

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**GEOMETRİK BENZER VE BENZER OLMAYAN ÇENTİKLİ BETON
KİRİŞLERİN KIRILMA MEKANİĞİ PRENSİPLERİYLE İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Gizem ADANIR

111115102

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Yapı

Danışman: Prof. Dr. Ragıp İNCE

EKİM-2016



**GEOMETRİK BENZER VE BENZER OLMAYAN ÇENTİKLİ BETON
KİRİŞLERİN KIRILMA MEKANİĞİ PRENSİPLERİYLE İNCELENMESİ**

İnş. Müh. Gizem ADANIR

Yüksek Lisans Tezi

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. Ragıp İNCE

EKİM-2016

ÖNSÖZ

Lisans eğitiminde derslerini ilgiyle dinlediğim, yüksek lisansta çalışma şansı bulduğum; tez çalışmam boyunca tüm bilgi birikimi ile bana vakit ayıran ve destek olan danışman hocam Sn. Prof. Dr. Ragıp İNCE'ye teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Laboratuvar çalışmaları boyunca yanımda olan Dicle Üniv. Arş. Gör. Dr. Senem YILMAZ ÇETİN'e katkıları ve desteği için teşekkürlerimi sunarım.

Attığım her adımda beni destekleyen, cesaretlendiren ve bana güvenen canım aileme ve sevgili eşim Yalçın ADANIR'a sonsuz teşekkürler; iyi ki varsınız.

Gizem ADANIR
Elazığ-2016

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET.....	V
ABSTRACT.....	VI
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	VII
TABLolar LİSTESİ.....	IX
KISALTMALAR.....	X
SEMBOLLER LİSTESİ	XI
1. GİRİŞ.....	1
2. KIRILMA MEKANİĞİ	3
2.1. Kırılma.....	3
2.1.1. Kırılma Mekanîği ve Tarihsel Gelişimi.....	3
2.1.2. Lineer Elastik Kırılma Mekanîği.....	4
2.2. Betonun Lineer Olmayan Kırılma Teorileri	7
2.2.1. İki Parametrelî Model	8
2.2.1.1. Komplians Metot	8
2.2.1.2. Pîk Yûk Metodu.....	9
2.2.2. Boyut Etkisi Modeli.....	9
2.3. Betonun Kırılma Mekanîği	12
3. SINIR ETKİSİ MODELİ.....	18
3.1. Asimptotik Sınır Etkisi Modeli.....	18
3.2. Sınır Etkisi Modeli İle Boyut Etkisi Modelinin Karşılaştırılması	21
4. DENEYSEL ÇALIŞMALAR	22
4.1. Beton Karışım Hesabı.....	22
4.1.1. Birinci Seri Beton Karışım Oranları	23
4.1.2. İkinci Seri Beton Karışım Oranları.....	24
4.1.3. Üçüncü Seri Beton Karışım Oranları.....	25
4.1.4. Dördüncü Seri Beton Karışım Oranları	26
4.2. Deneyin Yapılışı	27
4.2.1. Numune Hazırlanması	27

5.	ANALİZLER	32
5.1.	İki Parametrelı Model İle Analiz	34
5.2.	Sınır Etkısı Modeli İle Analiz.....	45
6.	SONUÇLAR.....	55
	KAYNAKLAR.....	56



ÖZET

Tüm malzemeler kusur ve çatlak içerir. Bu çatlaklar yük altında zamanla büyür ve gözle görülür duruma gelir. Çatlakların tespiti ve hasarın belirlenmesi, bu hasarın sebebini anlamak ve tekrarlanmasını engellemek adına önemlidir. Bunu yapabilmenin en iyi yolu Kırılma Mekaniği Prensiplerini kullanmaktır. Herhangi bir yapıyı Kırılma Mekaniğine göre analiz edebilmek için öncelikle kırılma parametrelerinin tespit edilmesi gerekir. Bu tez çalışmasında dört farklı beton karışımı oluşturulmuştur. Kesikli ve sürekli granülometriye sahip karışımlar kullanılarak çentikli beton kirişler üretilmiştir. Numunelerin kırılma yükleri belirlenerek bu değerler yardımıyla İki Parametrelili Model (İPM) ve Sınır Etkisi Modeline göre analiz yapılmıştır. İki Parametrelili Model ile yapılan analizde aynı boyutlu numunelere ait kırılma parametrelerinin, farklı boyuttaki numunelere göre daha küçük elde edildiği tespit edilmiştir. Sınır Etkisi Modeli ile yapılan analizlerde ise geometrik benzer numunelerin kırılma parametreleri ile geometrik benzer olmayan numunelerin kırılma parametrelerinin birbirine yakın olduğu görülmüştür.

Anahtar kelimeler: Beton, Kırılma mekaniği, İki parametrelili model, Sınır etkisi modeli.

ABSTRACT

Investigation of Geometrical Similar and Dissimilar Beams By Fracture Mechanics Principles

All materials contain flaws and cracks. Over time, these cracks grow under load and become visible. Detection of cracks and damage is important in terms of understanding the reason of such damage and preventing recurrence. The best way to do this is to use the Principles of Fracture Mechanics. To analyze any structure according to the Fracture Mechanics, fracture parameters must be determined first. In this thesis, four different concrete mixtures were prepared. Using mixtures that have gap-graded and continuously graded, notched concrete beams were produced. Determining fracture loads of the samples, analyzes were made with the help of these values according to Two-Parameter Model (IPM) and Boundary Effect Model. In the analysis with the Two-Parameter Model, it was determined that fracture parameters of the samples in the same size are obtained smaller than the samples in different sizes. In the analysis with the Boundary Effect Model, it was observed that fracture parameters of geometrically similar samples and geometrically dissimilar samples are close to each other.

Keywords: Concrete, Fracture mechanics, Two-parameter model, Boundary effect model.

ŞEKİLLER LİSTESİ

SayfaNo

Şekil 2.1. Malzemedeki kusurların oluşturduğu gerilme yığılmaları	4
Şekil 2.2.a)Yük altında çatlak veya boşluk içermeyen bir malzemedede gerilme akımı b)Çatlak veya boşluk gibi süreksizlik içeren bir malzemedede meydana gelen gerilme akımı ve süreksizlik ucunda meydana gelen gerilme yığılmaları	5
Şekil 2.3. Kırılma Modları	6
Şekil2.4.İki parametrelili modelde kırılma parametrelerinin tayini a)çentikli üç noktalı eğilme numunesi b)tipik bir P-CMOD eğrisi.....	8
Şekil 2.5.Boyut etkisi modeline göre önerilen numune geometrisi.....	10
Şekil 2.6. Betonun heterojen yapısı.....	12
Şekil 2.7. Agregası, çimento ve betonun karakteristik gerilme-şekil değıştirme eğrisi.....	13
Şekil 2.8. Kırılma süreci bölgesi	14
Şekil 2.9. Betonda Tokluk Artışına Sebep Olan Mekanizmalar	15
Şekil 2.10. a)Yük-Deformasyon İlişkisi b)Kırılma Süreci Bölgesi.....	16
Şekil 2.11. Değişik malzeme sınıfları için kırılma süreci bölgeleri	17
Şekil 3.1. a) 3 noktalı eğilme örneğı b) Kompakt çekme örneğı.....	19
Şekil 3.2. a) Küçük sınır çatlaklı geniş plağın yarı gevrek kırılma davranışı b) Sonlu boyutlu numunenin kırılma davranışı.....	20
Şekil 4.1. Kalıpların hazırlanması	27
Şekil 4.2. Mikserde beton karışımının oluşturulması.....	27
Şekil 4.3. Karışımın kalıplara dökülmesi	28
Şekil 4.4. Numunelere çentik açma işlemi	28
Şekil 4.5. Üç noktalı eğilme deneyi d=50 mm	30
Şekil 4.6. Üç noktalı eğilme deneyi d=100 mm	30
Şekil 4.7. Üç noktalı eğilme deneyi d=200 mm	31
Şekil 4.8. Deney sonucu kırılan numuneler	31
Şekil 5.1.Seri No:1, K8-d=50, 100, 200 mm.....	37
Şekil 5.2. Seri No:1, K8-d=100.....	38
Şekil 5.3. Seri No:2, K16-d=50, 100, 200 mm.....	39
Şekil 5.4. Seri No:2, K16-d=100 mm.....	40
Şekil 5.5. Seri No:3, S8-d=50, 100, 200 mm	41
Şekil 5.6. Seri No:3, S8-d=100 mm	42
Şekil 5.7. Seri No:4, S16-d=50, 100, 200 mm	43
Şekil 5.8. Seri No:4, S16-d=100 mm	44

Şekil 5.9. $d_{\max}=8$ mm kesikli granülometri, Seri No:1, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0=\text{sabit}=0.2$	47
Şekil 5.10. $d_{\max}=8$ mm kesikli granülometri, Seri No:1, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0=0.2, 0.3, 0.2$	48
Şekil 5.11. $d_{\max}=16$ mm kesikli granülometri, Seri No:2, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0=\text{sabit}=0.2$	49
Şekil 5.12. $d_{\max}=16$ mm kesikli granülometri, Seri No:2, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0=0.2, 0.3, 0.2$	50
Şekil 5.13. $d_{\max}=8$ mm sürekli granülometri, Seri No:3, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0=\text{sabit}=0.2$	51
Şekil 5.14. $d_{\max}=8$ mm sürekli granülometri, Seri No:3, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0=0.2, 0.5, 0.2$	52
Şekil 5.15. $d_{\max}=16$ mm sürekli granülometri, Seri No:4, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0=\text{sabit}=0.2$	53
Şekil 5.16. $d_{\max}=16$ mm sürekli granülometri, Seri No:4, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha=0.2, 0.3, 0.2$	54



