril 1965.
- [13] GOTO, Y., "Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars", Journal of the American Concrete Institute, Vol. 68, Detroit, Michigan, 1971, pp. 244-251.
- [14] FERGUSON, P.M., THOMPSON, J.N., "Development Length for Large High Strength Reinforcing Bars", ACI Journal, Proceedings Vo. 62, No. 1, January 1965, pp. 71-94.
- [15] LUTZ, L.A., GERGELY, P., "The Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete", ACI Journal, Proceedings V. 64, No. 11, November 1967, pp. 711-721.
- [16] ROBINSON, J.R., "Influence of Transverse Reinforcement on Shear and Bond Strength", ACI Journal, Proceedings V. 62, No. 3, March 1965, pp. 343-362.
- [17] ROBINSON, J.R. "Premiers Résultats d'Essais de Coutures" Bulletin d'information du C.E.B. No. 49. Compte-rendu de la session plénière d'Ankara (23 sept. 1964): effort tranchant, Mai 1965, Paris.
- [18] UNTRAUER, R.E., and HENRY, R.R., "Influence of Normal Pressure on Bond Strength", ACI Journal, Proceedings V. 62, No. 5, May 1965, pp. 577-586.
- [19] DÖRR, K., "Bond-Behavior of Ribbed Reinforcement under Transversal Pressure", IASS Symposium on Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete Spatial Structures, V.1, 1978, pp. 13-24.
- [20] TEPFERS, R., "Cracking of Concrete Cover Along Anchored Deformed Reinforcing Bars", Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 106, March 1979, pp. 3-12.

- [21] TEPFERS, R., "Lapped Tensile Reinforcement Splices", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No: ST1, Proc. Paper 16823, January, 1982, pp. 283-301.
- [22] ELIGEHAUSEN, R., BERTERO, V.V., POPOV, E.P., "Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations, Tests and Analytical Model", Report No: UCB/EERC-83, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [23] NGO, D., and SCORDELIS, A.C., "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams", ACI Journal, Proceedings V. 64, No. 3, Mar. 1967, pp. 152-163.
- [24] NILSON, A.H., "Bond Stress-Slip Relations in Reinforced Concrete", Report No. 345, Dept. of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, Dec. 1971.
- [25] MARTIN, H., "Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung vor Bewehrungsstäben unter Kurzzeitbelastung", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 228, Berlin, 1973.
- [26] SHIPMAN, J.M., "A Study of Bond Effects in Reinforced Concrete Using Finite Elements, "M.S. Thesis", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Colorado, Jan. 1974.
- [27] DE GROOT, A.K., KUSTERS, G.M.A. and MONNIER, "Numerical Modelling of Bond-Slip Behaviour", HERON, Vol. 27, 1982.
- [28] SIRIPONG HUNGSPREUG, "Local Bond between a Reinforcing Bar and Concrete under High Intensity Cyclic Load", Ph.D. Thesis, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, January 1981.
- [29] GIURIANI, E., "Experimental Investigation on the Bond-Slip Law of Deformed Bars in Concrete", IABSE COLLOQUIUM DELFT 81 on Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, Final Report, June 1981, pp. 121-142.
- [30] GAMBAROVA, P.G. CHIAMULERA, G.B., "Alcuni Risultati Sperimentali in Merito agli Effetti del Contenimento Trasversale sull'Aderenza fra Armature e Calcestruzzo Fessurato Longitudinalmente", Studi e Ricerche Vo. 5, 1983, pp. 47-90.

- [31] FARDIS, M.N., and BUYÜKÖZTÜRK, O., "Shear Transfer Model for Reinforced Concrete", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 105, Proc. Paper 14507, April 1979, pp. 255-275.
- [32] WALRAVEN, J.C., and REINHARDT, H.W., "Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading", Concrete Mechanics-part A, HERON, Vol. 26, No. 1A, 1981.
- [33] BAZANT, Z.P., and GAMBAROVA, P.G., "Rough Cracks in Reinforced Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. ST4, Proc. Paper 15330, April 1980, pp. 819-842.
- [34] PAULAY, T., and LOEBER, P.J., "Shear Transfer by Aggregate Interlock", Special Publication SP42, American Concrete Institute, 1974, pp. 1-15.
- [35] HOUE, J., and MIRZA, M.S., "Investigation of Shear Transfer Across Cracks by Aggregate Interlock", Research Report No. 72-06, Département de Génie Civil, Division des Structures, Ecole Polytechnique de Montréal, 1972.
- [36] LAIBLE, J.P., WHITE, R.N., and GERGELY, P., "Experimental Investigation of Seismic Shear Transfer Across Cracks in Concrete Nuclear Containment Vessels", Special Publication SP53, American Concrete Institute, 1977, pp. 203-226.
- [37] MATTOCK, A.H., "The Shear Transfer Behaviour of Cracked Monolithic Concrete Subject to Cyclically Reversing Shear", Report SM 74-4, Dept. of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington, November 1974.
- [38] GAMBAROVA, P.G., KARAKOÇ, C., "Nuovi Risultati in Tema di Rigidezza a Taglio e di Leggi Costitutive Sforzi/Spostamenti Negli Elementi Piani Fessurati di Calcestruzzo", Studi e Ricerche, Vol. 4, 1982, pp. 31-56.

