

33527

T. C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇİMENTO BAZLI MALZEMELERİN KIRILMASINDA
BOYUT TESİRİNİN (NON-LİNEER KIRILMA MEKANİĞİ)
YAPAY SINIR AĞLARI İLE İNCELENMESİ**

Ragıp İNCE

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ELAZİĞ
1994

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇİMENTO BAZLI MALZEMELERİN KIRILMASINDA
BOYUT TESİRİNİN (NON-LİNEER KIRILMA MEKANİĞİ)
YAPAY SİNİR AĞLARI İLE İNCELENMESİ

Ragıp İNCE

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Bu tez, Tarihinde, Aşağıda Belirtilen Jüri tarafından
Oybirliği/Oyçokluğu ile Başarılı / Başarısız Olarak Değerlendirilmiştir.

(İmza)

(İmza)

(İmza)

Danışman
Yrd. Doç. Dr.
Abdussamet ARSLAN

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

**ÇİMENTO BAZLI MALZEMELERİN KIRILMASINDA
BOYUT TESİRİNİN (NON-LİNEER KIRILMA MEKANİĞİ)
YAPAY SİNİR AĞLARI İLE İNCELENMESİ**

Ragıp İNCE

Fırat Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

1994, Sayfa: 96

Geçen birkaç yıl içerisinde, inşaat mühendisliğinde bilgisayarlı hesaplamalarda yapay zeka uygulamaları ilk sırayı almıştır. Bu uygulamalar genellikle uzman sistemleri içermektedir. Bu çalışmalarda değişik bir yapay zeka yaklaşımı olan YSA na (Yapay Sinir Ağları) değinilmiş ve bir uygulama yapılmıştır.

Çalışmada YSA yardımıyla çimentolu malzemelerin kırılma mekaniğinde deneysel boyut etkisi teorisi modellenmiştir. İlk önce genel amaçlı bir YSA paket programı NETICE (Neural nETwork In Civil Engineering) geliştirilmiştir. Daha sonra geniş bir literatür taraması yapılarak, kırılma mekaniğinin temel mod durumlarını içeren deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlar veri toplanmıştır. Bu sonuçlar veri olarak alınıp NETICE programı bir PC üzerinde koşturulmuştur. Elde edilen sonuçlar deneysel çözümlerle karşılaştırılmış ve oldukça anlamlı müsbet sonuçlar elde edilmiştir. Nöral ağ hesaplamalarının inşaat mühendisliğinde karar verme ve tasarım için alternatif bir çözüm olduğu gösterilmiştir.

YSA, mevcut çözümlerin birden fazla olduğu problemlerde ve ampirik ifadelerle dayalı teorik çözümlerde kullanılması oldukça uygundur. İnşaat mühendisliği problemlerinin birçoğu bu tür özellikler içerdiğinden YSA nın bu alandaki uygulamaları büyük bir potansiyel göstermektedir.

ANAHTAR KELİMELEER: Yapay Zeka, Nöral Ağlar, Beton, Kırılma Mekaniği, Boyut Etkisi Teorisi.

SUMMARY

Masters Thesis

**AN INVESTIGATION ON SIZE EFFECT IN FRACTURE OF CEMENT
BASED MATERIALS (NON-LINEAR FRACTURE MECHANICS)
THROUGH ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS**

Ragıp İNCE

Firat University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering

1994, Page:96

Computation on civil engineering has concentrated primarily on artificial intelligence (AI) applications in the past few years. These application generally involve expert systems. In this study, a different AI approach involving neural network were investigated and an application were presented.

In this study, the experimental size effect theory in fracture mechanics of cementitious materials were modelled through artificial neural networks. At the beginning, an artificial neural network package (NETICE, Neural nETwork In Civil Engineering) for general purpose were developed. A wide range of literature survey were undertaken, and the results of experimental works involving basic modes of fracture mechanics were gathered. These results were taken as input datas, and NETICE were interactively used on an PC. The results of NETICE were compared with the experimental results and somewhat positive and meaningful results were provided.

It has been shown that the neural network computation is an alternative solution for decision and design of civil engineering problems. Artificial neural networks, is a quite suitable solution technique in the problems tjat has more than one solution methods and the problems that defined through ampirical expressions. Because of most of civil engineering problems involves such properties, the application of neural networks on this particular area shows a great application potential

KEYWORDS: Artificial Intelligence, Neural Network, Concrete, Fracture Mechanic, Size Effect Theory.

TEŞEKKÜR

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

Ayrıca çalışmam esnasında, destek gördüğüm bölüm başkanımız Sayın Prof. Dr. Ataman HAKSEVER'e ve İnşaat Bölümünün tüm öğretim elemanlarına ve çalışanlarına teşekkürlerimi sunarım.



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET.....	III
SUMMARY.....	IV
TEŞEKKÜR.....	V
İÇİNDEKİLER.....	VI
ŞEKİLLERİN LİSTESİ.....	IX
TABLoların LİSTESİ.....	XII
KISALTLAMALARIN LİSTESİ.....	XII
NOTASYONLAR.....	XII
1. GİRİŞ.....	1
2. NÖRAL AĞLAR.....	4
2.1 Giriş.....	4
2.2 Kısa Tarihesel Bir Bakış.....	4
2.3 Ağ Hesapları.....	6
2.3.1 Öğrenme.....	6
2.3.1.1 Denetimli öğrenme.....	8
2.3.1.2 Denetimsiz öğrenme.....	8
2.3.2 Hatırlama.....	8
2.4 İleri Beslemeli YSA.....	8
2.4.1 Bunak hücreleri.....	9
2.4.2 ADALINE.....	9
2.4.3 Backpropagation ağları.....	11
2.4.3.1 Delta kuralı.....	13
2.5 Geri Beslemeli YSA.....	15
2.5.1 Kohonen ağları.....	15
2.5.2 Hopfield ağları.....	15

3. KIRILMA MEKANİĞİ.....	17
3.1 Giriş.....	17
3.2 Teorik Kohezif Mukavemet.....	17
3.3 Griffith Teorisi.....	20
3.4 Çatlak Ucu Modları.....	23
3.5 Çatlak Ucunda Gerilmeler.....	24
3.6 K nin Deneysel Olarak Belirlenmesi.....	27
3.6.1 COD.....	28
3.6.2 J integrali.....	29
3.6.3 R eğrisi.....	29
4. BETONUN KIRILMA MEKANİĞİ.....	30
4.1 Giriş.....	30
4.2 Griffith Teorisinin Betona Uygulanması.....	31
4.3 Gerilme-Gerinim Eğrisi.....	32
4.4 Betonun Kırılma Mekanizması.....	32
4.5 Göçmede Agreganın Etkisi.....	36
4.6 Çatlağın Yayılmasını Önleyici Faktörler.....	38
4.7 Betonun Kırılma Parametresini Belirleme Çalışmaları.....	39
4.8 G_F Kırılma Enerjisi Kavramı.....	41
4.8.1 Test metodları.....	43
4.8.2 G_F in tayininde nümerik metodlar.....	45
4.8.2.1 Fiktif çatlak modeli.....	45
4.8.2.2 Çatlamış şerit modeli.....	47
5. BOYUT ETKİSİ TEORİSİ.....	48
5.1 Giriş.....	48
5.2 Bazant'ın Boyut Etkisi Teorisi.....	48
5.3 Numuneler.....	53
5.3.1 Malzemeler.....	53
5.3.2 Numunelerin geometrik özellikleri.....	53

5.3.2.1 Genel özellikler.....	53
5.3.2.2 Mod I ve Mod II numuneleri.....	54
5.3.2.3 Mod III numuneleri.....	54
5.4 Cihazlar.....	57
5.5 Deneş İşlemleri.....	57
5.6 Deneş Sonuçları.....	57
5.7 Deneş Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	58
5.8 Test Sonuçları.....	60
5.8.1 Mod I ve Mod II deneyleri.....	60
5.8.2 Mod III deneyleri.....	60
5.8.2.1 Silindirik burulma.....	60
5.8.2.2 Kare prizmatik burulma.....	64
5.9 Diğer Deneyler.....	64
5.10 Gevreklik Sayısı Kavramı.....	67
5.11 Boyut Etkisi Kanununa Değişik Bir Yaklaşım.....	68
5.12 Sonuç.....	68
6. NÖRAL AĞ İLE BOYUT ETKİSİNİN İNCELENMESİ.....	71
6.1 Çalışmanın Aşamaları.....	71
6.1.1 Ağ tipinin seçimi.....	71
6.1.2 Ağ eğiten modellerin seçimi.....	72
6.1.3 Ağ haritasının belirlenmesi.....	75
6.1.4 Nöral ağının eğitilmesi.....	77
6.1.5 Nöral ağının denenmesi.....	77
6.2 Bulgular.....	80
7. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	85
KAYNAKLAR.....	87

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil 2.1 Biyolojik nöron.

Şekil 2.2 Mc Culloch-Pitts nöronu.

Şekil 2.3 Çözüm uzayında ağın enerjisine göre elde edilmiş yerel minimumlar.

Şekil 2.4 Bunak hücreleri.

Şekil 2.5 ADALINE

Şekil 2.6 Perceptron

Şekil 2.7 AND mantıksal ifadeli bir MADALINE

Şekil 2.8 Backpropagation ağları

Şekil 2.9 Backpropagation ağlarında kullanılan bazı fonksiyon tipleri. (a) eşik fonksiyonu (b) sigmoidal fonksiyon.

Şekil 2.10 Kohonen ağları.

Şekil 3.1 Atomlar arasındaki kuvvetler.

Şekil 3.2 Atomik gerilme-gerinim eğrisi.

Şekil 3.3 Çekme gerilmeleri altında eliptik boşluklu sonsuz bir plak.

Şekil 3.4 Çatlağın ilerlemesiyle serbest kalan gerinim eneji.

Şekil 3.5 Çatlak uzunluğuna bağlı olarak enerjinin değişimi.

Şekil 3.6 Kırılma modları (a) Mod I (b) Mod II (c) Mod III.

Şekil 3.7 Çatlak ucunun çevresinde kutupsal koordinatta gerilme bileşenleri.

Şekil 3.8 Plastisite sebebiyle çatlak ucunda meydana gelen plastik zon.

Şekil 3.9 Plak kalınlığına bağlı olarak kırılma sağlamlığının (tokluk) değişimi.

Şekil 4.1 İki eksenli gerilme altında Griffith kriteri.

Şekil 4.2 Agregat, çimento ve betonun karakteristik gerilme-gerinim eğrisi.

Şekil 4.3 Betonun basınç altında diyagramatik gerilme-gerinim eğrisi.

- Şekil 4.4** Betonun gerilme-gerinim eğrisi.
- Şekil 4.5** Agreganın kilitlenmesi.
- Şekil 4.6** Tek eksenli basınç altında betonun karakteristik gerilme-gerinim eğrisi.
- Şekil 4.7** Tek eksenli basınç altında beton numunesinde agrega ile matris arasında yüzeyinde gerilme gerinim dağılımı.
- Şekil 4.8** İdealize edilmiş tek eksenli basınç altında bir agrega partikülü.
- Şekil 4.9** Direkt çekme deneyinde betonun gerilme-gerinim eğrisi. (a) numune (b) Yük-deformasyon eğrisi.
- Şekil 4.10** Değişik malzemelerde N non-lineer, Y yumuşama, L lineer zonlar. (a) LEKM de (b) Metallerde (c) Betonda.
- Şekil 4.11** Betonun σ - ϵ ve σ - w eğrileri (a) σ - ϵ eğrisi (b) σ - w eğrisi.
- Şekil 4.12** Beton için nümerik hesaplamalarda kullanılan gerilme-gerinim eğrisi.
- Şekil 4.13** Üç noktalı eğilme deneyine ait Yük deformasyonu eğrisi ve ilave alanlar.
- Şekil 4.14** Hayali çatlak modeli.
- Şekil 4.15** Çatlamış şerit modeli (a) Numune (b) SEM modeli
- Şekil 5.1** Boyut etkisi.
- Şekil 5.2** Boyut etkisi kanununun istatistiksel genelleştirilmesi.
- Şekil 5.3** Betonun idealize edilmiş σ - ϵ diyagramı.
- Şekil 5.4** Tam gevrek malzemelerde boyut etkisi kanunu.
- Şekil 5.5** Mod I ve mod II deney numunelerinin geometrik özellikleri (a) Eğilme numuneleri (mod I) (b) eksantrik basınç numuneleri (c) çentikli çekme numuneleri (mod I) (d) Kesme numuneleri (mod II).
- Şekil 5.6** Mod II deney numunelerinin geometrik özellikleri. (a) Silindirik burulma numuneleri (b) kare prizmatik burulma numuneleri.
- Şekil 5.7** Boyut değişim aralığının yeterliliği. (a) Yetersiz (b) Yeterli (c) Yeterli

Şekil 5.8 Mod I kırılma durumuna ait boyut etkisi teorisi (a) Eğilmede boyut etkisi (b) Eğilmede lineer regrasyon (c) Çentikli çekmede boyut etkisi (d) Çentikli çekmede lineer regrasyon (e) Eksantrik basınçta boyut etkisi (f) eksantrik basınçta lineer regrasyon.

Şekil 5.9 Mod II kırılma durumuna ait boyut etkisi teorisi. (a) Kesmede boyut etkisi (b) Kesmede lineer regrasyon.

Şekil 5.10 Silindirik burulmada boyut etkisi teorisi (Mod III) (a) Silindirik burulmada boyut etkisi. (b) Silindirik burulmada lineer regrasyon.

Şekil 5.11 Kare prizmatik burulmada boyut etkisi teorisi. (Mod III) (a) Donatılı numunelerde boyut etkisi (b) Donatılı numunelerde lineer regresyon (c) Donatısız numunelerde boyut etkisi (d) Donatısız numunelerde lineer regresyon.

Şekil 5.12 Donatılı betonlarda boyut etkisi teorisi.

Şekil 5.13 Üç farklı çatlak uzunluğuna sahip geometrik olarak benzer olan numuneler

Şekil 5.14 Değiştirilmiş boyut etkisi teorisi.

Şekil 5.15 Farklı yükleme hızlarında boyut etkisi teorisi.

Şekil 6.1 Seçilen backpropagation ağının haritası.

Şekil 6.2 Barr'ın deney donanımı.

Şekil 6.3 Barr'ın sonuçlarının YSA sonuçları ile karşılaştırılması.

Şekil 6.4 Üç noktalı eğilme deneyine ait sonuçlar.

Şekil 6.5 Çentikli çekme deneyine ait sonuçlar.

Şekil 6.6 Eksantrik basınç deneyine ait sonuçlar.

Şekil 6.7 Kesme deneyine ait sonuçlar.

Şekil 6.8 d/4 silindirik burulma deneyine ait sonuçlar.

Şekil 6.8 d/6 silindirik burulma deneyine ait sonuçlar.

TABLULARIN LİSTESİ

- Tablo 5.1** Mod I ve mod II numunelerinin geometrik özellikleri ve deney sonuçları.
- Tablo 5.2a** Silindirik burulma deneyinde kullanılan numunelerin geometrik özellikleri ve deney sonuçları. (Mod III)
- Tablo 5.2b** Kare prizmatik burulma deneyinde kullanılan numunelerin geometrik özellikleri ve deney sonuçları (Mod III)
- Tablo 6.1** Bazant'ın deney sonuçları.
- Tablo 6.2** Ağ modelleri.
- Tablo 6.3** Hata değerleri.
- Tablo 6.4** a/d oranı 0 ve 1 için nöral ağı sonuçları.

KISALTMALAR

ADALINE	ADaptive LINear Element
COD	Crack Opening Displacement
DARPA	Defence Advanced Research Projects Agency
LEKM	Lineer Elastik Kırılma Mekaniği.
MADALINE	Many ADaptive LINear Element
NETICE	NEural neTwork In Civil Engineering
SEM	Sonlu Elemanlar Metodu.
YSA	Yapay Sinir Ağlar.

NOTASYONLAR

- A** : Nöral ağlarında girdi ünitesinin nöron sayısı.
 α : Momentum.
a : Eliptik çatlak genişliği.
 a_0 : Atomik uzayda atomlar arası uzaklık.
 α_1 : Boyutsuz çatlak uzunluğu.
 α_2 : Boyutsuz çatlak alanı.
 a_c : Kritik çatlak boyu.
B : Nöron ağlarında saklı tabakadaki nöron sayısı, Boyut etkisi teorisinde ampirik sabit.
 β : Öğrenme oranı.
b : Numune genişliği
C : Nöron ağlarında çıktı ünitesindeki nöron sayısı.
 δ : Nöron ağlarında hata hesabı.
d : Numune derinliği.
 d_a : Maksimum agrega çapı.
E : Elastisite modülü.
 ε : Gerinim.
 E_c : Başlangıç elastisite modülü.
 E_t : Yumuşama bölgesinin elastisite modülü.
 f_t : Beton numunenin çekme dayanımı.
 F_1 : Üç noktalı eğilme deneyinde kuvvet düzeltme faktörü.
 f_c : Betonun basınç dayanımı.
G : Çatlak ilerlemesiyle serbest kalan gerinim enerjisi.
 γ : Yüzey enerjisi.
h : Nöron ağlarında saklı tabakanın çıktısı
K : Gerilme yoğunluk faktörü.
 K_t : Gerilme konsantrasyon faktörü.
L : Numune boyu.
 λ : Atomik uzayda dalga boyu.
 λ_0 : Boyut etkisi teorisinde ampirik sabit.
v : Posion oranı.

- o : Nöron ağlarında çıktı tabakasının çıktısı.
 P : Maksimum yük.
 p : Plastik deformasyon enerjisi.
 r_p : Plastik zonun yarıçapı.
 σ : Gerilme.
 σ_m : Ortalama gerilme.
 σ_N : Nominal dayanım.
 T : Eşik değeri.
 t : İterasyon sayısı.
 τ_N : Nominal kesme dayanımı.
 U_E : Elastik enerji.
 U_s : Elastik yüzey enerjisi.
 $\omega_{y/x}$: Varyasyon katsayısı.
 W : Elastik enerji.
 w : Nöral ağlarında nöronlar arasındaki ağırlıklar.
 x : Ağırlıklandırılmış girdi.
 Y : Geometri faktörü.
 y : Nöral ağlarında istenen ağ çıktısı.

1. GİRİŞ

İnsanoğlu yeryüzünde var olduğundan beri hep doğayı taklit etme gereksinimi duymuştur ve hala duymaktadır. Bu gereksinim insanoğlunun yaratılışında varolan öğrenme ihtiyacından kaynaklanmaktadır. İşte bu doğayı taklit etme olayının en yeni ürünlerinden biri olan yapay sinir ağları (YSA), insan beyninin çalışma prensibini kendine model edinmiş yapay sistemlerdir.

İnsan beyninin temel yapıtaşı nöron dediğimiz beyin hücreleridir ve insan beyninde 10-15 milyon arasında nöron hücresi vardır. Ancak bu nöronlar, kendi başlarına pek bir anlam ifade etmezler. Nöronlar bir ağ meydana getirerek paralel çalışırlar.

Von Neuman (Macar asıllı matematikçi olup günümüz sayısal bilgisayarlarının temelini atmıştır) mimarisi kullanan bilgisayarlar bazı problemleri çözmekte yetersiz kalmaktadırlar. Bunun sebebi bu tür bilgisayarların verileri seri olarak işleyip sonuca ulaştırmalarıdır. Bu durum bilim adamlarını insan gibi tecrübeye dayanarak, problem çözme yeteneğine sahip bilgisayarlar yapmaya zorlamıştır. Altıncı kuşak bilgisayarlar adı verilen bu bilgisayarlar problemi analiz etmekte, yani problemi parçalara ayırmaktadır. Yapay nöronlar bu parçaları kendi içerisinde işleyip bir sonuca varmakta ve bu sonuç değerini kendisine bağlanan diğer nöronlara girdi değeri olarak göndermektedir. Bilgisayarlar bu hiyerarşi içerisinde çalışarak problemi çözmektedir.

YSA üzerine yapılan araştırmalar hem yazılım hemde donanım üzerinde yoğunluk kazanmıştır. Donanım üzerine yapılan çalışmaları Intel ve Darpa (Defense Advanced Research Projects Agency) gibi kuruluşlar yapmaktadır. Yazılım üzerine yapılan çalışmalar ise daha yaygındır. Bu tür çalışmalarda ağ bir matematiksel modele oturtularak Von Neuman mimarisinde kullanılan klasik algoritma yöntemlerine uygunluğu sağlanmaktadır. Böylece seri olarak çalışan bir bilgisayar matematiksel bağıntılarla paralel çalışan bilgisayarlara dönüştürülmektedir.

Günümüzde YSA: ekonomi, iktisat, endüstri mühendisliğinde otomasyonda, elektronik mühendisliğinde elektronik devre tasarımında, bilgisayar mühendisliğinde, tıp alanında, çeşitli zeka problemlerinin çözümünde, optik algılamada, nesne tanımlama gibi alanlarda uygulamaları mevcuttur.

İnşaat mühendisliğinde Uzman sistemler konusunda, yeterli sayılabilecek derecede uygulama mevcut olmasına rağmen, Yapay Zeka' nın diğer bir dalı olan YSA

üzerine henüz kapsamlı bir çalışma yapılmamıştır. Oysa inşaat mühendisliğinde diğer mühendislik dallarının birçoğunda olduğu gibi tasarımda tecrübenin önemli derecede etken olduğu türden problemlerle sıklıkla karşılaşmaktadır. Problemlerin birçoğunun çözümü basitleştirilmiş kurallara veya ampirik ifadelere dayanmaktadır. Bu durumda gerçek çözümden uzaklaşan değerler elde edilmektedir. (Arslan, 1992).

Kullanılan malzemenin beton gibi heterojen ve daneli, non-linear bir malzeme olduğu gerçeği ve projenin tatbiki sırasında yapılan hatalar göz önüne alınırsa problemin çözümünde yapılan % 5-10 mertebesindeki hataların birçok problemde önemli olmadığı ortaya çıkar.

İnşaat mühendisliği problemlerinin bir diğer özelliği çok gerçekli karar verme durumudur. Yani problemin çözümü için birden çok kabul edilebilir metodun bulunmasıdır. Bu tür durumlarda kesin veri isteyip ona göre kesin sonuç isteyen problemlerin çözümü zorlaşmaktadır. Ancak nöral ağları kullanarak bu tür problemlere daha gerçekçi bir şekilde yaklaşmak mümkündür.

Yapılan çalışmada, betonun kırılma mekaniğinde son yılların popüler bir konusu olan "Boyut Etkisi kanununa" YSA yaklaşımı ile çözüm aranmıştır. Boyut etkisi, bu yüzyılın başlarında tamamen istatistiksel bir karakter taşıırken, günümüzde ampirik ifadelerle oturtularak kanunlaştırılmıştır. Dolayısı ile deneysel çalışma ve boyut etkisi kanunu ayrı düşünülemez. Ancak betonun karmaşık yapısı, deneysel sonuçlarda önemli mertebede hatalar meydana gelmesine sebep olmaktadır. Ayrıca yapılan standart deneylerde, gerçek yapı boyutunda numuneler kullanmak mümkün olmadığından, uygulamada teoremin nasıl bir durum arzedeceği bilinmemektedir. Böyle bir probleme YSA ile yaklaşımının daha akılcı bir yol olduğu kanısına varılmıştır. Bu iddiayı ispatlamak amacıyla Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde ilk önce genel amaçlı YSA paket programı NETICE (Neural nETwork In Civil Engineering) geliştirilmiştir. (Arslan ve İnce, 1993a ; Arslan ve İnce, 1993b ; Arslan ve İnce, 1993c) Daha sonra geniş bir literatür taraması yapılarak kırılma mekaniğinin temel mod durumlarını içeren deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlar, veri olarak alınıp NETICE programında bir PC üzerinde koşturulmuştur. Elde edilen sonuçlar klasik çözümlerle karşılaştırılmış, oldukça anlamlı ve müsbet sonuçlar elde edilmiştir.

Sunulan tez temel olarak iki ana konuda yoğunlaşmaktadır. Bunlar kırılma mekaniği ve nöral ağ teorisidir. Söz konusu konularda ülkemizde oldukça az sayıda araştırma yapıldığından, tezin yazımında bu konulara gereğinden fazla ve detaylı bir

şekilde değinilmiştir. Bu nedenle tezin genel bilgiler kısmı kısmen daha uzun olacak şekilde hazırlanmıştır.



2-NÖRAL AĞLAR

2.1 Giriş

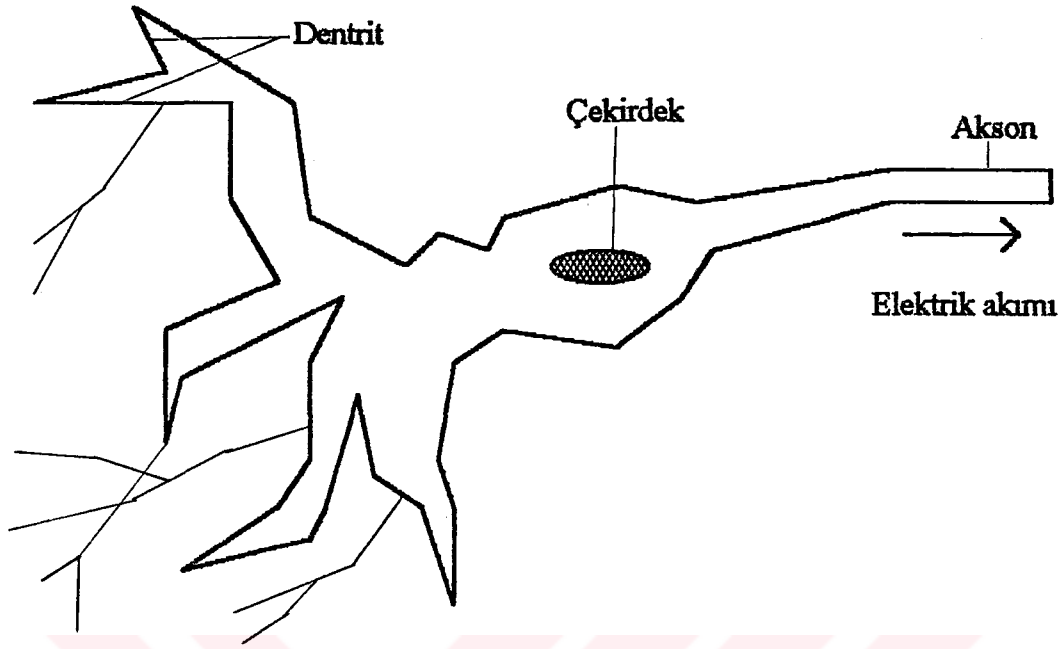
En genel anlamda nöral ağları, insan beynindeki nöronlara benzer olarak meydana getirilen yapay nöronların değişik ağ modelleriyle birbirlerine bağlanmasıyla oluşan kompleks sistemlerdir. Şekil 2.1 de bir biyolojik nöron hücresi görülmektedir. Biyolojik nöron, bir çekirdek, iri bir gövdesi ve iki türlü uzantıdan oluşmaktadır. Bunlardan kısa ve dallanmış olanı dentrit giriş bilgilerini alır, uzun ve tek olan akson ise çıkış bilgilerini diğer nöronlara taşır. Akson ile dentritin birleşim yerine sinaps adı verilir. Bunlar nöronlardan aldığı sinyalleri değerlendirirler ve eşik değeri üzerinde bir giriş varsa bir sonraki hücreye iletirler.

Şekil 2.2 de matematiksel olarak modellendirilmiş biyolojik bir nöron görülmektedir. Bu tür nöronlar Mc Culloch-Pitts nöronu olarak bilinirler. Bunlar ağın herbir işlem birimini temsil ederler ve birbirleriyle bağlanarak ağ oluştururlar. Herbir nöron basit bir anahtar görevi yapar ve şiddetine göre gelen sinyali ya söndürür ya da iletir. Böylece ağ içerisindeki herbir birim belli bir yüke sahip olur. (Mc Colloch ve Pitts, 1943)

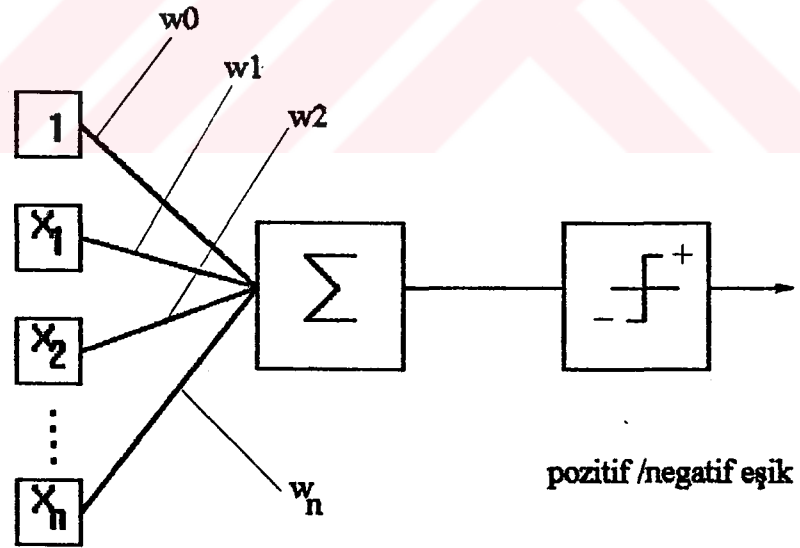
Her nöron gelen sinyalin gücüne göre açık yada kapalı duruma geçerek basit bir tetikleyici görev üstlenir. Bu işlemleri yaparken nöronlar giriş bilgilerini ağırlıklandırarak bunları lineer olarak toplar ve bir eşik, lineer veya non-lineer bir fonksiyonda işleyerek çıktısını verir. Bu çıktıyı bağlantısı olan diğer nöronlar giriş bilgileri olarak alırlar.

