

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

77640

**BETONARME YAPI ELEMANLARINDA
BASINÇ-KESME KIRILMASININ VE BOYUT ETKİSİNİN
DENEYSEL VE NÜMERİK OLARAK İNCELENMESİ**

Ragıp İNCE

77640

**DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

Danışman: Doç. Dr. Abdussamet ARSLAN

ELAZIĞ-Şubat 1998

**T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**BETONARME YAPI ELEMANLARINDA
BASINÇ-KESME KIRILMASININ VE BOYUT ETKİSİNİN
DENEYSEL VE NÜMERİK OLARAK İNCELENMESİ**

Ragıp İNCE

**DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

Bu tez, tarihinde, aşağıda belirtilen jüri üyeleri tarafından
Oybilirliği/Oyçokluğu ile Başarılı/Başarısız olarak değerlendirilmiştir.

(İmza)

(İmza)

(İmza)

Danışman:

Doç. Dr. Abdussamet ARSLAN

ÖZET

Doktora Tezi

**BETONARME YAPI ELEMANLARINDA BASINÇ-KESME KIRILMASININ
VE BOYUT ETKİSİNİN DENEYSEL VE NÜMERİK OLARAK İNCELENMESİ**

Ragıp İNCE

Fırat Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

1998, Sayfa: 140

Yapısal beton ve betonarme yapı elemanlarının tasarımı, kompleks davranış gösterdiklerinden dolayı henüz arzu edildiği kadar iyi tanımlanamamıştır. Ancak, mevcut nümerik ve deneysel araştırmalar gelecek için ümit verici sonuçlar içermektedir.

Sunulan çalışma, nümerik ve deneysel çalışma olmak üzere iki ana gruptan oluşmaktadır. Bunun sebebi, malzeme bilimi araştırmalarında hem nümerik simülasyonların ve hem de deneysel çalışma yapılmasının öneminden kaynaklanmaktadır. Bu amaçla kayma donatısız ve kesme açıklığı oranı $a/d=1.5$ olan betonarme kirişler denenmiş ve sonuçlar mevcut boyut etkisi teorilerine uygulanmıştır. Daha sonra literatürde belirtilen mevcut kafes modellemesi kullanılarak yeni bir kafes modelleme tekniği geliştirilmiştir. Bu gelişmeler betonun temel kırılma mekaniği kavramları kullanılarak yapılmıştır. Geliştirilen kafes modelinin diğer önemli özelliği de meso-düzey modellemesi olarak adlandırılan betonun heterojen yapısının dikkate alınmasıdır.

Yeni geliştirilen model İKİ PARAMETRELİ MODEL, EFEKTİF ÇATLAK MODELİ ve BOYUT ETKİSİ MODELİ olarak bilinen betonun kırılma mekaniğindeki üç en önemli teoriye uygulanmıştır. Geliştirilen modelin bu üç mevcut model ile iyi bir uyum sağladığı sonucuna varılmış, daha sonra da çalışma betonarme davranışının modellemesi için genişletilmiştir.

Geliştirilen kafes modeli, diğer mevcut modellerden daha yüksek bilgisayar hafızası ve daha hızlı aritmetik işlemci gereksinimi duymasına karşın daha iyi tanımlama ve daha gerçekçi sonuçlar vermektedir. Çünkü bu model ile beton davranışının heterojen yapısının basitleştirme yapılmadan incelenmesi mümkün olmaktadır. Geliştirilmiş kafes modelinin beton ve betonarme elemanları daha iyi modelleme kapasitesine sahip olduğu sonucuna varılmıştır. Özellikle betonarme modellemesinde kafes teorisinin bilinen ilk uygulamasının yapıldığının belirtilmesi gerekir.

ANAHTAR KELİMELELER: Beton, betonarme kiriş, kırılma mekaniği, boyut etkisi, nümerik malzeme modelleri, kafes modeli

SUMMARY

PhD Thesis

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL INVESTIGATION OF COMPRESSION-SHEAR FRACTURE AND SIZE EFFECT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL ANALYSIS

Ragıp İNCE

Firat University

Graduate School of Natural and Applied Sciences

Department of Civil Engineering

1998, Page: 140

The design of Reinforced Concrete structural elements has not yet been well defined as desired because of their complex behaviour. However, the existing numerical and experimental research studies provide promising results for future.

The presented study was divided into two main groups as numerical and experimental studies. This is because of the importance of both numerical simulations and experiments in materials research. For this purpose, the reinforced concrete beams at $a/d=1.5$ ratio and without shear reinforcement were tested and the results were applied to existing size effect theories. Afterwards, a new lattice modelling technique was developed over existing informations about lattice modelling in literature. These developments were made based on basic fracture mechanics concepts on concrete. The other important feature of the developed lattice modelling was the consideration of heterogeneity of concrete structure as meso-level modelling.

The newly developed model was applied to three most popular fracture mechanics concepts for concrete namely TWO-PARAMETER MODEL, EFFECTIVE CRACK MODEL and THE SIZE EFFECT MODEL. It was concluded that the developed model well agrees with these existing models, than the research extended to the modelling of reinforced concrete behaviour.

Beside the requirement of higher computer memory and faster CPU's of the improved lattice model than the other existing models, it performs much better definition and provides more realistic results. Because it is possible to model the concrete without any simplifications on the heterogen structure. It was concluded that the improved lattice model is capable of better modelling of concrete and reinforced concrete. Particularly it must be pointed out that the reinforced concrete model is the first application in lattice theory so far.

KEY WORDS: Concrete, Reinforced Concrete beams, Fracture Mechanics of Concrete, Size Effect, Numerical Materials Modelling, Lattice Modelling

TEŞEKKÜR

Bu tezin önerilmesi, yönlendirilmesi ve tamamlanmasında, yoğun çalışma programına rağmen bana vakit ayırıp gerekli yardım ve ilgisini esirgemeyen danışman hocam Sayın Doç. Dr. Abdussamet ARSLAN'a teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim.

Çalışmam esnasında, ilgi ve desteklerini gördüğüm Fırat Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölüm başkanı Sayın Prof. Dr. Ataman Haksever'e ve bölüm öğretim üyelerinden Sayın Doç. Dr. Mehmet Ülker'e teşekkürlerimi sunarım. Deneysel çalışmam esnasında büyük yardımlarını gördüğüm laboratuvar teknisyeni Sayın Seyfettin Çiçek'e ayrıca teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

ÖZET	III
SUMMARY	IV
TEŞEKKÜR	V
İÇİNDEKİLER	VI
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	IX
TABLoların LİSTESİ	XIV
SEMBOLLERİN LİSTESİ	XV
1. GİRİŞ	1
2. KIRILMA MEKANİĞİ	4
2.1 Linear Elastik Kırılma Mekanîği (LEKM)	4
2.2 LEKM nin Betona Uygulanması	7
2.3 Betonun Nonlineer Kırılma Teorisi	8
2.3.1 Boyut etkisi teorisi	10
2.3.2 Betonun nonlineer kırılma modelleri	11
2.3.2.1 Betonun iki parametrelî modeli	12
2.3.2.2 Efektif çatlak modeli	13
2.3.2.3 Boyut etkisi modeli	14
2.3.2.4 R eğrisi kavramı	15
2.4 Betonarmenin Kırılma Mekanîği	15
2.4.1 Kayma donatısız betonarme kirişlerin kesme dayanımı	16
2.4.2 Minimum eğilme donatısı	18
2.4.3 Başlıklı ankrajlı çekip-çıkarma	20
2.5 Betonun Kırılmasında Nümerik Modeller	22
2.5.1 Makroskopik modeller	23
2.5.1.1 Fiktif çatlak modeli (Ayrık çatlak yaklaşımı)	23
2.5.1.2 Çatlak bant modeli	26
2.5.1.3 Sürekli hasar modeli	28
2.5.1.4 Stokastik modeller	29

2.5.2 Mesoskopik modeller.....	31
2.6 Betonarmenin Modellenmesi	32
3 DİZAYN ŞARTNAMELERİNDE BETONARME KİRİŞLERİN MEKANİĞİ	36
3.1 Giriş	36
3.2 Taşıma Gücü Yöntemi	36
3.3 Eğilme Etkisi Altındaki Betonarme Elemanlarda Kırılma Türleri	37
3.4 Kayma Donatısız Kirişlerde Kesme Açıklığının Kırılma Davranışına Etkisi.....	38
3.5 Kafes Kiriş Analojisi	40
4. BETONUN KAFES MODELİ İLE NÜMERİK MODELLENMESİ	43
4.1 Kafes Modelinin Tarihçesi.....	43
4.1.1 Schlangen modelindeki aksaklıklar	45
4.2 Geliştirilen Nümerik Model.....	47
4.2.1 Geometri	47
4.2.2 Malzeme modelleri	48
4.2.3 Elemanların kırılma kanunları.....	49
4.2.4 Eleman karakteristiklerinin belirlenmesi.....	51
4.2.5 Yükleme hızının tespiti.....	52
4.2.6 Geliştirilen simülasyon programı	52
5. DENEYSEL ÇALIŞMA.....	55
5.1 Literatürdeki Yapılmış Önemli Diğer Deneyler	55
5.2. Yapılan Deneysel Çalışma	70
5.2.1 Numunelerin geometrileri, malzeme karakteristikleri ve deney düzeneği	70
5.2.2 Deney sonuçları	72
5.2.3 Deney sonuçlarının değerlendirilmesi.....	78
5.2.3.1 Bazant'ın boyut etkisi teorisi	78
5.2.3.2 Carpinteri'nin boyut etkisi teorisi.....	78
5.2.3.3 Logaritmik ölçekte lineer karakterli boyut etkisi teorileri.....	81
5.3 Tartışma	82
6 NÜMERİK UYGULAMALAR	83
6.1 Giriş	83
6.2 John ve Shah (1987) Deneyinin Simülasyonu	83

6.3 RILEM 91 Standart Deneylerinin Simulasyonu	86
6.3.1 İki parametrelili modelin uygulanması	86
6.3.2 Etketif çatlak modelinin uygulanması	89
6.4 Bazant ve Pfeiffer (1987) Deneyinin Simulasyonu	90
6.4.1 L tipi numuneye ait görsel değler	97
6.4.2 Boyut etkisi teorilerinin ve boyut etkisi modelinin uygulanması	97
6.5 Bazant ve Kazemi (1991) Deneyinin Simulasyonu	104
6.6 Tez Çalışmasında Yapılan Deneyin Simulasyonu	110
6.7 Tartışma	115
6.7.1 Deneysel ve nümerik sonuçların karşılaştırılması.....	115
6.7.1.1 Bazant ve Pfeiffer (1987) deneyi.....	115
6.7.1.2 Bazant ve Kazemi (1991) deneyi.....	116
6.7.1.3 Bu çalışmada yapılan deney	117
6.7.2 Geliştirilen modelin diğer modeller arasındaki yeri.....	117
7. SONUÇ.....	123
Ek-1. COSSERAT SÜREKLİLİK DENKLEMLERİ.....	125
REFERANSLAR.....	127

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil 2.1 Kırılma Modları.

a) Mod I. b) Mod II. c) Mod III.

Şekil 2.2 Barenblatt'ın Kohezif Çatlak Modeli.

Şekil 2.3 a) Çekmeye maruz bir numunenin yük-deformasyon diyagramı.

b) Kırılma süreci bölgesi.

Şekil 2.4 Kırılma süreci bölgesinin gelişimi.

a) Önemsiz mikro çatlaklar. b) Mikroçatlaklar+Arayüzey çatlakları.

c) Çatlakların birleşmesi. d) Çatlakların dallanması ve köprüleşmesi.

Şekil 2.5 Değişik malzeme sınıfları için L:lineer, N:non-lineer ve K:kırılma süreci bölgeleri.

a) Lineer Elastik. b) Non-lineer Plastik. c) Non-lineer Tam Gevrek.

Şekil 2.6 Boyut etkisi teorileri.

Şekil 2.7 İki parametrelili model.

a) Yük-Çatlak Ağız Açılımı Deplasmanı diyagramı. b) Çatlak karakteristikleri.

Şekil 2.8 Efektif çatlak modeli.

Şekil 2.9 Düktil bir betonarme kirişin çatlak güzergahı ve yük-deplasman diyagramı.

a) Çatlak güzergahı b) Yük-deplasman diyagramı.

Şekil 2.10 Gevrek bir betonarme kirişin çatlak güzergahı ve yük-deplasman diyagramı.

a) Çatlak güzergahı. b) Yük-deplasman diyagramı.

Şekil 2.11 Betonarme bir kirişte çatlamış bir kesite etkiyen direngen kuvvetler.

Şekil 2.12 Çeşitli şartnamelerde minimum donatı oranı.

Şekil 2.13 ACI ve Ouyang ve Shah'a (1994) göre minimum donatı oranı ($f_y=276$ MPa).

Şekil 2.14 Çekip-çıkarma deneyi.

Şekil 2.15 İfade 2.19, 2.20 ve 2.21 e göre göçme yükü ($d=150$ mm).

Şekil 2.16 Betonun modellenmesinde kullanılan malzeme seviyeleri.

a) Makro. b) Meso. c) Mikro.

Şekil 2.17 Fiktif çatlak modeli terminolojisi.

Şekil 2.18 Fiktif çatlak modeli SEM modellemesi.

a) Kiriş b) İdealize edilmiş eleman ve malzeme bağıntıları

Şekil 2.19 Fiktif çatlak modeli, Rots (1988).

Şekil 2.20 Tekrar eleman bölümlenmesi tekniği, Carpinteri vd. (1992).

Şekil 2.21 Çatlak bant modeli.

a) İdealize edilmiş çatlak. b) Malzeme bağıntısı.

Şekil 2.22 Bazant ve Oh (1983) ÇBM modellemesi.

a) Kiriş SEM ağ yapısı b) Malzeme modeli

Şekil 2.23 Lokal hasar mekaniğinde malzeme kabulleri.

a) Çekme. b) Basınç.

Şekil 2.24 Estienne ve Peyroux (1987) deneyinin lokal ve lokal olmayan hasar modellemesi.

a) Numune. b) Yük-deplasman ilişkisi.

Şekil 2.25 Burt ve Dougill (1977) tipi modelleme.

a) Tipik random ağ. b) Gerilme-şekil değiştirme bağıntısı.

c) Çatlak güzergahı.

Şekil 2.26 Granüler yapıli sürekli modeller.

a) Roelfstra vd. (1985).

b) Vonk vd. (1991). c) Wang vd. (1992).

Şekil 2.27 Ngo ve Scordelis (1967) betonarme modellemesi.

Şekil 2.28 Cervenka (1985) modelinin malzeme kabulleri.

a) Beton. b) Donatı.

Şekil 2.29 Cervenka (1985) modelinde kesme azaltma faktörü.

a) Kesme azaltma faktörü. b) Açısai deformasyona maruz sonsuz küçük eleman.

Şekil 2.30 Gustafsson (1985) betonarme modeli .

a) Kiriş detayı. b) FÇM idealizasyonu.

Şekil 3.1 Betonarmede malzeme kabulleri.

a) Donatı. b) Beton. c) İdeal Beton.

Şekil 3.2 Kayma donatısız bir betonarme kirişin davranışı.

a) Kayma donatısız bir betonarme kiriş. b) Moment kapasitesi-kesme açıklığı ilişkisi.

Şekil 3.3 a/d oranlarına göre kayma donatısız betonarme kirişin çatlak güzergahı.

a) $a/d > 6.5$ b) $2.5 < a/d < 6.5$

c) $1 < a/d < 2.5$ d) $a/d < 1$

Şekil 3.4 Kafes-kiriş analogisi.

a) Çatlamış bir kirişte iç kuvvetler.

b) Paralel başlıklı kafes kiriş.

Şekil 3.5 Burulmaya maruz bir kiriş için geliştirilmiş uzay kafes-kiriş modeli (Rausch, 1929).

Şekil 4.1 Kafes ağ tipleri.

a) Karesel kafes. b) Üçgensel kafes. c) Random kafes.

Şekil 4.2 Çekip-çıkarma deneyinin deneysel ve nümerik P-δ ilişkisi (Vervuurt vd., 1993).

Şekil 4.3 Tipik Schlangen modelinde SEM ağ yapısı.

Şekil 4.4 Schlangen modelinde P-δ eğrisinin tespiti.

Şekil 4.5 Direkt yapı modellemesi.

a) Ağ ve granülometrik yapısı. b) İzole edilmiş eleman.

Şekil 4.6 Malzeme modelleri.

a) Agregası. b) Arayüzey.

c) Matris. d) Donatı.

Şekil 4.7 Agregası-Matris aderansının zamana göre değişimi (Alexander vd. 1968).

Şekil 4.8 Deformasyon yapmış bir kirişin geometrik karakteristikleri.

Şekil 4.9 Geliştirilen SEM programının akış diyagramı.

Şekil 4.10 a) Deplasman ve b) yük kontrollü simülasyonlar.

Şekil 5.1 Shioya vd. (1989) deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.2 Bazant ve Kazemi (1991) ankrajlı deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.3 Bazant ve Kazemi (1991) ankrajsız deneyine ait boyut etkisi teorilerin uygulanması.

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.4 Kani (1967) $a/d=2$ deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.5 Kani (1967) $a/d=2.5$ deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.6 Kani (1967) $a/d=3$ deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.7 Kani (1967) $a/d=4$ deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.8 Walraven. (1993) $a/d=3$ normal beton deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.9 Walraven. (1993) $a/d=3$ hafif beton deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.10 Walraven. (1993) $a/d=1$ deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.11 Bosco vd. (1990) $N_p=0.10$ deneylerine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

a) Bazant'ın lineer regresyonu.

b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.12 Bosco vd. (1990) $N_p=0.26$ deneylerine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

- a) Bazant'ın lineer regresyonu.
- b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.
- c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.13 Bosco vd. (1990) $N_p=0.53$ deneylerine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

- a) Bazant'ın lineer regresyonu.
- b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.
- c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.14 Bosco vd. (1990) $N_p=0.87$ deneylerine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

- a) Bazant'ın lineer regresyonu.
- b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.
- c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.15 Deney numunesinin geometrik karakteristikleri.

- a) Deney numunesinin geometrisi. b) a-a kesiti.

Şekil 5.16 Donatının detayı.

Şekil 5.17 Deney düzeneği.

Şekil 5.18 M, L, H tipi numunelerin yük-deplasman diyagramları.

- a) M tipi numunenin yük-deplasman diyagramı.
- b) L tipi numunenin yük-deplasman diyagramı.
- c) H tipi numunenin yük-deplasman diyagramı.

Şekil 5.19 M tipi numunede çatlak güzergahı.

- a) 1. seri numunede çatlak güzergahı.
- b) 2. seri numunede çatlak güzergahı.
- c) 3. seri numunede çatlak güzergahı.

Şekil 5.20 L tipi numunede çatlak güzergahı.

- a) 1. seri numunede çatlak güzergahı.
- b) 2. seri numunede çatlak güzergahı.
- c) 3. seri numunede çatlak güzergahı.

Şekil 5.21 H tipi numunede çatlak güzergahı .

- a) 1. seri numunede çatlak güzergahı.
- b) 2. seri numunede çatlak güzergahı.
- c) 3. seri numunede çatlak güzergahı.

Şekil 5.22 Bazant'ın boyut etkisi teorisinin deney verilerine uygulanması.

- a) $1/\tau_N^2$ -d ilişkisi.
- b) τ_N -d ilişkisi.

Şekil 5.23 Carpinteri'nin boyut etkisi teorisinin deney verilerine uygulanması.

- a) τ_N^2 -1/d ilişkisi.
- b) τ_N -d ilişkisi.

Şekil 5.24 Boyut etkisi teorileri toplu gösterimi.

Şekil 6.1 SEM ağ yapısı.

Şekil 6.2 Değişik yükleme hızlarına göre P-ÇAAD diyagramları.

Şekil 6.3 Yükleme hızına bağlı olarak ve pik yükün değişimi.

Şekil 6.4 Yükleme hızına bağlı olarak ve ÇAAD değişimi.

Şekil 6.5 P-ÇAAD diyagramı.

Şekil 6.6 Çatlakların güzergahı.

Şekil 6.7 Kırılan elaman sayısının iterasyona göre değişimi.

Şekil 6.8 Efektif çatlak durumunu gösteren çatlak güzergahı.

Şekil 6.9 Efektif çatlak modelinin uygulanması.

Şekil 6.10 S, M, L ve H tipi numunenin P- δ ilişkisi.

- a) S tipi numunenin P- δ ilişkisi.
- b) M tipi numunenin P- δ ilişkisi.
- c) L tipi numunenin P- δ ilişkisi.
- d) H tipi numunenin P- δ ilişkisi.

Şekil 6.11 Tüm numunelere ait ortalama P- δ ilişkisi.

Şekil 6.12 S, M, L ve H tipi numunenin P-ÇAAD ilişkisi.

- a) S tipi numunenin P-ÇAAD ilişkisi.
- b) M tipi numunenin P-ÇAAD ilişkisi.
- c) L tipi numunenin P-ÇAAD ilişkisi.
- d) H tipi numunenin P-ÇAAD ilişkisi.

Şekil 6.13 L3 numunesinin SEM ağ yapısı.

Şekil 6.14 L3 numunesinin P-ÇAAD diyagramı.

Şekil 6.15 L tipi numunede kırılma süreci bölgesinin gelişimi.

- a) L3 numunesinin 1 noktasına ait çatlakların güzergahı.
- b) L3 numunesinin 2 noktasına ait çatlakların güzergahı.
- c) L3 numunesinin 3 noktasına ait çatlakların güzergahı.
- d) L3 numunesinin 4 noktasına ait çatlakların güzergahı.
- e) L3 numunesinin 5 noktasına ait çatlakların güzergahı.
- f) L3 numunesinin 6 noktasına ait çatlakların güzergahı.
- g) L3 numunesinin 7 noktasına ait çatlakların güzergahı.

Şekil 6.16 Bazant'ın boyut etkisi teorisinin uygulanması.

- a) $1/\sigma_N^2$ -d ilişkisi.
- b) Logaritmik σ_N -d ilişkisi.

Şekil 6.17 Carpinteri'nin boyut etkisi teorisinin uygulanması.

- a) σ_N^2 -1/d ilişkisi.
- b) σ_N -d ilişkisi.

Şekil 6.18 Tüm numunelerin P- δ diyagramı.

Şekil 6.19 Deteministik boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

- a) Bazant'ın boyut etkisi teorisinin uygulanması.
- b) Carpinteri'nin boyut etkisi teorisinin uygulanması.

Şekil 6.20 Tüm numunelerin abartılı deformasyonları ve çatlak güzergahı.

- a) M tipi numune.
- b) L tipi numune.
- c) H tipi numune.
- d) G tipi numune.

Şekil 6.21 M, L, H tipi numunenin simetri ekseninde gerilme dağılımı.

- a) M tipi numune.
- b) L tipi numune.

c) H tipi numune.

Şekil 6.22 Kafes Modeli ile Mikrodüzlem modelin karşılaştırılması.

Şekil 6.23 Tüm numunelerin P- δ diyagramı.

Şekil 6.24 Deteministik boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

a) Bazant'ın boyut etkisi teorisinin uygulanması.

b) Carpinter'nin boyut etkisi teorisinin uygulanması.

Şekil 6.25 M,L ve H tipi numunenin abartılı deformasyonlar ve çatlakların güzergahı.

a) M tipi numune.

b) L tipi numune.

c) H tipi numune.

Şekil 6.26 H tipi numunenin simetri ekseninde gerilme dağılımı.

a) M tipi numune.

b) L tipi numune.

c) H tipi numune.

Şekil 6.27 Yeni geliştirilen nümerik model ile Schlangen modelinin P-d ilişkisi karşılaştırılması

Şekil 6.28 Bazant ve Pfeiffer (1987) deneyine ait H tipi numunenin kırılma durumuna ait SEM ağ yapısı.

Şekil 6.29 H3 numunesinin herbir analiz başına düşen iterasyon sayısı.

Şekil Ek-1.1 Sonsuz küçük gerilme elemanı.

a) Klasik gerilme elemanı. b) Cosserat gerilme elemanı.

TABLULARIN LİSTESİ

Tablo 5.1 Deney numunelerinin geometrik karakteristikleri.

Tablo 5.2 Deney kirişlerinin kırılma yükleri ve nominal dayanımları.

Tablo 5.3 Boyut etkisi teorileri.

Tablo 6.1 Değişik yükleme hızları için pik yük ve ÇUAD değerleri.

Tablo 6.2 Nümerik uygulama-2' e ait değerler.

Tablo 6.3 Granülometrik dağılım.

Tablo 6.4 Malzeme modelindeki sabitler.

Tablo 6.5 Yük değerleri ve nominal dayanımlar.

Tablo 6.6 Simulasyonda kullanılan malzeme parametreleri.

Tablo 6.7 Yük değerleri ve nominal dayanımlar.

Tablo 6.8 Simulasyonda kullanılan malzeme parametreleri.

Tablo 6.9 Simulasyon sonuçlarına göre yük ve nominal dayanım değerleri.

Tablo 6.10 Tez çalışmasında yapılan tüm simülasyonlara ait SEM sabitleri

SEMBOLLERİN LİSTESİ

A	: Enkesit alanı [mm^2]
a	: Yarı çentik boyu [mm]
a/d	: Kesme açıklığı [-]
a_0, a_e	: Başlangıç, efektif çatlak boyu [mm]
b	: Numune kalınlığı [mm]
C_i, C_u	: Başlangıç, pik yük komplisansı [N/mm]
d	: Numune karakteristik boyu [mm]
D	: Hasar parametresi, agrega çapı, elek çapı [mm]
d_a	: Maksimum agrega çapı [mm]
E	: Elastisite modülü [MPa]
E_A, E_B, E_M	: Agrega, arayüzey, matris elastisite modülü [MPa]
E_s, E_c	: Donatı, beton elastisite modülü [MPa]
f, F	: Kuvvetler [N, kN]
f_c	: Betonun basınç dayanımı [MPa]
f_c'	: Betonun hesap basınç dayanımı [MPa]
f_t	: Betonun çekme dayanımı [MPa]
f_t'	: Betonun hesap çekme dayanımı [MPa]
f_t^A, f_t^B, f_t^M	: Agrega, arayüzey, matris çekme dayanımı
f_y	: Donatının akma dayanımı [MPa]
f_y'	: Donatının hesap akma dayanımı [MPa]
G	: Kesme modülü [MPa]
G_c	: Çatlak yayılma hızı [N/m]
G_F	: Kırılma enerjisi (Hillerborg, 1983) [N/m]
G_f	: Asimtotik kırılma enerjisi (Bazant ve Pfeiffer, 1987) [N/m]
h	: Numune yüksekliği, bant genişliği (Bazant ve Oh, 1983) [mm]
h'	: Kafes eleman yüksekliği [mm]
K_c	: Kritik gerilme şiddet çarpanı [$\text{kN/m}^{3/2}$]
$K_{I,II,III}$	: Çekme, kesme, burulma gerilme şiddet çarpanı [$\text{kN/m}^{3/2}$]
L	: Numune boyu [mm]
l'	: Kafes eleman boyu [mm]
l_p	: Kırılma süreci bölgesi uzunluğu (Hillerborg, 1983) [mm]
m_i, M_i	: Momentler ($i = 1, 2$) [Nmm]
N_p	: Gevreklik sayısı [-]
p	: Olasılık
P	: Yük [N, kN]
P_u	: Kırılma (Göçme) yükü [N, kN]
P_k	: Agrega hacmi (Walraven, 1980)
r_p	: Kırılma süreci bölgesi uzunluğu (Irwin, 1957) [mm]
S	: Yükleme açıklığı [mm]
t_f, t_m	: Malzeme mukavemet eşik değerleri (Herrmann, 1991)
W	: Mukavemet momenti [mm^3]
w_c	: Kritik çatlak ağzı açılımı deplasmanı, çatlak bant genişliği [mm]

α	: Kırılma kanunu parametresi, bağıl çatlak uzunluğu (a_0/d , a_e/d)
β	: Yük ölçeklendirme çarpanı, kesme azaltma faktörü, a_0/a_e
δ	: Deplasman [mm]
Δ_{max}	: Maksimum eksenel deformasyon [mm]
$\Delta_x^\eta, \Delta_y^\eta$	: x, y eksenindeki deformasyonların η eksenindeki bileşkesi
ε	: Şekil değiştirme
$\underline{\varepsilon}$	: Tansörel şekil değiştirme
ε_c	: Betonun maksimum şekil değiştirmesi
ε_{cu}	: Betonun uç birim deformasyonu
ε_e	: Elastik şekil değiştirme
ε_f^M	: Matris sınır çekme şekil değiştirmesi
ε_s	: Donatının maksimum şekil değiştirmesi
ε_{su}	: Donatının uç birim deormasyonu
ε_t	: Toplam şekil değiştirmesi
$\varepsilon_t^A, \varepsilon_t^B, \varepsilon_t^M$	: Agregat, arayüzey, matris çekme şekil değiştirmesi
γ	: Açısal deformasyon
γ_i	: Efektif çatlak modelinde kullanılan parametre ($i = 1, 2, 3, 4$)
Λ	: Tansörel elastisite modülü
ν	: Poisson oranı
θ_i	: Kafes eleman uç dönmeleri ($i = 1, 2$)
ρ	: Donatı oranı
ρ_b	: Dengeli donatı oranı
ρ_{min}	: Minimum donatı oranı
σ	: Gerilme [MPa]
$\underline{\sigma}$	: Tansörel gerilme [MPa]
σ_1, σ_2	: 1 ve 2 yönünde gerilmeler [MPa]
σ_{cr}, σ_{sr}	: Çatlak oluşuktan sonra beton, donatı çekme gerilmeleri [MPa]
σ_N, τ_N	: Nominal dayanım [MPa]
σ_t	: Eleman çekme gerilmesi [MPa]
σ_y	: Akma gerilmesi [MPa]
τ	: Kayma gerilmesi [MPa]
$\{f\}$	: Dış yük vektörü
$[K]$	: Rijitlik matrisi
$\{r\}$	: Deplasman vektörü
ACI	: American Concrete Institute (Amerikan Beton Enstitüsü)
ANSYS	: Swanson Analysis Systems tarafından geliştirilen sonlu elemanlar paket programı
AS	: Australian Standard (Avustralya Standardı)
BS	: British Standard (Birleşik Krallık Standardı)
ÇAAD	: Çatlak Ağzı Açılımı Deplasmanı
ÇBM	: Çatlak Bant Modeli

ÇUAD	: Çatlak Ucu Açılımı Deplasmanı
ÇUAD	: Kritik Çatlak Ucu Açılımı Deplasmanı
DIANA	: TNA Building and Construction tarafından geliştirilen sonlu elemanlar paket programı
DIN	: Deutsche Normen (Alman Standardı)
EC	: Euro Code (Avrupa Standardı)
FÇM	: Fiktif Çatlak Modeli
LEKM	: Lineer Elastik Kırılma Mekanîği
RILEM	: Reunion Intenationale des Laoratoires d'Essais et de Resherches sur les Materiaux el les Constructions
SEM	: Sonlu Elemanlar Metodu
TSE	: Türk Standartları Enstitüsü
YH	: Yükleme hızı



1.GİRİŞ

Bir yapı malzemesi olan betonarme inşaat mühendisliğinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Ancak kullanımı çeşitli yapı şartnameleri tarafından belirli kurallara bağlanmıştır. Diğer taraftan betonun ve/veya betonarmenin karmaşık yapısı, boyutlandırma işleminde henüz daha kesin kuralların konulmasına izin vermemektedir.

Boyutlandırma işleminde, basınç kırılmasından uzak kalınması gerektiği dizayn şartnamelerinde belirtilmiştir. Bu sebeple laboratuvarlarda bu konu üzerine çalışmalar çok dar bir çerçeve içerisinde kalmıştır. Bununla beraber mühendislikte etkin tasarımların yapılabilmesi için tehlikeli ve tehlikesiz durumların bir bütün olarak incelenmesi gerektiği açıktır. Kaldı ki tüm betonarme yapı elemanlarında, kırılma türü ne olursa olsun göçme, basınç bölgesindeki betonun sınır birim deformasyona erişmesi ile meydana gelmektedir.

Ancak mikro düzey dikkate alındığında hiçbir malzemede kırılma, basınç altında meydana gelmemektedir. Özellikle betonun basınç dayanımının, diğer kesme ve çekme dayanımlarının yanında yüksek olması bu savı desteklemektedir. Bununla beraber betonda kırılma işlemi çekme gerilmelerinin yoğun olduğu bölgede başlamakta ve numuneyi parçalara ayırarak son bulmaktadır. Her ne kadar betonun çekme dayanımı şartnamelerde ihmal edilse de, önemli bir konu olmaya devam etmektedir. Çünkü betonun çekme dayanımı olmaksızın kolon, döşeme ve kiriş gibi elemanlar bir kum yığınının öteye geçemez (Hillerborg, 1983). Bu gerçekten hareketle kırılma türü basınç bile olsa, temelde kırılma işlemi her zaman çekme dayanımının aşılması ile gerçekleşmektedir.

Mikro düzeyde kırılma sadece çekme etkisinde meydana gelmesine karşın makro düzeyde (kırılma mekaniği açısından) ayrılma (mod I), kesme (mod II) ve burulma (mod III) durumlarından biri veya birkaçı ile meydana gelmektedir. Kaldı ki betonarme bir yapı elemanında kırılma en az iki durumun etkisi altında gerçekleşmektedir. Özellikle eğilme yüklemesine maruz betonarme bir kiriş hem mod I hem de mod II durumlarının etkisi altındadır. Ayrıca enkesiti narin olan bir kiriş (yükseklik/genişlik>5) bu etkilerin yanında mod III durumuna da maruz kalmaktadır. Bununla beraber herhangi bir kesit düzleminde değişik bölgelerde farklı mod durumlarının meydana geldiği bilinmektedir. Dolayısıyla betonarme bir yapı elemanını en iyi karakterize eden numune şeklinin eğilmeye maruz bir

betonarme kiriş olduğu açıktır. Bu sebeple yapılan tez çalışmasında sadece eğilme yüklemesine maruz betonarme kirişlerin deneyi ve simulasyonu yapılmıştır.

Bütün bunlara ilave olarak mikro düzeyden makro düzeye geçişte, numunenin nominal dayanımı da etkilenmektedir. Bu durumu ilk olarak Griffith (1921) cam lifler üzerine yapmış olduğu deneylerde tespit etmiştir. Çünkü cam liflerin dayanımı, camın elastisite modülünün onda biri civarındadır. Oysa normal boyutlardaki bir cam numune için bu değer çok yüksektir. Griffith, bu farkın malzeme yüzeyindeki kusurlardan kaynaklandığı şeklinde bir açıklama yaparak, kırılma mekaniğinin temelini atmıştır. Weibull (1939) çalışmasını ortaya koyduğu yıllarda bilimsel araştırmalarda yaygın olarak kullanılan istatistiksel yollarla elde ettiğı boyut etkisi kavramını ortaya atmıştır. Bu çalışma malzemenin gerçek davranışını dikkate almadığından, çağına uygun olarak sadece malzemenin emniyet faktörünü tayin etmek için yapılmıştı. Günümüzde ise boyut etkisi teorisi ampirik ifadeler esasına dayanmaktadır. (Bazant, 1991 ve Carpinteri vd., 1995). Dolayısıyla deneysel çalışma ve boyut etkisi ayrı olarak düşünülmesi imkansızdır. Ancak betonun karmaşık yapısı, deneysel sonuçlarda önemli mertebelerde hataların meydana gelmesine sebep olmaktadır. Ayrıca standart deneylerde, gerçek yapı boyutunda numuneler kullanmak mümkün olmadığından, uygulamada teorinin nasıl bir durum arz edeceği bilinmemektedir.

İşte bu noktada bilgisayarlar mühendislerin yardımına yetişmektedir. Özellikle 1950'li yıllarda hesaplama tekniklerinde ve nümerik hesaplayıcılardaki gelişmeler pür matematiğin çözüm getiremediğı ve deney yapmanın olanaksız olduğu birçok sahada yeterli analizlerin yapılmasına imkan sağlamıştır. Artık bir fizik modelini sınamak için doğada gözlem yapmak veya laboratuvarlarda deney yapmak kadar bilgisayarlarda simulasyon (benzetişim) yapmakta geçerli kabul edilebilir bir yöntem olmaktadır. Herhangi bir problemi simule edebilmek için gerçek dünya olgusu hakkında yeterli bir bilgi birikiminin olması şarttır. Bu bilgi birikimi sayesinde gerçek dünya olgusu soyutlama yolu ile matematiksel dünya olgusuna dönüşmektedir. Bununla beraber bilgi birikimini etkili bir şekilde kullanan simulasyonlar içerisinde, yapay zekanın bir dalı olan yapay sinir ağları ile daha önce betonun boyut etkisi teorisi incelenmiş ve umut verici sonuçlar elde edilmiştir. (İnce, 1994; Arslan ve İnce, 1995; Arslan ve İnce, 1996)

Bu tez çalışmasında malzeme biliminde, özellikle 1980'li yılların sonunda büyük ilgi gören kafes modelleri çeşitli deneyleri nümerik olarak modellemek için kullanılmıştır. Bu modelin temelleri 1940'lı yıllarda atılmasına karşın, o devirde hesaplama zamanının uzun olmasından dolayı terk edilmiştir. Daha sonraları Herrmann vd. (1989) tarafından model tekrar ele alınarak metalik malzemelere uygulanmıştır. Schlangen (1993) modelin geometrisini ve mekanik bağıntılarını değiştirerek betona ilk olarak uygulamıştır. Ancak malzeme biliminde kullanılan diğer modellerde olduğu gibi bu modelinde uygulamada bazı sorunları vardır. Örneğin sadece basınç yüklemesine maruz yüklemelerde sonuç alınamamaktadır. Bununla beraber literatürde sadece tek ve çift çentikli, çekme deneyleri (Schlangen ve van Mier, 1992) ve kesme deneyleri (Schlangen, 1993) nin simülasyonları yapılmıştır. Günümüzde deneysel ve matematiksel olarak bu modelleme üzerine çalışmalar devam etmekte ve uzun bir süre devam edeceği de açıktır.

Yapılan tez çalışması yedi bölümden oluşmaktadır. İkinci bölümde kırılma mekaniği hakkında temel kavramlar verilmiştir. Üçüncü bölümde günümüz dizayn şartnamelerinde betonarme kirişlerin mekaniği ve bu tez çalışmasında kullanılan nümerik modelleme tekniğinin makro ölçekteki benzeri kafes-kiriş analojisi üzerine durulmuştur. Dördüncü bölümde daha önce anlatılan kafes modellere benzer olarak geliştirilen temelde aynı fiziksel yasalara oturan, ancak uygulamada çok daha farklı ayrıntılar içeren kafes modelin takdimi yapılmıştır. Beşinci bölümde, gerek geometrisi ve gerekse denge üstü donatıya sahip olmasından dolayı basınç-kesme kırılmasını temin eden, dört noktalı eğilme yüklemesine maruz, kayma donatısız betonarme bir kirişe ait deneysel çalışmaya yer verilmiş ve sonuçlar günümüzde geçerliliğini koruyan boyut etkisi teorilerine uygulanmıştır. Ayrıca bu bölümde yapılan çalışmaya benzer olan literatürdeki diğer deneysel çalışmalara yer verilmiştir. Altıncı bölümde ise yeni geliştirilen nümerik modelin uygulamaları anlatılmıştır. Tez konusu betonarme olmasına karşın, model yeni geliştirildiğinden betona tam olarak uymayan bir modelin betonarmeye ne derece uyacağı sorusundan hareketle beton numuneler üzerinde simülasyonlar yapılmış ve yeterli olduğu tespit edildikten sonra betonarme numunelere ait uygulamalara yer verilmiştir. Ayrıca elde edilen sonuçlar daha önce literatüre yer alan simülasyon ve deneylerle karşılaştırılmıştır. Yedinci bölümde ise tez çalışmasının genel bir değerlendirmesi yapılmıştır.

2. KIRILMA MEKANİĞİ

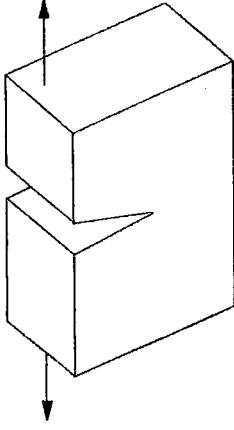
2.1 Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM)

İlk olarak 1921'de Griffith'in meşhur makalesi ile LEKM nin temelleri atılmıştır. Griffith, cam lifler üzerine yapmış olduğu deneylerde, teorik mukavemetin, elastisite modülünün %10'u ($E/10$) civarında olduğunu ve malzemenin gerçek mukavemeti arasındaki bu uçurumun içindeki kusurlardan kaynaklandığını tespit etmiştir. Ancak II. Dünya savaşı ve sonrasında ölümcül mühendislik faciaların meydana gelmesine kadar bu konu üzerine pek durulmamıştır. 1957'de Irwin, seramik lifler üzerine yapmış olduğu deneylerde teorik mukavemetin $E/10$ civarında olmadığını görmüş ve teoriyi metalleri de içine alarak genişletmiştir. Daha sonra sırasıyla açılma, kayma ve burulma durumlarına karşılık gelen üç elemanter mod I, mod II ve mod III (Şekil 2.1) genel kırılma modlarını ve bunların kombinezonundan oluşan karışık modun kanunlarını ve K adı verilen gerilme şiddet çarpanlarını ortaya koymuştur.

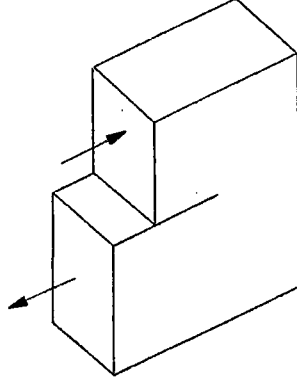
$$\begin{aligned} K_I &= \sigma \sqrt{\pi a} \\ K_{II} &= \tau \sqrt{\pi a} \\ K_{III} &= \tau \sqrt{\pi a} \end{aligned} \quad (2.1)$$

Burada σ , malzemeye uygulanan çekme gerilmesi τ , kayma gerilmesi ve a , yarı çatlak uzunluğudur.

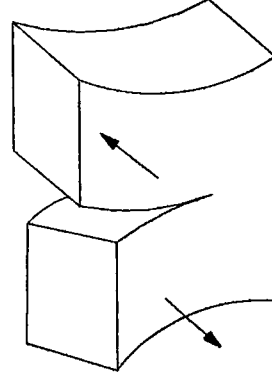
Gerilme şiddet çarpanı, geometriye ve yükleme durumuna bağlı bir sabittir. Yani her malzeme eşit geometriye ve yükleme durumuna maruz kalırsa, bu değer sabit olacaktır. Dolayısıyla gerilme şiddet çarpanı bir malzeme sabiti değildir. K_c belirli bir kritik değer olan K_c değerine ulaştığında kırılma tokluğu adını alır ve her malzeme için farklı bir değer alır. Mod I durumu için b numune genişliği, d numune karakteristik boyutu (tez çalışmasında bu ifade , beton numunelerde kesit yüksekliği, betonarme numunelerde faydalı yükseklik olarak alınacaktır) ve P_u kırılma yükü olarak alınırsa, nominal dayanım $\sigma_N = P_u / (bd)$ olmak üzere kritik gerilme şiddet çarpanının ifadesi



a) Mod I.



b) Mod II.



c) Mod III.

Şekil 2.1 Kırılma Modları.

$$K_{IC} = \sigma_N \sqrt{a} f\left(\frac{a}{d}\right) \quad (2.2)$$

şeklindedir.

Ancak, çatlak başlangıcı ve yayılma hızı mühendislik açısından çok daha önemli olduğundan, Irwin, G_c çatlak yayılma hızı kavramını ortaya atmış ve K_c ile arasındaki bağıntıyı şu şekilde vermiştir:

$$G_c = \frac{K_c^2}{E} \quad (2.3)$$

Irwin (1958), çatlak hemen ucunda kırılma süreci bölgesi adı verilen bölgede gerilme dağılımının sabit ve değerinin malzemenin akma dayanımına eşit olduğunu kabul etmiştir. Kırılma süreci bölgesinin uzunluğunu ise şu şekilde ifade etmiştir:

$$r_p = \frac{1}{\pi} \frac{K_{IC}^2}{f_t^2} = \frac{1}{\pi} \frac{E G_c}{f_t^2} \quad (2.4)$$

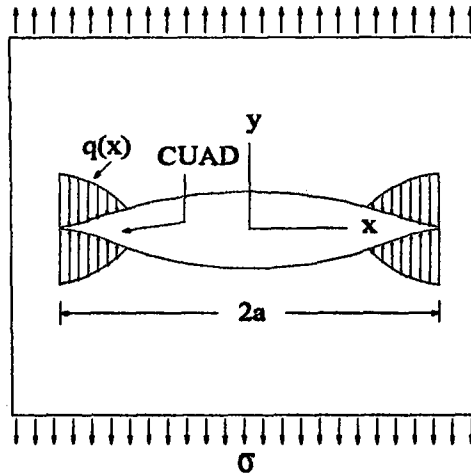
burada f_t , malzemenin çekme dayanımı E , elastisite modülüdür. 1959'da Barenblatt, çatlak ucundaki bu bölgedeki gerilme dağılımının Irwin'in aksine $q(x)$ gibi bir fonksiyon

olduğunu kabul edip, matematiksel olarak probleme yaklaşmıştır (Şekil 2.2). Dugdale (1969), Billby, Cotrell ve Swindon (1963), Barenblatt'ın teorisini ince elasto-plastik levhalara uygulamışlar ve çatlak ucunda Çatlak Ucu Açılımı Deplasmanı (ÇUAD) terimini ortaya atmışlardır. ÇUAD, kritik bir değeri olan w_c 'e ulaştığında ise, çatlak anı olarak ilerleyeceğini ve bunun bir malzeme sabiti olarak kullanılabileceğini ispatlamışlar. Ayrıca G_c ile w_c arasındaki ilişkiyi şu şekilde tanımlamışlardır:

$$G_c = \sigma_y w_c \quad (2.5)$$

burada σ_y , malzemenin akma dayanımıdır.

Yukarıda tanımlanan bütün bu temel kavramlarının ortaya konmasından günümüze kadar kırılma mekaniği özellikle metaller ve seramikler konusunda dizayn şartnamelerine girmiştir. Bunlara ilave olarak, günümüz malzeme bilimi gevrek kırılmadan uzak ve yüksek mukavemetli malzemeler üretmek için hala deneysel ve teorik düzeyde araştırmalara devam etmektedir. Kırılma mekaniği betona ilk defa 60'lı yıllarda uygulanmış ve 80'li yıllarda araştırmalara büyük hız verilmiştir.



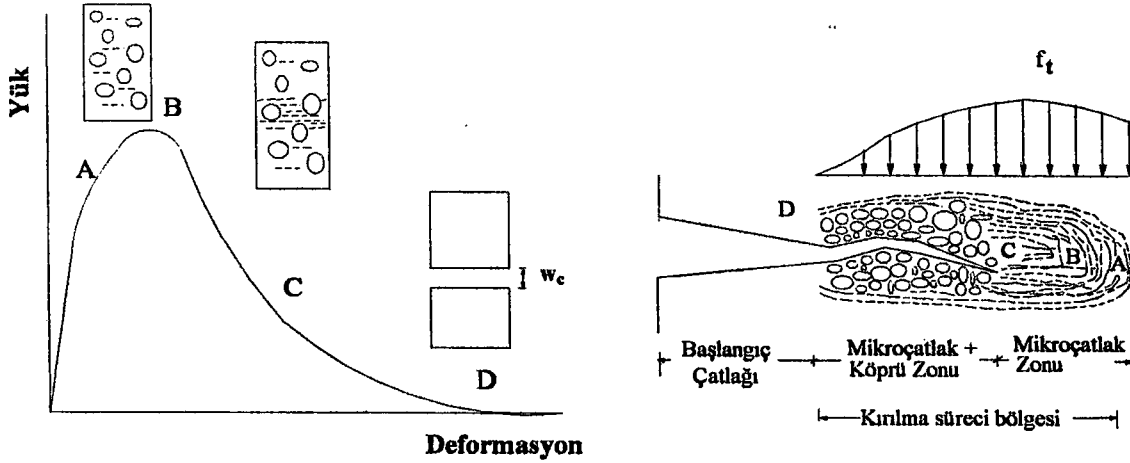
Şekil 2.2 Barenblatt'ın Kohezif Çatlak Modeli.

2.2 LEKM nin Betona Uygulanması

LEKM nin betona ilk uygulamaları: Kaplan (1961), Glucklish (1963), Romualdi ve Batson (1963), Zaitsev (1971), Swamy (1972) tarafından yapılmış ve kritik kırılma parametresi olarak K_{Ic} i (veya G_{Ic}) kullanmışlardır. Bu parametreleri çentikli paneller ve kırımlar üzerinde yapmış oldukları deneylerde tespit etmişlerdir. Bu araştırmalar ve daha sonraki Brown (1972), Shah ve McGarry (1971), Walsh (1972), Swamy ve Rao (1973), Higgins ve Bailey (1976), Mindess ve Nadeau (1976), Walsh (1976), Gjorv vd. (1977), Rossi vd. (1984) tarafından yapılan araştırmalarda, deney numunesinin şekli, boyutları ve başlangıçtaki çentik uzunluğuna bağlı olarak K_{Ic} değerinin sürekli olarak değişmesinden bu sabitin beton için tutarlı bir malzeme sabiti olmadığı anlaşılmıştır. Ayrıca numune kalınlığı ve çentik genişliğinin, K_{Ic} üzerine etkisinin çok az olduğu tespit edilmiştir.

Ancak maksimum agrega çapının (d_a) numune karakteristik boyutuna oranının küçük olduğu durumlarda (~ 0.01) davranışın LEKM e daha çok yaklaştığını ve K_{Ic} nin sabit bir değer etrafında çok küçük salınımlar yaptığı Ohgishi vd. (1986) ve Tian vd. (1986) tarafından tespit edilmiştir.

Betonun heterojen yapısı kırılma mekaniğinin temel kavramlarına tam olarak uygunluk göstermediği açık olarak görülmektedir. Bu sebeple ilk defa Nakayama (1965) ve Tattersall ve Toppin (1966) tarafından seramikler üzerine uygulanan kırılma enerjisi yaklaşımından hareketle Hillerborg vd. (1976), (Hillerborg (1983,1985) ve RILEM (1985)) betonun G_F kırılma enerjisinin ölçümünde etkili bir metot olduğunu göstermiştir. G_F , en genel kullanımı ile, çekme yüklemesine maruz bir numunede betonda oluşan hasar bölgesinde absorbe edilen enerjinin çatlamış kesite oranı şeklinde tarif edilebilir (İnce, 1994). Ancak direkt çekme deneyini stabil olarak yapmak çok zordur ve sadece çok iyi donatılmış laboratuvarlarda bu test yapılabilir. Çentikli numuneler üzerinde eğilme deneyleri yapmak çok daha kolaydır. Bu tip bir deneyin genel fikri, numune iki eşit parçaya bölündüğü zaman absorbe edilen enerji miktarıdır. Bu enerji kırılma kesit alanına bölündüğü zaman G_F kırılma enerjisi tayin edilir.



Şekil 2.3 a) Çekmeye maruz bir numunenin yük-deformasyon diyagramı.

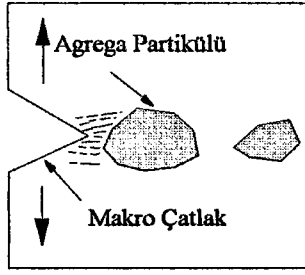
b) Kırılma süreci bölgesi.

2.3 Betonun Nonlineer Kırılma Teorisi

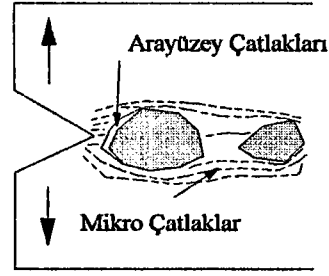
Betonun kırılma süreci bölgesi onun nonlineer davranışının açıklanmasında en önemli kavramdır. Şekil 2.3a da çekmeye maruz çentikli bir numunenin gerilme-şekil değiştirme eğrisi görülmektedir. Burada AB pik yük öncesi nonlineer bölge, BC mikroçatlaklar sonucu oluşan çekmede yumuşama bölgesini temsil etmektedir. CD kısmı ise bu eğrinin kuyruk kısmı olup agrega kilitlenmesi ve yüzeyler arası sürtünmeden dolayı meydana gelen bölgedir.