TABLÖLAR LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 4.1. Karışım oranları, $d_{\max}=16$ mm, kesikli granülometri	23
Tablo 4.2. Karışım oranları, $d_{\max}=8$ mm, kesikli granülometri	24
Tablo 4.3. Karışım oranları, $d_{\max}=8$ mm, sürekli granülometri	25
Tablo 4.4. Karışım oranları, $d_{\max}=16$ mm, sürekli granülometri	26
Tablo 4.5. Numune geometrileri.....	29
Tablo 5.1. Kesikli $d_{\max}=8$ mm, Seri No:1.....	32
Tablo 5.2. Kesikli $d_{\max}=16$ mm, Seri No:2.....	32
Tablo 5.3. Sürekli $d_{\max} = 8$ mm, Seri No:3.....	33
Tablo 5.4. Sürekli $d_{\max} = 16$ mm, Seri No:4.....	33
Tablo 5.5. $CTOD_c - K_{IC}^S$ ilişkisinden elde edilen kırılma parametreleri	36
Tablo 5.6. $K_{IC}^S - CTOD_c$ ilişkisinden elde edilen kırılma parametreleri	36
Tablo 5.7. Sınır etkisi modeli ile analiz sonucu bulunan parametreler	46

KISALTMALAR LİSTESİ

ACI	:	AMERİKAN BETON ENSTİTÜSÜ
BEK	:	BOYUT ETKİSİ KANUNU
LEKM	:	LİNEER ELASTİK KIRILMA MEKANİĞİ
İPM	:	İKİ PARAMETRELİ MODEL
RILEM	:	AVRUPA LABORATUVAR BİRLİĞİ
TS	:	TÜRK STANDARTLARI



SEMBOLLER LİSTESİ

A	:	Numunenin kesit alanı
a	:	Elipitik boşluğun uzun boyutu
a_0	:	İlk çatlak boyu
a_c	:	Kritik çatlak boyu
a^*_{∞}	:	Referans çatlak boyu
a_e	:	Eşdeğer çatlak boyu
b	:	Elipitik boşluğun kısa boyutu
C_i	:	Başlangıç komplians değeri
C_u	:	Maksimum yükteki komplians değeri
$CTOD_c$	:	Kritik çatlak ucu açılımı
d_{max}	:	Maksimum agrega çapı
E	:	Elastisite modülü
f_1, f_2, f_3	:	Numunenin geometrisi ve yüklemesine bağlı fonksiyonlar
f_{cc}	:	Betonun 100 mm lik küp üzerinden basınç dayanımı
f_t	:	Malzemenin çekme dayanımı
G_C	:	Kritik enerji salıverme oranı
G_f	:	Betonun kırılma enerjisi
K	:	Gerilme şiddet çarpanı
K_c	:	Kritik gerilme şiddet çarpanı
K_{IC}	:	Açılma modu kırılma tokluğu
K_{IIC}	:	Kayma modu kırılma tokluğu
K_{IIIC}	:	Yırtılma modu kırılma tokluğu
K^s_{1C}	:	İki parametrelili model için kritik gerilme şiddet çarpanı
K_{If}	:	Sınır etkisi modeli için kırılma tokluğu
P_{max}	:	Kırılma yükü
R^2	:	Belirlilik katsayısı
r_y	:	Kırılma süreci bölgesi uzunluğu
W	:	Sonlu levhanın genişliği
σ_N	:	Nominal dayanım
σ	:	Normal gerilme
γ	:	Yüzey enerjisi
τ	:	Kayma gerilmesi

1. GİRİŞ

Uzun yıllardan beri araştırılmakta olan malzemenin kırılma davranışı, var olduğundan bu yana insanın yaşamını ve yaşam kalitesini etkilemiştir. Tarihte yaşanan çeşitli kırılma olayları, bu davranışın bilim dalı olarak incelenmesine sebep olmuştur. Çoğunlukla askeri alanlarda meydana gelen kırılma olayları ve bunlara bağlı olarak askeri gereksinimler ile yapılan araştırmalar, kırılma mekaniğinin bilimsel gelişimini etkilemiştir. Özellikle İkinci Dünya Savaşı'nda gemilerde meydana gelen gevrek kırılma hasarlarının ve tasarımdaki hataların incelenmesi ile hasar sebeplerini anlamak ve bunların önüne geçmek için gösterilen çabalar kırılma mekaniğinin gelişimini hızlandırmıştır [1].

Günümüzde sudan sonra dünyada en çok kullanılan malzeme olan betonun kırılma davranışını belirlemek için ilk olarak Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM) kullanılmıştır. Griffith [2]'in 1920'deki makalesi ile temeli atılan LEKM, Kaplan [3] tarafından betona uygulanmıştır.

Beton; çimento, agrega, su ve gerektiği durumlarda kullanılan katkı maddelerinin belirli oranlarda homojen olarak karıştırılması ile elde edilir. Üretildiğinde plastik kıvama sahip olma özelliği betonu diğer malzemelere göre üstün kılmaktadır [4]. Betonun bulunuş tarihi net olarak bilinmemekte olup, beton teknolojisinin tarihi 1845 yılına kadar gitmektedir. Çimentonun patentinin duvarcı ustası olan Joseph Aspdin tarafından 1842 yılında alındığı, ilk betonarme yapının 1852 yılında yapıldığı, beton şartnamelerinin 1920-1940 yılları arasında Avrupa'da geliştirildiği bilinmektedir. 1950-1960 yılları arasında da beton malzeme üzerinde en ayrıntılı çalışmalar ve karışım hesapları geliştirilmiştir [5]. Dayanım ve dayanıklılığının yüksek oluşu, bileşenlerinin doğada bol miktarda bulunabilmesi, işlenebilirliği, yangına karşı direnci, ekonomik oluşu, çevre dostu olması ve estetik yapıların inşasına imkan sağlaması gibi daha birçok özelliği ile beton alternatifsiz bir yapı elemanıdır [6]. Bileşimindeki malzemeler tek başına homojen davranış göstermekte iken homojen olmayan betonu oluşturur. Bu sebeple de beton karmaşık bir yapıya sahiptir. Betonda çatlağın gerisinde 100 mm ye kadar yer işgal edebilen Kırılma Süreci Bölgesi bulunması ve Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM) nin bu bölgeyi ihmal etmesi sebebiyle, homojen malzemelere uygulanan LEKM prensiplerinin, beton gibi yarı gevrek ve heterojen malzemelerin kırılma davranışını ifade etmekte kullanılamayacağı

belirlenmiştir [7]. Bu sebeple çeşitli araştırmacılar tarafından lineer olmayan yaklaşımlar geliştirilmiştir [8-12].

Bu tez çalışmasında betonun kırılma davranışını gözlemlemek için daha önce Yüksek Lisans seminer çalışmasında iki parametrelili model ile analiz edilen deney sonuçları, sonlu numune boyutuna sahip yarı gevrek kırılma mekaniği numuneleri için geliştirilen sınır etkisi modeli prensipleri kullanılarak incelenmiştir. Literatürde yarı gevrek kırılma ile ilişkili olarak bildirilen boyut etkisinin aslında numune sınırlarının etkisi olduğu gözlemlenen araştırmalar yapılmıştır ve kırılma davranışının bağımlı olduğu numune boyutu ve çatlak uzunluğunun yanı sıra sınır etkisi modeli ile tarif edilebileceği belirlenmiştir. Bazı sınırlamalar içeren boyut etkisi modellerinin bu sınırlamalarını gidermek için araştırmacılar son zamanlarda kırılma özellikleri üzerinde çatlak/bağ uzunluğu ve numune boyutu etkilerinin her ikisinin de aslında numune sınırları ve çatlak ucu kırılma süreci bölgesi arasındaki etkileşimden doğduğunu; dolayısı ile de numune sınırlarının etkisinden olduğunu göstermişlerdir. Yapılan çalışmalar, asimptotik sınır etkisi modelinin boyut etkisi yasası gibi yaygın boyut etkisi modelinden daha kapsamlı ve çok yönlü olduğunu ortaya çıkarmıştır. Çünkü bu modelin geometrik benzer ya da benzer olmayan numuneler, geniş ya da küçük numuneler ile tek ya da çok geometrili çeşitli tip numuneler üzerinde kullanılabileceği belirtilmiştir [13]. Sınır etkisi modeli iyi saptanmış iki kriteri kullanır; Çekme gerilmesi (f_t) ve kırılma tokluğu (K_{If}) [14]. Boyut etkisi yasasının numune geometrisi ve yükleme koşulu ile değişen asimptotik çözümlerinin aksine, asimptotik sınır etkisi modeliyle; boyut, geometri ve yükleme koşulundan bağımsız benzersiz bir asimptotik eğri saptanır [15].

2. KIRILMA MEKANİĞİ

2.1. Kırılma

Kırılma, katı bir cismin gerilmeler altında parçalanması olayıdır. Çatlak oluşumu ve çatlak ilerlemesi olarak iki kademede ilerler ve gerçekleşir. Sünek ve gevrek kırılma olarak ikiye ayrılır.

Çatlağın oluşması ve büyümesinde önemli ölçüde kalıcı şekil değiştirmenin görüldüğü, çatlağın yavaş ilerlediği kırılma türüne sünek kırılma adı verilir. Gevrek kırılmada ise çatlak büyük bir hızla ilerler. Bu tip kırılmada kalıcı şekil değişimi önemsiz boyutlarda olur ve en tehlikeli kırılma türüdür. Çünkü bu tip kırılmalar önceden farkına varılması mümkün olmadan büyük bir hızla meydana gelir [16].