2.2 Kısa Tarihsel Bir Bakış

Günümüzde YSA teorisi, ABD'li nöro-psikolog Donald Hebb'in 1949 yılında yayınladığı bir makalede oluşmaya başladı. Hebb, beynin öğrenme yeteneğiyle ilgilenmekteydi ve var olduğuna inandığı basit bir mekanizmayla öğrenmeyi açıkladı. Hızlı komputasyona yönelik ilk YSA çalışmaları 1950'li yıllarda başlamış



Şekil 2.1 Biyolojik nöron



Şekil 2.2 Mc Culloch-Pitts nöronu

ve basit nöron modellerine dayalı bir komputasyon modeli 1959'da Rosenblatt tarafından önerilmiştir. Bu ilk YSA, Hebb öğrenme prensibi kullanıyordu ve görsel görüntü algılamak üzere geliştirilmişti. 1960'lı yıllarda Widrow, basit nöronlar kullanarak ilk öğrenebilen adaptif sistemler üzerinde çalışmıştır.

Ancak 1969'da Minsky ve Papert yayınladıkları "Perceptron" adlı bir kitapta YSA yardımı ile öğrenmede ve komputasyonda aşılması zor engellerin olduğunu iddia etmişler ve akabinde YSA konusundaki araştırmalar büyük ölçüde artmıştır. 1980'li yılların başlarında Hopfield kendi adıyla anılan geri beslemeli YSA modelini geliştirmesi ve bunu optimizasyon problemlerine uygulaması, YSA konusundaki araştırmalara yeniden hız kazandırmıştır. 1986'da PDP(Parallel Distributed Processing) araştırma grubu Backpropagation ileri beslemeli YSA modeli geliştirerek daha önce ortaya atılan problemlere çözüm getirmiştir. YSA'nın kullanımına yönelik artan ilgi karşısında ABD'de DARPA (Defense Advanced Research Projects Agency) kurumu 1989 yılında 33 Milyon Dolarlık bir proje başlatmış ve birçok araştırma grubuna finansman sağlamıştır.

Londra Üniversitesi'nde hemen hemen bütün bölümlerinde bu konu üzerinde çalışan gruplar vardır. Ayrıca Avrupa Milletler Topluluğu bünyesindeki Eureka Projesi'nde de bu konuda yapılacak çalışmaların desteklenmesine prensip olarak karar verilmiştir.

2.3 Ağ Hesaplamaları

Ağ hesaplamaları iki safhada oluşturulmaktadır. Bunlar aşağıda özetlenmiştir.

2.3.1 Öğrenme

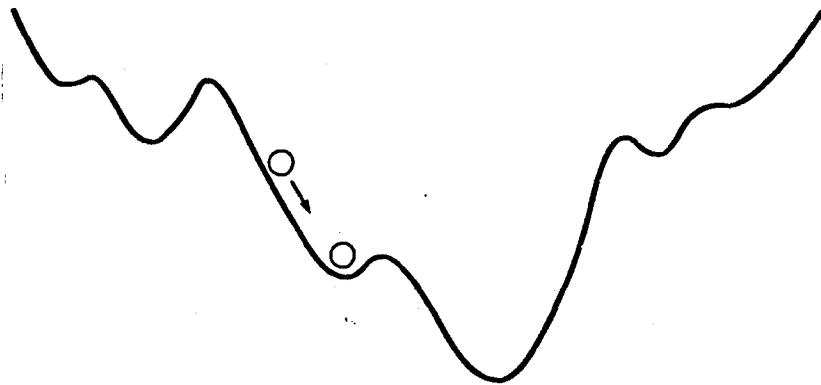
Nöral ağları insanlar gibi örneklerle eğitilirler. Ağlar ne kadar çok örnekle eğitilirse problemler hakkındaki teşhisi o kadar doğru olur. Çok sayıda örnekle eğitilmiş bir nöral ağın, eksik bilgilerden doğru sonucu bulma olasılığı daha yüksek olur.

Nöral ağların öğrenme mekanizması, ağ çıktılarının değerlerine cevap olarak nöronlar arasındaki ağırlıkların hepsini veya bazılarını değiştiren bir denklemden ibarettir.

Sinirsel ağ uzmanları, basit iki tabakalı ağlardaki ağırlıkların nasıl ayarlanacağını 1950'den beri biliyorlardı, buna karşılık daha fazla tabakalı ağları eğitmek bu kadar kolay bir iş değildir. Özellikle girdi tabakasından ara tabakalara giden ağırlıkların nasıl ayarlanacağı ilk etapta belli olmamaktadır. Çünkü herhangi bir girdi ve çıktı modeli için hangi ara tabakanın harekete geçeceği önceden belirlemek olanaksızdır.

1980'li yıllara gelindiğinde, çok tabakalı ağları eğitmek için birkaç değişik yöntem geliştirildi. Bu yöntemlerdeki temel prensip, her tabakanın bağlantı ağırlıklarını, yanlışa katkılarına göre bölüştürerek değiştirmektir. Birçok eğitim dönemi sonunda, elde edilen ağırlık grubu doğru sonucu veren bir ağ oluşturmaktadır. (Hinton, 1992).

Bu öğrenme yöntemleri, kuramsal olarak, yerel minimumlar adı verilen yanlışa, ancak yokluklarında herhangi küçük bir değişikliğin ağırlık yanlışıklarını arttıracak ağırlık grubuna takılıp kalabilirler. (Şekil 2.3). Ama gerçekte bir ağ, hemen hemen her zaman en optimum çözümleri öğrenir. Ayrıca kimi öğrenme yöntemleri biyolojik olarak daha akla yatkın olsa da, elde edilen sonuçların kullanılan yöntemle bağılılığı yoktur. (Hinton v.d, 1993). Nöral ağlarında iki türlü öğrenme vardır:



Şekil 2.3 Çözüm uzayında ağırlık enerjisine göre elde edilmiş yerel minimumlar.

2.3.1.1 Denetimli öğrenme

Ağa hem girdi modelleri hemde çıktı modelleri sunulur ve her iterasyonda modele ait çıktı değeriyle ağ çıktısı karşılaştırılarak çıktı hatası bulunur. Bu hata kabul edilebilir dereceye indirilene kadar, nöral ağ nöronlar arasındaki ağırlıkları değiştirerek (adapte ederek) iterasyona devam eder. Bazı tip ağlarda ise ağın enerjisi hesaplanır ve bu enerjiyi minimize eden ağırlık grubu, istenen ağırlık grubu olarak kabul edilir.

2.3.1.2 Denetimsiz öğrenme

Hiçbir hedef çıktı mevcut değildir, sadece girdi modelleri sunulur, ağdan uyumlu bir çıktı üretecek şekilde kendini düzenlemesi istenir.

2.3.2 Hatırlama

Ağın problemi öğrenmesi sonucu elde edilen ağırlık grubunu kullanarak ağa girdi verilir ve ağdan bu girdi problemine çözüm getirmesi istenir.

2.4 İleri Beslemeli YSA

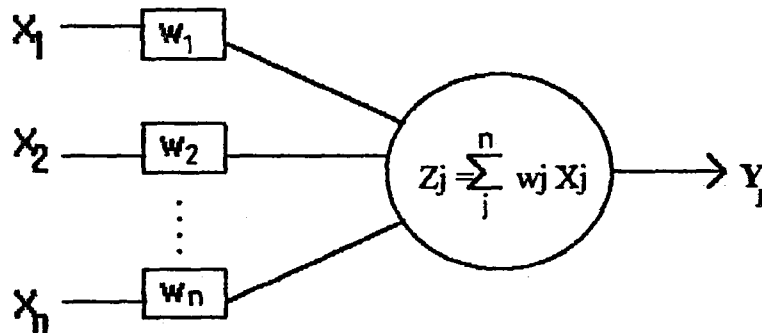
Bu ağlarda nöronlar arka arkaya beslenirler. Öğrenme aşamasında girdi modelleri ağın giriş terminallerine sunulur. Birinci tabakadaki nöronlar çıktılarını hesaplarlar bir sonraki tabakaya girdi değeri olarak gönderirler. Sırasıyla herbir tabaka aynı işlemi yapar. Final tabakanın çıktı değerleri işlemi sonuçlandırır. Böylece ağa sunulan bir model diğer modelleri etkilemez. En popüler ileri beslemeli ağ çeşitleri şunlardır:

2.4.1 Bunak hücreleri

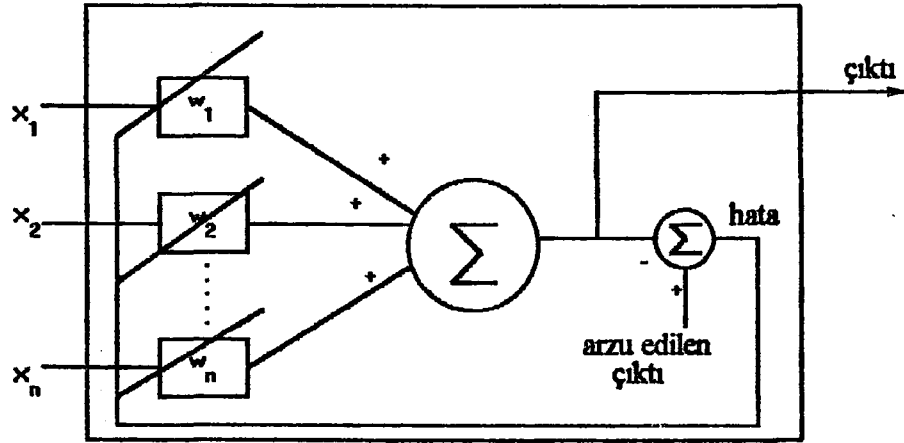
Bunak hücreleri bağlantısız tek bir nöronun ibarettir. Şekil 2.4 de görüldüğü gibi giriş ağırlıkları sabittir. Girdiler ağırlıklandırılarak bir lineer fonksiyonda işlenirler ve sonuçta çıkan değer ağ çıktısı olarak kabul edilir. Bunak hücreleri diğer komplike ağ tiplerinin temelini oluştururlar ve günümüzde hala geçerliliğini korumaktadırlar. (Melsa, 1989)

2.4.2 ADALINE

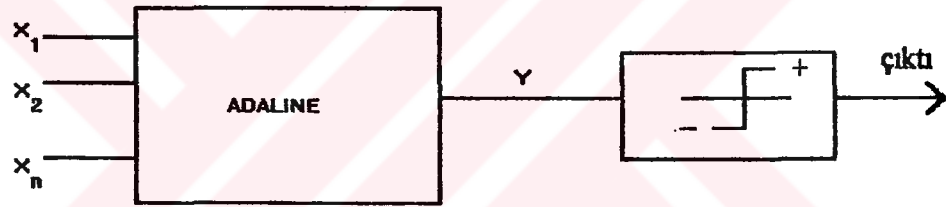
ADALINE (ADaptive LINEar Element) tek bir Mc Culloch-Pitts nöronundan ibarettir. Ağırlıklandırılmış girdiyi bir lineer fonksiyonda işleyerek ağırlıkları LMS (Least Mean Square) öğrenme kuralı kullanarak adapte ederler. (Şekil 2.5). Uygulamada ADALINE genellikle ikili karar durumlarında kullanılır. Bunun için ağ çıktısı bir eşik fonksiyonunda işlenerek Perceptron adı verilen mekanizmalar meydana getirilir. (Şekil 2.6). ADALINE ve Perceptron yapıları lineer olarak çalışırlar. Ancak bu yapıların non-lineer problemlere uyarlanması için MADALINE (Many ADaptive LINEar Element) ağları oluşturulmuştur. (Şekil 2.7). Bu ağlar birkaç ADALINE yapısının mantıksal kapılarla (OR, AND, XOR, NOT v.s.) birleştirilmesi sonucu elde edilirler. (Widrow ve Hoff, 1962 ; Widrow, 1963)



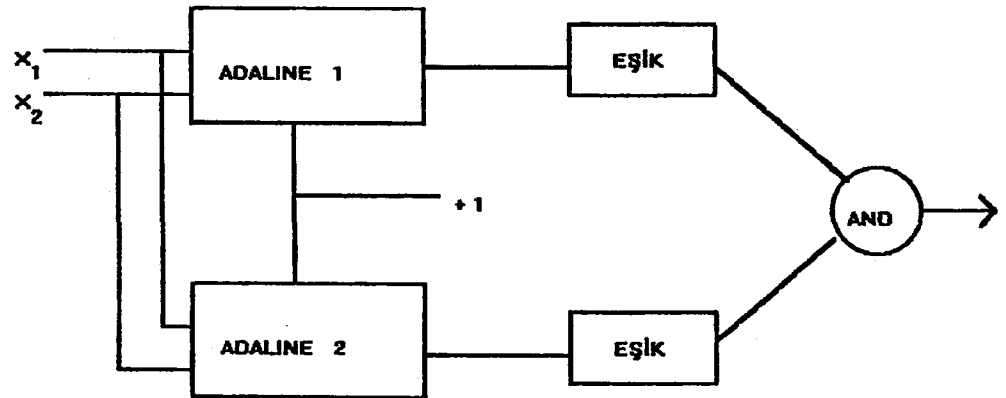
Şekil 2.4 Bunak hücreleri



Şekil 2.5 ADALINE



Şekil 2.6 Perceptron



Şekil 2.7 AND mantıksal ifadedi bir MADALINE

2.4.3 Backpropagation ağıları

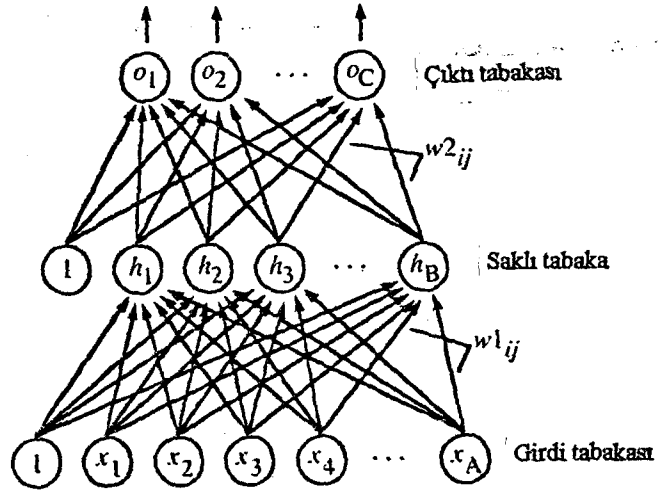
Backpropagation ağıları bu çalışmada kullanılan ağ tipidir. Bu tür ağlar McCulloch-Pitts tipi nöronların birleşmesinden meydana gelirler. Şekil 2.8 de de görüldüğü gibi üç tabakalı bir yapıya sahiptirler. (Irie ve Miyake, 1988). Girdi tabakası, girdi modellerinin ağa sunulduğu terminallerdir. Bu tabakadaki nöron sayısı, A, girdi modelindeki parametre sayısı kadardır. Burada veri işlenmeden bir sonraki tabakaya geçer. Saklı tabaka, ağın temel işlevini gören ve bir bakıma ağın kalbi pozisyonu durumundaki tabakadır. Birden fazla saklı tabaka kullanılabilir. Tabaka sayısı ve herbir tabakadaki nöron sayısı, B, problemde problemde değişir ve tamamen kullanıcının inisiyatifine ve tecrübesine bağlıdır. Bu tabaka girdi tabakasından aldığı ağırlıklandırılmış veriyi probleme uygun bir fonksiyonda işleyerek bir sonraki tabakaya girdi değeri olarak iletir. Çıktı tabakası, ağın en uç tabakasıdır. Saklı tabakadan aldığı ağırlıklandırılmış girdiyi ağın kullandığı fonksiyonda işleyerek ağın çıktısını verir. Çıktı tabakasındaki nöron sayısı, C, ağa sunulan her modeldeki verinin çıktı parametre sayısı kadardır. (Arbib, 1987).

Bu tür ağlarda aynı tabakadaki nöronlar arasında bağlantı mevcut değildir. Fonksiyon olarak lineer, çan eğrisi, eşik (şekil 2.9-a) veya daha çok aşağıdaki tipte sigmoidal fonksiyon kullanılır,

$$f(x) = 1 / (1 + \exp(-x + T)) \quad (2.1)$$

burada x ağırlıklandırılmış girdi, T eşik değeridir. (Şekil 2.9-b).

Backpropagation ağlarının kendine has bir öğrenme kuralı vardır. Bu kurala "Delta kuralı" adı verilir. (Rumelhart v.d, 1986). Bu ağlar denetlenmiş öğrenme kullanırlar. Ağın daha esnek davranabilmesi için başlangıç ağırlıkları 0-1 arasında random olarak seçilir. Diğer taraftan ağın daha hassas sonuçlar elde etmesi için, "bias" adı verilen ve daima girdi değeri 1 olan ve dolayısı ile bir önceki tabakayla bağlantısı olmayan nöronlarda kullanılabilir.



Şekil 2.8 Backpropagation ağıları



a) Eşik fonksiyonu

b) Sigmoidal fonksiyon

Şekil 2.9 Backpropagation ağlarında kullanılan bazı fonksiyon tipleri

2.4.3.1 Delta kuralı

Şekil 5.8 de girdi tabakasındaki nöron sayısı A, saklı tabakadaki nöron sayısı B, çıktı tabakasındaki nöron sayısı C olarak ifade edilmiştir. Ayrıca girdi tabakasının çıktısı x_j , saklı tabakasının çıktısı h_j , çıktı tabakasının çıktısı o_j ile gösterilirse ve saklı tabaka ile girdi tabakası arasındaki ağırlıklar w_{1ij} , çıktı tabakası ile saklı tabaka arasındaki ağırlıklar w_{2ij} ile ifade edilirse, delta kuralına ait algoritma şöyle verilebilir:

1. Başlangıç ağırlıkları -1 ile +1 arasında randomize seçilir.

$$i = 0, \dots, A, j = 1, \dots, B \quad \text{için} \quad w_{1ij} = \text{rnd}(-1, +1) \quad (5.2)$$

$$i = 0, \dots, B, j = 1, \dots, C \quad \text{için} \quad w_{2ij} = \text{rnd}(-1, +1) \quad (5.3)$$

burada 0 indisi ile bias ifade edilmiştir.

2. Bias nöronları $x_0 = 1, h_0 = 1$ olarak alınır.

3. Saklı ünitenin aktivasyon fonksiyonu:

$$h_j = 1 / (1 + \exp(-\sum w_{1ij} x_j)) \quad j = 1, \dots, B \quad (5.4)$$

4. Çıktı ünitesinin aktivasyon fonksiyonu:

$$o_j = 1 / (1 + \exp(-\sum w_{2ij} h_j)) \quad j = 1, \dots, C \quad (5.5)$$

5. Çıktı tabakasının hata hesabı, o_j aktüel çıktı ve y_j model çıktı olmak üzere:

$$\delta_{2j} = o_j (1 - o_j) (y_j - o_j) \quad j = 1, \dots, C \quad (5.6)$$

6. Saklı tabakanın hata hesabı:

$$\delta_{1j} = h_j (1 - h_j) \sum \delta_{2i} w_{2ji} \quad j = 1, \dots, B \quad (5.7)$$

7. Çıktı tabakası ile saklı tabaka arasındaki ağırlıkların adaptasyonu:

$$\Delta w_{2ij} = \beta \delta_{2j} h_j \quad i = 0, \dots, B, \quad j = 1, \dots, C \quad (5.8)$$

burada β öğrenme oranıdır. Bunun seçimi öğrenme safhasında yapılmalıdır. β için birinci kriter (+) olmasıdır. β , 2 den küçük olmalıdır. Birçok araştırmacı β değerinin .1 ile 1 arasında değişmesi gerektiğini savunmaktadırlar. (Widrow ve Stearns, 1985).

8. Saklı tabaka ile girdi tabakası arasındaki adaptasyon:

$$\Delta w_{1ij} = \beta \delta_{1j} x_j \quad i = 0, \dots, A, \quad j = 1, \dots, B \quad (5.9)$$

9. Ağ çıktısında istenilen yaklaşım elde edilene kadar 3-8 maddeleri tekrarlanır.

Saklı tabaka sayısı birden fazla olduğu takdirde, 3 ve 4 adımları geriye doğru bir yayılım gösterecek şekilde tekrarlanır, hata hesabı 5 ve 6 daki gibi, adaptasyon ise 7 ve 8 deki gibi yapılmalıdır.

Öğrenme hızını arttırmak için 7 ve 8 formüllerine momentum ifadesi ilave edilir:

$$\Delta w_{2ij} (t+1) = \beta \delta_{2j} h_j + \alpha \Delta w_{2ij} (t) \quad (5.10)$$

$$\Delta w_{1ij} (t+1) = \beta \delta_{1j} x_j + \alpha \Delta w_{1ij} (t) \quad (5.11)$$

burada h_j , x_j , δ_{1j} , δ_{2j} $t+1$. iterasyonda hesaplanan değerlerdir. $\Delta w_{ij} (t)$ bir önceki iterasyonda hesaplanan adaptasyondur. α momentum ifadesidir. Bu ifade tepeden aşağıya doğru hareket eden bir topun analogisi gibi düşünülebilir. En uygun değer .9 olduğu araştırmacılar tarafından kabul edilmiştir.

2.5 Geri Beslemeli YSA

Bu tür ağlar ileri beslemeli ağların aksine, tabakalar arasında bağlantıya ilave olarak tabakalardaki herbir nöron da birbirleriyle bağlantılıdır.

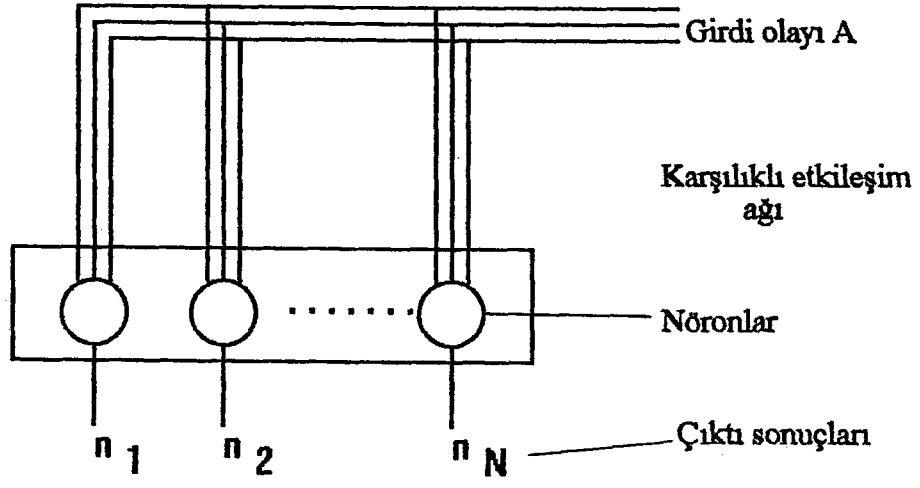
2.5.1 Kohonen ağları

Kendi kendini organize edebilen, denetlenmemiş öğrenme kullanan, kulanımı zor olmasına karşın çok güçlü ve hızlı olan ve girdi modelleri topolojik karakterli olan ağlardır. (Kohonen, 1981 ; Kohonen, 1982).

Nöronlar birbirleriyle tam olarak bağlıdır. Herbir nöron çıktısını diğer nöronlara girdi olarak gönderir. Bağlantı kuvvetlerinden birinde sıfır olmasıda mümkündür. İki türlü ağrılık grubu mevcuttur. Birinci grup ağrılıklarılandırılmış girdilerin toplam aktivasyonunu hesabında, ikinci grup ise nöronlar arası karşılıklı etkileşimi kontrol etmek amacıyla kullanılır. Girdi modellerinin ağrılıkları nöronlar arası ağrılıklar sabitleştirilerek adepte edilirler. n elemandan meydana gelen bir ağda herbir nöron aynı girdi modellerini alır. (şekil 2.10). Herbir girdi nöronlara sunulur ve herbir nöron aktivasyonunu hesaplar. Daha sonra girdi modelleri kaldırılır ve nöronlar, en büyük çıktılı nöron ile karşılıklı etkilendirilir ve sadece nöron ıktıları göz ntnde bulundurulur. (Kohonen, 1988)

2.5.2 Hopfield ağları

Hopfield ağları deterministik bir yapıya sahip olan ağlardır. Adaptasyon işlemine bir diferansiyel denklemlerle karakterize edilebilen, ağ enerjisini minimize ederek sistemde değişiklik geçiren durumları analiz ederek fonksiyonunu yerine getirir. Bu özelliğinden dolayı matematiksel problemlerde, elektronik devre tasarımıdaki, optimizasyon problemlerinde ve gezgin satıcı problemlerinde bu ağ modeli kullanılır. (Hopfield, 1984 ; Hopfield, 1988).



Şekil 2.10 Kohonen Ağları.

3. KIRILMA MEKANİĞİ

3.1 Giriş

Griffith, 1921 de kırılma olayını, malzemenin yüzeyinde var olan çizik ile çatlakların uçlarında oluşan gerilme yığılmalarının, kesitteki nominal gerilmenin birkaç katı olması ve çatlak büyümesine yol açarak malzemenin iki veya daha fazla parçaya ayrılması diye tanımlamıştı. Ancak Griffith bu tanımlamaya konuyla ilgili olmayan bir makalede değindiğinden pek dikkat çekmemişti.

II. Dünya savaşında, Liberty isimli geminin ve T2 tankerlerinin gevrek kırılma sonucu devre dışı kalmaları ve 1960 larda Polaris füzelerinin denemeleri sırasında meydana gelen bu gibi mühendislik faciaları, normal şartlarda sünek davranan yumuşak çeliklerin ve yüksek dayanımlı alüminyum alaşımlarının üç eksenli gerilme hali, düşük sıcaklık ve yükleme hızı gibi üç temel faktöre bağlı olarak gevrek davranabileceğini göstermesi, geniş çaplı araştırmaları başlatarak LEKM (Lineer Elastik Kırılma Mekaniği) nin temellerinin atılmasına sebep olmuştur. Kırılma mekaniğinin temel konusu olan gevrek kırılma, şekil değişiminin az olması, çatlak yayılma hızının yüksek mertebelerde olması (çelikte bu değer yaklaşık 5000 m/s dir.), başka bir deyişle çatlak oluştuktan sonra yayılması için sürekli gerilmeye ihtiyaç duymaması ve çok az enerjiye gereksinim duyduğu için oldukça tehlikelidir. (Wyatt ve Hughes, 1974).

Betona kırılma mekaniği ilk defa 1961 yılında Kaplan tarafından deneysel ve teorik olarak uygulanmış ve 1980 den sonra ise araştırmalara hız verilmiştir.

3.1 Teorik Kohezif Mukavemet

Tabii olarak katıların dayanımı onların atomik bağ dayanımlarıyla ilgilidir. Böylece iki atom arasında bir bağ kuvvetinin varlığı kabul edilirse, kırılma dayanımının şiddeti belli bir yaklaşımla tayin edilebilir.

Atomların bağ kuvvetleri aralarındaki uzaklığa bağlı olarak itme ve çekme kuvveti olmak üzere iki türüdür. Ancak bu davranış Coloumb ve Newton tipi kuvvet kanunlarından farklı olarak moleküller arası bağ kuvvetinin F_{max} ile gösterilen bir maksimum değere sahiptir. Dış etkiler bu değeri aşınca, kohezyon yenilmekte ve cisim parçalara ayrılmaktadır. (Şekil 3.1)

Uygulamada kuvvet yaklaşımından daha çok gerilme yaklaşımı tercih edilir. Malzemenin σ_m kohezif mukavemetini tayin etmek için bir matematiksel model geliştirilmiştir. Bu yaklaşımda kohezif mukavemet ile deplasman arasında bir sinüs bağıntısının olduğu varsayılmıştır. Bu eğrinin altında kalan alan kırılma sonucu meydana gelen iki yeni yüzeye ait enerji miktarlarının toplamına eşittir. (Şekil 3.2)

$$\sigma = \sigma_m \sin (2 \pi x / \lambda) \quad (3.1)$$

Burada λ fiktif dalga boyu, x deplasmandır. Buradan kırılma ile yapılan iş eğrinin altında kalan alana eşittir:

$$2 \gamma = \int_0^{\lambda/2} \sigma = \sigma_m \sin (2 \pi x / \lambda) dx = \lambda \sigma_m / \pi \quad (3.2)$$

Burada atomlar arası dengeli uzaklık a_0 ve küçük deplasmanlarda Hooke kanununun geçerli olduğu varsayılırsa:

$$\sigma = E \epsilon = E x / a_0 \quad (3.3)$$

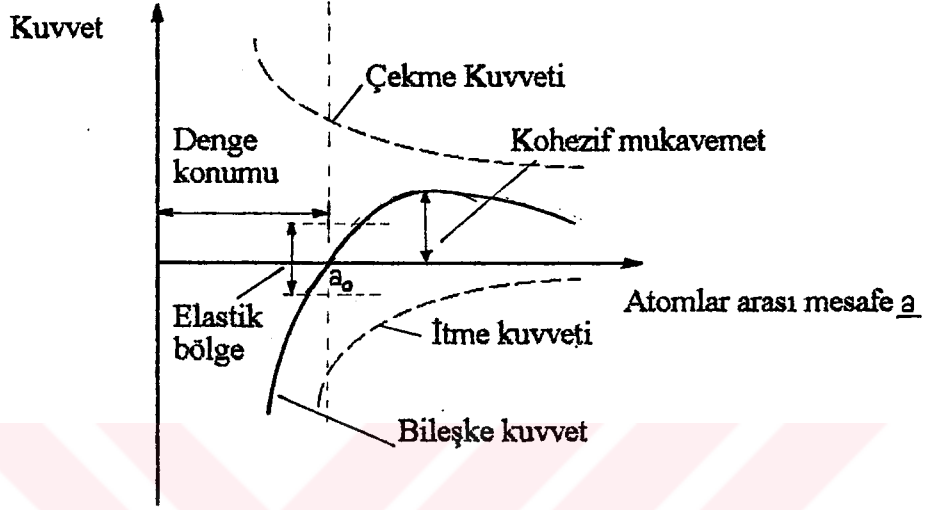
ifade 3.1 için, küçük açılarda $\sin x \approx x$ olduğundan,

$$\sigma_m = \lambda E / 2 \pi a_0 \quad (3.4)$$

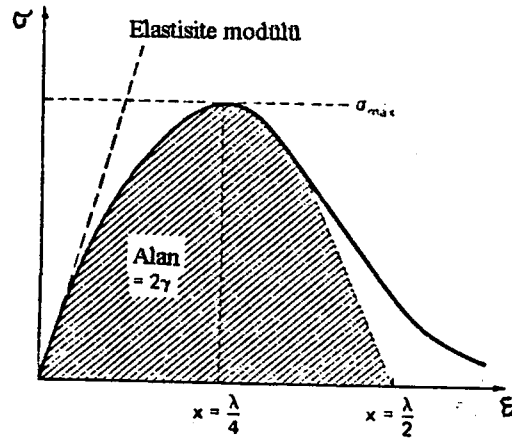
ifade 3.2 ve ifade 3.4 den, (Orowan, 1949)

$$\sigma_m = (E \gamma / a_0)^{1/2} \quad (3.5)$$

Gerçek katılarda ifade 3.5 yaklaşık olarak $E / 10$ mertebesinde. (Lawn ve Wilhshaw, 1975).