Irwin, (1958) metalik ve seramik malzemeler için tanımladığı kırılma süreci bölgesi beton için eğrinin BCD kısmında gelişir (Şekil 2.3b). Bu zon ilk önce makroçatlağın yanındaki agregayı saran matris içerisindeki önemsiz mikroçatlaklarla başlar (Şekil 2.4a). Daha sonra agrega çevresindeki zayıf bölgede büyük çatlaklar oluşur (Şekil 2.4b), bu çatlaklar matris içerisindeki mikroçatlaklarla birleşerek makroçatlağa erişir (Şekil 2.4c) ve sonunda bu çatlaklar numune uzayı içerisinde birbirini keserek ve köprüler kurarak numuneyi parçalarlar (Şekil 2.4d). Beton için Gettu ve Shah (1992), Irwin'in ifade (2.4) deki tanımına benzer olarak kırılma süreci bölgesi uzunluğunu şu şekilde tanımlamışlardır:

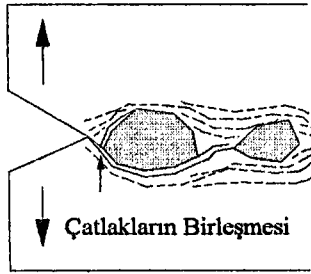
$$l_p = \frac{E G_F}{f_t^2} \quad (2.6)$$



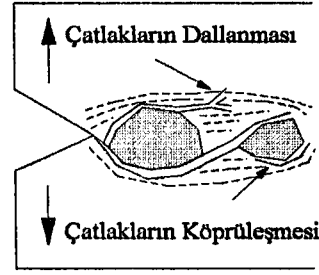
a) Önemsiz mikro çatlaklar.



b) Mikroçatlaklar+Arayüzey çatlakları.



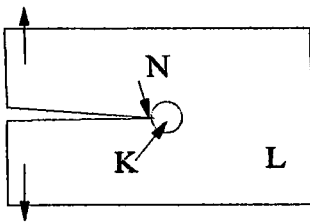
c) Çatlakların birleşmesi.



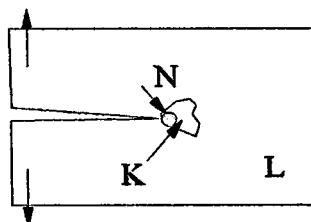
d) Çatlakların dallanması ve köprüleşmesi.

Şekil 2.4 Kırılma süreci bölgesinin gelişimi.

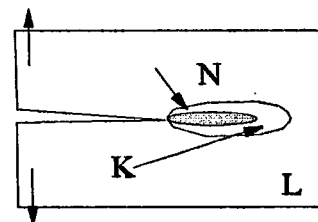
Bununla beraber kırılma süreci bölgesinin uzunluğu malzemenin granüler yapısı ile yakından ilgilidir. Örneğin cam gibi tam gevrek bir malzemede 10^{-6} mm (Bache, 1986) olan bu zon normal beton için 200-500 mm (Hillerborg, 1983) ve $d_a=38$ mm olan baraj betonlarında 700 mm (Brühwiller vd., 1991) mertebesinde olmaktadır. Bu değişim çeşitli malzeme sınıfları için Şekil 2.5 de görülmektedir (ACI Report 446.1R.91).



a) Lineer Elastik.



b) Non-lineer Plastik.



c) Non-lineer Tam Gevrek.

Şekil 2.5 Değişik malzeme sınıfları için L:lineer, N:non-lineer ve K:kırılma süreci bölgeleri.

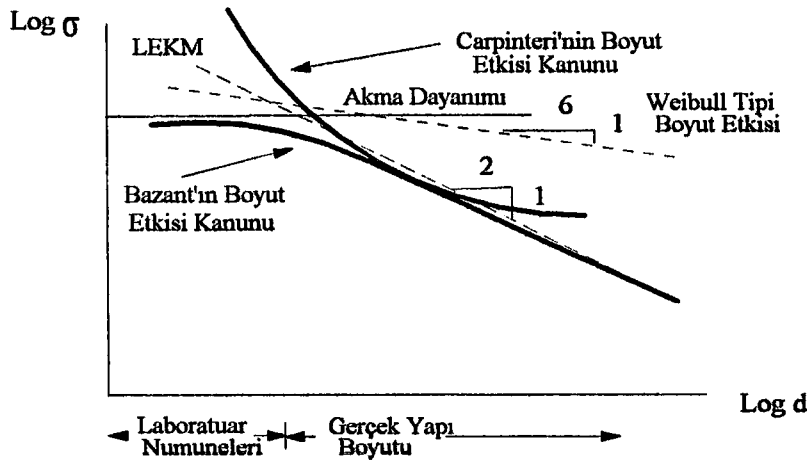
2.3.1 Boyut etkisi teorisi

Griffith, boyutları mikron mertebesinde olan cam lifler üzerine yapmış olduğu deneylerde teorik mukavemetin $E/10$ civarında olduğunu tespit etmiştir. Ancak elemanter düzeyde dayanımın böyle olmadığını gören Griffith aradaki farkın cam numune üzerindeki çentiklerden kaynaklandığını açıklamıştır. Weibull (1939) hiçbir malzemenin kusursuz olamayacağı görüşünden hareket ederek konuya istatistiksel yöntemlerle yaklaşmış ve numune boyutunun büyümesi ile içerisindeki kusurların bulunma olasılığının arttığını ortaya koymuştur. Diğer taraftan Şekil 2.6 da görüldüğü gibi Weibull tipi boyut etkisi, logaritmik ölçekte nominal dayanım ile numune boyutu arasındaki lineer bağıntı $-1/6$ lık bir eğime sahip olurken, LEKM de ise bu eğim ifade 2.2 nin türetilmesi ile,

$$\text{Log } \sigma_N = -\frac{1}{2} \text{Log } d + C \quad (2.7)$$

$-1/2$ lik bir değer almaktadır.

Ancak betonun heterojen yapısı yukarıda tanımlanan iki teoriye tam olarak uymamaktadır. Bu sebeple Bazant (1984) ve Carpinteri (1994) tarafından betonun mekanik davranışına ve doğasına daha uygun deterministik yöntemler geliştirilmiştir.



Şekil 2.6 Boyut etkisi teorileri.

Bazant, numunede pik yükte global serbest kalan enerji ve boyut analizi (Buckingham pi teoremi) kavramlarını kullanarak nominal dayanım ile numune boyutu arasındaki ilişkiyi:

$$\sigma_N = \frac{1}{(B + dA)^{1/2}} \quad (2.8)$$

şeklinde tanımlamıştır. Burada A ve B deney verilerinin , $Y = 1/\sigma_N^2$ ve $X = d$ olmak üzere lineer regrasyon sonucu elde edilen $Y = AX + B$ doğrusunun sabitleridir. Carpinteri, pik yükteki çatlak yüzeyinde meydana gelen hasarı fraktal geometrisi ile açıklayarak boyut etkisi teorisine geometrik olarak yaklaşmıştır. Nominal dayanım ile numune boyutu arasındaki ilişkiyi:

$$\sigma_N = \left(B + \frac{A}{d} \right)^{1/2} \quad (2.9)$$

şeklinde tanımlamıştır. Burada A ve B deney verilerinin , $Y = \sigma_N^2$ ve $X = 1/d$ olmak üzere lineer regrasyon sonucu elde edilen $Y = AX + B$ doğrusunun sabitleridir.

Şekil 2.6 ten görüldüğü gibi Bazant'ın boyut etkisi teorisi küçük boyutlarda, boyut etkisiz dayanım kriterine ve büyük boyutlarda ise LEKM boyut etkisine asimtot almaktadır ve sınırlı bir boyut aralığında geçerlidir. Diğer taraftan Carpinteri'nin boyut etkisi teorisi orta ölçekte Bazant'ın boyut etkisi teorisi ile çakışmakta ve diğerinin aksine sınırsız bir boyut aralığında geçerli olmaktadır.

2.3.2 Betonun nonlinear kırılma modelleri

Betonun nonlinear davranışını dikkate alan ve günümüzde şartnamelere kadar giren iki parametrelili model, efektif çatlak modeli, boyut etkisi modeli ve R eğrisi modeli olmak üzere dört adet kırılma modeli geliştirilmiştir. Burada ilk iki modeldeki parametreler $d_a \leq 25.4$ mm , $b=76.2$ mm, $d=152.4$ mm, yükleme açıklığı $S=609.6$ mm, numune boyu $L=711.2$ mm, çentik derinliği $d/3$ olan üç noktalı eğilme numunesi standart

deneyleri tespit edilmektedir (RILEM, 91). Diğer modeller ise boyut etkisi teorisinin bir sonucu olduğundan numunelerin geometrik karakteristikleri değişmektedir.

2.3.2.1 Betonun iki parametrelili modeli

Jenq ve Shah (1985a,b) tarafından geliştirilen betonun iki parametrelili modeli, çentik uzunluğu a_0 olan gerçek bir yapının pik yük öncesi nonlineer davranışı çatlak etkin uzunluğu a_e ($a_e > a_0$) olan eşdeğer elastik bir yapı vasıtası ile kurulur. Etkin çatlak uzunluğu Şekil 2.7 de görüldüğü gibi pik yük P_u komşuluğunda ölçülen C_u kompliansı ile hesaplanabilir. Bu değer pik yükten sonra yaklaşık olarak $0.95 P_{max}$ değerine karşılık gelir. Bu modele göre gerçek bir yapıda kırılmanın başlangıcı kritik gerilme şiddet çarpanı K_{Ic}^s veya kritik çatlak ucu açılımı deplasmanı ζUAD_c nin tespiti ile mümkün olabileceğini kabul edilir.

$$K_I = K_{Ic}^s, \quad \zeta UAD = \zeta UAD_c \quad (2.10)$$

Yani $\partial K_I / \partial a < 0$ ise çatlak stabil olarak büyür, $\partial K_I / \partial a \geq 0$ ise çatlak stabil olmayan bir şekilde gelişir. Şekil 2.7 deki diyagramda başlangıç elastisite modülü:

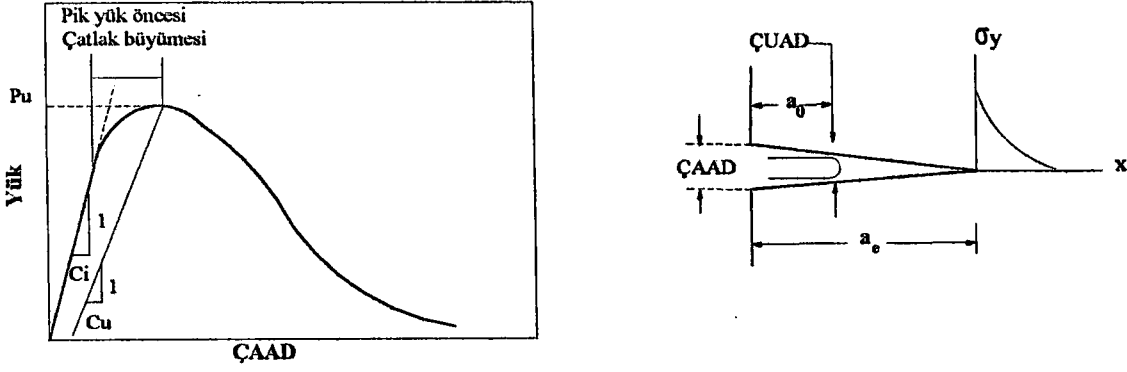
$$E = 6S\alpha_0 V_1(\alpha) / (C_i b d^2) \quad (2.11a)$$

$$V_1 = 0.76 - 2.28\alpha + 3.87\alpha^2 - 2.04\alpha^3 + 0.66/(1-\alpha)^2 \quad (2.11b)$$

ile hesaplanabilir. Burada a_0 başlangıçtaki çentik uzunluğu, C_i başlangıç kompliansı ve $\alpha = a_0/d$ dir. Kritik çatlak ucu açılımı deplasmanı ise:

$$\zeta UAD_c = \frac{6P_u S a_e}{E b d^2} V_1(\alpha) \left\{ (1 - \beta^2) + (-1.149\alpha + 1.081)(\beta - \beta^2) \right\}^{1/2} \quad (2.12)$$

şeklindedir. Burada $\alpha = a_0/d$ ve $\beta = a_0/a_e$ dir.



a) Yük-çatlak ağız açılımı deplasmanı diyagramı.

b) Çatlak karakteristikleri.

Şekil 2.7 İki parametrelili model.

2.3.2.2 Efektif çatlak modeli

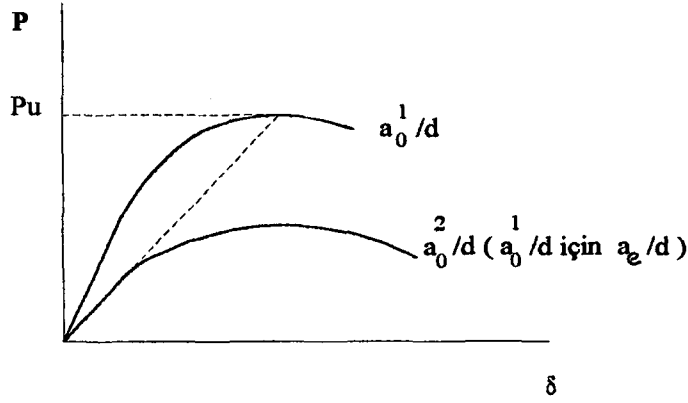
Betonun kırılmasında efektif çatlak modeli iki parametrelili modelin prensiplerine benzer olarak Nallathambi ve Karihaloo (1986) tarafından geliştirilmiştir. Ancak efektif çatlak uzunluğu a_e yükleme-boşaltma eğrisindeki komplianstan hesaplanmaz. Şekil 2.8 den görüldüğü gibi, belirli bir a_0 başlangıç çatlak uzunluğuna sahip numunenin pik yüke karşılık gelen sekant modülü, farklı bir a_0 başlangıç çatlak uzunluklu kirişin dinamik modülüne eşdeğer olduğu duruma karşılık gelen a_0 başlangıç çatlak uzunluğunun değeri efektif çatlak uzunluğu olarak kabul edilir. Burada efektif çatlak uzunluğuna karşılık gelen K_{Ic}^e nin kritik değeri esas alınır ise modelin iki parametrelili olduğu ortaya çıkar.

$$K_I = K_{Ic}^e, \quad a = a_e \quad (2.13)$$

buradan boyutsuz efektif çatlak uzunluğunun ifadesi:

$$\frac{a_e}{d} = \gamma_1 \left(\frac{\sigma_N}{E} \right)^{\gamma_2} \left(\frac{a_0}{d} \right)^{\gamma_3} \left(1 + \frac{d_a}{d} \right)^{\gamma_4} \quad (2.14)$$

şeklindedir. Burada $\gamma_1=0.088\pm0.004$, $\gamma_2=-0.208\pm0.010$, $\gamma_3=0.451\pm0.013$ ve $\gamma_4=1.653\pm0.109$ dur.



Şekil 2.8 Efektif çatlak modeli.

2.3.2.3 Boyut etkisi modeli

Numune boyutu çok büyük olduğunda gerçek çatlak uzunluğu a_0 bölüm 2.3.2 de anlatılan a_e efektif çatlak uzunluğuna yaklaşır. Bu durum büyük boyutlardaki yapının analizinin LEKM sonuçlarına yakınsadığına işaret eder (Bazant, 1987). Eğer yapı boyutu $d \rightarrow \infty$ olursa, kırılma enerjisi asimtotik bir değer alır (G_f). G_f değeri (G_F ile karıştırılmamalıdır):

$$G_f = \left(\frac{g(\alpha_0)}{EA} \right) \quad (2.15a)$$

$$g(\alpha_0) = \left(\frac{L}{d} \right)^2 \pi \alpha [1.5F(\alpha_0)]^2 \quad (2.15b)$$

şeklindedir. Burada $F(\alpha_0)$ $\alpha_0 = a_0/d$ olmak üzere L/d e bağlı geometrik bir sabittir. $L/d=2.5$ için:

$$F_{2.5}(\alpha) = \frac{1 - 2.5\alpha + 4.49\alpha^2 - 3.98\alpha^3 + 1.33\alpha^4}{(1 - \alpha)^{3/2}} \quad (2.16)$$

şeklindedir. Diğer S/d değerleri, SEM yardımıyla tespit edilebilir (Karihaloo, 1995). A değeri bölüm 2.3.2 de tanımlanan ampirik sabittir.

Dolayısıyla bu yaklaşım asimtotik G_f değerini dikkate alan tek parametrelili bir model gibi düşünülebilir.

2.3.2.4 R eğrisi kavramı

Malzemelerin kırılma direncini dikkate alan bu modelde K- Δa eğrilerinden faydalanılır. Burada Δa yüke bağlı olarak çatlakta meydana gelen artma miktarıdır. R eğrisi analizi adı verilen bu modelde K- Δa ilişkisi, numune boyutu ve ilk çatlak derinliğinden bağımsız olması nedeni ile son derece kullanışlıdır. Bu kavramı ilk önce Irwin (1958) önermiş ve Kraft vd. (1961) metallere uygulamışlardır. Betonda R eğrisini deneysel olarak Wecharatana ve Shah (1983) ve Bazant vd. (1986) tarafından incelenmiştir. Ouyang vd. (1990) R eğrisini beton için iki parametrelili bir model olarak önermişler ve boyut etkisi teorisi ile bağdaştırıp ölçek kavramından hareketle sonsuz boyuttaki bir yapının kırılma direncini ekstrapolasyonla elde etmişlerdir.

2.4 Betonarmenin Kırılma Mekanikliği

Betonun kırılma mekanikliğinde yapılan gelişmeler betonarmenin kırılma mekanikliğine ışık tutmuştur. Özellikle dizayn şartnamelerine hitap edecek çalışmalar daha büyük bir yer almaktadır. Bunların arasında şartnamelerde çok önemli bir yeri olan minimum donatı oranının tayini (Bosco vd., 1990) ve betona gömülü başlıklı ankrajlı çekip çıkarma (Elfgren vd., 1989; Elfgren vd., 1994 ve RILEM FMA90) deneyine ait çalışmalar verilebilir. Bunlara ilave olarak yapılan çalışmanın konusu olan, kayma donatısız kirişlerin davranışı literatürde en çok rastlanan konular arasında yer almaktadır.

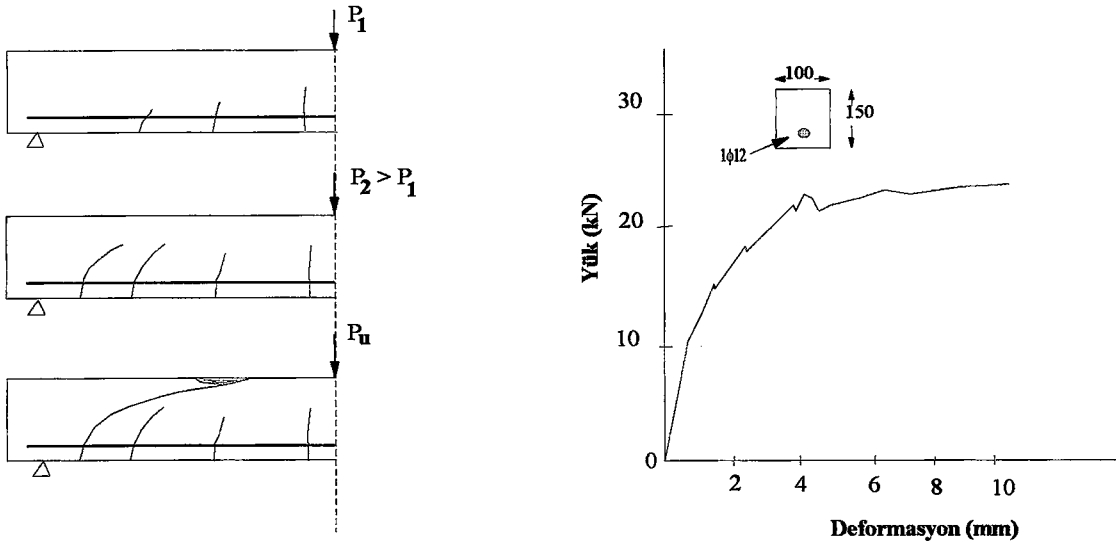
2.4.1 Kayma donatısız betonarme kirişlerin kesme dayanımı

Şekil 2.9 ve 2.10 da Karihaloo (1992) tarafından yapılan üç noktalı eğilmeye maruz bir betonarme kirişin iki değişik davranışı görülmektedir. Deneyde kullanılan kirişin yükleme açıklığı $L=1600$ mm dir. Malzeme parametreleri $f_c=38$ MPa, $E=30$ GPa, $f_t=3.4$ MPa, $K_{ic}^S=1.27$ MPa(m)^{1/2}, $d_a=20$ mm ve $f_y=463$ MPa dır. Donatı oranı % 0.75 (Şekil 2.9) ve % 1.5 (Şekil 2.10) olmak üzere iki türlü alınmıştır.

Eğilme yüklemesine maruz bir betonarme kirişte ilk çatlak daima maksimum moment bölgesinde yani kesme kuvvetinin küçük olduğu yerde başlar. Bu durum Şekil 2.9a da açıkça görülmektedir. Şekil 2.9b de bu noktaya kadar olan davranışın lineerden nonlineere doğru bir değişim gösterdiği görülmektedir. Yük arttırılmaya devam edildiğinde artık kesmenin etkili olduğu bölgeye çatlaklar yayılmaya başlar ve sistemde karışık mod (mod I + II) durumu meydana gelir. Burada çatlaklar asal çekme gerilmelerine dik olarak gelişir ve uygulanan yüke paralel çatlak yayılımı ortadan kalkar. Bu çatlaklar bazen kesme çatlakları olarak anılır. Yükleme en uç noktaya geldiğinde en büyük çatlak göçmenin olacağı basınç zonuna doğru gelir. Bu davranış genelde düktil davranış olarak adlandırılır.

Kiriş boyutu değiştirilmede donatı oranı iki katına % 1.5 e çıkarılırsa Şekil 2.10a da görüldüğü gibi ikincil bir çatlak oluşur ve ilk oluşan eğilme çatlağını keser Şekil 2.10b de görüldüğü gibi ani ve stabil olmayan bir şekilde göçme meydana gelir. Bu kırılma diyagonal çekme modu (bazen kesme modu) olarak adlandırılır.

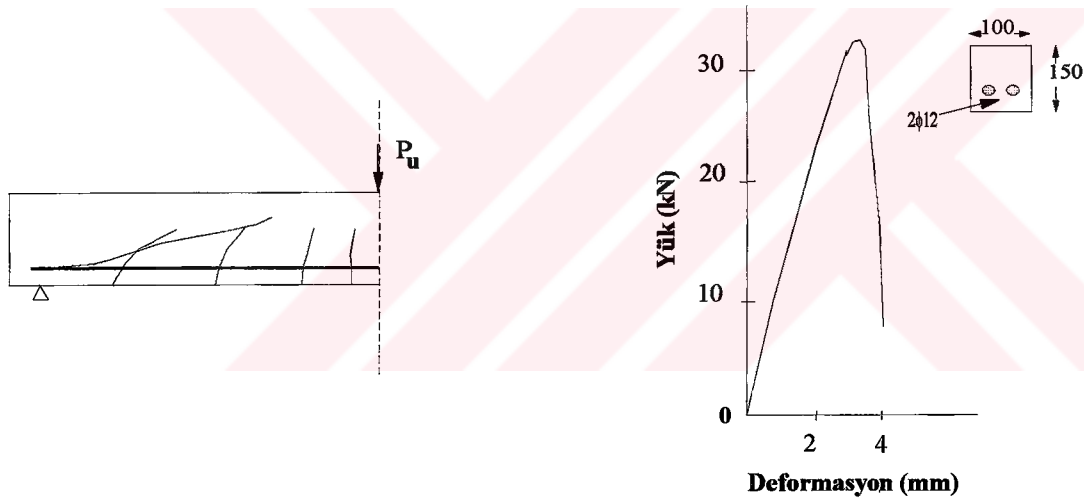
Şekil 2.11 de diyagonal bir çatlağın dış yüklere karşı nasıl davrandığı görülmektedir. Burada çatlak bölgesine etkiyen kesme kuvveti üç adet iç kuvvetle karşılanmaktadır. Birincisi eğilme donatısı tarafından karşılanan ve kesite etkiyen kesme kuvvetini %15-25 mertebesinde karşılayan kaldırma etkisi (dowel etkisi) dir. (Daha ayrıntılı bilgi için Hillerborg (1992) e bakılabilir.) İkincisi diyagonal çatlak yüzeyinde oluşan ve kesme dayanımının %35-50 sinin karşılandığı çatlak içi gerilmelerden oluşan kuvvettir. Bu gerilmeler sürtünme ve agrega kilitlenmesi (Walraven, 1980) ile sağlanır. (Daha ayrıntılı bilgi için Gerstle ve Ingrafea (1990) a bakılabilir.) Üçüncü direngen kuvvet ise betonun basınç bölgesinde bulunur. Kesme dayanımına etkisi % 20-40 mertebesinde dir.



a) Çatlak güzergahı

b) Yük-deplasman diyagramı.

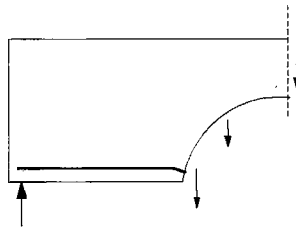
Şekil 2.9 Düktil bir betonarme kirişin çatlak güzergahı ve yük-deplasman diyagramı.



a) Çatlak güzergahı.

b) Yük-deplasman diyagramı.

Şekil 2.10 Gevrek bir betonarme kirişin çatlak güzergahı ve yük-deplasman diyagramı.



Şekil 2.11 Betonarme bir kirişte çatlamış bir kesite etkiyen direngen kuvvetler.

2.4.2 Minimum eğilme donatısı

Eğilme elemanlarında gerekli olan minimum donatı oranı bir çok dizayn şartnamesinde, betonun çekme dayanımını ve donatının akma dayanımını parametre olarak alan, ampirik ifadeler şeklinde verilmiştir (Şekil 2.12). Bu konuda kırılma mekaniği açısından en önemli çalışmalar Bosco vd. (1990) ve Ouyang ve Shah (1994) verilebilir.

Bosco vd (1990) $d_a=12.7$ mm, $f_c=91.2$, $E=34300$ MPa, $b=150$ mm ve $d=600, 1200$ ve 2400 mm olan betonarme kirişler üzerine yapmış olduğu deneylerde N_p gevreklik sayısı kavramını ortaya atarak konuya yeni bir boyut kazandırmışlardır. Gevreklik sayısı N_p nin ifadesi:

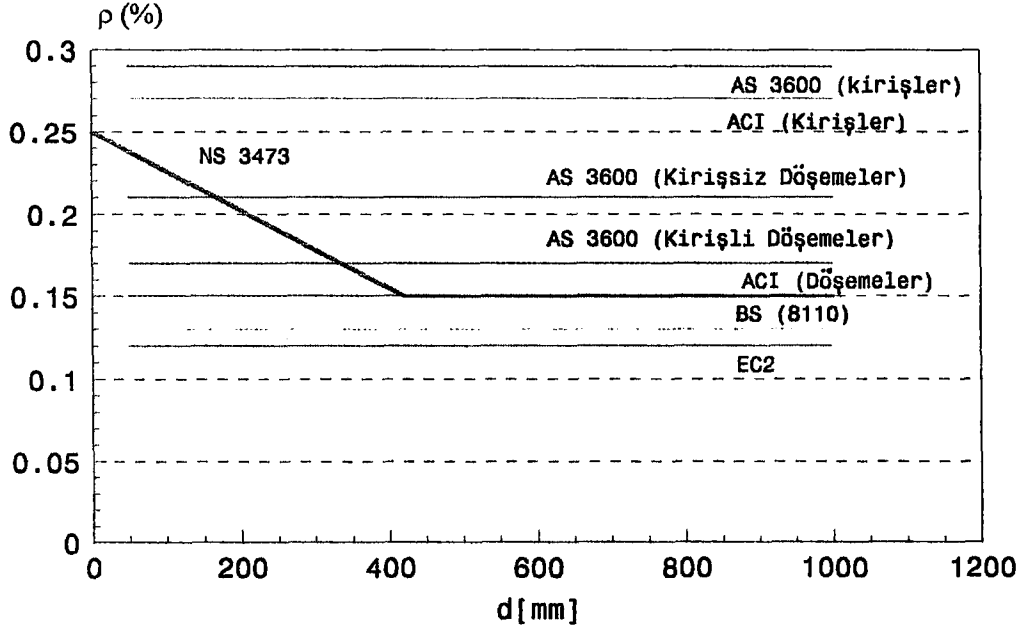
$$N_p = \frac{f_y d^{1/2}}{\sqrt{E G_F}} \rho \quad (2.17)$$

şeklindedir. Boyutsuz olan N_p , geomerik ve mekanik kavramlar arasında bir bağıntı kurmaktadır (Bölüm 5.1 de bu çalışma boyut etkisi açısından incelenmiştir).

Ouyang ve Shah (1994) R eğrisi yaklaşımı kullanarak betonarme bir kirişte minimum eğilme donatı oranını tayin etmişlerdir. Gerekli olan minumum donatı oranı, ilk çatlak oluşuktan sonra, beton ve donatı tarafından karşılanan toplam çekme kuvvetini, donatının akma dayanımına eşitleyerek tayin etmişler ve karışım oranı adı verdikleri aşağıdaki ifadeyi elde etmişlerdir.

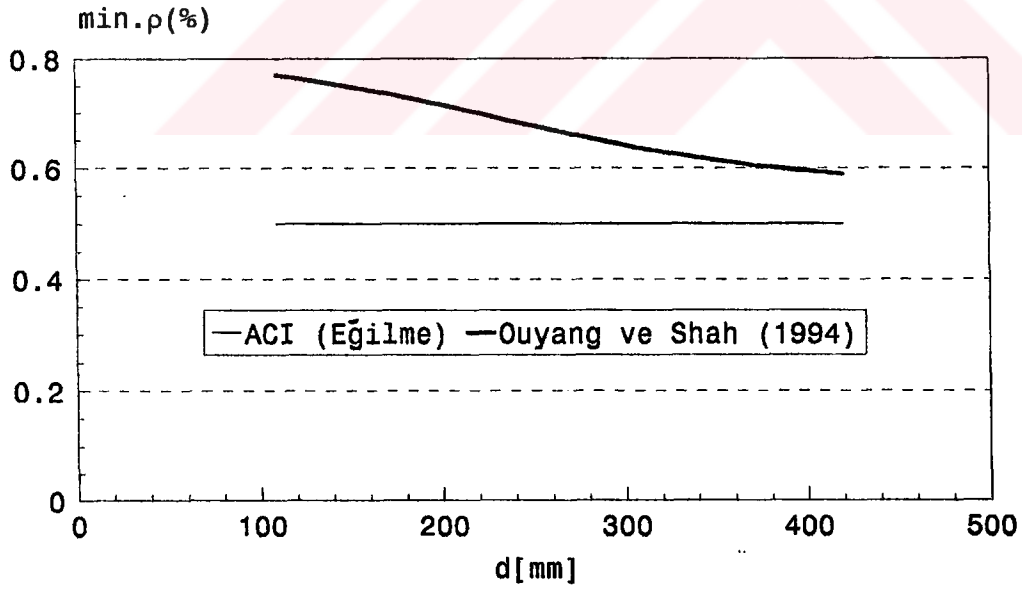
$$(1 - \rho_{\min}) \sigma_{cr} + \rho_{\min} \sigma_{sc} = \rho_{\min} f_y \quad (2.18)$$

Burada $\rho_{\min}$, minimum donatı oranı, σ_{cr} ve σ_{sc} , ilk çatlak oluşuktan sonra sırasıyla beton ve donatıda meydana gelen çekme gerilmeleridir. Şekil 2.13 de ifade 2.18 ve ACI normuna göre $f_y=276$ MPa için bir karşılaştırma verilmiştir.



Şekil 2.12 Çeşitli şartnamelerde minimum donatı oranı.

(AS:Avustralya standardı, ACI: Amerikan beton şartnamesi,
BS: Birleşik krallık standardı, EC2: Avrupa standardı)



Şekil 2.13 ACI ve Ouyang ve Shah'a (1994) göre minimum donatı oranı ($f_y=276$ MPa).

2.4.3 Başlıklı ankrajlı çekip-çıkarma

Başlıklı ankrajlar, genellikle beton yapıların içerisine yük transfer etmek için inşaat mühendisliğinde yaygın olarak kullanılırlar. Uygulamada başlığın dayanımı yüksek alınırsa göçme Şekil 2.14 de görüldüğü gibi koni şeklinde olmaktadır. Göçme konisinin eğimi genellikle, yatayla 35° lik açı yapmaktadır. Ancak Elfgren vd. (1989) bu koninin 45°-73° arasında değiştiğini nümerik olarak ortaya koymuş ve minimum çekip-çıkarma kuvvetinin 45° de meydana geldiğini tesbit etmiştir. Göçme çatlağı, başlıktan betonun dış yüzeyine doğru stabil olarak gelişmektedir. Karihaloo (1993) bu radyal çatlakların aynı zamanda çekip-çıkarma kuvvetlerine paralel olduğunu tesbit etmiştir. Kırılma modu karışık olup betonun kırılma parametreleri göçme yükü üzerine etkilidir. Deneysel ve nümerik sonuçlar dikkate alındığında (Elfgren vd. (1994) , RILEM FMA 90, Elfgren, 1989) LEKM kanunlarına göre göçme yükü:

$$P_u = a_1 \sqrt{E G_f} d^{3/2} \quad (2.19)$$

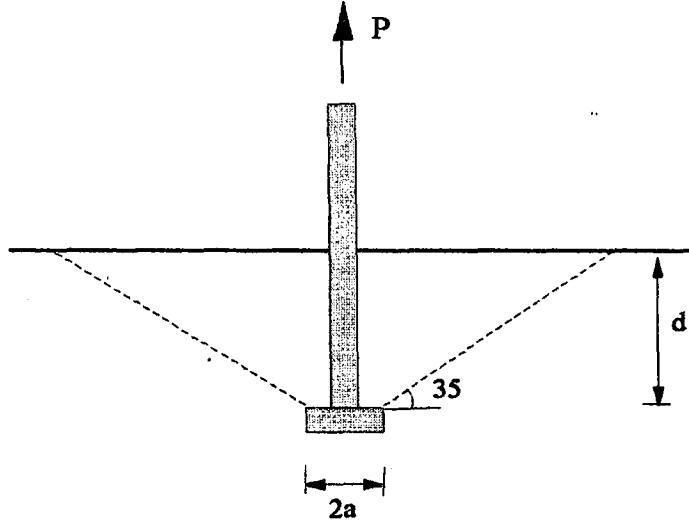
şeklindedir. Burada a_1 bir sabit ve d , çubuğun gömülme boyudur. ACI 349 1R (1989) ise göçme yükünü:

$$P_u = a_2 \sqrt{f_c} d^2 \quad (2.20)$$

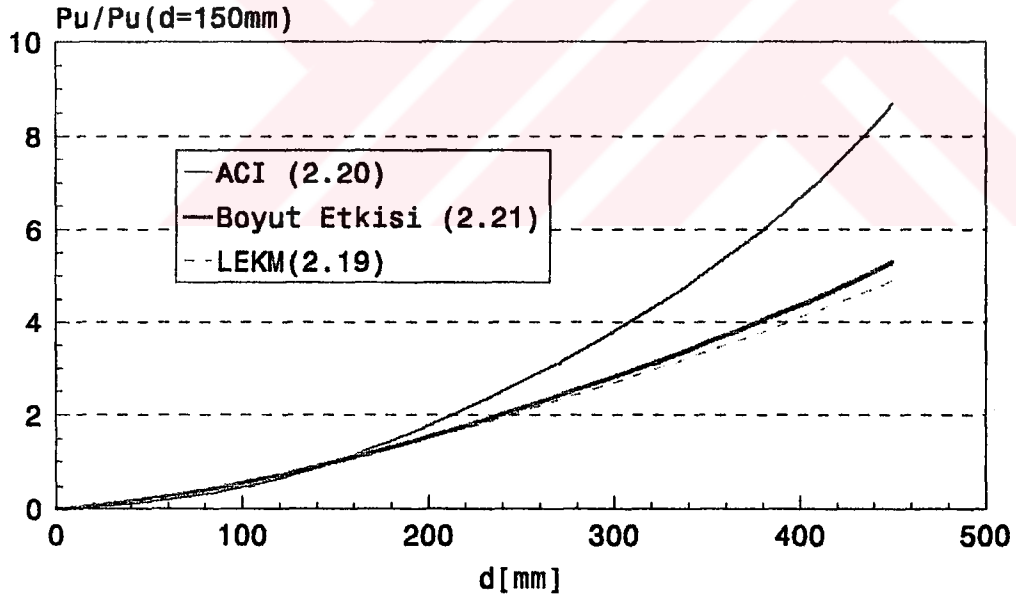
şeklinde tanımlamıştır. Burada yine a_2 bir sabittir. Eligehausen ve Ozbolt (1990) boyut etkisi kavramını kullanarak aşağıdaki ifadeyi elde etmişlerdir.

$$(P_u)_s = P_u B (1 + d/d_0)^{-1/2} \quad (2.21)$$

Burada P_u , ifade 2.20 değeri, $B=1.387$ ve $d_0=43.33$ olan iki sabittir. Şekil 2.15 te $d=150$ mm baz olarak alan çekip çıkarma deneyine ait ifade 2.19, 2.20 ve 2.21'in karşılaştırılması verilmiştir.



Şekil 2.14 Çekip-çıkarma deneyi.



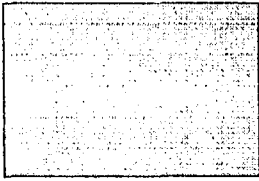
Şekil 2.15 İfade 2.19, 2.20 ve 2.21 e göre göçme yükü ($d=150\text{mm}$).

2.5 Betonun Kırılmasında Nümerik Modeller

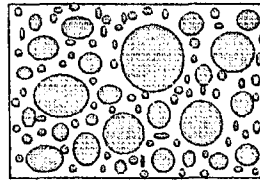
Malzeme biliminde herhangi bir yapıyı analiz edebilmek için, problemin durumuna göre değişik ölçeklendirme sınıfları kullanılır. Bu amaçla malzeme biliminde yaygın olarak kullanılan üç seviyeli yaklaşım beton gibi malzemelere ilk olarak Wittmann (1983) tarafından uygulanmıştır. Bu seviyeler makro, meso ve mikro olmak üzere Şekil 2.16 da şematik olarak verilmiştir. Her bir alt seviye yapısal olarak daha fazla detay içermektedir. Malzeme içerisinde eşdeğer bir süreklilik öngören makro seviye, probleme global bir çözüm verir. Hiçbir malzeme bu seviyede değildir ve tam olarak nonlineer bir yaklaşıma izin vermez. Nümerik modellemelerde büyük sonlu elemanlar kullanıldığından hesap zamanını azaltması bir avantaj sayılabilir.

Meso seviye 10^{-3} - 10^{-2} m aralığında değişir ve yapı, agrega partiküllerinide içerir. Bu partiküller çimento harcından oluşan matris içerisine gömülü olduğu kabul edilir. Kum ve agrega granülü numunenin iskeletini oluşturur. Bu partiküller ile matris arasında arayüzey elemanı adı verilen ince bir tabakanın olduğu kabul edilir. Makro seviyede dikkate alınmayan bu tabaka, betonun nonlineer davranışını karakterize eder. Bu tabakanın dayanımı matrise göre daha küçüktür.

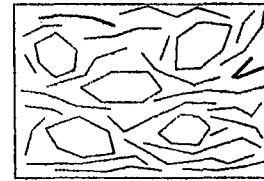
Çimento matrisinin ve arayüzey tabakasının davranışı malzeme yapısındaki hidratasyona uğramış çimento CSH (Kalsiyum-Silikat-Hidrat) partikülleri seviyesi ile açıklanabilir. Bu partiküller 10^{-9} - 10^{-6} m arasında bir ölçeğe sahip olup birbirlerine VanderWalls kuvvetleri ile bağlıdır. Su bu partiküllerin dayanım, sünme ve rötre arasındaki ilişkiyi açıklayan önemli bir faktördür. Agrega partiküllerinin de heterojen kayalardan meydana geldiği düşünülürse, bu partikülleride mikro seviyede incelenmesi gereklidir.



a) Makro.



b) Meso.



c) Mikro.

Şekil 2.16 Betonun modellenmesinde kullanılan malzeme seviyeleri.

2.5.1 Makroskopik modeller

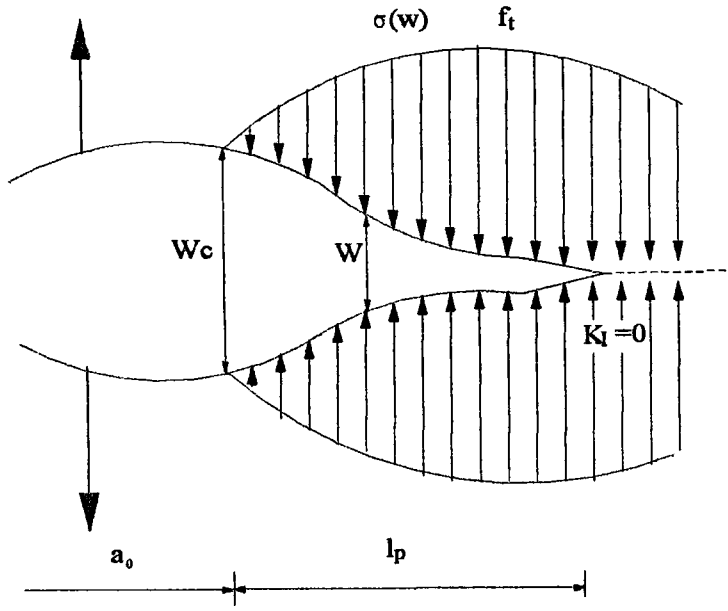
Bu tür modellerde genellikle malzeme bir sürekli ortam gibi düşünülür ve betonun yumuşama kısmında (kırılma süreci bölgesi) içine alan malzeme modellerinide dikkate alan non-lineer simülasyonlar yapılmıştır. Bu modelleme tekniğinde, bir çok parametrenin bilinmesi gereklidir. Özellikle sınır durumlara ve geometriye bağlı olarak sonuçların değişmesi ve dolayısıyla farklı parametre kullanım zorluğu en büyük dezavantaj olarak kabul edilmektedir. Bu durum özellikle henüz daha test edilmemiş yapıların nümerik modellemesinde bir sorun olarak ortaya çıkmakta ve hala daha kesin çözümü olmayan bir problem olarak kabul edilmektedir.

2.5.1.1 Fiktif çatlak modeli (Ayrık çatlak yaklaşımı)

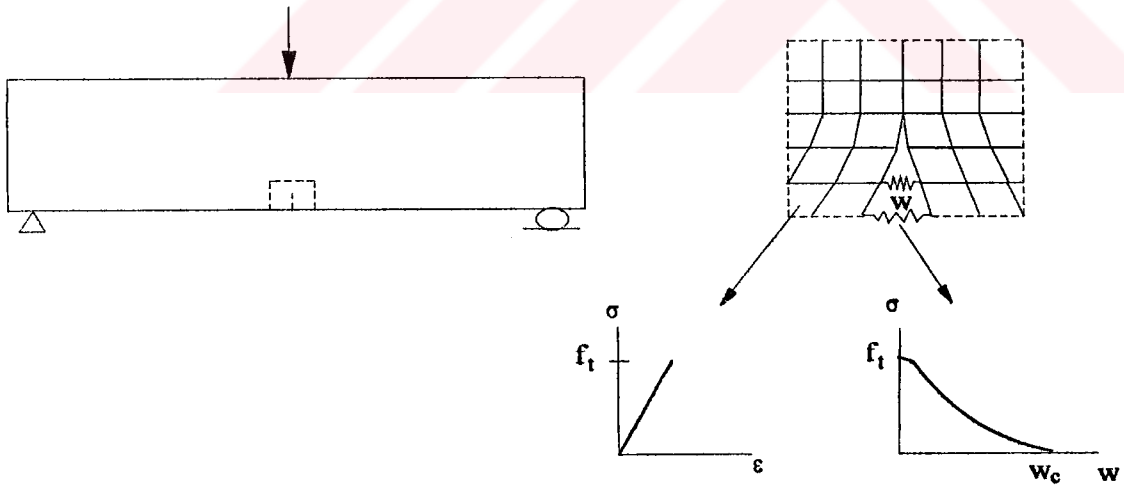
Hillerborg vd. (1976) betonun kırılma mekaniğinde ilk non-lineer teoriyi önermiştir. Bu non-lineer teori temelde Barenblatt'ın kohezif çatlak prensibinden hareket eder. Şekil 2.17 de görüldüğü gibi başlangıç çatlağının ucunda, betonun kırılma süreci bölgesini karakterize eden fiktif bir çatlağın olduğu kabul edilir. Burada fiktif terimi, gerçekte çatlağın bu kısmının, serbest çatlakta olduğu gibi yüzeylerinin tam belirgin olmamasından dolayı kullanılmaktadır. Bu model düzlem gerilme durumu kullanır ve dolayısıyla numune kalınlığı boyunca herhangi bir etkileşimin olmadığı kabul edilir.

Fiktif çatlak modelinde (FÇM), betonun yumuşama zonundaki gerilme deplasman bağıntısı $\sigma(w)$ ve G_F kırılma enerjisi olmak üzere iki malzeme parametresi kullanılır. G_F kırılma enerjisinin tesbiti için direkt çekme numunelerinde σ - ϵ eğrisinin altında kalan alan kullanılabildiği gibi, Petersson (1980) ve Hillerborg (1983) tarafından tavsiye edilen RILEM (1985) te tanımlanan üç noktalı eğilme numuneleride kullanılmaktadır.

FÇM, beton yapıların SEM analizinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Şekil 2.18a da üç noktalı eğilmeye maruz çentikli bir kiriş için, Şekil 2.18b de çentik etrafında idealize edilmiş kısmın SEM ağ yapısı ve kullanılan malzeme bağıntıları görülmektedir. Burada elastik kısımda lineer malzeme bağıntıları kullanılırken, elastik olmayan çatlak kısmında negatif eğimli lineer, polinimal ve ekponansiyel yaklaşımlar yaygın olarak kullanılmaktadır.



Şekil 2.17 Fiktif çatlak modeli terminolojisi.

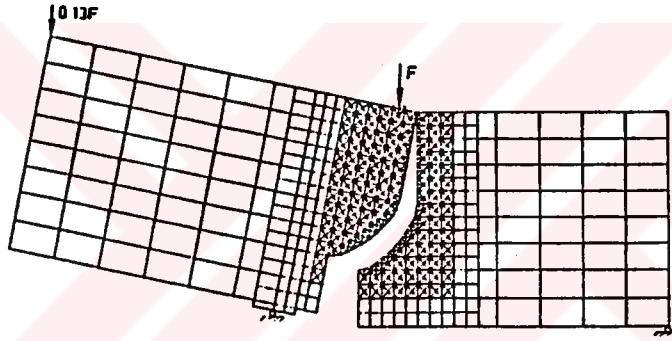


a) Kiriş

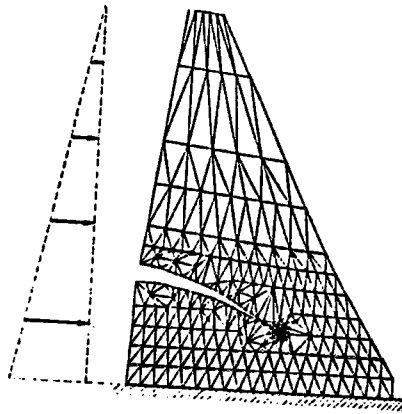
b) İdealize edilmiş eleman ve malzeme bağıntıları

Şekil 2.18 Fiktif çatlak modeli SEM modellemesi.

FÇM, başlangıçta sadece mod I durumunu simule etmek için geliştirilmiş ve diğer mod durumlarını uygulamada bazı zorluklar meydana gelmiştir. Bu zorlukları aşmak için daha sonraları iki yaklaşım geliştirilmiştir. Birinci yaklaşım Rots (1988) tarafından geliştirilen ve önceden çatlakın yolu ve gideceği yerin belirlenmesidir. Rots, bu yaklaşımla Şekil 2.19 da görüldüğü gibi kesme numunelerini modellemiştir. İkinci yöntem ise Ingraffea ve Saouma (1985) tarafından geliştirilen çatlak ucunda tekrar eleman bölümlemesi yapmaktır. Bu yaklaşımda, çatlak ucundaki gerilmeler her adımda hesaplanır ve yeni bir konfigürasyonla bu gerilme durumuna ait tekrar eleman bölümlemesi yapılır. Carpinteri vd. (1992) bu yaklaşımı kullanarak Şekil 2.20 de görülen hidrostatik basınca maruz bir ağırlık barajını modellemiştir.



Şekil 2.19 Fiktif çatlak modeli, Rots (1988).



Şekil 2.20 Tekrar eleman bölümlemesi tekniği, Carpinteri vd. (1992).

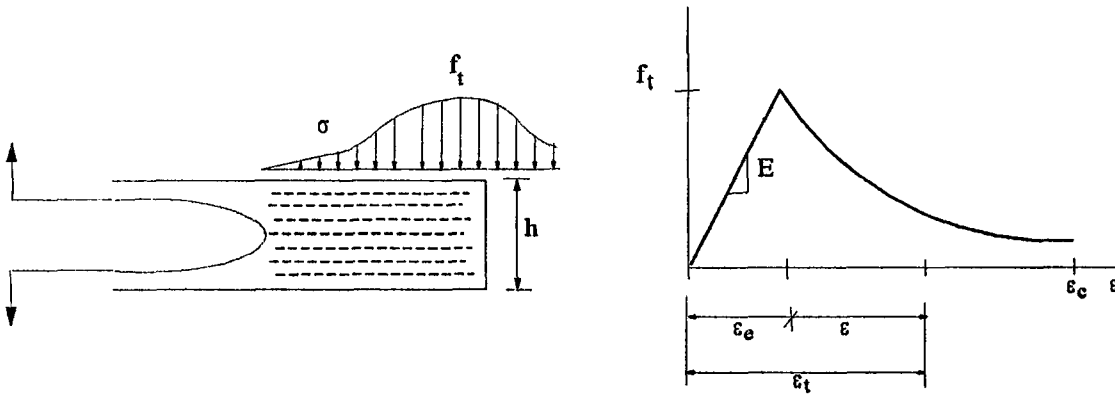
2.5.1.2 Çatlak bant modeli

Betonun çekme-yumuşama davranışında, şekil değiştirme-yumuşama bağıntısı kullanarak, çatlağı beton içerisinde lekeli bir bölge gibi düşünen Bazant (1976) çatlak bant modelinin temelini atmıştır. Daha sonra bu model Bazant ve Cedolin (1979) ve Bazant ve Oh (1983) tarafından geliştirilmiştir.

Bu modelde kırılma süreci bölgesinde meydana gelen mikroçatlakların h genişliğinde bir bant üzerinde dağıldığı kabul edilir ve teori bu kullanım şekli ile çatlak bant modeli (ÇBM) olarak adlandırılmıştır. Diğer taraftan bu model, numune içerisinde çatlağı bir sürekli ortam gibi kabul ettiğinden, ayrık çatlak yöntemine (FÇM) alternatif olarak, lekeli çatlak yaklaşımı olarak da adlandırılmıştır.

Şekil 2.21a da görüldüğü gibi h boyutundaki bir elemanda meydana gelen gerilmeler f_t değerine eriştiğinde eleman lekelenir ve FÇM de olduğu gibi düğüm noktaları birbirinden ayrılmaz. FÇM de yeniden eleman bölümlenmesi yapılırken, bu modelde böyle bir teknik söz konusu değildir.