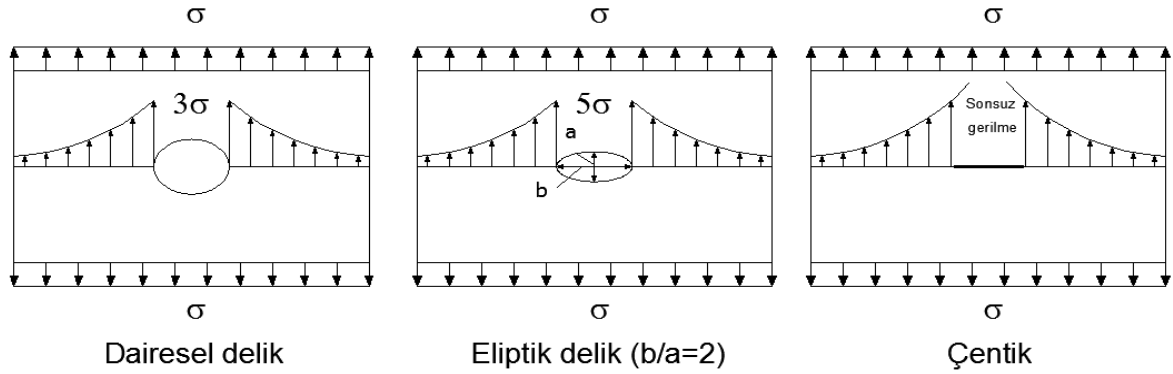
2.1.1. Kırılma Mekanikliği ve Tarihsel Gelişimi

Kırılma Mekanikliği'nin temeli Griffith [2] 'in 1920'de yayınlamış olduğu meşhur makale ile atılmıştır. Kırılma mekanikliği temelde malzemede mevcut olan çentik, çatlak ve boşluk gibi gerilme yoğunluğunu arttıran kusurlar ile bu kusurlara bağlı olarak meydana gelen hasarları inceler. Kırılma Mekanikliği; çatlağın ilerleyip ilerlemeyeceği, kritik çatlak uzunluğunun belirlenmesi, çatlağın ilerlemesi için gereken enerjinin minimum değeri, verilen bir çatlağın ne kadar süre sonra kritik uzunluğa erişeceği, çatlağın hızlı mı yavaş mı ilerleyeceği, yavaş ve kararlı bir şekilde ilerleyecekse hangi hızda ilerleyeceği gibi soruların yanıtlanmasına yardımcı olur. Tarihte kırılma mekanikliğinin öneminin anlaşılmasına sebep olan çeşitli deniz kazaları meydana gelmiş ve kazaların incelenmesi ile yaşanan gevrek kırılmaların gemilerin üretildiği kalitesiz çelik ve kaynak kullanımı ile dizayn hatası sebebiyle ortaya çıktığı anlaşılmıştır [1]. Kullanılan yüksek mukavemetli malzemelerin az enerji ile kırılarak gevrek davranış göstermesi, kaynak hatalarının, tasarımdaki hataların, çentiklerin ve bunlara artık gerilmelerin ilavesinin hasara neden olması, hasara neden olan gerilmelerin çok düşük değerde olması gibi sebeplerle araştırmacılar çatlağın hangi şartlarda oluştuğunu ve çatlak uzunluğu ile etkileyen gerilme arasında ne gibi analitik ifadelerin bulunduğunu aramaya yönelmişlerdir. Bu araştırmalar ışığında Kırılma Mekanikliği ortaya çıkmıştır [17].

2.1.2. Lineer Elastik Kırılma Mekanikliği (LEKM)

Malzemede bulunan davranışların tümünün elastik sınırlar içinde kalması prensibinden yola çıkılarak geliştirilen analitik ifadelerin tümüne LEKM denir [1]. LEKM ‘nin temelleri Griffith [2] tarafından gündeme getirilen cismin aniden gevrek kırılması teorisine dayanmaktadır. Griffith, homojen ve gevrek cisimlere uygulanan LEKM’ nin ve bu konudaki çalışmaların öncüsü olmuştur.

Inglis [18], sonsuz boyutlu bir malzeme üzerindeki elips şeklideki boşluğun sınırındaki gerilmeleri incelemiştir. Şekil 2.1. de gösterildiği gibi boşluk daralırsa ve bir yarık şeklinde olursa çatlak ucundaki gerilmelerin sonsuza gitmekte olduğunu gözlemlemiştir. Griffith [2], camda var olan çatlağın kararsız ilerlemesi üzerinde elips şeklindeki bir boşluğun gerilme analizini uygulamıştır.

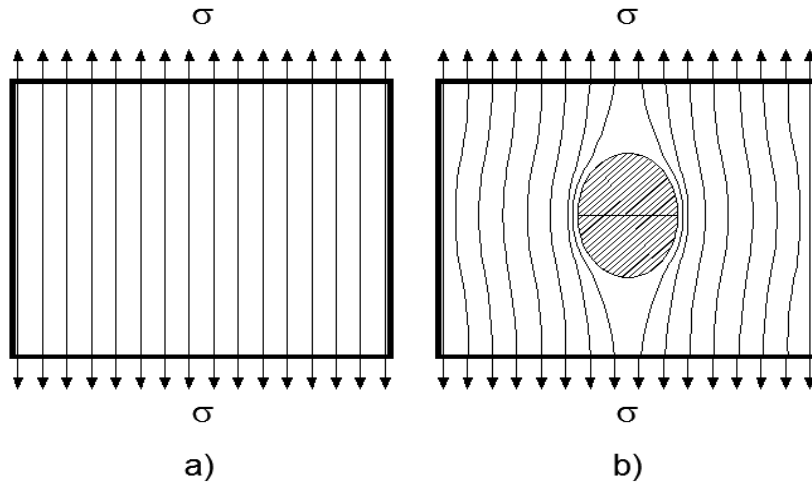


Şekil 2.1. Malzemede kusurların oluşturduğu gerilme yığılmaları [18]

Griffith cam liflerin dayanımlarının normal levha camlarına göre çok mukavemetli olduğunu görmüştür. Camın kırılma mukavemetini incelemiş, cam çubuğun boyunun uzaması ile yüzey hatalarının bulunma ihtimalinin artmasına bağlı olarak mukavemetinin azaldığını görmüştür. Kırılmaya sebep olan gerilme miktarının, çatlağın boyutu ile ters orantılı olduğunu gösteren bağıntıyı oluşturmuştur [19].

Yüke maruz olan ve içinde boşluk bulunan bir malzemede, süreksizlik sebebiyle boşluk ucunda Şekil 2.2 de gösterildiği gibi gerilme yığılması meydana gelir. Yükleme sebebiyle meydana gelen gerilme akımı çatlağın etrafını dolanmak zorunda kalarak çatlağın ucunda gerilme yığılmasının artmasına sebep olurken, taralı alan ile gösterilen çatlağın alt ve üst yüzlerinde gerilme gevşemesine sebep olmaktadır.

Çatlak ucunda meydana gelen bu gerilme yığılması LEKM'ne göre çatlak keskinleştikçe sonsuza gitmektedir [20].



Şekil 2.2 a)Yük altında çatlak veya boşluk içermeyen bir malzemede gerilme akımı b)Çatlak veya boşluk gibi süreksizlik içeren bir malzemede meydana gelen gerilme akımı ve süreksizlik ucunda meydana gelen gerilme yığılmaları [20]

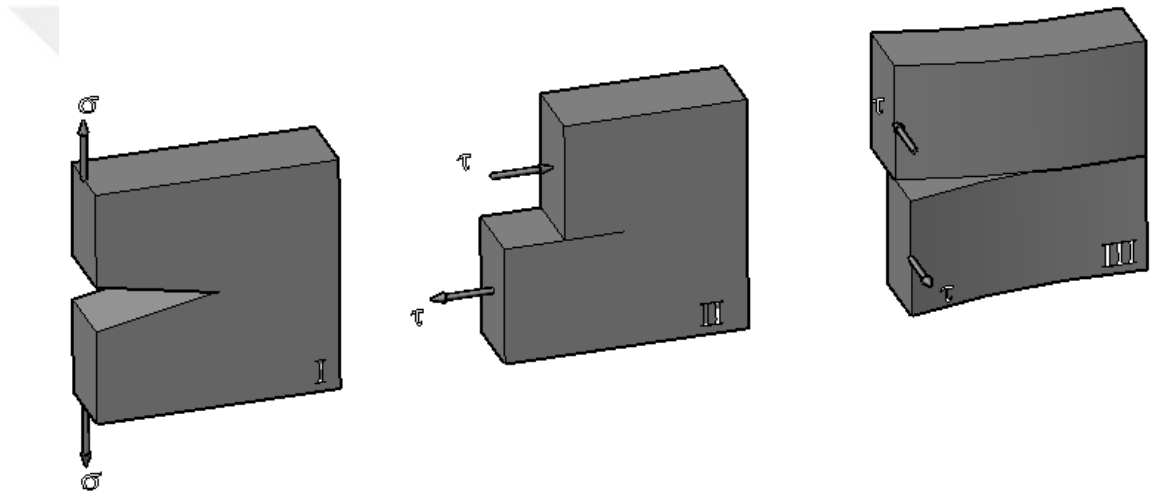
Griffith [2], malzemeye uygulanan gerilmenin çok küçük olmasına rağmen gerilme yığılması sebebiyle bölgesel olarak teorik mukavemete erişebileceğini bulmuştur. Devrine göre ön planda olan enerji kavramları ile kırılma olayına yaklaşan Griffith'e göre gerilmelerin çatlak çevresinde oluşturacağı elastik enerji, yeni oluşacak yüzeylerin enerjisine eşit olduğunda çatlak yayılmaya başlar. Serbest kalan enerji, yüzey yaratmakta kullanıldığı gibi metalik malzemelerde kırılma öncesinde ve kırılma sırasında oluşan önemli ölçüdeki kalıcı şekil değişimi için de harcanacaktır. Kalıcı şekil değişiminin her malzemeye özgü sabit bir değer olarak bağıntılara girmesi mümkün olmadığından Griffith' in enerji tabanlı yaklaşımının metalik malzemelere doğrudan uygulanamayacağı anlaşılmıştır [16]. Griffith [2] teorisi, sadece çatlağın yayılması için gerekli gerilme miktarını vermekle sınırlıydı. Malzemenin lineer elastik olduğunu ve malzemenin içerisinde çatlağın ilerlemesini durduracak bir mekanizma olmadığını varsayılmaktaydı [21]. Cam lifler üzerinde gerçekleştirdiği deneylerle teorik mukavemetin, elastisite modülünün %10'u ($E/10$) olduğunu tespit eden ve bunun malzeme kusurlarından kaynaklandığını öne süren Griffith' in aksine, seramik lifler üzerine yapmış olduğu deneylerde Irwin, teorik mukavemetin $E/10$ civarında olmadığını belirlemiştir. Irwin [22] olaya gerilme kavramı ile yaklaşarak metalleri de içine alacak şekilde teoriyi genişletmiştir. Genel kırılma modları olan ModI, ModII, ModIII ve bunların bir araya gelmesi ile oluşan karışık modun kanunlarını ve “K” adı verilen gerilme şiddet çarpanını bulmuştur.

ModI : Çatlak açılmasına sebep olan gerilmenin düzlemsel simetrik bir ifadesini vermekte olan ModI durumunda çatlak yüzleri kendi düzlemlerine dik deplasman yapmakta olduğundan bu moda açılma modu ismi de verilmektedir.