Şekil 3.1 Atomlar arasındaki kuvvetler



Şekil 3.2 Atomik gerilme-gerinim eğrisi

3.3 Griffith Teorisi

Gevrek kırılma, karmaşıklığı ve doğurduğu sonuçların tehlikesi açısından her zaman araştırmacıların ilgisini çekmiştir. İlk kez Griffith (1921) tarafından temeli atılan gevrek kırılma kuramı, gerçekte English'in (1913) açıkladığı eliptik çatlaklar etrafında oluşan gerilme yığılmaları ile ilgili tezlere dayanmaktadır. Bu çalışmanın önemli noktaları şöyle özetlenebilir:

1. Gerilme uygulanan sonsuz bir plakta, varolan çentikler ve çizikler etrafındaki yöresel gerilmeler, uygulanan gerilmenin bir kaç katı olabilir. Buna göre eliptik boşluklu bir yapıda gerilme konsantrasyon faktörü: (Şekil 3.3)

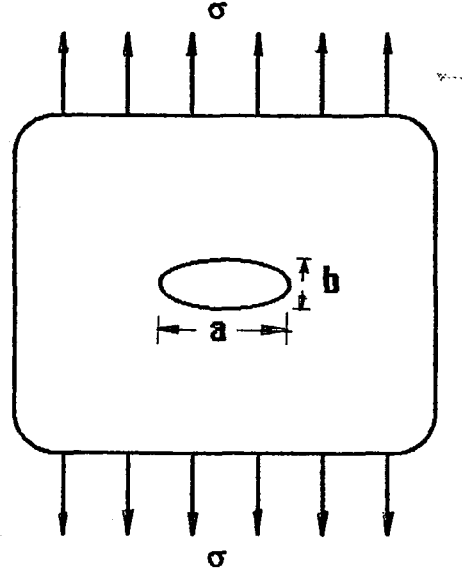
$$K_t = 1 + 2(a/b) \quad (3.6)$$

2. Gerilme yığılmasının mertebesi malzemedeki kusurların büyüklüklerinden çok şekilleriyle ilgilidir.

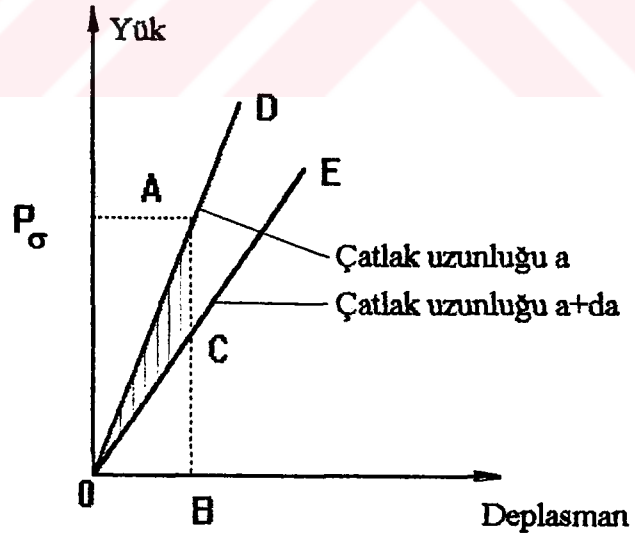
İfade 3.6 da b sifıra yaklaşırken K_t değeri sonsuz olmaktadır. Bu uyumsuzluğu gören Griffith (1921) mevcut çatlakların bu şartlar altında nasıl stabil kaldığını anlamak için cam numuneler üzerinde yaptığı geniş çaplı araştırmalarda enerji kuramından hareket etti. Şekil 3.3 deki plağın yük deplasman diyagramı şekil 3.4 deki gibidir. Başlangıçta elastik enerji OAB alanıyla tesbit edilirken, çatlak uzunluğu da kadar artınca elemanın rijitliği OC hattına düşer ve elastik enerjinin yeni değeri OCB alanına eşit olur. Çatlak a dan $a+da$ uzunluğuna erişince OAC alanı kadar elastik enerji serbest kalır. (Lawn ve Wilhshaw, 1975). Bununla beraber yeni çatlak yüzeyleri meydana geldiğinden yüzey enerjisi şeklinde bir miktar enerji kazanılır. Sonsuz bir plakta bu enerji ifadesi aşağıdaki gibidir:

$$U_s = -4 a \gamma \quad (3.7)$$

Çatlağın yayılması sonucu serbest kalan enerji ifadesi ise:



Şekil 3.3 Çekme gerilmeleri altında eliptik boşluklu sonsuz bir plak



Şekil 3.4 Çatlağın ilerlemesiyle serbest kalan elastik enerji.

$$U_E = \pi a^2 \sigma^2 / E \quad (3.8)$$

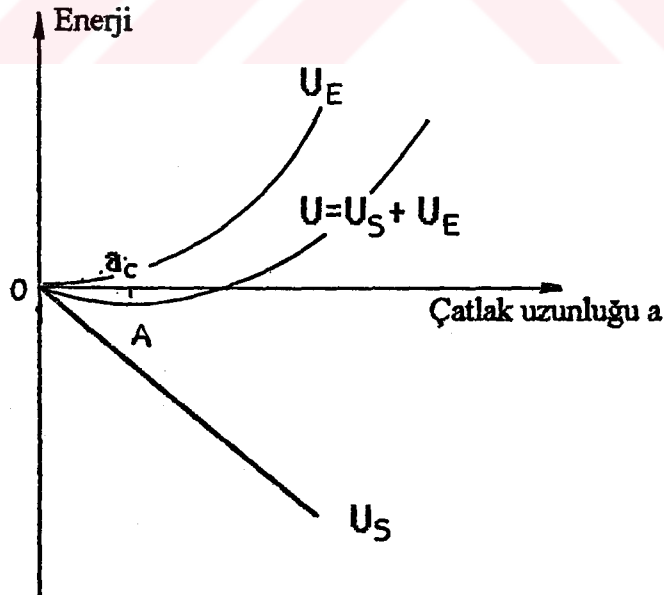
şeklindedir.

Şekil 3.5 te termodinamikdeki işaret kabulüne uygun olarak a çatlak uzunluğu ile bu iki enerjinin değişimi verilmiştir. Sistemin sahip olduğu net enerji U , A noktasında kritik bir değere sahip olur. Bu durumda $dU / da = 0$ dır ve bu ekstremum durumdaki çatlak uzunluğu a_c kritik çatlak uzunluğu olarak adlandırılır. $U_E \geq U_S$ olduğunda çatlak stabil olamayan bir şekilde yayılmaya başlar ve kırılmayı gerçekleştirir. Bu kriterden aşağıdaki ifadeye varılır.

$$dU / da = d(U_E + U_S) / da = \pi a \sigma^2 / E - 4 \gamma = 0 \quad (3.9)$$

Buradan çatlak yayılması için gerekli olan gerilme:

$$\sigma = (2 E \gamma / \pi a)^{1/2} \quad (3.10)$$



Şekil 3.5 Çatlak uzunluğuna bağlı olarak enerjinin değişimi.

$(2 / \pi)^{1/2} \simeq 1$ olduğu kabul edilirse ifade 3.5 ile ifade 3.10 birbirleriyle yaklaşık aynı olduğu kabul edilebilir. Griffith (1921) tipi çatlaklar daima stabil olmayan çatlaklardır. İfade 3.10 da a , a_0 'a yaklaşırken teorik kohezif mukavemete erişilir. Pratikte, $a \gg a_0$ olduğundan kohezif mukavemete ulaşamaz. İfade 3.10 düzlem gerinim durumunda daha kullanışlıdır:

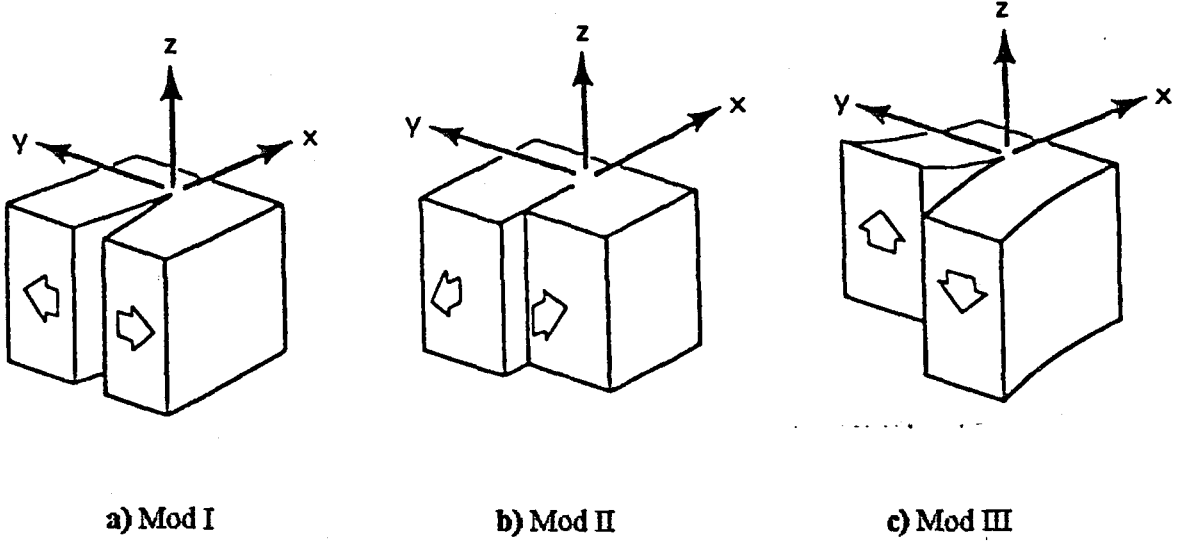
$$\sigma = (2 E \gamma / (1 - \nu^2) \pi a)^{1/2} \quad (3.11)$$

burada ν Poisson oranıdır.

3.4 Çatlak Ucu Modları

Griffith teorisi, sadece düzlem çatlaklar ve düzleme paralel yüklere maruz levhaları kapsar. Bu durum çok karşılaşılan bir durum olup açılma modu olarak bilinir. Bu mod durumundan başka iki mod durumu ve bunların kombinasyonlarından oluşan karışık modlar da mevcuttur. Modlar:

1. Mod I, açılma modu (opening mode) olarak bilinir. (x,y) ve (x,z) düzlemleri simetri düzlemleridir. Şekil 3.6-a
2. Mod II, kesme modu (shearing or sliding mode) olarak bilinir. (x,y) simetrik, (x,z) antisimetriktir. Şekil 3.6-b
3. Mod III, burulma modu (tearing mode) olarak bilinir. (x,y) ve (x,z) antisimetrik düzlemlerdir. Şekil 3.6-c
4. Karışık mod (mixed mode), mod I, mod II ve mode III durumlarından en az ikisinin mevcut olduğu mod durumudur.



Şekil 3.6 Kırılma modları

3.5. Çatlak Ucunda Gerilmeler

Griffith teorisi, enerji yaklaşımını dikkate alıyordu. Ayrıca bu teori bazı sınırlamalar getiriyordu:

1. Malzemenin lineer-elastik olduğunu ve
2. Malzemenin içerisinde bir şekilde çatlak ilerlemesini durduracak bir mekanizmanın olmadığını varsayıyordu.
3. Teori sadece çatlak yayılması için gerekli gerilme miktarını vermekteydi.

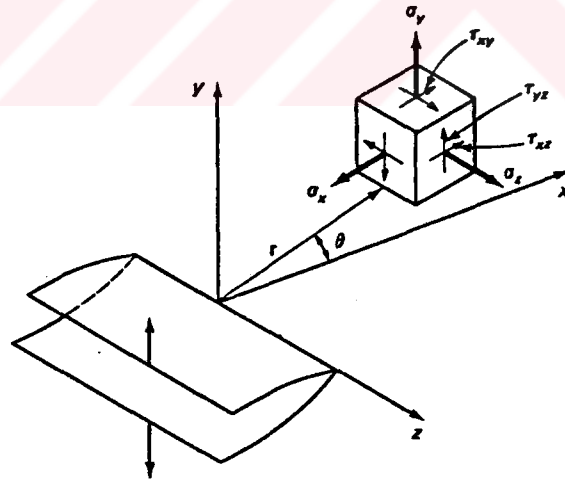
Irwin (1957), Griffith teorisindeki eksikliği görerek olaya gerilme kavramı ile yaklaşım teorisini metallerde ele alarak genişletti. Westergaard (1939) ve Irwin (1957), analitik yolla malzeme içerisinde çatlak ucu etrafındaki gerilmeyi gerilme yoğunluk faktörü, K adı verilen bir parametreye bağlı olarak açıkladılar: (Şekil 3.7)

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = K_1 / (2 \pi r)^{1/2} \begin{bmatrix} \cos(\theta/2) [1 - \sin(\theta/2) \sin(3\theta/2)] \\ \cos(\theta/2) [1 + \sin(\theta/2) \sin(3\theta/2)] \\ \sin(\theta/2) \cos(\theta/2) \cos(3\theta/2) \end{bmatrix}$$

$$\sigma_z = \nu (\sigma_x + \sigma_y) \quad \tau_{xy} = \tau_{yz} = 0 \quad (3.12)$$

İfade 3.12 kutupsal formda verilmiş bir fonksiyondur. Burada K faktörü herbir mod için K_I , K_{II} , K_{III} şeklinde gösterilir:

$$K = \sigma (\pi a)^{1/2} \quad (3.13)$$



Şekil 3.7 Çatlağın çevresinde kutupsal koordinatta gerilme bileşenleri.

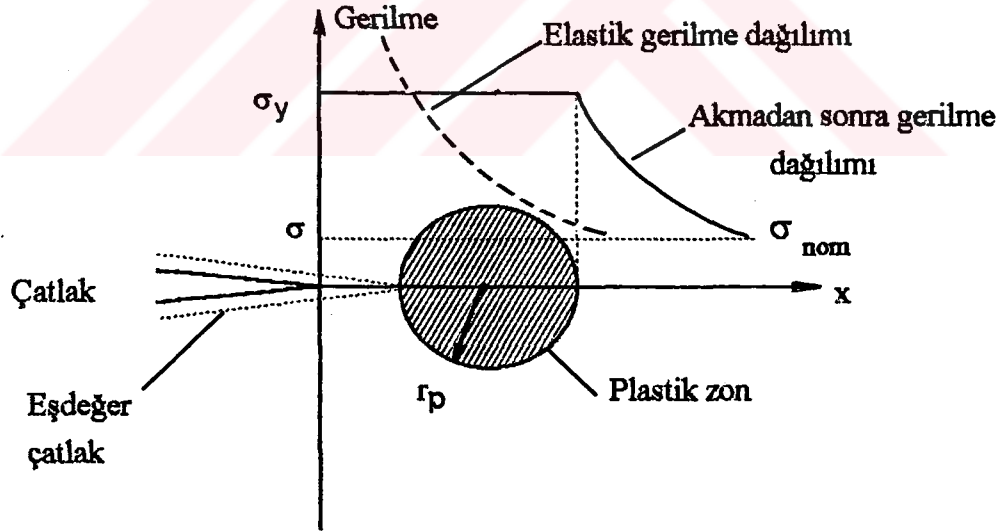
K, fiziksel geçerliliği olmayan fakat çatlak yakınındaki elastik gerilme dağılımını karakterize eden bir faktördür. Ancak Irwin'in tanımladığı K sonsuz düzlemde geçerlidir, LEKM de sonlu boyuttaki K şu şekilde tanımlanmıştır:

$$K = Y \sigma (\pi a)^{1/2} \quad Y = f(a / d) \quad (3.14)$$

burada Y geometri faktörüdür.

İfade 3.12 de r sıfır olunca çatlak ucundaki kritik gerilmeler sonsuza ulaşır. Bu durum gerçek katılarda doğru değildir. Çünkü gerçek katılarda çatlak ucundaki gerilmeler akma sınırına gelince, çatlak ucunda plastik deformasyonlar meydana gelir. Bu deformasyonlar düktil malzemelerde büyük yer işgal etmesine karşın gevrek malzemelerde o kadar belirgin değildir. (Şekil 3.8)

Irwin (1959), başlangıç çatlak uzunluğu a 'ya r_p plastik zon yarıçapını ekleyerek probleme yaklaşmıştır.



Şekil 3.8 Plastikite sebebiyle çatlak ucunda meydana gelen plastik zon

$$a' = a + r_p \quad (3.15)$$

Plastik zon yarıçapı r_p düzlem gerilmeye:

$$r_p = 1 / 2 \pi (K / \sigma_y) \quad (3.16)$$

düzlem gerinimde:

$$r_p = 1 / 6 \pi (K / \sigma_y) \quad (3.16)$$

Plastik deformasyonlar sonucu, çatlak gelişiminde meydana gelen yüzey enerjisine ilave olarak plastik şekil değiştirme enerjisi de meydana gelir. Plastik şekil değiştirme enerjisi, yüzey enerjisinden çok büyüktür (Çelikte bu oran 1000 katı mertebesindedir). Orovan, (1949) γ yüzey enerjisine p plastik deformasyon enerjisini de ilave etmiştir:

$$\sigma = [2 E (\gamma + p) / \pi a]^{1/2} \approx (E p / a)^{1/2} \quad (3.17)$$

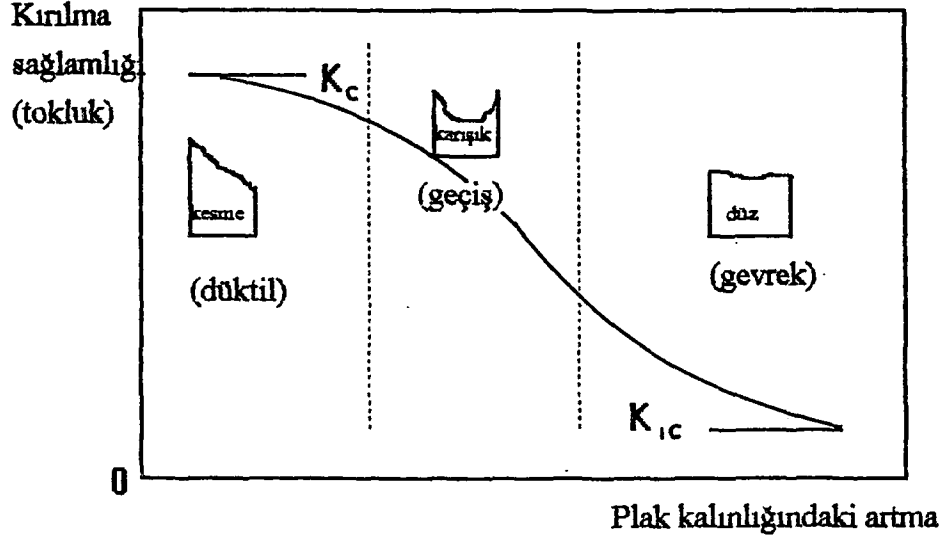
Griffith teorisine diğer bir alternatif yaklaşım serbest kalan gerinim enerjisi, G kavramıdır. $G = 2 (\gamma + p)$ olarak kabul edilir, buradan:

$$\sigma = (E G / \pi a)^{1/2} \quad (3.18)$$

Bu yaklaşımın amacı, γ ve p nin ayrı ayrı hesaplanmasından ziyade G nin deneysel olarak eldesinin daha kolay olmasıdır.

3.6 K nin Deneysel Olarak Belirlenmesi

Şekil 3.9 da da görüldüğü gibi kırılma, K nin her değerinde meydana gelmez. LEKM nin konusu olan gevrek kırılma ise K_1 K_{1c} olduğu zaman meydana gelir. K_{1c} bir malzeme özelliği olup dizaynda esas alınır. Bu nedenden dolayı malzemenin K_{1c}



Şekil 3.9 Plak kalınlığına bağlı olarak kırılma sağlamlığının (tokluk) değişimi

sinin belirlenmesi için standart testler yapılır. (B.S. 5447, 1977 ve ASTM E399-74).
Bu test metotları:

3.6.1. COD

Bu metod, Dugdale (1960) tarafından önerilmiş ve Wells (1961) tarafından uygulanmıştır. Teori tamamen çatlak ucunun plastisitesine istinat ettirilmiştir. Deneysel çalışma, uygulanan gerilme yönünde numunenin deplasmanını tesbit etmek için yapılır. Daha sonra yük ve COD (Cracking Opening Displacement = Çatlak Ucu Açılımı) eğrisi çizilir.

3.6.2 J İntegrali

COD metodu U.K'da keşfedildiği esnada ABD'de buna alternatif metod olarak J İntegrali geliştirilmiştir. (Rice, 1968). Fiziksel açıdan J, yüklenmiş bir yapıda çatlak uzunluğu a dan $a+da$ olurken meydana gelen potansiyel enerji farkı olarak tanımlanabilir.

$$J = - 1 / B \delta U / \delta a \quad (3.19)$$

burada B numune kalınlığı, U gerinim enerjisi veya uygulanan yükün deplasman yönünde yaptığı işdir (yük-deplasman eğrisinin altında kalan alan).

3.6.3 R Eğrisi

LEFM teknikleri içerisinde diğer bir metot R eğrisi veya çatlak uzama direnci olarak adlandırılan metottur. R, çatlak azama miktarı da ya karşılık gelen dU_s absorbe edilen enerji miktarı olarak tanımlanabilir. R, K ile aynı birime sahiptir. (ASTM E561)

4 - BETONUN KIRILMA MEKANİĞİ

4.1 Giriş

Beton, çimento, su, ince ve iri agrega karışımından oluşan heterojen bir malzemedir. Ayrıca içerisinde farklı boyutlarda ve değişik nedenlerle meydana gelmiş gözenekler (boşluklar) ve mikroçatlaklar bulunur. Bu iç yapıdaki karmaşıklığından dolayı beton kırılma mekaniği açısından önem arz etmektedir.

Kırılma mekaniğinin temelinde yatan, malzeme kusurları, beton için her zaman var olan unsurlardır. Bu kusurlar,

1. Çimentonun hidratasyonu sonucu, çimento hamurunda (matris) meydana gelen 15-20 A° boyutunda jel gözenekleri. (Kaplan, 1965)
2. Çimento hamurunda daha büyük boyutlarda kılcal gözenekler ve çapları 1 mm ye kadar ulaşabilen uygun olmayan su/çimento oranından kaynaklanmış sıkıştırma boşlukları.
3. Sıcaklık ve hacim değişimlerinin neden olduğu özellikle agrega ile matris arayüzeyinde oluşan mikroçatlaklardır. (Bağ çatlakları)
4. Taze betonun kusması ve iri agreganın danelerinin farklı çökme hızları sonucu oluşmuş mikroçatlaklar.

Bütün bu kusurlar göz önüne alındığında; belirli bir gerilme altında kırılma mekaniği yaklaşımıyla betondaki göçme: bu kusurlardan en kritik olan/olanların, en kritik gerilme yığılması noktalarını seçerek, tek başına veya diğer çatlaklarla birleşerek dengesiz yayılması sonucu meydana gelir. Bu arada diğer çatlaklar oluşmaya ve yayılmaya başlayacaktır.

4.2 Griffith Teorisinin Betona Uygulanması

Neville (1959) Griffith teorisini betona uygulayan ilk kişidir. Neville, beton içerisindeki kusurların rastgele dağıldığını ve dayanımın numune boyutuyla bağlantılı olduğunu savundu. Böylece betonda ilk defa boyut etkisinden bahsediliyordu. Neville'nin bu yaklaşımı Weibull'ın (1938) "zayıf bağ" (weakest link) teorisini esas almıştı.

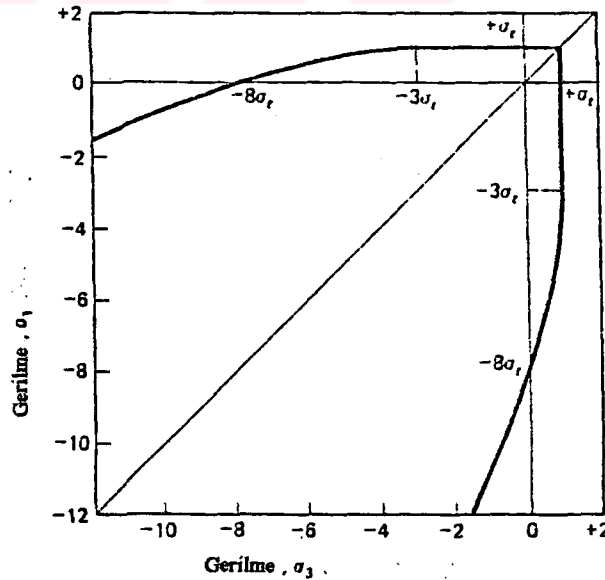
Griffith teorisi, iki eksenli gerilme altında $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ olmak şartıyla şöyle ifade edilebilir :

$$3 \sigma_1 + \sigma_3 > 0 \quad \Rightarrow \quad \sigma_1 = \sigma_t \quad (4.1)$$

$$3 \sigma_1 + \sigma_3 > 0 \quad \Rightarrow \quad (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + 8 \sigma_t (\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \quad (4.2)$$

burada σ_t betonun tek eksenli çekme dayanımıdır. (Şekil 4.1)

Ancak Griffith'in bu yaklaşımı beton için çekme bölgesinde deneysel sonuçlarla uyum göstermesine karşın, basınç bölgesi içinde aynı söylenemez.



Şekil 4.1 İki eksenli gerilme altında Griffith kriteri

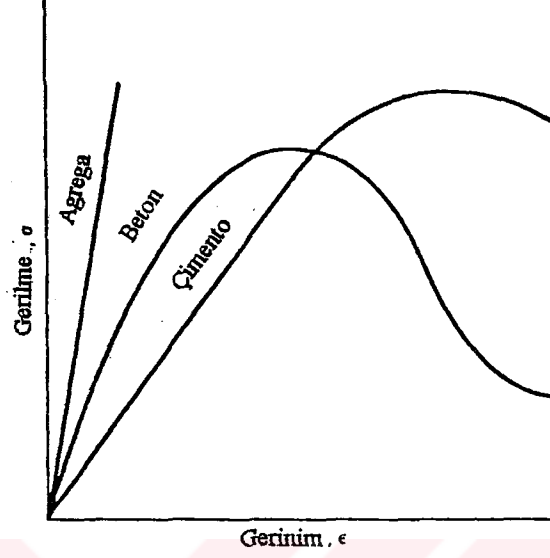
4.3 Gerilme-Gerinim Eğrisi

Beton kompozit bir malzemedir, dolayısı ile dayanımı; çimentonun dayanımı, agreganın dayanımı ve bunlar arasındaki etkileşimin bir fonksiyonudur. Şekil 4.2 de de görüldüğü gibi iki temel malzemenin gerilme-gerinim eğrileri yüksek gerilme değerlerine kadar lineer kabul edilebilir. Bununla birlikte elastisite modülleri birbirinden farklıdır. Bunlardan farklı olarak beton uygulanan gerilmeler altında inelastik davranış sergiler ve gerilme-gerinim eğrisi ileri dereceden non-lineerdir. Bu non-lineerlik sadece malzemenin kompozit yapısına bağlı değildir, aynı zamanda çimento ile agrega arasındaki bağ ile de alakalıdır. Bağ dayanımındaki azalma, gerilme-gerinim eğrisinin non-lineerliğini artırır. Yüksek dayanımlı betonlarda matris rijitliği ile agreganın rijitlikleri birbirlerine yakın olduğundan gerilme-gerinim eğrisi lineer bir durum sergiler.

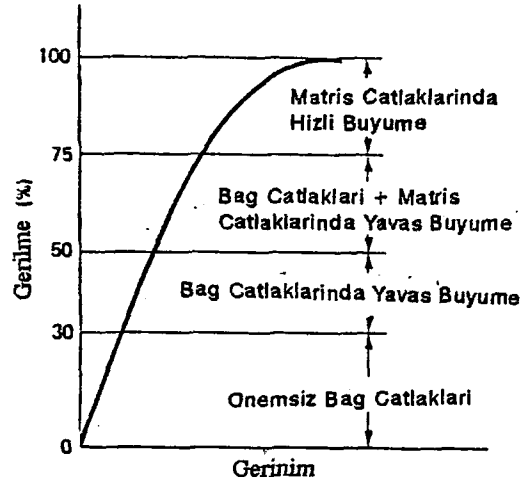
4.4 Betonun Kırılma Mekanizması

Diğer gevrek malzemelerde olduğu gibi betonda kırılma işlemi üç safhada meydana gelir. Bunlar: çatlak başlangıcı, yavaş çatlak büyümesi, ani çatlak büyümesi safhasıdır. Bu üç durum betonun gerilme-gerinim davranışı göz önüne alınarak şekil 4.3 de gösterilmiştir. (Glucklich, 1968)

Gerilme oranının % 30 değerine kadar gerilme-gerinim eğrisi lineer kabul edilebilir. Bu oranın altında bağ çatlakları mevcut olmasına karşın stabildirler ve gelişmeye meyillidirler. Bağ çatlaklarına ilave olarak imalat hatasından kaynaklanan büyük çatlaklarda bulunabilir, ancak bu çatlaklarda % 30 gerilme oranına kadar stabil olmasına karşın gerilme-gerinim eğrisinde az miktarda bir non-lineerlik meydana getirirler. Gerilme oranının % 30-50 olduğu aralıkta çatlaklar çok yavaş olarak yayılmaya başlarlar. Gerilme-gerinim eğrisinin eğriliği artmaya başlar. Bu arada matris içerisinde de çok küçük çatlaklar oluşmaya başlar. Bu çatlaklar gerilme oranının % 50 yi aştığı durumda büyür ve bağ çatlaklarıyla birleşerek "sürekli çatlak sistemini" oluşturmaya başlarlar. (mikroçatlakların makroçatlaklar halini alması).%75 gerilme oranının üstünde çatlakların yayılımı anstabil olur ve sonuçta göçmeyi meydana getirir.