Toplam şekil değiştirme $\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon$ şeklinde hesaplanır. Burada ε_e elastik şekil değiştirmedir (Şekil 2.21b). Bununla beraber bu modelde bütün çatlakların birbirine paralel olduğu kabul edilir (Yani tüm çatlaklar, σ_{yy} gerilmelerine diktir). Düzlem deformasyon durumunda izotropik bir malzemede temel bağıntılar:



a) İdealize edilmiş çatlak.

b) Malzeme bağıntısı.

Şekil 2.21 Çatlak bant modeli.

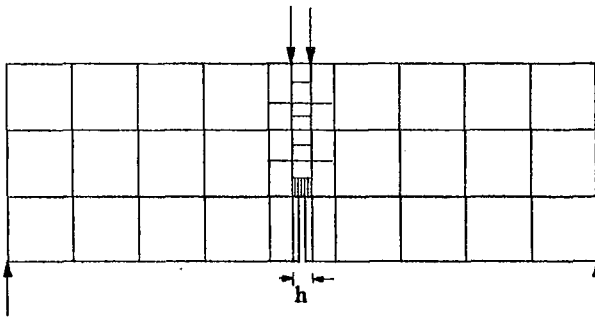
$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & \nu' & 0 \\ \nu' & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1+\nu)E'}{E\beta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \varepsilon \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

şeklinde verilebilir. Burada düzlem şekil değiştirmede $E'=E/(1-\nu^2)$ ve $\nu'=\nu/(1-\nu)$, düzlem gerilmede $E'=E$, $\nu'=\nu$ ve β ($0<\beta\leq 1$) Phillips ve Zienkiewics (1976) tarafından geliştirilen kesme azaltma faktörüdür. Kesme azaltma faktörü, agrega kilitlenmesi sebebi ile çatlak yüzeyleri arasında meydana gelen iç sürtünme kuvvetini ifade eden bir katsayıdır.

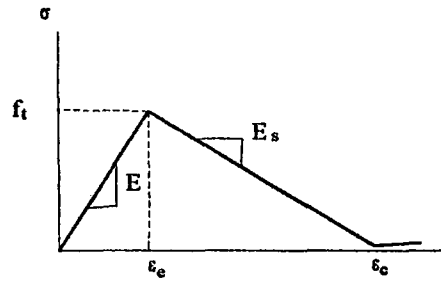
Şekil 2.22a da Bazant ve Oh (1983) tarafından yapılan çentikli üç noktalı eğilme numunesine ait SEM ağ yapısı ve Şekil 2.22b de ise simulasyonda kullanılan iki lineer doğrudan oluşan malzeme kabulu görülmektedir. Bu simulasyonda yumuşama kısmına ait elastisite modülü:

$$E_s = E \left(1 - \frac{2EG_F}{hf_t^2} \right)^{-1} \quad (2.23)$$

şeklinde tanımlanmıştır. Burada çatlak bant genişliği için $h=3d_a$ ifadesi kullanılmıştır. Ayrıca hesaplamalarda $E_s \cong E/20$ olarak kabul edilmesi ile yeterli bir hassaslığın sağlanabileceği çalışmada bildirilmiştir.



a) Kiriş SEM ağ yapısı



b) Malzeme modeli

Şekil 2.22 Bazant ve Oh (1983) ÇBM modellemesi.

2.5.1.3 Sürekli hasar modeli

Sürekli hasar modeli, ilk olarak Mazars (1984) tarafından makroskopik ölçekte beton yapılara uygulaması yapılmıştır. Mazars, Şekil 2.23a ve b de görüldüğü gibi skalar bir değişken olan D hasar parametresi ile tansörel şekil değiştirme ifadesi $\underline{\varepsilon}$ arasındaki ilişkiyi:

$$\underline{\sigma} = (1 - D) \cdot \underline{\Lambda} : \underline{\varepsilon} \quad , 0 \leq D < 1 \quad (2.24)$$

şeklinde tanımlamıştır. Burada $\underline{\sigma}$ tansörel gerilme, $\underline{\Lambda}$ tansörel elastisite modülüdür. Hasar kanunu çekmede ($i=t$, Şekil 2.23a) ve basınçta ($i=c$, Şekil 2.23b) malzeme davranışından dolayı birbirinden farklıdır. Çok eksenli gerilme durumunda hasar parametresi ifadesi:

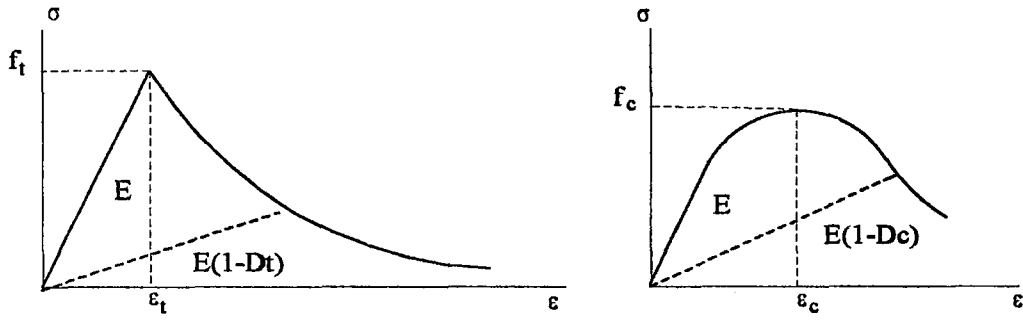
$$D = \alpha_T D_T + \alpha_C D_C \quad (2.25)$$

şeklini alır. Burada α_T ve α_C , $\alpha_T + \alpha_C = 1$ olacak şekilde gerilme durumuna bağlı parametrelerdir.

Mazars'ın lokal olan bu modeli daha sonraları Bazant (1986) tarafından lokal olmayan hasar modeli olarak geliştirilmiştir. Bu modelde çatlak bant modelindeki ifade 2.22 aşağıdaki şekilde değişir.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & \nu' & 0 \\ \nu' & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1+\nu)E'}{E\beta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.26)$$

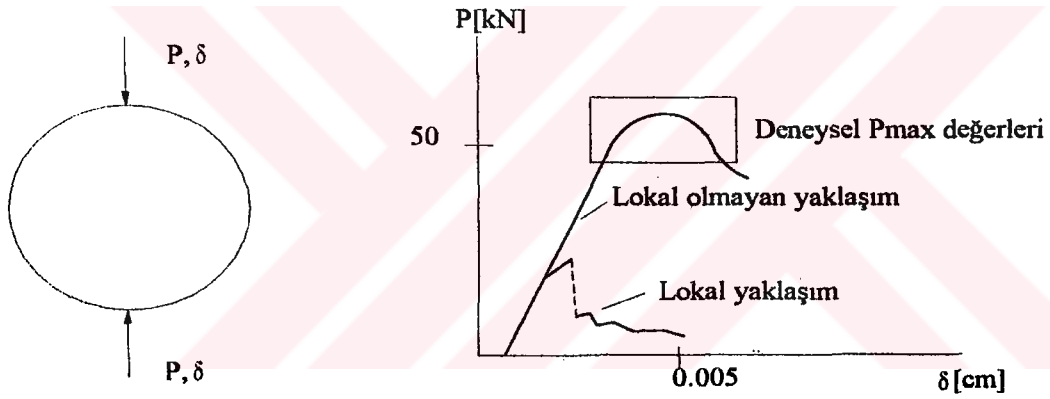
Burada $E'_s = E'(1-D)$ şeklinde tanımlanmıştır. Bu şekilde Şekil 2.24a da görülen silindir yarma numunesinde Şekil 2.24b de görüldüğü gibi lokal modele nazaran çok daha etkili bir mekanik davranış elde edilmiştir.



a) Çekme.

b) Basınç.

Şekil 2.23 Lokal hasar mekaniğinde malzeme kabulleri.



a) Numune.

b) Yük-deplasman ilişkisi.

Şekil 2.24 Estienne ve Peyroux (1987) deneyinin lokal ve lokal olmayan hasar modellemesi.

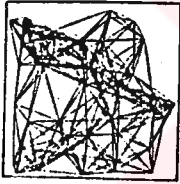
2.5.1.4 Stokastik modeller

İlk olarak Weibull (1939) tarafından malzeme dayanımının istatistiksel teorisini kurulmuştur. Teori, numunenin en küçük hacminde zayıf bağ teorisine göre bir göçme meydana geldiğinde kırılma durumuna erişildiği kabul edilir. Zayıf bağ teorisine, gevrek

malzemelerin kırılmasını, probabilistik olarak bir dağılım fonksiyonu ile lokal dayanımı tarif etmektedir.

Freudenthal (1968), genelde gevrek malzemelerde kullanılan Griffith'in çatlağın ani olarak yayılmasına zayıf bağ modelini uygulayarak asimtotik gerilme dağılımını tanımlamıştır. Jayatilaka (1979) eğilmiş bir çatlağın yayılması için gerekli olan gerilme değerini ve malzeme içerisindeki yapısal kusurların dağılım özelliklerini kullanarak gevrek malzemelerde probabilistik göçme ifadesini ortaya koymuştur. Bu model ile aynı zamanda basınç altındaki bir numunenin göçme mekanizması çok iyi bir şekilde açıklanmıştır.

Burt ve Dougill (1977), numune uzayı içerisinde rasgele dağılan çubuklar vasıtası ile heterojen ortamı modellemişlerdir. Bu çubuklarda E ve f_t gibi mekanik özellikler rasgele dağılım seçilmiştir. Bu modellemeye ait çekme yüklemesine maruz bir numunede geometrik dağılım, σ - ϵ bağıntısı ve çatlak güzergahı Şekil 2.25 te görülmektedir.



a) Tipik random ağ.

b) Gerilme-şekil değiştirme bağıntısı.



c) Çatlak güzergahı.

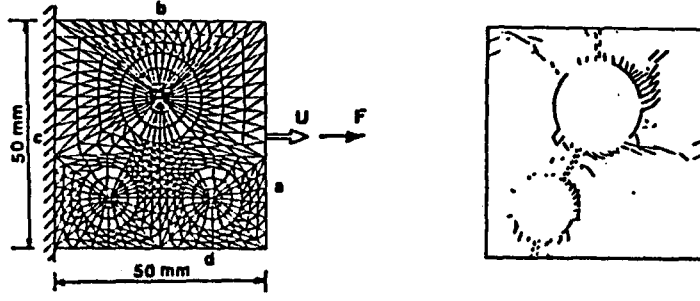
Şekil 2.25 Burt ve Dougill (1977) tipi modelleme.

2.5.2 Mesoskopik modeller

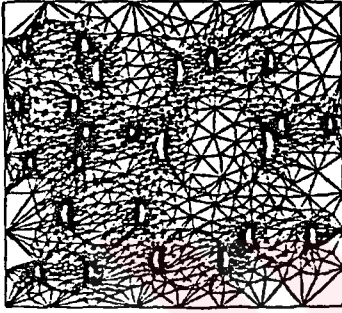
Bu tip kırılma modelinde malzemenin heterojen yapısı SEM ile direkt olarak modellenir. Meso seviye, makro seviyeye göre yeni malzeme parametrelerine ihtiyaç duyulmaktadır. Partiküler yapının direkt modellendiği bu yaklaşımda, partikül ve boşluk boyutunun dağılımı ve sistemin kurucu denklemleri için agrega, matris ve arayüzey elemanının numune içerisindeki yeri önceden belirlenmelidir. Bu durum eşdeğer makroskopik yapı ile karşılaştırıldığında, başlangıçta problemin biraz daha kompleks olduğu düşünülebilir. Ancak malzeme davranışı lineer elastik kabul edildiğinden analiz sırasında hesaplar basitleşmektedir. Mesoskopik modeller sürekli ve süreksiz olmak üzere ikiye ayrılırlar.

Sürekli modellerde iki boyutlu düzlem gerilme elemanları kullanılır. Mihashi ve Izumi (1977) betonu matris, arayüzey, başlangıç kusurları ve agregalar olmak üzere analiz ederek ilk meso yapısal uygulamasını gerçekleştirmişlerdir. Mihashi (1983) çevresel ısı, numune boyutu ve yaşında dikkate alarak teoriyi genişletmiştir. Bu yeni teoride sadece yükün monotonik olarak artması incelenmemiş aynı zamanda yükün zamana göre değişimide dikkate alınmıştır. Roelfstra ve Sadouki (1986) nümerik beton adını verdikleri bir model geliştirmişlerdir. Bu modelde agregaların yeri ve şekli betonun enkesitinde istatistiksel model ile oluşturulan rasgele işlemlerle tespit edilmiştir (Şekil 2.26a). Bunlara benzer olarak Vonk vd. (1991) (Şekil 2.26b), Wang vd.(1992) (Şekil 2.26c) ve Stankowsky (1990) çalışmaları verilebilir. Stokastik malzeme özelliklerinin kullanıldığı diğer bir çalışma ise Carmeliat ve De Barst (1994) tarafından geliştirilmiştir. Burada malzeme özellikleri hasar mekaniğindeki gibi seçilmiş ve lokal olmayan yüksek mertebeden elemanlar kullanılmıştır.

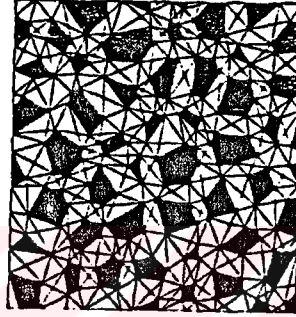
Süreksiz modeller ise, son yıllarda teorik fizikte yaygın olarak kullanılan kafes tipi modellerdir. Bu tür modeller bölüm 4 te ayrıntılı olarak incelenmiştir.



a) Roelfstra vd. (1985).



b) Vonk vd. (1991).

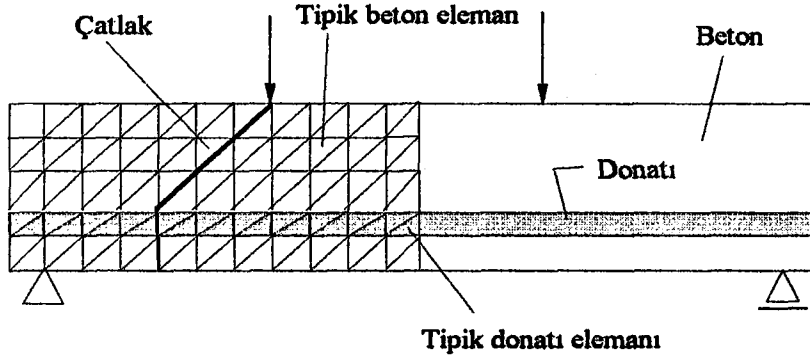


c) Wang vd. (1992).

Şekil 2.26 Granüler yapılı sürekli modeller.

2.6 Betonarmenin Modellenmesi

Nümerik modellemelerde yaygın olarak kullanılan SEM, betonarmeye ilk olarak Ngo ve Scordelis (1967) tarafından uygulanmıştır. Bu çalışmada hem beton hem de donatı üçgen elemanlarla, lineer elastik olarak modellenmiştir. Donatı ile beton arasındaki aderans küçük yaylarla modellenmiş olup, çatlakların nasıl oluşacağı için önceden bir dağılım kabul edilmemiştir (Şekil 2.27). Bu çalışma daha sonra Scordelis vd. (1974) tarafından genişletilerek etriye etkisi ve agrega kilitlemesi gibi konularıda içerisine alınmıştır.

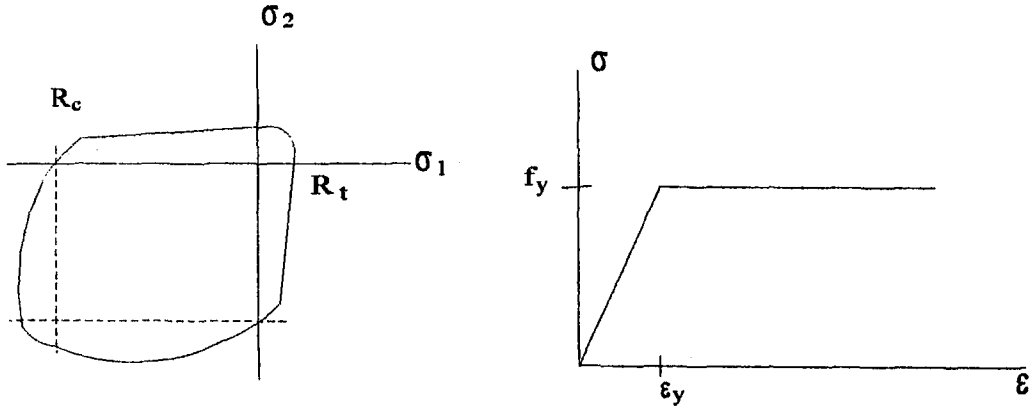


Şekil 2.27 Ngo ve Scordelis (1967) betonarme modellemesi.

Nilson (1968) tarafından beton için doğrusal olmayan σ - ϵ eğrisi kullanılmış ve analizde Bresler ve Bertero (1966) deneylerine dayanılarak aderans sıyrılması için doğrusal olmayan bir ifade kullanılmıştır. Analiz artımlı olarak gerçekleştirilmiştir. İki eleman arasında oluşan çatlık, ortak düğüm noktalarının birbirinden ayrılması ve yeni bir geometrik durumun tanımlanması ile gösterilmiştir.

Daha sonra agrega kilitlenmesinin betonarmenin mekaniğinde önemli bir nokta olduğunu kavrayan araştırmacılar bu konu üzerine yoğunlaşmaya başlamışlardır. Ngo ve Scordelis (1970) bu mekanizmayı yaylarla modellerken, Gogate ve Bishara (1980) kayma modülü G' e çatlamış elemanlarda düşük değerler vererek modellemeye çalışmışlardır. 1980 li yıllardan sonra gelişen kırılma mekaniğindeki non-lineer modeller betonarmeye ilk olarak Cervenka (1985) ve Gustafsson (1985) tarafından uygulanmıştır.

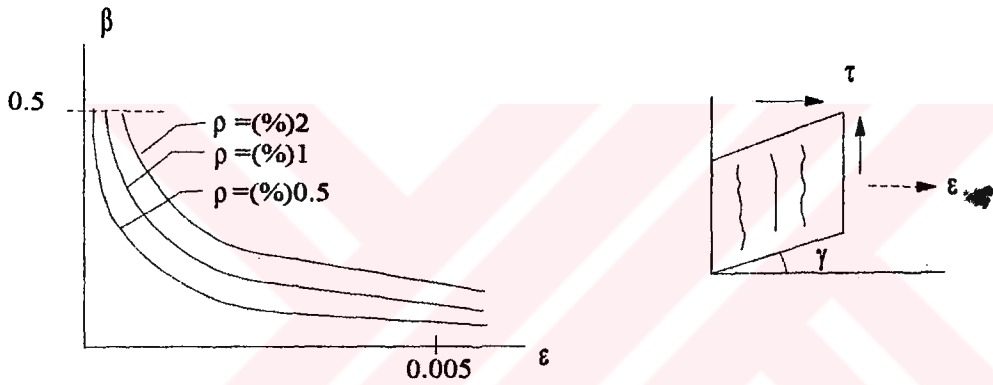
Cervenka, ÇBM kullanarak betonarmeyi modellemiştir. Betonun malzeme modeli olarak Kupper vd. (1969) tarafından geliştirilen iki eksenli yükleme altındaki davranışını dikkate alan modeli, donatı için ise pekleşen elasto-plastik malzeme bağıntıları kullanılmıştır (Şekil 2.28a, b). Çatlak yüzeylerinin sürtünme ve agrega kilitlenmesi gibi direngen kuvvetleri simule etmek için kesme azaltma faktörü β kullanılmıştır. Bu faktör Şekil 2.29a da verilen abaktan hesaplanmaktadır. Bu faktöre bağlı olarak belirli bir ρ donatı oranına sahip bir kiriş için açısız deformasyona maruz bir elemanda (Şekil 2.29b) oluşan τ kayma gerilmeleri:



a) Beton.

b) Donatı.

Şekil 2.28 Cervenka (1985) modelinin malzeme kabulleri.



a) Kesme azaltma faktörü.

b) Açısal deformasyona maruz sonsuz küçük eleman.

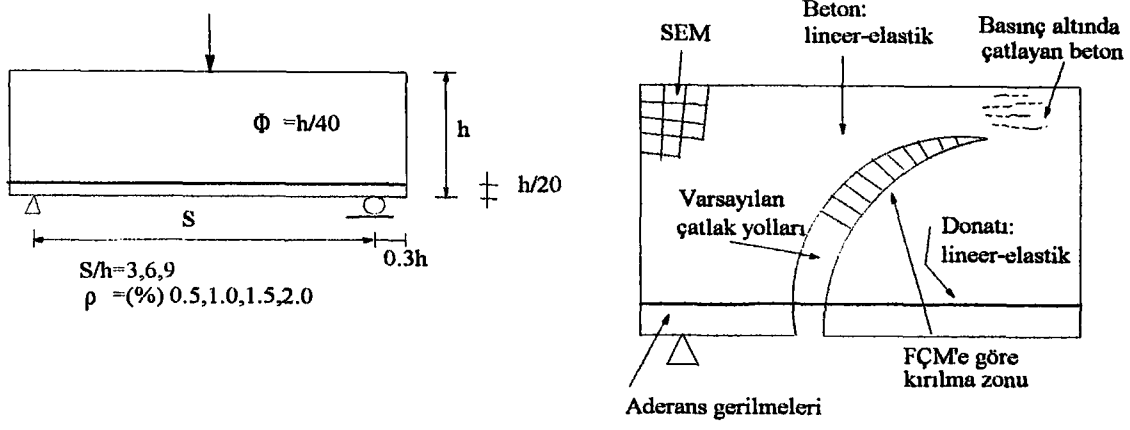
Şekil 2.29 Cervenka (1985) modelinde kesme azaltma faktörü.

$$\tau = \beta G \gamma$$

(2.27)

şeklinde hesaplanmıştır. Burada γ açısal deformasyonu ifade etmektedir.

Gustafsson, kayma donatısız kirişlerin diyagonal çekme kırılmasını FÇM kullanarak modellemiştir. Çalışmada kullanılan malzeme parametreleri $f_c/f_t=10$, $\nu=0.2$ ve elastisite modülleri oranı (donatı/beton) $E_s/E_c=7$ olarak alınmıştır. Donatı oranı $\rho(\%)=0.5, 1.0, 1.5$ ve 2.0 olarak değişken seçilmiştir. Şekil 2.30a da çalışmada kullanılan kirişin geometrisi, Şekil 2.30b de kiriş üzerindeki elemanlara ait detaylar görülmektedir.



a) Kiriş detayı.

b) FÇM idealizasyonu.

Şekil 2.30 Gustafsson (1985) betonarme modeli .

3 DİZAYN ŞARTNAMESLERİNDE BETONARME KİRİŞLERİN MEKANİĞİ

3.1 Giriş

Betonarme 19 yy. ın başlarında keşfedilmiş bir yapı malzemesidir. Ancak literatürlerde, ilk bilimsel manada deneysel ve teorik düzeydeki çalışma 1902' de Mörsch'e atfedilmiştir. Bu konu üzerine ilk yönetmelikler 1904'de Almanya'da ve 1906'da Fransa'da yayınlanmıştır. Zaman içinde gelişen teorilerle bu yönetmeliklerde kısmi ve köklü değişiklikler yapılmıştır.

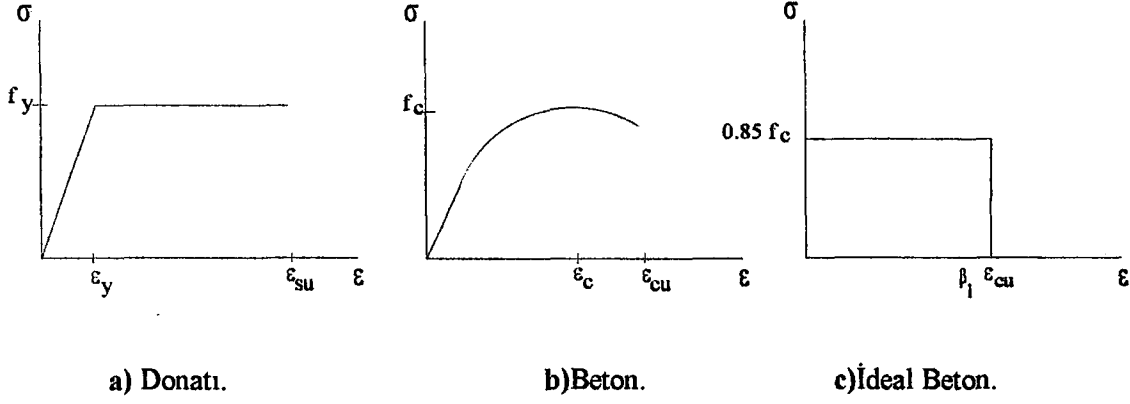
Şu an dünya üzerinde diğer ülkelerinde kendi şartnamelerini hazırlamak için yararlandıkları: Alman Betonarme Yönetmeliği DIN 1045-78, Avrupa Beton Komitesi Betonarme Yönetmeliği CEB-78, Amerikan Beton Enstitüsü Betonarme Yönetmeliği ACI 318-89 ve Birleşik Avrupa için hazırlanan EC 2-93 en önemlileri arasındadır.

Ülkemizde TS 500-84 yayınlanmadan önce yürürlükteki yönetmelik Alman şartnamesine paralellik gösterirken, günümüzde ise TS 500 Amerikan şartnamesine eğilim göstermiştir. Son zamanlarda ise ülkemizin Avrupa Birliği'ne girme aşamasında EC 2'e doğru bir yönelim vardır.

3.2 Taşıma Gücü Yöntemi

1950' li yıllarda şartnamelerde betonun lineer-elastik davrandığı kabulüne dayanan Emniyet Gerilmeleri Yöntemi kullanılmakta idi. Ancak betonun zamana bağlı olarak gerilmelerin değiştiği deneylerle ispatlanınca gerilme hesabına dayanan bu yöntem terk edilmiştir. Daha sonra önce Sovyetler Birliği ve Brezilya'da taşıma gücü yöntemine geçilmiş 1956' da Amerikan Beton Enstitüsü yönetmeliğinde yer alan bu yöntem, dünyada yaygınlaşarak 1984'te ülkemizde de TS 500 ile kullanılmaya başlanmıştır. (Ersoy, 1990)

Herhangi bir kesit hesabında olduğu gibi taşıma gücü içinde bazı temel varsayımların yapılması gerekir. Bu varsayımlar denge ve uygunluk denklemlerinin yazılabilmesi ve çözümlenebilmesi için zorunludur. Bu varsayımlar:



Şekil 3.1 Betonarmede malzeme kabülleri.

1. Bernolli-Navier hipotezi geçerlidir.
2. Betonun çekme dayanımı ihmal edilmektedir.
3. Beton ile donatı arasındaki aderans tamdır.
4. Donatı çeliğinin σ - ϵ bağıntısı Şekil 3.1a da görüldüğü gibi elasto-plastiktir.
5. Taşıma gücüne erişildiğinde basınç bölgesindeki betonun gerilme dağılımı aksenal basınç altında denenen numunelerden elde edilen σ - ϵ eğrisi Şekil 3.1b deki gibidir. Bu amaçla deneysel bulgularla uyuşan herhangi bir eşdeğer dağılım kullanılabilir (Şekil 3.1c).

3.3 Eğilme Etkisi Altındaki Betonarme Elemanlarda Kırılma Türleri

Eğilmeye maruz betonarme bir elemanda göçme her zaman basınç bölgesindeki betonun sınır birim deformasyona erişmesi ile meydana gelir. Ancak kırılmanın şeklini bu durumda donatının akıp akmadığı belirler. (Gündüz, 1980)

Birinci durumda, donatının aktığı kabul edilirse davranış sünek olup mühendislik açısından istenen bir durumdur. Çekme kırılması veya denge altı kırılma adı verilir (Şekil 2.9).

İkinci durumda, hem beton hem de donatı aynı anda sınır birim deformasyonlarına eriştiği durumdur. Mühendislik açısından istenmeyen bir durum olup, kırılma şekli gevrektiler. Bu tür kırılmaya dengeli kırılma adı verilir. Denegeli kırılma durumuna karşılık gelen ρ donatı oranının ifadesi:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.1)$$

şeklindedir. (ACI 318-83). Burada f'_c =betonun hesap basınç dayanımı, f_y çeliğin hesap akma dayanımı, β_1 betonun silindirik basınç dayanımına bağlı bir katsayıdır. ($f'_c \leq 25 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85$, $f'_c > 25 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta_1 = 1.09 - 0.008 f'_c$)

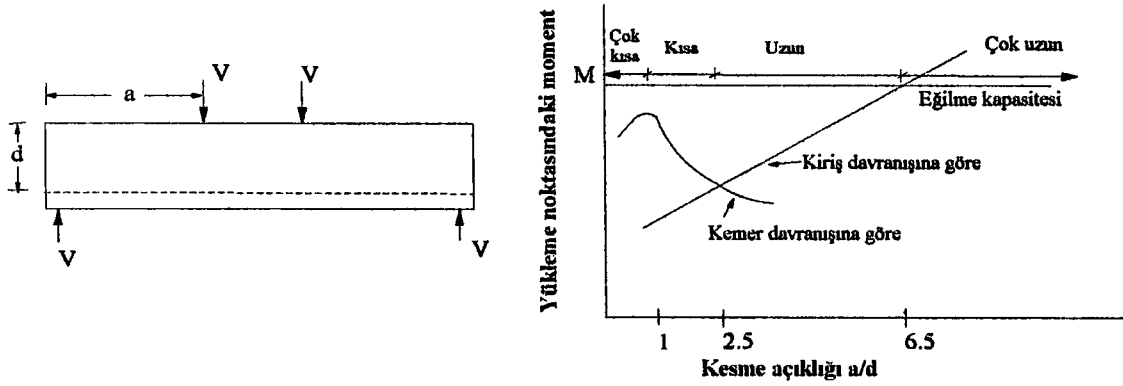
Üçüncü durumda, donatının akmadığı durumdur. Gevrek tarzda bir kırılma olup mühendislik açısından istenmez. Basınç kırılması veya denge üstü kırılma adı verilir (Şekil 2.10).

3.4 Kayma Donatısız Kirişlerde Kesme Açıklığının Kırılma Davranışına Etkisi

Şekil 3.2a da aderans boyu yeterli, kayma donatısız, sadece eğilme donatısı bulunan bir kiriş görülmektedir. Burada a kesme açıklığı ve d faydalı yükseklik olmak üzere, a/d oranı kirişin kırılma davranışını etkileyen önemli bir parametredir. Şekil 3.2b de bu parametreye bağlı olarak kırılma durumunun nasıl değiştiği görülmektedir. (MacGregor, 1992). Bu durumlar:

1. $a/d > 6.5$ olduğu durumda kiriş genellikle eğilme kırılması ile taşıma gücünü kaybeder (Şekil 3.3a).
2. $2.5 < a/d < 6.5$ durumunda kiriş taşıma gücünü kesme kırılması ile kaybeder. Şekil 3.3b da görüldüğü gibi çatlak a-b-c yolunu izlerse, çatlak eğilme-kesme çatlağı adını alır. Bu kırılma türüne eğik-çekme kırılması denir. Eğer a-b-c çatlağına donatı seviyesindeki h-g çatlağı da eklenirse kirişte aderansın yok olmasına sebep olur ve dolayısıyla betonun parçalanarak ani olarak göçme durumu gözlemlenir. Bu kırılma türüne kesme-çekme kırılması adı verilir.
3. $1 < a/d < 2.5$ durumunda eğik çatlak, bir eğilme çatlağının gelişmesinden bağımsız olarak gelişir. Yük arttırıldığında çatlak basınç bölgesine doğru yükleme noktasına gelir ve göçme bu bölgedeki betonun ani olarak patlama niteliğindeki parçalanması ile sona erer (Şekil 3.3c). Bu kırılma biçimine kesme-basınç kırılması adı verilir.

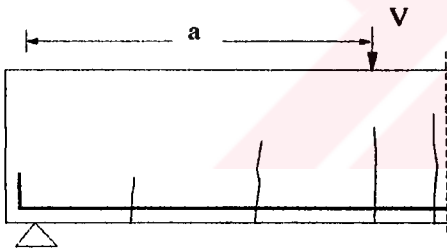
4. $a/d < 1$ durumunda kiriş davranışı derin kiriş davranışına yaklaşır. Eğik çatlak yaklaşık olarak mesnetle yük arasında doğrusal olarak gelişir (Şekil 3.3d). Kırılma betonda ezilme ile meydana gelir ve kırılma derin kiriş kırılması olarak adlandırılır.



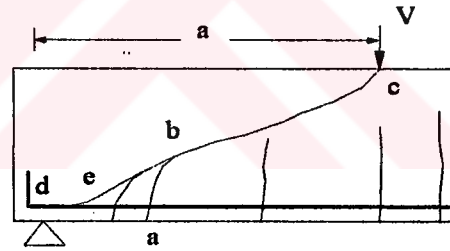
a) Kayma donatısız bir betonarme kiriş.

b) Moment kapasitesi-kesme açıklığı ilişkisi.

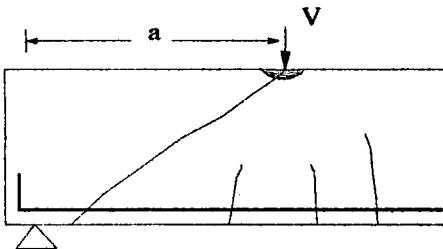
Şekil 3.2 Kayma donatısız bir betonarme kirişin davranışı.



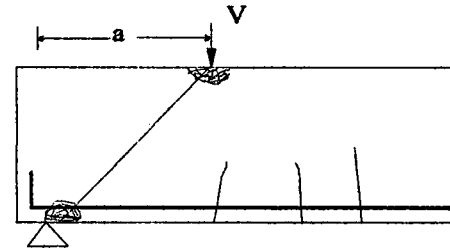
a) $a/d > 6.5$



b) $2.5 < a/d < 6.5$



c) $1 < a/d < 2.5$



d) $a/d < 1$

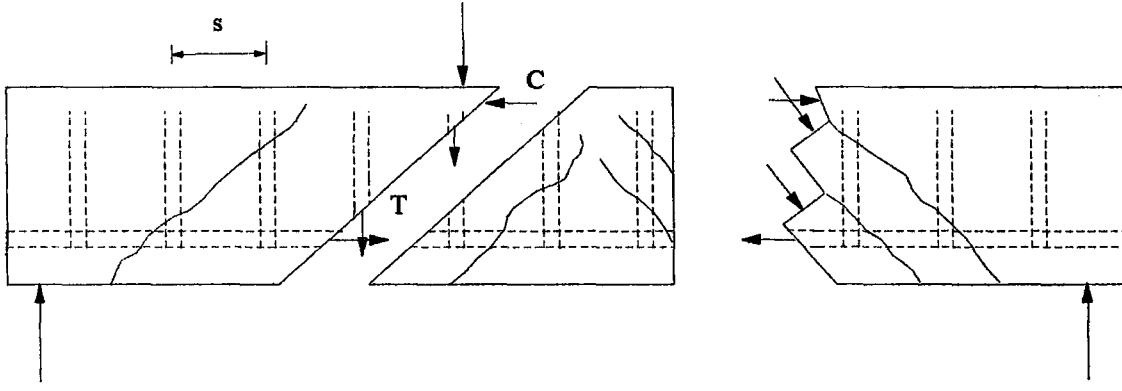
Şekil 3.3 a/d oranlarına göre kayma donatısız betonarme kirişin çatlak yörüngesi.

3.5 Kafes Kiriş Analojisi

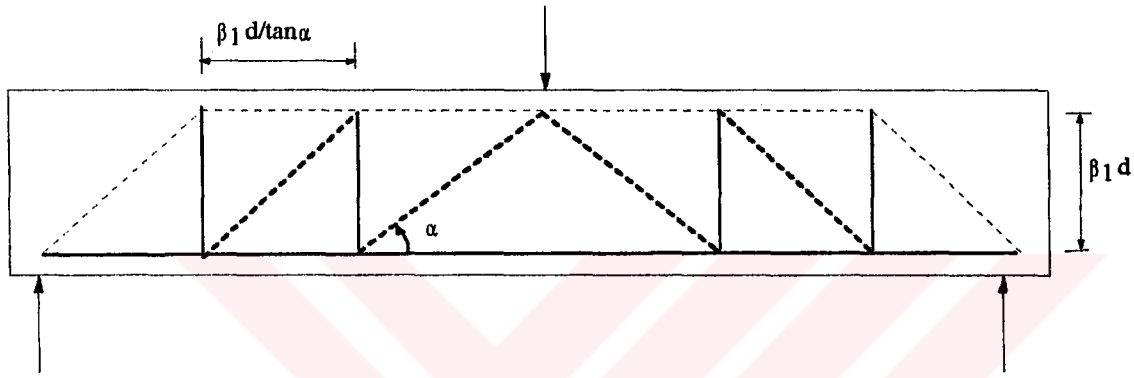
Kesme ve eğilme yüklemesine maruz betonarme kirişlerin kesme modelinde kafes-kiriş tekniği ilk olarak Ritter (1899) ve Mörsch (1902) tarafından önerilmiştir (Şekil 3.4). Ritter ve Mörsch'e göre eğilme-kesme etkisine karşı bir betonarme kiriş, Şekil 3.4b de görüldüğü gibi paralel başlıklı bir kafes kiriş gibi davranır. Burada, eğilme momenti sebebi ile kirişin en üstünde meydana gelen beton basınç kuşağı, kafes kirişin üst başlığı, en altında meydana gelen donatı çekme kuşağı ise, kafes kirişin alt başlığı gibi çalıştığı kabul edilmektedir. Bu basınç ve çekme kuşakları arasında kesme etkisinden dolayı, asal donatı ile α açısı yapan diyagonal çatlaklar meydana gelir. Bu çatlaklar beton içerisinde meydana gelen diyagonal basınç kuşaklarını birbirinden ayırır. Çatlama meydana geldikten sonra uygulanan kesme kuvveti, etriyelerde meydana gelen çekme kuvveti ile diyagonal beton kuşaklarda meydana gelen basınç kuvvetleri ile karşılanır (Şekil 3.4a). Burada etriyeler kafes kirişteki düşey çekme elemanlarını ve diyagonal beton kuşaklar kafes kirişteki diyagonal basınç elemanlarını temsil etmektedir.

Betonarme kirişlerde kullanılan düzlem kafes modeller, Rausch (1929) tarafından betonarme burulma elemanlarına uygulanmıştır. Rausch'un görüşüne göre bir burulma elemanı, seri şekilde düzlem kafes kirişlerin ardarda birbirine bağlanması ile oluşan bir tür uzay kafes sistemdir (Şekil 3.5). Uzay kafes sistemin enkesitinde meydana gelen kesme gerilmeleri, uygulanan burulma momentine iç burulma momenti şeklinde karşı koyar.

Bununla beraber Ritter, Mörsch ve Rausch'un geliştirdikleri modellerde, betonarme yapıların davranışını çok iyi modellemesine karşın, betonun katkısı dikkate alınmamaktadır. Bu durumu gören Nielson (1967) ve Lampert ve Thurlimann (1968, 1969) gibi araştırmacılar kesme tesiri için, plastisite teorisi üzerine kurulmuş üç temel denge denklemini türetmişlerdir. Diğer taraftan Elfgren (1972) eğilme, kesme ve burulmanın birbiri ile olan ilişkisini tanımlamıştır. Bütün bu teoriler donatının aktığını kabul ettiğinden plastik kafes modelleri olarak bilinirler.

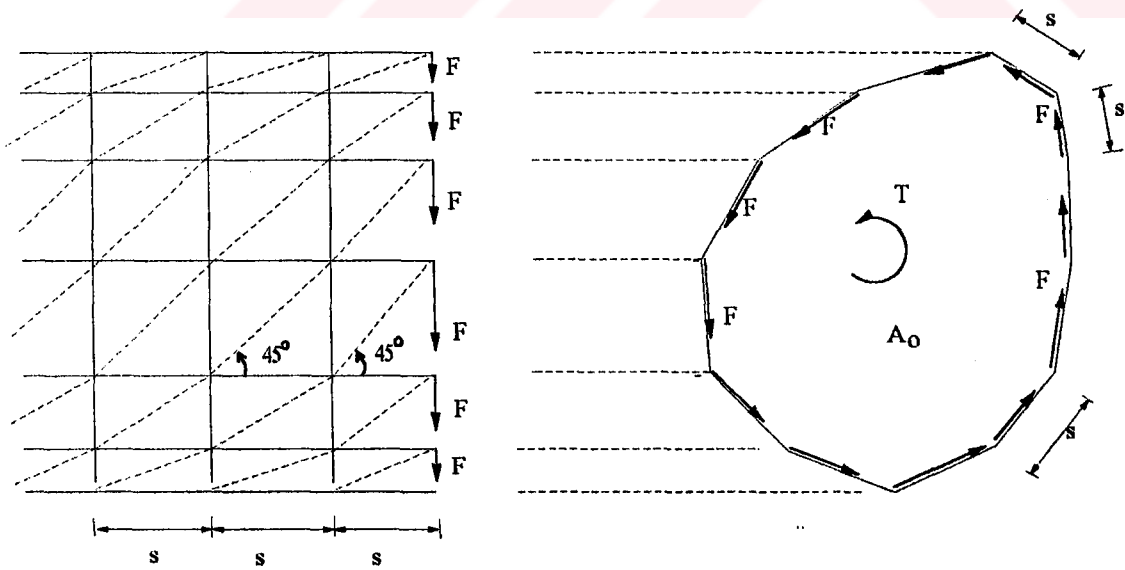


a) Çatlamış bir kirişte iç kuvvetler.



b) Paralel başlıklı kafes kiriş.

Şekil 3.4 Kafes-kiriş analojisi.



Şekil 3.5 Burulmaya maruz bir kiriş için geliştirilmiş uzay kafes-kiriş modeli (Rausch, 1929).

Collins (1973) o zamana kadar sadece denge denklemlerinin kullanıldığı kafes kiriş teorisine, uygunluk şartlarında ilave ederek beton diyagonal basınç bloklarının eğim açısını tespit etmiştir. Collins'in bu teorisi basınç alan teorisi olarak adlandırılır ve ana basınç gerilmesi ile şekil değiştirmenin aynı anda meydana geldiğini kabul eder. Diğer taraftan aynı teori Mohr uygunluk kafes modeli olarak da tanımlanmaktadır. Bunun en önemli sebebi ise ortalama gerinim durumunun Mohr'un uygunluk durumunu sağlaması ve üç uygunluk denkleminin Mohr dairesindeki geometrik bağıntılardan elde edilebilmesidir.

Betonarmenin birleşik teorisinin kurulmasında sadece denge ve uygunluk denklemlerinin kullanılması yeterli değildir. Bunlara ilave olarak malzeme bağıntılarında çok iyi bilinmesi gereklidir. 1970'li yıllara kadar yapılan çalışmalarda beton basınç çubuğunun σ - ϵ bağıntısı standart silindir basınç deneyinden elde edilen eğriye benzediği kabul edilmiştir. Bu amaçla Robinson ve Demorieux (1972) tek yönlü basınca maruz kalan betonarme panelin diğer yönde çekme ile yumuşadığını tesbit etmiştir. Geliştirilen bu iki eksenli yumuşama fenomeni, daha sonraları Vecchio ve Collins (1981, 1982) tarafından yumuşama katsayısı içeren σ - ϵ bağıntısı kullanılarak genişletilmiştir.

Daha sonraları denge, uygunluk ve betonun yumuşama davranışını da dikkate alan teorilerin birleştirilmesi ile kesmeye maruz çeşitli yapı elemanları çözümlenmiştir. Bu yapılar, basık perde duvarlar (Hsu ve Mo, 1985a, Mau ve Hsu, 1986), çerçeveli perde duvarlar (Mau ve Hsu, 1987a), perde bağlantı kirişleri (Hsu, Mau ve Chen, 1987) ve yüksek kirişlerdir (Mau ve Hsu, 1987b, 1989). Birleştirilmiş kesme ve burulma teorileri Hsu ve Mo (1985b, c, d) tarafından yumuşamış kafes modelleri olarak geliştirilmiştir. Bu teori, sadece kesme ve burulma dayanımını tahmin etmekle kalmaz, aynı zamanda kesme ve burulmanın P- δ ilişkisi ve ilk çatlama yüküne kadar numune geçmişi tespit edilmektedir.

4. BETONUN KAFES MODELİ İLE NÜMERİK MODELLENMESİ

4.1 Kafes Modelinin Tarihçesi

Hrennikoff (1941), elastisite problemlerini kafes kiriş modeli kullanarak simule eden ilk kişidir. Ancak bu çalışma aşırı hesap gerektirdiğinden Hrennikoff'un çerçeve metodu uzun süre akademik raflarda yer almaktan öteye gidememiştir. Daha sonraki yıllarda hesaplama tekniğindeki gelişmelerle, kafes modelleri, yeniden dikkatleri üzerine toplamıştır.

Herrmann vd. (1989) Şekil 4.1a da görüldüğü gibi kare bir ağ kullanarak, Cosserat denklemleri (E. ve F. Cosserat, 1909) (Ek-1) yardımı ile kiriş elemanlarla düzensiz bir yapıya sahip metallerin kırılma simülasyonunu gerçekleştirmişlerdir. Böylece geliştirilen bu yeni süreksiz model malzeme biliminde çatlağın büyümesini fraktal geometri (ölçeğin önemli olduğu bu geometride, her üst ölçeğin bir alt ölçeğe benzer olduğunu savunan ve doğada uygulaması yaygın olan bir geometridir) ile ifade ettiğinden büyük ilgi görmüştür. Bu modelde, yapı içerisindeki elemanların lineer elastik davrandığı kabul edilerek ve von Mises akma kriterinden faydalanılarak aşağıdaki kırılma kanunu ifadesi kullanılmıştır.

$$p = \left(\frac{f}{t_f} \right)^2 + \frac{\max(|m_1|, |m_2|)}{t_m} \quad (4.1)$$

Burada p kırılma olasılığı, f elemanın eksenel kuvveti, m_1 ve m_2 sırası ile elemanın uçlarına etkiyen momentler, t_f ve t_m ise malzemeye bağlı eşik değerleridir. Kırılmanın tespiti için Weibull tipi göçme modeli kullanılmıştır (Constantinos, 1984).

Daha sonraları, Bazant vd. (1990) ve Schlangen ve van Mier (1992) özel değişikliklerle bu modeli betona uygulamışlardır. Özellikle ikinci çalışmada betonun heterojenik yapısına daha uygun olan üçgensel ağ yapısı kullanılmıştır (Şekil 4.1b). Ancak bu şekilde malzemenin granüler dağılımı için Fuller parabolünün iki boyutlu duruma indirgenmiş hali olan ifade 4.2 deki Walraven'nin (1980) dağılımı kullanılarak, malzemenin heterojen yapısı direkt olarak modellenmiştir.

$$P_c(D) = P_k \left[1.455 \left(\frac{D}{d_a} \right)^{0.5} - 0.5 \left(\frac{D}{d_a} \right)^2 + 0.036 \left(\frac{D}{d_a} \right)^4 + 0.006 \left(\frac{D}{d_a} \right)^6 + 0.002 \left(\frac{D}{d_a} \right)^8 + 0.001 \left(\frac{D}{d_a} \right)^{10} \right] \quad (4.2)$$

Burada D elek çapı, P_c karışımdaki D çaplı granülün bulunma olasılığı ve P_k ise beton içindeki agrega oranının toplam hacime oranını ifade eder ($P_k=0.75$). Kırılma kanunu olarak 4.1 ifadesine benzer olarak:

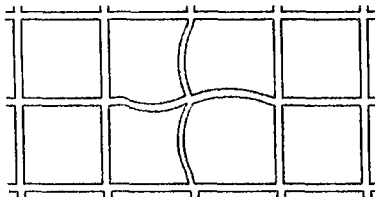
$$\sigma_t = \beta \left(\frac{F}{A} + \alpha \frac{\max(|M_1|, |M_2|)}{W} \right) \quad (4.3)$$

ifadesini kullanılmıştır. Burada A, elemanın kesit alanı W, elemanın mukavemet momenti M_1 ve M_2 , sırası ile elemanın uçlarına etkiyen momentler α , yük-deplasman diyagramının kuyruk kısmını ve kırılma modunu belirleyen bir parametre β , ise yük-deplasman diyagramının maksimum yükünü belirleyen bir ölçek parametresidir. Elemanın kırılması σ_t , elemandaki maksimum çekme gerilmesi, f_t elemanın çekme dayanımı olmak üzere, $\sigma_t > f_t$ şeklinde maksimum gerilme kriteri ile kontrol edilmiştir.

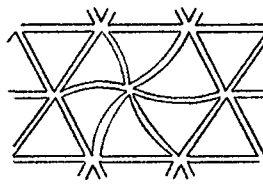
Kafes modellerinde eleman boyu ile eleman yüksekliği arasındaki ilişki malzemenin poisson oranına bağlı olarak Feng vd. (1985) tarafından şu şekilde tanımlanmıştır:

$$\nu = \frac{1 - (h'/l')^2}{3 + (h'/l')^2} \quad (4.4)$$

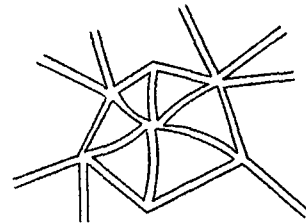
burada ν , malzemenin poisson oranı ve h' , elemanın yüksekliği l' , elemanın boyudur. Herrmann, geliştirdiği modelde, $\nu=0$ kabul etmiş ve $h'=l'$ olarak almıştır (Herrmann ve Kfa, 1991). Schlangen'in üçgen ağ modelinde ise beton için $\nu=0.15$ alınmış ve $h'=0.68 \cdot l'$ olarak elde edilmiştir. Ancak mesoskopik seviyede betonun üç fazdan oluşan bir heterojen bir malzeme olduğu düşünülürse, ortalama ν değeri kullanılarak elde edilen çözümün hatalı olacağı görüşünden hareketle Şekil 4.1c de görülen random uzunluklara sahip kiriş elemanlarla heterojen ortamlara Moukarzel ve Herrmann (1992) tarafından değişik bir model önerilmiştir.



a) Karesel kafes.



b) Üçgensel kafes.



c) Random kafes.

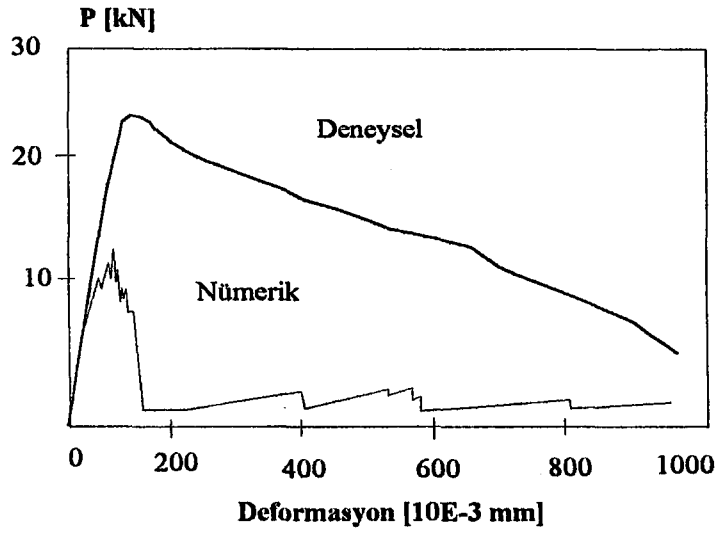
Şekil 4.1 Kafes ağ tipleri.

4.1.1 Schlangen modelindeki aksaklıklar

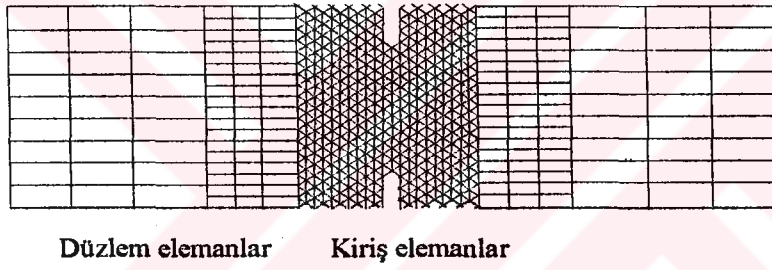
Beton numunelerin nümerik olarak modellemesinde, kafes modelleri içerisinde en iyi modellerden biri Schlangen modelidir. Ancak bu modelinde gerek makroskopik modeller ve gereksede mesoskopik modellerde olduğu gibi bir takım kusurları bulunmaktadır.