ModII : Çatlak yüzlerinin kendi düzleminde relatif deplasman yaptığı antisimetrik bir düzlem gerilme durumu oluşmakta ve düzlem kesme ya da kayma modu olarak da ifade edilmektedir.

ModIII : Çatlak yüzlerinin düzlem dışında relatif deplasmanına sebep olan gerilme durumu verilmekte ve bu durum düzlem dışında kesme ya da yırtılma modu olarak da isimlendirilir.

En sık rastlanan ve en fazla hasara neden olan ModI durumudur. [23]



Şekil 2.3. Kırılma Modları

Mode I: Açılma Modu

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi a_0}$$

Mode II: Kayma Modu

$$K_{II} = \tau \sqrt{\pi a_0} \quad (2.1)$$

Mode III: Yırtılma Modu

$$K_{III} = \tau \sqrt{\pi a_0}$$

Burada σ ve τ , sırasıyla numuneye uygulanan çekme ve kayma gerilmesi olup, a_0 merkezi çatlak için yarı çentik uzunluğudur.

Çatlağın başlangıcı ve yayılma hızı mühendislik açısından çok daha önemli olduğundan, çatlak yayılma hızı G_c kavramını ortaya atan Irwin, K_c ile arasındaki bağıntıyı Denklem 2.2. deki gibi tanımlamıştır.

$$K_c = (E \cdot G_c)^{1/2} \quad (2.2)$$

Kritik gerilme şiddet faktörü “ K_c ” genellikle kırılma tokluğu olarak isimlendirilir ve birimi $MPa\sqrt{m}$ ’dir [24].

Gerilme şiddet faktörü K , çatlak civarında gerilme alanını belirleyen bir parametredir; malzemenin geometrik hali, yükleme şekli ve çatlağın yerine bağlıdır. K , malzeme sabiti değildir, yalnız gerilme durumu ve çatlağın geometrisiyle ilgilidir. Kırılma tokluğu K_c ise malzeme özelliğiyle ilgili bir parametredir. Kırılma tokluğu K_c özelliğini belirlemek için gerilme şiddet faktörü K ölçülür. $K \geq K_c$ olduğunda kırılma başlar [25].

2.2.Betonun Lineer Olmayan Kırılma Teorileri

Temeli Griffith [2] in cam lifler üzerinde yapığı araştırmaya dayanan LEKM’ nin betona uygulanması ilk kez 1961 yılında Kaplan [3] tarafından gerçekleştirilmiştir. Yapılan araştırmalar sonucu heterojen bir yapıya sahip olan betonda çatlak gerisinde 100 mm ye kadar yer işgal edebilen kırılma süreci bölgesinin varlığı sebebiyle, betonun kırılma davranışının, homojen ve gevrek cisimlere uygulanan LEKM prensipleri ile tanımlanamayacağı ortaya çıkmıştır [7, 26, 27].

LEKM’ nin beton için yetersiz kalması sonucu birçok araştırmacı tarafından lineer olmayan kırılma mekaniği yaklaşımları geliştirilmiştir [8-12]. Lineer olmayan kırılma mekaniği teorileri, Kohezif Çatlak Modelleri ve Eşdeğer Çatlak Modelleri olmak üzere iki sınıfta incelenmektedir. Kohezif çatlak modelleri içerisinde Hillerborg [8] tarafından önerilen kırılma-ışi-enerjisi yaklaşımı ve Bazant ve Oh’ın [9] Çatlak Bant Modeli yer almaktadır. Eşdeğer Çatlak Modelleri sınıfında ise Jenq ve Shah [10] tarafından önerilen İki Parametrelili Model (İPM), Nallathambi ve Karihaloo’ın [11] Efektif Çatlak Modeli ve Bazant ve Pfeiffer’in [28] Boyut Etkisi Modeli gibi üç model yaygın olarak kullanılmaktadır [24].

2.2.1.İki Parametrelili Model

Lineer olmayan kırılma mekaniği teorilerinden iki parametrelili modelde kritik gerilme şiddet çarpanı K_{IC}^S ve kritik çatlak ucu açılımı $CTOD_c$ gibi iki parametre kullanılır. İki parametrelili modele göre K_I ve $CTOD$ değerleri onların kritik değerleri olan K_{IC}^S ve $CTOD_c$ ye eriştiğinde yapıda göçme olacaktır. Bu modelde parametreler iki deneysel yolla tespit edilir. Bunlar komplians metod ve pik yük metodudur.

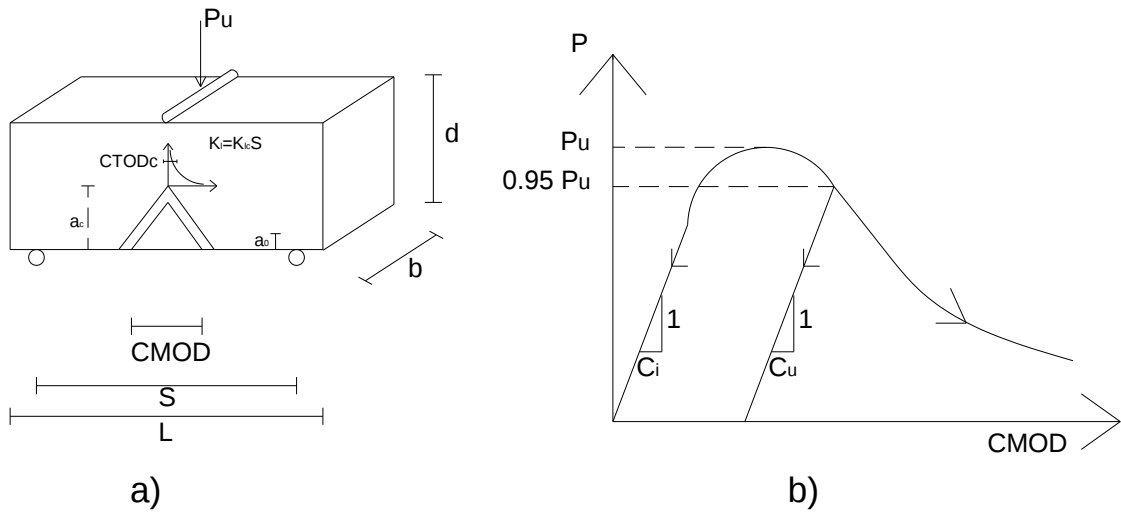
$$K_{IC}^S = \sigma_{Nc} (\pi a_c)^{1/2} f_1 \quad (2.3)$$

$$CTOD_c = (4 \sigma_{Nc} a_c / E) f_2 f_3 \quad (2.4)$$

Burada σ_{Nc} göçmedeki nominal dayanım ; f_1 , f_2 ve f_3 numunenin geometrisi ve yüklemesine bağlı fonksiyonlardır.

2.2.1.1.Komplians Metot

Komplians metotta [10] üç noktalı eğilme kirişleri kullanılarak kırılma parametreleri elde edilir. Bu yöntemde kırılma parametreleri ayrıntılı bir işlem gerektiren kapalı devre deney ekipmanı kullanılarak yük-çatlak ağzı açılımı (P – CMOD) ilişkisinden faydalanılarak hesaplanır. Şekil 2.4 de görüldüğü gibi modelde a_c kritik çatlak boyu, başlangıç (C_i) ve pik yük sonrası pik yükün % 95 değerinde ölçülen (C_u) gibi iki komplians değerinden faydalanarak bulunur.



Şekil 2.4. İki parametrelili modelde kırılma parametrelerinin tayini a) çentikli üç noktalı eğilme numunesi b) tipik bir P-CMOD eğrisi [29]

Şekil 2.4 (b) de a_0 başlangıç çentik uzunluğu, $\alpha = a/d$ ve C_i başlangıç kompliansıdır. 0.95 P_c deki C_u boşaltma kompliansından faydalananak kritik çatlak boyu Denklem 2.5 ten deneme-yanılma yöntemi ile bulunur. V_I numune tipine bağlı bir şekil fonksiyondur.

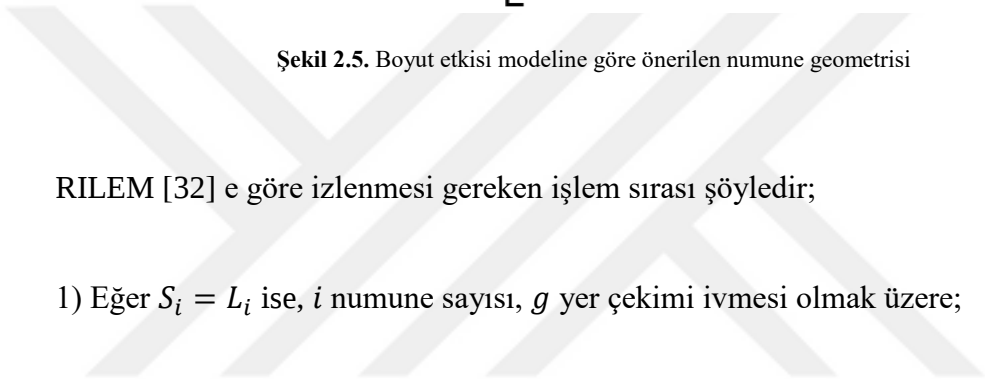
$$a_c = a_0 \frac{C_u V_1(a_0/d)}{C_i V_1(a_c/d)} \quad (2.5)$$

2.2.1.2. Pik Yük Metodu

Komplians metodu için gerekli olan ayrıntılı ve her yerde bulunmayan deney ekipmanına nazaran daha az kapasiteli deney ekipmanı kullanılan pik yük metodu Tang v.d. [30] tarafından önerilmiştir. Bu metotta boyutları ve çentik uzunlukları farklı numunelerin tepe yüklerinin ölçülmesi gerekir. Betonun kırılma davranışını incelemek için aynı boyutta farklı çentik uzunluğuna sahip ya da farklı boyutta aynı çentik boyuna sahip kısaca farklı geometrideki modellere uygulanmaktadır. Kırılma yükleri tespit edildikten sonra numune boyutları kullanılarak K_{IC}^S ve $CTOD_c$ hesaplanır. Bu değerler yardımı ile elde edilen grafiklerden standart sapma s^2 bulunur. Standart sapma eğrisinin minimum olduğu nokta K_{IC}^S değerini verir. Bu değerden hareketle, standart sapma K_{IC}^S ve $CTOD_c$ eğrisinde yerine konulduğunda ortalama $CTOD_c$ değeri elde edilir [31].