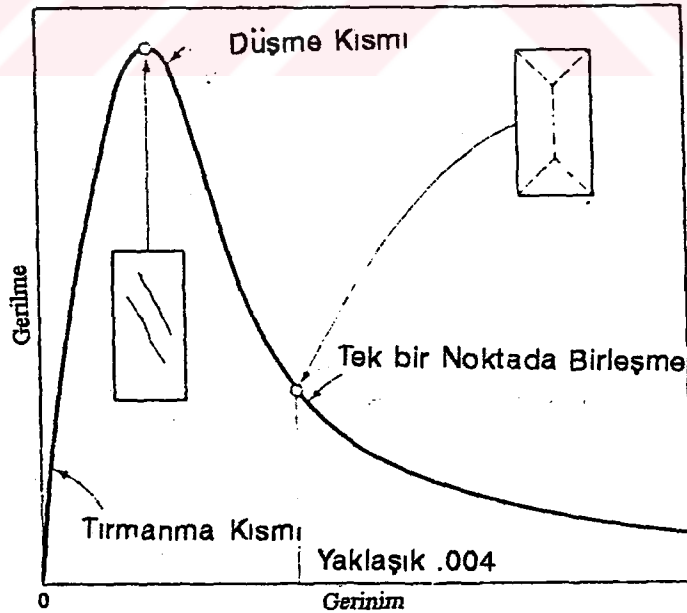
Şekil 4.2 Agregâ, çimento ve betonun karakteristik gerilme-gerinim eğrisi



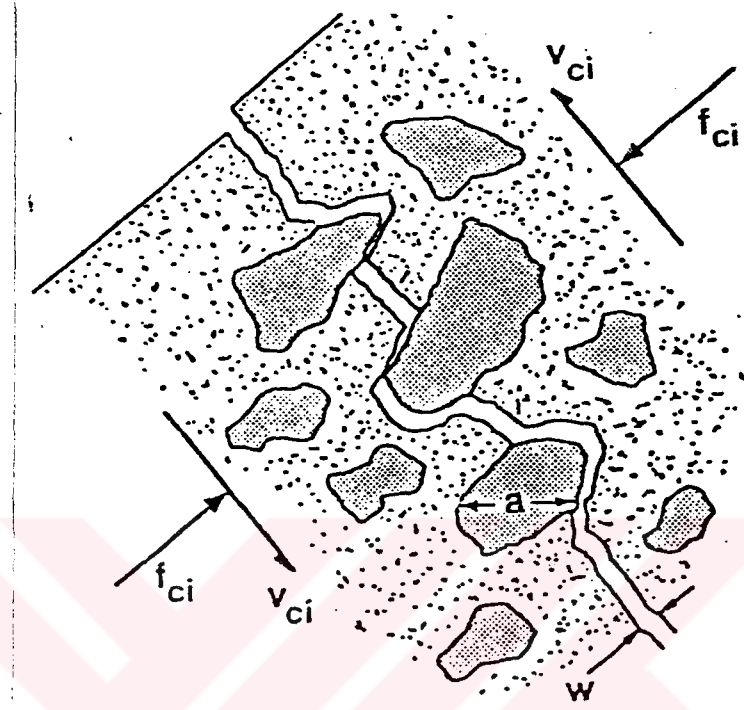
Şekil 4.3 Betonun basınç altında diyagramatik gerilme-gerinim eğrisi

Rijit olmayan test makinalarında beton basınç deneyi yapıldığında maksimum yükten sonra, hızlı yüklemelerde doğru sonuçlar alınamamaktadır. Gerinim kontrollü rijit test makinaları kullanıldığında, betonun gerilme-gerinim eğrisi maksimum yükten sonra bir iniş kısmı (softening) oluşmaktadır. (Şekil 4.4) Maksimum yükten sonra mikroçatlaklar görülebilir ve sonradan da bunlar makroçatlaklara dönüşmektedir. İlave olarak betonda kırılmanın tek bir çatlakın dengesiz yayılmasından daha çok sürekli olarak çatlak başlangıcı ve yayılımın söz konusu olduğu söylenebilir. (Watanabe, 1972).

Şekil 4.4 deki eğrinin OA kısmı tırmanma kısmı olarak adlandırılır. Maksimum yüke erişildiğinde diyagonal çatlaklar görülür. AB kısmına eğrinin düşme kısmı adı verilir, beton bu kısımda yumuşamaya başlar. Yaklaşık $\epsilon = .004$ değerinde çatlaklar bir noktada birleşmeye başlar ve çatlakmış kısımlar arasında agregalar birbirine sürtünerek "agrega kilitlemesi" adı verilen olayı meydana getirirler. (Şekil 4.5)



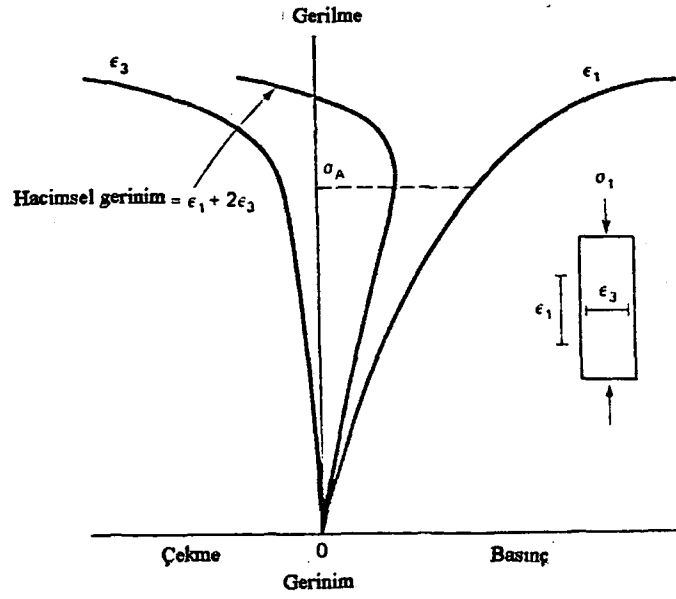
Şekil 4.4 Betonun gerilme-gerinim eğrisinin üç kısmı



Şekil 4.5 Agregalar kilitlemesi

Temelde çatlamış paralel iki yüzey birbiri üzerinden kaymaya zorlanırsa, agregalar, oluşan kesme kuvvetini, harç kısmı ile sürtünerek karşılamaya çalışırlar. Bu olay maksimum yükten sonra bile betonun taşıma gücünü attıran bir mekanizmadır.

Şekil 4.6 da görüldüğü gibi matris çatlak başlangıcı σ_A gerilmesi üzerinde ϵ_3 den ϵ_1 e kadar olan artma oranındaki artışa benzediği görülmektedir. Betonun basınç altında çatlak yayılımı hızlandığında numune hacminde artma meydana gelir. Bu artış çatlaklardaki büyük artış sebebiyle meydana gelmektedir. Bu durum betonun kompozit yapısı ile de yakından ilgilidir. Çünkü basınç altında zorlanan matrisin hacmi göçme meydana gelene kadar sürekli artmaktadır.

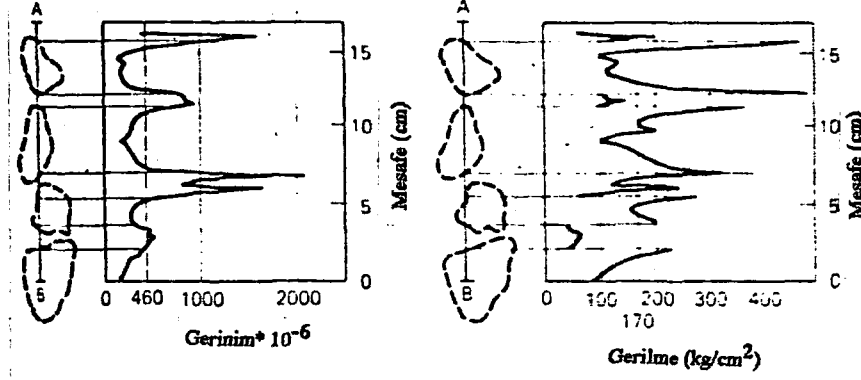


Şekil 4.6 Tek eksenli basınç altında betonun karakteristik gerime-gerinim eğrisi

Hacimsel gerinim oranı ϵ_v , gerilme oranı % 75 civarında minimal değerdedir ve ϵ_{vmin} gerilme süreksizlik noktası olarak adlandırılır. (Newman, 1971; Blakey 1957).

4.5 Göçmede Agreganın Etkisi

Mikroskobik düzeyde, betonun içerisindeki gerilme dağılımı şekil 4.7 deki gibi çok komplike bir durum arzeder. Beton heterojendir ve agreganın düzensiz şekillerinden dolayı matris ile agrega arayüzeyinde boşluklar meydana gelir. Dolayısıyla bu bölgelerde yüksek gerilme yığılmaları, uygulanan nominal gerilmeden tamamen farklı olacaktır. Şekil 4.7 deki çalışma, (Dantu, 1958) basınç altındaki beton numunelerin yüzeyinde fotoelastik tabakalar kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Maksimum gerinim ortalama gerinimden 4-5 kat, gerilmeler ise 2 kat daha büyüktür. Arayüzlerde meydana gelen yüksek gerilmeler çatlağın bu bölgelerde yayılmasına sebep teşkil eder.

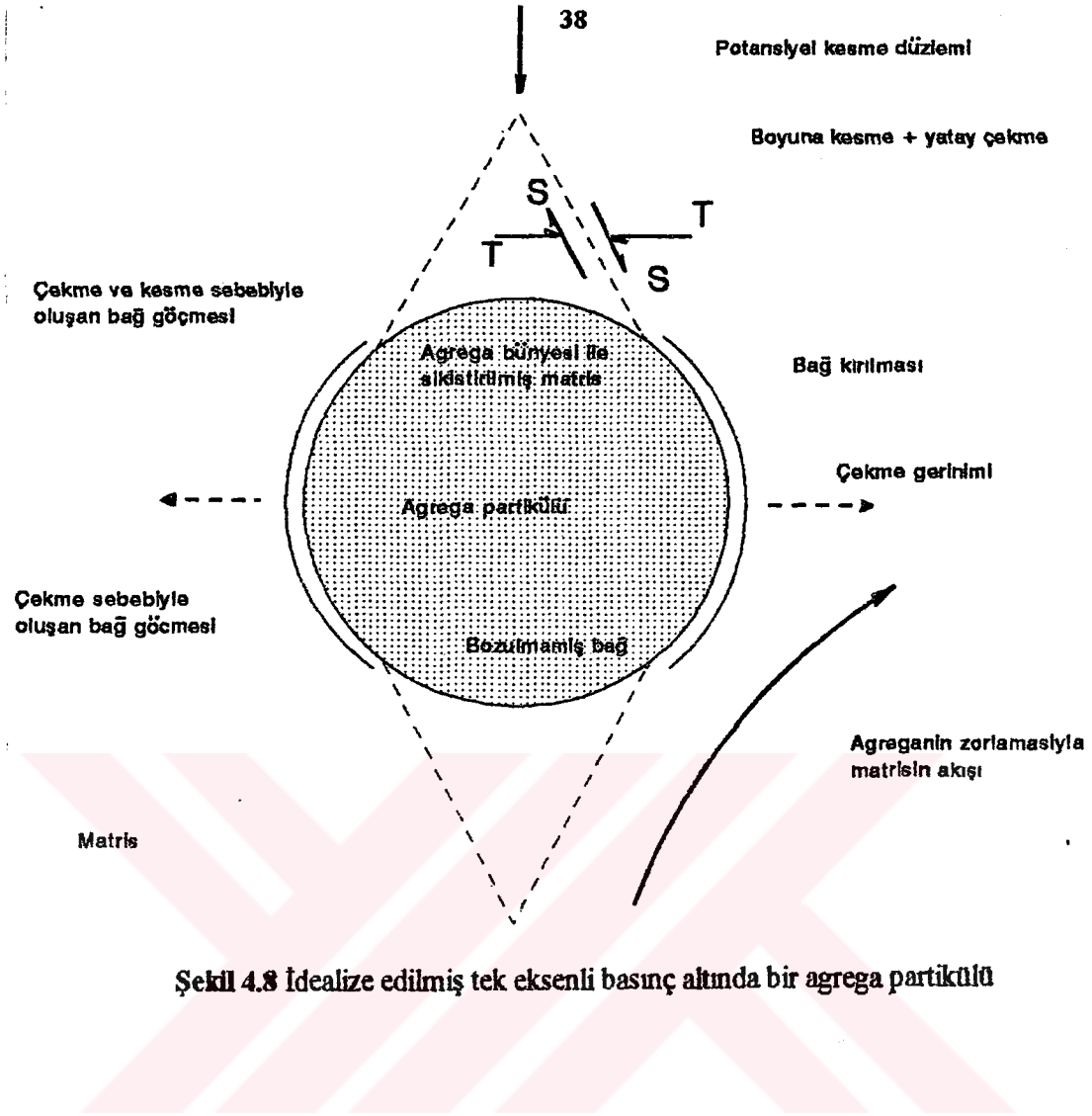


Şekil 4.7 Tek eksenli basınç altında beton numunede agrega ile matris arayüzeyinde gerilme ve gerinim dağılımı

Şekil 4.8 de basınç altındaki bir beton numuneden idealize edilmiş bir agrega partikülü görülmektedir. Normal betonda partikül matristen daha rijittir. Gerilme analizi ile göçme şöyle tasvir edilebilir:

1. Agrega ile matris arayüzeyinde çekme gerilmelerinden dolayı oluşan bağ göçmesi,
2. Agrega ile matris arayüzeyinde kesme gerilmelerinden dolayı oluşan bağ göçmesi,
3. Matriste meydana gelen kesme ve çekme göçmesi,
4. Nadir olarak meydana gelen agrega göçmesi.

Betonda agreganın varlığından dolayı düşük derece anizotropluk meydana gelir ve betonun karakteristik göçme ve deformasyonunun açıklanmasına yardımcı olur. Bu anizotropluk basınç altındaki agregada çekme gerilmeleri meydana getirir. Gerilmeler bu bölgelerde teorik kohezif mukavemete eriştiğinden, çatlak büyümeye başlar. Basınç göçmesi durumunda çatlaklar yüklemeye eksenine paralel olarak (deneysel bulgulara göre) ilerlerler. Göçme ilk önce malzemenin mikro yapısında,



Şekil 4.8 İdealize edilmiş tek eksenli basınç altında bir agregata partikülü

daha sonrada malzemede oluşan yatay çekme gerilmeleriyle meydana gelir. (Vile, 1968).

4.6 Çatlak Yayılmasını Önleyici Faktörler

Çatlağın uzamasındaki enerji dış yüklerin, yaptığı işten veya betonda depo edilen gerinim enerjisi değişiminden kaynaklanır.

Bu enerji kavramından hareketle beton içerisinde çatlağın yayılmasını engelleyen en önemli etken agregadır. Zira matris içerisinde ilerleyen çatlak bir agregata ile karşılaşırsa minimum enerji prensibine göre ya agregata içerisinden yada agreganın

çevresinden ilerleyecektir. Bu durum enerji gereksinimini artırır. Öte yandan hidratasyona uğramamış çimento parçacıkları agrega gibi davranırlar.

Çatlağın ilerlemesini engel olan diğer bir mekanizma ise çatlak ucunda yeni mikroçatlakların oluşmasıdır. Tek bir çatlağın yerine, çatlaklar birbirlerine gerilme transferi yaptığından, bu durum, yeni yüzey oluşumunun yanı sıra enerji gereksinimini de artırır. Daha sonra bu yeni mikroçatlaklar birleşerek makroçatlaklar haline gelirler ve numuneyi boydan boya katederler.

Yukarıdaki etkenlerin dışında, beton içerisinde bulunan hava boşlukları ve gözenekler çatlak ucunda eğrilik yarıçapını arttırdığından dallanmalara sebep olular ve bu yüzden çatlağı engelleyici unsurlardandırlar.

4.7 Betonun Kırılma Parametrelerini Belirleme Çalışmaları

LEKM 'i ilk defa Kaplan, 1961 de betona uygulamıştır. 3*3*16 inç ve 6*6*20 inç lik ve çentik derinliği değişken olan harç ve beton numunelerde üç noktalı ve dört noktalı eğilme deneyleri yapmış ve sonuçları elektron mikroskopuyla gözlemlemiştir. Kaplan'ın bulguları şu şekilde özetlenebilir:

1. G_c farklı çentik derinliklerinde yaklaşık sabittir.
2. G_c dört noktalı eğilme testinde üç noktalı teste nazaran % 15 daha küçüktür.
3. G_c küçük kırışlerde büyüklerine nazaran % 38 daha azdır.
4. G_c betonun yüzey enerjisinden 12 kat daha büyüktür.

Daha sonra Irwin (1962), Kaplan'ın yapmış olduğu çalışmayı desteklemiş ve kritik yüke ulaşan bir numunede etkili çatlak derinliğini tesbit etmek için G_c değerinin bilinmesinin metallerde olduğu gibi beton için de gerekli olduğunu savunmuştur.

Naus ve Lott (1969), betonun kırılma sağlamlığını tayin etmek için tek çentikli 2*2*12 inç ve 4*4*12 inç lik kırışlerde; harç, çimento hamuru ve beton üzerine dört noktalı eğilme deneyleri yapmış aşağıdaki bulguları elde etmişlerdir:

1. K_c çimento hamurunda ve matriste su/çimento oranının artmasıyla azalırken betonda sabit kalmıştır.
2. K_c numunedeki hava boşluğunun artmasıyla azalır.
3. K_c zamanla artar.
4. K_c maksimum agrega boyutu arttıkça artar.
5. K_c kaba kum/çimento oranının artmasıyla artar.
6. K_c matriste ince kum/çimento oranının artmasıyla artar, betonda ise azalır.

Carpinteri (1981), fiziksel olarak benzer olan numunelerde, Buckingham-Pi teoremi kullanarak, betonda ve harçta K_{1c} , G_{1c} , J_{1c} kırılma parametrelerini tesbit etmiştir. Çalışma hem deneysel hemde analitiktir. Numunelerde, maksimum agrega boyutu ve çentik derinliği değişken olarak alınmıştır. Çalışmalarının sonucunda karakteristik çentik derinliği .25-.30 arasında olduğunda, K_{1c} nin arttığını ve sonra sabit kaldığı gözlemlenmiştir. Ayrıca boyutsuz bir "gevreklik sayısı" ifadesi tanımlanmıştır:

$$s = K_{1c} / \sigma_u d^{1/2} \quad (4.3)$$

burada d numune derinliğidir. Çalışmalarda bu ifadenin $s > .50$ olduğu tesbit edilmiştir.

Mindess ve arkadaşları (1977), 3*3*14 inç lik tek çentikli kirişlerde dört noktalı eğilme deneyi yaptılar. Çimento harcı, normal beton ve 8 değişik çelik ve cam lifli beton numuneler üzerinde K_c , G_c ve J_c değerlerini tesbit ettiler. Lif miktarı hacmin % 0.75 inden az olduğu durumlarda kırılma davranışına etkisinin çok az olduğunu tesbit ettiler. J_c çok lif ihtiva eden malzemelerde lif hacmiyle korelasyon oluşturduğunu buna mukabil normal lifli betonlarda K_c ve G_c nin etkilenmediğini tesbit ettiler. Böylece J_c nin betonda K_c ve G_c e nazaran daha iyi bir yaklaşım olduğunu savundular.

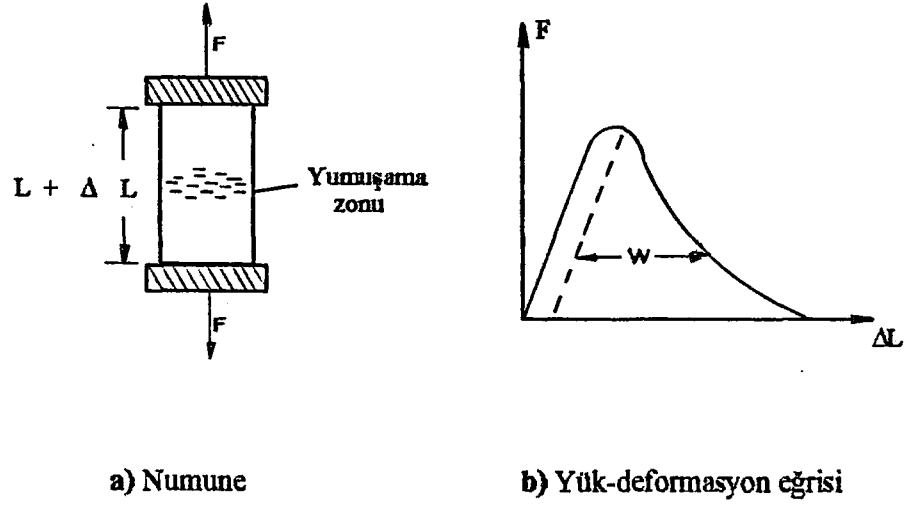
Betonda kırılma parametrelerin tesbiti için yapılan deneyler daha çok mod I durumunu temsil eden deneylerdir. Bunun yanında Barr ve Bear (1977), betonda eksantrik basınç deneyi yapmışlar ve K_c nin çentik derinliğiyle ters orantılı olduğunu gözlemlemişlerdir. Naus (1973), çimento harcı ve beton malzemeli düzlem bir levhada merkezsel çentikli ve sadece çentiği zorlanan numunelerde yaptığı deneyde, çentiğin komşuluğunda çok büyük bölgesel gerinimler tesbit etmiştir ve K_c değerlerini belirlemiştir. Mindess ve arkadaşları (1974) çimento hamuru üzerinde burulma deneyi yapmışlar ve K_c değerini tesbit etmişlerdir.

4.8 G_F Kırılma Enerjisi Kavramı

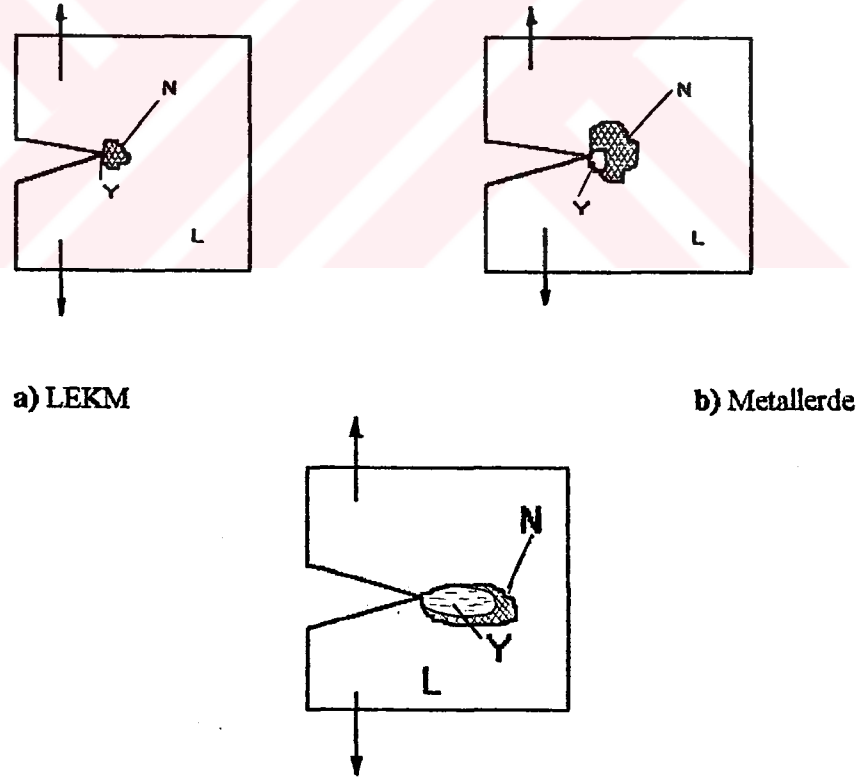
Betonun çekme etkisi altındaki davranışı diğer malzemelerden farklıdır. Kırılmadan önce metallerde kayma deformasyonları ve büyük yanal deformasyonlar gözlemlenir. Bu durum kurşun gibi çok komplike bir malzeme içinde geçerlidir. Betonda kırılma mikroçatlakların makroçatlaklar haline gelmesiyle meydana gelir ve bu durum numunede önemli yanal deformasyonlar oluşturmadan meydana gelir. Bundan dolayı betonun davranışını metallere nazaran basit teorik modeller vasıtasıyla incelenmesini mümkün olmaktadır.

Şekil 4.9 da görüldüğü gibi deformasyon kontrollü bir çekme testinde yük-deplasman eğrisi görülüyor. Deformasyonlar arttıkça eğri bir pik noktaya erişmekte ve daha sonra eğimi düşmektedir. Artan deformasyonlar altında eğrideki bu azalmaya "yumuşama gerinimi" adı verilir. Yumuşama gerinimi malzemede dar bir bölgede meydana gelir. Bu bölgeye "yumuşama bölgesi" veya "kırılma işlem zonu" adı verilir. Bu bölgede pik yükten sonra deformasyonlar artmasına karşın numunenin geri kalan kısmında azaldığından yük-deplasman eğrisinde bir düşüş gözlemlenmektedir. (Hillerborg, 1985).

Yumuşama bölgesi LEKM de göz önüne alınmaz. (Şekil 4.10-a). Metallerde ise plastik bölgenin yanında ihmal edilebilecek düzeydedir. (Şekil 4.10-b). Betonda



Şekil 4.9 Direkt çekme deneyinde betonun yük-deformasyon eğrisi.



Şekil 4.10 Değişik malzemelerde N non-lineer, Y yumuşama, L lineer zonlar.

ise bu zon diğer mevcut olan zonlara nazaran büyük bir yer işgal eder. (Şekil 4.10-c). (Bazant 1985a).

Ancak bu bölgeler betonarme yapıların dizaynında göz önüne alınmaz. Oysa bu bölgeler zannedildiği kadar betonarme yapı elemanlarında küçük olmayıp, maksimum yüklemelerde 100 mm 'nin üzerinde değerler alabilmektedir. Diğer taraftan bu bölgelerdeki gerilmeler sabit kalmayıp, düşmektedir.

Çekme testinde, beton numunede kırılma durumuna kadar, numune içinde absorbe edilen toplam enerji gerilme-deformasyon eğrisinin altında kalan alana eşittir. Bu enerji iki kısma ayrılabilir:

1. σ - ϵ eğrisi altında kalan alan tüm numunenin birim hacim başına düşen enerji miktarını verir. (Şekil 4.11-a)

2. σ - w altında kalan alan ise yumuşama zonu içerisinde absorbe edilen enerji miktarını verir ve G_F ile ifade edilir. Burada w yumuşama zonu sebebiyle oluşan ilave deformasyonu temsil eder. Dolayısıyla G_F , kırılma yüzeyinin birim alanına düşen kırılma enerjisi olarak tarif edilebilir. (Şekil 4.11-b)

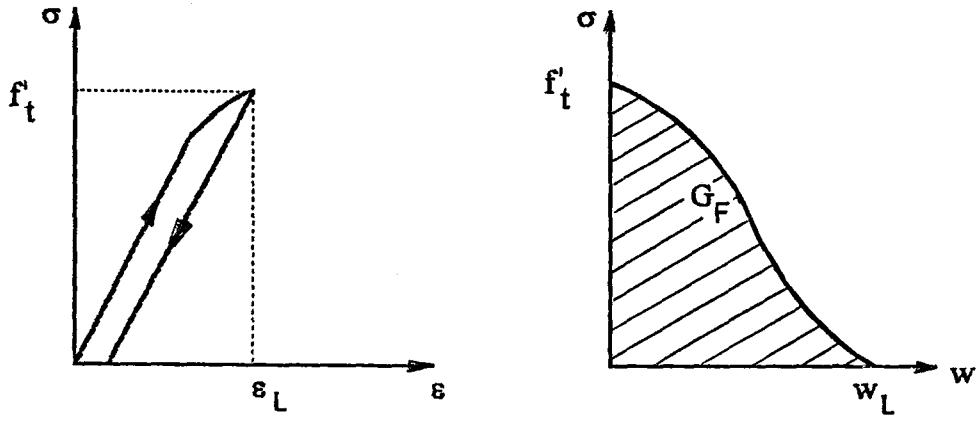
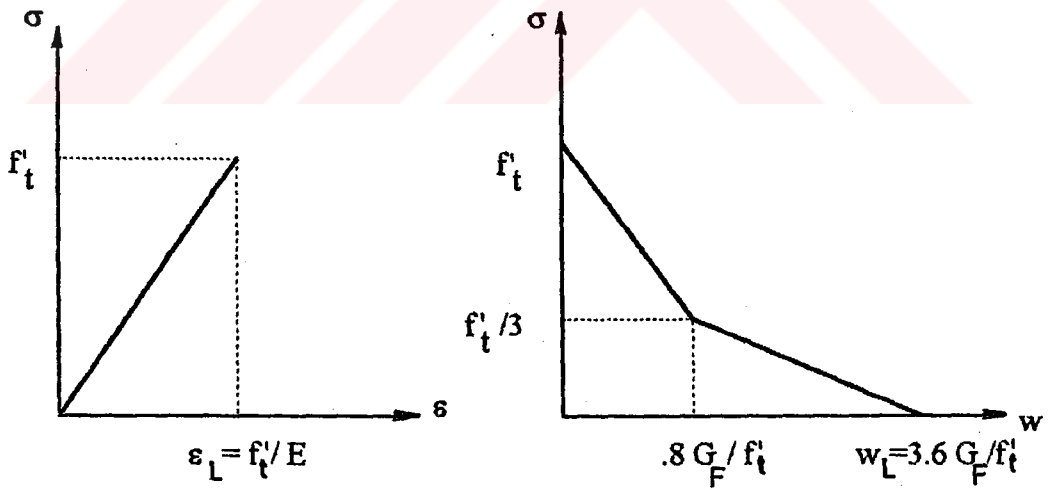
Bu iki eğri şekil 4.12-a,b deki gibi idealize edilebilir.(Peterson, 1981).