Schlangen tipi modelde kafes ağı üçgensel bir geometriye sahiptir. Bu ağ tipi ideal granüler yapıyı çok iyi karakterize etmektedir. Diğer taraftan bu modelde çatlak güzergahı çok iyi şekilde elde edilmesine karşın, mekanik bağıntılarda yetersiz kalmaktadır. Özellikle çekip-çıkarma deneylerinde (Vervuurt vd., 1993) P- δ ilişkisi bakımından nümerik ve deneysel sonuçlar arasında uçurumlar bulunmaktadır (Şekil 4.2). Diğer taraftan bu modelde sadece mod I ve mod II durumları dikkate alınmıştır (Schlangen ve van Mier, 1993). Bu simülasyonların hepsinde çatlağın gelişmesi muhtemel olan bölgede kafes elemanlar ve diğer bölgelerde ise düzlem gerilme elemanları kullanılmıştır (Şekil 4.3). Hesaplama zamanını azaltan bu tekniğin, kafes modellerin temelinde yatan Cosserat sürekliliğine aykırı bir durum meydana getirdiği açıktır. Ayrıca P- δ ilişkisi için bir çok parametreye bağlı olarak hesaplanan sekant modülüne benzer bir ifade kullanılmıştır (Şekil 4.4). Dolayısıyla P- δ diyagramlarının normalize edilmesi gibi bir zorunluluk doğmaktadır. Ayrıca bu modelde tüm elemanların lineer elastik davrandığı kabul edilmiştir. Bu kabul mesoskopik seviyede agrega ve arayüzey elemanları için uygun olmasına karşın matris elemanlar için değildir.

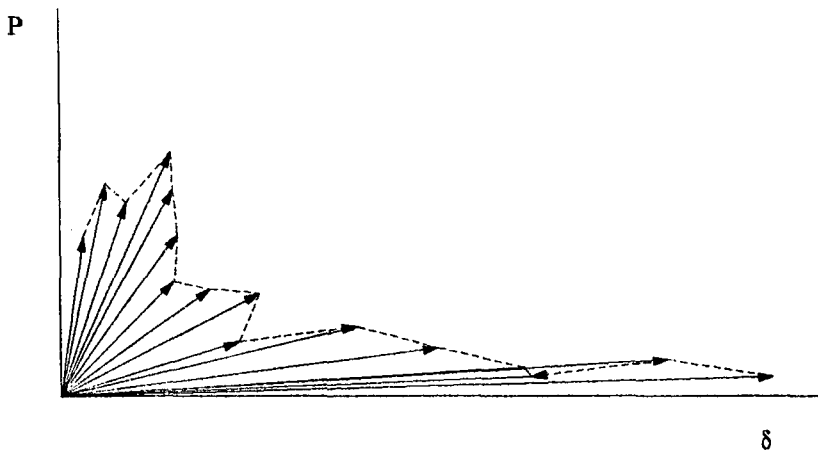
Diğer taraftan betonarme bir numune için herhangi bir simülasyon yapılmamıştır. Bunun sebebi ise geliştirilen modelin temelinde yatan bazı kabullerden kaynaklanmaktadır. Çünkü Schlangen modeli malzemenin heterojenik yapısını direkt olarak modellediğinden, donatı elemanını klasik SEM modellerinde olduğu gibi küçük yay elemanlarla betona bağlamak, modelin felsefesine aykırı bir durum meydana getirmektedir. Diğer taraftan donatı elemanını betonun içerisine agrega elemanlarında olduğu gibi arayüzey elemanlarla bağlanması ortalama bir poisson değerinin alınmasını engellemektedir. Çünkü donatı elemanının $\nu=0.3$ dür ve gevrek malzemelerin position değerlerinden çok büyüktür. Ayrıca bu değer büyük plastik şekil değiştirmeler meydana geldikten sonra $\nu=0.5$ değerine yaklaşması diğer bir olumsuz durumu ifade etmektedir.



Şekil 4.2 Çekip-çıkarma deneyinin deneysel ve nümerik P- δ ilişkisi (Vervuurt vd., 1993).



Şekil 4.3 Tipik Schlangen modelinde SEM ağ yapısı.



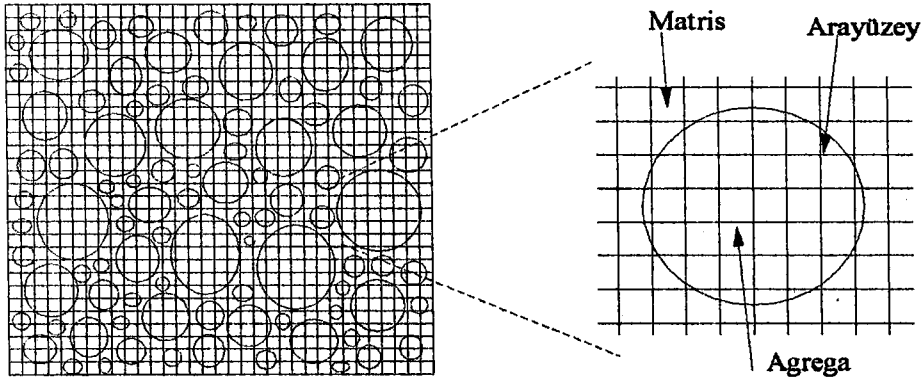
Şekil 4.4 Schlangen modelinde P- δ eğrisinin tespiti.

4.2 Geliştirilen Nümerik Model

4.2.1 Geometri

Beton, düzgün granülometriye sahip kum ve çakılın çimento ile bağlanması ile oluşmuş kompozit bir malzemedir. Dolayısıyla beton temel olarak agrega ve bunları birbirine bağlayan matristen oluşan iki fazlı bir malzeme görünümündedir. Ancak matris ile agrega arayüzeyinin mekanik davranışı bu iki temel malzemeden farklı olduğu göz önüne alınırsa betonun agrega, matris ve arayüzey gibi üç fazlı kompozit bir yapı gibi düşünülmesinin daha uygun olacağı açıktır.

Schlengen tipi kafes modeli betonun heterojenik yapısına daha uygun olmasına karşın, modelin temelinde yatan ortalama bir poisson değerinin kullanılmasının zorunlu olması betonarme numuneler için uygun olamayacağı bölüm 4.1.1 de anlatılmıştır. Bu tez çalışmasının asıl konusu betonarme olduğundan dolayı poisson oranı $\nu=0$ olarak alınan Herrman modeli bu tez çalışmada kullanılmıştır. (Şekil 4.1a). Malzemenin mikro yapısı için Schlengen'in (1993) direkt mikroyapı modellemesi kullanılmıştır (Şekil 4.5). Yani kiriş elemanın her iki ucu matris içerisinde kalıyorsa matris eleman, agrega içerisinde kalıyorsa agrega elemanı, bir ucu matris içerisinde diğer ucu agrega içerisinde kalıyorsa arayüzey elemanı olarak alınmıştır. Direkt mikroyapı modellemesinin granüler dağılımı için ifade 4.2 deki Walraven'in ifadesi kullanılmıştır.



a) Ağ ve granüler yapısı.

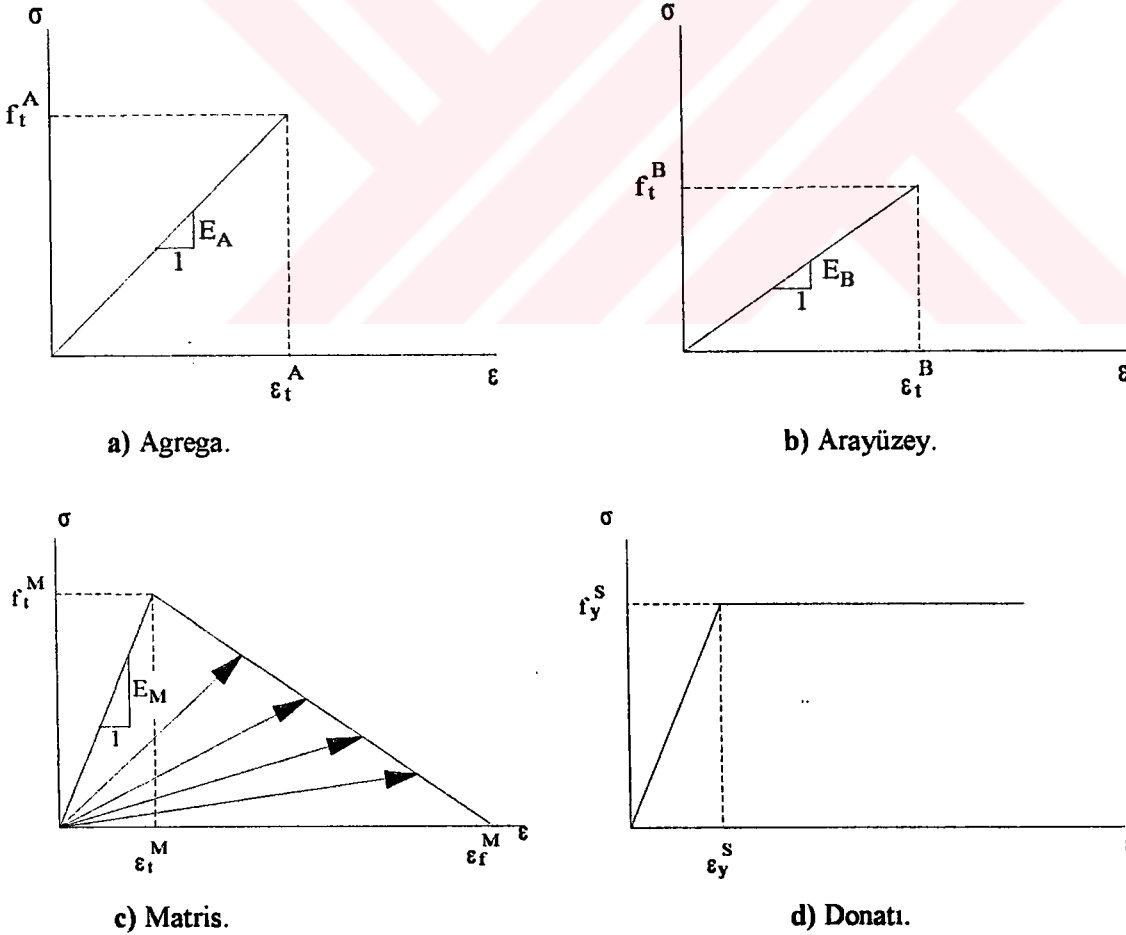
b) İzole edilmiş eleman.

Şekil 4.5 Direkt yapı modellemesi.

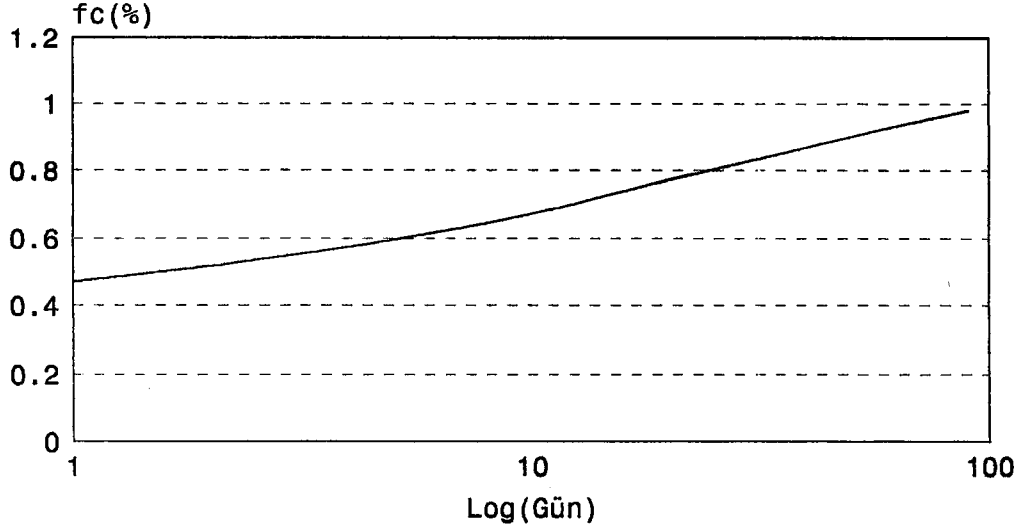
4.2.2 Malzeme modelleri

Şekil 4.6a, ve b de agrega ve arayüzey elemanı için malzemenin davranışı lineer-elastik kabul edilmiştir. Diğer taraftan matris elemanı için gerilme-şekil değiştirme davranışı betonun yumuşama kısmını da içine alan iki lineer doğrudan oluşan Şekil 4.6c deki diyagram kullanılmıştır (Bazant ve Pfeiffer, 1987). Donatı elemanı için ise klasik bir kullanım olan elasto-plastik davranış dikkate alınmıştır (Şekil 4.6 d).

Agreganın çekme dayanımı için, bazaltın çekme dayanımı esas alınmıştır. Arayüzey elemanı için ise Alexander vd. (1968) ın bir yarısı bazalt ve diğer yarısı çimento harcı olan numuneler üzerinde yapmış oldukları arayüzey aderansı deneyindeki ampirik oran kullanılmıştır. Bu oran, Şekil 4.7 de görüldüğü gibi 28 günlük süre sonunda arayüzeyin dayanımı, çimento harcı dayanımının yaklaşık % 80 mertebesinde olduğundan 0.8 olarak alınmıştır. Matris elemanının uç birim deformasyonu Bazant'a (1985) göre:



Şekil 4.6 Malzeme modelleri.



Şekil 4.7 Agregat-Matris aderansının zamana göre değişimi (Alexander vd. 1968).

$$\varepsilon_f^M = \frac{2G_f^M}{f_t^M w_c} \quad (4.5)$$

şeklindedir. Burada w_c kırılma süreci bölgesinin genişliği olup $w_c=3d_a$ şeklindedir. G_F^M değeri ise:

$$G_F^M \cong 0.0214(f_t^M + 127)f_t^{M^2} d_a / E^M \quad (4.6)$$

şeklindedir. Burada E ve f_t^M [psi] olarak verilmelidir (1 psi = 6.895 10⁻³ MPa). Sonuç [lb/in] olarak elde edilmektedir (1 lb/in = 0.175 N/mm).

4.2.3 Elemanların kırılma kanunları

Bu çalışmada kırılma için klasik simülasyonlarda kullanılan malzeme dayanımları yerine, SEM programlama tekniğine daha uygun olan şekil değiştirme sınır değerleri esas alınmıştır.

Agregat ve arayüzey elemanlarının mekanik davranışı lineer-elastik olarak kabul edildiğinden uç birim deformasyonları direkt olarak malzemenin f_t/E oranı alınmıştır.

Matris elemanının uç birim deformasyonu ifade 4.5 ten hesaplanmıştır. Donatı elemanı için ise uç birim deformasyonu için bir sınırlama getirilmemiştir.

Sistemin rijittlik matrisi oluşturulurken, matris elemanı için pik gerilme değerinden sonraki elastisite modülü, hesaplanan şekil değiştirme değerine bağlı olarak şu şekilde tanımlanmaktadır.

$$\begin{aligned} E &= a + \frac{b}{\varepsilon} \\ a &= \frac{f_t^M}{\varepsilon_t^M - \varepsilon_f^M} \\ b &= -a\varepsilon_f^M \end{aligned} \quad (4.7)$$

Burada a ve b Şekil 4.6c den sınır şartlara bağlı olarak hesaplanmış sabitlerdir. ε değeri ise dış yükler altında elemanda oluşan birim şekil değiştirmedir. Bu formülasyon gerçekte sekant modülünü ifade etmektedir.

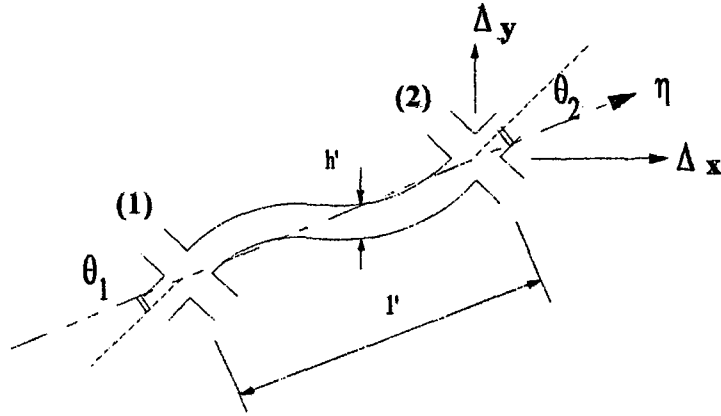
Mikroyapı modellerinde elemanların sadece çekme gerilmeleri altında kırıldığı kabul edilir (Arslan vd. 1991). Bu kuraldan hareketle bu çalışmada yükleme altında her elemanın birim deformasyonu ve kırılma kanununun ifadesi şu şekilde hesaplanmıştır:

$$\Delta_{\max} = \Delta_x^\eta + \Delta_y^\eta + \max(|\theta_1|, |\theta_2|) \frac{h'}{2} \alpha \quad (4.8)$$

$$\varepsilon_{\text{malz.}} \leq \varepsilon = \frac{\Delta_{\max}}{l'} \rightarrow \text{Kırılma} \quad (4.9)$$

burada Δ_x^η ve Δ_y^η sırası ile y ve x eksenlerine göre eleman deformasyonlarının eleman eksenine (η) üzerindeki izdüşümüdür. θ_1 ve θ_2 sırası ile elemanın 1 ve 2 ucuna ait açısal deformasyonlardır (Şekil 4.8). İfade 4.9 daki elemanın dış yükler altında oluşan şekil değiştirme değeri, malzemenin hesaplanan uç birim deformasyonundan büyükse o eleman için $E=0$ olarak alınmıştır. Dolayısıyla temel olarak şekil değiştirme kontrollü bir kırılma modeli kabul edilmiş olmaktadır.

α değeri beton numuneler için 0.005, betonarme numuneler için ise 0.1 olarak alınmıştır. İfade 4.8 de ifade 4.3 deki gibi β değeri bulunmamaktadır. Çünkü geliştirilen bu modelde yapılan malzeme kabülleri gerçeğe uygun olduğundan yük-deplasman diyagramını düzeltmek için herhangi bir ölçeklendirme faktörüne ihtiyaç duymamaktadır.



Şekil 4.8 Deformasyon yapmış bir kirişin geometrik karakteristikleri.

4.2.4 Eleman karakteristiklerinin belirlenmesi

Çalışmada kullanılan beton numuneler için yapılan simulasyonlarda tamamen çentiğe hassas numuneler (yani çentik genişliği ve yüksekliğinin numunenin kırılma şekli ve mekanik bağıntılarının üzerine etkili olduğu numuneler) kullanıldığından, eleman boyları çentik boyuna eşit olarak alınmıştır. Bu kural sadece mikrobeton simulasyonlarında yeterli hassaslık vermektedir. Ancak makrobeton kullanıldığında bu tek kıstas değildir. Aynı zamanda hassas bir hesap için eleman boyu seçilen en küçük agrega çapının yarısına eşit veya küçük olmalıdır. Bu kurallar her boy numune için geçerlidir.

Betonarme yapı elemanları kullanıldığında ise eleman boyu her boy numune için eleman boyu/numune yüksekliği oranı sabit olarak alınması hem hesap zamanı açısından, hem de sonuçta çok fazla büyük bir değişiklik meydana gelmediğinden tercih edilmiştir. Dolayısıyla her boy numune için hesaplanan rijitlik matrisinin boyutu aynı büyüklükte olmakta, sadece eleman boyları ve buna bağlı olarak kesit alanı ve kesitin atalet momenti değişmektedir. Bu teknik, eleman rijitliklerini numune boyutu ile orantılı olarak arttırmakta ve eleman üzerinde hesaplanan deplasman değerlerinin aynı olmasını sağlamaktadır. Dolayısıyla şekil değiştirme kontrollü simulasyonda böyle bir kullanım bir sakınca meydana getirmemektedir.

Geometrik olarak Herrmann tipi ağ kullanıldığından eleman yüksekliği ile eleman boyları birbirine eşit olarak alınmıştır (Bölüm 4.1).

4.2.5 Yükleme hızının tespiti

Literatürde iki tür deney bulunmaktadır. Birincisi yük kontrollü deneylerdir. Yani belirli bir zaman aralığında numune kırılana kadar yük sabit miktarda arttırılmaktadır. İkinci deney tipi ise deplasman kontrollü deneylerdir. Bu deneyler ise iki şekilde yapılmaktadır. Birinci tür deneyde belirli bir zaman aralığında yükleme başlığı (strok) numune kırılana kadar sabit miktarda bir deformasyona maruz bırakılmaktadır. Diğer şekilde ise numune üzerinde belirli bölgelere yerleştirilen strain-guage'ler üzerinde yapılan ölçümler dikkete alınarak sabit şekil değiştirme kontrolü uygulanmaktadır. Dolayısıyla bu tür deneyler kapalı-devre (close-loop) prensibinden hareket eder.

Yapılan çalışmada deplasman kontrollü olarak, beton için: Bazant ve Pfeiffer'in (1987) çentikli üç noktalı eğilme numuneleri, Jenq ve Shah (1987) ve John ve Shah (1985) ve betonarme için ise: Bazant ve Kazemi'nin (1991) betonarme numunelerinin kafes modeli ile simulasyonu yapılmıştır. Diğer taraftan yük kontrollü deney için ise bölüm 5 de anlatılan betonarme kiriş deneyine ait simulasyon yapılmıştır.

RILEM (91) Şartnamesi deplasman kontrollü deneyler için beton numunelerde pik yüke erişim süresini 5 dk.±30 sn. olarak vermiştir. Bu süreye karşılık gelen yükleme hızı 0.0055 mm/iterasyon olarak alınmıştır. Bazant ve Kazemi (1991) çalışmasında pik yüke 7 dk.±30 sn. olduğundan yükleme hızı 0.055 mm/iterasyon olarak tespit edilmiştir. Son olarak deneysel çalışmaya ait simulasyon için ise 6dk.±30 sn e karşılık 1000 N/iterasyon olarak alınmıştır. Bu değerler verilen zaman aralığında tüm numuneler için sabit tutulmuştur.

4.2.6 Geliştirilen simulasyon programı

Geliştirilen simulasyon programının simule edilen deneyin yük veya deplasman kontrollü oluşuna bağlı olarak iki değişik versiyonu vardır. Bir SEM programının genel formülasyonu:

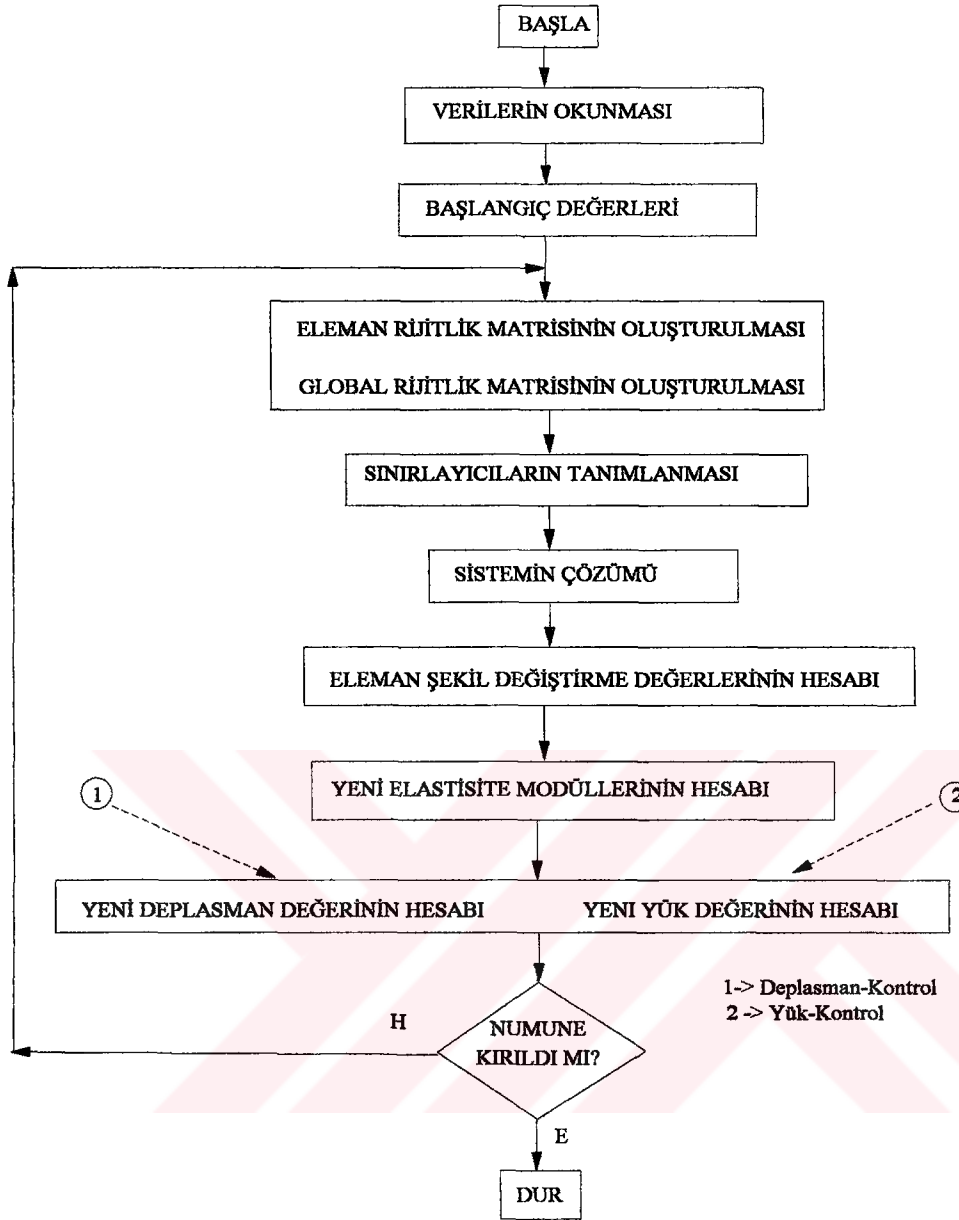
$$[K]\{r\} = \{f\} \quad (4.10)$$

şeklinde dir. Burada [K] sistemin rijitlik matrisi, {r} deplasman vektörünü ve {f} dış yük vektörünü göstermektedir.

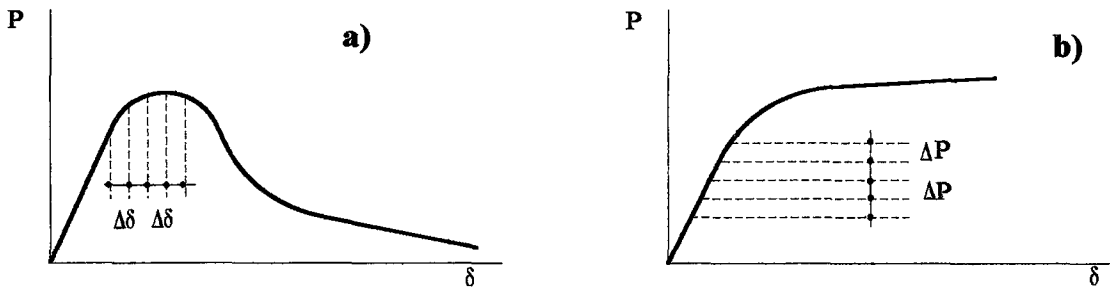
Deplasman kontrollü simülasyonlarda, yüklemenin yapıldığı noktaya bölüm 4.2.5 de tespit edilen deplasman miktarı ceza fonksiyonları yardımı ile $[K]$ rijitlik matrisine ve $\{f\}$ dış yük vektörüne eklenmiştir. Yani her adımdaki yükleme durumuna göre sınır şartlar için rijitlik matrisi değişime uğratılmıştır. Yük kontrollü simülasyonlarda ise normal klasik SEM programlarındaki hiyerarşi izlenmiştir.

İfade 4.10 daki lineer denklem takımının çözümü için Gauss Eliminasyon Bant matris formülasyonu ve Eşlenik eğim yöntemleri (=Conjugate Gradient Methods, Hestenes ve Stiefel ,1952) kullanılmıştır. Gauss eliminasyon metodu, bir eliminasyon metodu olduğundan rijitlik matrisi REAL*8 formatında kullanılma zorunluluğu vardır. Aksi takdirde sonuçta oluşan yuvarlatma hataları sistemin davranışı ile ilgili olmayan durumlar meydana gelebilmektedir. Bu nedenle hafıza gereksinimi çok yüksektir. Eşlenik eğim yöntemi iteratif bir yöntem olduğundan rijitlik matrisinin REAL*4 formatında kullanılması sonucu etkilememektedir. Dolayısıyla hafıza gereksinimi eliminasyon metodlarına göre çok daha az olmaktadır. Ayrıca bu yöntem özellikle bol sıfırlı (sparse) matrislerde çok büyük avantaj sağlamaktadır. Çünkü bol sıfırlı matrisler üzerinde sıkıştırma işlemi yapılarak hafıza gereksinimi çok daha aza indirgenebilmektedir. Diğer taraftan iki yöntemin birbirine karşı avantaj ve dezavantajları vardır. Özellikle bilinmeyen sayısının fazla olduğu sistemlerde (bilinmeyen sayısı yaklaşık 10000) eşlenik eğim metodu Gauss eliminasyon metoduna göre çok daha hızlı sonuca ulaşmaktadır. Buna karşın küçük boyutlu matrislerde gauss eliminasyon metodu sonuca çok daha kısa sürede ulaştığı gözlemlenmiştir.

Şekil 4.9 da geliştirilen programa ait akış diyagramı görülmektedir. Bu programda eleman rijitlik matrisi klasik SEM literatüründe bulunan çerçeve giriş elemanına ait rijitlik matrisi ifadesi kullanılmıştır. Global rijitlik matrisi bu eleman rijitlik matrislerinin uygunluk şartlarına göre süperpoze edilmesinden elde edilmiştir. Sınırlayıcılar ise bölüm 4.2.5 de anlatıldığı gibi deney tipine göre sistem matrislerine adapte edilmiştir. Şekil değiştirme hesabı için ifade 4.8 ve 4.9 kullanılmıştır. Kırılan veya zayıflayan elemanlar bölüm 4.2.3 de tanımlandığı gibi yeni duruma uyarlanmıştır. Bu işlemlere numune kırılana kadar devam edilmiştir. Şekil 4.9 da 1->, notasyonu ile gösterilen deplasman kontrollü simülasyonlarda sabit deplasman artımı ($\Delta\delta$) (Şekil 4.10a), 2-> notasyonu ile gösterilen simülasyonlarda sabit yük artımı (ΔP) (Şekil 4.10b) uygulanmıştır. Bu şekilde bölüm 4.1.1 de anlatıldığı gibi Schlangen modelinde kullanılan P- δ ilişkisi için, sekant (Şekil 4.4) ifadesine alternatif olarak tanjant ifadesi kullanılarak daha gerçekçi bir çözüm geliştirilmiştir.



Şekil 4.9 Geliştirilen SEM programının akış diyagramı.



Şekil 4.10 a) Deplasman ve b) yük kontrollü simülasyonlar.

5. DENEYSEL ÇALIŞMA

5.1 Literatürdeki Yapılmış Önemli Diğer Deneyler

Yapılan deneysel çalışmaya benzer olarak daha önce yapılmış deneyler literatürde şu şekilde yer almaktadır:

a) Shioya vd. (1989), yaptığı çalışmada, boyut değişim oranı 1:30 dur. Kiriş yükseklikleri $d=100, 200, 600, 1000, 2000$ ve 3000 mm olup açıklık/yükseklik $L/d=12$ olarak alınmıştır. Maksimum agrega çapı $d_a=10-25$ mm arasında değişmektedir. Betonun basınç dayanımı $f_c=23.5$ MPa olup donatı oranı $\rho=\%0.4$ dür. Kesme açıklığı $a/d=3$ olarak alınmıştır. Kiriş düzgün yayılı yükle yüklenmiştir. (Şekil 5.1)

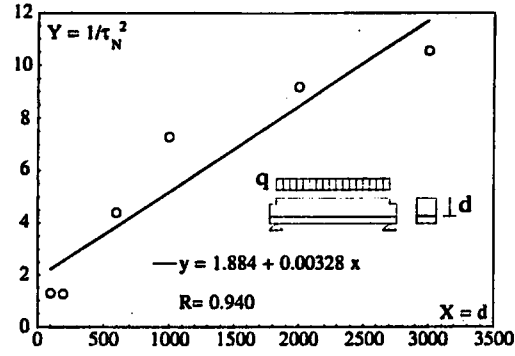
b) Bazant ve Kazemi (1991), ankrajlı ve ankrajsız olmak üzere iki tür deney yapmıştır.

Ankrajsız numunelerde değişim oranı 1:4 dür. $d=40.64, 81.28$ ve 152.56 mm, $L/d=7$, $d_a=4.83$ mm, kiriş genişliği $b=38.1$ mm, $f_c=46.8$ MPa, donatının akma dayanımı $f_y=690-890$ MPa, $\rho=\%1.65$ ve $a/d=3$ olarak alınmıştır. Ankrajlı numunelerin değişim oranı 1:16 dir. $d=20.64, 41.275, 82.55, 165.1$ ve 330.2 olup diğer geometrik özellikler ankrajsız numuneler ile aynıdır. $f_c=46.2$ MPa, $a/d=3$, $\rho=\%1.62$ dir. Kirişler dört noktalı eğilmeye maruzdur. (Şekil 5.2, 5.3)

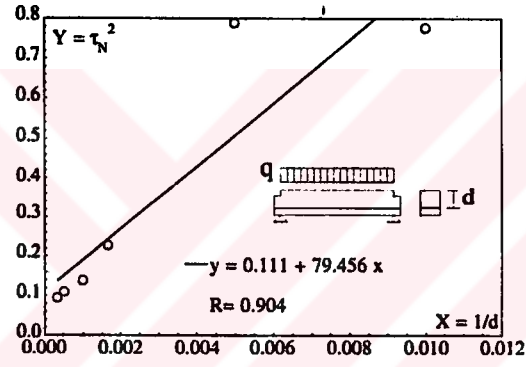
c) Kani (1967), deneylerde değişim oranı 1:8 dir. $d=152.4, 304.8, 609.6$ ve 1219.2 mm, $d_a=19$ mm, $b=152.4$ mm, $f_c=345$ MPa, $f_y=345$ MPa, $L=1524$ mm, $\rho=\%2.8$, $a/d=2, 2.5, 3$ ve 4 olarak değişken alınmıştır. Kirişler üç noktalı eğilme ile yüklenmiştir. (Şekil 5.4, 5.5, 5.6, 5.7)

d) Walraven (1993), değişim oranı 1:6 dir. Normal ve hafif betonlar kullanılmıştır. Etriyeli ve etriyesiz kirişler üzerinde deney yapılmıştır. $a/d=1$ ve 3 olarak alınmıştır. Üç noktalı eğilme deneyi yapılmıştır. (Şekil 5.8, 5.9, 5.10)

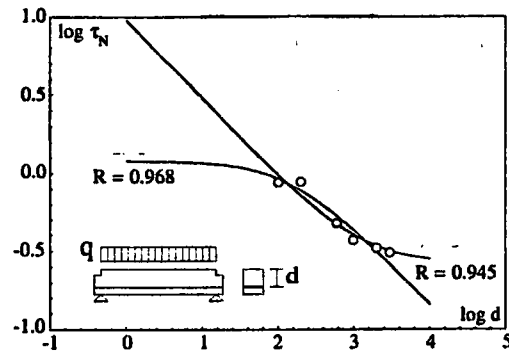
e) Bosco vd. (1990), tarafından yüksek dayanımlı kayma donatısız betonarme kirişlerde, minimum donatının tayini için bir çalışma yapılmıştır. Boyut değişim aralığı 1:4 olup, $d=100, 200$ ve 300 , $b=150$ mm, $L/d=6$, $d_a=12.7$ mm, $f_c=91.2$ MPa, $a/d=3$ olarak alınmıştır. Kirişler üç noktalı eğilmeye maruz bırakılmıştır. (Şekil 5.11, 5.12, 5.13, 5.14). Bu deney ayrıntılı olarak bölüm 2.4.2 de incelenmiştir.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

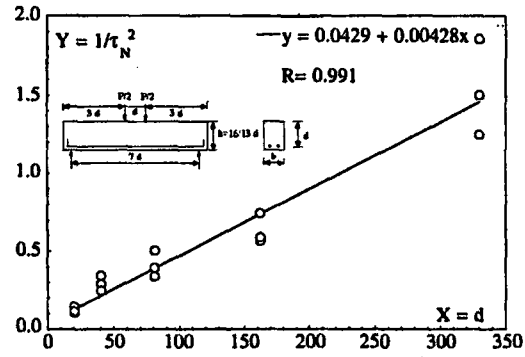


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

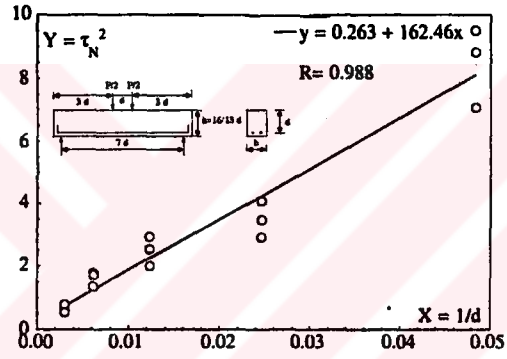


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

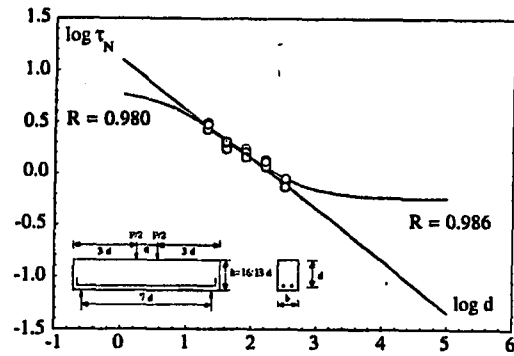
Şekil 5.1 Shioya vd. (1989) deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

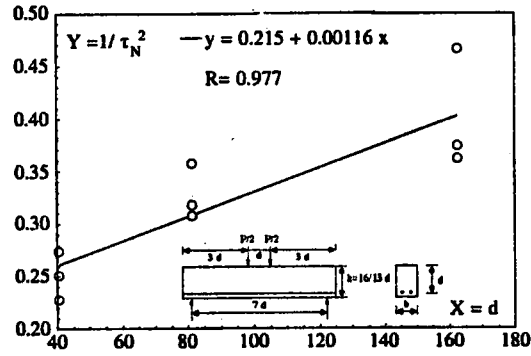


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

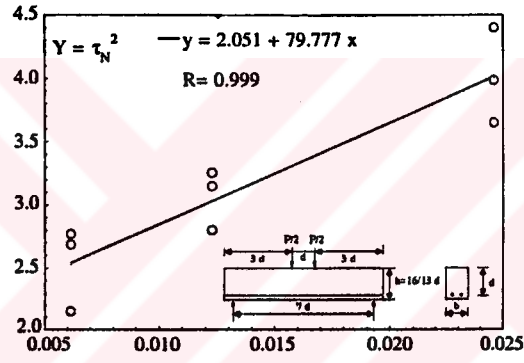


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

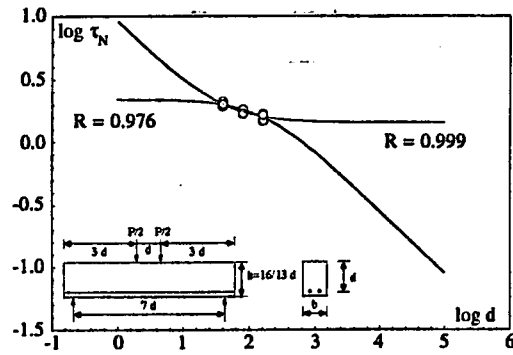
Şekil 5.2 Bazant ve Kazemi (1991) ankrajlı deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

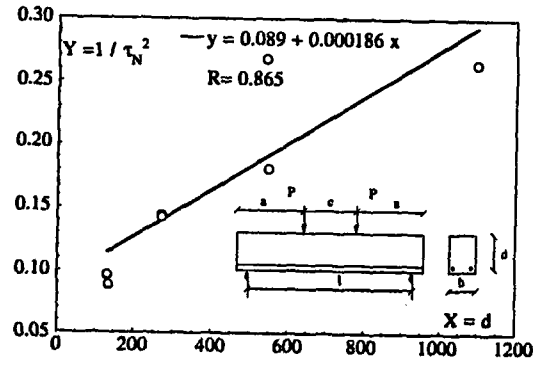


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

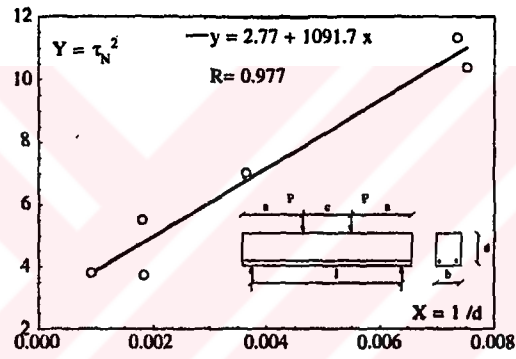


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

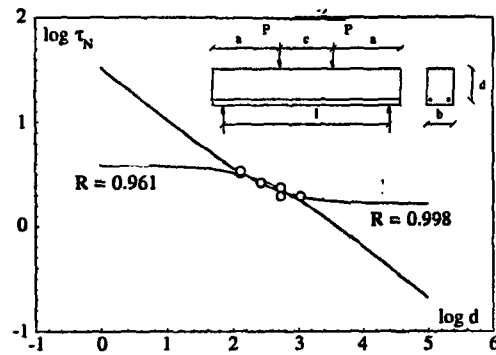
Şekil 5.3 Bazant ve Kazemi (1991) ankrajsız deneyine ait boyut etkisi teorilerin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

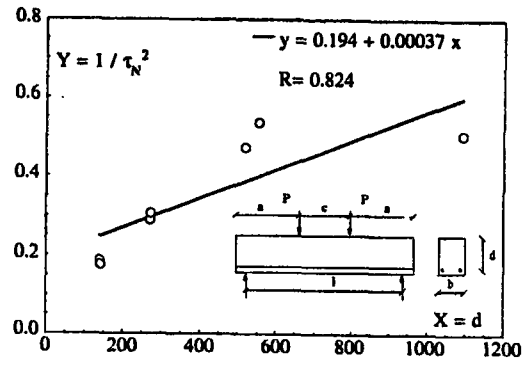


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

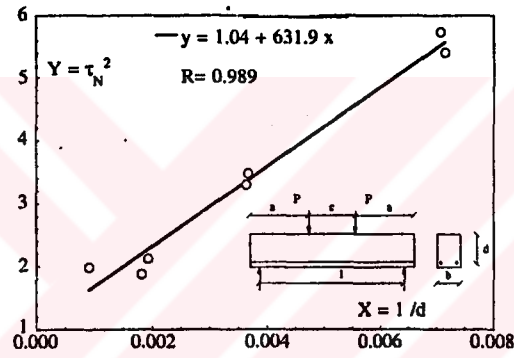


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

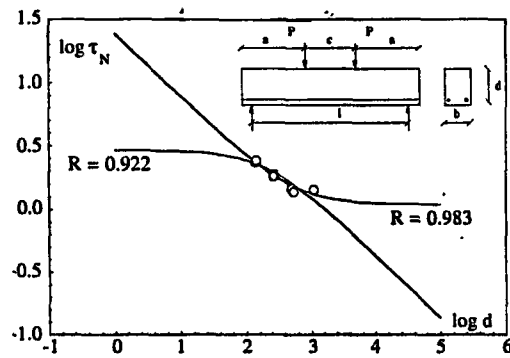
Şekil 5.4 Kani (1967) $a/d=2$ deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

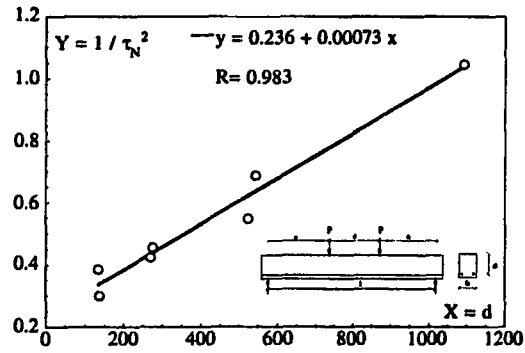


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

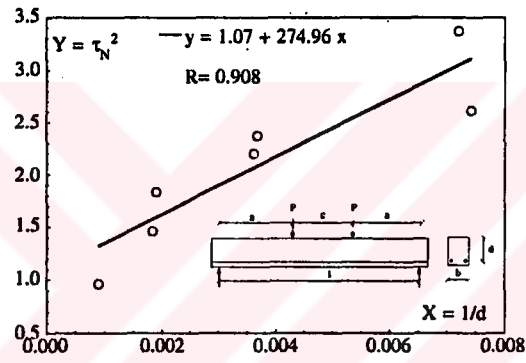


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

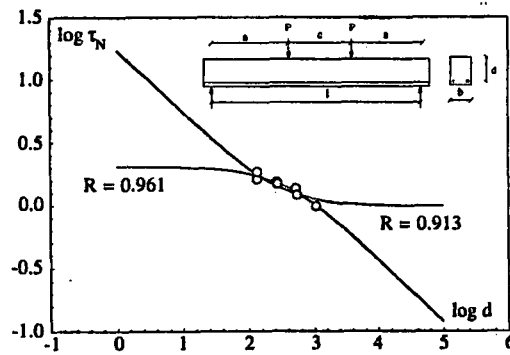
Şekil 5.5 Kani (1967) $a/d=2.5$ deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

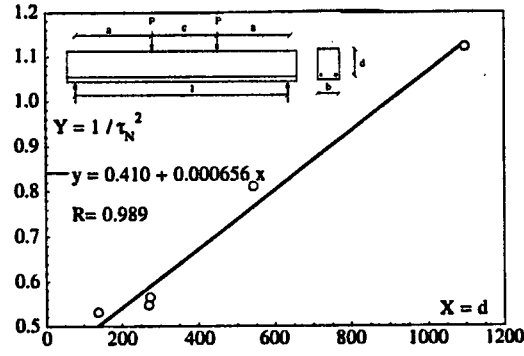


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

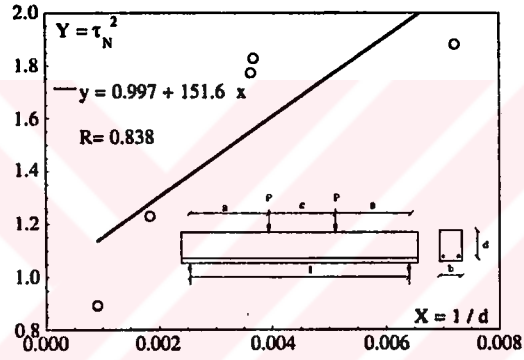


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

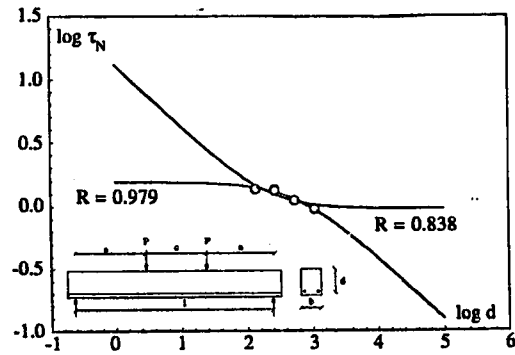
Şekil 5.6 Kani (1967) $a/d=3$ deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

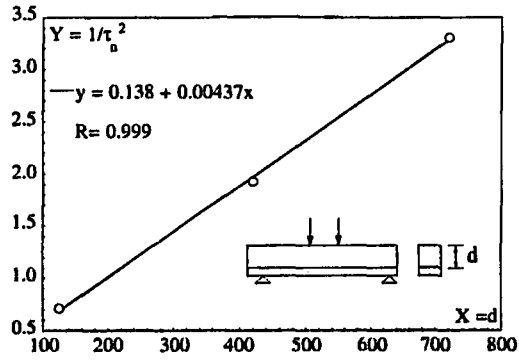


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

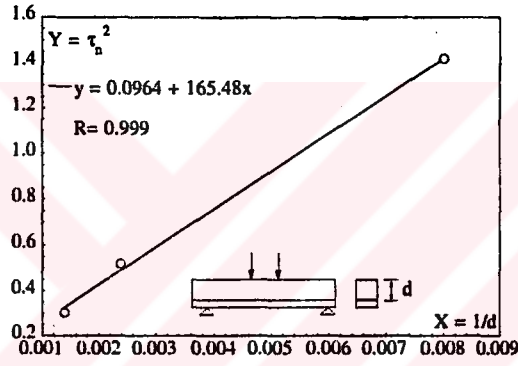


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

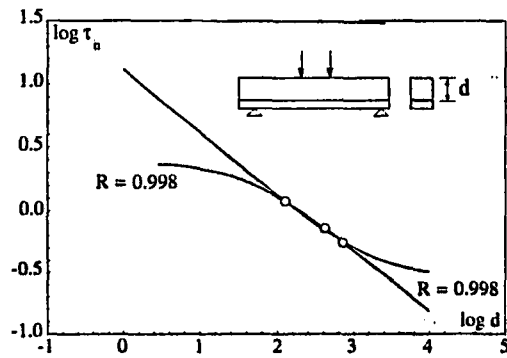
Şekil 5.7 Kani (1967) $a/d=4$ deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

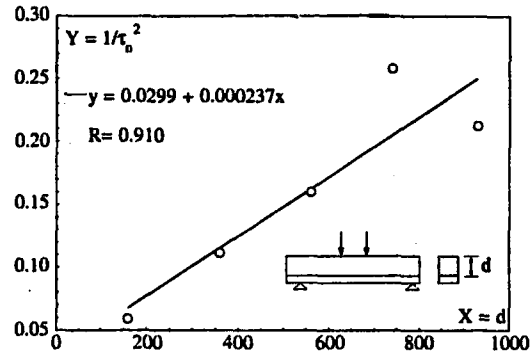


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

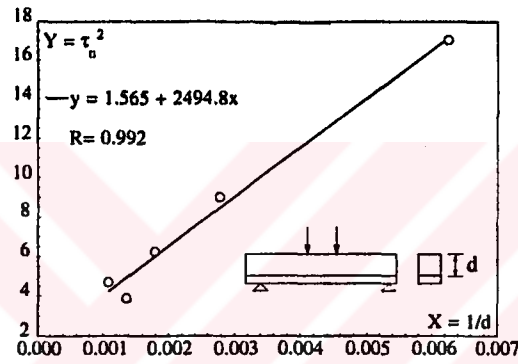


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

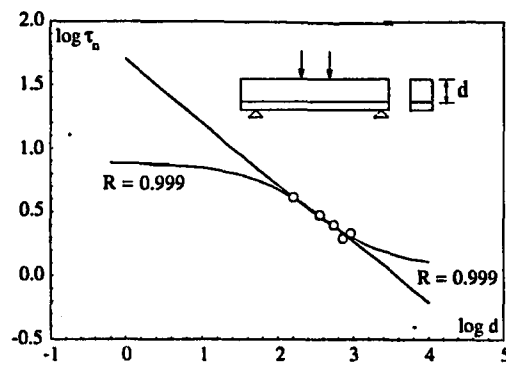
Şekil 5.8 Walraven. (1993) $a/d=3$ normal beton deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

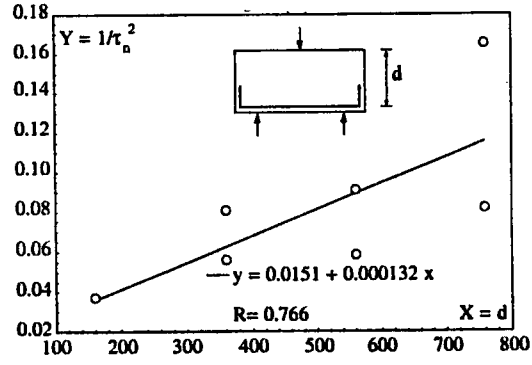


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

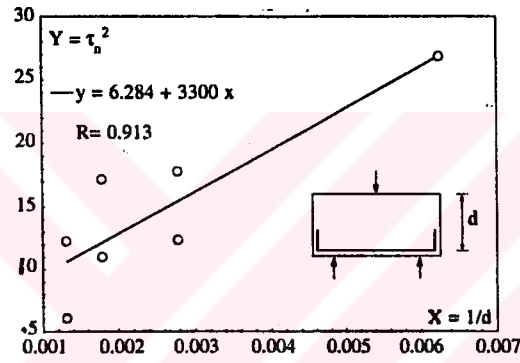


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

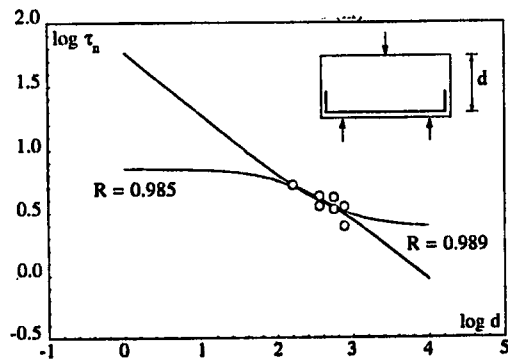
Şekil 5.9 Walraven. (1993) $a/d=3$ hafif beton deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

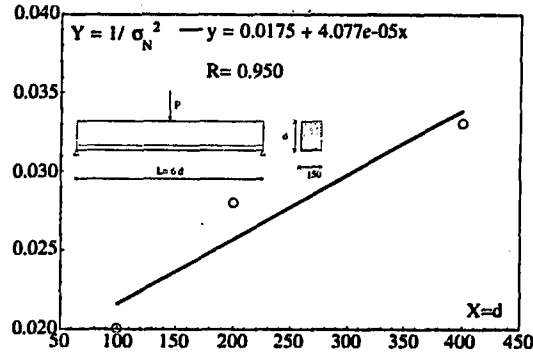


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

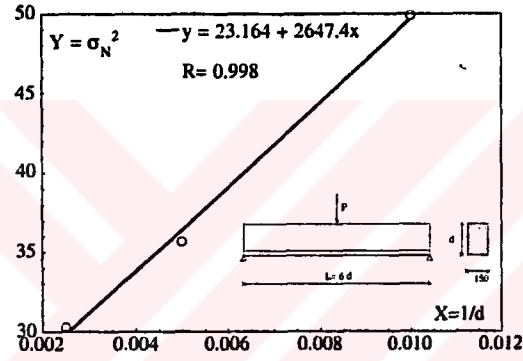


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

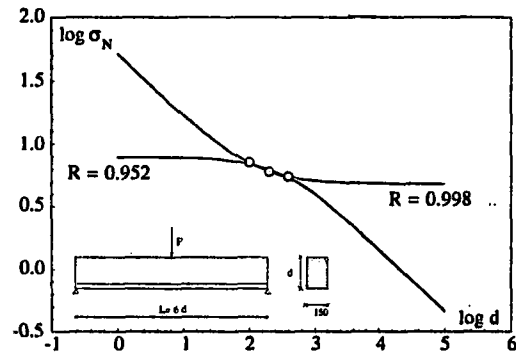
Şekil 5.10 Walraven. (1993) $a/d=1$ deneyine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

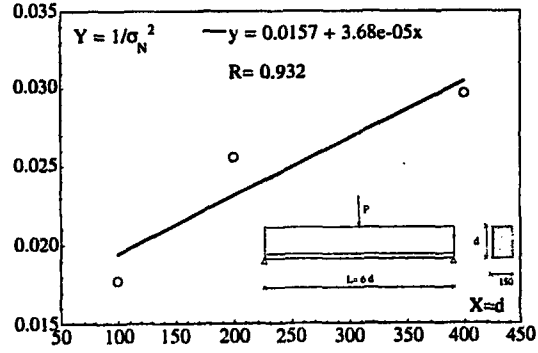


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

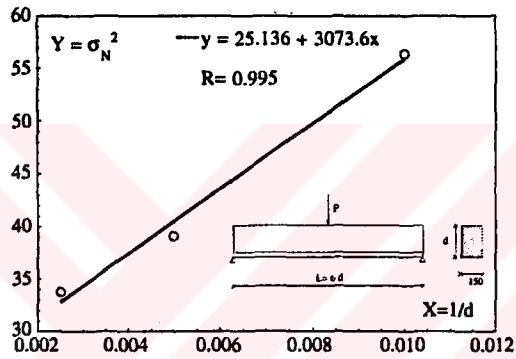


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

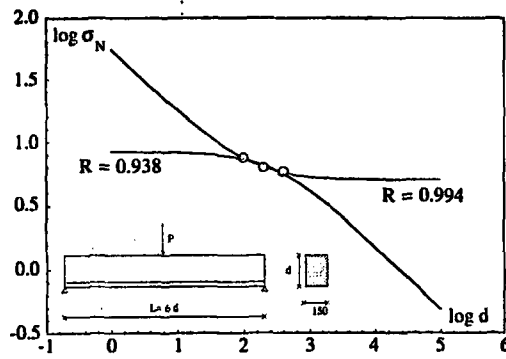
Şekil 5.11 Bosco vd. (1990) $N_p=0.10$ deneylerine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

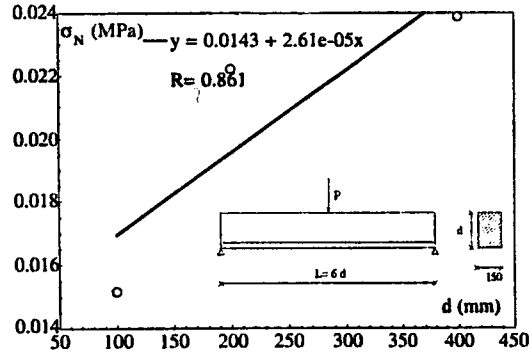


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

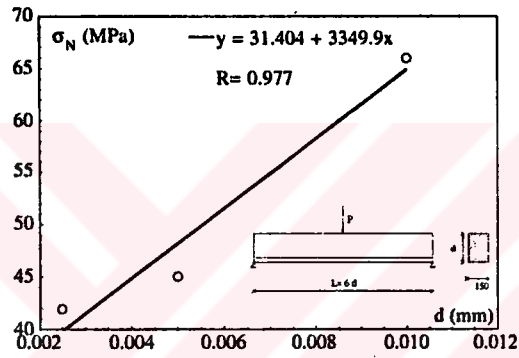


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

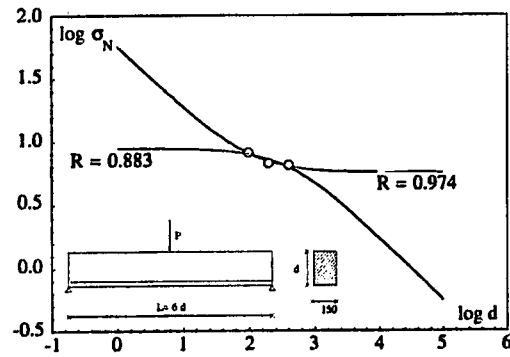
Şekil 5.12 Bosco vd. (1990) $N_p=0.26$ deneylerine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.