2.2.2. Boyut Etkisi Modeli

Bazant ve Pfeiffer [28] tarafından temeli oluşturulan metod özellikle üç nokta yüklemesindeki kırışlerde iyi sonuç vermektedir. Sonsuz boyuttaki bir numune için kırılma enerjisi G_f ve kırılma süreci bölgesi uzunluğu c_f bu modelin kırılma parametreleridir.



RILEM [32] e göre izlenmesi gereken işlem sırası şöyledir;

$$P_i = P_i^0 + \frac{1}{2}m_i g \quad (i = 1, \dots, n) \quad (2.6)$$

Burada $m_i g$ numunenin ağırlığıdır.

$$\sigma_N = \frac{3P_{ui}S_i}{(2b_iD_i^2)} \quad (i = 1, \dots, n) \quad (2.8)$$
$$Y_i = \left(\frac{bd_i}{p_i^0} \right)^2 i, \quad x_i = d_i \quad (2.9)$$

5) Eğim tespit edilerek Y eksenini kestiği nokta bulunur. $Y = AX + C$ denklemi ve $(\bar{X}, \bar{Y})$ tüm noktaların ağırlık merkezidir. X 'in farklı değerlerine karşı deneylerden elde edilen Y değerleri bir eksen takımında gösterilirse lineer regresyon yardımıyla C (kesim noktası) ve A (eğim) katsayıları hesaplanır.

$$A = \frac{\sum_i (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sum_i (X_i - \bar{X})^2} \text{ ve } C = \bar{Y} - A\bar{X} \quad (2.10)$$

Bu ifade aşağıdaki denklemde

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_i X_i \text{ ve } \bar{Y} = \frac{1}{n} \sum_i Y_i \text{ olarak tanımlanmaktadır.} \quad (2.11)$$

X ve Y eksen takımı üzerinde işaretlenen veriler doğrusal olmalıdır. LEKM uygulamalarının büyük boyutlu numunelere uygulanabilmesi için yardımcı değerler hesaplanır.

6) Geometrik uyum fonksiyonları hesaplanır. Burada a_0 , başlangıç çatlak uzunluğu, $\alpha = a_0/d$, relatif çentik boyudur.

$S/d = 2.5$ için,

$$Y(a) = \frac{1.0 - 2.5a + 4.49a^2 - 3.98a^3 + 1.33a^4}{(1-a)^{3/2}} \quad (2.12)$$

$S/d = 4$ için,

$$Y(a) = \frac{1.99 - a(1-a) + (2.15 - 3.93a + 2.7a^2)}{\pi^{1/2}(1+2a)(1-a)^{3/2}} \quad (2.13)$$

7) Boyutsuz enerji salıverme hızı kırımları için;

$$g(a) = \left(\frac{s}{d}\right)^2 \pi a [1.5Y(a)]^2 \quad (2.14)$$

8) Malzemeye ait kırılma parametreleri olan G_f kırılma enerjisi ve c_f kırılma süreci bölgesi uzunluğu hesaplanır. Burada; E_c üretilen betonun elastisite modülünü ve A regresyon eğrisinin eğimini ifade etmektedir. C değeri regresyon eğrisinin Y eksenini kestiği noktadır [31].

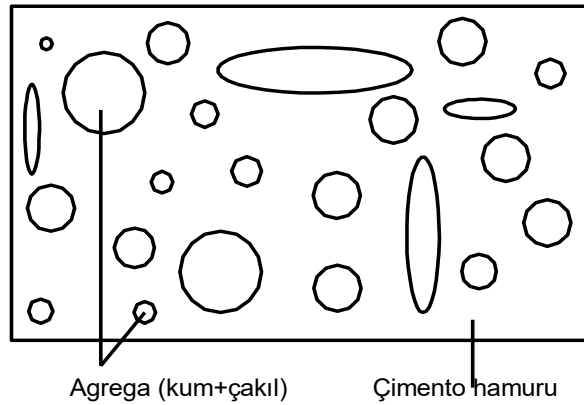
$$G_f = \frac{g(a_0)}{E_c A} \quad (2.15)$$

$$c_f = \frac{g(a_0)}{g'(a_0)} \left(\frac{C}{A} \right) \quad (2.16)$$

Burada $g'(x_0)$, $g(x_0)$ 'ın türevini ifade etmektedir.

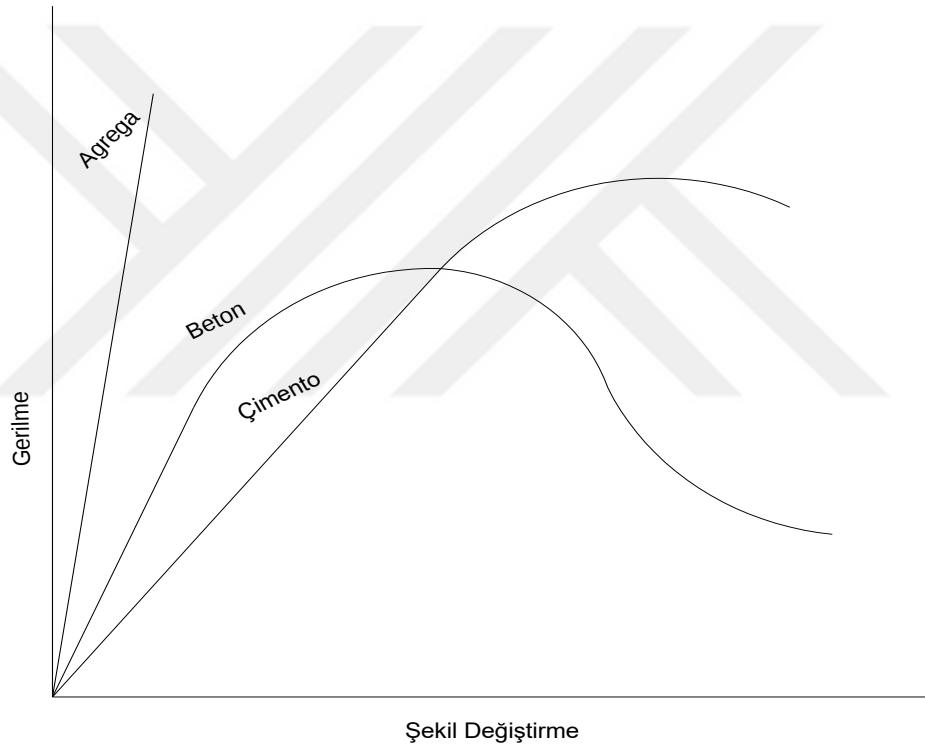
2.3. Betonun Kırılma Mekanîği

Beton heterojen bir malzemedir. Betonu oluşturan agregalar, çimento ve su tek başına homojen davranış gösterirler ancak; agregalar beton içerisinde rastgele dağılmış durumdadır ve agregaların elastisite modülü, çimento hamurunun elastisite modülünden büyüktür. Bu sebeplerden dolayı ayrı ayrı homojen özellik gösteren bu malzemeler bir araya geldiklerinde homojen olmayan betonu oluştururlar [33].

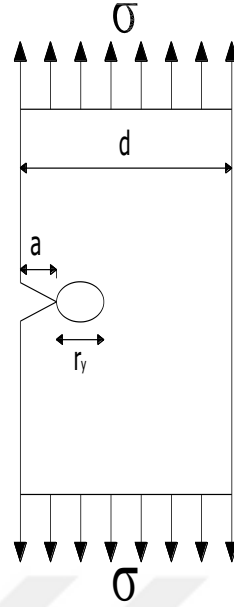


Şekil 2.6. Betonun heterojen yapısı [33]

Betonun kompozit bir malzeme olması sebebiyle, dayanımı çimentonun dayanımı, agreganın dayanımı ve bunlar arasındaki etkileşimin bir fonksiyonudur. Şekil 2.7 de görüldüğü gibi iki temel malzemenin gerilme-şekil değiştirme eğrileri yüksek gerilme değerine kadar lineer kabul edilebilir ve elastisite modülleri birbirinden farklıdır. Ancak beton uygulanan gerilmeler altında inelastik davranış gösterir ve gerilme-şekil değiştirme eğrisi ileri dereceden non-lineerdir. Bu non-lineerlik sadece malzemenin kompozit yapısına bağlı olmayıp, çimento ile agrega arasındaki bağ ile de ilişkilidir [21].



Şekil 2.7. Agreganın, çimento ve betonun karakteristik gerilme-şekil değiştirme eğrisi