4.3.1 Test metotları

G_F nin tayini için direkt yol tek eksenli çekme testidir. Bu testte numunenin gerilme-deformasyon eğrisi tam olarak tayin edilmelidir. Bu test stabil olmalıdır ve ani sıçramalar yapmayacak şekilde deformasyonlar artırılmalıdır.

Direkt çekme testinde sadece, G_F in nümerik olarak çözümünü için gerekli olan E , f_c gibi malzeme özellikleri tayin edilir.

Ancak bu testi stabil olarak yapmak zordur ve sadece çok iyi donatılmış labaravatuarlarda bu test yapılabilir. Çentikli numuneler üzerinde stabil eğilme testleri yapmak çok daha kolaydır. Bu tip bir testin genel fikri, numune iki eşit parçaya bölündüğü zaman absorbe edilen enerji miktarıdır. Bu enerji kırılma kesit alanına bölündüğünde G_F kırılma enerjisi tayin edilir. (RILEM 18 (106), 1985).

a) σ - ε eğrisib) σ - w eğrisiŞekil 4.11 Betonun σ - ε ve σ - w eğrileri.a) σ - ε eğrisib) σ - w eğrisi

Şekil 4.12 Beton için nümerik hesaplarda kullanılan gerilme-gerinim eğrileri.

Test esnasında kırış, sadece yük yüklemekle değil aynı zamanda kırış ağırlığı ve test ekipmanının ağırlığı ile de zorlanır. Sonuç olarak yük-deplasman eğrisi ölçüldüğünde toplam absorbe edilen enerji miktarı bulunamaz. Şekil 4.13 de W_1 ile gösterilen ilave iş, test ekipmanının ve kırışın etkisi F_1 den kaynaklanan $F_1\delta_0$ işidir. Yaklaşık olarak $W_1 \approx W_2$ olduğundan, bu durumda toplam absorbe edilen enerji:

$$W = W_0 + 2 F_1 \delta_0 \quad (4.4)$$

W üzerinde F_1 in etkisi % 40-60 mertebesindedir.

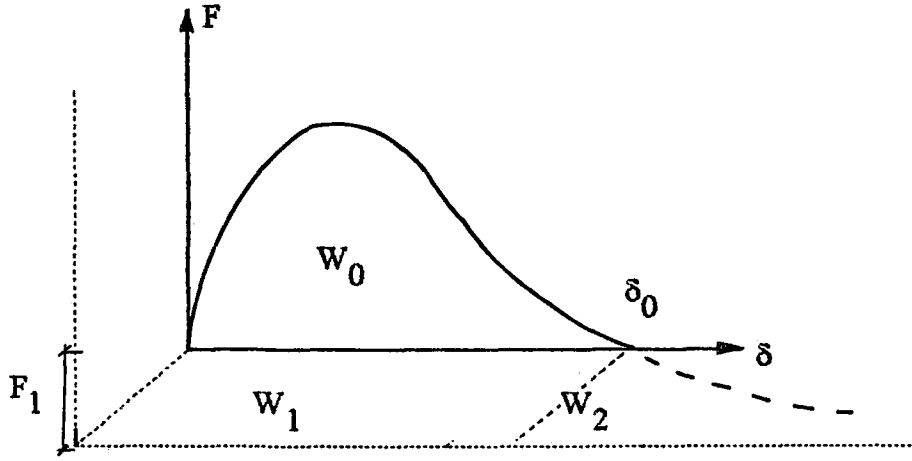
4.8.2 G_F in tayininde nümerik metotlar

4.8.2.1 Fiktif çatlak modell

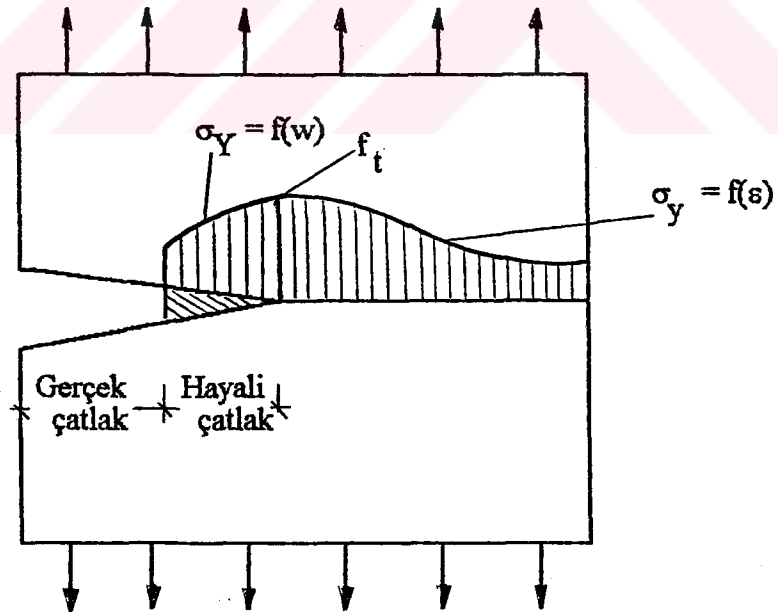
Mod I durumuna uyan çentikli bir numuneye şekil 4.14 deki gibi çekme gerilmeleri etkimektedir. Bu gerilmeler altında çatlak ucundaki gerinim değeri ϵ_L i (Şekil 4.11-a) aşacak ve çatlağın ucunda kırılma zonu gelişecektir. Hillerborg (1978) buradaki problemin nümerik çözümü (SEM = Sonlu Elemanlar Metodu) için bir hayali çatlağın varlığını ve bu çatlağın gerilmeleri, hayali çatlak genişliğine bağlı olarak $\sigma(w)$ aktardığı kabul edilmiştir.

Hayali çatlağın ucu, $\sigma-\epsilon$ e bağlı zon ile $\sigma-w$ bağlı zonların kesişim noktasıdır ve hayali çatlağın hemen ucunda $\epsilon = \epsilon_L$ ve $\sigma = f_t$ dir.

Kuvvetler artarken hayali çatlağın uzunluğu ve genişliği artacaktır. Genişlik limit w_L (şekil 4.11-b) değerine ulaştığında gerilmeler hayali çatlağın ucunda sıfıra inecek ve hayali çatlak gerçek bir çatlağa dönüşecektir. Yumuşama zonu ve çatlağın gelişimi burada ilk uygulanan sonuç kırılmaya kadar bir yol izleyecektir. (Hillerborg, 1983)



Şekil 4.13 Üç noktalı eğilme deneyine ait Yük-deformasyon eğrisi ve ilave alanlar

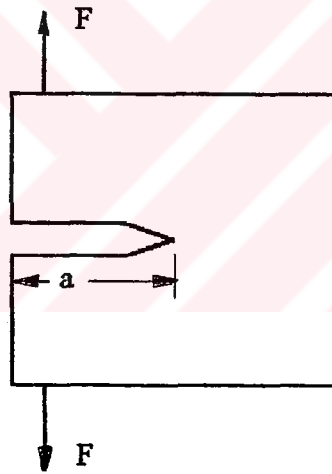


Şekil 4.14 Hayali Çatlak Modeli.

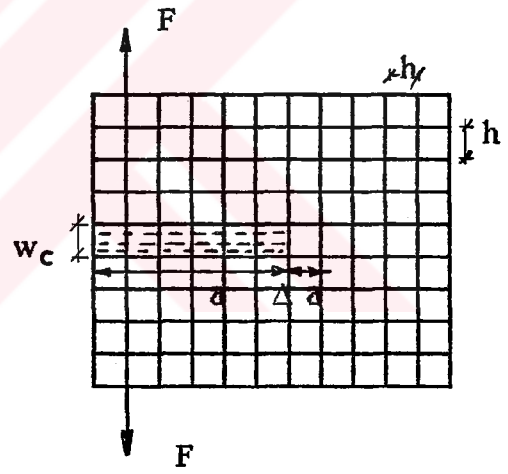
4.8.2.2 Çatlamış şerit metodu

Bazant ve Oh (1983) tarafından, yumuşama zonu kalınlığı ve çekme dayanımına bağlı olarak G_F , SEM kullanılarak tanımlanmıştır. Bu metodun hayali çatlak modelinden farkı SEM formülasyonunun farklılığındandır, nümerik sonuçlar birbirine yakındır.

Bu modelde yumuşama zonu, numunenin diğer kısmından farklı bir rijitlikte olduğu kabulü yapılmıştır. Yumuşama zonu içerisindeki deformasyonların $\sigma-w$ eğrisine (şekil 4.11-b), diğer bölgelerdeki deformasyonların $\sigma-\epsilon$ eğrisine (şekil 4.11-a) uyduğu kabul edilmiştir. (Şekil 4.15-a,b).



a) Numune



b) SEM modeli

Şekil 4.15 Çatlamış Şerit Modeli

5- BOYUT ETKİSİ

5.1 Giriş

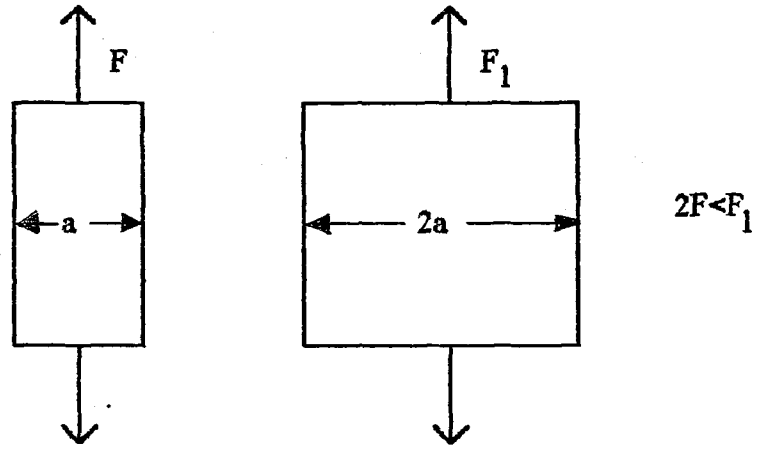
Boyut etkisi, geometrik olarak benzer olan numunelerin karakteristik boyutları ile nominal dayanımı arasındaki ilişki olarak tanımlanabilir. (Bazant, 1991). Burada nominal dayanım, numuneye uygulanan maksimum yükün kesit alanına bölünmesiyle elde edilir. Şekil 5.1 de de görüldüğü gibi yapılan deneysel çalışmalarda, numunenin boyutunun artmasıyla dayanımın düştüğü gözlenmektedir. Bunun sebebi, numune boyutu arttıkça, numune içerisinde kritik kusurların bulunma olasılığının artmasıdır.

Boyut etkisi, bütün heterojen ve gevrek malzemelerde tam ve kesin sonuç verir. Bu etki düktil malzemelerde de görülmesine karşın gevrek malzemelerdeki kadar belirgin değildir. Betonda yük almadan önce mevcut olan, başlangıç çatlakları numune taşıma gücüne eriştikten sonra aşırı miktarda büyüyerek, numune hacminde bir artma meydana getirir ve artan deformasyonlar altında numune yük almamaya başlar (yumuşama zonunun gelişimi). Davranış ve güvenliği olumsuz etkileyen bu yük azalmasının sebebi büyük olasılık ile boyut etkisidir.

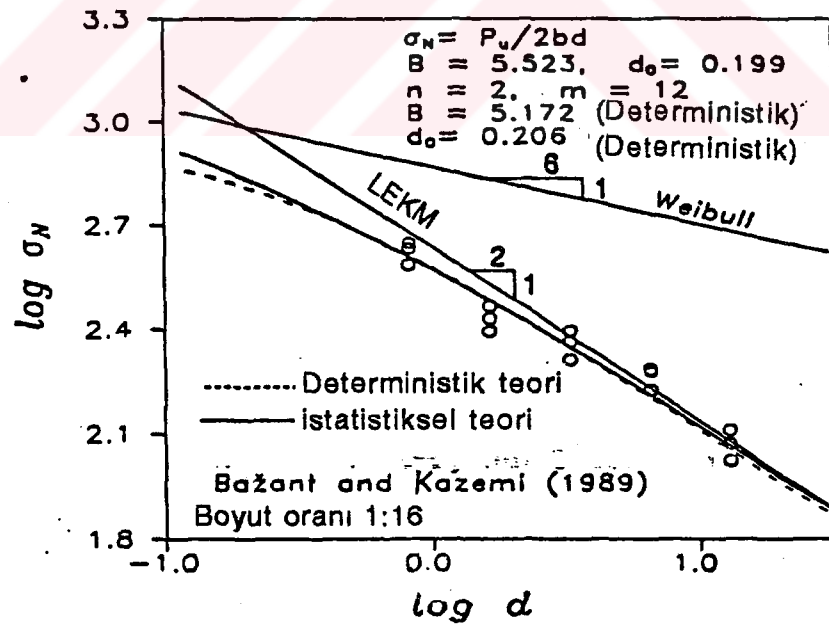
Birkaç yıl öncesine kadar boyut etkisi, Weibull (1939) tipi randomize edilmiş istatistiksel dayanım teorisine göre açıklanmaktaydı. Ancak bu çalışma deterministik boyut etkisi teorisi gibi malzemenin σ - ϵ eğrisinin yumuşama bölgesini göz önünde bulundurmadığından, çağına uygun olarak sadece malzemenin emniyet faktörünü tayin etmek için yapılmış bir çalışmaydı. (Bazant ve Xi, 1990), (Bazant ve Kazemi, 1989). (Şekil 5.2).

5.2 Bazant'ın Boyut Etkisi Teorisi:

Çatlağın ilerlemesi sonucu açığa çıkan toplam enerji iki parametreye bağlıdır:(Bazant ve Oh 1983)



Şekil 5.1 Boyut etkisi



Şekil 5.2 Boyut etkisinin kanununun istatistiksel genelleştirilmesi

1. Çatlak uzunluğu a ,

2. Çatlak bölgesinin alanı, $n d_a a$,

burada n çatlak alanının genişliğini ifade eden karakteristik bir malzeme sabiti, $n \sim 3$, d_a maksimum agrega boyutudur. Bu parametreler aşağıdaki şekilde boyutsuz hale getirilebilirler.

$$\alpha_1 = a / d \quad , \quad \alpha_2 = n d_a a / d^2 \quad (5.1)$$

α_1 , boyutsuz çatlak uzunluğu, α_2 boyutsuz çatlak bölgesi alanı olarak adlandırılırlar. Elemanter mukavemetten, σ_N nominal dayanıma bağlı, serbest kalan gerinim enerjisi ifadesi aşağıdaki şekilde verilmiştir:

$$W = \sigma_N^2 / 2 E_c \quad (5.2)$$

Numune hacmini $d^2 b$ (b numune kalınlığı) olduğu kabul edilirse birim hacim başına serbest kalan enerjisi ise:

$$W = 1 / 2 E_c (P / b d^2)^2 b d^2 f(\alpha_1, \alpha_2, \xi_i) \quad (5.3)$$

şeklindedir. Burada E_c başlangıç elastisite modülü, P numuneye uygulanan maksimum yük, $f()$ sürekli, diferansiyellenebilir, pozitif bir fonksiyon, ξ_i numune şekline bağlı bir katsayıdır.

Çatlak şerit modeli teorisinde, kullanılan enerji kriteri:

$$\delta W / \delta a = G_F b \quad (5.4)$$

ξ_i sabit olmak üzere ifade 5.3 deki $f()$ fonksiyonu:

$$\delta f / \delta a = f_1 (\delta \alpha_1 / \delta a) + f_2 (\delta \alpha_2 / \delta a) \quad (5.5)$$

$$f_1 = \delta f / \delta \alpha_1 \quad , \quad f_2 = \delta f / \delta \alpha_2 \quad (5.6)$$

buradan 5.4 ifadesi:

$$(f_1 / d + f_2 n d_a / d^2) P^2 / 2 b E_c = G_F b \quad (5.7)$$

Direkt çekme gerilmeleri altında kırılma enerjisi ifadesi:(Bazant v.d. 1986;Bazant ve Pfeiffer, 1987;Bazant, 1987)

$$G_F = n d_a (1 - E_c / E_t) f_t'^2 / 2 E_c \quad (5.8)$$

şeklinde verilmiştir. Burada E_t yumuşama bölgesine ait elastisite modülü, f_t' direkt çekme testinden elde edilen dayanımdır. (Şekil 5.3). İfade 5.7 ve 5.8 den boyut etkisi kanunu :

$$\sigma_N = B f_t'^2 (1 + d / \lambda_0 d_a)^{-1/2} \quad (5.9)$$

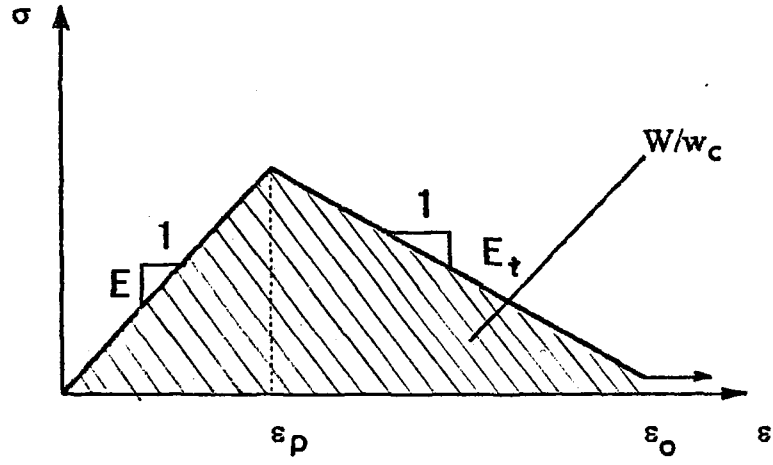
burada B , λ_0 geometrik benzer numuneler üzerinde yapılan deneysel çalışmaların sonuçlardan veya SEM analiziyle belirlenebilen sabitlerdir.

$$B = [(1 - E_c / E_t) / f_2]^{1/2} \quad (5.10)$$

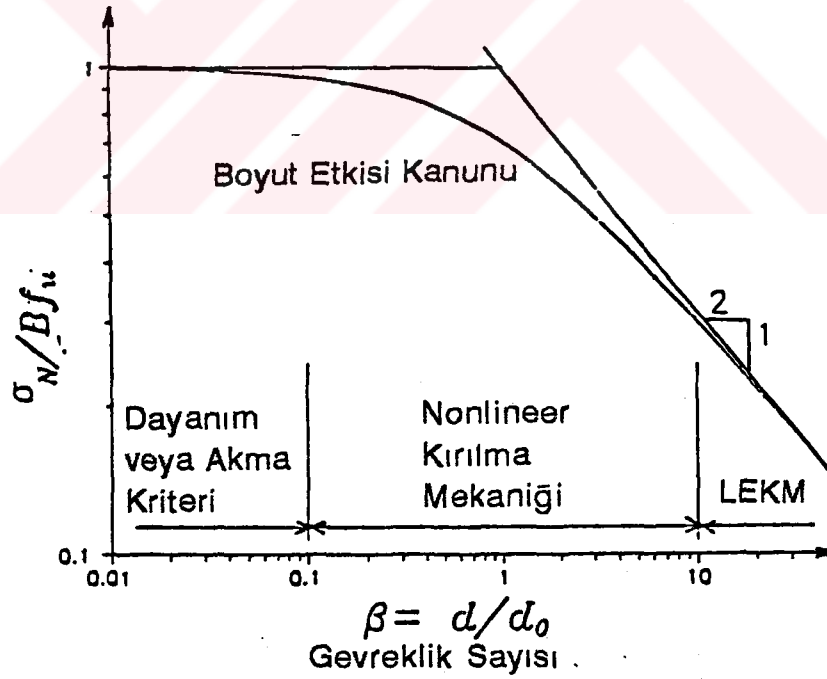
$$\lambda_0 = m f_2 / f_1 \quad (5.11)$$

İfade 5.9 da, d numune boyutu çok küçük olduğu zaman ikinci taraf yaklaşık 1 olur ve bu durumda malzemede dayanım kriteri veya akma kriteri geçerlidir. $\log \sigma_N$ ve $\log d$ arasındaki ilişki yatay bir doğru halini alır. Diğer taraftan numune boyutu d nin çok büyük olduğu durumlarda $\log \sigma_N$ ve $\log d^{-1/2}$ arasındaki ilişkiden bahsedilebilir. Bu durumda LEKM kriteri geçerlidir. Oysa gerçekte mühendislik yapılanı bu iki limit durum arasındadır. İşte boyut etkisi (ifade 5.8), LEKM ile dayanım kriteri arasında geçiştir. (Bazant, 1984). (Şekil 5.4).

İfade 5.9, numunede serbest kalan toplam gerinim enerjisi W nin boyut analizi ifadesinden elde edilmiştir. Ancak ifade 5.9, ifade 5.12 de verilen Taylor serisinin basitleştirilmiş bir hali olduğundan yaklaşık bir ifadedir. Bununla birlikte beton deneyleri çoğu zaman uygulamada yeterli olan boyut değişiminin 1:20 değerleri arasında geçerlidir. Boyut değişiminin daha büyük olduğu durumlarda



Şekil 5.3 Betonun idealize edilmiş σ - ϵ diyagramı.



Şekil 5.4 Tam gevrek malzemelerde boyut etkisi kanunu

ifade 5.12 deki genel boyut etkisi kanunu kullanılmalıdır. (Bazant v.d, 1985; Bazant, 1985b; Bazant, 1986b; Bazant, 1987).

$$\sigma_N = B f_t' (C_0 x^{-1} + C_1 x + C_2 x^2 + \dots)^{-1/2r} = (d_a / d)^r \quad (5.12)$$

burada B, C₀, C₁, ..., r ampirik sabitlerdir. İfade 5.9 da r = 1 dir.

5.3 Numuneler

Yapılan deneylerde kullanılan numuneler RILEM tarafından önerilen standartlara uygun olmalıdır. (Shah, 1991). Bunlar aşağıda özetlenmiştir:

5.3.1 Malzeme

Bütün numuneler aynı üretimli betondan dökülmek zorundadır. Beton kalitesi istatistik olarak üniform bir dağılım göstermelidir. Bütün numuneler üretimden kullanıma kadar olan sürede aynı şartlarda iyileştirme işlemine tabi tutulmalı ve muhafaza edilmelidir.

5.3.2 Numunelerin geometrik özellikleri

5.3.2.1 Genel özellikler

En az üç farklı boyutta derinliği $d = d_1, \dots, d_n$ ile açıklığı $L = L_1, \dots, L_n$ ile karakterize edilmiş numune kullanılmalıdır. En küçük numunenin derinliği d_1 , $5d_a$

dan büyük olmamalı, en büyük numune derinliği d_n , $10d_a$ dan küçük olmamalıdır. d_n/d_1 oranı en az 4 olmalıdır. d / d_a için uygun değişim 4, 8, 16 olmalıdır, ancak 3, 6, 12, 24 durumunda tercih edilebilir.

Karakteristik çentik derinliği $a / d = .15-.5$ arasında olmalıdır. Çentik derinliği mümkün olduğu kadar küçük olmalı ve $2d_a$ dan büyük olmalıdır. Diğer yandan numune genişliği b ve d veya mod III numunelerindeki karakteristik boyut d , $3d_a$ dan büyük olmalıdır.

5.3.2.2 Mod I ve Mod II numuneleri

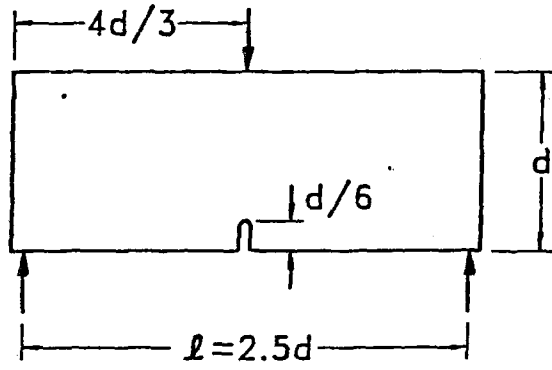
Mod I ve Mod II deneylerinde kullanılan numuneler dikdörtgen bir kesite sahip olmalıdır, numune genişliği b , derinliği d ve açıklığı L ile ifade edilmelidir. Bütün numunelerde genişlik b sabit olmalı, diğer iki boyut d , $L(d)$ değişken olmalıdır. Numuneye etkiyen P yükü numune genişliği boyunca üniform bir şekilde dağılım sergilemelidir. (Şekil 5.5-a,b,c,d).

5.3.2.3 Mod III numuneleri

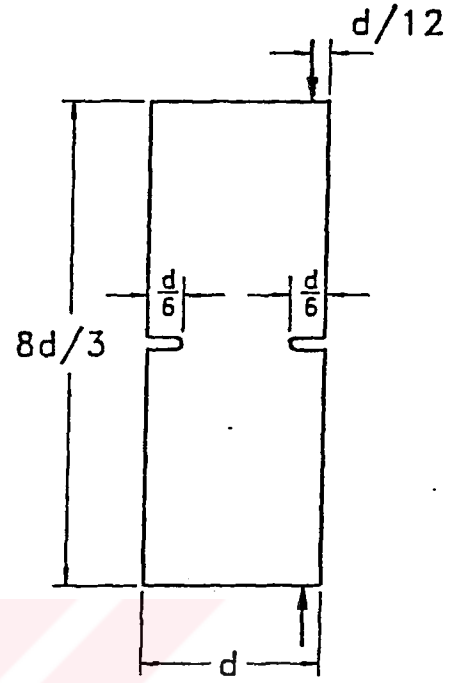
Mode III de deneyler, kare prizmatik ve silindirik numuneler üzerinde yapılmaktadır.

Silindir numunelerde $L / d = 2$ olmalıdır. Çentik dairesel olarak açılmalıdır. Şekil 5.6-a da görüldüğü gibi numunenin uç kısımlarına açılan karşılıklı zıt yuvalara kuvvet çifti uygulanarak burulma meydana getirilir. (Bazant ve Pratt, 1988a)

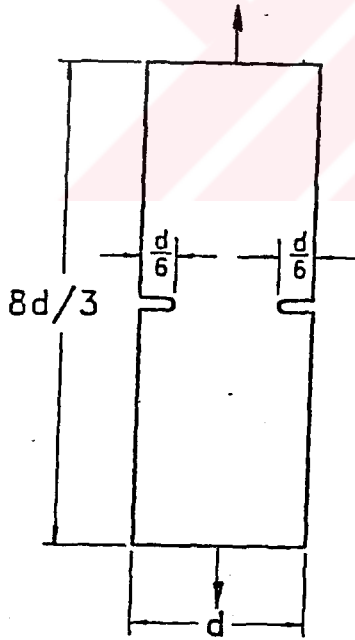
Kare prizmatik burulma deneyleri çentiksiz yapılıdır. Deney seti Şekil 5.6-b deki gibidir. Ancak numune köşelerinde tekil yüklerden dolayı meydana gelebilecek ezilmeleri önlemek için numune uçlarına iki sıra etriye yerleştirilmelidir. (Bazant v.d, 1988)



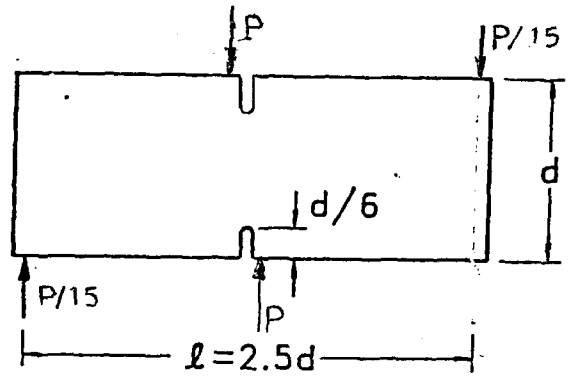
a) Eğilme numuneleri (Mod I).



b)Eksantrik basınç numuneleri.

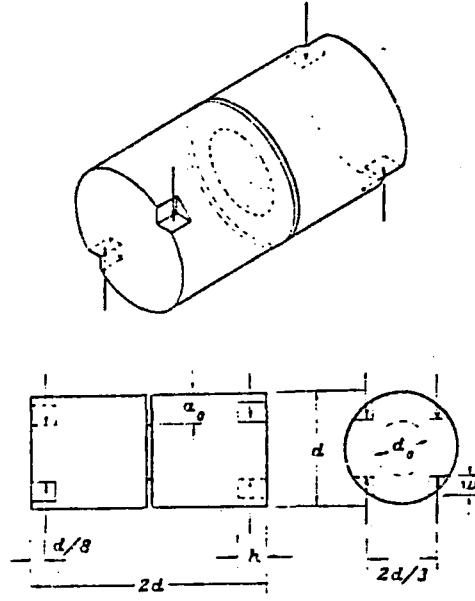


c) Çentikli çekme numuneleri (Mod I).