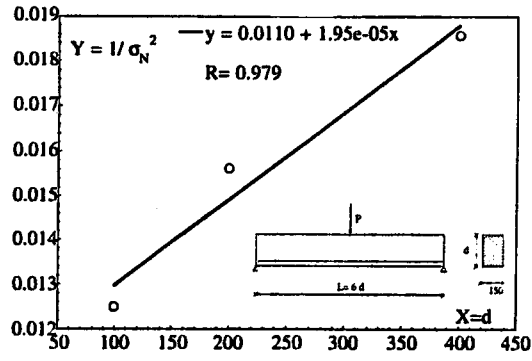


b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.

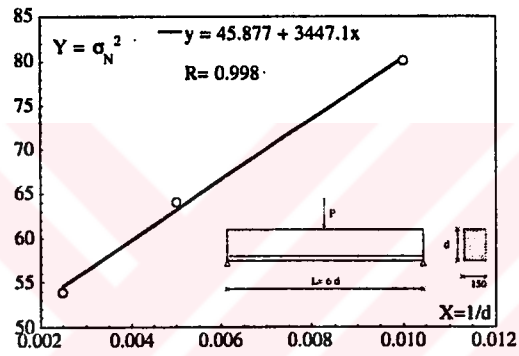


c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

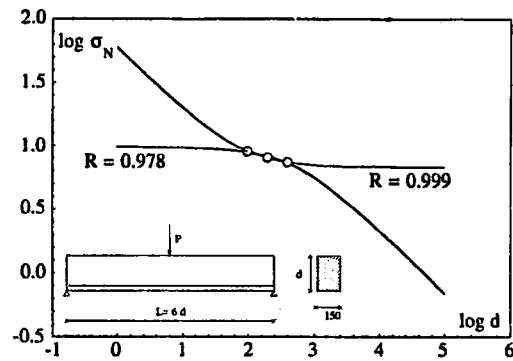
Şekil 5.13 Bosco vd. (1990) $N_p=0.53$ deneylerine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) Bazant'ın lineer regresyonu.



b) Carpinteri'nin lineer regresyonu.



c) Boyut etkisi teorilerinin karşılaştırılması.

Şekil 5.14 Bosco vd. (1990) $N_p=0.87$ deneylerine ait boyut etkisi teorilerinin uygulanması.

5.2. Yapılan Deneysel Çalışma

5.2.1 Numunelerin geometrileri, malzeme karakteristikleri ve deney düzeneği

Deneysel çalışmada kullanılan kirişlerin geometrisi Şekil 5.15 de görülmektedir. Çalışmada boyut etkisi ve basınç-kesme kırılması olarak iki amaç güdülmüştür. Bu amaçla orta (M), büyük (L) ve çok büyük (H) olmak üzere değişim oranı 1:2:4 ve $L/d=4$ olan üç boy numune kullanılmıştır. Tüm numunelerde genişlik $b=50$ mm seçilmiştir. Basınç-kesme kırılmasının temini için $a/d=1.5$ olarak alınmıştır.

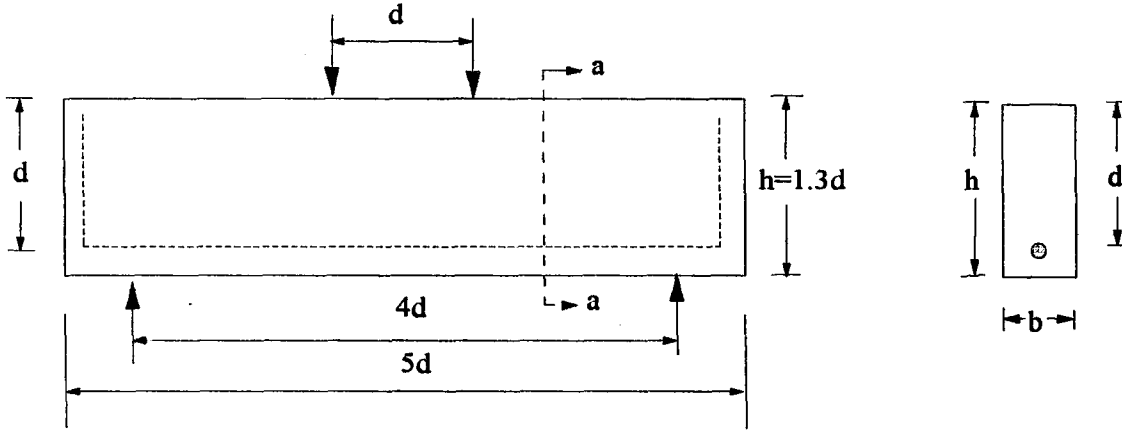
Donatı S420 olarak alınmıştır. Standart akma dayanımı $f_y=420$ MPa'dır. Donatı çapları Tablo 5.1 den görüldüğü gibi 8, 12 ve 16 mm olarak seçilmiştir. Yani donatı oranının yaklaşık $\rho=2\%$ olarak alınmıştır. Ancak 12 mm lik donatının alanında % 0.3 lük bir sapma vardır. Bu sebeple normal hava koşullarına maruz kalmış donatı alınmış, yüzeyi zımparalanıp, tiner ile temizlenmiştir. Bu şekilde yaklaşık olarak % 2 lik bir donatı oranı sağlanmıştır. Donatı Şekil 5.16 da görüldüğü detaylandırılmıştır. Burada yan kollar ana donatıya alın kaynağı ile sabitleştirilmiştir. Deneyde kullanılan donatılar ayrıca çekme deneyi yapılmış ve dayanımları sırası ile 455, 495 ve 510 MPa olarak elde edilmiştir. Standart değerden olan bu sapma basınç-kesme kırılması için olumlu bir durum meydana getirmiştir.

Çalışmada $d_a=4$ mm olan ve granülometrisi ifade 5.1 de verilen Fuller parabolüne uygun mikrobeton kullanılmıştır.

$$y = \left(\frac{D}{d_a} \right)^{1/2} \quad (5.1)$$

Tablo 5.1 Deney numunelerinin geometrik karakteristikleri.

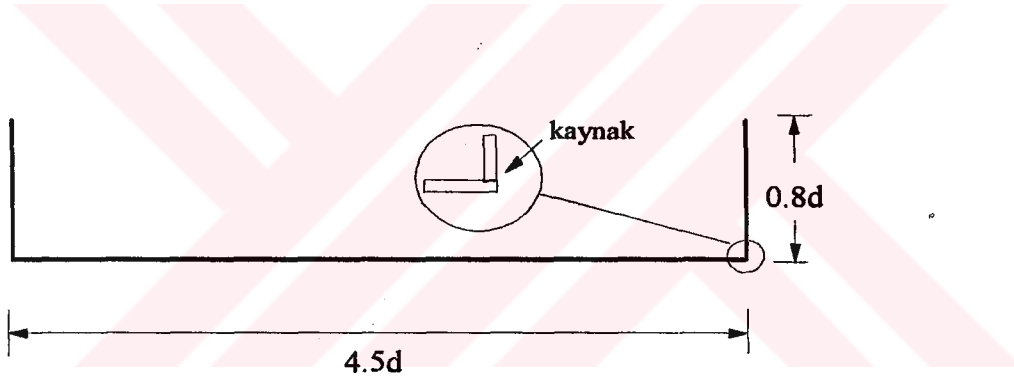
Tip	d [mm]	h [mm]	L [mm]	ϕ [mm]	A_s [mm ²]	ρ (%)
M	50	65	250	8	50.27	0.020
L	100	130	500	12	113.10	0.023
H	200	260	1000	16	201.06	0.020



a) Deney numunesinin geometrisi.

b) a-a kesiti.

Şekil 5.15 Deney numunesinin geometrik karakteristikleri.



Şekil 5.16 Donatının detayı.

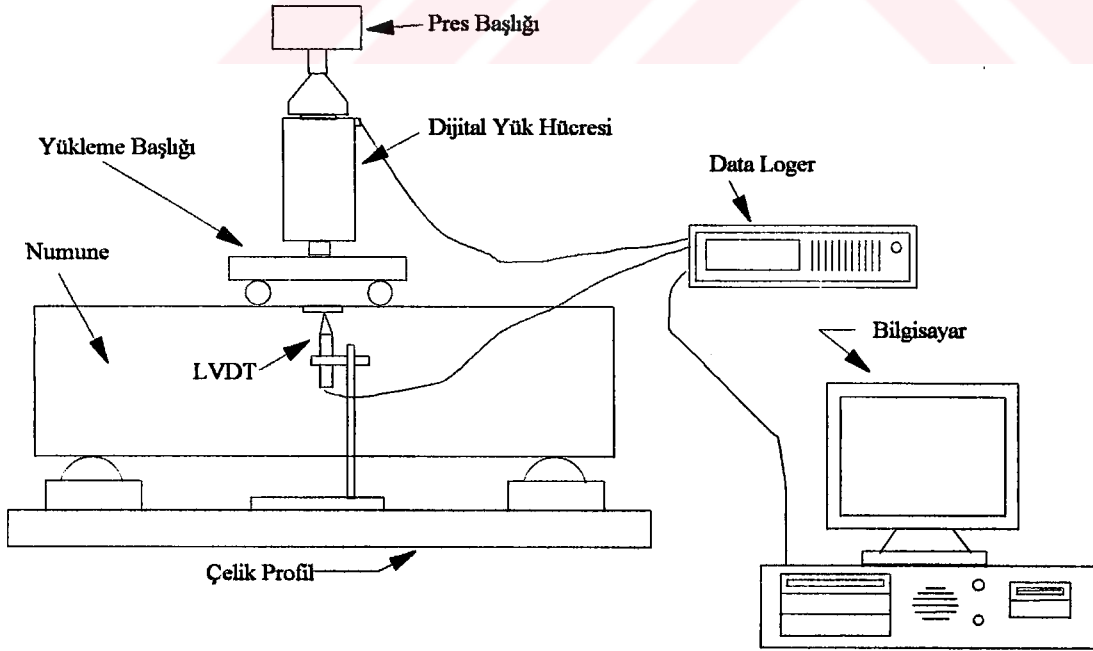
Burada y , elekten ağırlıkça yüzde olarak geçen agrega miktarı D , elek çapıdır. Deneysel çalışmada gerek numunelerin küçük olması ve gerekse de nervürlü donatı ile beton arasındaki mekanik aderans için tam doluluğun sağlanması için mikrobeton kullanılmıştır. Su:Çimento:Agrega oranı ağırlıkça 1:2:4 olarak alınmıştır. Betonun 28 günlük basınç dayanımı $f_c=23$ MPa olarak 5 adet 150*300 mm lik standart silindir numuneler üzerinden yapılan testle belirlenmiştir. Minerolojik olarak nehir kumu kullanılmıştır. Çimento tipi, 28 günlük basınç dayanımı 32.5 MPa olan Normal Portlant Çimentosu kullanılmıştır. Her boy numuneden üç adet dökülmüştür.

Çalışmada ahşap kalıplar kullanılmıştır ve kirişler kalıplara yatay olarak dökülmüş, bir gün priz için bekletilmiştir. Daha sonra 28 gün yaklaşık 20°C de kür havuzunda bekletilmiştir.

Numuneler, yükleme kapasitesi maksimum 150 kN olan hidrolik yük-kontrollü makinede kırılmıştır. Dijital yük hücresi ve LVDT ler dataloger'a bağlanıp, sürekli veri alınımı sağlanmıştır. Pik yüke ortalama 6 dk. $\pm$ 30 sn. de erişilmiştir. Şekil 5.17 de deney düzeneğine ait detaylar görülmektedir.

5.2.2 Deney sonuçları

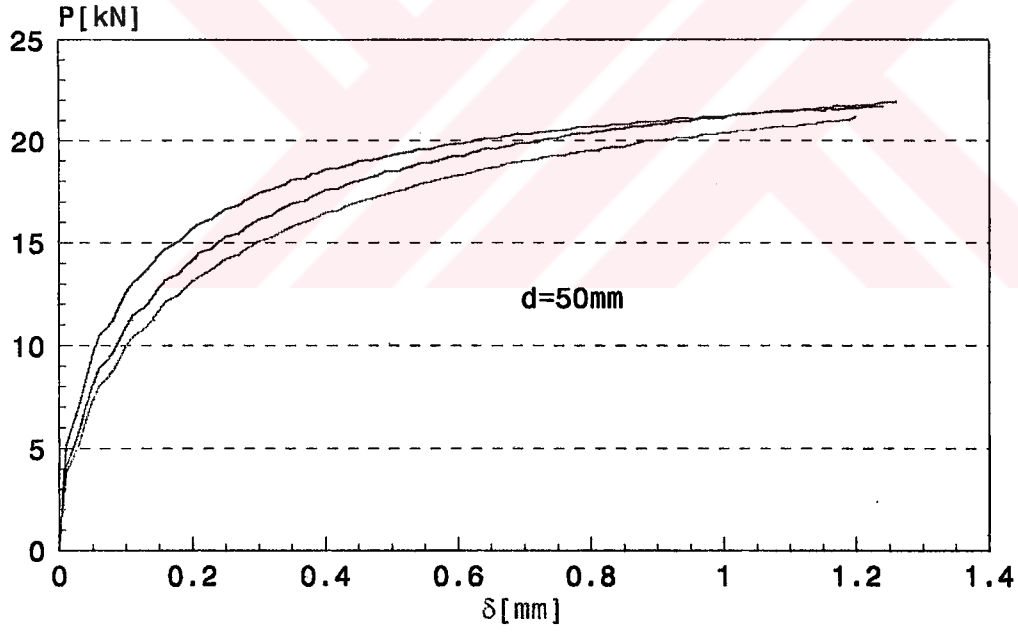
Tablo 5.2 de kırılma yükleri ve Şekil 5.18a, b, c de sırası ile M, L ve H numunelerine ait normalize edilmiş yük-deplasman diyagramları görülmektedir. Şekil 5.19 da M tipi, Şekil 5.20 de L tipi ve Şekil 5.21 de H tipi numunelerin kırılma durumundaki çatlak güzergahı şematik olarak görülmektedir. Bu şekillerden görüldüğü gibi tüm numuneler teorik olarak belirlenen güzergah civarında kırılmıştır. (Şekil 3.3c de kesme-basınç kırılması). Kırılmaların ani ve patlama şeklinde meydana geldiği gözlenmiştir.



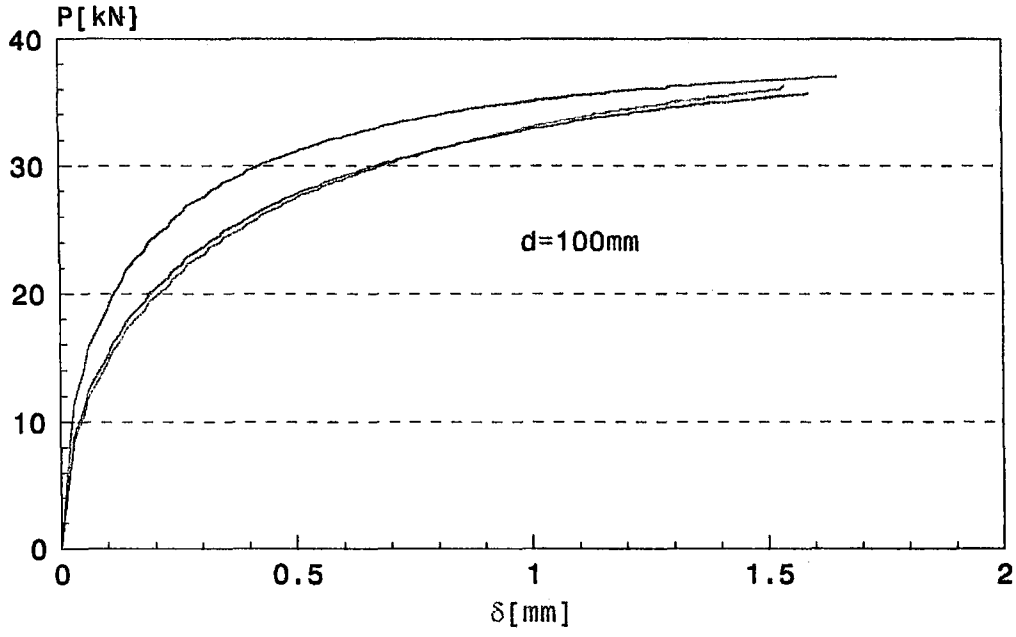
Şekil 5.17 Deney düzeneği.

Tablo 5.2 Deney kirişlerinin kırılma yükleri ve nominal dayanımları.

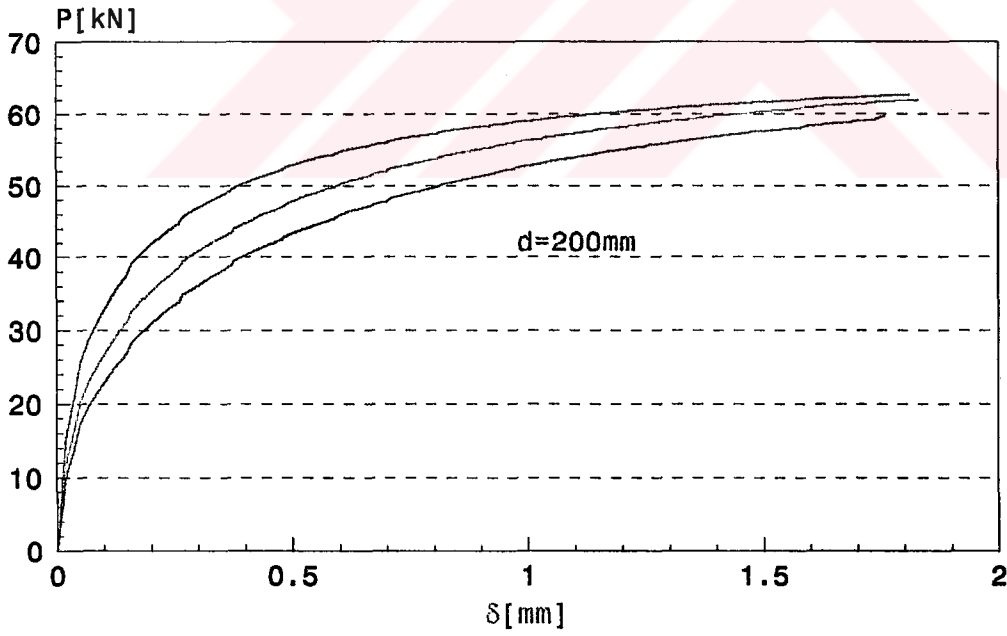
d [mm]	P [kN]			P [kN]	τ_N [N/mm ²]		
	1	2	3		1	2	3
50	21.7	21.9	21.2	21.6	4.34	4.38	4.24
100	37.0	35.7	36.3	36.3	3.70	3.57	3.63
200	59.7	62.0	62.7	61.5	2.99	3.10	3.14



Şekil 5.18a M tipi numunenin yük-deplasman diyagramı.

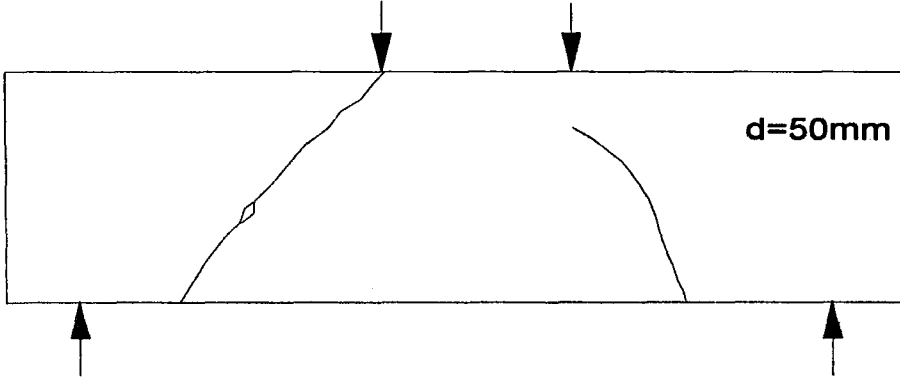


Şekil 5.18b L tipi numunenin yük-deplasman diyagramı.

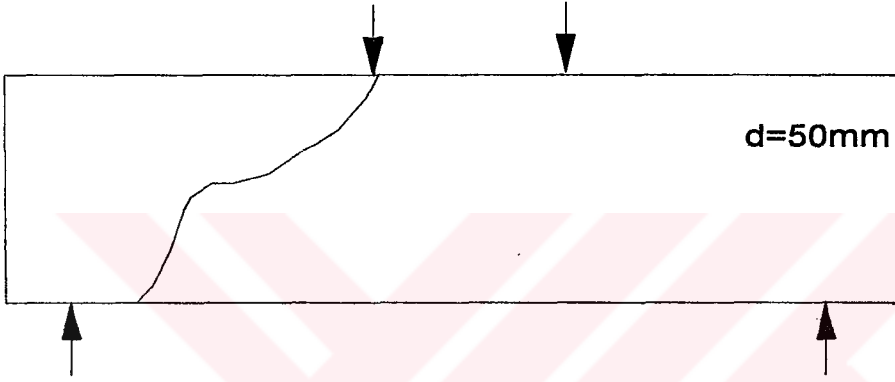


Şekil 5.18c H tipi numunenin yük-deplasman diyagramı.

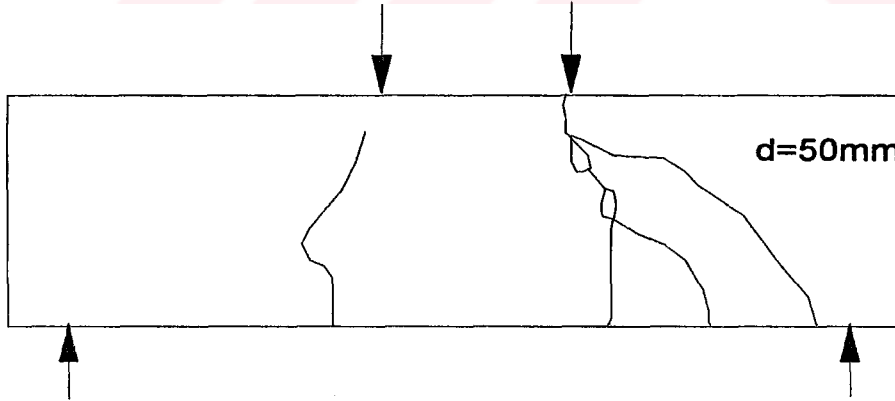
Şekil 5.18 M, L, H tipi numunelerin yük-deplasman diyagramları.



a) 1. seri numunede çatlak güzergahı.

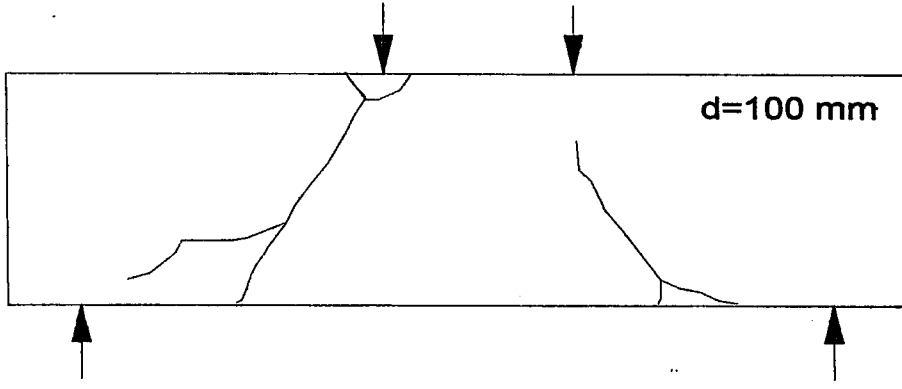


b) 2. seri numunede çatlak güzergahı.

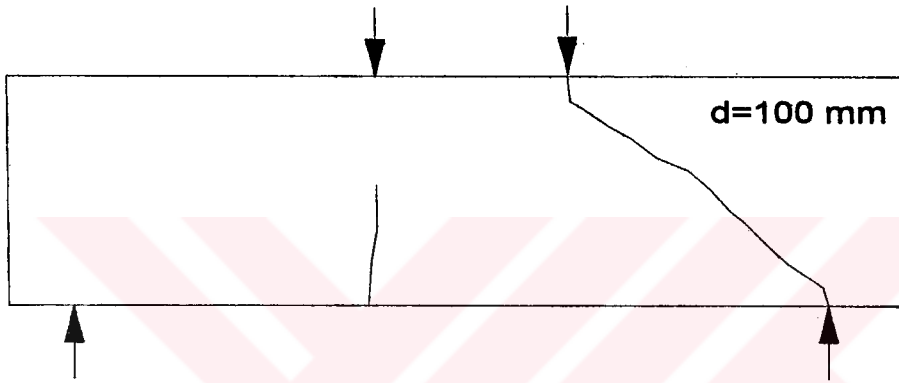


c) 3. seri numunede çatlak güzergahı.

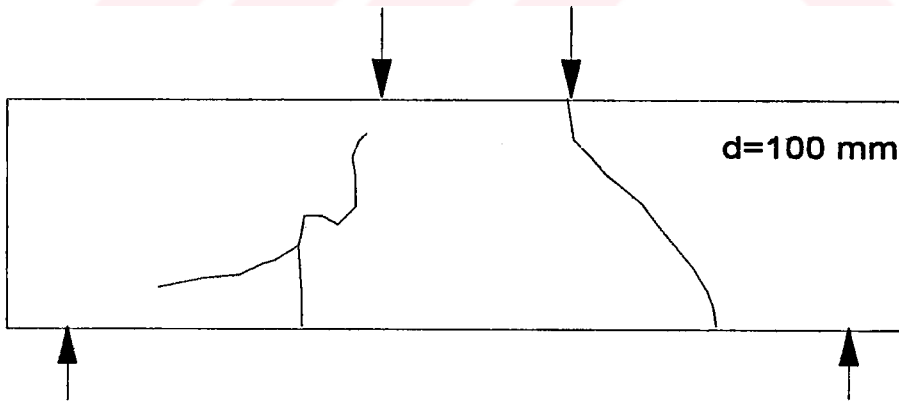
Şekil 5.19 M tipi numunede çatlak güzergahı.



a) 1. seri numunede çatlak güzergahı.

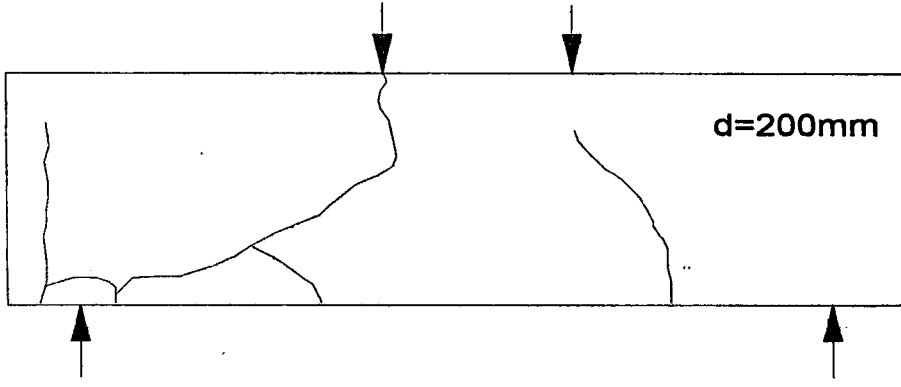


b) 2. seri numunede çatlak güzergahı.

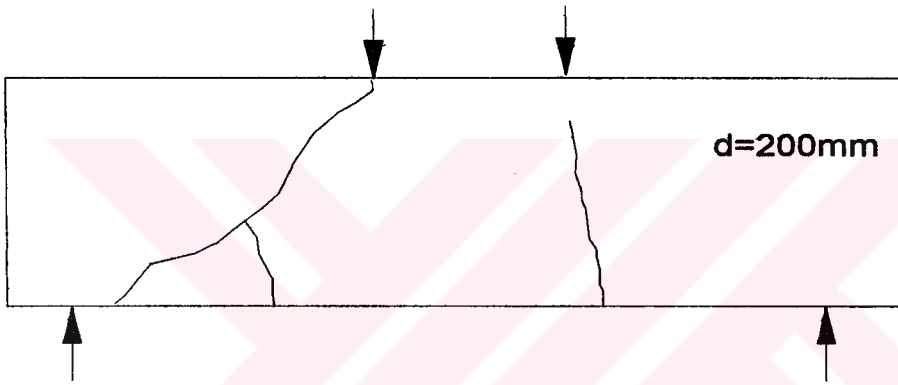


c) 3. seri numunede çatlak güzergahı.

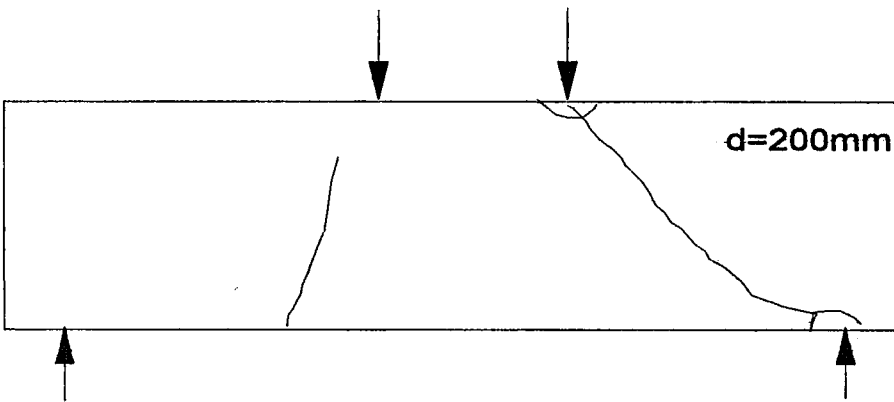
Şekil 5.20 L tipi numunede çatlak güzergahı.



a) 1.seri numunede çatlak güzergahı.



b) 2.seri numunede çatlak güzergahı.



c) 3.seri numunede çatlak güzergahı.

Şekil 5.21 H tipi numunede çatlak güzergahı .

5.2.3 Deney sonuçlarının değerlendirilmesi

Deneyisel çalışmadan elde edilen veriler dört ayrı boyut etkisi teorisine uygulanmıştır. Bunlar bölüm 2.3.2 de anlatılan deterministik karakterli Bazant'ın boyut etkisi teorisi, Carpinteri'nin boyut etkisi teorisi ve lineer boyut etkisi teorileri olan, istatistiksel karakterli Weibull tipi zayıf-bağ boyut etkisi teorisi ve LEKM nin boyut etkisi teorisidir.

Tüm boyut etkisi teorileri nominal dayanım üzerine kurulmuştur. Bu çalışmada nominal dayanım aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\tau_N = \frac{P_u}{2bd} \quad (5.2)$$

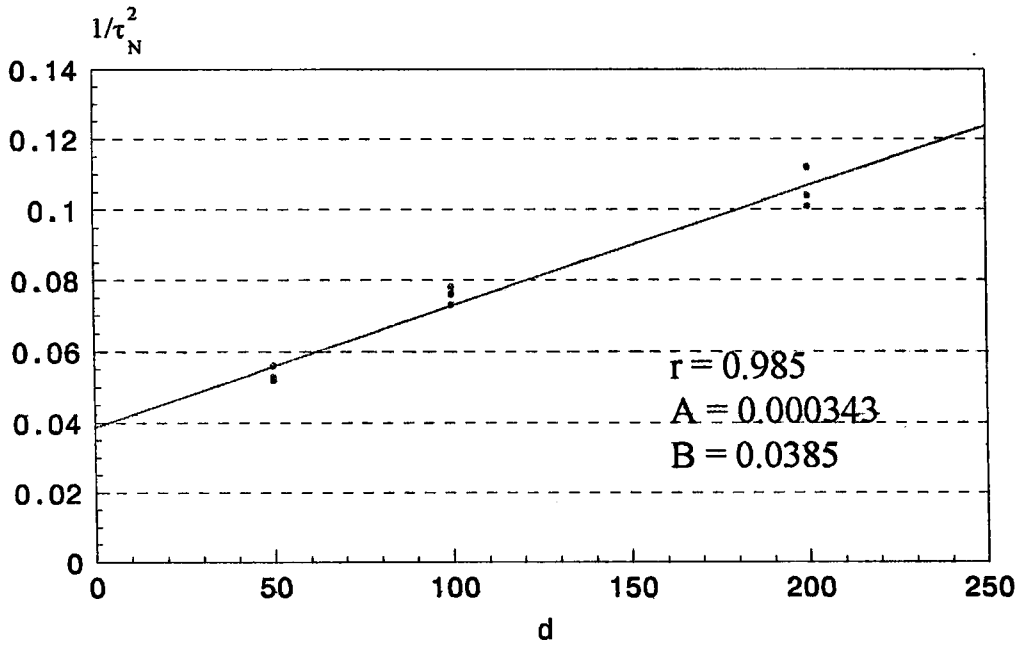
Burada P_u , kirişin göçme yükü b , kiriş genişliği d , faydalı yüksekliktir. Tablo 5.2 de tüm kirişlere ait kiriş yüksekliği ve bunlara karşılık gelen τ_N değerleri verilmiştir.

5.2.3.1 Bazant'ın boyut etkisi teorisi

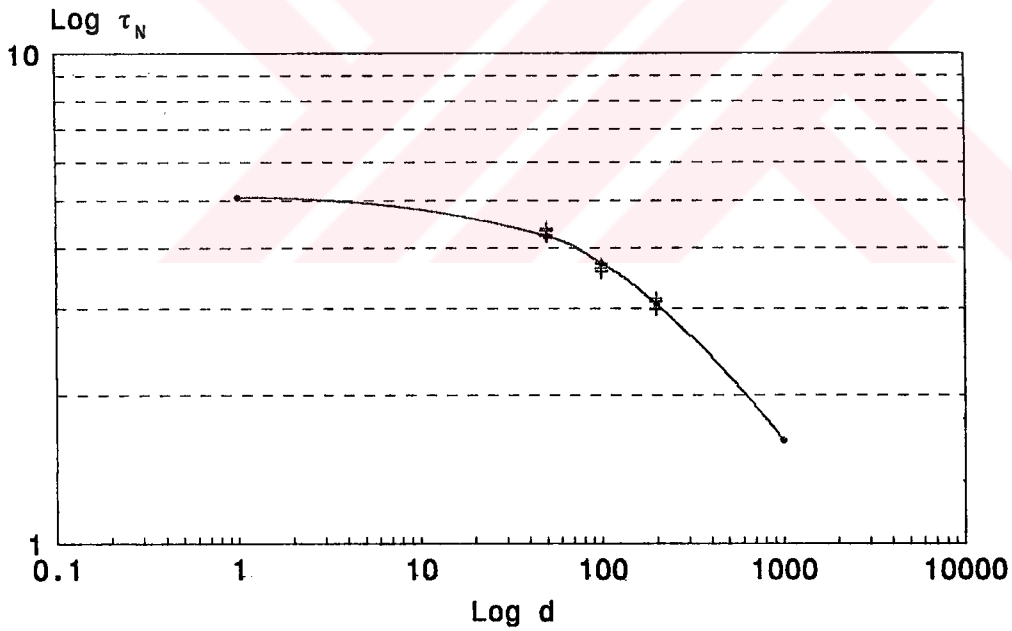
Bu tür boyut etkisi teorisini uygulamak için ilk önce $1/\tau_N^2$ -d arasında lineer regresyon uygulanmıştır. Buradan $A=0.000343$, $B=0.0385$ ve korelasyon katsayısı $r=0.985$ olarak elde edilmiştir. Bu katsayılar ifade 2.8 de yerine konularak τ_N ile d arasındaki ilişki elde edilmiştir. Şekil 5.22a da $1/\tau_N^2$ -d ilişkisi ve Şekil 5.22b de ise τ_N -d ilişkisi görülmektedir.

5.2.3.2 Carpinteri'nin boyut etkisi teorisi

Carpinteri'nin boyut etkisi teorisini uygulamak için ilk önce τ_N^2 - $1/d$ arasında lineer regresyon uygulanmıştır. Bu regresyon sonucunda $A=6.542$, $B=614.758$ ve $r=0.986$ olarak elde edilmiştir. A ve B ampirik katsayılar ifade 2.9 da yerine konularak τ_N ile d arasındaki ilişki elde edilmiştir. Şekil 5.23a da τ_N^2 - $1/d$ ilişkisi ve Şekil 5.23b de ise τ_N - d ilişkisi görülmektedir.

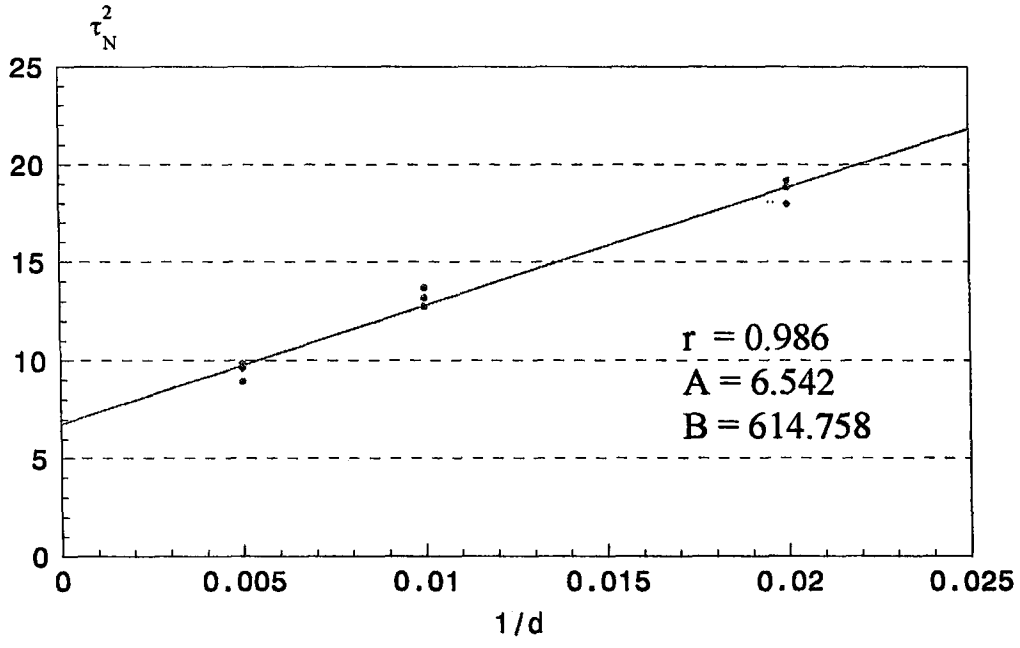


a) $1/\tau_N^2$ - d ilişkisi.

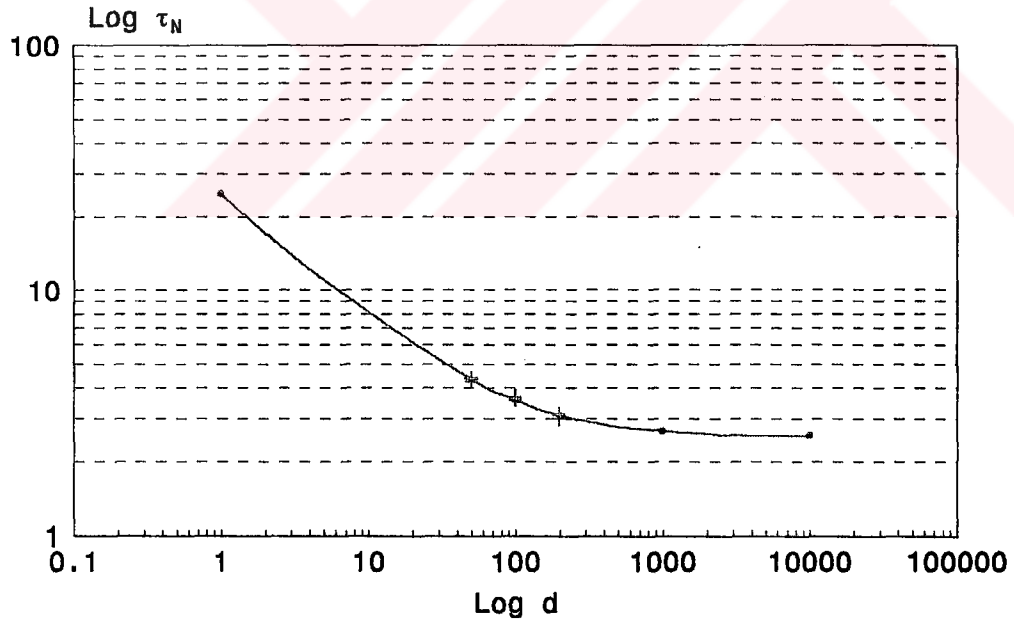


b) τ_N - d ilişkisi.

Şekil 5.22 Bazant'ın boyut etkisi teorisinin deney verilerine uygulanması.



a) τ_N^2 - $1/d$ ilişkisi.



b) τ_N - d ilişkisi.

Şekil 5.23 Carpinteri'nin boyut etkisi teorisinin deney verilerine uygulanması.

5.2.3.3 Logaritmik ölçekte lineer karakterli boyut etkisi teorileri

Weibull tipi teoride τ_N -d ilişkisi sabit -1/6 lik bir eğim içermektedir. Bu amaçla deneysel verilere

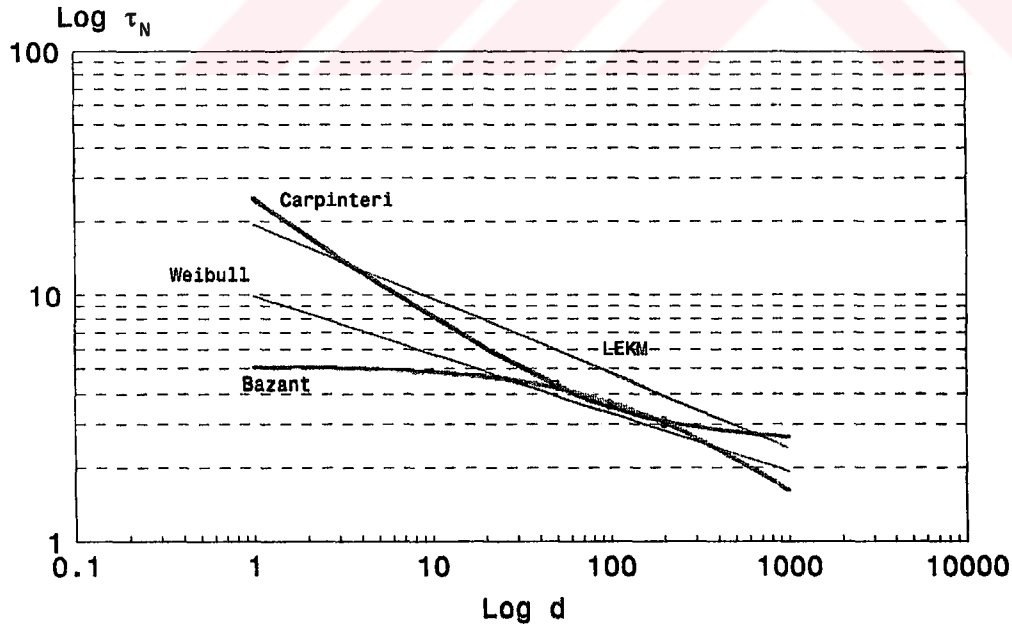
$$\tau_N = Ad^{-1/6} + B \quad (5.3)$$

şeklinde bir eğri uydurulmuştur. Buradan katsayılar $A=11.63$, $B=-1.75$ ve $r=0.993$ olarak elde edilmiştir.

LEKM tipi boyut etkisi teorisinde -1/2 lik bir eğim olduğundan,

$$\tau_N = Ad^{-1/2} + B \quad (5.4)$$

şeklinde bir denklem kullanılmıştır. Bu denklemin katsayıları $A=17.63$, $B=1.85$ ve $r=0.993$ olarak elde edilmiştir. Şekil 5.24 te tüm boyut etkisi teorilerinin numune boyutları ölçeğindeki sınırlı bir alanda nasıl değişim gösterdiği görülmektedir. Tablo 5.3 de ise dört boyut etkisi teorisine ait toplu veriler görülmektedir.



Şekil 5.24 Boyut etkisi teorileri toplu gösterimi.

Tablo 5.3 Boyut etkisi teorileri.