Şekil 2.8. Kırılma süreci bölgesi

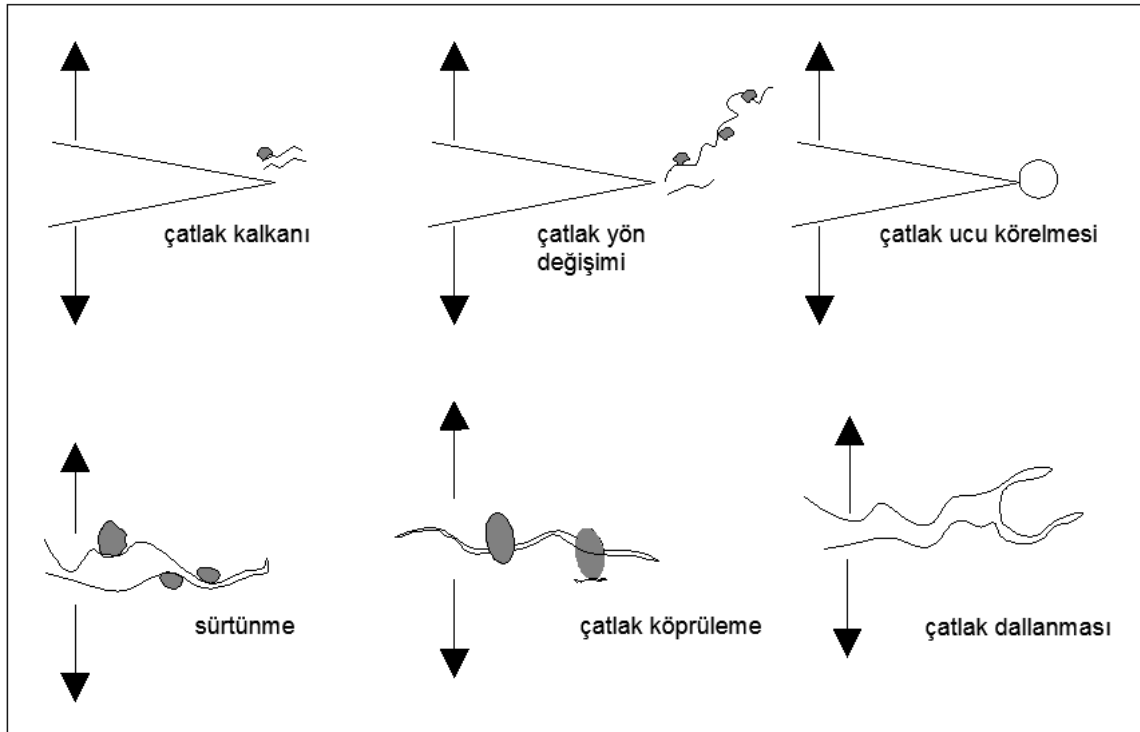
Şekil 2.8 de; r_y kırılma süreci bölgesi uzunluğunu, d levhanın genişliğini, a çentik boyunu ifade etmektedir [34]. Irwin [22] çatlakın hemen gerisinde kırılma süreci bölgesi adı verilen bölgede gerilme dağılımının sabit ve değerinin malzemenin akma dayanımına eşit olduğunu kabul etmiştir. Kırılma süreci bölgesinin uzunluğunu ise şu şekilde ifade etmiştir:

$$r_y = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{K_{IC}^2}{f_t^2} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{EG_C}{f_t^2} \quad (2.3)$$

f_t malzemenin çekme dayanımı, E elastisite modülüdür.

Betonun lineer olmayan davranışının açıklanmasında en önemli kavram Kırılma Süreci Bölgesidir ve bu bölgenin uzunluğu malzemenin granüler yapısı ile yakından ilgilidir [35]. Mevcut çatlak veya çentik önündeki kırılma süreci bölgesi sebebiyle betonda mikro çatlaklar oluşarak şekil değiştirme yumuşaması şeklinde bir davranış görülmektedir [20]. Betonda çatlakın gerisinde 100 mm ye kadar yer işgal edebilen Kırılma Süreci Bölgesi bulunması ve LEKM' nin bu bölgeyi ihmal etmesi sebebiyle, LEKM prensiplerinin, beton gibi yarı gevrek malzemelerin kırılma davranışını ifade etmekte kullanılamayacağı belirlenmiştir [7].

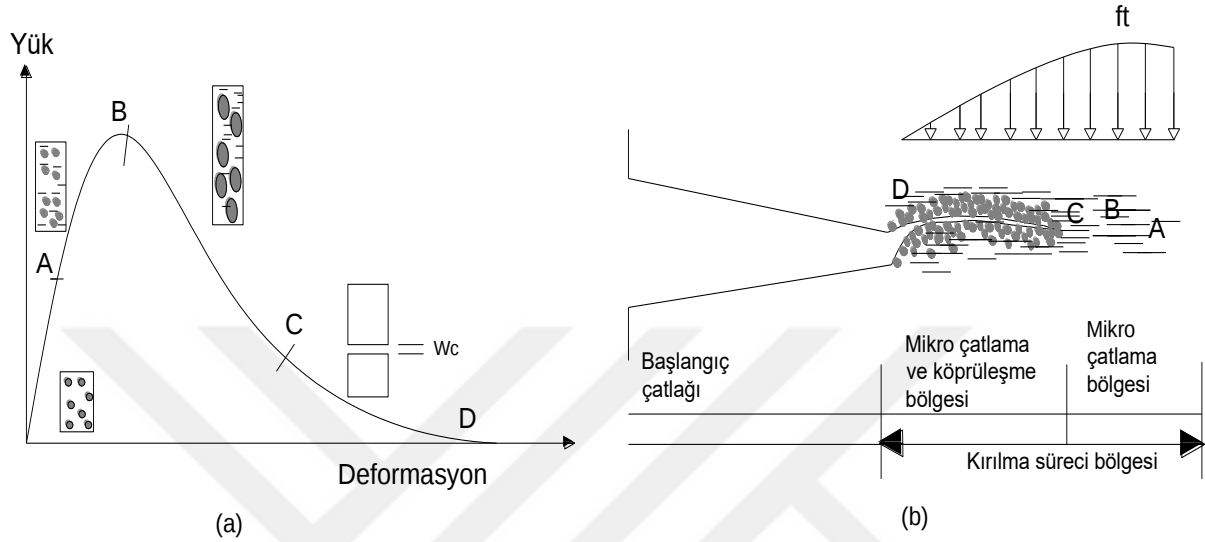
Şekil 2.9 da gösterildiği gibi; çatlak ucuna rastgelen boşlukların çatlak ucu keskinliğini azaltması, çatlağın agregalara rast gelerek yön değiştirmesi, agregaların birbirlerine sürtünerek çatlağın ilerlemesini engellemesi, çatlak ucundaki agregaların çatlak ilerlemesini engelleyerek çatlak kalkanı görevini yapması, agregaların çatlağın bir tarafından diğer tarafına yük aktarımında bulunması veya çatlağın dallanmasına neden olması gibi çatlak ilerleyişini engelleyen mekanizmalar betonda tokluk artışına sebep olmaktadır. Kırılma sürecinin varlığı, meydana gelen toklaşma mekanizmalarına bağlıdır [20].



Şekil 2.9. Betonda Tokluk Artışına Sebep Olan Mekanizmalar [20]

Şekil 2.10 de çekmeye maruz bırakılan çentikli bir numunenin gerilme-şekil değiştirme eğrisi verilmiştir. Beton düşük yükler altında (OA arası) lineer elastik davranır. Bu bölgede gerilmeler ve şekil değiştirmeler orantılıdır. Yük kalktığında şekil değiştirmeler de kalkar. Ancak yük artırıldığında (A) noktasından sonra yük-sehim eğrisi lineer olmaktan çıkar. AB pik yükten önceki lineer olmayan bölgeyi ifade etmektedir. BC ise mikro çatlaklar sonucu oluşan çekmede yumuşama bölgesini ifade etmektedir.

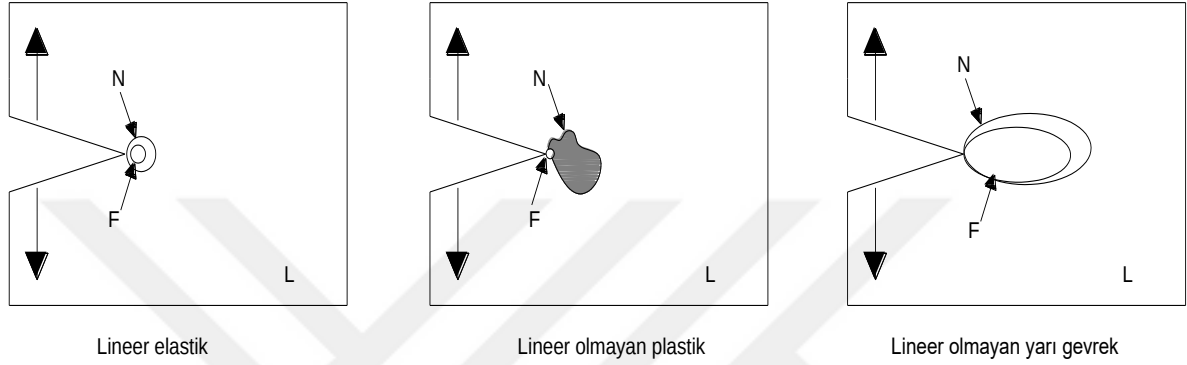
CD kısmı, yumuşama eğrisinin kuyruk kısmı olup agrega kilitlenmesi ve yüzeyler arası sürtünmeden dolayı meydana gelmektedir. Kırılma süreci bölgesindeki malzeme, mikro çatlama nedeniyle aşama aşama yumuşamaktadır [23].



Şekil 2.10. a)Yük-Deformasyon İlişkisi b)Kırılma Süreci Bölgesi [35]

Kırılma süreci bölgesi sünek malzemelerde küçük kalmaktadır ancak yarı gevrek malzemelerde bu bölge büyüktür. Sünek malzemelerde kırılma süreci bölgesinin çevresinde lineer davranmayan büyük bir plastik bölgenin bulunmasına karşı, yarı gevrek malzemelerdeki kırılma süreci bölgesinin etrafında bulunan lineer olmayan bölge küçüktür. Bu durum ACI Report 446.IR.91. [36] tarafından önerilmiştir. Beton gibi yarı gevrek malzemelerde mevcut olan çatlağın gerisinde agregaların arasındaki matraste mikro düzeyde birleşen çatlakların yoğunlaşarak tek bir ana çatlağı oluşturduğu belirlenmiştir [37]. Van Mier [38] in yaptığı deneysel çalışmalarda betonda kırılma süreci bölgesinin küçük olmadığı, neredeyse kesitin tamamını kapladığı belirlenmiştir.

Sünek malzemelerde küçük olduğu düşünülen ve lineer olmayan büyük bir plastik bölge ile çevrilen; yarı gevrek malzemelerde ise lineer olmayan deformasyon bölgesinin tamamını kaplayan kırılma süreci bölgesinin bahsedilen ve ACI Report 446.IR.91 [36] tarafından da kabul edilen durumu Şekil 2.11 da gösterilmektedir. Şekilde lineer elastik bölge L, lineer olmayan bölge N, kırılma süreci bölgesi F ile gösterilmektedir.



Şekil 2.11. Değişik malzeme sınıfları için L:lineer, N: non-lineer ve F: kırılma süreci bölgeleri [35]

Betonda çatlağın yayılmacı bir tarzda gelişmesi, boyuta ve zamana bağlı olarak mukavemetin değişmesi, betonun heterojen bir malzeme olması ve ihmal edilemeyecek büyüklükteki kırılma süreci bölgesinin varlığı sebebiyle LEKM prensipleri ile betonun tam olarak tanımlanamayacağı yani betonun tek bir kırılma parametresi ile ifade edilemeyeceği ortaya konulmuştur [26, 27]. Çeşitli araştırmacıların bildirmiş olduğu kırılma tokluğu (K_{IC}), LEKM kanunları ile çözülmeye çalışıldığında ise boyut etkisi faktörü ile karşılaşmıştır. Betonun kırılma davranışının LEKM den sapması sonucunda, çeşitli araştırmacılar tarafından lineer olmayan kırılma mekaniği yaklaşımları geliştirilmiştir.