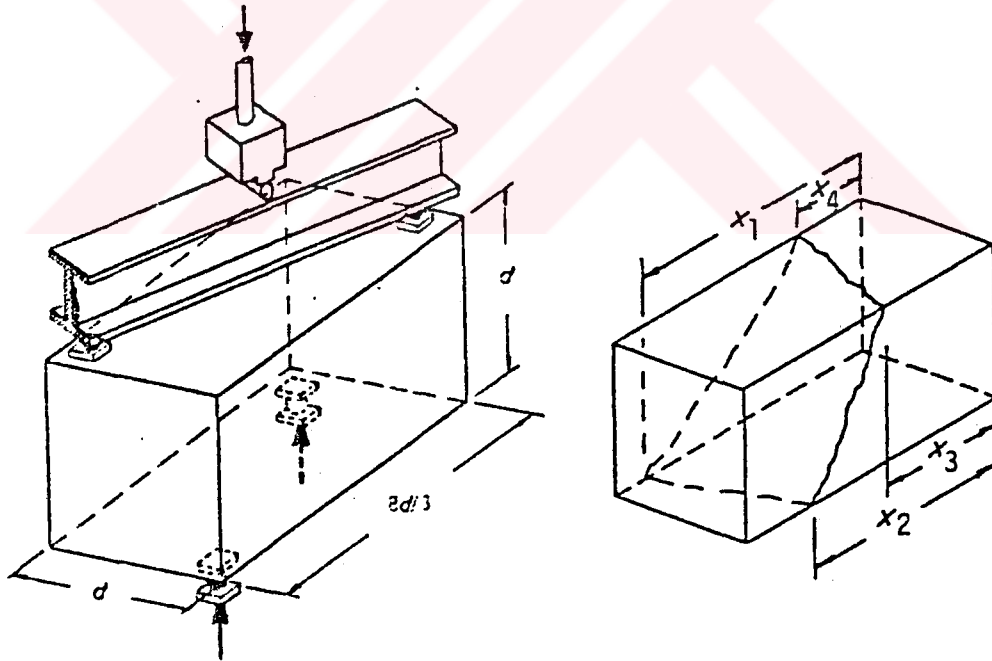


d) Kesme numuneleri (Mod II).

Şekil 5.5 Mod I ve Mod II deney numunelerinin geometrik özellikleri.



a) Silindirik burulma numuneleri.



b) Kare prizmatik burulma numuneleri

Şekil 5.6 Mod III deney numunelerinin geometrik özellikleri.

5.4 Cihazlar

Aşırı rijitliği olmayan sıradan bir eksenli test makineleri kullanmak yeterlidir. Bununla birlikte kapalı devre kontrollü ve aşırı rijitliğe sahip yükleme çerçevesi makineler de sonucu pek etkilememektedir. Makine maksimum yükü kayıtlı edebilecek kapasitede olmalıdır. Bütün numuneler aynı makinede teste tabi tutulmalıdır.

5.5 Deney İşlemleri

Deneysel deplasman kontrollü olmalı ve maksimum yüke 5 dakikada ulaşılmalıdır.

5.6 Deney Sonuçları

Deneysel çalışmada maksimum P yükü ve f_t' çekme dayanımı tesbit edilmelidir. f_t' çekme dayanımı ACI normunda:

$$f_t' = 6 f_c'^{1/2} \quad (5.13)$$

verilen ifadeyle hesaplanır. Burada f_c' numunenin silindirik basınç dayanımıdır. Bunların dışında şu verilerde rapora ilave edilmelidir: numune boyutları; d_n maksimumu agrega boyutu; karışımda ağırlıkça çimento, kum, çakıl ve su oranı; çimentonun tipi ve katkısı; agreganın minerolojik yapısı; numunenin iyileştirme ve muhafaza durumu; deney sırasındaki sıcaklık ve rutubet.

5.7 Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Deney sonuçlarına boyut etkisi kuralını uygulamak için aşağıdaki işlemler yapılır:

1. Numunelerin kırılma yükleri tesbit edilir. Eğilme deneyinde stabilite probleminden meydana gelen hataları bertaraf etmek için, numune ve test ekipmanının ağırlığının yarısı ilave edilerek düzeltilmiş yük değerleri bulunur. (Shah, 1991)

2. Nominal dayanım hesaplanır. Mod I ve mod II deneylerinde:

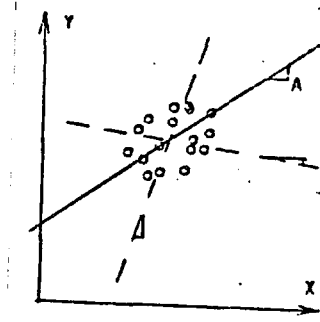
$$\sigma_N = P / b d \quad (5.14)$$

burulma deneylerinde ise:

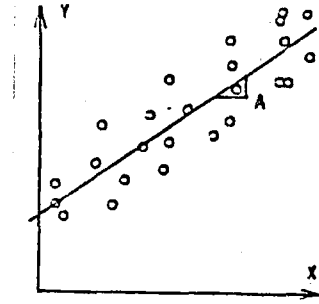
$$\tau_N = T / \alpha d^3 \quad (5.15)$$

burada T burulma momenti, α silindirik torsiyonda $\pi/16$, kare prizmatik torsiyonda $1/3$ olan, polar atalet momentine bağlı bir katsayıdır.

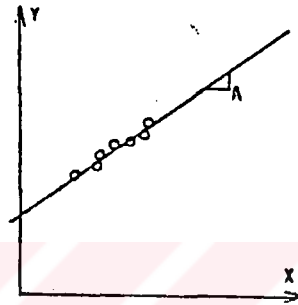
3. $x = d$, $Y = (1 / \sigma_N)^2$ arasında lineer regresyon yapılır. Ancak boyutsuz olan $X' = (d/d_0)$ ve $Y' = (f_t' / \sigma_N)^2$ arasındaki regresyon bağıntısı daha kullanışlıdır. Buradan $Y' = A X' + C'$ regresyon doğrusuna ait A' ve C' katsayıları hesaplanır. Ancak boyut değişim aralığı az ise veya yaklaşık olarak dağılım bandının genişliğine eşit ise deneysel sonuçlar dairesel bir bölgeye yayılmış olabilir. (Şekil 5.7). Böyle bir durumda lineer regresyon yapmak yine mümkün olabilir, fakat dataları temsil eden doğrunun eğimi belirsiz hatta negatif olabilir. Bu olayı engellemek için dataların doğrudan sapması olan varyasyon katsayısı $\omega_{Y/X}$ (ifade 5.16) kabaca .1 değerini aşmamalıdır. Bazen çok sayıda deney yapılırsa ve varyasyon katsayısı küçük dahi bulursa deney sonuçları yine uzun bir bant yerine dairesel bir bölgede olabilir. Bu olayı engellemek için $\omega_{Y/X} = .15$ aşmaması gerekmektedir. Varyasyon değişim katsayısı:



a) Yetersiz.



b) Yeterli



c) Yeterli

Şekil 5.7 Boyut değişim aralığının yeterliliği

$$\omega_{Y/X} = 1 / Y' [n-1 / n-2 (\sigma_{y_{n-1}}^2 - A^2 \sigma_{X_{n-1}}^2)]^{1/2} \quad (5.16)$$

burada n deney sayısı, Y' , Y değerlerinin aritmetik ortalaması, $\sigma_{y_{n-1}}$, Y değerlerinin standart sapması, $\sigma_{X_{n-1}}$, X değerlerinin standart sapmasıdır.

4. ifade 5.9 daki ampirik sabitler :

$$B = (1 / C)^{1/2} \quad (5.17)$$

$$\lambda_0 = (C / A) \quad (5.18)$$

5. Boyut etkisi kanunu $\text{Log} (\sigma_N / B f_i')$ ve $\text{Log} (d / \lambda_0 d_a)$ arasında çizilir.

5.8 Test Sonuçları

5.8.1 Mod I ve Mod II deneyleri

Bütün deneylerde çimento:kum:agrega:su oranı 1:2:2:0.6 dir. $d_a = 12.7$ mm maksimum kum çapı ise 4.83 mm dir. Minerolojik olarak kırılmış kireç taşı ve silisli nehir kumu kullanılmıştır. C150, ASTM tip I katkı malzemesiz Portlant çimentosu kullanılmıştır. Boyutları 304.8 mm olan numuneler için 534 kN luk, diğerleri ise 89 kN luk servo-kontrollü, kapalı devre MTS test makineleri kullanılmıştır. Deneyler 25.6 °C sıcaklıkta yapılmıştır. Tablo 5.1 de mod I ve mod II durumlarına ait numunenin geometrik özellikleri ve deney sonuçları , şekil 5.8 ve şekil 5.9 da deneylere ait boyut etkisi sonuçları görülmektedir.

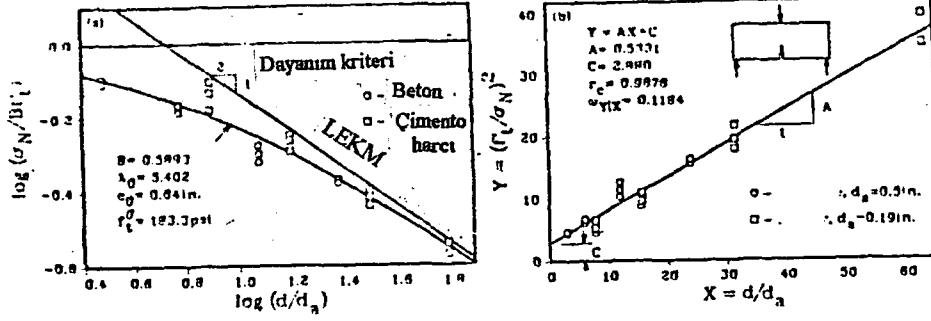
5.8.2 Mod III deneyleri

5.8.2.1 Silindirik burulma

Deneyde kullanılan malzeme mod I ve mod II deneylerinde kullanılan malzeme ile aynıdır. Deney sıcaklığı 26.3 °C dir. Deneyde kapalı devre, strok kontrollü MTS test makineleri kullanılmıştır. Deneye ait geometrik özellikler ve deney sonuçları tablo 5.2-a da, boyut etkisi sonuçları şekil 5.10 da görülmektedir.

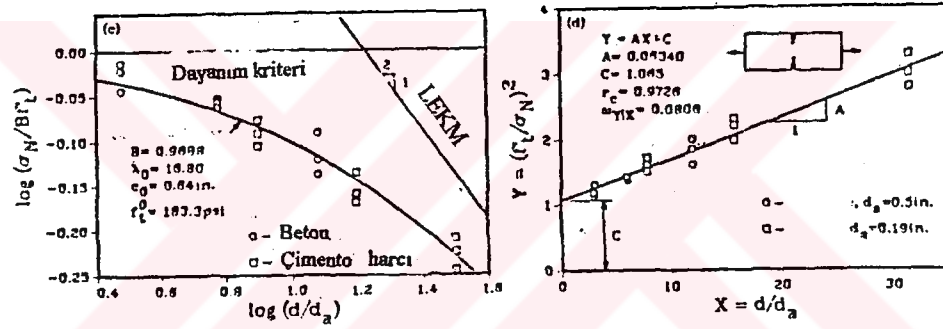
Tablo 5.1 Mod I ve mod II numunelerinin geometrik özellikleri ve deney sonuçları.

Deney tipi	Numune kalınlığı b (mm)	Numune derinliği d (mm)	Çentik derinliği a	Çekme dayanımı f_t (psi)	Max. Yük P (kN)		
					1	2	3
Üç noktalı eğilme.	38.1	38.1 76.2 152.4 304.8	d / 6	422	1801 3011 4404 7731	1815 3140 4626 7735	1855 3163 4875 7886
Çentikli çekme	19.0	38.1 76.2 152.4	d / 6	390	1712 3283 5524	1801 3327 5738	1837 3354 6152
Eksantrik basınç	38.1	38.1 76.2 152.4 304.8	d / 6	442	4092 7135 11120 16435	4252 7317 11289 16507	4337 7766 12414 18633
Kesme	38.1	38.1 76.2 152.4 304.8	d / 6	410	6231 12528 23787 44480	6609 12635 25034 44836	6654 13508 25079 45326



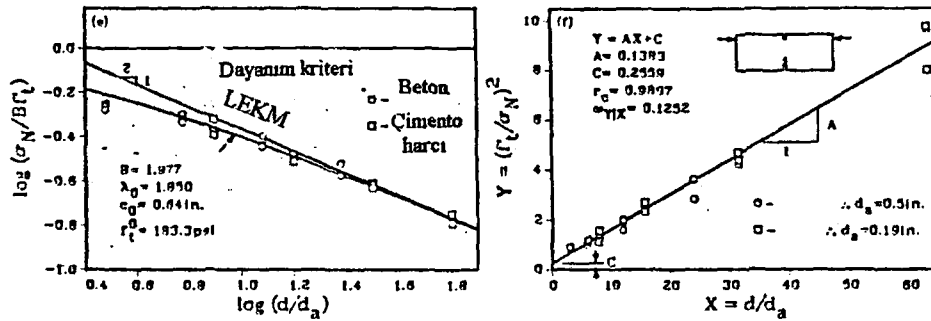
a) Eğilmede boyut etkisi

b) Eğilmede lineer regresyon



a) Çentikli çekmede boyut etkisi.

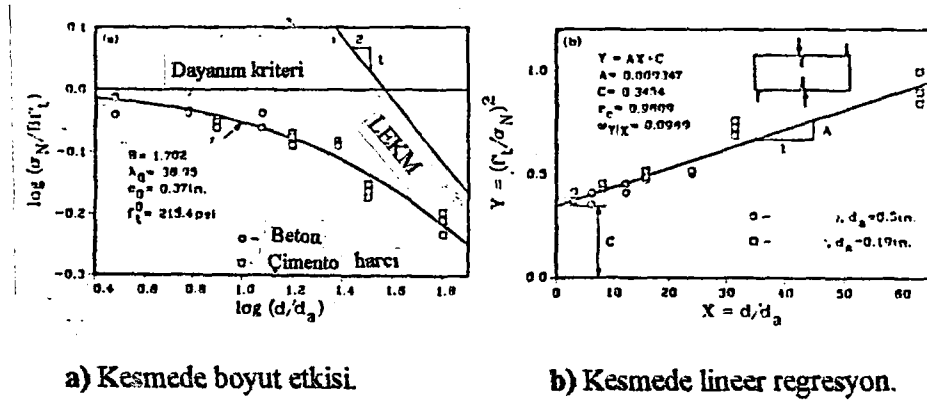
b) Çentikli çekmede lineer regresyon.



a) Eksantrik basınçta boyut etkisi.

b) Eksantrik basınçta lineer regresyon.

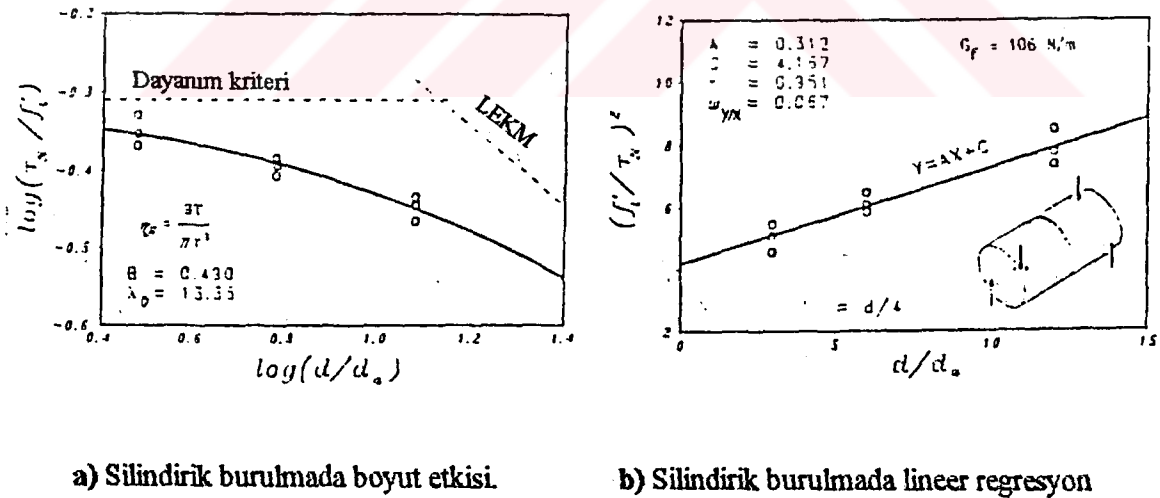
Şekil 5.8 Mod I kırılma durumuna ait boyut etkisi teorisi.



a) Kesmede boyut etkisi.

b) Kesmede lineer regresyon.

Şekil 5.9 Mod II kırılma durumuna ait boyut etkisi teorisi.



a) Silindirik burulmada boyut etkisi.

b) Silindirik burulmada lineer regresyon

Şekil 5.10 Silindirik burulmada boyut etkisi teorisi. (Mod III)

5.8.2.2 Kare prizmatik burulma

Deneyleerde, mikrobeton kullanılmıştır. Çimento:kum:agrega:su oranı 1:2:2:0.6 dır. $d_a = 4.8$ mm, maksimum kum çapı ise 3.35 mm dir. Agrega kırılmış kireçtaşı, kum olarak Illinois sahil kumu kullanılmıştır. Deney sıcaklığı 24°C dir.

Deneyleer donatılı ve donatısız betonlar üzerinde yapılmıştır. Numunelerin uçlarına boyutlarına göre iki sıra 3.18, 6.35 ve 12.7 mm lik etriyeler yerleştirilmıştir. Donatılı betonlarda donatı çapı ile etriye çapı aynı alınmıştır.

Bütün deneyleer deplasman kontrollü 490 kN luk servo-kontrollü, kapalı devre, Baldwin çerçeve ile değiştirilmış MTS makineleri kullanılmıştır. Deney sonuçları tablo 5.2-b de, boyut etkisi sonuçları şekil 5.11 da görölmektedir.

Ancak şekil 5.11 de görölen boyut etkisinin şekli donatının akmadığı durumlarda geçerlidir. Donatılı beton donatısız betona göre numune boyutu göz önünde bulundurulduğunda daha dayanıklıdır. Diğer yandan numune içerisinde donatı aktığında, boyut etkisi eğrisi, akma başlangıcında bir düğüm noktası oluşturarak yön değiştirir. (şekil 5.12). (Bazant, 1985a).

5.9 Diğer Deneyleer

Yukarıda anlatılan deneyleer, mod I, mod II ve mod III temel kırılma durumlarını göz önünde bulundurulan standart çalışmalardır.

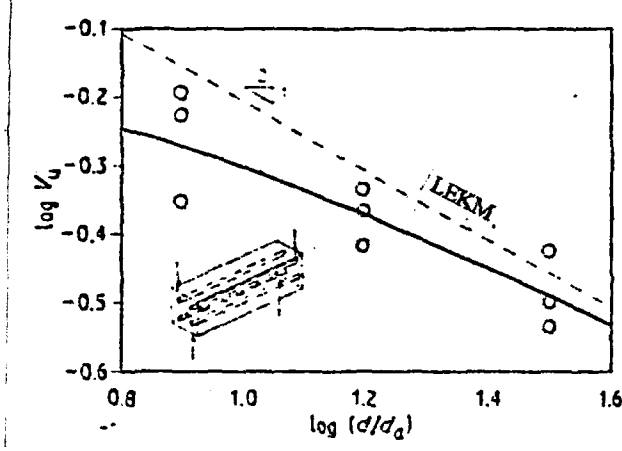
Bunların dışında öngerilmeli kirişlerde kesme göçmesinde boyut etkisi (Bazant ve Cao, 1986a), diyagonal kesme göçmesinde agreganın ve etriyenin boyut etkisi (Bazant ve Sun, 1987), donatısız betonların gevrek kırılmasında boyut etkisi (Bazant ve Cao, 1986b), döşemelerin zımbalama göçmesinde boyut etkisi (Bazant ve Cao, 1987), Pull-out deneyleerinde boyut etkisi (Bazant ve şener, 1988), etriyeli beton kirişlerin diyagonal kesme göçmesinde boyut etkisi (Bazant ve Kazemi 1991), Berezilya silindir-yarma deneyleinde boyut etkisi (Bazant v.d., 1991), Beton silindirlerde çift zımbalama deneyleerinde boyut etkisi (Marti, 1989) ve daha birçok deneyleerde yapılmıştır.

Tablo 5.2-a Silindirik burulma deneyinde kullanılan numunelerin geometrik özellikleri ve deney sonuçları. (Mod III)

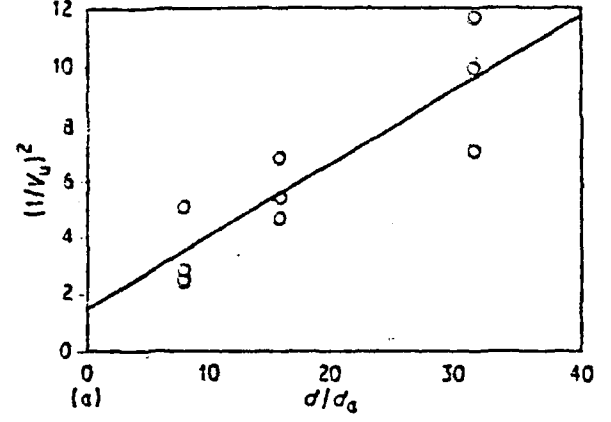
Çentik derinliği	Numune çapı	Çekme dayanımı	Maks. Burulma (N.m)		
			1	2	3
a	d (mm)	(psi)			
d / 6	38.1 76.2 152.4	448.5	24 176 1193	25 172 1301	24.4 179 1234
d / 4	38.1 76.2 152.4	450.3	16 106 773	15 111 793	15 109 739

Tablo 5.2-b Kare prizmatik burulma deneyinde kullanılan numunelerin geometrik özellikleri ve deney sonuçları.(Mod III)

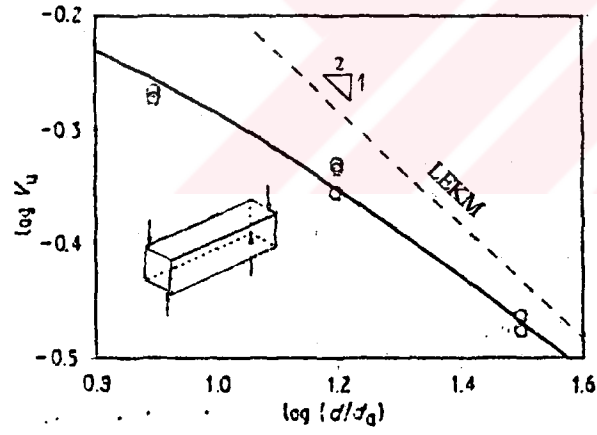
Kiriş	Boyut (mm)	f_t (psi)	T (kN.m)
Donatılı	38.1	477.2	2749
	76.2		698
	152.4		69
Donatısız	38.1	474.3	2678
	76.2		433
	152.4		71



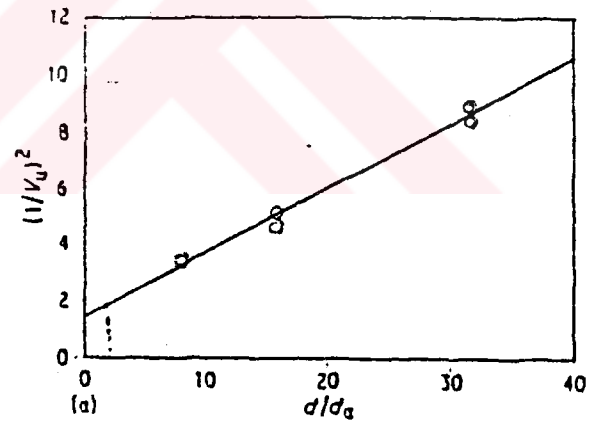
a) Donatılı numunelerde boyut etkisi.



b) Donatılı numunelerde lineer regresyon.

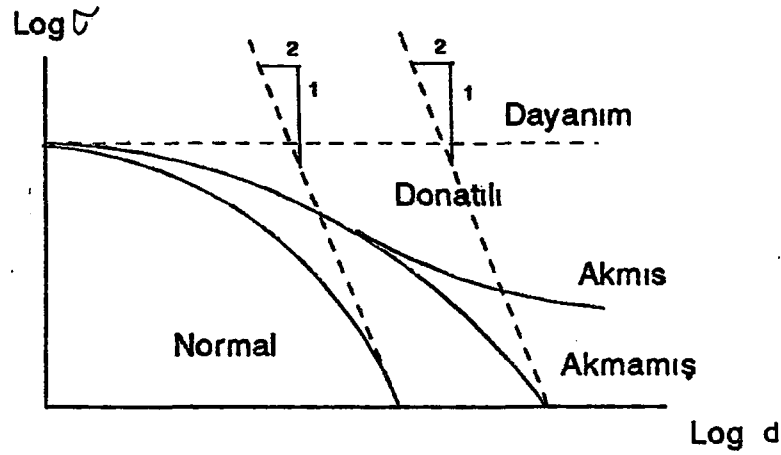


a) Donatısız numunelerde boyut etkisi.



b) Donatısız numunelerde lineer regresyon.

Şekil 5.11 Kare prizmatik burulmada boyut etkisi teorisi. (Mod III)



Şekil 5.12 Donatılı betonlarda boyut etkisi teorisi.

5.10 Gevreklik Sayısı Kavramı

$\lambda = d / d_a$, relatif yapı boyutu, numune davranışının, limit analize veya LEKM e yakınlığını ifade eder. (Şekil 5.4). Örneğin $\lambda = 4$ durumu için, çentikli çekme testinde boyut etkisi eğrisi limit analize yaklaşırken, eksantrik basınç deneyinde LEKM e yaklaşmaktadır. (Şekil 5.8). Bazant, (1986a) λ ayırıcına alternatif olarak β gevreklik sayısını tanımlamıştır:

$$\beta = d / \lambda_0 d_a \quad (5.19)$$

Böylece herhangi bir yapı durumu için, klasik tekniklerin kullanılabilirliğine kesin sınırlar getirilmiştir:

1. $\beta \leq .1$, plastik limit analiz veya dayanım kriteri kullanılabilir.
2. $\beta \geq 10$, LEKM kullanılabilir.
3. $.1 < \beta < 10$, non-lineer kırılma analizi (boyut etkisi) kullanılması zorunludur.

5.11 Boyut Etkisi Kanununa Değişik Bir Yaklaşım

Bazant'ın boyut etkisi kanunu, aynı relatif çatlak uzunluğuna sahip a / d geometrik olarak benzer numuneler için geliştirilmiştir. Ancak relatif çatlak olmayan bir numunede, bağ çatlakları vardır ve bunlar numunenin davranışını, relatif çatlakın meydana getirdiği tesiri gibi etkilerler.

Bazant'ın boyut etkisi kanunundaki λ ampirik sabiti, P kuvvetinden dolayı olarak a / d oranına bağlıdır. Bu sebepten dolayı ifade 5.9 aşağıdaki gibi değiştirilebilir: (Kim ve Eo, 1990)

$$\sigma_N = B f_t' [1 + d / f(a / d) d_a]^{-1/2} \quad (5.20)$$

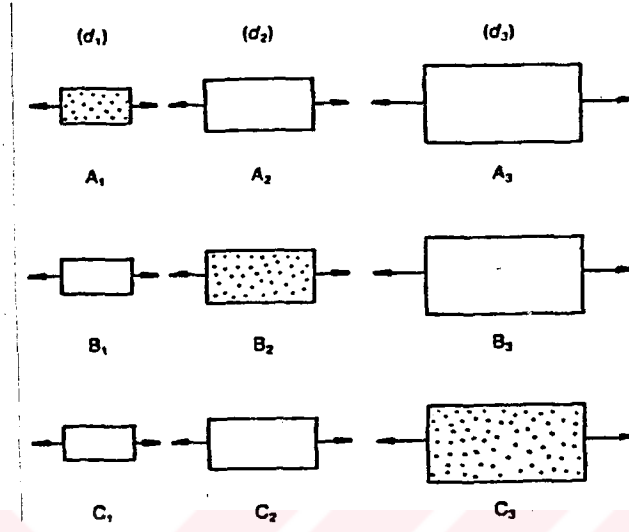
İfade 5.20, şekil 5.13 de görüldüğü gibi A, B, C gibi üç farklı a / d oranına sahip geometrik olarak benzer numunelerden elde edilebilir. Şekil 5.13 de verilen geometrik olarak benzer olan numunelere Bazant'ın boyut etkisi kanunu uygulanırsa şekil 5.14 deki gibi diyagramlar elde edilir ve diyagonal numuneler göz önüne alınırsa değiştirilmiş boyut etkisi eğrisi elde edilir.

5.12 Sonuç

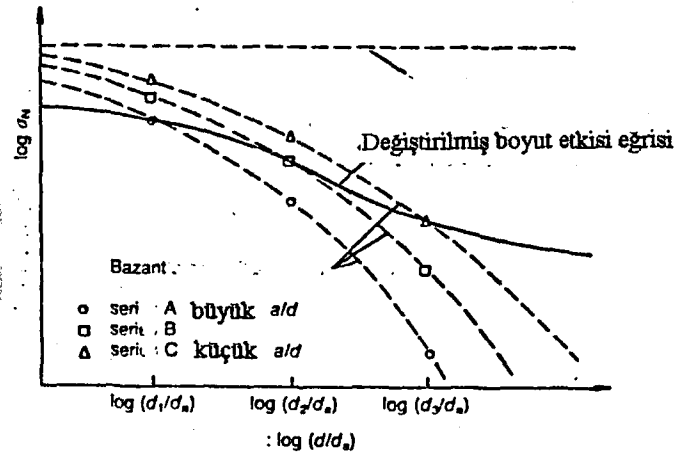
Zaitsev ve Kovler'in (1985) kuvvet temel prensibi üzerine oturtulmuş çentiğin hassas davranışını dikkate alan analiz ile Hillerborg v.d ((1976) ve Peterson'un (1981) hayali çatlak modeli analizleri Bazant'ın boyut etkisi kanununu desteklemektedir.

Diğer taraftan Bazant ve Pratt'ın (1988b) yaptıkları numunede ısı tesirini dikkate alan çalışmada, boyut etkisinin, bu durumda da geçerli olduğunu isbatladılar.