Teori	İfade	A	B	r
Bazant	2.8	0.000343	0.0385	0.985
Carpinteri	2.9	6.542	614.758	0.986
Weibull	5.3	11.63	-1.75	0.993
LEKM	5.4	17.63	1.85	0.993

5.3 Tartışma

Yapılan deneysel çalışma daha önce yapılan literatürdeki çalışmalarla karşılaştırıldığında, bazı parametrelerin benzer olmasına karşın özgün bir çalışma olduğu açıktır. Deney sonuçlarındaki sapmanın azlığı: mikrobeton kullanılması, tek karışımda tüm numunelerin dökülmesi, uygun kür şartları ve sistemli bir deney düzeneğinden sağlandığı açıktır. Bunlara ilave olarak Bazant'ın boyut etkisi teorisi uygulandığında elde edilen korelasyon katsayısı $r=0.985$ ve Carpinteri'nin boyut etkisi teorisi uygulandığında elde edilen korelasyon katsayısı $r=0.986$ olması çalışmanın boyut etkisi teorisini kuvvetli bir şekilde desteklediği görülmektedir. Kırılmanın ani ve patlama niteliğinde oluşu ve kırılma güzergahının kesme-basınç şeklinde gelişmesi deneyin amacına ulaştığını göstermektedir.

Bununla beraber görülebileği gibi hemen hemen mevcut boyut etkisi teorileri, deneysel çalışmada kullanılan boyut değişim bölgesine göre oldukça uygun sonuçlar vermektedir. Ancak mevcut teoriler arasındaki farklar ve/veya hangisinin daha uygun olduğunu anlayabilmek için deneysel çalışmada kullanılan boyut aralığının daha geniş tutulması gerçeği açıktır. Ancak daha küçük numunelerin kullanılması beton ve/veya betonarme elemanlar için uygun olamayacağından daha büyük bir numunenin kullanılması gerekirdi. Ancak laboratuvar imkanları ölçüsünde bunun yapılması mümkün olmamıştır. Diğer taraftan günümüz şartlarında laboratuvarlarda gerçek yapı boyutunda örneğin baraj ve köprüler gibi (100-1000 m arasında) gibi numuneler üzerinde deney yapmak şimdilik mümkün olamamakta ve boyut etkisi teorileri henüz daha bir kesinlik kazanamamaktadır.

6 NÜMERİK UYGULAMALAR

6.1 Giriş

Bu bölümde, literatürde yer alan dört adet deney ile bu tez çalışmasında yapılan deneyin, geliştirilen kafes modeli ile simülasyonu yapılmıştır.

Bu deneylerin üçünde çentikli, üç noktalı eğilmeye maruz betonarme numuneler, ikisinde ise kayma donatısız, dört noktalı eğilmeye maruz betonarme numuneler kullanılmıştır. Tez çalışmasının asıl konusu betonarme olmasına karşın, geliştirilen nümerik model ilk olarak kullanıldığından, beton numuneler üzerinde betonun kırılma mekaniğinde kabul edilen üç adet kırılma modeli denenmiştir. Elde edilen sonuçların yeterli hassaslıkta olduğu görülmüş ve bu yeni model betonarme kırıslara uygulanmıştır.

Simülasyonu yapılan deneyler: John ve Shah (1987), RILEM 91, Bazant ve Pfeiffer (1987), Bazant ve Kazemi (1991) ve bu tez çalışmasında yapılan betonarme kırıslara ait değerlerdir. Bu deneylerin ilk dördü deplasman kontrollü ve sonuncusu ise yük kontrollüdür.

6.2 John ve Shah (1987) Deneyinin Simülasyonu

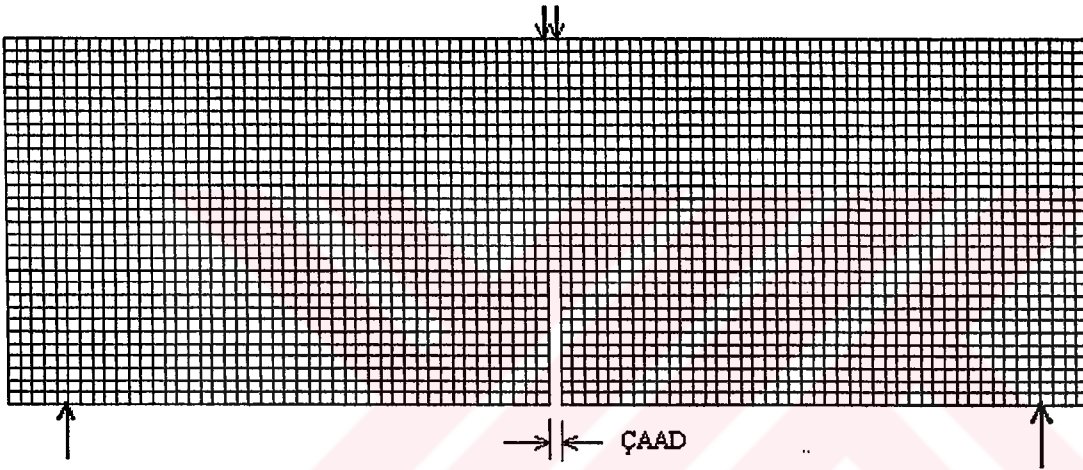
Bu deneyin simülasyonunun yapılmasının asıl amacı, standart deneylerde kullanılan pik yüke 5dk. $\pm$ 30sn. de erişen, üç noktalı eğilme numunesinde, nümerik uygulamalar için gerekli olan yükleme hızının (YH) tespitidir.

Deneyisel çalışmada kullanılan numunenin geometrik sabitleri $b=25.4$, $d=76.2$, $S=203.2$, $L=238.4$, $a_0=25.4$ ve çentik genişliği $=2.54$ mm dir. Malzeme parametreleri $d_a=2$ mm, $f_c=110$ MPa ve $E=56500$ MPa olan yüksek dayanımlı beton kullanılmıştır.

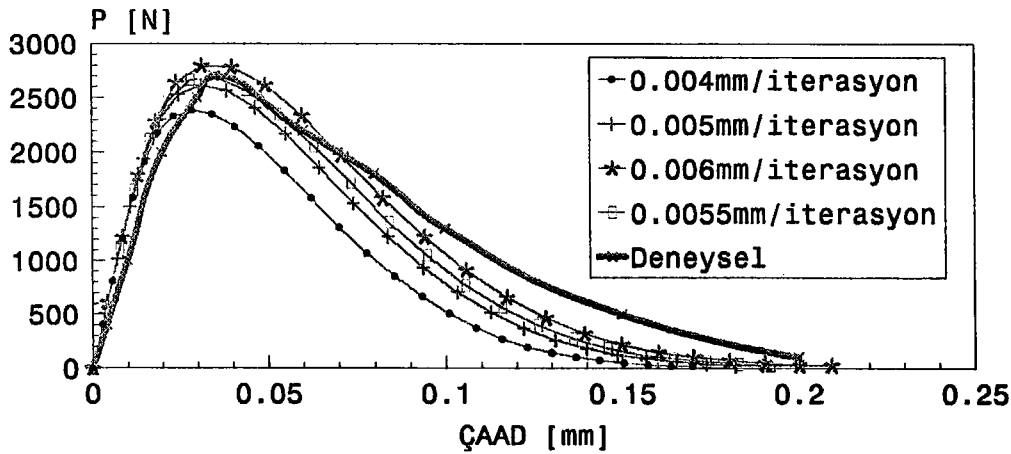
$d_a=2$ mm olduğundan simülasyonda sadece eleman boyları çentik genişliğine eşit olan $l=2.54$ mm matris elemanlar kullanılmıştır. Bu elemanların malzeme parametreleri, $\epsilon_t^M = 1.05 \cdot 10^{-4}$, $\epsilon_f^M = 14.9 \cdot 10^{-4}$, $E = 56500 \text{ MPa}$ şeklinde alınmıştır (Şekil 4.6c). Simülasyonda kırılma parametresi $\alpha=0.005$ olarak alınmıştır. Şekil 6.1 de simülasyonda kullanılan kırısların SEM ağ yapısı görülmektedir. Burada ÇAAD değeri çentiğin en

altındaki iki düğüm noktasının yatay deplasmanları farkı alınarak ölçülmüştür. Yükleme çentik hızasında numunenin en üst yüzeyine sabit deplasman artımı ile tatbik edilmiştir.

Şekil 6.2 de görüldüğü gibi YH, 0.004, 0.005, 0.0055 ve 0.006 mm/iterasyon şeklinde değişken olarak alınmış ve deneysel verilere en yakın olan 0.0055 mm/iterasyon değeri esas alınmıştır. Tablo 6.1 de yükleme hızına bağlı olarak P_u vd ÇAAD değerlerinin değişimi ve Şekil 6.3 te deneysel sonuçlarda olduğu gibi yükleme hızının artması ile P_u değerlerinin arttığı şematik olarak gösterilmiştir. Şekil 6.4 te ise yükleme hızına bağlı olarak ÇAAD değerinin değişimi görülmektedir.



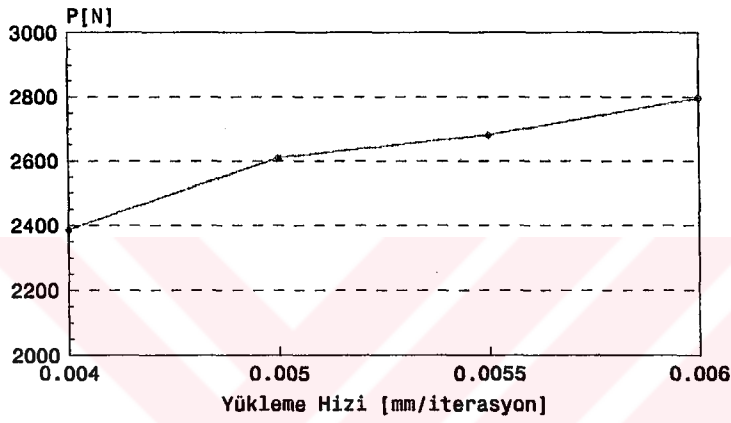
Şekil 6.1 SEM ağ yapısı.



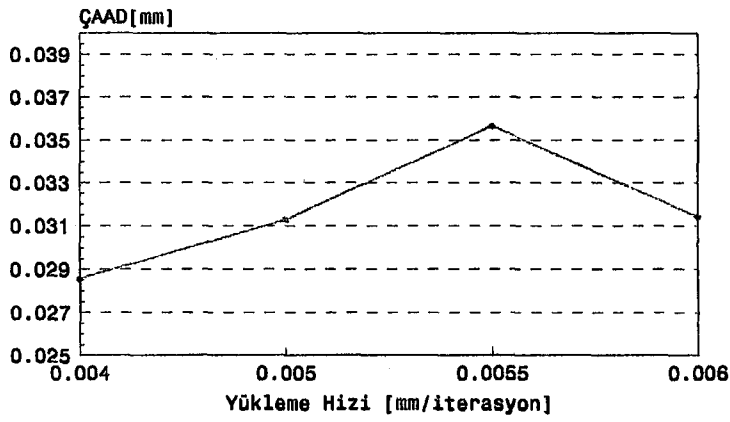
Şekil 6.2 Değişik yükleme hızlarına göre P-ÇAAD diyagramları.

Tablo 6.1 Değişik yükleme hızları için pik yük ve ÇUAD değerleri.

Yükleme Hızı [mm/iterasyon]	ÇAAD (Çatlak Ağız Açılımı Deplasmanı) [mm]	Pu [N]
0.004	0.0285615	2386.04
0.005	0.0312594	2608.95
0.006	0.0356451	2796.50
0.0055	0.031418	2680.48
Deneysel	0.035	2693



Şekil 6.3 Yükleme hızına bağlı olarak ve pik yükün değişimi.



Şekil 6.4 Yükleme hızına bağlı olarak ve ÇAAD değerinin değişimi.

6.3 RILEM 91 Standart Deneylerinin Simulasyonu

Bu simulasyonun amacı geliştirilen nümerik modelin, kırılma mekaniğinde kullanılan, iki parametrelili model (Jenq ve Shah, 1985a, b) ile efektif çatlak modeline (Nallathambi ve Karihaloo, 1986) uygunluğunu tespit etmektir. Bu amaçla RILEM 91 de kullanılan standart $b=76.2$, $d=152.4$, $S=608.6$, $L=711.2$, $a_0=50.4$ ve çentik genişliği $=3.175$ mm olan deney numuneleri kullanılmıştır. Malzeme parametreleri $d_s=19$ mm, $E=27230$ MPa olarak alınmıştır.

Simulasyonda boyu çentik genişliğine eşit $l'=3.175$ mm olan matris elemanlar kullanılmıştır. Bu matris elemanlarının malzeme parametreleri $\varepsilon_t^M = 1.05 \cdot 10^{-4}$, $\varepsilon_f^M = 8.15 \cdot 10^{-4}$, $E = 27230 \text{ MPa}$, $\alpha=0.005$ olarak alınmıştır. $YH=0.0055$ mm/iterasyon dur.

Simulasyonda ÇUAD (Çatlak Ucu Açılımı Deplasmanı) değeri çentiğin en üstündeki iki düğüm noktasının yatay deplasmanları farkı alınarak ölçülmüştür. Diğer ölçülen değerler bölüm 6.2 de anlatılan simulasyondakine benzer olarak tespit edilmiştir.

Şekil 6.5 de simulasyondan elde edilen P-ÇAAD ilişkisi, Tablo 6.2 de her bir yükleme adımında tespit edilen δ , ÇAAD, ÇUAD, P ve kırılan eleman sayısı görülmektedir. Şekil 6.6 da ise kirişin göçme durumunu gösteren çatlakların güzergahı görülmektedir. Burada çatlak, kırılan elemana dik olarak alınan eleman boyundaki bir doğru ile temsil edilmiştir.

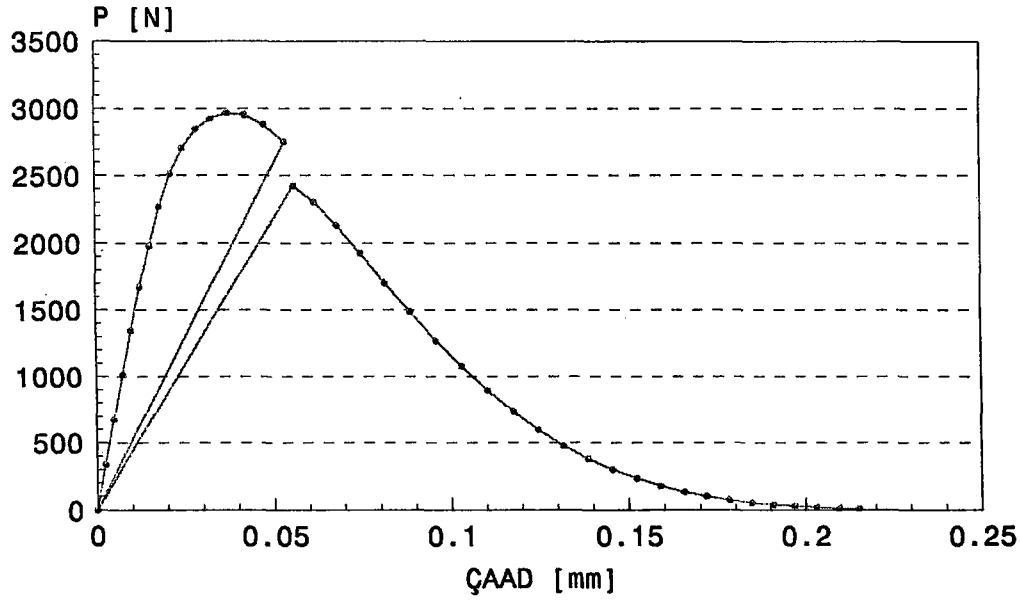
6.3.1 İki parametrelili modelin uygulanması

Bölüm 2.3.3.1 de anlatıldığı gibi pik yükün yaklaşık % 95'ine karşılık gelen $P=2754.01$ N değerinde boşaltılmış ve tekrar yüklenmiştir. Tablo 6.2 den ve Şekil 6.7 den görüldüğü gibi bu yükleme boşaltma kısmından sonra çatlak hızlı bir şekilde yayılmıştır. Bu durum deneysel sonuçlarla teori arasında uyum göstermektedir.

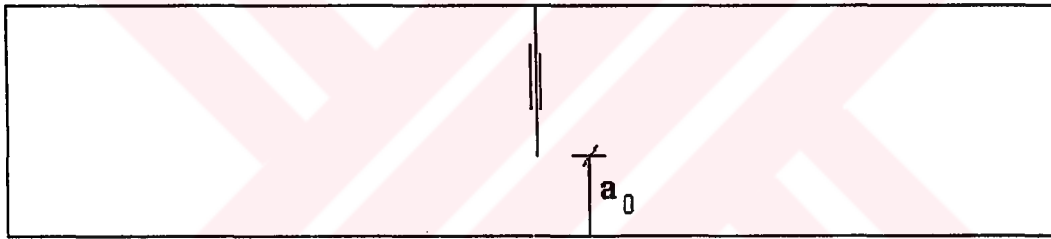
Şekil 6.5 teki başlangıç değerleri esas alındığında, $\alpha=1/3$, $V_1(\alpha)=1.8394$ (ifade 2.11b) ve $C_i=7.46 \cdot 10^{-6}$ dan $E=25875$ MPa (ifade 2.11a) olarak tespit edilmiştir. Burada mutlak hatanın % 5 olduğu görülmektedir.

Tablo 6.2 Nümerik uygulama-2' e ait değerler.

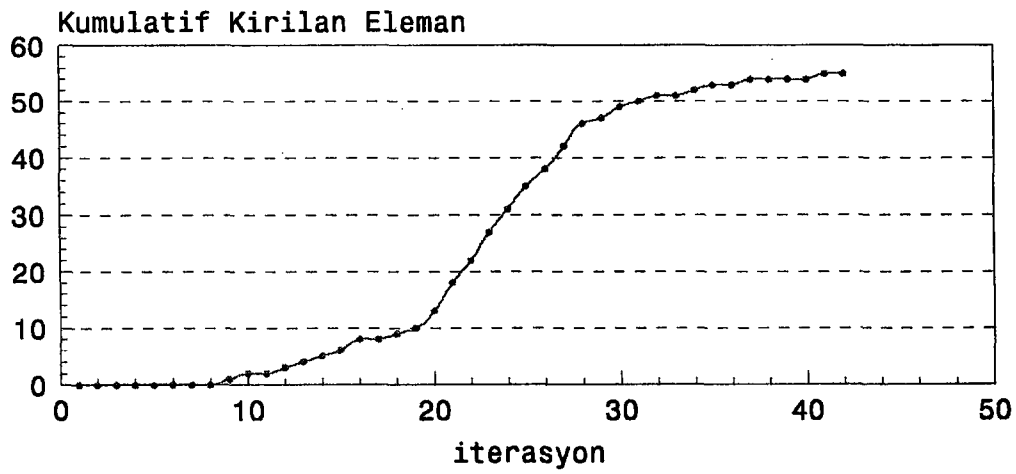
δ [mm]	ÇAAD [mm]	ÇUAD [mm]	P [N]	Kırılan eleman sayısı
0.0055	0.002513	0.000391	336.68	0
0.011	0.005026	0.000782	673.36	0
0.0165	0.007538	0.001172	1010.05	0
0.022	0.010058	0.001576	1345.79	0
0.0275	0.012652	0.002129	1670.75	0
0.033	0.015352	0.002888	1980.69	0
0.0385	0.018211	0.003927	2267.53	0
0.044	0.021368	0.005448	2511.27	1
0.0495	0.024844	0.007362	2708.38	1
0.055	0.028703	0.009677	2849.62	0
0.0605	0.032991	0.012383	2928.56	1
0.066	0.037569	0.015297	2965.65	1
0.0715	0.042507	0.018532	2951.9	1
0.077	0.04785	0.022124	2882.78	1
0.0825	0.053646	0.026125	2754.01	2
0.0001	6.79E-05	3.45E-05	2.94	0
0.0825	0.056028	0.028495	2426.56	1
0.088	0.061891	0.032485	2302.96	1
0.0935	0.068184	0.036867	2132.65	3
0.099	0.074868	0.041611	1924.71	5
0.1045	0.081795	0.046581	1703.7	4
0.11	0.088839	0.051665	1486.68	5
0.1155	0.096051	0.056917	1268.95	4
0.121	0.103223	0.062143	1075.57	4
0.1265	0.110447	0.067437	894.74	3
0.132	0.11762	0.072703	736.43	4
0.1375	0.12476	0.077958	596.42	4
0.143	0.13185	0.083187	474.57	1
0.1485	0.138723	0.088225	380.3	2
0.154	0.145561	0.093246	299.66	1
0.1595	0.152293	0.098173	233.98	1
0.165	0.159003	0.103093	177.11	0
0.1705	0.165596	0.107906	134.26	1
0.176	0.171957	0.112485	103.8	1
0.1815	0.178405	0.117169	75.3	0
0.187	0.184737	0.121733	55.46	1
0.1925	0.190889	0.1261	40.07	0
0.198	0.196898	0.130309	32.89	0
0.2035	0.203179	0.134808	22.88	0
0.209	0.209572	0.139428	11.89	1
0.2145	0.215236	0.143258	10.31	0



Şekil 6.5 P-ÇAAD diyagramı.



Şekil 6.6 Çatlakların güzergahı.



Şekil 6.7 Kırılan eleman sayısının iterasyona göre değişimi.

Yüklemenin boşaltılması sırasında Tablo 6.2 ve Şekil 6.8 den görüldüğü gibi çentiğin hemen üstünde 8 adet yatay eleman kırılmıştır. Buradan efektif çatlak boyu $a_e=76.2$ mm olarak tespit edilmiştir. Bu durum için $\alpha=1/2$, $V_1(\alpha)=2.972$ ve $C_u=1.95 \cdot 10^{-5}$ den $E=24031$ MPa olarak elde edilmiştir. Burada mutlak hata değeri % 11.7 dir.

İfade 2.12 den kritik $\text{ÇUAD}_c=0.0241$ mm olarak elde edilmiştir. Tablo 6.2 ile karşılaştırıldığında mutlak hata değerinin % 7.7 olduğu görülmektedir.

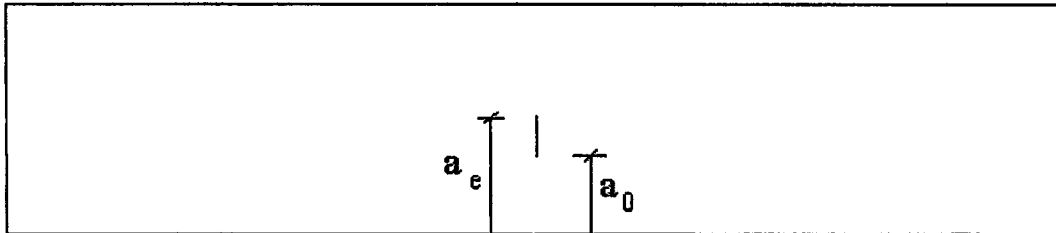
Hata mertebelerinin iki parametrelili model için çok düşük olması ve ayrıca teorik iki parametrelili modelin zaten % 30 mertebesinde hataya izin vermesi geliştirilen nümerik modellemenin iki parametrelili model ile uyum içerisinde olduğunu göstermektedir.

6.3.2 Efektif çatlak modelinin uygulanması

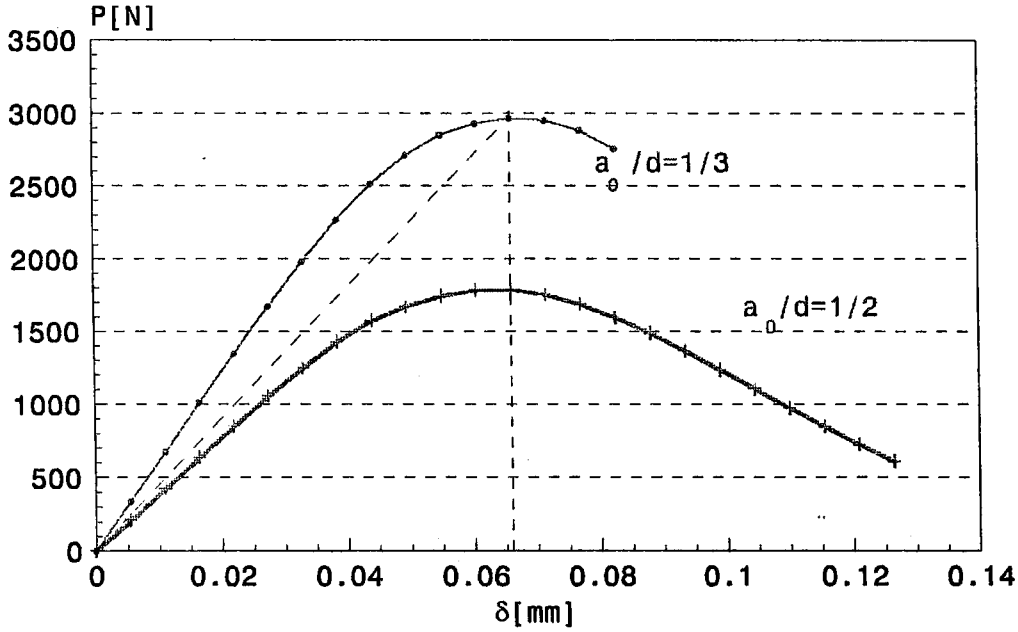
$P_u=2965.65$ (Tablo 6.2) den, $M_u=465376.3$ Nmm ve $\sigma_N=1.578$ MPa olmak üzere ifade 2.14 den boyutsuz efektif çatlak boyu $a_e/d=1/2$ olarak tespit edilmiştir.

Bu amaçla Şekil 6.9 da görüldüğü gibi $a_0/d=1/3$ olan gerçek kiriş ile $a_0/d=1/2$ olan yardımcı kiriş ayrı ayrı yüklenmiştir. Gerçek numunede bölüm 2.3.3.2 de anlatıldığı gibi $a_0/d=1/3$ için sekant modülü 44934 N/mm (Tablo 6.2) ve $a_0/d=1/2$ olan yardımcı kiriş için başlangıç (dinamik) modülü 38749 N/mm olarak elde edilmiştir. Burada ise mutlak hata % 14 dür.

Şekil 6.9 dan ve teorik sonuçlardan geliştirilen nümerik modellemenin efektif çatlak modeli ile uyum içerisinde olduğu görülmektedir.



Şekil 6.8 Efektif çatlak durumunu gösteren çatlak güzergahı.



Şekil 6.9 Efektif çatlak modelinin uygulanması.

6.4 Bazant ve Pfeiffer (1987) Deneyinin Simulasyonu

Bu simulasyonun amacı, geliştirilen nümerik modelin kırılma mekaniğinde önemli bir kavram olan boyut etkisi kanununa ve bölüm 2.3.3.3 de anlatılan boyut etkisi modeline uygunluğunu tespit etmektir. Ayrıca bu simulasyonda, çentikli üç noktalı eğilmeye maruz bir numunede kırılma süreci bölgesinin gelişimi incelenmiştir.

Bu deneyde geometrik olarak birbirine benzeyen $d=38.1$ (S tipi), 76.2 (M tipi), 152.4 (L tipi) ve 304.8 mm (H tipi) olan çentikli numuneler kullanılmıştır. Tüm kirişlerde $b=38.1$ mm, $L/d=8/3$, $S/d=2.5$, $a_0=d/6$ ve çentik genişliği $=2.54$ mm olarak alınmıştır. Malzeme parametreleri $d_s=12.7$ mm, maksimum kum çapı $=4.83$ mm, $f_c=33.5$ MPa ve $E=27650$ MPa'dır. Aynı deneysel çalışmada ayrıca $d_s=4.83$ mm olan harç numuneler de test edilmiştir. Harç numunelerin geometrik özellikleri beton numunelerle aynı olup, burada $f_c=47.6$ MPa ve $E=32650$ MPa'dır. Her boy numuneden üç adet dökülmüştür. Deneylerde pik yüke $5\text{dk.} \pm 30\text{sn.}$ de erişilmiştir.

Simulasyonda eleman boyları çentik genişliğine eşit $l'=2.5$ mm alınmıştır. 5 (4.83) -13 (12.7) mm arasındaki granülometrik dağılım ifade 4.2 de verilen Walraven (1980)

dağılımına göre yapılmıştır. Tablo 6.3 te her boy numune için granülometrik dağılım verilmiştir. Bu dağılıma göre agregalar numune içerisine rasgele dağıtılmıştır.

Simulasyonda matris elemanların malzeme parametreleri, deneysel çalışmada kullanılan harç numunelerin malzeme parametrelerine eşdeğer olarak alınmıştır. Tablo 6.4 te simulasyonda kullanılan malzeme parametreleri görülmektedir. Ayrıca deneysel verilere uygun olarak her boy numuneden üç adet üretilmiştir. Burada amaç deneysel ortamdaki rasgeleliği nümerik ortama aktarmaktır. Simulasyonda kırılma parametresi $\alpha=0.005$ ve $YH=0.0055$ mm/iterasyon olarak alınmıştır.

Şekil 6.10a, b, c, d de sırasıyla S, M, L, H tipi numunelere ait yük -açıklık ortası deplasman diyagramı görülmektedir. Burada deplasmanlar yükün hemen altından ölçülmüştür. Şekil 6.11 de her tip numunenin ortalamaları alınarak çizilmiş yük-deplasman diyagramı görülmektedir.

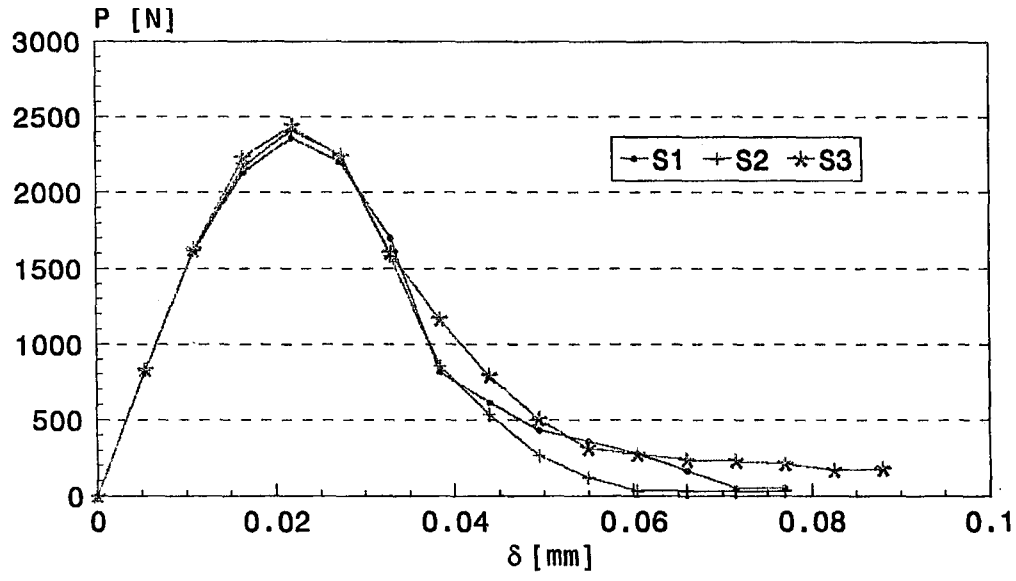
Tablo 6.3 Granülometrik dağılım.

Agrega Çapı [mm]	* Geçen %	Agrega Sayısı			
		S	M	L	H
12	75	0	0	0	0
11	75	0	0	0	0
10	75	0	0	3	13
9	74	0	2	10	42
8	72	1	5	20	83
7	69	2	9	38	153
6	66	4	17	69	277
5	62	8	32	128	515

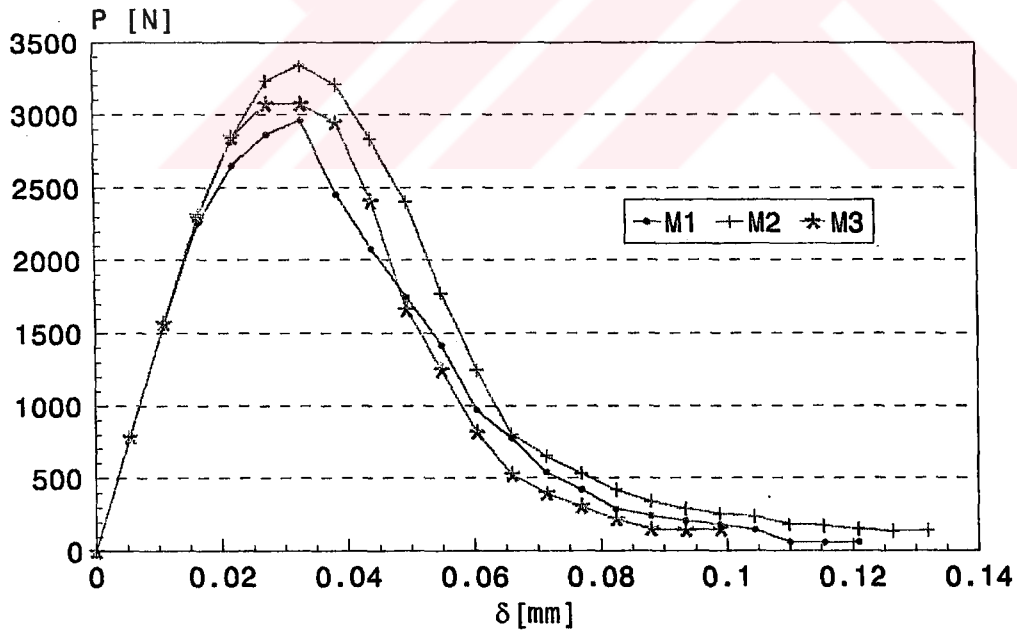
*ifade(4.2)'e göre beton içerisindeki yüzdesi 75 olarak alınmıştır.

Tablo 6.4 Malzeme modelindeki sabitler.

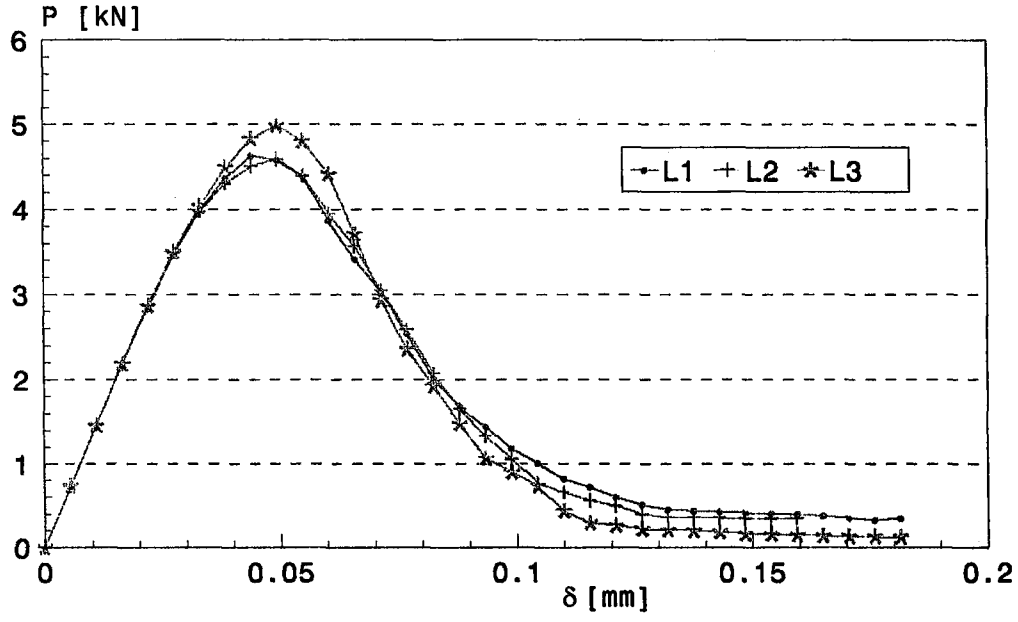
FAZ	E [MPa]	f_t [MPa]	ϵ_t	ϵ_f
Agrega	45000	10.00	$2.2 \cdot 10^{-4}$	-
Arayüzey	32650	2.75	$8.4 \cdot 10^{-6}$	-
Matris	32650	3.43	$1.05 \cdot 10^{-4}$	$9.3 \cdot 10^{-4}$



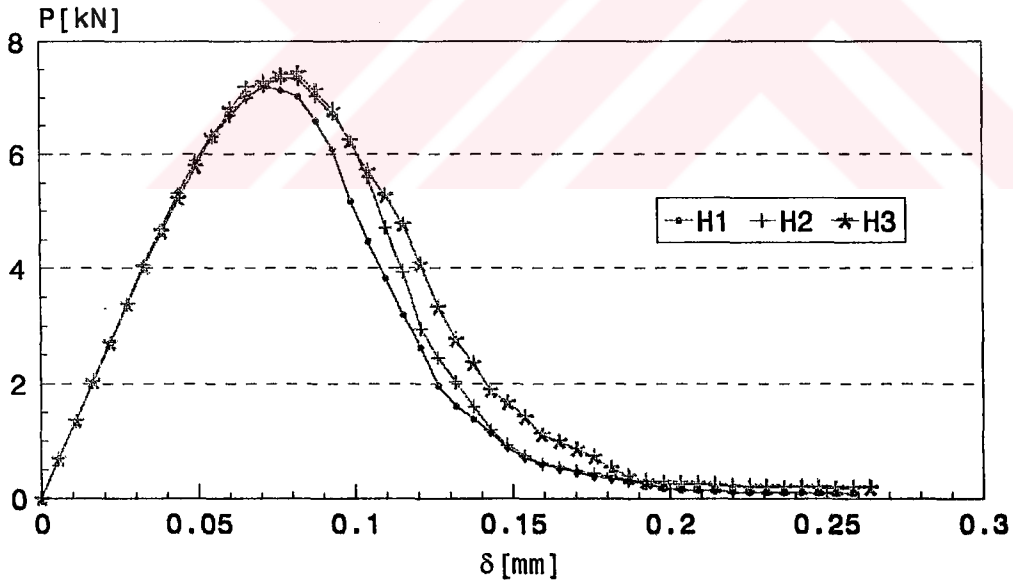
Şekil 6.10a S tipi numunenin P- δ ilişkisi.



Şekil 6.10b M tipi numunenin P- δ ilişkisi.



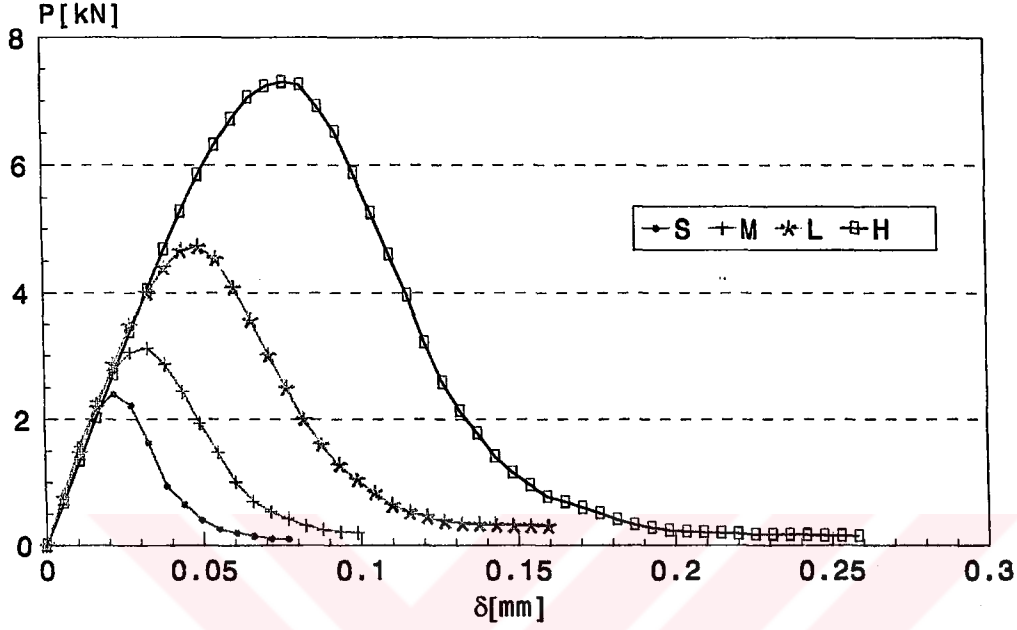
Şekil 6.10c L tipi numunenin P- δ ilişkisi.



Şekil 6.10d H tipi numunenin P- δ ilişkisi.

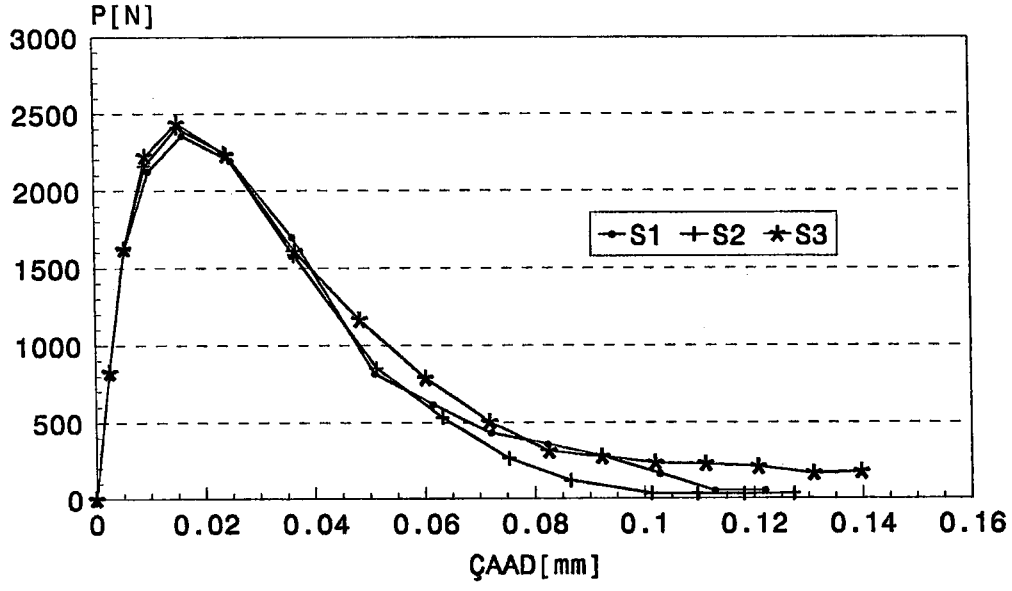
Şekil 6.10 S, M, L ve H tipi numunenin P- δ ilişkisi.

DOKÜMANİASYON MERKEZİ

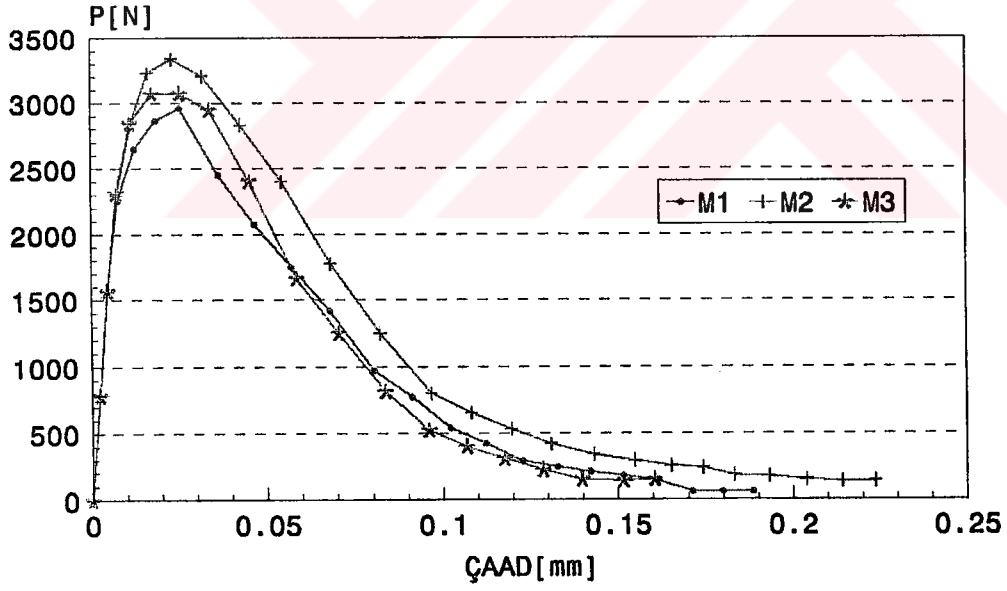


Şekil 6.11 Tüm numunelere ait ortalama P- δ ilişkisi.

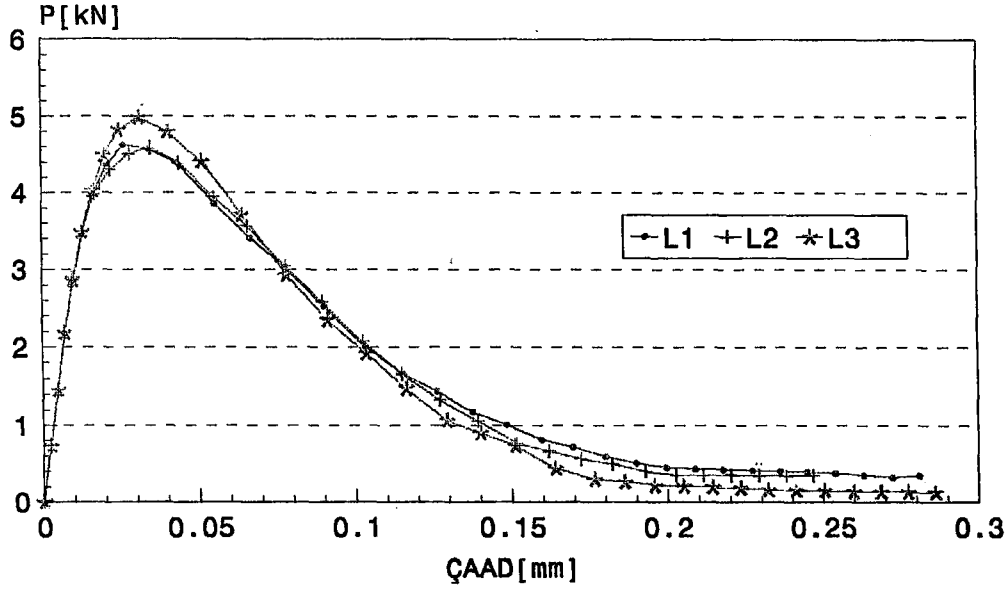
Şekil 6.12a, b, c, d de sırasıyla S, M, L, H tipi numunelere ait yük-ÇAAD diyagramları yer almaktadır. Burada ÇAAD değeri çentiğin en alt iki düğüm noktasının yatay deplasmanları farkı alınarak ölçülmüştür. Bu diyagramlarda görüldüğü gibi eğrilerin kuyruk kısımlarının uygulamada deneysel sonuçlarda tespit edildiği gibi yeterli uzunluğa sahiptir. Ayrıca diyagramlardan numune boyutunun artması ile numune tarafından absorbe edilen enerji miktarının arttığı açıkça görülmektedir.



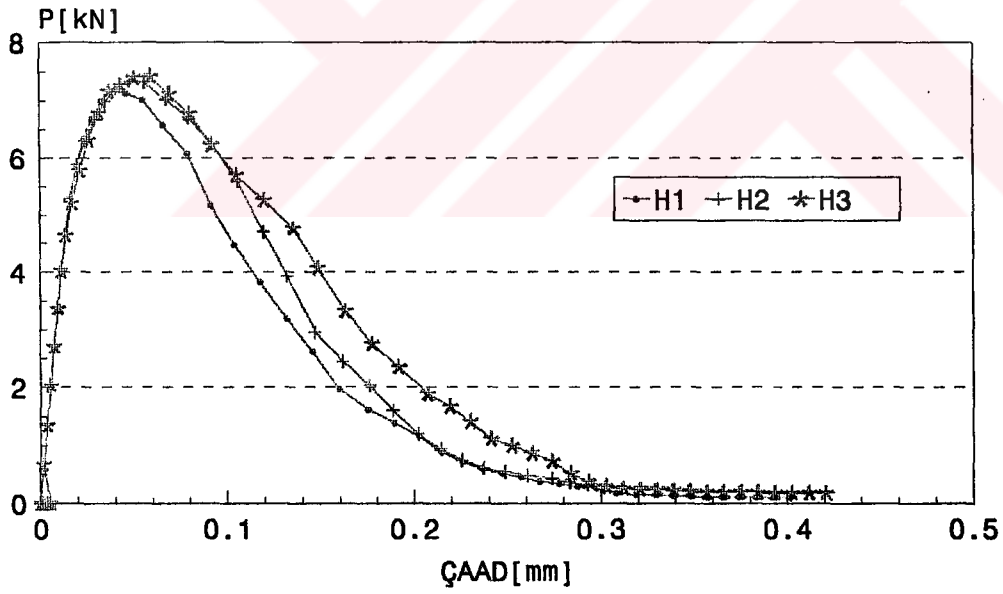
Şekil 6.12a S tipi numunenin P-ÇAAD ilişkisi.



Şekil 6.12b M tipi numunenin P-ÇAAD ilişkisi.



Şekil 6.12c L tipi numunenin P-ÇAAD ilişkisi.



Şekil 6.12d H tipi numunenin P-ÇAAD ilişkisi.

Şekil 6.12 S, M, L ve H tipi numunenin P-ÇAAD ilişkisi.

6.4.1 L tipi numuneye ait görsel değerler

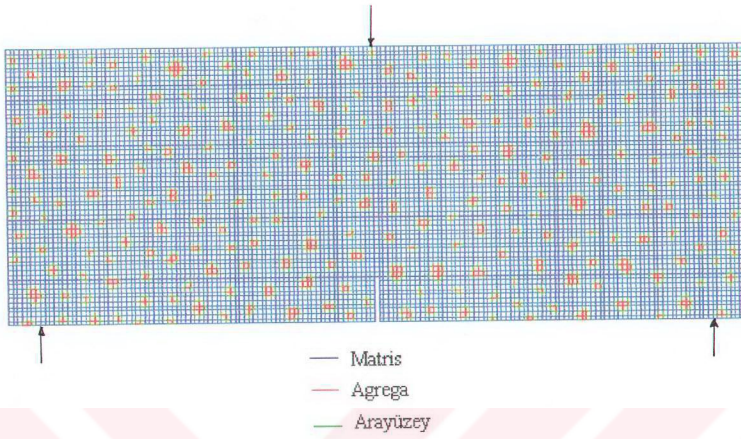
Şekil 6.13 de L tipi numunenin 3. serisine ait SEM ağ yapısı görülmektedir. Şekil 6.14 de bu numunenin P-ÇAAD diyagramı üzerinde seçilen yedi adet nokta gösterilmiştir. Şekil 6.15a, b, c, d, e, f, g de ise bu noktalara ait numune üzerindeki çatlaklar, bu çatlakların fazlara göre dağılımı ve bu duruma ait çentiğin üzerindeki düzlemde gerilme dağılımı görülmektedir. Burada amaç geliştirilen nümerik ile model kırılma süreci bölgesinin gelişimini göstermektir. Şekil 6.15 ten de görüldüğü gibi herhangi bir agrega elemanı kırılmamıştır. Bunun sebebi ise seçilen agrega geometrisinin dairesel oluşu ve minimum enerji prensibi gereğince çatlağın agreganın çevresinden hareket etmesi ile açıklanabilir. Diğer taraftan her bir adımdaki gerilme diyagramlarında kırılmaya yaklaştıkça tarafsız eksenin yukarıya doğru ilerlediği görülmektedir.