- [39] GAMBAROVA, P.G., KARAKOÇ, C., "A New Approach to the Analysis of the Confinement Role in Regularly Cracked Concrete Elements", Transactions of the 7th Int. Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology, Paper H5/7, Chicago, Illinois, 1983.
- [40] DASCHNER, F., "Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton, Bericht Erstattet, Institut für Bauingenieurwesen III, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München, 1980.
- [41] DASCHNER, F., and KUPFER, H., "Versuche zur Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton", Bauingenieur 57 (1982), pp. 57-60.
- [42] RIESSAUW, F., "Essais Comparatifs d'Adhérence entre Acier Tor Verrous 40 et Acier a. 37 Lisse". Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. III, subject I Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [43] FERGUSON, P.M. BREEN, J.E. and THOMPSON, J.N., "Pull Out Tests on High Strength Reinforcing Bars", ACI Journal, Proceedings Vol. 62, No. 8, August 1965.
- [44] EREN, İ., "Betonarme Kirişlerde Kayma Dayanımında Pim Etkisi", İstanbul Teknik Üniversitesi Dergisi, Cilt 39, No.1., İstanbul, 1981, ss.16-18.
- [45] BAZANT, Z.P. and GAMBAROVA, P.G., "Crack Shear in Concrete: Crack Band Microplane Model, Report No. 83-9/679 C, The Technological Institute, Northwestern University, Evanston, Illinois, 1983.
- [46] TASSIOS, T.P., "Properties of Bond between Concrete and Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Actions", AICAP-CEB Symposium, Rome, May 1979, pp. 67-122.

Desteklerini esirgemeyen hocalarımdan doktora yürütücüm Sayın Prof.Dr.Hasan KARATAŞ'a, Sayın Prof.Dr. Tevfik Seno ARDA'ya ve tüm birim hocalarıma teşekkürlerimi sunarım. Politecnico di Milano Üniversitesindeki çalışmalarım ile ilgili olarak, özellikle deneysel program çerçevesinde yakın ilgi ve tenkitlerinden yararlandığım Prof.P.G. Gambarova'ya ve deneylerde birlikte çalıştığım, söz konusu üniversitenin ilgili tüm teknik elemanlarına teşekkürü borç bilirim.

Ö Z G E Ç M İ S

1947 yılında Ankara'da doğan Cengiz Karakoç ilköğrenimini Ankara Namık Kemal Ortaokulunda, ortaöğrenimini burslu olarak kazandığı İstanbul Robert Akademisinde yapmıştır. 1965 yılında gene burslu olarak girdiği Robert Koleji Mühendislik Mektebi İnşaat Fakültesinden 1969 yılında mezun olmuştur.

Burs kazanarak gittiği A.B.D. de Duke Üniversitesindeki "Master" çalışmalarını 1971 yılında tamamlamıştır. Aynı yıl girdiği A.B.D. deki W.M.Platt and Company mühendislik bürosunda proje mühendisi olarak bir yıl çalışıp yurda döndükten sonra Devlet Hava Meydanları Müdürlüğüne proje mühendisi olarak girmiştir. 1975 yılında askerlik hizmetini tamamlayıp Yapı İşleri I.Bölge Müdürlüğünde statiker olarak görev almıştır.

1979 yılında İ.T.Ü.Mimarlık Fakültesi Yapı Statiği ve Betonarme Birimine araştırma görevlisi olarak kabul edilmiştir. 1981-82 yıllarında İtalyan hükümetinin araştırma bursunu kazanarak gittiği Politecnico di Milano Üniversitesinde doktora çalışmalarına esas olan deneysel ve teorik araştırmalar yapmıştır.

Halen aynı birimde araştırma görevlisi olarak çalışmalarına devam etmektedir.

Y. C.
Yükseköğretim Kurulu
Dokümantasyon Merkezi