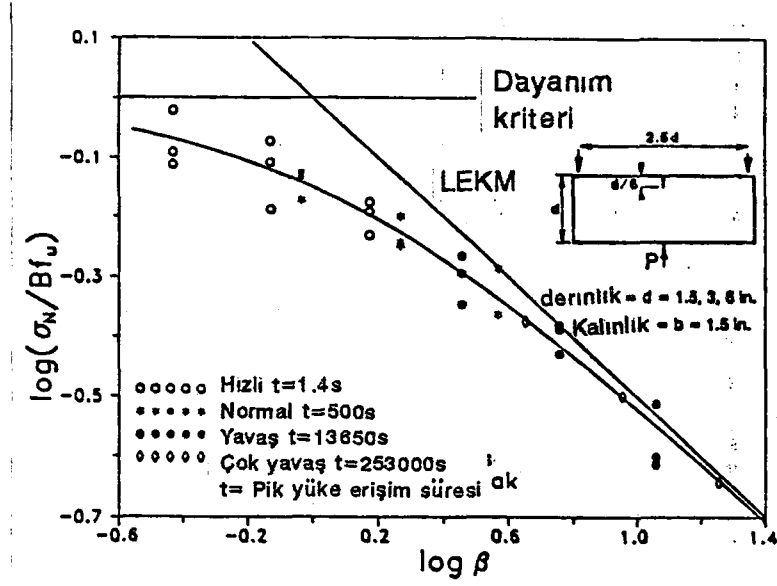
Boyut etkisi yükleme hızının farklı olduğu durumlarda da geçerlidir. Bazant ve Gettu, (1989) üç farklı boyutta (1:2:4) numuneler üzerine yaptıkları deplasman kontrollü deneyde, yükleme hızı arttıkça, kırılma yumuşama zonunun etkili uzunluğunun azaldığını ve sebebinin LEKM den uzaklaşıp çok gevrek bir yapıya dönüşmesinden kaynaklandığı sonucuna vardılar. (Şekil 5.15)



Şekil 5.13 Üç farklı rölatif çatlak uzunluğuna sahip geometrik olarak benzer numuneler.



Şekil 5.14 Değiştirilmiş boyut etkisi teorisi.



Şekil 5.15 Farklı yükleme hızlarında boyut etkisi teorisi.

Bütün bu çalışmalardan çıkarılan sonuç boyut etkisi kanunu, şartnamelere girmek zorundadır. Bu şekilde malzeme dayanımında kullanılan emniyet faktörü kavramı yapının durumuna göre değişken alınarak, daha ekonomik dizaynların gerçekleştirilmesi mümkün olabilir.

6. NÖRAL AĞ İLE BOYUT ETKİSİNİN İNCELENMESİ:

6.1 Çalışmanın Aşamaları

Çalışmada, boyut etkisi kavramına, nöral ağları ile alternatif bir çözüm aranmaya çalışılmıştır. Çalışmanın aşamaları aşağıda sıralanmıştır.

6.1.1 Ağ tiplinin seçimi

Ağa tanımlanan problem oldukça karmaşık ve non-lineer bir karakter taşımaktadır. Diğer taraftan ağ hesaplamalarının ikinci safhası olan hatırlama safhasında, ağa belirli veriler sunulduğunda hesaplanmış bir çıktı elde edilmek istenmektedir. Bütün bunlara ilave olarak, ağın kapasite artırımına müsaade etmesi gereklidir. Çünkü boyut etkisi üzerine yapılan çalışmalar hala devam etmektedir. Bu çalışmalarda değişik tipte birçok deney yapılmaktadır. İleriki zamanlarda yapılan bu çalışmaları ağa ilave etmek gerekebilir.

Yukarıda sıralanan şartlar göz önüne alınırsa, seçilen ağ non-lineer problemleri çözebilecek kapasitede olmalı, denetlenmiş öğrenme kullanmalı ve oldukça esnek bir yapısı olmalıdır. Bütün bu şartlara en uygun ağ tipi, kapasite artırımını mümkün olmasına karşın, yapılması zor olan ve öğrenme zamanı uzun olması gibi olumsuz fakat üstesinden gelinebilecek problemleri olan ileribeslemeli ağlardan backpropagation ağlarıdır.

6.1.2 Ağı eğiten modellerin seçimi

Nöral ağlarının bir probleme yaklaşımı tamamen insan zekası gibi edinilen tecrübeye dayanmaktadır. Bu ise ağa yeterli sayıda veri ile eğitmekle en iyi şekilde sağlanabilir. Bu temel prensipten hareketle, seçilen ağ RILEM ve ACI tarafından belirlenmiş standartlara uygun, tablo 6.1 de görülen temel üç modu içeren deneyler, ağı eğitmek için kullanılmıştır.

Yapılan bu deneylerde malzeme olarak beton ve çimento harcı kullanılmıştır. Ancak bu çalışmada sadece beton numunelerle yapılan deneyler göz önüne alınmıştır. Tablo 6.1 de beş deney grubu görülmektedir. Bunlardan ilk üçü mod I, dördüncüsü mod II, beşincisi mod III (silindirik burulma) kırılma durumlarını temsil etmektedir.

Boyut etkisi eğrisi, $\log (\sigma_N / B f_t)$ ile $\log (d / d_a)$ arasında çizilir. Ancak Bazant (1987) birçok deneyinde $\log (\sigma_N / f_t)$ ve $\log (d / d_a)$ arasındaki ilişkiden yararlanmıştı.

Kim ve Eo, (1990) ifade 5.19 da verilen gevreklik sayısını aşağıdaki şekilde bir $f(a/d)$ fonksiyonu ilave edilirse boyut etkisi kavramına daha gerçekçi bir şekilde yaklaşılacağını savunmaktadırlar:

$$\beta = d / f(a / d) d_a \quad (6.1)$$

İfade 5.20 den hareketle ağ çıktısının, σ_N / f_t ve ağ girdisinin, deney tipini belirleyen parametre, d / d_a ve a / d olarak alınması uygun görülmüştür.

Ağda ifade 2.1 deki gibi bir sigmoidal fonksiyon kullanılmıştır. Bu fonksiyonun değer kümesi $[0,1]$ dir. Dolayısı ile tablo 6.1 de verilen değerler direkt olarak kullanılamaz. Tablo 6.2 de tablo 6.1 deki deney sonuçlarında bazı değişiklikler yapılarak ağa uygun modeller sağlayacak değerler bulunmuştur. Tablo 6.1 den tablo 6.2 ye geçiş aşaması şöyle özetlenebilir:

1. d / d_a oranı seçilen sigmoidal fonksiyonun değer kümesine uygun olması için d_a/d olarak alınmış ve ağın daha esnek olarak çalışması içinde ilave olarak karekökü alınmıştır.

Tablo 6.1 Bazant'ın deney sonuçları.

Deney:	d / d_a	a / d	σ_N / Γ_t
Üç noktalı eğilme	3	1 / 6	.432
	6	"	.369
	12	"	.275
	24	"	.230
Çentikli çekme	3	"	.916
	6	"	.828
	12	"	.746
Eksantrik basınç	3	"	.960
	6	"	.842
	12	"	.659
	24	"	.487
Kesme	3	"	1.595
	6	"	1.633
	12	"	1.503
	24	"	1.414
Silindirik tork	3	"	.725
	6	"	.653
	12	"	.577
	3	1 / 4	.445
	6	"	.404
	12	"	.356

Tablo 6.2 Ağ modelleri.

Deney:	$(d/d_a)^{1/2}$	a / d	σ_N/f_t
1 1 0 0 0	.577	.167	.432
1 1 0 0 0	.408	"	.369
1 1 0 0 0	.289	"	.275
1 1 0 0 0	.204	"	.230
0 1 0 0 0	.577	.250	.445
0 1 0 0 0	.408	"	.404
0 1 0 0 0	.289	"	.356
0 1 0 0 0	.577	.167	.725
0 1 0 0 0	.408	"	.653
0 1 0 0 0	.289	"	.577
0 1 1 0 0	.577	"	.916
0 1 1 0 0	.408	"	.828
0 1 1 0 0	.289	"	.746
0 1 0 1 0	.577	"	.960
0 1 0 1 0	.408	"	.842
0 1 0 1 0	.289	"	.659
0 1 0 1 0	.204	"	.487
0 1 0 0 1	.577	"	.467
0 1 0 0 1	.289	"	.407
0 1 0 0 1	.204	"	.346
GİRİŞİ MODEL			ÇIKTI MODEL

2. Mod II deney gurubunda σ_N / f_t değeri 1 den büyük olduğundan yine seçilen fonksiyona uygun olması için doğal logaritması alınmıştır.

3. Mod II deney grubunda grlen sapmayı önlemek amacıyla her seferinde bir set deney iptal edilmiş ve $(f_t / \sigma_N)^{1/2}$ ile (d / d_a) arasında lineer regrasyon yapılmış ve sonuçta r korelasyon katsayısı en uygun olan ikinci set iptal edilmiştir. Çünkü teori aradaki mevcut olan bu bağlantının lineer olmasını öngördüğünden ağ tamamen bu duruma adapte edilmeye çalışılmıştır.

4. Beş adet deney grubu olduğundan, deney grubunu ağa tanımlamak amacıyla beş adet ikili kodlama tekniği kullanılmıştır. Bunlar:

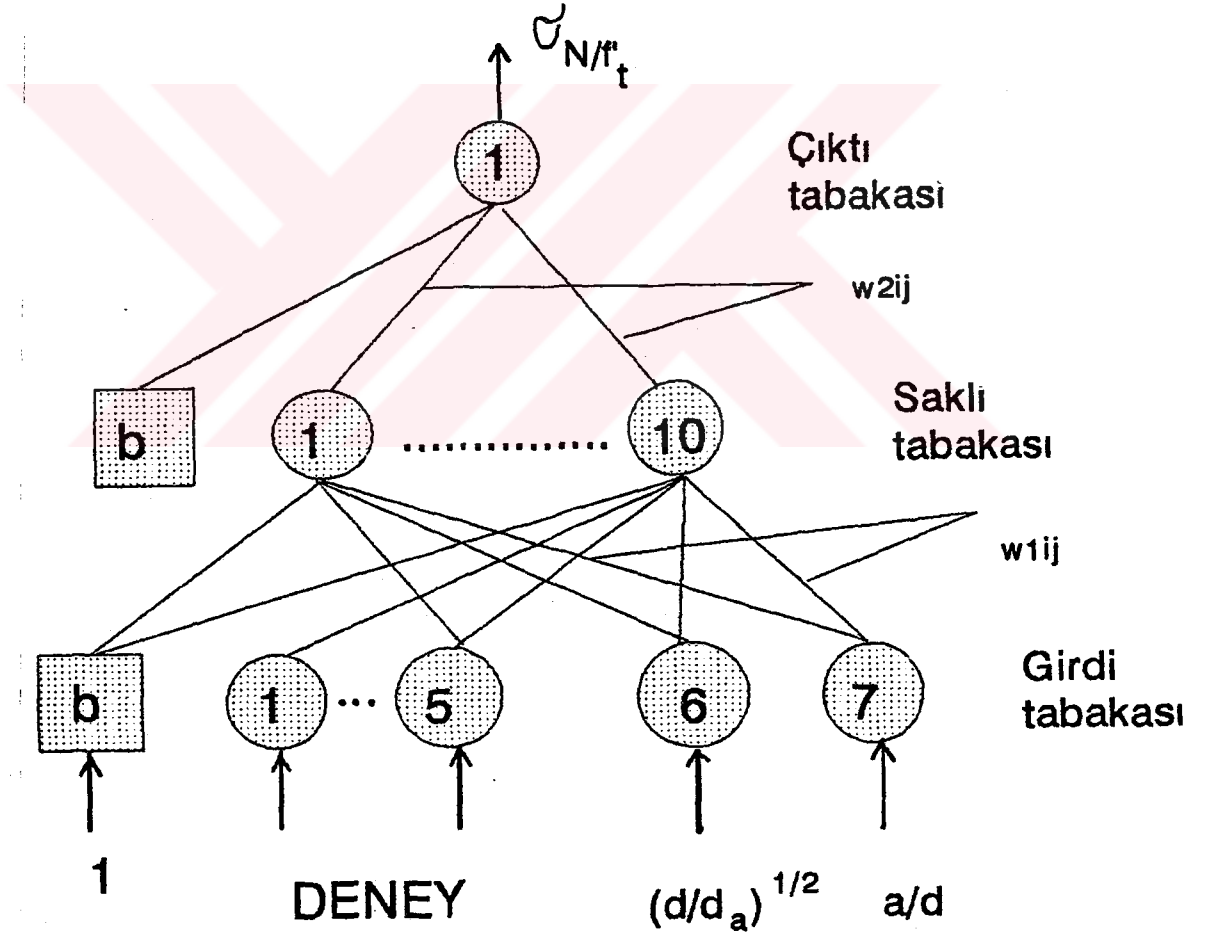
- * 1. kolonu 1 ise, üç noktalı eğilme
- * 2. " 1 " silindirik burulma
- * 3. " 1 " entikli çekme
- * 4. " 1 " eksantrik basınç
- * 5. " 1 " kesme

5. a / d oranı silindirik burulma deneyinde $1/4$ ve $1/6$ şeklinde iki türlüdür. Diğer deney gruplarında sadece $1/6$ oranı esas alınmıştır. Silindirik burulmada mevcut olan iki a / d oranındaki değişimi diğer deney gruplarına da yansıtılmak için tablo 6.2 de görüldüğü gibi deney tipini belirleyen ikili kodlanmış bölümün, ikinci kolonuna 1 basılmıştır. Bu şekilde deney grupları arasında nasıl bir bağlantının mevcut olduğu tesbit edilmeye çalışılmıştır.

6.1.3 Ağ haritasının belirlenmesi

şekil 6.1 de, çalışmada kullanılan backpropagation ağının haritası grlmektedir. Girdi tabakasının nöron sayısı bir adet bias, beş adet ikili olarak kodlanmış deney belirteci, bir adet $(d / d_a)^{1/2}$, bir adet a / d olup sekiz adettir. Uzun çalışmalardan sonra saklı ünitedeki tabaka sayısının tek tabaka olarak alınması uygun

görülmüştür. Birden fazla alınması halinde sistemin ıraksadığı gözlemlenmiştir. Saklı tabakadaki nöron sayısı uzun çalışmalardan sonra on adet olarak alınmıştır. Çıktı tabakasındaki nöron sayısı sadece çıktı σ_N / f_t olduğundan bir olarak alınmıştır.



Şekil 6.1 Seçilen backpropagation ağı haritası

6.1.4 Nöral ağının eğitilmesi

Yirmi adet deney seti ağa sunulmuştur. Ağ çıktısındaki hatayı minimize etmek için backpropagation ağların öğrenme kuralı olan genelleştirilmiş delta kuralı kullanılmıştır. Deneme yanılma yoluyla, ifade 5.10 ve 5.11 deki öğrenme sabitlerinden $\beta = .35$ ve $\alpha = 0$ alınmıştır. $\alpha = 0$ alınmasının sebebi, sıfırdan farklı denemelerin hepsinde sistemde ıraksama gözlemlendiğindedir. Bu sabitlere ilave olarak ifade 2.1 deki T eşik değeri sıfır alınmıştır. 850000 iterasyon sonucu ortalama hata % 4.16 ve deney setleri içinden maksimum hata % 11.18 olarak bulunmuştur. Bu değerden sonra iterasyona devam edildiğinde ortalama hatanın sürekli küçük mertebeye düştüğü buna karşılık maksimum hatanın daha büyük mertebelerde arttığı gözlenmiştir. Bu durumda ağın görevini tamamladığı kabul edilmiş ve bu duruma ait ağırlık gurubu bir sonraki aşamada kullanılmak üzere kayıt edilmiştir.

Tablo 6.3 de 850000 iterasyon sonucu elde edilen çıktı, istenen çıktı ve herbir deney setine ait yüzde hatalar verilmiştir. Mod II durumuna ait deney setlerindeki çıktının ekspansiyoneli alınarak parantez içinde gerçek değerleri verilmiştir. Bu son durum itibariyle ortalama hata % 3.69 maksimum hat % 8.75 olarak değiştirilmiştir.

6.1.5 Nöral ağının denemesi

Bu bölümde, yazılan programın (NETICE) eğitim safhasında elde edilen ağırlık grubunu kullanarak değişik problemlere cevap vermesi istenmiştir. Bu program konvansiyonel modül olarak sadece mod II 'ye ait çıktının düzeltilmesi işlemi mevcuttur. Diğer kısımlar tamamen nöral ağ tekniğiyle çalışmaktadır. Bu konvansiyonel modül şöyle özetlenebilir:

1. $a / d < 1 / 3$ durumu için:

$$\sigma_N / f_t = (\ln \sigma_N / f_t + .004236) / .274 \quad (6.2)$$

Tablo 6.3 Hata değerleri

Deney:	İstenen çıktı:	Ağ çıktısı:	% Hata:
Üç noktalı eğilme	.432	.44576	-3.19
	.369	.34136	7.49
	.275	.27719	-0.80
	.230	.23689	-3.00
Silindirik burulma	.445	.47502	-6.75
	.404	.38326	5.13
	.356	.32565	8.53
	.725	.72749	-0.34
	.653	.63534	2.70
	.577	.56683	1.76
Çentikli çekme	.916	.87824	4.12
	.828	.80942	2.24
	.746	.74719	-0.16
Eksantrik basınç	.960	.90903	5.31
	.842	.76833	8.75
	.659	.61209	7.12
	.487	.48555	0.30
Kesme	.467 (1.595)	.46195 (1.587)	1.08 (0.50)
	.407 (1.503)	.36151 (1.435)	11.18 (4.52)
	.346 (1.414)	.33475 (1.398)	3.25 (1.13)

* Parantez içindeki ifadeler gerçek değerlerdir.

2. $a/d > 1/3$ durumu için:

$$\sigma_N / f_t = \exp (\ln \sigma_N / f_t) \quad (6.3)$$

Görüldüğü gibi modül sadece çıktıyı düzenlemektedir. Böyle iki ifadenin kullanılması doğal logaritma fonksiyonunun grafiğinden kaynaklanmaktadır.

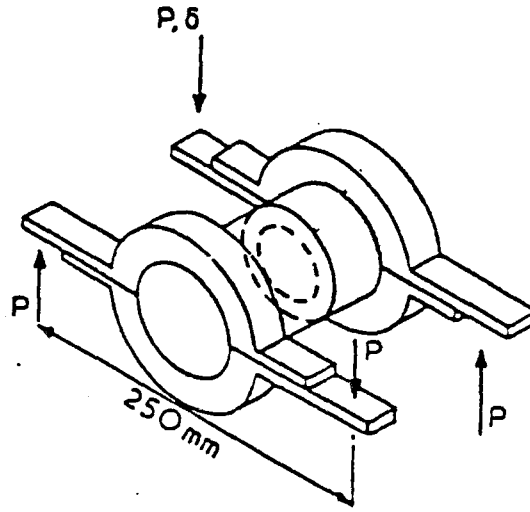
Programda $(d/d_a)^{1/2}$, deney tipi ve a/d oranı girilerek σ_N / f_t değerinin hesaplanmasına çalışılmıştır.

Ağ, ilk önce Barr'ın (1991) relatif çatlak derinliği $d/5$ için yaptığı silindirik burulma deney sonuçlarıyla denenmiş şekil 6.3 de de görüldüğü gibi oldukça yakın sonuçlar elde edilmiştir. Ancak şu nokta önemle vurgulanmalıdır ki Barr ve Bazant'ın deney setlerinin farklılığından dolayı bu mertebedeki bir hatanın eldesi normal görülmektedir. (Şekil 6.4).

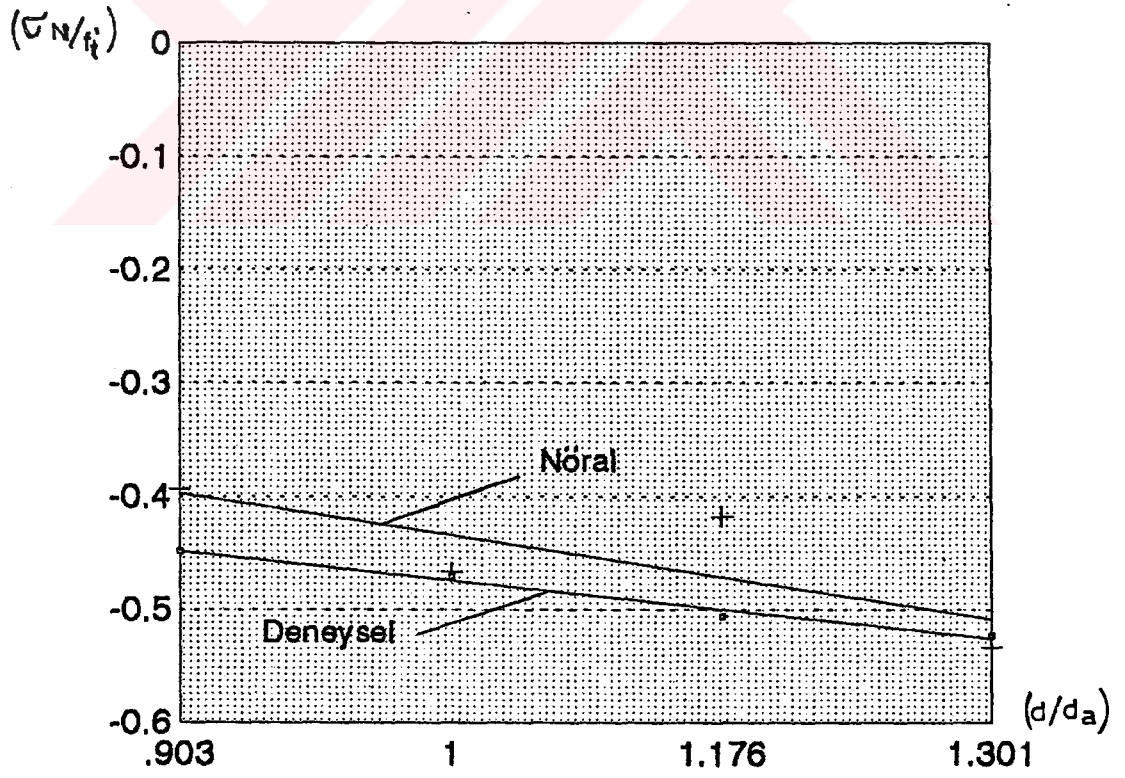
Daha sonra tablo 6.4 te görülen çeşitli d_a/d oranlarına ait kırılma durumlarını ifade eden ($a/d = 1$) ve çentiksiz bir yapıdaki numuneler için ($a/d = 0$) veriler verilmiş ve ağ bu durumlara oldukça olumlu bir karşılık vermiştir.

Tablo 6.4 a/d oranı 0 ve 1 için nöral ağı sonuçları

a/d	d/d_a :	Üç noktalı eğilme :	Çentikli çekme:	Eksantrik basınç:	Kesme:
1	.084	.1303	9.43E-5	9.37E-6	.019
1	.333	.2115	1.27E-4	2.23E-5	.016
0	.084	.3162	.9627	.9600	.7791
0	.333	.5033	.9683	.9947	.8615



Şekil 6.2 Bar'ın deney donanımı



Şekil 6.3 Bar'ın deney sonuçlarının YSA ile karşılaştırılması

6.2 Bulgular

Tablo 6.4 te elde edilen sonuçlar, nöral ağın bu problemi yeterli mertebede çözdüğünü göstermektedir. Çünkü tablo 6.2 de ağa model olarak sunulan verilerin içerisinde kırılma durumuna ait değerler mevcut değildir. Ancak hatırlama safhasında bu durumu temsil eden veriler ağa sunulduğunda sıfıra yakın sonuçları vermesi gerçekten sevindirici bir sonuçtur. Bir istisna olarak tablo 6.4 te de açık olarak görüldüğü gibi üç noktalı eğilme durumuna ait ağ çıktısı sonuçları gerçek değerden biraz uzaktır. Ancak bilindiği gibi beton numuneler üzerinde üç noktalı eğilme deneyi yapmak zordur ve deney stabil değildir. Bu zorluk deney setinden ve ortamdan kaynaklanmaktadır. Şu da ilave edilmelidir ki üç noktalı eğilme deneyi tam olarak mod I kırılma durumunu temsil edememektedir.

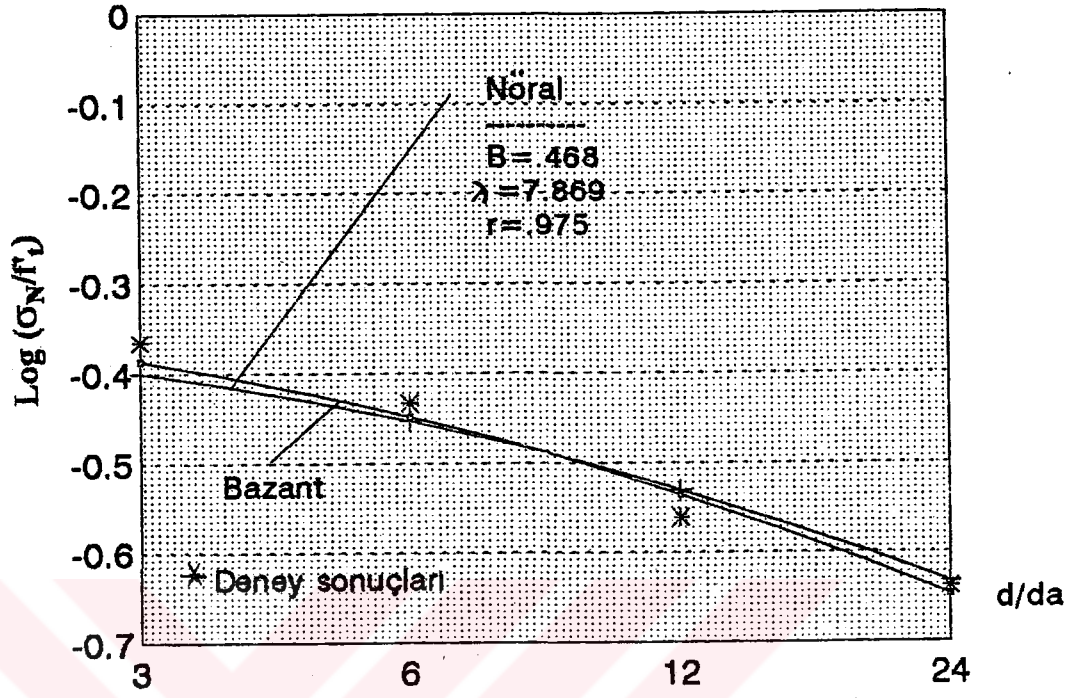
Yine tablo 6.4 te $a / d = 0$ ve $a / d = 1$ oranlarına karşılık gelen diğer veriler aynı olmasına karşın, σ_N / f_t değerinde büyük farkların meydana gelmesi boyut etkisi teorisinde a / d relatif çatlak derinliğinin bir parametre olarak kullanılmasını gerektirmektedir.

Tablo 6.3 te görülen üç noktalı eğilme deneyine ait sonuçlar şekil 6.4 te, çentikli çekme deneyine ait sonuçlar şekil 6.5 te, eksantrik basınç deneyine ait sonuçlar şekil 6.6 da, kesme deneyine ait sonuçlar şekil 6.7 de ve silindirik burulma deneyine ait sonuçlar şekil 6.8 de ve şekil 6.9 da verilmiştir.

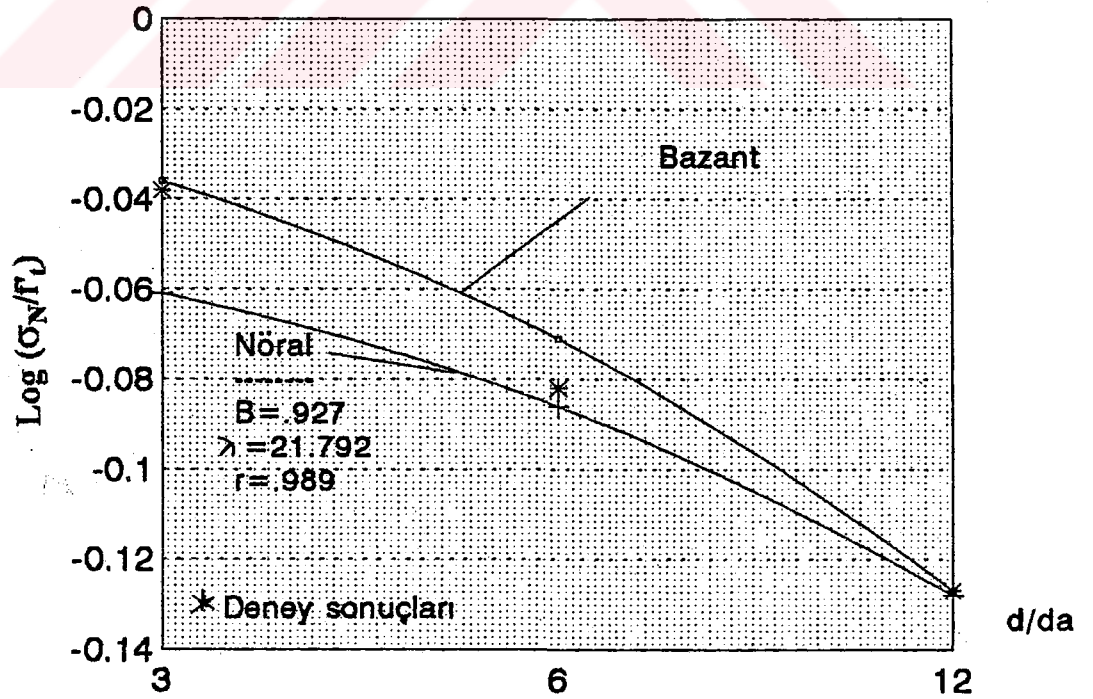
Bu grafikler incelendiğinde, YSA ile elde edilen sonuçların deneysel sonuçlara göre eğiminin daha düşük olduğu gözlemlenmektedir. Bu durumda tablo 6.4 te elde edilen sonuçlar ve YSA ile elde edilen deneysel veriler Kim ve Eo'nun (1990) görüşlerini desteklemektedir.

Diğer taraftan ağ haritasının optimum düzenlenmesinden elde edilen bir diğer önemli sonuç mekanik olarak üç noktalı eğilme deneyi hariç diğer deneylerin aynı karakterde olduğudur. Çünkü a / d oranının değişimine bu deneyler aynı tepkiyi göstermişlerdir.