6.4.2 Boyut etkisi teorilerinin ve boyut etkisi modelinin uygulanması

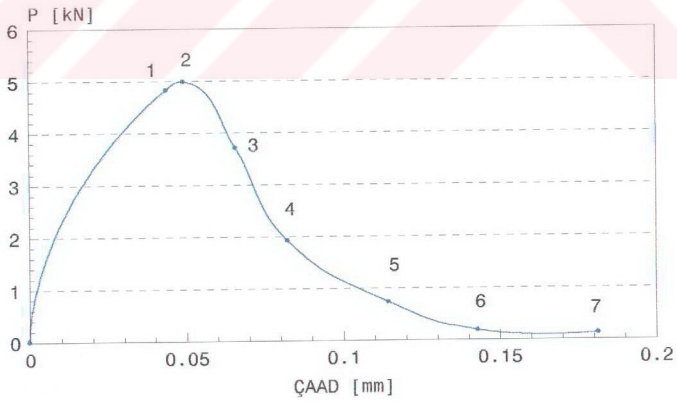
Tablo 6.5 te hem deneysel verilerden, hem de simülasyondan elde edilen maksimum yük değerleri, bunlara karşılık gelen ifade 6.1 den hesaplanan nominal dayanımlar görülmektedir. Burada sadece S tipi numunede, deneysel verilerle simülasyondan elde edilen değerler arasında büyük farklar meydana geldiği görülmektedir. Bunun sebebi ise S tipi numunenin düzlem gerilme durumuna aykırı bir geometriye (yassı kiriş) sahip olmasından kaynaklanmaktadır. Geliştirilen simülasyon iki boyutlu olduğundan ve düzlem gerilme prensipleri ile hareket ettiğinden böyle bir farkın meydana gelmesi normal olmaktadır.

$$\sigma_N = \frac{P_u}{bd} \quad (6.1)$$

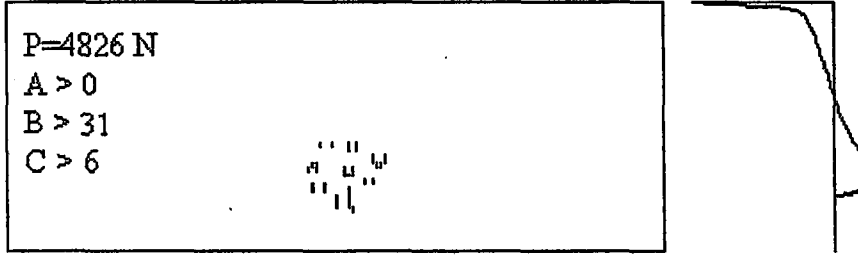
Şekil 6.16a, b de simülasyon değerler ile deneysel değerlerin Bazant'ın boyut etkisi teorisine göre karşılaştırılması görülmektedir. Şekil 6.17a, b de ise Carpinteri'nin boyut etkisi teorisine göre karşılaştırılma yapılmıştır. Her iki şekilden de görüldüğü gibi geliştirilen nümerik model iki teoriyi de desteklemektedir.



Şekil 6.13 L3 numunesinin SEM ağ yapısı.



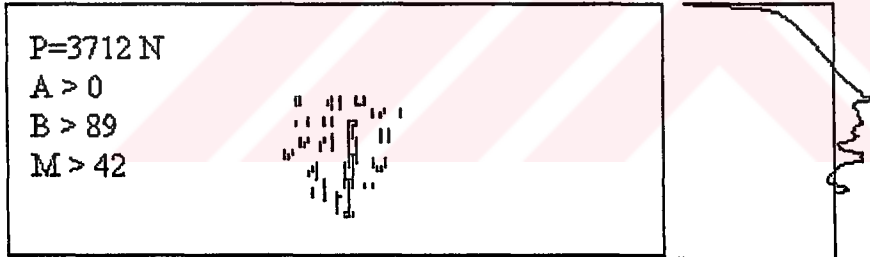
Şekil 6.14 L3 numunesinin P-ÇAAD diyagramı.



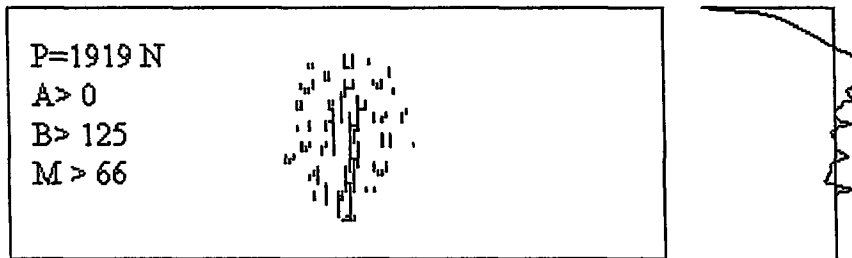
Şekil 6.15a L3 numunesinin 1 noktasına ait çatlakların güzergahı.



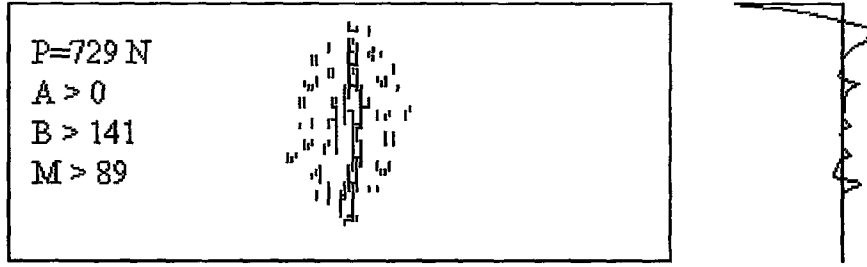
Şekil 6.15b L3 numunesinin 2 noktasına ait çatlakların güzergahı.



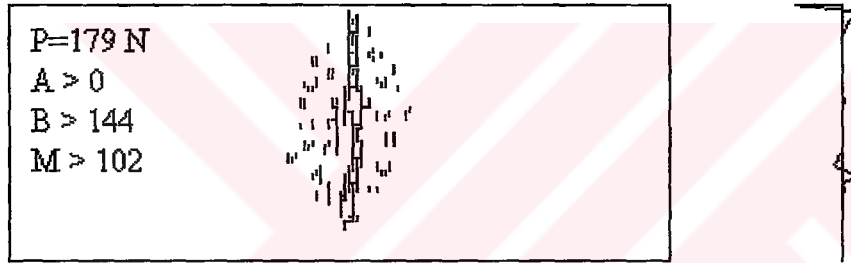
Şekil 6.15c L3 numunesinin 3 noktasına ait çatlakların güzergahı.



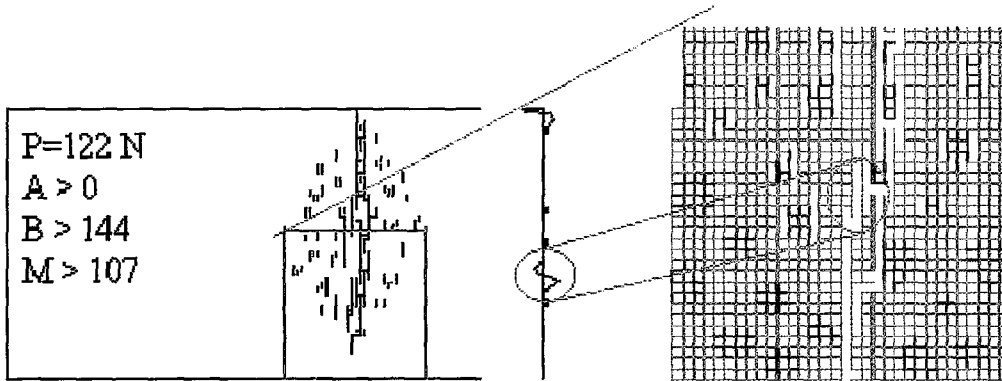
Şekil 6.15d L3 numunesinin 4 noktasına ait çatlakların güzergahı.



Şekil 6.15e L3 numunesinin 5 noktasına ait çatlakların güzergahı.



Şekil 6.15f L3 numunesinin 6 noktasına ait çatlakların güzergahı.



Şekil 6.15g L3 numunesinin 7 noktasına ait çatlakların güzergahı.

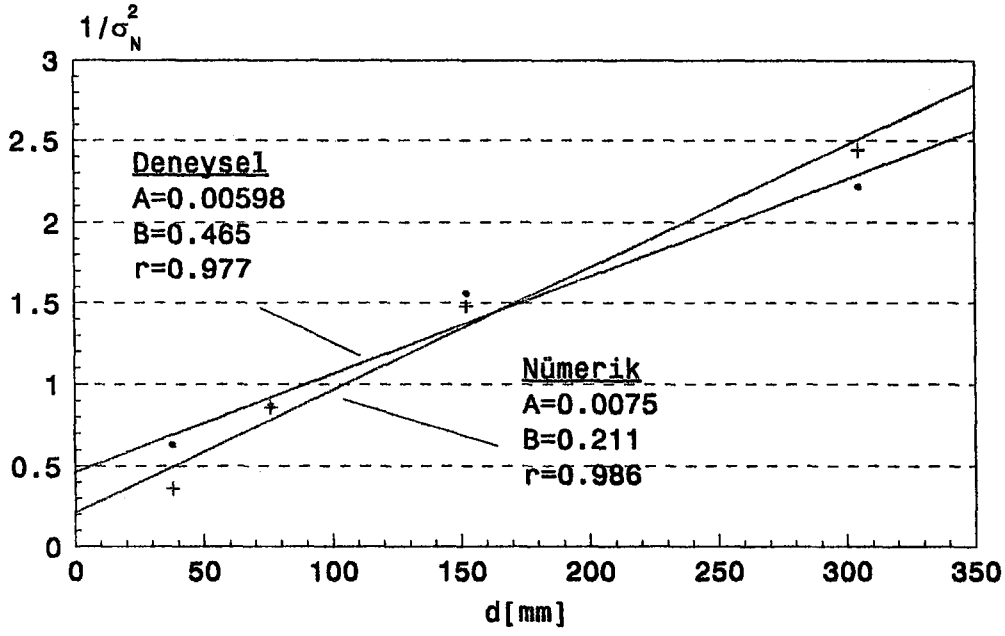
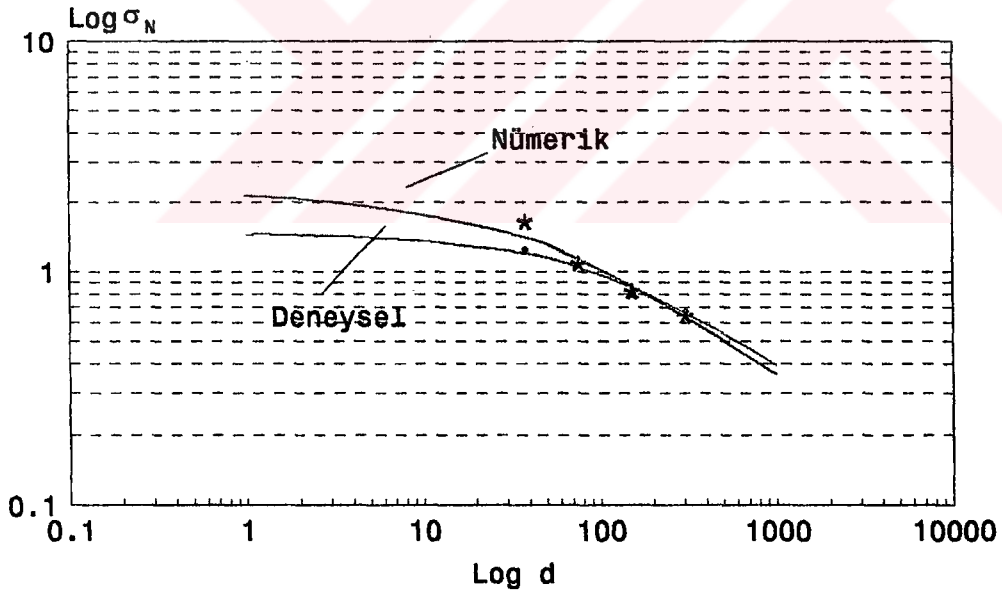
Şekil 6.15 L tipi numunede kırılma süreci bölgesinin gelişimi.

Tablo 6.5 Yük değerleri ve nominal dayanımlar.

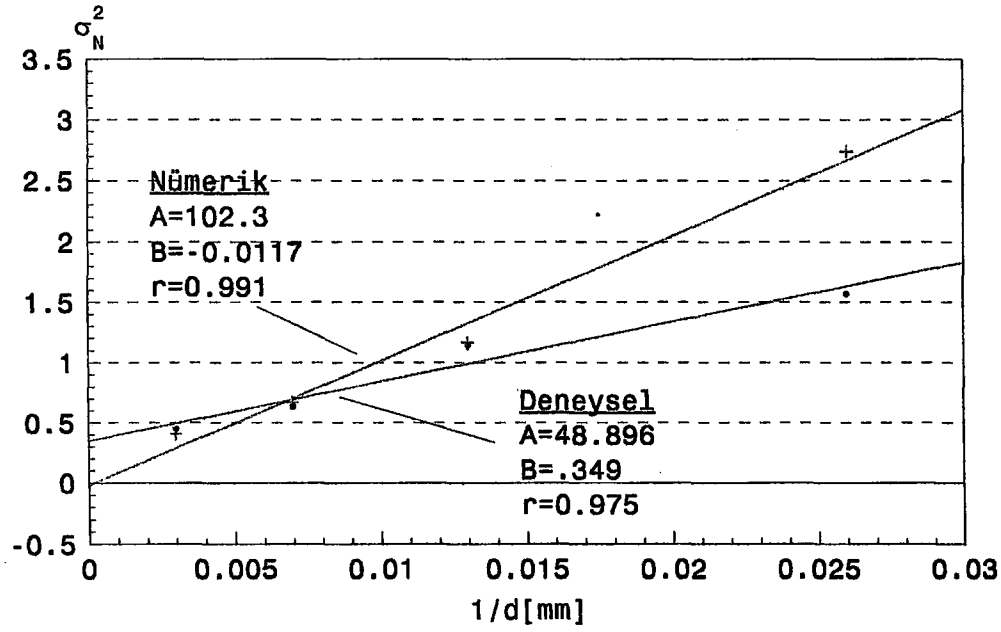
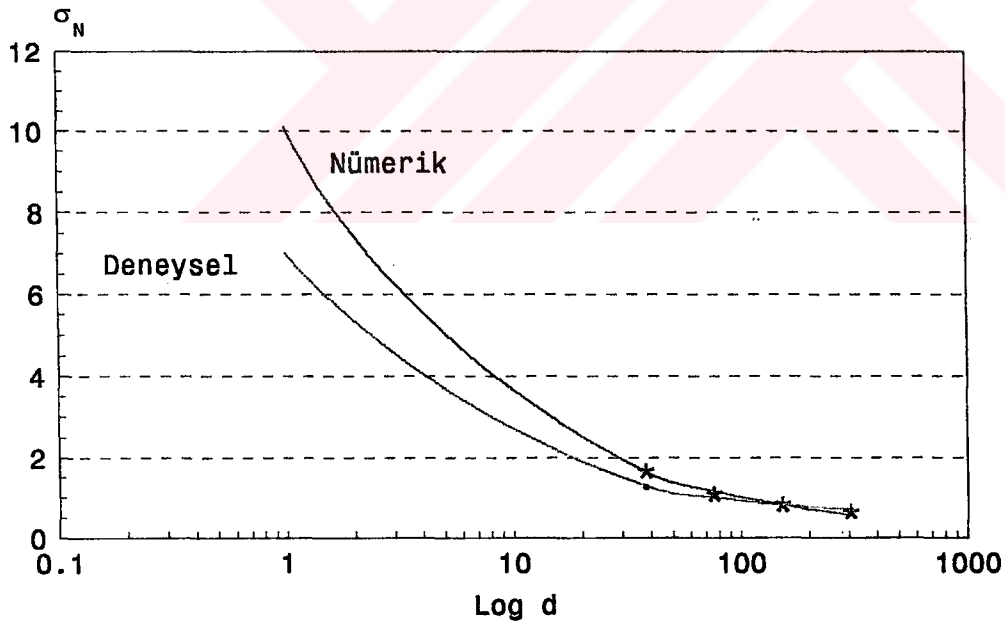
Veri	d [mm]	P [N]			σ_N [MPa]		
		1	2	3	1	2	3
Deneysel	38.1	1800	1810	1850	1.240	1.247	1.274
	76.2	3010	3140	3160	1.037	1.082	1.088
	152.4	4400	4630	4880	0.758	0.797	0.840
	304.8	7730	7740	7890	0.666	0.667	0.679
Nümerik	38.1	2359	2413	2440	1.625	1.662	1.681
	76.2	2966	3345	3076	1.022	1.152	1.060
	152.4	4652	4613	5011	0.801	0.794	0.863
	304.8	7295	7522	7437	0.628	0.648	0.640

$\alpha=a_0/d=1/6$ olduğundan ifade 2.15b den $g(\alpha)=6.07$ olarak elde edilir. Tablo 6.5 te deneysel veriler kullanıldığında, ifade 2.15a dan $G_f=36.6$ N/m, simulasyon değerler kullanıldığında $G_f=30$ N/m şeklinde elde edilir. Deneysel sonuç ile simulasyon sonuçları arasındaki mutlak hata % 18 olmaktadır. Bu hatanın özellikle S tipi numuneden kaynaklandığı açıktır. Ancak yine de geliştirilen nümerik modelin boyut etkisi teorisini ve boyut etkisi modelini kuvvetli bir şekilde desteklediği görülmektedir.

Aynı deney Bazant ve Pfeiffer (1987) tarafından çatlak bant yaklaşımı kullanılarak G_f enerjisinin tayini için simule edilmiştir. Bu simulasyonda $G_f=43.6$ N/m olarak elde edilmiştir. Daha sonra Bazant vd. (1988) tarafından lokal olmayan lekeli çatlak yaklaşımı kullanarak yeniden simule edilmiş ve $G_f=40.3$ N/m olarak elde edilmiştir.

a) $1/\sigma_N^2$ -d ilişkisi.b) Logaritmik σ_N -d ilişkisi.

Şekil 6.16 Bazant'ın boyut etkisi teorisinin uygulanması.

a) σ_N^2 - $1/d$ ilişkisi.b) σ_N - d ilişkisi.

Şekil 6.17 Carpinteri'nin boyut etkisi teorisinin uygulanması.

6.5 Bazant ve Kazemi (1991) Deneyinin Simulasyonu

Bazant ve Kazemi'nin deneyinde ankrajlı ve ankrajsız olmak üzere $a/d=3$ olan kayma donatısız betonarme kirişlerin boyut etkisi incelenmiştir. Bu bölümde sadece ankrajlı kirişlerin simulasyonu yapılacaktır.

$a/d=3$ olan ankrajlı bir kiriş, taşıma gücünü kesme-eğilme kırılması ile kaybetmektedir. Ancak her betonarme kiriş kırılmaya yakın durumda basınç bölgesindeki betonun uç birim deformasyona erişmesi ile taşıma gücünü kaybettiğinden, bu deneysel çalışma tezin kapsamı içerisine alınmıştır. Çünkü kafes modellerinde elemanlar sadece çekme gerilmesi altında kırıldığı kabul edildiğinden, basınç durumunda kırılmanın nasıl meydana geleceği önemli olmaktadır. Bununla beraber deney deplasman-kontrollü olduğundan bir sonraki bölümde anlatılacak olan yük-kontrollü simulasyona bir alternatif olarak sunulmuştur. Deneyde kullanılan kirişlerin geometri ve malzeme özellikleri bölüm 5.1 de verilmiştir. Ancak en küçük boy numune yassı kiriş olduğundan ve geliştirilen nümerik model, düzlem gerilme durumunu dikkate aldığından simulasyona dahil edilmemiştir.

Bazant ve Kazemi çalışmasında mikrobeton kullandığından, simulasyonda numunenin beton kısmını oluşturan elemanlar davranış olarak Şekil 4.6c deki gibi matris türünde seçilmiştir. Diğer taraftan donatı elemanı için Şekil 4.6d deki davranış dikkate alınmıştır. Deneysel çalışmada çentiksiz kirişler kullanıldığından her boy numunede aynı sayıda eleman kullanılmıştır. Yani simulasyonu yapılan herhangi bir kirişte alınan eleman boyları bir önceki numunedeki eleman boyunun iki katı olarak seçilmiştir. Bu prensipten hareketle $l'=3.175$ (M tipi), 6.35 (L tipi), 12.7 (H tipi), 25.4 mm (G tipi) olarak alınmıştır. Simulasyonda kullanılan elemanların malzeme parametreleri Tablo 6.6 da verilmiştir.

Tablo 6.6 Simulasyonda kullanılan malzeme parametreleri.

FAZ	E [MPa]	f_t [MPa]	ϵ_t	ϵ_f
Matris	32171	3.43	$1.05 \cdot 10^{-4}$	$9.2 \cdot 10^{-4}$
Donatı	210000	790	$3.8 \cdot 10^{-3}$	-

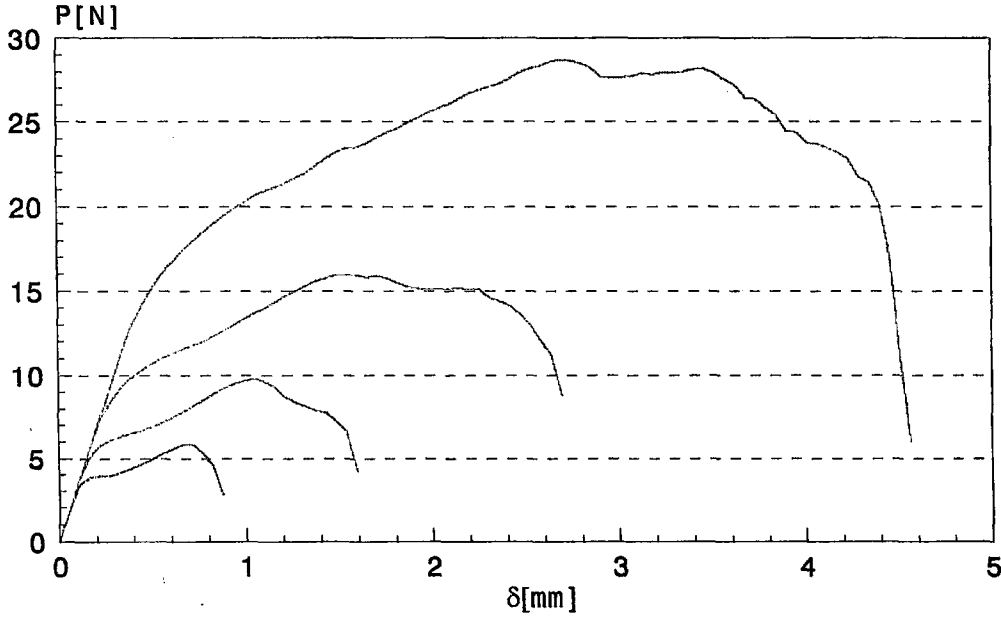
Numunenin geometrik yapısı simetrik olduğundan ve elemanlar SEM ağ yapısı içerisinde simetrik dağılım göstereceği düşüncesinden hareketle, kirişlerin sadece yarısı için modelleme yapılmıştır.

Donatı elemanları yerleştirilirken donatının alanı kadar, aynı koordinatlara sahip matris elemanlarının alanları azaltılmıştır. Ayrıca ankrajlı bir deneyin simülasyonu yapıldığından, sistemde aderans kaybının olmayacağı düşüncesi ile matris elemanlarla, donatı elemanlarının aynı düğüm noktalarına bağlı fakat ayrı rijitliklere sahip, iki ayrı eleman şeklinde düşünülmüştür.

Deneyde kullanılan donatı oranının ifade 3.1 de verilen dengeli donatı oranından fazla olduğundan ve yük deplasman diyagramının Şekil 2.10b deki gibi kısa olacağı düşüncesi ile kırılma parametresi olarak $\alpha=0.1$ olarak alınmıştır. Diğer taraftan aynı geometriye sahip donatılı ve donatısız bir kiriş karşılaştırıldığında taşıma güçleri arasındaki oranın yaklaşık 10 olduğu düşünülerek, betonarme bir kirişin daha hızlı yüklenmesi gerektiği açıktır. Bu sebeple $YH=0.055$ mm/iterasyon olarak alınmıştır. Bununla beraber daha düşük yükleme hızlarında yapılan denemelerde sonucun değişmediği sadece hesaplama zamanının arttığı gözlenmiştir.

Şekil 6.18 den simulasyondan elde edilen tüm numunelerin yük-deplasman diyagramları görülmektedir. Burada deplasmanlar yükün hemen altından ölçülmüştür. Tablo 6.7 de deneysel ve simülasyon sonuçlarına ait yük değerleri ve ifade 5.2 den hesaplanan nominal dayanımlar verilmiştir. G tipi numune $b/h \leq 8.7$ olan, narin bir kiriş olduğundan, deney sırasında meydana gelen stabilite problemlerinden dolayı, Tablo 6.7 de görüldüğü gibi böyle bir hatanın meydana gelmesi mümkündür.

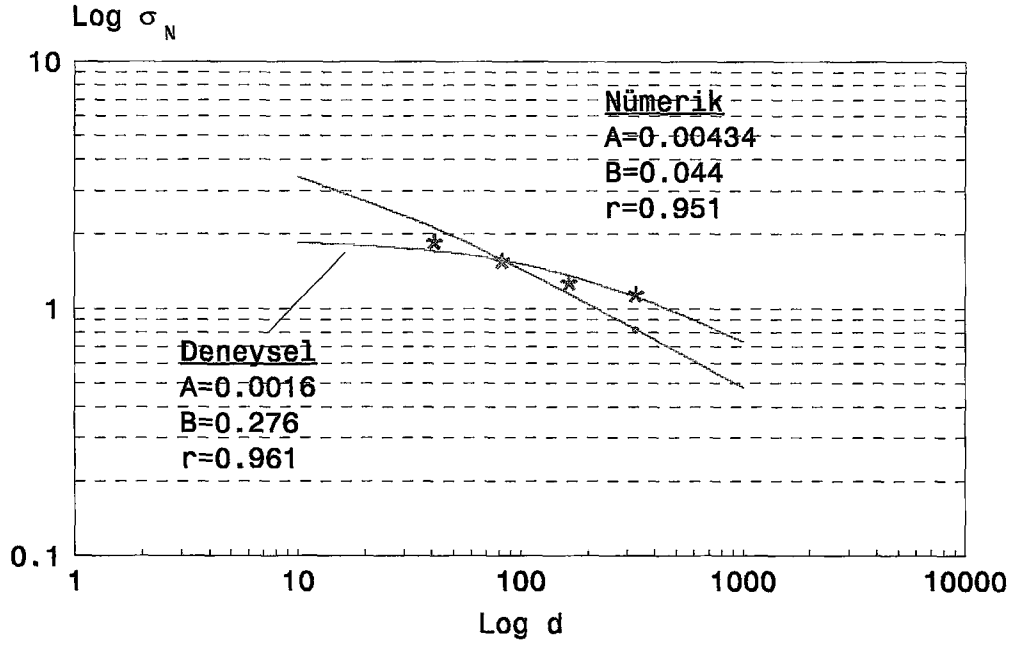
Şekil 6.19a da Bazant'ın boyut etkisi teorisine göre, Şekil 6.19b de ise Carpinteri'nin boyut etkisi teorisine göre nümerik ve deneysel sonuçlar karşılaştırılmıştır. Şekil 6.20a, b, c, d de ise sırası ile M, L, H ve G tipi numunelerinin simülasyonundan elde edilen abartılı deformasyonlar ve çatlakların güzergahı görülmektedir. Burada çatlak, kırılan elemanın SEM ağı içerisinde kaldırılması ile tanımlanmıştır. Ayrıca her boy numunede hiçbir donatı elemanının akmadığı gözlenmiştir. Bu durum deneysel çalışmadaki, denge üstü donatının kullanılması ile uyum göstermektedir. Şekil 6.21a, b, c de sırası ile M, L, H tipi numunelerin simetri eksenini üzerinde, başlangıçtan kırılma durumuna kadar gerilme dağılımının nasıl değiştiği görülmektedir.



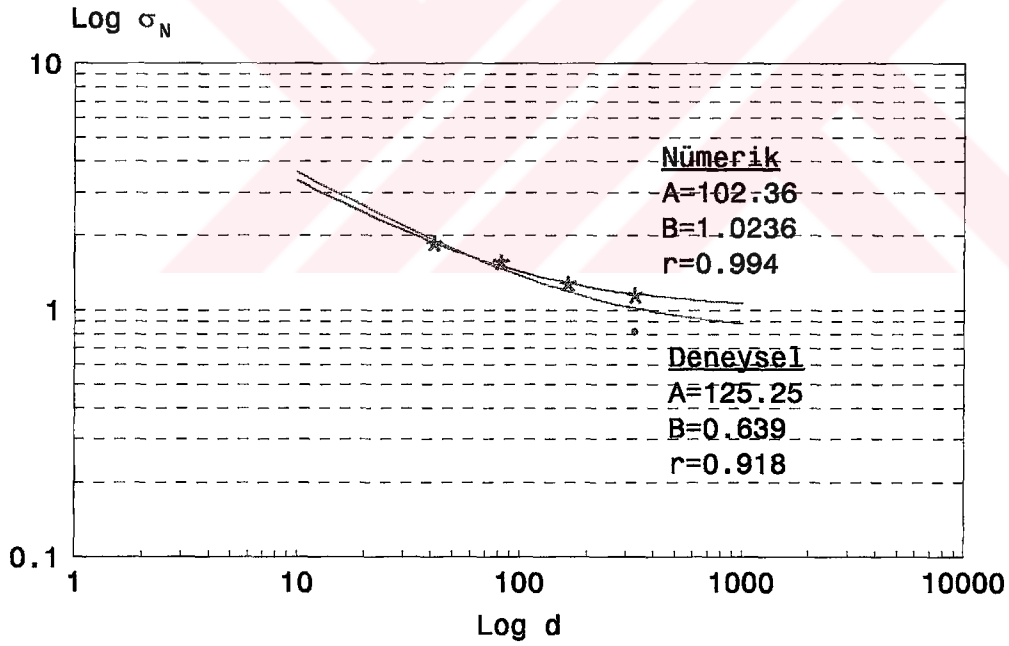
Şekil 6.18 Tüm numunelerin P- δ diyagramı.

Tablo 6.7 Yük değerleri ve nominal dayanımlar.

	d [mm]	Nümerik	Deneyssel		
			1	2	3
P [N]	41.275	5836	5871	5382	6361
	82.55	9783	10809	10052	8896
	165.1	15976	14589	16769	16413
	330.2	28698	20550	22507	18504
σ_N [MPa]	41.275	1.856	1.867	1.711	2.022
	82.55	1.555	1.718	1.598	1.414
	165.1	1.270	1.160	1.333	1.305
	303.2	1.141	0.817	0.895	0.735

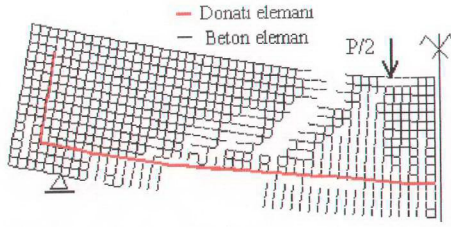


a) Bazant'ın boyut etkisi teorisinin uygulanması.

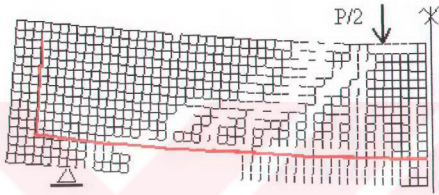


b) Carpinteri'nin boyut etkisi teorisinin uygulanması.

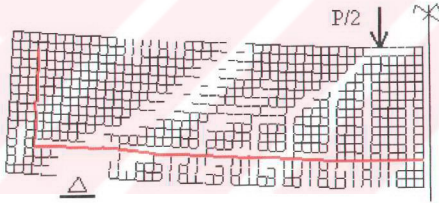
Şekil 6.19 Deteministik boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



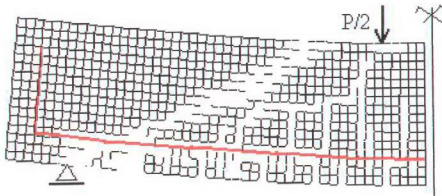
a) M tipi numune.



b) L tipi numune.

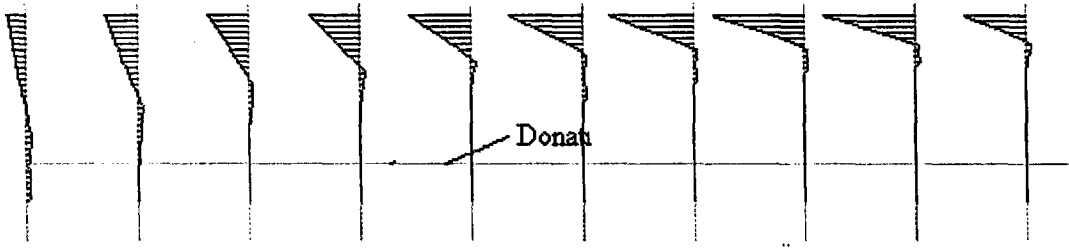


c) H tipi numune.

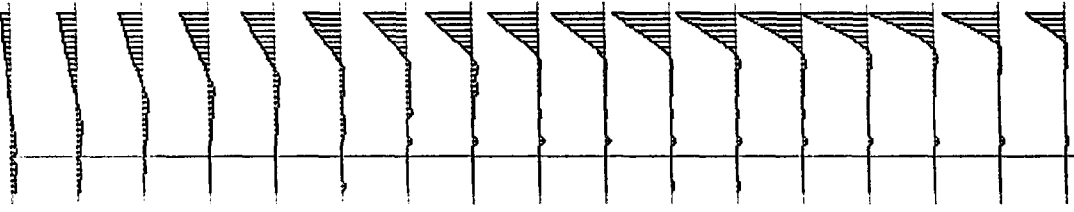


d) G tipi numune.

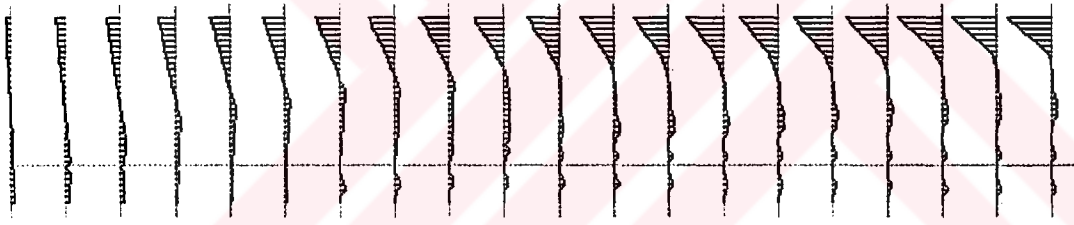
Şekil 6.20 Tüm numunelerin abartılı deformasyonları ve çatlak güzergahı.



a) M tipi numune.



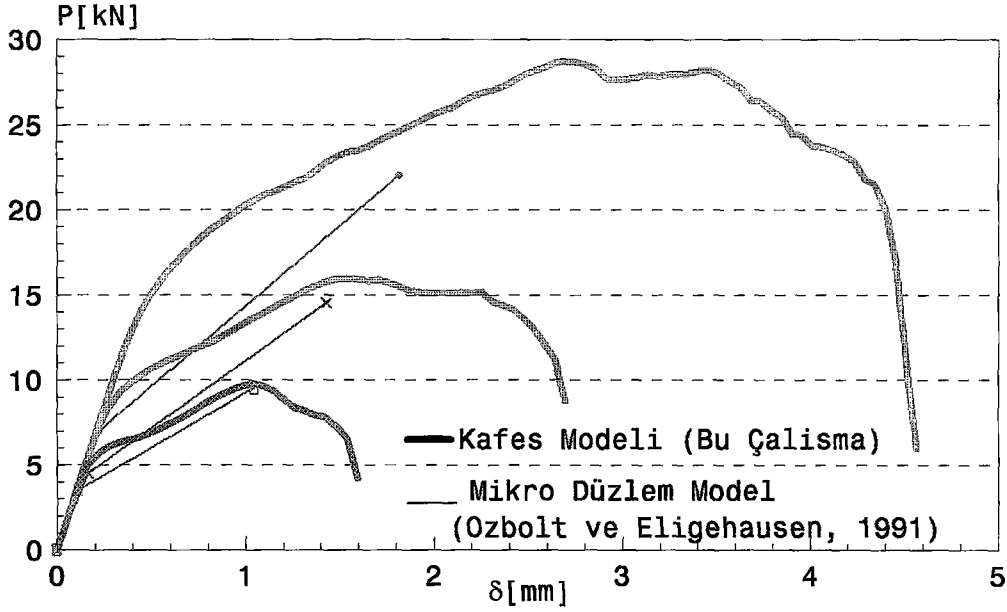
b) L tipi numune.



c) H tipi numune.

Şekil 6.21 M, L, H tipi numunenin simetri ekseninde gerilme dağılımı.

Aynı deneyin simülasyonu Ozbolt ve Eligehausen (1991) mikrodüzlem modelini kullanarak ve Ozbolt ve Bazant (1996) ise lekeli çatlak modelini (smeared crack model) kullanarak L, H ve G tipi numuneleri modellemişlerdir. Her iki modelleme yük-kontrollü olarak yapılmıştır. Bu durum deney ile teori arasında büyük farkların meydana gelmesine sebep olmuştur. Bununla beraber ikinci yaklaşımda sadece boyut etkisi diyagramı verildiğinden burada Şekil 6.22 de sadece birinci yaklaşıma ait bir karşılaştırma verilmiştir.



Şekil 6.22 Kafes Modeli ile Mikrodüzlem modelin karşılaştırılması.

6.6 Tez Çalışmasında Yapılan Deneyin Simulasyonu

Bu bölümde yapılacak olan simulasyon yük-kontrollü olma özelliğinden dolayı diğerlerinden farklı olmaktadır. Deneyde kullanılan kirişlerin geometrisi ve malzeme özellikleri bölüm 5 te verilmiştir.

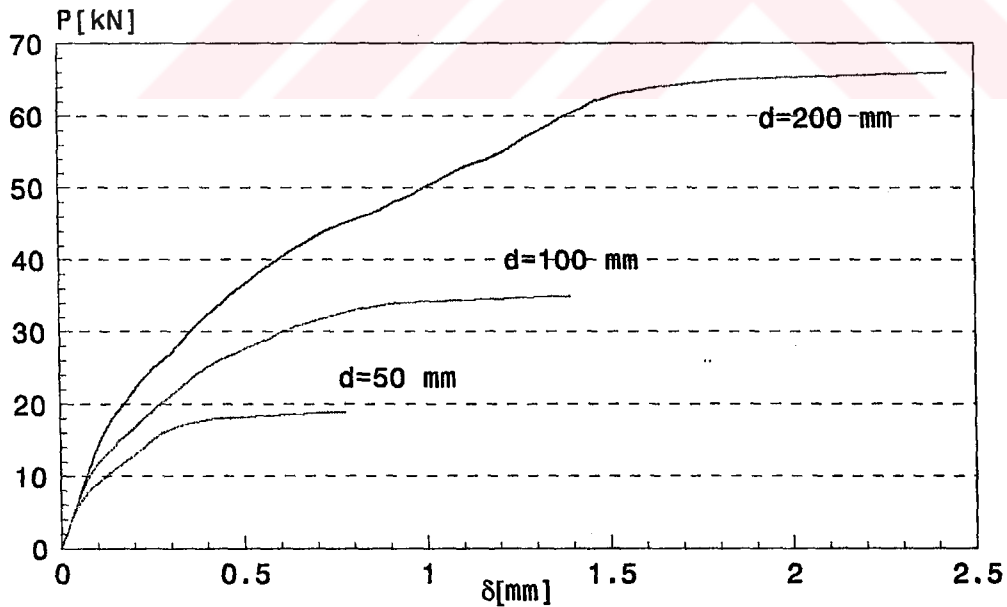
Deneyde $a/d=1.5$ ve donatı oranı dengeli donatı oranından yüksek olduğundan, tez çalışmasının esas konularından biri olan, basınç kırılmasını nümerik olarak incelemek mümkün olmuştur. Ayrıca deneysel çalışma boyut etkisini de dikkate aldığından, tez çalışmasının diğer esas konusu da bu simulasyon ile modellenmiştir.

Simulasyonda $l'=2.5$ (M tipi), 5 (L tipi) ve 10 mm (H tipi) şeklinde her boy numunede farklı alınmıştır. $YH=1000$ N/iterasyon olarak seçilmiştir. Bu değer bir çok denemeden sonra hesaplama açısından en az zamanı gerektirdiğinden tercih edilmiştir. Tablo 6.8 de simulasyonda kullanılan malzeme parametreleri verilmiştir. Diğer özellikler bir önceki bölümde yapılan simulasyonla aynı alınmıştır.

Tablo 6.8 Simulasyonda kullanılan malzeme parametreleri.

FAZ	E [MPa]	f_t [MPa]	ϵ_t	ϵ_f
Matris	22700	2.38	$1.05 \cdot 10^{-4}$	$7.11 \cdot 10^{-4}$
Donatı	210000	500	$2.7 \cdot 10^{-3}$	-

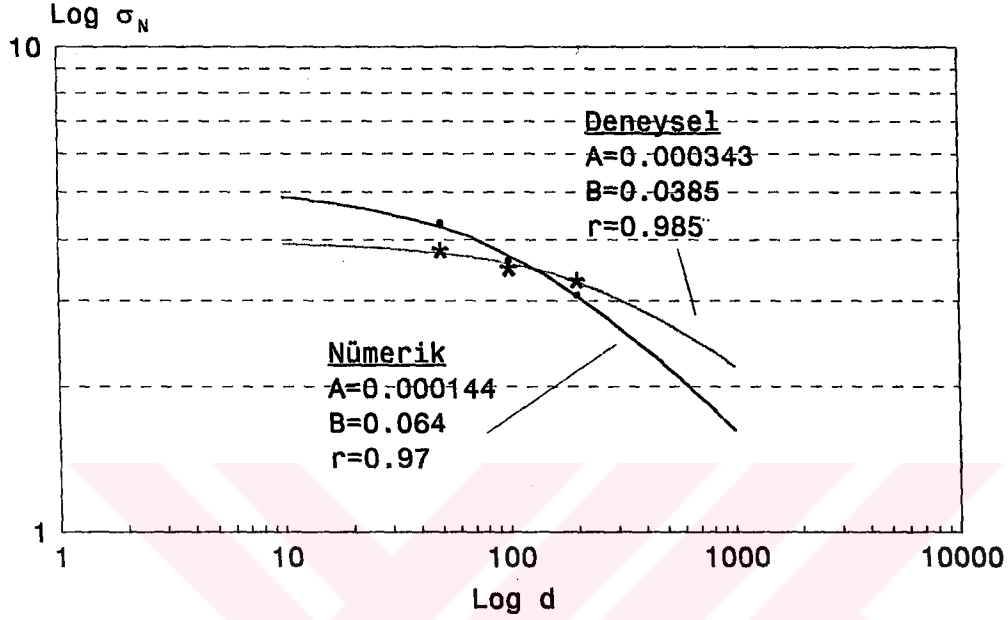
Şekil 6.23 de simulasyondan elde edilen her boy numuneye ait yük-deplasman diyagramları verilmiştir. Burada deplasmanlar yükün hemen altında ölçülmüştür. Tablo 6.9 da simulasyon sonuçlarına göre yük değerleri ve ifade 5.2 den hesaplanmış, nominal dayanımları verilmiştir. Şekil 6.24a da Bazant'ın boyut etkisi teorisine göre, Şekil 6.24b de ise Carpinteri'nin boyut etkisi teorisine göre deney ve simulasyon sonuçları karşılaştırılmıştır. Şekil 6.25a, b, c de sırası ile M, L, H numunelerine ait simulasyondan elde edilen abartılı deformasyonlar ve çatlakların güzergahı görülmektedir. Diğer taraftan hiçbir numunede deneyde olduğu gibi donatı elemanında herhangi bir akma görülmemiştir. Şekil 6.26a, b, c de sırası ile M, L, H tipi numunelerinin simetri düzleminde gerilmenin nasıl dağıldığı görülmektedir.



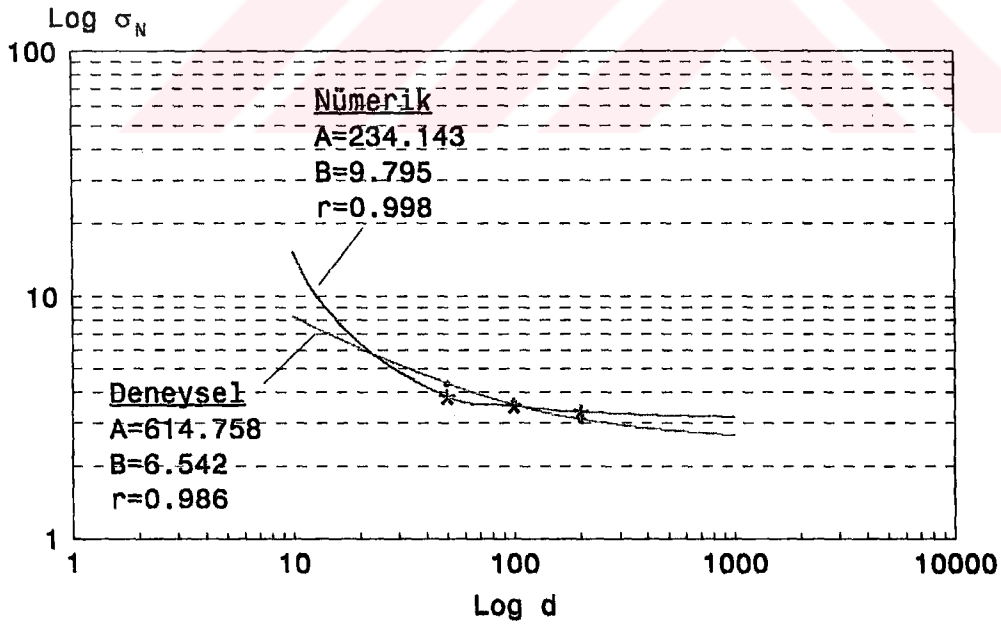
Şekil 6.23 Tüm numunelerin P-d diyagramı.

Tablo 6.9 Simulasyon sonuçlarına göre yük ve nominal dayanım değerleri.

d [mm]	P [N]	σ_N [MPa]
50	19000	3.8
100	35000	3.5
200	66000	3.3

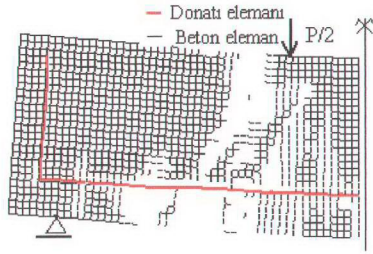


a) Bazant'ın boyut etkisi teorisinin uygulanması.

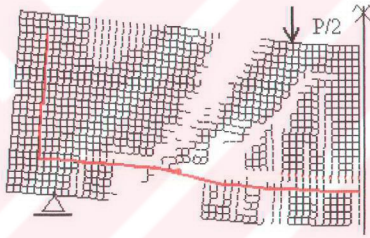


b) Carpinter'nin boyut etkisi teorisinin uygulanması.

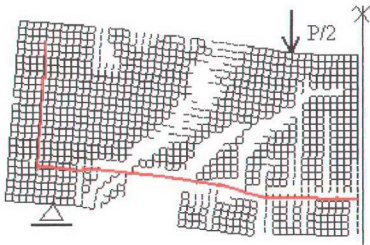
Şekil 6.24 Deterministik boyut etkisi teorilerinin uygulanması.



a) M tipi numune.

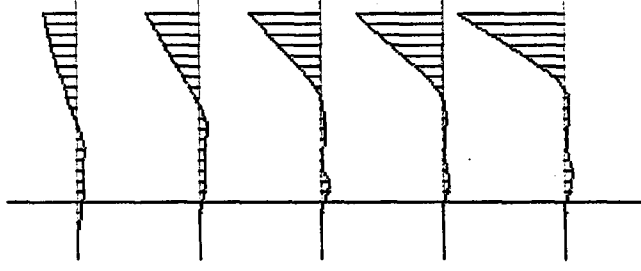


b) L tipi numune.

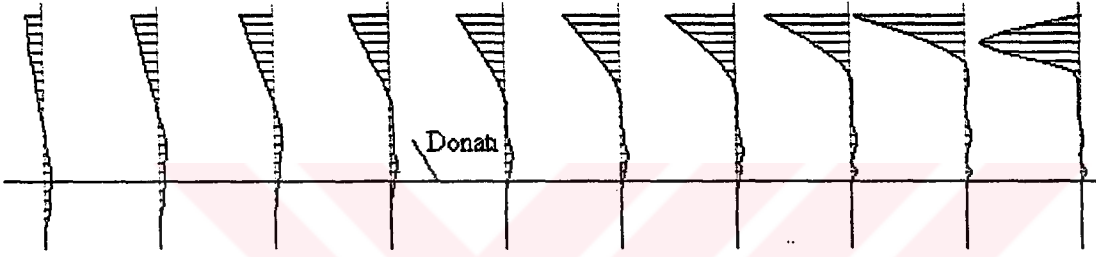


c) H tipi numune.

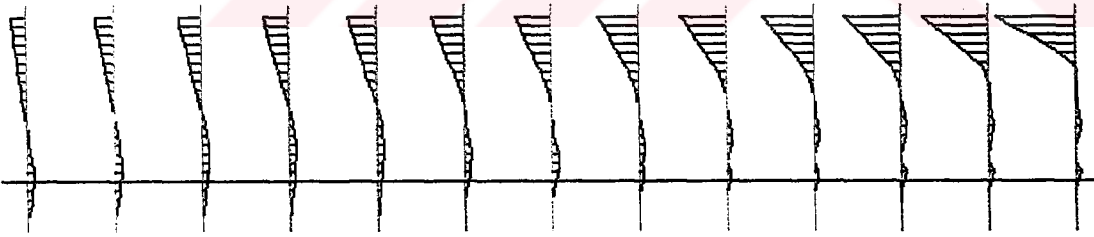
Şekil 6.25 M, L ve H tipi numunenin abartılı deformasyonlar ve çatlakların güzergahı.



a) M tipi numune.



b) L tipi numune.



c) H tipi numune.

Şekil 6.26c H tipi numunenin simetri ekseninde gerilme dağılımı.

6.7 Tartışma

6.7.1 Deneysel ve nümerik sonuçların karşılaştırılması

Bu bölümde yapılan simülasyonlarda, ağırlıklı olarak numunelerin verilen yükleme altında mekanik davranışı, göçme anında meydana gelen çatlakların güzergahı ve boyut etkisine ait uygulamaların eldesi üzerine durulmuştur. Aşağıda bölüm 6.4, 6.5 ve 6.6 da yapılan simülasyonların deneysel sonuçlarla karşılaştırılması yapılmıştır.

6.7.1.1 Bazant ve Pfeiffer (1987) deneyi

Bu simülasyonda asıl amaç boyut etkisini incelemek olmasına karşın, ilave olarak P-ÇAAD ve kırılma süreci bölgesinin gelişimi de incelenmiştir.

Kafes modellerinin betona ilk uygulamaları Schlangen (1993) tarafından yapılmış, tek ve çift çentikli çekme numuneleri (mod I) ve sabit ve rotasyonel kesme numuneleri (mod II) incelenmiştir. Bu simülasyonda ise hem mod I hem de mod II nin aynı anda etkidiği eğilme numuneleri, geliştirilen yeni kafes modeli ile incelenmiş ve elde edilen sonuçların şaşırtıcı bir şekilde deneysel sonuçlarla oldukça iyi bir uyum gösterdiği görülmüştür.

Sadece S tipi numunede büyük bir sapma gözlenmiştir. Bunun sebebi ise geliştirilen nümerik modelin düzlem gerilme durumunu dikkate almasıdır. Oysa S tipi numune yassı bir kiriş olduğundan ve çentik ucunda üç eksenli gerilme durumunun çok daha etkili olduğu göz önüne alınırsa böyle bir farkın meydana gelmesi mümkün olabilmektedir. Bununla beraber diğer tip numunelerde hata mertebelerinin çok küçük olduğu gözlenmiştir.

Şekil 6.10 da verilen P- δ diyagramları deneysel sonuçlarda elde edilen diyagramlarda olduğu gibi yeterli bir kuyruk uzunluğuna sahip olduğu görülmektedir. Bu durum özellikle matris elemanların malzeme kabulünden kaynaklandığı açıktır. Şekil 6.15 de kırılma süreci bölgesinin gelişimi gerçekten deneysel sonuçlarla uyum göstermektedir. Ayrıca çentik üzerinde dikkate alınan gerilme diyagramında tarafsız

eksenin yukarıya doğru kayması ve çekme gerilmelerinin bulunduğu bölgede gerilme dağılımının betonun yumuşama zonuna benzemesi diğer ilginç bir bulguyu gözler önüne sermektedir.