3. SINIR ETKİSİ MODELİ

Mevcut olarak boyut etkisi literatüründe Boyut Etkisi Kanunu ve Çok Fraktallı Boyut Etkisi Kanunu en az üç farklı boyutta numune kullanımını öngörür. Farklı yaklaşımlarla türetilmiş olmasına rağmen bu iki modelde de özellikle vurgulanan fiziksel numune boyutunun etkisidir. Dolayısıyla bu modeller genelde geometrik benzer olan numunelere uygulanır. Bu modeller özdeş boyutlu numunelerden ölçülen kırılma özelliklerinin çatlak/bağ uzunluğuna bağımlılığı için geliştirilmemiştir [13]. Sınır etkisi modeli, yarı gevrek kırılma davranışında boyut etkisinin belirlenmesinde boyutun tek başına yeterli olmadığını ve numunenin sınır şartlarının dikkate alınması gerektiğini gösterir [14]. Boyut etkisi modelleri ile ilgili sınırlamaları gidermek için mevcut bazı yazarlar son zamanlarda kırılma özellikleri üzerinde çatlak/bağ uzunluğu ve numune boyutu etkilerinin her ikisinin de aslında numune sınırları ve çatlak ucu kırılma süreci bölgesi arasındaki etkileşimden oluştuğu sonucunu, dolayısıyla numune sınırlarının etkisinden olduğunu göstermiştir. Bu da sınır etkisi kavramına ve iki sınır etkisi modelinin gelişimine yol açmıştır: Asimptotik sınır etkisi modeli ve çift doğrusal lokal kırılma enerji yaklaşımı [13].

3.1. Asimptotik Sınır Etkisi Modeli

Asimptotik model küçük sınır çatlaklı geniş bir plağın dayanım davranışı için geliştirilen asimptotik çözüme dayanmaktadır. Bu asimptotik çözüme göre göçme modu ve geniş plağın gerilme değeri; çatlak uzunluğunun, çekme dayanımı (f_t) ve kırılma tokluğu (K_{Ic}) dan belirlenen bir malzeme sabiti olan referans çatlak uzunluğu a_∞^* ya oranına (a/a_∞^*) bağlıdır. ∞ indisi geniş levha durumunu göstermektedir. Asimptotik çözüm daha sonra sınırlı boyutlu numunelerin hem ön hem de arka sınırlarında var olan etkinin kırılma özelliklerini tanımlamak için geliştirilmiştir. Asimptotik sınır etkisi modeli yarı gevrek ve sonlu boyuta sahip kırılma mekaniği numuneleri için geliştirilmiştir. Bu model, literatürdeki mevcut deney sonuçlarını analiz etmekte kullanılır. Literatürde bildirilen yarı gevrek kırılma davranışının aslında numune sınırlarının etkisi olduğu, kırılma davranışının, bağımlı olduğu numune boyutu ve çatlak uzunluğunun yanı sıra sınır etkisi modeli ile tarif edilebileceği gözlemlenmiştir. Asimptotik sınır etkisi modelinde numune karakteristik

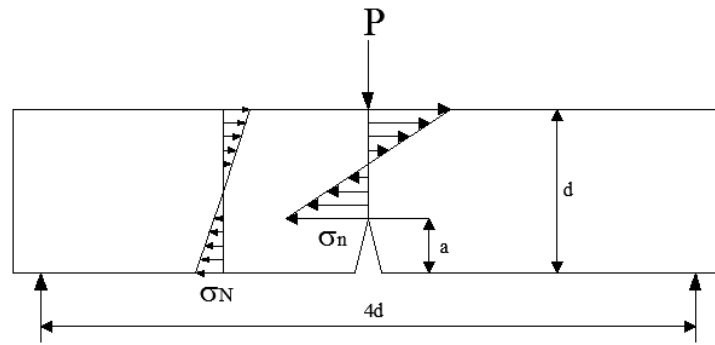
boyutu d ve çatlak uzunluğu a nın her ikisini de içeren eşdeğer çatlak uzunluğu a_e nin tanımlanması ile erişilen eşitlikte, çatlak uzunluğunun numune karakteristik boyutuna oranının bir fonksiyonu olarak aşağıdaki gibi ifade edilir. Burada $\alpha=a/d$ olmak üzere;

$$\sigma_n = f_t / (1 + a_e / a_{\infty}^*)^{1/2} \quad (3.1)$$

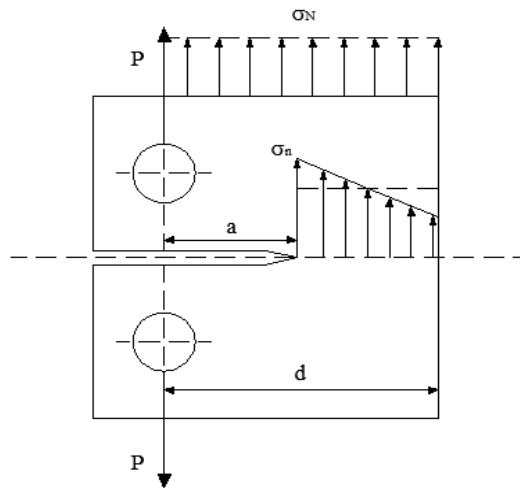
$$a_e = a \cdot \left[\frac{A(\alpha) \cdot Y(\alpha)}{1.12} \right]^2 \quad (3.2)$$

$$a_{\infty}^* = \frac{1}{1.12^2 \cdot \pi} \left(\frac{K_{1C}}{f_t} \right)^2 \quad (3.3)$$

Denklem 3.3 de f_t çekme dayanımı, a_{∞}^* referans çatlak uzunluğudur. a_{∞}^* ; f_t ve LEKM kriterinin kesişimini temsil eder.



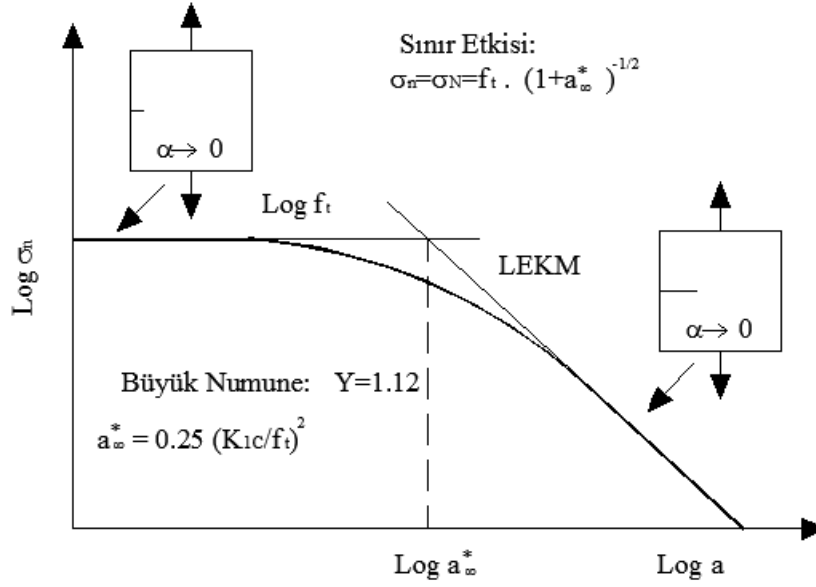
(a)



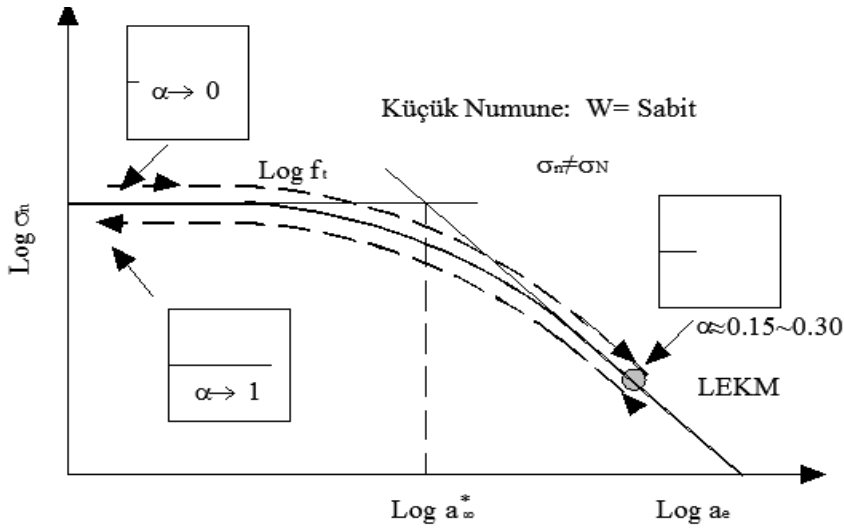
(b)

Şekil 3.1. a) 3 noktalı eğilme örneği b) Kompakt çekme örneği

σ_n net alan üzerinden hesaplanan nominal dayanımdır. Çatlak ucundaki gerilimi ifade etmektedir. σ_N brüt alan üzerinden hesaplanan nominal dayanımdır. Çatlak dikkate alınmadan, numunedeki en büyük gerilme değerini ifade etmektedir.



(a)



(b)

Şekil 3.2. a) Küçük sınır çatlaklı geniş plağın yarı gevrek kırılma davranışı b) Sonlu boyutlu numunenin kırılma davranışı

Asimptotik çözüm ; f_t den çatlak uzunluğu a ile LEKM ne yumuşak geçiş sağlayan kalın bir eğri ile temsil edilir.

$$\sigma_n = \sigma_N = \frac{f_t}{\sqrt{1+a/a_\infty^*}} \quad (3.4)$$

(3.2) denklemi (3.4) denklemine yerleştirilirse aşağıdaki ifade elde edilir.

$$\sigma_N = f_t / \sqrt{1 + d/d^*}$$

İki lineer fonksiyonun kesişimi, referans çatlak boyu a_∞^* yı ifade eder. Çatlak uzunluğu çeşitliliği ile σ_n gerilimindeki değişimler sınır etkisinin sonucudur [13].