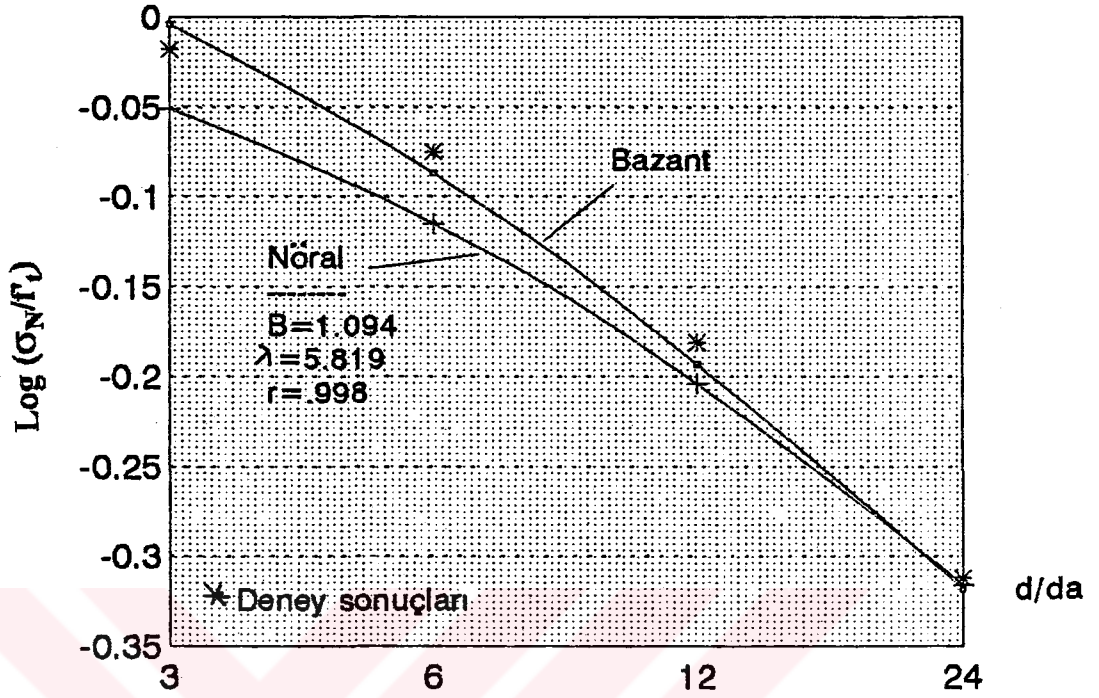
Çentikli çekme deneyinde ve eksantrik basınç deneylerinde σ_N / f_t değeri, seçilen fonksiyonun limit durumuna yakındır. Bunda dolayı bu deneylerde YSA sonuçları $d / d_a = 2$ den küçük değerler için hassas sonuçlar alınamamaktadır. Ancak şartnameler bu değerlerin bile kullanılmasına müsaade etmemektedirler.



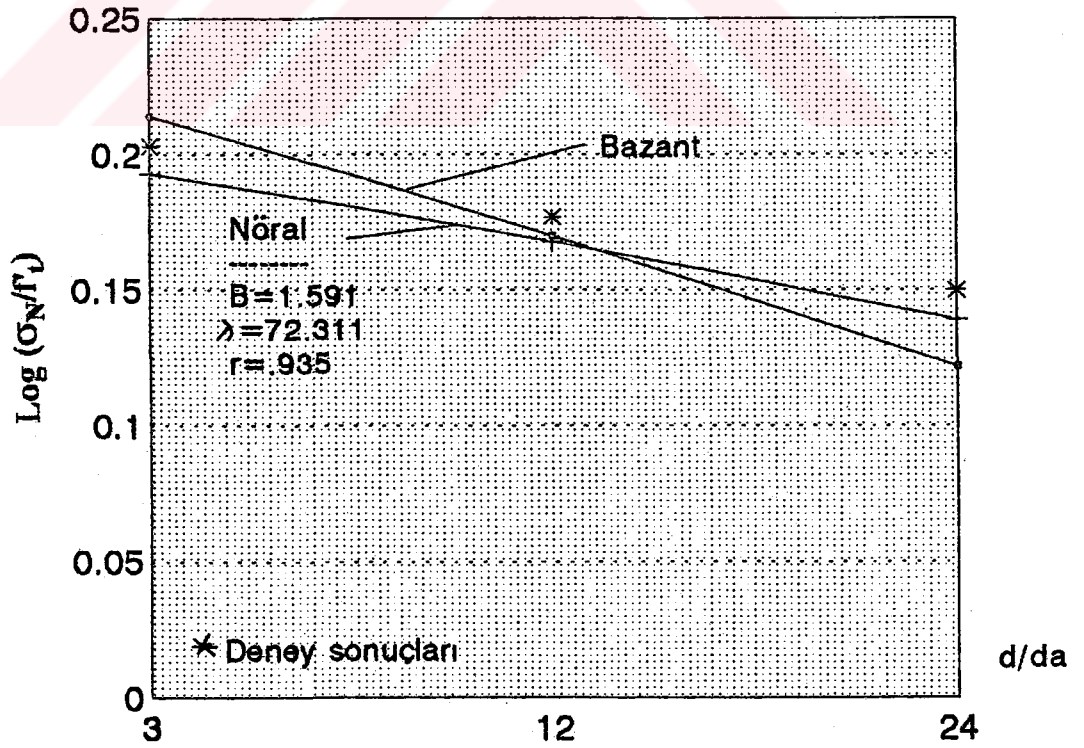
Şekil 6.4 Üç noktalı eğilme deneyine ait sonuçlar



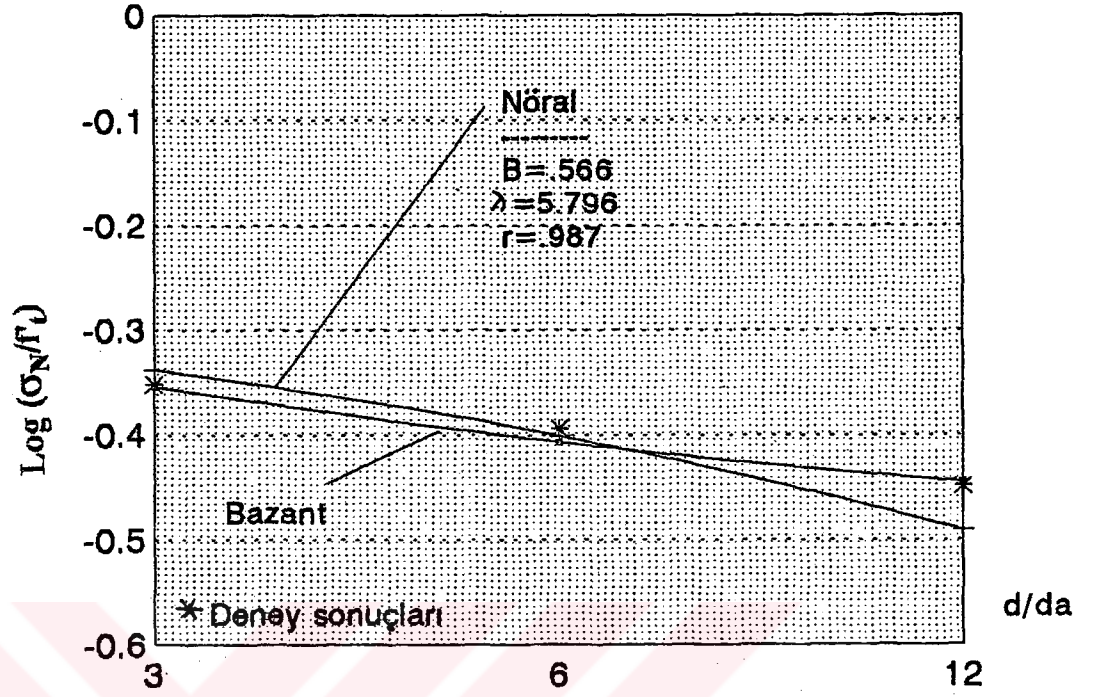
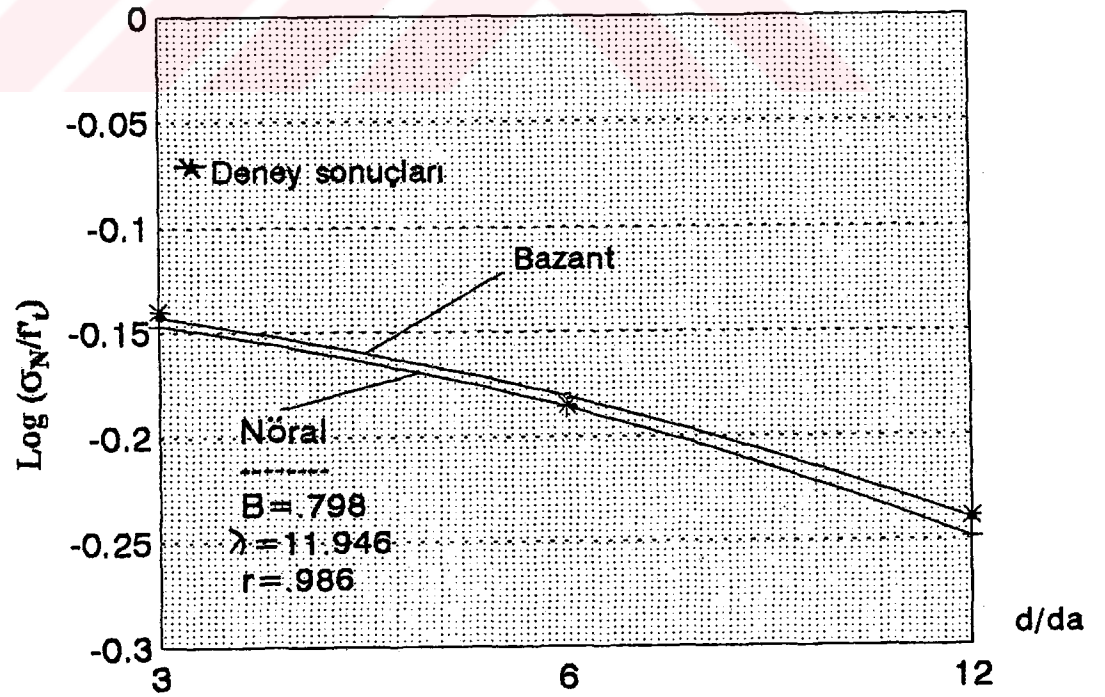
Şekil 6.5 Çentikli çekme deneyine ait sonuçlar



Şekil 6.6 Eksantrik basınç deneyine ait sonuçlar



Şekil 6.7 Kesme deneyine ait sonuçlar

Şekil 6.8 $d/4$ silindirik burulma deneyine ait sonuçlarŞekil 6.9 $d/6$ silindirik burulma deneyine ait sonuçlar

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

YSA'nın 19 y.y. in ilk yarısına kadar uzanan bir geçmişi vardır. YSA'nın arkasında yatan birçok kavram, insan beyninin fonksiyonel işlemlerini doğru modellere oturtmaya çalışan biyolojistlerin araştırmalarıyla oluşturulmuştur.

Günümüzde YSA: ekonomi, iktisat, endüstri mühendisliğinde otomasyonda, elektronik mühendisliğinde elektronik devre tasarımında, tıp alanında, bilgisayar mühendisliğinde, çeşitli zeka problemlerinin çözümünde, optik algulamada, nesne tanımlama gibi birçok konuda uygulama alanı bulmuştur. İnşaat mühendisliğinde ise küçük çapta çalışmalar yapılmıştır. Ancak yeni gelişen bu çözümleme tekniğinin inşaat mühendisliği problemlerine uygulanmasında atılan küçük adımlar olarak değerlendirilirse, ileride yapılacak yeni ve büyük gelişmelerin üstüne bina edilmesi açısından oldukça önem taşımaktadır.

Sunulan çalışma, bu konuda yapılacak bir seri araştırmanın ilk adımını teşkil etmektedir. Bu nedenle NETICE ile başarılı bir şekilde uygulama yapılmış olması oldukça önem arz etmektedir.

Takdim edilen metodun hesaplama hızı konvansiyonel programlama tekniği ile yapılan çözüme kıyasla fazladır. Önemle vurgulanması gereken bir diğer üstünlük ise aynı nöral ağ ile hemen her türlü problemin çözülmesine olanak sağlanmasıdır. Problemin türüne göre ağ sadece nöron sayısı ve ağırlıkların değişimine ihtiyaç göstermektedir. Halbuki konvansiyonel programlama tekniklerinde her tür problem için ayrı bir programa gereksinim vardır. Nöral ağları bu özelliği ile, sıkıcı ve tekrardan ibaret olan yapının tasarlanması ve çözümlenmesi için büyük bir kolaylık getirecektir. Bu ise hesaplama zamanının çok çok azalması ve bilgisayar kapasitesinin çok daha optimum olarak kullanılması ile sağlanmaktadır.

Bu tür sistemler uzman sistemlerde olduğu gibi bir uzmanın bilgisine ihtiyaç gösterir. Çünkü problem seçilen ağa iyi tanımlanması gerekir. İlave olarak ağ tipinin ve haritasının probleme göre iyi seçilmesi gereklidir. İnşaat mühendisliği problemleri kesin olamayan verilerden kesin sonuçlar isteyen türdendir. Bu özelliği ile sadece denetlenmiş öğrenme kullanan ağlar kullanılabilir. Ayrıca esnek olmalıdır. Yani sonradan ilave edilebilecek eğitim setlerinin kullanımına izin vermelidir. Diğer taraftan inşaat mühendisliği problemlerinin birçoğu non-lineer bir yapıdadır. Dolayısıyla seçilen ağ non-lineer problemleri çözebilecek kapasitede olmalıdır.

Bilgisayarların tüm bilim dallarında hakim olduğu günümüzde, matematiksel modellere olan bağımlılık gittikçe artmaktadır. Bunun sonucu olarak diğer bir çok bilim dallarında başarı ile uygulanan YSA nun inşaat mühendisliğinde çok kısa bir gelecekte hak ettiği yeri alacağı inancı yapay zeka ile uğraşan inşaat mühendisleri tarafından kuvvetli bir şekilde destek görmektedir.



KAYNAKLAR

- ARBIB, M. (1987). Brains, Machines And Mathematics. Springer Verlag. Inc. Newyork. 2nd Edition.**
- ARSLAN, A. (1992). İnşaat Mühendisliğinde Uzman Sistem Uygulamaları. İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı III. Sempozyumu. İ. T. Ü. İnşaat Fakültesi. İstanbul.**
- ARSLAN, A. ve İNCE, R. (1993). Betonarme Kolonların Tasarımında Nöral Ağ Modell Uygulaması. TÜBİTAK, DOĞA Türk Mühendislik Ve Çevre Bilimleri. (Teslim edilmiştir).**
- ARSLAN, A. ve İNCE, R. (1994a). A Neural Network Application On Design Of R. C. Flat Slabs. Computational Structures Technology, Civil Comp. Conf. Athens, Greece. (Yayınlanacak).**
- ARSLAN, A. ve İNCE, R. (1994b). Yapı Mühendisliğinde Nöral Ağlar Ve Uygulama Potansiyeli. İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı IV. Sempozyumu. İ. T. Ü. İnşaat Fakültesi. İstanbul. (Yayınlanacak).**
- ASTM Test Method E399-74. Standart Method Of Test For Plane Strain Fracture Toughness Of Metallic Materials.**
- B. S. 5762. (1979). Crack Opening Displacement (C. O. D.) Testing.**
- B.S. 5447. (1977). Plane Strain Fracture Toughness Of Metallics Materials.**
- BARR, B. ve BEAR, T. (1977). Fracture Toughness. Concrete, 11. pp:30-32**
- BAZANT, Z. P. (1985a). Fracture In Concrete And R. C. Mechanics of Geomaterials. pp:259-303.**

- 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. XI, Y. (1990). Statistical Size Effect In Concrete Structures: Nonlocal Theory. Report No. 90-5/616s. Center For Advanced Cement Based Materials, Northwestern University, Evanston.**
- BAZANT, Z. P. ve KAZEMI, M. T. (1989). Size Dependence Of Concrete Fracture Energy Determined By RILEM Work-Of-Fracture Method. Report No. 89-12/B623s, Center For Advanced Cement-Based Materials, Northwestern University, Evanston, IL; Also Int. J. Of Fracture, In pers.**
- BAZANT, Z. P. ve OH, B. H. (1983). Crack Band Theory For Fracture Of Concrete. Mater. and Struct., V. 16, No. 93, pp:155-177**
- BAZANT, Z. P. ; KIM, O. K. ve PFEIFFER, P. A. (1986). Non-linear Fracture Properties From Size Effect Tests. Journal Of Struct. Eng. ASCE V. 112, No. 2, pp:289-307**
- BAZANT, Z. P. ve PFEIFFER, P. A. (1987). Determination Of Fracture Energy From Size Effect And Brittleness Number. ACI Mater. J. V. 84, No.6, pp:463-480**
- BAZANT, Z. P. (1984). Size Effect In Blunt Fracture: Concrete, Rock. J. Eng. Mech. ASCE, V. 110, No. 12 pp:1693-1712.**
- BAZANT, Z. P. ve PRAT, P. C. (1988a). Measurement Of Mode III Fracture Energy Of Concrete. Nuclear Eng. And Des. V.106, pp:1-8.**
- BAZANT, Z. P. ;ŞENER, S. ve PRAT, P. C. (1988). Size Effect Of Torsional Failure Of Plain And R. C. Beams Mater. And Struct. V. 21 pp:425-430.**

- BAZANT, Z. P. (1986a). Seminar, Rensselaer Polytechnic. Ins. Tray. Jan. 31.
- BAZANT, Z. P. ve KIM, JIN-KEUN, Authors' Closure To Discussion Of. (1985).
Size Effect In Shear Failure Of Longitudinally R. C. Beams. ACI Journal,
Proceedings V. 82 No.4 pp:579-583.
- BAZANT, Z. P. (1985b). Comment On Hillerborg's Comparison Of Size Effect
Law With Fictitious Crack Model. Politecnio Di Milano, pp:335-338.
- BAZANT, Z. P. (1986b). Fracture Mechanics And Strain-Softening Of Concrete.
Proceedings. U. S.- Japan Seminar On Finite Element Analysis Of R. C. Struc.
- BAZANT, Z. P. (1987). Fracture Energy Of Heterogeneous Material And
Similitude. Preprints, RILEM-SEM Int. Con. On Fracture Of Concrete And
Rock. Houston.
- BAZANT, Z. P. ve PRAT, P. C. (1988). Effect Of Temperature And Humidity
On Fracture Energy Of Concrete. ACI Materials J.84, pp:262-271.
- BAZANT, Z. P. ve GETTU, R. (1989). Determination Of Nonlinear Fracture
Characteristics And Time Dependence From Size Effect. Int. Con. In
Fracture Of Concrete And Rock. Cardiff, U. K.
- BAZANT, Z. P. ve CAO, Z. (1986a). Size Effect In Shear Failure Of Prestressed
Concrete Beams. ACI J. Proceedings. V.83, No.2, pp:260-268.
- BAZANT, Z. P. ve SUN, H. H. (1987) Size Effect Of Diagonal Shear Failure:
Effect Of Aggregate Size And Stirrups. ACI Materials Journal, V. 84, No. 4
pp:259-272.
- BAZANT, Z. P. ve CAO, Z. (1986b) Size Effect In Brittle Failure Of
Unreinforced Pipes. ACI J. Proceedings, V. 83, No. 3 pp:369-373.

- BAZANT, Z. P. ve CAO, Z. (1987). **Size Effect In Punching Shear Failure Of Slabs.** ACI Struct. J. V. 84, No. 1, pp:44-53.
- BAZANT, Z. P. ve ŞENER, S. (1988). **Size Effect In Pull-Out Tests.** ACI Materials J. V. 85, No. 5, pp:347-351.
- BAZANT, Z. P. ve KAZEMI, M. T. (1991). **Size Effect On Diagonal, Shear Failure Of Concrete Beams Without Stirrups.** ACI Struct. J. V. 88, No. 3, pp:268-276.
- BAZANT, Z. P. ; KAZEMI, M. T.; HASEGEVA, T. ve MAZARS, J. (1991). **Size Effect In Brazilian Split-Cylinder Tests; Measurements And Fracture Analysis.** ACI Materials J. V. 88, No.3, pp:325-332.
- BLAKEY, F. A. (1957). **Some Consideration Of The Cracking Or Fracture Of Concrete.** Civil Eng. and Public Works Review.
- BROEK, D. (1991). **Elementary Engineering Fracture Mechanics.** Kluwer Academy Publisher. pp:130-136. Dordrecht. Netherlands.
- BROODBERG, A. (1948). **Cause Of Cleavage Fracture In Ship Plate Tests Of Wide Notched Plates.** Welding J. Res. Suppl. 27. pp:186-199.
- CARPINTERI, A. (1981) **Experimental Determination Of Fracture Toughness Parametres K_{Ic} And J_{Ic} For Aggregative Materials.** Proceeding Of The 5th Int. Conf. On Fracture. pp:1491-1498. Cannes.
- DANTU, P. (1958). **Etude Des Contraintes Dans Les Milieux Heterogenes Application Au Beton.** Annales De L Institut Technique De Batiment Et Des Travaux Publics. pp:55-77.
- DUGDALE, D. S. (1960). **Yielding Of Steel Sheets Containing Slits.** J. Mech. Phys. Solids.8. 100-8

- GLUCKLICH, J. (1968). Diagramatic Stress-Strain Of Concrete In Compression. Cement and Concrete Association. pp:176-189. London.**
- GRIFFITH, A. A. (1921). The Phenomena Of Rupture And Flow In Solids. Phil. Trans. Soc. pp:163-197. London.**
- GRIFFITH, A. A. (1924). The Theory Of Rupture. Proc. 1st Int. Con. Appl. Mech (delft). pp:55-63**
- HEBB, D. (1949). The Organization Of Behavior. Wiley, Newyork.**
- HILLERBORG, A. (1985). The Theoretical Basis Of A Method To Determine The Fracture Energy G_F Of Concrete. RILEM Technical Committe-50. pp:25-30**
- HILLERBORG, A. (1978) A Model For Fracture Analysis. Division Of Building Materials The Lund Inst. Of Thec. Sweden.**
- HILLERBORG, A. et. al. (1976). Analysis Of Crack Formation And Crack Growth In Concrete By Means Of Fracture Mechanics And Finite Elements. Cem. Concr. Res., No. 6, pp:773-782.**
- HINTON, G. E. (1992). How Neural Networks Learn From Exprience. Scientific American. Sept.**
- HINTON, G. E.; PLAUT, D. C. ve SHALLICE, T. (1993). Beyin Hasarlarının Sımülasyonu. Bilim Scientific American Tükçe Baskı, V.4 pp:58-64.**
- HOPFIELD, J. J. (1982). Neural Networks And Physical Systems With Energent Collective Computational Abillities. Proceedings Of The National Academy Of Science, 75. pp:2554-2558.**

- HOPFIELD, J. J. (1984). Neurons With Graded Reponse Have Collective Computational Properties Like Those Of Two-State Neurons. Proceedings Of The National Academy Of Science, 81. pp:3088-3092.**
- HOPFIELD, J. J. (1988). Artificial Neural Networks. IEEE Circuits And Devices Magazine. pp:3-10.**
- ENGLISH, C. E. (1913). Stresses In A Plate Due To The Presence Of Cracks And Sharp Corners. Trans. Inst. Noval Arc. 55. pp:219-230.**
- IRIE, B. ve MIYAKE, S. (1988). Capabilities Of Three-Layered Perceptron In Proceedings IEEE Int. Conf. On Neural Networks.**
- IRWIN, G. R. (1924). Fracture Mechanics. J. Appl. Phys. 24**
- IRWIN, G. R. (1962) Discussion Of The Paper Crack Propagation, And The Fracture Of Concrete. Journal Of ACI.**
- KAPLAN, M. F. (1965). The Application Of Fracture Mechanics To Concrete. The Structure Of Concrete. Proceedings Of Int. Cont. London.**
- KAPLAN, M. F. (1961). Crack Propagation And The Fracture Of Concrete. Journal Of ACI.**
- KIM, J. K. ve EO, S. H.(1990). Size Effect In Concrete Specimens With Dissimilar Initial Cracks. Magazine Of Concrete Research, 42 No. 153, pp:233-238.**
- KOHONEN, T. (1981). Automatic Formation Of Topological Maps Of Patterns In A Self-Organizing System. In Proceedings. Seconds Scandinavian Conf. On Image Analysis. pp:214-220.**
- KOHONEN, T. (1982). Self-Organized Formation Of Topologically Correct Feature Maps. Biological Cybernetics, 43. pp:59-69.**

- KOHONEN, T. (1989). An Introduction To Neural Computing. Neural Networks, 1. (1). pp:3-16.**
- LAWN, B. R. WILSHAW, T. R. (1975). Fracture Of Brittle Solids. Cambridge University Pres. Cambridge.**
- MARTI, P. (1989). Size Effect In Double-Punch Tests On Concrete Cylinders. ACI Mater. J. V. 86, No. 6, pp:597-601.**
- Mc. COLLOCH, W. S. ve PITTS, W. (1943). A Logical Calculus Of The Ideas Immanent In Neural Nets. Bulletin Of Mathematical Biophysics, 5. pp:115-137.**
- MELSA, P. J. W. (1989). Neural Networks: A Conceptual Overview Report TRC-89-08, Tellabs Research Center.**
- MINDESS, S. LAWRENCE, J. ve KESLER, C. F. (1977). The J Integral As A Fracture Criterion For Fibre R. C. Cement and Concrete Research, 7.**
- MINDESS, S. NADEAU, J. S. ve HAY J. M. (1974). Effect Of Different Curing Conditions On Slow Crack Growth In Cement Paste. Cement And Concrete Research, 4. pp:953-965.**
- MINSKY, M. ve PAPERT, S. (1969). Perceptron. Cambridge, MA:MIT Pres.**
- NAUS, D. J. ve LOTT, J. L. (1969). Fracture Toughness Of Portland Cement Concretes. Journal Of ACI.**
- NAUS, C. (1973). Fracture Mechanics Applicability To Portland Cement Concretes. Technical Manuscript M-42, Construction Eng. Research Laboratory Champaining, Illinois.**

- NEVILLE, A. M. (1959). **Some Aspects Of The Strenght Of Concrete**. Civil Eng. Part I. 54 pp:1153-1156. London.
- NEWMAN, J. B. ve NEWMAN, K. (1971). **Stress-Strain Curves For a Typical Loaded In Uniaxial Compression**. Solid Mechanics And Engineering Design. pp:963-995. Newyork.
- OROWAN, E. (1949). **Fracture And Strenght Of Solids**. Rep. Prof. in Phys. Soc.12. pp:185-232. London
- PETERSON, P. E. (1981). **Crack Growth And Development Of The Fracture Zone In Plain Concrete And Similar Materials**. Div. Of Building Materials-Lund Inst. Of Technology. Sweden.
- RICE, J. R. (1968). **Fracture**. Vol II. Academic Press. Newyork.
- RILEM Technical Comittee-50 -FMC (1985). **Determination Of The Fracture Energy Of Mortar And Concrete By Means Of Three Point Bend Tests On Notched Beams**. Proposed RILEM Recommendation, Mat. And Struct,18 (106).
- ROSENBLATT, F. (1961). **Principles Of Neurodynamics**. Spartan, Newyork.
- RUMELLHART, D. HINTON, G. E. ve WILLIAMS, R. J. (1986). **Parallel Distributed Processing:Explarations In The Microstructure Of Congnition**. The MIT Press. Cambridge.
- SACK, R. A. (1946). **Extension Of Griffith's Theory Of Rupture To Three Dimension**. Proc. Phys. Soc.58. pp:729-736. London
- SHAH, S. P. (1991). **Size Effect Methods For Determining Fracture Energy And Process Zone Size Of Concrete**. Materials And Structures, 23 pp:461-465.

- SREDDON, I. N. (1946). The Distribution Of Stress In The Neighbourhood Of A Crack In An Elastic Solid. Proc. Roy. Soc. A 187. pp:229-260 London.**
- VILE, G. W. D. (1968). Idealization Of Stresses Around A Single Aggregate Particle At The Discontinuity Point Under Uniaxial Compression. The Structure Of Concrete pp:275-288. London.**
- WATANABE, F. (1972). Three Branches Of Complete Stress-Strain Curve For Concrete. Mechanical Behavior Of Materials. Vol. 4. The Society Of Material Science. pp:153-161. Japan.**
- WELLS, A. A. (1961). Unstable Crack Propagation In Metals. Royal Area Soc. Symp. On Crack Propagation. 210-30. Cranfield.**
- WESTERGAARD, H. M. (1939). Bearing Pressures And Cracks Tran. ASME. Jour. Appl. Mech. 61 pp:A49-A53.**
- WEIBULL, W. (1938). A Statistical Theory Of The Strength Of Materials. Royal Swedish Academy Of Eng. Sci. Proc. 151. pp:1-45**
- WIDROW, B. (1963). Adaline and Madaline. IEEE-ICNN.**
- WIDROW, B. ve STEARNS, S. (1985). Adaptive Signal Proceedings. Printice Hall. Englewood.**
- WYATT, O. H. ve HUGHES, D. (1974). Metals, Ceramics and Polymers. Cambridge University Pres.**
- WIDROW, B. ve HOFF, M. (1962). Generalization And Information Storage In Networks Of Adaline 'Neurons'. Self Organizing Systems. Spartan Bodes, Washington D. C.**

ZAITSEV, Y. V. ve KOVLER, K. L. (1985). Notch Sensivity Of Concrete And Size Effect. Part I:Effect Of Specimen Size And Crack Lenght By 3-point Bending. Cem. Concr. Res., No.6 pp:979-987.

ZWICKY, F. (1923). Cleavage Strenght Of Roch Salt. Physik Z.24. pp:131-137