Boyut etkisi teorilerinin uygulaması konusuna gelince her iki deterministik teori de deneysel ve nümerik sonuçlar sadece S tipi numunede eğrilerin uzaklaştığı diğer boylarda ise çakıştığı Şekil 6.16 ve 6.17 den görülmektedir. Diğer taraftan korelasyon katsayısı r 'nin nümerik sonuçlarda deneysel sonuçlara nazaran daha büyük olması geliştirilen nümerik modelin boyut etkisi teorisini kuvvetli bir şekilde desteklediğine işaret etmektedir.

6.7.1.2 Bazant ve Kazemi (1991) deneyi

Bu simülasyonda $a/d=3$ olan betonarme kirişlerin davranışı incelenmiştir. Donatı oranı denge üstü olduğundan Şekil 6.18 den görüldüğü gibi $P-\delta$ diyagramının kuyruk kısmı kısa olmuştur. Bu durum deneysel bulgularla uyushmaktadır. Ancak G tipi numunede deneysel sonuçlar ile nümerik sonuçlar arasında büyük bir fark meydana gelmiştir. Bunun sebebi ise deney sırasında, kirişin kesiti çok narin olduğundan, yanal stabiliteden dolayı kiriş normal düzlem gerilme durumunun çok daha altında kırılmıştır. Oysa simülasyonda böyle bir problemle karşılaşmak mümkün değildir. Çünkü düzlem gerilme durumu dikkate alındığından enkesite paralel düzlemde herhangi bir mekanik değişime müsaade edilmemektedir.

Boyut etkisi teorisi uygulamalarında ise, Bazant'ın boyut etkisi teorisinde deneysel ve nümerik sonuçlar arasında biraz fark meydana gelmiştir. G tipi numunenin deneysel sonuçlardan sapması bu duruma olanak sağlamıştır. Ancak deneysel $r=0.951$ ve nümerik $r=0.961$ olması deney sırasında hataların kaçınılmaz olduğuna işaret etmektedir.

Şekil 6.20 den numunelerin kırılma durumundaki çatlak güzergahlarına bakıldığında gerçekten kesme kuvvetinin küçük olduğu bölgede eğilme çatlaklarının geliştiği ve daha sonra kesme çatlaklarının numuneyi kırmakta daha hakim bir konumda olduğu görülmektedir. Ayrıca örtü betonunun bazı bölgelerde döküldüğü deneysel sonuçlarla uyuşan diğer bir durumdur.

Şekil 6.21 de ki gerilme diyagramında gerçekten tarafsız eksenin yukarıya doğru ilerlediğini ve bunun yanında çekme bölgesinde azda olsa çekme gerilmelerinin hakim olduğu görülmektedir.

6.7.1.3 Bu çalışmada yapılan deney

Şekil 6.23 ile Şekil 5.18 deki P-δ diyagramları karşılaştırıldığında nümerik sonuçların kuyruk kısımlarının deneysel sonuçlardakine nazaran daha uzun olduğu görülmektedir. Bu durum numunenin beton kısmı için kullanılan matris elemanlarının malzeme kabulünden kaynaklanmaktadır. Ancak agrega çapının çok küçük olması matris elemanların kullanımını zorunlu kılmaktadır. Diğer taraftan deneysel ve nümerik eğriler şematik olarak birbirine benzemektedir. Ayrıca kırılma yükleri arasındaki farkın çok küçük olduğu Tablo 6.9 dan görülmektedir. Kırılma yüklerine bağlı olarak hesaplanan boyut etkisi teorilerinde ise deneysel ve nümerik sonuçların hemen hemen çakıştığı Şekil 6.24 den görülmektedir. Diğer taraftan Şekil 6.25 ile Şekil 5.19, 5.20 ve 5.21 karşılaştırıldığında meydana gelen ana çatlağın çakıştığı tespit edilmiştir.

Şekil 6.26b de L tipi numunenin simetri ekseninde alınan gerilme değerlerine bakıldığında tam kırılma anında ilginç bir nokta ile karşılaşmıştır. Burada basınç bölgesindeki betonda meydana gelen gerilme dağılımının, taşıma gücünde kabul gören göçme anındaki davranışa benzediği açıkça görülmektedir. Aslında her boy numunede böyle bir durumun meydana gelmesi olasıdır. Ancak bu durumda her düzlemdeki gerilme dağılımının simulasyon sırasında hesaplanıp kayıt edilmesi gerekmektedir. Bu ise bilgisayarda çok yüksek miktarda kayıt ortamına ihtiyaç duyduğundan uygulamada zorluklar meydana getirmektedir.

6.7.2 Geliştirilen modelin diğer modeller arasındaki yeri

Kafes modelleri son yıllarda malzeme bilminde yaygın olarak kullanılan metotların arasında yer almaktadır. Bu model heterojen modeller içerisinde

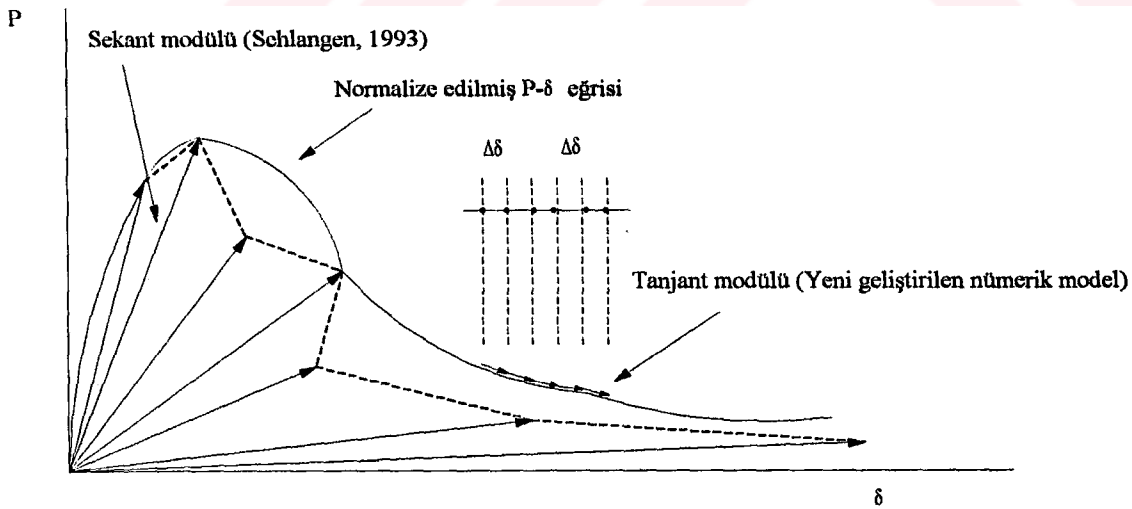
sınıflandırılmaktadır. Betonun nümerik olarak modellenmesi ilk olarak homojen modeller ile başlamıştır. Ancak homojen modellerin bölüm 2.5.1 de tartışıldığı gibi uygulamada meydana gelen sorunlar yeni modellerin geliştirilmesine ihtiyaç göstermiştir.

Bu sorunları dikkate alan araştırmacılar heterojen modeller geliştirmeye çalışmışlardır. İlk önce stokastik yaklaşımlar önerilmiş (örneğin, Burt ve Dougill, 1977) ancak simülasyon sonucunda elde edilen mekanik bağıntılar ve çatlak güzergahlarının gerçeğe aykırı oluşundan dolayı terkedilmiştir. Daha sonraları heterojen ortamın direkt olarak modellendiği sürekli modeller (örneğin Roelfstra vd. , 1985) denenmiştir. Ancak numuneye ait verilerin bilgisayar ortamına aktarılmasında meydana gelen zorluklar daha kolay ve buna karşın gerçekçi sonuçların elde edilebileceği ayırık modeller (örneğin, Schlangen, 1993) geliştirilmeye başlanmıştır.

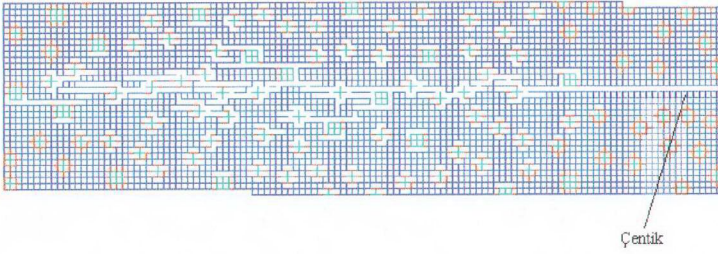
Ayrık modeller içerisinde en etkili simülasyonlar Schlangen tarafından yapılmıştır. Ancak bölüm 4.1.1 de tartışıldığı gibi bu modelde birçok sorun bulunmaktadır. Bu tez çalışmasında geometrik yapı benzer olmamasına karşın geliştirilen nümerik modelde bölüm 4.1.1 de sıralanan kusurların hemen hemen hepsi bertaraf edilmiştir. Eğer nümerik uygulamalara bakılırsa simülasyondan elde edilen çatlakların güzergahlarının, yanında mekanik bağıntılarında deneysel sonuçlarla uyum içerisinde olduğu görülmektedir. Diğer taraftan mod I ve mod II durumlarının birlikte bulunduğu eğilme numunelerinin kullanılması bu tip modellerde ilk olarak bu çalışma ile ortaya koyulmuştur. Ayrıca P- δ ilişkisi için sekant modülü yerine deneysel ortama uygun olan tanjant modülleri esas alınmıştır (yani, Schlangen modeli, P- δ eğrisini orjinden giderek elde ederken, yeni geliştirilen nümerik model direkt bu eğrinin üzerinden gitmektedir, Şekil 6.27). Schlangen modelinde tüm elemanların lineer-elastik davrandığı kabul edilirken, bu tez çalışmasında ise sadece agrega ve matris elemanları için lineer-elastik, matris elemanlar için ise iki lineer doğrudan oluşan daha gerçekçi malzeme kabulleri kullanılmıştır (Şekil 4.6). Diğer taraftan Schlangen'in savunduğu gibi betonun granüler yapısına daha uygun olan üçgensel ağ modelinin kullanılmasının bir zorunluluk olduğunun, bu çalışmada gerek çatlak güzergahlarının ve gerekse mekanik bağıntılarının gerçeğe yakın olarak elde edilmesi aksini ispatlamıştır. Kaldı ki SEM ağ yapısının basit olması en büyük avantaj olarak kabul edilebilir. Diğer taraftan Şekil 6.28 de Bazant ve Pfeiffer (1987) deneyine ait H tipi numunenin simülasyonundan elde edilen kırılma durumuna ait kırışın orta

kısından alınan 1/10 luk kısmına ait SEM ađ yapısında betonun kırılmasında önemli kavramlar olan kırılma süreci bölgesinin gelişimi ve çatlakların köprüleşmesi olayı çok iyi bir şekilde elde edildiğinden geliştirilen nümerik modelin gerçekten betonun davranışı ile uyum içerisinde olduğunu göstermektedir. Ayrıca Schlangen modelinde $P-\delta$ ilişkisi için kullanılan β parametresi, gerçekçi malzeme parametreleri ve karesel bir ađ kullanıldığından (ki bu tür aıda Schlangen modelinde olduğu gibi ortak bir poisson değeri yoktur, yani $\nu=0$ dır) yeni geliştirilen nümerik modelde kullanılmamıştır. Diğer taraftan numunenin kırılma şekli/modunda etkili olan kırılma kanunu α , Schlangen modelinde olduğu gibi sürekli değışken olarak alınmamış ve beton numuneler için $\alpha=0.005$ ve betonarme numuneler için $\alpha=0.1$ olarak sabit iki değeri kullanılmıştır.

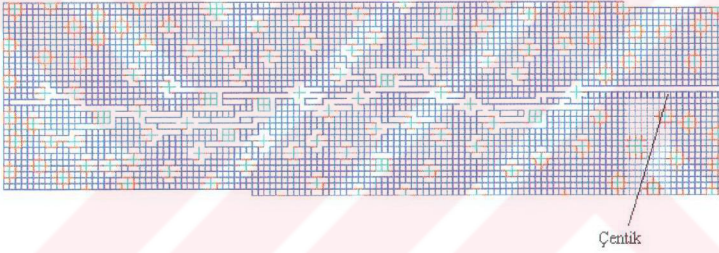
Kafes modellerin, dikdörtgen düzlem eleman kullanan sürekli modellerle karşılaştırıldığında en büyük avantajı; aynı ađ yapısına sahip kafes modelin, sürekli modele nazaran daha fazla eleman içermesine karşın sistem rijitlik matrisinin aynı büyüklükte olmasıdır (yani her iki eleman türünde, SEM için bilinmeyen sayısı aynı olmaktadır). Bu durum hafıza için olumlu bir avantaj olurken, malzeme çok daha fazla elemanla karakterize edildiğinden, çok daha gerçekçi ve hassas çözümler elde edilmektedir.



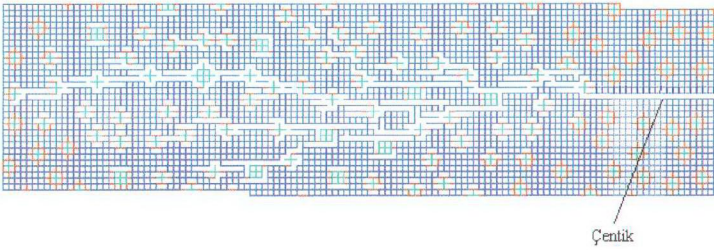
Şekil 6.27 Geliştirilen nümerik model ile Schlangen modelinin $P-\delta$ ilişkisinin karşılaştırılması



a) H1 numunesi.



b) H2 numunesi.



c) H3 numunesi.

Şekil 6.28 Bazant ve Pfeiffer (1987) deneyine ait H tipi numunenin kırılma durumuna ait SEM ağ yapısı (Numunenin 1/10'luk kısmı yatay olarak gösterilmiştir).

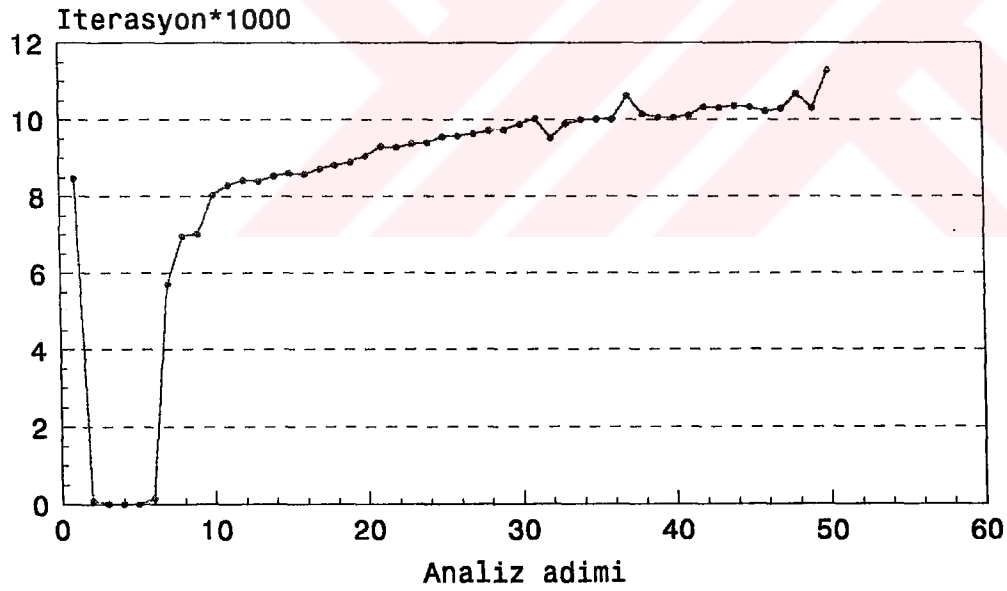
Bütün bunlara ilave olarak betonarmenin modellemesinde en büyük sorun olarak araştırmacıların karşılaştığı aderans konusu, bu çalışmada betonun mesoskopik yapısına uygun olarak direkt modelleme yoluna gidildiğinden, aderans sorunu indirgenebilecek en basit seviyeye getirilmiştir. Çünkü klasik betonarme modellerinde donatı elemanı belirli bir rijitliğe sahip yay elemanlarla beton elemana bağlandığından, bu modelleme tekniği ilave malzeme parametrelerine ve elemanlara ihtiyaç duyduğundan, kullanımı zor ve hesaplama zamanını arttıran bir yöntemdir. Diğer taraftan geliştirilen yeni kafes modelinde donatı elemanı rijitliği sonsuz olan yay elemanlarla beton elemana bağlanmış gibi kabul edilebilir.

Kafes modellerinin en büyük dezavantajı çok fazla hafızaya ve hızlı CPU'lara (Aritmetik işlemci) ihtiyaç duymasındır. Özellikle Bazant ve Pfeiffer (1987) simülasyonunda H tipi numunede yaklaşık 80000 eleman ve 40000 düğüm noktası kullanılmıştır. Bu durumda sistemin kurucu matrisi 120000 bilinmeyen içermektedir. Böyle bir denklem sistemini eliminasyon metotları ile çözebilmek için yaklaşık 500 MB hafızaya ihtiyaç vardır. Bu ise çok pahalı bir çözüm tekniğidir. Bu sebeple kurucu matris değişik tekniklerle sıkıştırılmış (sıkıştırma işlemi neticesinde gerekli olan hafıza 20 MB'a indirgenmiştir) ve iteratif metotlar ile çözüm aranmıştır. Ancak bilinen Gauss-Seidall ve Gauss-Jordan yöntemleri analizin ileri ki safhalarında çözüme erişememiştir. Diğer taraftan eşlenik eğim yöntemi analiz için en başarılı yöntem olarak tespit edilmiştir. Bununla beraber sistem içerisinde elemanlar kırıldıkça her bir yükleme adımı başına düşen iterasyon sayısı artmıştır (Şekil 6.29). Bu şartlar altında 32MB hafızalı P100 işlemcili bir PC de H tipi numunenin simülasyonu yaklaşık bir hafta sürmüştür. Tablo 6.10 da bu tez çalışmasında simülasyonu yapılan tüm numunelere ait SEM sabitleri görülmektedir.

Schlangen (1993) simülasyonlarında DIANA adlı bir paket program kullanmıştır. Bu tez çalışmasında ise herhangi bir paket program kullanılma olasılığı yoktur. Çünkü Dünya'da en iyi SEM paket programı olan ANSYS maksimum 30000 elemanlı bir sistemi analiz edebilmektedir. Bütün bunlara ilave olarak Schlangen tipi modelde kırılma kanunu olarak klasik gerilme kontrolü kullanılmıştır (ifade 4.3). Bu çalışmada ise SEM mantığına daha yakın olan birim-şekil değiştirme kontrollü bir kırılma kanunu ifadesi kullanılmıştır (ifade 4.8 ve 4.9).

Tablo 6.10 Tez çalışmasında yapılan tüm simülasyonlara ait SEM sabitleri

Simülasyon	Numune Tipi	Düğüm Noktası Sayısı	Eleman Sayısı
John ve Shah (1987)	-	11025	21759
Bazant ve Pfeiffer (1987)	S	672	1283
	M	2542	4966
	L	10004	19772
	H	40098	79726
Bazant ve Kazemi (1991)	M, L, H, G	833	1656
Deneyisel Çalışma	M, L, H	1377	2737



Şekil 6.29 H3 numunesinin her bir analiz başına düşen iterasyon sayısı.

7. SONUÇ

Yapılan tez çalışması deneysel ve nümerik olmak üzere iki kısımdan meydana gelmektedir. Herbir kısım kendi içerisinde detaylı olarak tartışılmıştır. Bu kısımda ise yapılan tez çalışmasından elde edilen genel bulgular verilmiştir.

Geliştirilen nümerik model uygulamalarından aşağıdaki bulgular elde edilmiştir.

- Geliştirilen nümerik model kırılma mekaniğinde kabul gören iki parametrelili model, efektif çatlak modeli ve boyut etkisi modeli teorilerini desteklemektedir.
- Geliştirilen nümerik modelde kırılma süreci bölgesinin gelişimi deneysel sonuçlarla uyum göstermektedir.
- Granül dağılımın direkt modellendiği simülasyonlarda, deneysel sonuçlarda olduğu gibi, çatlak gelişimi matris içerisinde mikro çatlaklarla başlayıp, agrega ve matris arasında bulunan arayüzey elemanları ile birleşip, bazı bölgelerde agregalar matris içerisinde köprüler kurarak numuneyi kırıdığını tespit edilmiştir.
- Nümerik modelleme ile elde edilen P- δ (yük-deplasman) ve P-ÇAAD (yük-Çatlak Ağız Açılımı Deplasmanı) ilişkileri deneysel sonuçlarla uyumaktadır. Burada simülasyon sonucunda elde edilen her iki grup eğrinin yeterli miktarda kuyruk kısmının olduğu tespit edilmiştir.
- Kırılma yüklerinden elde edilen boyut etkisi teorileri deneysel sonuçlarla uyumaktadır. Ayrıca yapılan tüm simülasyonlarda elde edilen korelasyon katsayıları deneysel sonuçlardan elde edilen korelasyon katsayılarından yüksek olması, geliştirilen nümerik modelin boyut etkisi teorisini kuvvetli bir şekilde desteklediğini göstermektedir.
- Geliştirilen nümerik modelde herhangi bir düzlemde elde edilen gerilme diyagramları, deneysel sonuçlara uygun olarak tarafsız eksenin kırılmaya doğru yukarıya kaydığını tespit edilmiştir.
- Bu tez çalışmasında yapılan deneyde kırılma durumunda tespit edilen basınç kısmında meydana gelen betonundaki gerilme dağılımı taşıma gücü teorisinde kabul gören gerilme bloğuna benzer olduğu tespit edilmiştir.
- Numunelerin simülasyonundan elde edilen çatlak yörüngeleri deneysel sonuçlarla uyum göstermektedir.
- Direkt çekme ve kesme simülasyonlarında gerilme yığılmalarının yoğun olduğu bölgelerde küçük, diğer bölgelerde büyük eleman bölümlenmesi yapılmasına karşın eğilme

simulasyonlarında yapmak Cosserat sürekliliğini bozduğundan hassaslık azalmaktadır. Bu durum bu tür simulasyonlarda yüksek hafızalı ve hızlı bilgisayarlar gerektirdiğinden bir dezavantaj olarak görülebilir.

- Geliştirilen nümerik model düzlem gerilme durumunu dikkate aldığından yassı kirişlerde meydana gelen üç eksenli gerilme durumundan dolayı deneysel sonuçlardan sapma gözlenmiştir. Diğer taraftan narin olan kirişlerde deneysel ortamda meydana gelen stabilite sorunları iki boyutlu simulasyon ortamına aktarılamadığından, deneysel ve nümerik sonuçlar arasında fark meydana gelmiştir.
- Geliştirilen nümerik model hem yük-kontrollü hem de deplasman kontrollü deneyleri simule edebilmektedir.

Deneysel çalışmada elde bulgular şu şekilde sıralanabilir.

- Herbir grup numune için kırılma yükleri arasında çok az fark görülmüştür. Bu durumun mikrobeton kullanılması, tek karışımda tüm numunelerin dökülmesi, uygun kür şartları ve sistemli bir deney düzeneğinden kaynaklanmıştır.
- Her grup numunenin P- δ diyagramı birbirine benzer olarak elde edilmiştir. Bu durumun her boy numune için pik yüke $6dk. \pm 30s.$ de erişim ile sağlandığı açıktır.
- Kırılmanın ani ve patlama niteliğinde oluşu ve numunelerde kırılma anında meydana gelen çatlak yörüngesinin şartnamelerde belirtilen teorik yörüngelerle benzer oluşu kesme-basınç kırılmasının sağlandığını göstermektedir. Diğer taraftan numunelerin bazı bölgelerinde ikincil çatlakların geliştiği ancak bu çatlakların numuneyi kırmada etkili olmadığı tespit edilmiştir.
- Bazı numunelerde çatlakların köprüleştiği, bazı numunelerde ise mesnet ve yük bölgesinde tekil yüklemekten dolayı ezilmelerin meydana geldiği gözlenmiştir. Diğer taraftan bazı numunelerde ankraj donatısı seviyesinde de çatlakların geliştiği gözlenmiştir.
- Deney sonuçlarında elde edilen korelasyon sayılarının yüksek olması yapılan deneysel çalışmanın deterministik boyut etkisi teorilerini güçlü bir şekilde desteklediğini göstermektedir. Ayrıca gerek literatürde daha önce yapılmış olan deneylerden ve gereksede bu çalışmada yapılan deneyden her iki teorisinin labaratuvar numuneleri ölçeğinde birbirine çok yakın değerler verdiği görülmektedir.

EK-1. COSSERAT SÜREKLİLİK DENKLEMLERİ

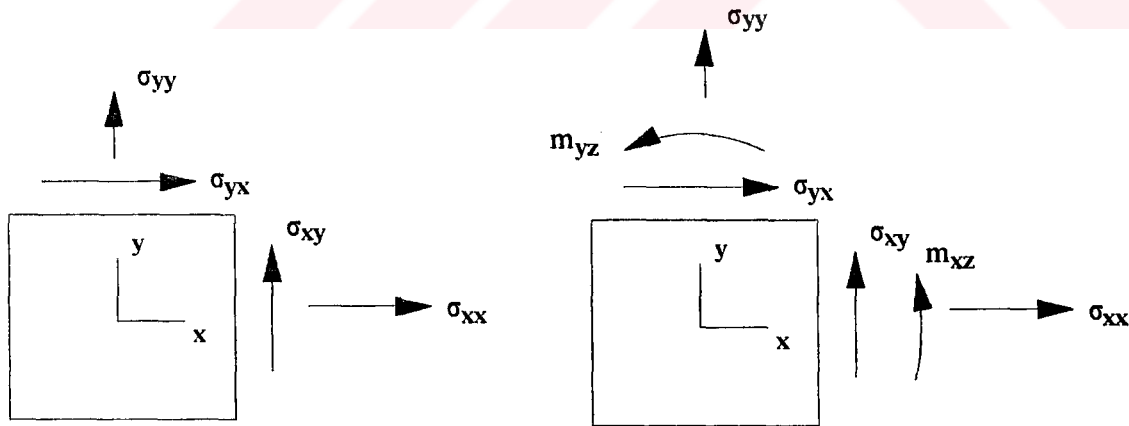
Klasik elastisite teorisinde, sonsuz küçük eleman sadece kayma ve normal gerilmelere maruz kalırken, Cosserat'ın sonsuz küçük elemanı bunlara ilave olarak küçük momentlere de maruz kalmaktadır (Şekil Ek-1.1). Bu ilave moment tesirinden dolayı sonsuz küçük elemanın yüzeyinde meydana gelen normal gerilmeler homojen olarak dağılmazlar. Burada m_{xz} ve m_{yz} 'e gerilme çifti denir. Klasik süreklilik durumunda yatay ve düşey denge denklemleri:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} &= 0\end{aligned}\quad (\text{Ek-1.1})$$

şeklindedir. Moment dengesi ise:

$$\frac{\partial m_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial m_{yz}}{\partial y} - (\sigma_{yx} - \sigma_{xy}) = 0 \quad (\text{Ek-1.2})$$

olarak elde edilir. Burada eğer gerilme çifti m_{xz} ve m_{yz} ihmal edilirse gerilme tensörü simetriktir. ($\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$)



a) Klasik gerilme elemanı.

b) Cosserat gerilme elemanı.

Şekil Ek-1.1 Sonsuz küçük gerilme elemanı.

Gerilme tensöründe bulunan gerilme çiftine ilave olarak şekil değiştirme çiftinde de κ_{xz} ve κ_{yz} şeklinde mikro eğrilikler vardır. Bu şekil değiştirme bağıntısı bağımsız deplasmanlar olan, u_x ve u_y değerlerine ilave olarak ω_z rotasyon değeri ile ifade edilir. Bu değer sınırlayıcısız Cosserat sürekliliği olarak (E. ve F. Cosserat, 1909) tanımlanan bir kinematiktir.

Literatürde normal şekil değiştirme değerleri:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \varepsilon_{yy} &= \frac{\partial u_y}{\partial y}\end{aligned}\quad (\text{Ek-1.3})$$

şeklinde tanımlanmaktadır. Diğer taraftan kesme için şekil değiştirme değerleri şu şekilde değişir:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xy} &= \frac{\partial u_x}{\partial y} + \omega_z \\ \varepsilon_{yx} &= \frac{\partial u_y}{\partial x} - \omega_z\end{aligned}\quad (\text{Ek-1.4})$$

Mikro-eğrilikler:

$$\begin{aligned}\kappa_{xz} &= \frac{\partial \omega_z}{\partial x} \\ \kappa_{yz} &= \frac{\partial \omega_z}{\partial y}\end{aligned}\quad (\text{Ek1-5})$$

olarak ifade edilir.

Buradan elde edilen tüm şekil değiştirme bağıntıları ε vektörü ile ifade edilirse:

$$\varepsilon = \left[\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yx}, \kappa_{xz} l, \kappa_{yz} l \right]^T \quad (\text{Ek-1.6})$$

olarak yazılabilir. Burada l uzunluk boyutunda ilave bir malzeme parametresidir. Benzer ifadeler tüm gerilme bağıntıları için σ vektörü ile ifade edilebilir.

$$\sigma = \left[\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yx}, m_{xz} / l, m_{yz} / l \right]^T \quad (\text{Ek-1.7})$$

REFERANSLAR

ACI Report 446.1R.91 Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models and Determination of Material Properties, Am. Conc. Ens, Detroit (1989)

ACI-318-83 Building Code Requirements for Reinforced Concrete, Detroit

Alexander, K M, Wardlaw, J and Gilbert, D J (1968) **Aggregate-cement bond, cement paste strength and strength of concrete**, Int. Conf. on the Struct. of Conc. Cement and Conc. Asso., 59-81

Arslan, A and Ince, R (1995) **The neural network-based analysis of size effect in concrete fracture**, Proceeding of the II. Int. Conf. FRAMCOS-II, 693-707, Zurich, Switzerland, July 25-28

Arslan, A and Ince, R (1996) **The neural network approximation to the size effect in fracture of cementitious materials**, Engineering Fracture Mechanics, 54 (2), 249-261

Arslan, A, Hughes, T G and Barr, B I G (1991) **Mixed mode fracture-including torsion in a new compact test specimen geometry**, In Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics (Ed. J. G. M. van Mier, J. G. Rots & A. Baker) Chapman & Hall/E & FN Spon, London, 737-746

AS 3600 (1988) Concrete Structures, Standard Association of Australia, Sydney

Bache, H H (1986) **Fracture mechanics in design of concrete and concrete structures**, In G-23, 577-586

Barenblatt, G I (1959) **On equilibrium cracks forming during brittle fracture (Rusça)** Prikladnaya Matematika i Mekhanika (PMM), 23, 434-444

Bazant, Z P (1976) **Instability, ductility and size effect in strain-softening concrete**, ASCE J. Engng. Mech, 102, 331-344

Bazant, Z P (1984) **Size effect in blunt fracture: concrete, rock and metal**, ASCE J. Engng. Mech, 110, 518-535

Bazant, Z P (1985) **Fracture in concrete and reinforced concrete**, Mechanics of Geomaterials (Ed. Z. P. Bazant) John Wiley&Sons Ltd., 259-303

Bazant, Z P (1986) **Mechanics of distributed cracking**, Appl. Mech. Rev, 39, 675-705

Bazant, Z P (1987) **Fracture energy of heterogenous materials and similitude**, In G-28, 229-241

Bazant, Z P (1991) **Size effect on fracture and localization: Aperçu of recent advances and their extension to simultaneous fatigue and rate-sensitivity**, Fracture Processes In Concrete, Rock and Ceramics. RILEM

Bazant, Z P and Cedolin, L (1979) **Blunt crack bad propagation in finite element analysis**, ASCE J. Engng. Mech, 105, 297-315

Bazant, Z P and Kazemi, M T (1991) **Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups**, ACI Struct. J. 88, 268-276

Bazant, Z P and Oh, B H (1983) **Crack band theory for fracture concrete**, Mater. Struct, 16, 155-157

Bazant, Z P and Pfeiffer, P A (1987) **Determination of fracture energy properties from size effect and brittleness number**, ACI mater. J, 84, 463-480

Bazant, Z P and Pijaudier-Cabot, G (1989) **Measurement of characteristic length of nonlocal continuum**, ASCE J. Engng Mech, 115, 755-767

Bazant, Z P, and Lin F-B (1988) **Nonlocal smeared cracking model for concrete fracture**, J. of Struct. Engng., 114(11), 2493-2510

Bazant, Z P, Kim, J K and Pfeiffer, P A (1986) **Determination of fracture properties from size effect tests**, ASCE J. Struct. Engng, 112, 289-307

Bazant, Z P, Tabbara, M R, Kazemi, M T and Pijaudier-Cabot, G (1990) **Random particle model for fracture of aggregate or fibre composites**, J. Engng. Mech. ASCE, 116(8), 1686-1705

Bilby, B A, Cottrell, A H and Swinden, K H (1963) **The spread of plastic yield from a notch**, Proc Roy Soc London, A272, 304-314

Bosco, C, Carpinteri, A and Debernardi, P G (1990) **Minimum reinforcement in high strength concrete**, ASCE J. Struct. Engng, 116, 427-437

Bresler, B and Bertero, V V (1966) **Influence of load history on cracking in reinforced concrete**, SESM Report, University of California, Berkeley

Brown, J H (1972) **Measuring the fracture toughness of cement paste and mortars**, Cement Concr. Rec, 3, 475-480

Brühwiler, E, Broz, J J and Saouma, V E (1991) **Fracture model evaluation of dam concrete**, J. Mater. Civil Engng, 3, 235-251

BS 8110 (1985) **Code of Practice Design and Construction**, Standards Association, London

Burt, N J and Dougill, J W (1977) **Progressive failure in a heterogeneous medium**, J. of the Eng. Mech. Div, 365-376

Carpinteri, A (1994) **Scaling laws and renormalization groups for the strength and toughness of disordered materials**, Int. J. Solids Struct, 31, 291-302

Carpinteri, A , Chiaia, B and Ferro G. (1995) **Multifractal scaling law: an extensive application to nominal strength size effect of concrete structures**, Politecnico di Torino, Dipartimento di Ingegneria Strutturale.

Carpinteri, A, Valente, S Ferrara, G and Imperato, L (1992) **Experimental and numerical fracture modeling of a gravity dam**, In Proceeding FRAMCOS (ed. Z. P. Bazant) Elsevier publishers, London/ Newyork, 351-360

CEP-78 CEB-FIP **Model code for concrete structures**, Committee Euro-International du Beton, Bull 124/125

Cervenka, V (1985) **Contitutive model for cracked reinforced concrete**, ACI, 82, 877-882

Collins, M P (1973) **Torque-twist characteristics of reinforced concrete beams, Inelasticity and Non-linearity in Structural Concrete**, Study No. 8, University of Waterloo Press, Waterloo, Ontario, Canada, pp. 211-232

Constantinos, G (1984) **Probability of failure models in finite element analysis of brittle materials**, Comp. & Struct., 18(3), 537-549

Cosserat, E and Cosserat, F (1909) **Theorie des Corps Deformables**, Herman et fils, Paris

DIN 1045-78 **Beton und Stahlbeton bau bemessung und Ausführung**, Deutsche Normen

Dugdale, D S (1960) **Yielding of steel sheets containing slits**, J. Mech. Phsy. Solids, 8, 100-104

EC 2 (1984, 1993) **Design Concrete Structure**, Commission of the European Communities, Paris

Elfgren, L (1972) **Reinforced concrete beam loaded in torsion, bending and shear**, Div. of Concr. Struct, Chalmers University of Tech, Goteborg, Swedeen, 249 pp.

Elfgren, L Eligehausen, R and Rots, J G (1994) **Round robin analysis and tests of anchor bolts**, Mater Struct, 27

Elfgren, L, Guinea, G V and Planas, J (1992) **Measurement of the fracture energy using three-point bend tests:3.Influence of cutting the P-d tail**, Mater. Struct, 25, 237-334

Elfgren, L, Ohlsson, U and Gylltoft, K (1989) **Anchor bolts analysed with fracture mechanics**, In G-28, 269-275

Eligehausen, R and Ozbolt, J (1990) **Size effect in anchorage behaviour**, In G-32, 721-727

Ersoy, U (1990) **Taşıma gücü yöntemi varsayımlar ile ilgili bir irdeleme**, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Teknik Dergi, 1(1), 61-77

Estienne, G and Peyroux, R (1987) **Consequences de l'effect d'échelle sur l'endommagement de beton**, Rapport de DEA, Laboratoire de Mechanique et Technologie, Cachan, France

Feng, S, Thorpe, M F and Garboczi, E J (1985) **Effective-medium theory of percolation on central-force elastic networks**, Phys.Rev. B, 31, 276-280

Freudenthal, A M (1968) **Statistical approach to brittle fracture**, In Fracture II, (Ed. H. Liebowitz), Academic Press.

Gerstle, W H and Ingraffea, A R (1990) **Does bond-slip exist?**, In G-21, 407-416

Gettu R and Shah, S P (1992) **Fracture mechanics and high strength concrete**, In G-45, 1-75

Gjorv, O E, Sorensen, S I and Arnesen, A (1977) **Notch sensitivity and fracture toughness of concrete**, Cement Concr. Res, 7, 333-344

Glucklich, J (1963) **Fracture of plain concrete**, ASCE J. Engng. Mech, 89, 127-138

Gogate, A B and Bishara, A G (1980) **Finite element analysis of deep concrete beams**, Indian Conc. J. 54(12), 326-333

Griffith, A A (1920) **The phenomena of rupture and flow in solids**, Phil. Trans. Roy. Soc. London A221,163-198

Gustafsson, P J (1985) **Fracture mechanics studies of non-linear yielding materials like concrete**, Report TVBM-1007, Div. Bldg. Mater Lund Inst Tech, Sweden

Gündüz, A (1980) **Betonarme taşıma gücü ilkesine göre hesap**, İstanbul

Herrmann, H J and Kfa, H (1991) **Patterns and scaling in fracture**, In Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics (Ed. J. G. M. van Mier, J. G. Rots & A. Baker) Chapman & Hall/E & FN Spon, London, 195-211

Herrmann, H J, Hansen A and Roux, S (1989) **Fracture of disordered elastic lattices in two dimensions**, Phys. Rev. B 39 (1), 637-648

Herrmann, H J, Hansen, H and Roux, S (1989) **Fracture disordered, elastic lattices in two dimensions**, Phys. Rev. B, 39,637-648

Hestenes, M R and Stiefel, E (1952) **Methods of conjugate gradient for solving linear systems**, J. Res. National Bureau of Standards, 45, 409-436

Higgins, D D and Bailey, J E (1976) **Fracture measurements on cement paste**, J. Mater Sci, 1, 1995-2003

Hillerborg, A (1983) **Analysis of one single crack**, In G-18, 223-249

Hillerborg, A (1985) **Influence of beam size on concrete fracture energy determined according to a draft RILEM recommendation**, Report TVBM-3201, Div Bldg Mater. Lund Inst. Tech, Sweeden

Hillerborg, A (1990) **Fracture mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of reinforced concrete beams**, In G-33, 233-240

Hillerborg, A Modeer, M and Petersson, P E (1976) **Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements**, Cement Conc. Res, 6, 773-782

Hrennikoff, A (1941) **Solutions of problems of elasticity by the framework method**, J. of Applied Mech, A169-A175

Hsu, T T C and Mau, S T ve Chen, B (1987) **A theory on shear transfer strength of reinforced concrete**, Struct. J. of the ACI, V.84, 2, 149-160

Hsu, T T C and Mo, Y L (1985a) **Softening of concrete in torsional members-Theory and tests**, J. of the ACI, Proceedings V.82, 3, 290-303

Hsu, T T C and Mo, Y L (1985b) **Softening of concrete in torsional members-Design Recommendations**, J. of the ACI, Proceedings V.82, 4, 443-452

Hsu, T T C and Mo, Y L (1985c) **Softening of concrete in torsional members-Prestressed Concrete**, J. of the ACI, Proceedings V.82, 5, 603-615

Hsu, T T C and Mo, Y L (1985d) **Softening of concrete in low-rise shear walls**, J. of the ACI, Proceedings V.82, 6, 883-889

Ingraffea, A R and Saouma, V (1985) **Numerical modeling of discrete crack propagation in reinforced and plain concrete**, In Fracture Mechanics of Concrete (Ed. G. C. Sih & A DiTommaso), EAFM series, Martinus Nijhoff publishers, Dortrecht, 171-222

Irwin, G R (1957) **Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate**, J. Appl. Mech., 24, 361-364

Irwin, G R (1958) **Fracture**, In Handbuch der Physik, VI, Springer-Verlag, Berlin, 551-590
 Jayatilaka, A S (1979) **Fracture of engineering brittle materials**, App. Sci. Publishers, London

İnce, R (1994) **Çimento bazlı malzemelerin kırılmasında (non-lineer kırılma mekaniği) boyut tesirinin yapay sinir ağları ile incelenmesi**, Yüksek Lisans Tezi, F.Ü. Fen Bil. Ens, Elazığ

Jenq, Y S and Shah, S P (1985a) **A fracture toughness criterion for concrete**, J. Engng. Fracture Mech, 21, 1055-1069

Jenq, Y S and Shah, S P (1985b) **A two-parameter fracture model for concrete**, ASCE J. Engng. Mec, 111, 1227-1241

John, R and Shah, S P (1986) **Fracture of concrete subjected to impact loading**, ASTM Cement Concr. Aggregates, 8, 24-32

Kani, G. N. L. (1967) **How safe are our large reinforced concrete beams?**, ACI Struct. J. 128-141

Kaplan, M F (1961) **Crack propagation and the fracture of concrete**, J. ACI, 58, 591-610

Karihaloo, B L (1995) **Fracture mechanics and structural concrete**, Longman Scientific & Technical Press, London

Kraft, J M, Sullivan, A M and Boyle, R W (1961) **Effect of dimensions on fast fracture instability of notched sheets**, In Proc of the Crack Propagation Symposium, Cranfield Collage of Aeronautics, UK, 1, 8-28

Kupper, H P, Hilsdorf, H K and Rüsch, H (1969) **Behaviour of concrete unde biaxial stresses**, ACI, 66, 656-666

Lampert, P and Thurlimann, B (1968) **Torsionsversuch an Stahlbetonbalken**, Bericht Nr. 6506-2, 101 pp. Inst. of Baustatik, ETH, Zurich, Switzerland

Lampert, P and Thurlimann, B (1969) **Torsion-Biege-Versuche an Stahlbetonbalken**, Bericht Nr. 6506-3, Inst. of Baustatik, ETH, Zurich, Switzerland

MacGregor, J G (1992) **Reinforced Concrete Mechanics & Design**, Second Ed. Prentice Hall, New Jersey

Mau, S T and Hsu, T T C (1986) **Shear design and analysis of low-rise structural walls**, J. of the ACI, Proceedings V.83, 2, 306-315

Mau, S T and Hsu, T T C (1987a) **Shear behaviour of reinforced concrete framed wall panels with vertical loads**, J. of the ACI, Proceedings V.84, 3, 228-234

Mau, S T and Hsu, T T C (1987b) **Shear strength prediction for deep beams with web reinforcement**, J. of the ACI, Proceedings V.84, 6, 513-523

Mau, S T and Hsu, T T C (1989) **A rational formula for the shear design of deep beams**, Struct. J. of the ACI, V.86, 5, 516-523

Mazars, J (1984) **Application de la mecanique de l'endommagement au comportement non lineaire et a la rupture du beton de structure**, These d'etat de l'Universite Paris VI.

Mihashi, H (1983) **A stochastic theory for fracture concrete**, In Fracture Mechanics of Concrete (Ed. F. H. Wittmann), Elsevier

Mihashi, H and Izumi, M (1977) **A stochastic theory of concrete fracture**, Cement and Concrete Res, 7, 411-422

Mindess, S and Nadeau, J S (1976) **Effect of notch width on K_{IC} for mortar and concrete**, Cement Concr. Res, 6, 529-534

Moukarzel, C and Herrmann, H J (1992) **A vectorizable random lattice**, Preprint HLRZ 1/92, HLRZ KFA Julich

Mörsch, E (1902) **Der Eisenbetonbau, seine Anwendung und Theorie**, Wayss and Freytag, A. G., Im Selbstverlag der Firma, Neustadt, A. D. Haardt, 118 pp.

Nakayama, J (1965) **Direct measurement of fracture energies of brittle heterogeneous materials**, J. Am. Ceram. Soc, 48, 583-587

Nallathambi, P and Karihaloo, B L (1986) **Determination of the specimen size independent fracture toughness of plain concrete**, Mag. Concr. Res, 38, 67-76

Neilsen, M P (1967) **Om forskydningsarmering i jernbetonbjaelker**, Bygningsstatiske Meddelelser, V.38, 2, 33-58

Ngo, D and Scordelis A C (1970) **Finite elements study of reinforced concrete with diagonal tension cracks**, SESM Reports No. 70-19, University of California, Berkeley

Ngo, D and Scordelis, A C (1967) **Finite element analysis of reinforced concrete beams**, ACI J., 64 (3)

Nilson, A H (1968) **Nonlinear analysis of reinforced concrete by the finite element method**, ACI J. 65(9)

Ohgishi, S, Ono, H Takatsu, M and Tanahashi, I (1986) **Influence of test conditions on fracture toughness of cement paste and mortar**, In G-23, 281-290

Ouyang, C and Shah, S P (1994) **Fracture energy approach for predicting cracking of reinforced concrete tensile members**, J ACI, 91, 69-79

Ouyang, C, Mobasher, B and Shah, S P (1990) **An R-curve approach to fracture of quasi-brittle materials**, J. Engng. Fracture Mech, 37, 901-913

Ozbolt, J and Bazant, Z P (1996) **Numerical fracture analysis: nonlocal microcrack interaction approach**, Int. J. for Numerical Methods in Engng., 39, 635-661

Ozbolt, J and Eligehausen, R (1991) **Analysis of reinforced concrete beams without shear reinforcement using non-local microplane model**, In Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics (Ed. J. G. M. van Mier, J. G. Rots & A. Baker) Chapman & Hall/E & FN Spon, London, 919-929

Petersson, P E (1980) **Fracture energy of concrete: Method of determination**, Cement Concr. Res, 10, 78-89

Phillips, D V and Zienkiewicz, O C (1976) **Finite element nonlinear analysis of concrete structures**, Proc. Inst. Civ. Eng. Part I, 61, 59-88

Rausch, E (1929) **Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung**, Technische Hochschule, Berlin, Germany, 53 pp.

RILEM Committee FCM 50 (1985) **Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of the three-point bend tests on notched beams**, Mater. Struct, 18, 285-290

RILEM FMA 90 (1989) **Fracture Mechanics of Concrete Structures: From Theory to Applications**, ed. Elfgrén, L, Chapman & Hall, London

RILEM FMT 89 (1991) **Fracture Mechanics Tests Methods for Concrete**, eds. Shah, S P and Carpinteri, A, Chapman & Hall, London

Ritter, W (1989) **Die Bauweise Hennebique**, Schweizerische Bauzeitung, V.33, 7, 59-61 Zurich, Switzerland

Robinson, J R and Demorieux, J M (1972) **Resistance Ultimate du beton de l'ame de poutres en Double te en Beton Arme**, IRABA Report, Institut de Recherches Appliquees du Beton de l'Ame, Part II, 53 pp

Roelfstra, P E and Sadouki, H (1986) **Fracture process in numerical concrete**, In fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete (Ed. F. H. Wittmann), Elsevier

Romualdi, J P and Batson, G B (1963) **Mechanics of crack arrest in concrete**, ASCE J. Engng. Mech, 89, 147-168

Rossi, P, Acker, P and Francois, D (1984) **Measurements of the fracture toughness K_{IC} of concrete**, In FRACTURE' 84, Eds. Valluri, S R et. al., Pergamon Press, Oxford, 4, 2833-2839

Rots, J G (1988) **Computational modeling of concrete fracture**, PhD-thesis, Delfth University of Tech. Delft, The Netherlands

Schlangen, E (1993) **Experimental and numerical analysis of fracture processes in concrete**, PhD thesis, Delfth University of Technology.

Schlangen, E and van Mier J G M (1993) **Mixed-mode fracture propagation: a combined numerical and experimental study**, Fracture Damage of Concrete and Rock-FDRC-2 (Ed. H. P. Rossmanith), E&FN Spon. , 166-175

Schlangen, E and van Mier, J G M (1992) **Experimental and numerical analysis of micromechanics of fracture of cement-based composites**, Cem. Concr. Comp. 14, 105-118

Schlangen, E and van Mier, J G M (1992) **Experimental and numerical analysis of micromechanisms of fracture of cement-based composites**, Cem. Concr. Comp, 14, 105-118

Scordelis, A C, Ngo, D and Franklin, H A (1974) **Finite element study of reinforced concrete beams with diagonal tension cracks**, Proceedings, Symp. on Shear in Reinforced Conc. ACI Pub. SP-42

Shah, S P and McGarry, F J (1971) **Griffith fracture criterion and concrete**, ASCE J. Engng. Mech, 97, 1663-1676

Shioya, T, Iguro, M Nojiri, Y, Akiyama, H and Okada, T (1989) **Shear strength of large reinforced concrete beams**, In G-25, 259-280

Stankowsky, T (1990) **Numerical simulation of progressive failure in particle composites**, Dissertation, CEAE Dep., University of Colorado, Boulder

Swamy, R N (1972) **Fracture phenomena of hardened paste, mortar and concrete**, Soc Mater Sci (Japan), IV, 132-142

Swamy, R N and Rao C V S K (1973) **Fracture mechanism in concrete systems under uniaxial loading**, Cement Concr Res, 3, 413-427

Tattesall, H G and Tappin, G (1966) **The work of fracture and its measurement in metals, ceramics and other materials**, J. Mater. Sci, 1, 296-301

Tian, M, Huang, S, Liu, E, Wu, L, Long, K and Yang, Z (1986) **Fracture toughness of concrete**, In G-23, 299-306

TS 500-84 **Betonarme yapıların hesap ve yapım kuralları**, Türk standartları enstitüsü, Ankara

Vecchio, F and Collins, M P (1981) **Stress-strain characteristic of reinforced concrete in pure shear**, IABSE Colloquium, Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, Delft, Final Report, Int. Asso. of Bridge and Struct. Engng, Zurich, Switzerland, pp. 221-225

Vecchio, F and Collins, M P (1982) **The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses**, (ISBN 0-7727-7029-8) Dept. of Civil Engng, University of Toronto, Toronto, Canada, 332 pp.

Vervuurt, A H J M, van Mier J G M, Schlangen, E and Hrlz, Kfa (1993) **Pull-out of steel anchors embedded in concrete**, Fracture Damage of Concrete and Rock-FDRC-2 (Ed. H. P. Rossmanith), E&FN Spon. , 569-578

Vonk, R A, Rutten, H S, van Mier J G M and Fijneman, H J (1991) **Micromechanical simulation of concrete softening**, In Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics (Ed. J. G. M. van Mier, J. G. Rots & A. Baker) Chapman & Hall/E & FN Spon, London, 129-138

Walraven, J C (1980) **Aggregate interlock: a theoretical and experimental analysis**, PhD-thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands

Walraven, J C (1993) **Size effects: their nature and their recognition in building codes**, Proceedings of the JCI Int. Workshop on Size Effect in Concrete Structures, Sendai, Japan, 375-394

Walsh, P F (1972) **Fracture of plain concrete**, Indian Concr. J, 46, 469-470

Walsh, P F (1976) **Crack initiation in plain concrete**, Mag. Concr. Res, 28, 37-41

Wang, J, Navi, P and Huet, C (1992) **Numerical study of granule influences on the crack propagation in concrete**, In Proceedings FRAMCOS I (Ed. Z. P. Bazant) Elsevier, London/Newyork, 373-378

Wecharatana, M and Shah, S P (1983) **Predictions of nonlinear fracture process zone in concrete**, ASCE J. Engng. Mech, 109, 1231-1246

Weibull, W (1939) **A Statistical Theory of the Strength of Materials**, Royal Swedish Inst. for Engng. Res, Stockholm

Wittmann, F H (1983) **Structure of concrete with respect to crack formation**, In Fracture Mechanics of Concrete (Ed. F. H. Wittmann), Elsevier, Amsterdam, 43-74

Zaitsev, Ju V (1971) **Deformation and failure of hardened cement paste and concrete subjected to short term load**, Cement Concr. Res, 1, 123-137