3.2.Sınır Etkisi Modeli İle Boyut Etkisi Modelinin Karşılaştırılması

- Sınır etkisi modeli çatlak dikkate alan gerilme σ_n ve çatlak varlığını göz ardı eden gerilme σ_N gibi iki nominal dayanım tanımlar.
- Sınır etkisi modeli ile boyut, geometri ve yükleme koşullarından bağımsız benzersiz bir asimptotik eğri saptanırken Boyut Etkisi Kanunu' nun asimptotik çözümleri numune geometrisi ve yükleme koşulu ile değişir.
- Sınır etkisi modelinde malzeme sabitleri f_t ve a_∞^* dır. Boyut etkisi yasası ise çeşitli numune geometrisi ve yükleme şartları bilinen iki ampirik parametre kullanır: A ve d_0 . Sınır etkisi modelinde $A(a)$ ve d^* açık ve net bir şekilde elde edilir.
- Boyut etkisi yasası $0.22 \leq d/d^* \leq 4.5$ aralığında geçerli olurken sınır etkisi modeli belli koşullarda sınırlanmamıştır, $0 \leq d/d^* \leq \infty$ için geçerlidir [15].

4. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

4.1.Beton Karışım Hesabı

İstenen kıvam, işlenebilme, kohezyon, dayanım, dayanıklılık, hacim sabitliği ve aranan diğer özelliklere sahip en ekonomik betonu elde edebilmek amacıyla gerekli çimento, agrega, su, hava ve gerektiğinde kimyasal ve mineral katkı maddelerinin miktarlarını belirlemek için yapılan işlemlere beton karışım hesabı denir [39].

Agregaların tane büyüklüğü, tanelerin geometrik şekli, yığındaki tanelerin boyutlarına göre dağılımı ve maksimum agrega boyutunun betonun özellikleri üzerinde etkisi büyüktür. Bir agrega tanesinin geçebileceği en küçük elek açıklığına o tanenin çapı, agrega yığını içindeki en büyük danenin geçtiği elek açıklığı da maksimum agrega boyutu olarak isimlendirilir. Kompozit bir malzeme olan betonu iyi ve ekonomik olarak üretebilmek için kullanılacak agrega yığını kompasite en yüksek olacak şekilde seçildiğinde boşluk en az olacak ve çimento mümkün olduğu kadar az kullanılacaktır. Farklı çaplardan agregalar belirli miktarlarda alındığında iri tanelerin arasını ince taneler dolduracağından kompasitesi yüksek bir yığın elde edilecektir. Agrega yığını içerisindeki tanelerin büyüklüklerine göre gösterdikleri tane dağılım oranına granülometri veya gradasyon denilmektedir [40].

Sürekli Gradasyon (Granülometri) Eğrisi : Sıfırdan belirli büyüklüğe kadar bütün agrega tanelerini içeren eğridir.

Kesikli Gradasyon Eğrisi : Orta büyüklükteki taneleri içermeyen eğridir.

Uygun Gradasyon : Agrega numunesini oluşturan değişik boy sınıflarındaki agrega oranları değiştirilerek, deneme-yanılma metodu ile agreganın istenilen gradasyona sahip olmasına çalışılır. Gerçekleştirilebilecek oranda minimum boşluklu bir agrega karışımı elde etmek amaçlanır [41].

Sunulan bu tez çalışmasında, TS 802 [39] Beton Karışım Tasarımı Hesap Esasları'na uygun beton karışımları oluşturularak, maksimum agrega çapı 8 mm ve 16 mm olan kesikli ve sürekli granülometrilili beton karışımlar üretilmiştir.

4.1.1. Birinci Seri Beton Karışım Oranları

$d_{max} = 16 \text{ mm}$ için Su/çimento oranı 0.6 olarak alınmıştır.

Çimento dozajı 350 kg/m^3 alınmıştır. Buradan;

Su miktarı 210 kg/m^3 bulunur. Hava boşluğu %2, çimento özgül ağırlığı

$\gamma_c = 3.1 \text{ gr/cm}^3$ olarak hesaplarda kullanılmıştır.

Agregaların hacmi mutlak hacim formülünden hesaplanmıştır.

$$1000 = 350/3.1 + 210 + 20 + V_a$$

$V_a = 657 \text{ dm}^3$ olarak hesaplanmıştır.

$d_{max} = 16 \text{ mm}$ kesikli granülometriye sahip karışım için,

(0-2) kum %35

$$2.64 = m / (657 \times (35/100))$$

$$m_{(0-2)} = 607 \text{ kg}$$

(8-16) çakıl %65

$$2.66 = m / (657 \times (65/100))$$

$$m_{(8-16)} = 1136 \text{ kg/m}^3$$

Tablo 4.1. Karışım oranları, $d_{max}=16 \text{ mm}$, kesikli granülometri

Malzeme	1000 dm^3	55 dm^3
Çimento	350 kg	19.25 kg
Su	210 kg	11.55 kg
(0-2 mm)	607 kg	33.40 kg
(8-16 mm)	1136 kg	62.50 kg

4.1.2. İkinci Seri Beton Karışım Oranları

$d_{\max} = 8$ mm için su/çimento oranı 0.6 olarak alınmıştır.

Çimento dozajı 400 kg/m^3 alınmıştır. Buradan;

Su miktarı 240 kg/m^3 bulunur. Hava boşluğu %2, çimento özgül ağırlığı $\gamma_c = 3.1 \text{ gr/cm}^3$ olarak hesaplarda kullanılmıştır.

$$1000 = 400/3.1 + 240 + 20 + V_a$$

$$V_a = 610 \text{ dm}^3 \text{ hesaplanmıştır.}$$

$d_{\max} = 8$ mm kesikli granülometriye sahip karışım için;

(0-2) kum %35

$$2.64 = m / (610 \times (35/100))$$

$$m_{(0-2)} = 564 \text{ kg}$$

(4-8) çakıl %65

$$2.66 = m / (610 \times (65/100))$$

$$m_{(4-8)} = 1055 \text{ kg}$$

Tablo 4.2. Karışım oranları, $d_{\max}=8$ mm, kesikli granülometri

Malzeme	1000 dm^3	55 dm^3
Çimento	400 kg	22 kg
Su	240 kg	13.2 kg
(0-2 mm)	564 kg	31.02 kg
(4-8 mm)	1055	58.10 kg

4.1.3. Üçüncü Seri Beton Karışım Oranları

$d_{max} = 8$ mm sürekli granülometriye sahip karışım için hesaplar aşağıda verilmiştir.

$$(0-4) = \%40$$

$$2.66 = m / (610 \times (40/100))$$

$$m_{(0-4)} = 650 \text{ kg}$$

$$(4-8) \text{ çakıl } \% 60$$

$$2.66 = m / (610 \times (60/100))$$

$$m_{(4-8)} = 975 \text{ kg}$$

Tablo 4.3. Karışım oranları, $d_{max}=8$ mm, sürekli granülometri

Malzeme	1000 dm ³	55 dm ³
Çimento	400 kg	22 kg
Su	240 kg	13.2 kg
(0-4 mm)	650 kg	35.75 kg
(4-8 mm)	975 kg	53.6 kg

4.1.4. Dördüncü Seri Beton Karışım Oranları

$d_{\max}=16$ mm sürekli granülometriye sahip karışım için hesaplar aşağıda verilmiştir.

(0-4) kum %50

$$2.66 = m / (657 \times (50/100))$$

$$m_{(0-4)} = 874 \text{ kg}$$

(4-8) çakıl %18

$$2.66 = m / (657 \times (18/100))$$

$$m_{(4-8)} = 315 \text{ kg}$$

(8-16) çakıl %32

$$2.66 = m / (657 \times (32/100))$$

$$m_{(8-16)} = 559 \text{ kg}$$

Tablo 4.4. Karışım oranları, $d_{\max}=16$ mm, sürekli granülometri

Malzeme	1000 dm ³	55 dm ³
Çimento	350 kg	19.25 kg
Su	210 kg	11.55 kg
(0-4 mm)	874 kg	48.05 kg
(4-8 mm)	315 kg	17.30 kg
(8-16 mm)	559 kg	30.74 kg

4.2. Deneyin Yapılışı

4.2.1. Numune Hazırlanması

Bu çalışmada $50 \times 100 \times 300 \text{ mm}^3$ boyutlarına sahip 6 adet köpük kalıp, aynı boyutlara sahip 3 adet çelik kalıp, 3 adet $50 \times 200 \times 600 \text{ mm}^3$ lük ve e 3 adet $50 \times 50 \times 150 \text{ mm}^3$ lük çelik kalıplar kullanılmıştır. Dökümden önce kalıplar temizlenmiş ve betonun yapışmaması için döküm yapılmadan önce Şekil 4.1 'deki gibi bütün kalıplar yağlanmıştır. Şekil 4.2'de görüldüğü gibi mikserde karıştırılan beton karışımı Şekil 4.3'deki kalıplara dökülmüştür.



Şekil 4.1. Kalıpların hazırlanması



Şekil 4.2. Mikserde beton karışımının oluşturulması

Tokmak yardımıyla hava kabarcıkları alınan numuneler 48 saat kalıplarda bekletilmiştir. Bu süre sonunda kalıplardan alınarak 28 gün su küründe bekletilmiştir. Kırımdan önce numunelere Şekil 4.4'deki gibi çentik açılmıştır.



Şekil 4.3. Karışımın kalıplara dökülmesi



Şekil 4.4. Numunelere çentik açma işlemi

d kalınlık, b genişlik, L boy, a çentik uzunluğunu ifade etmektedir. $\alpha = a/d$ olmak üzere üretilen kırılganlara ait geometriler Tablo 4.5’de verilmiştir.

Tablo 4.5. Numune Geometrileri

d(mm)	b(mm)	d(mm)	L(mm)	a(mm)
50 a/d=0.2	50	50	150	10
100 a/d=0.1	50	100	300	10
100 a/d=0.2	50	100	300	20
100 a/d=0.3	50	100	300	30
100 a/d=0.55	50	100	300	55
200 a/d=0.2	50	200	600	40

Şekil 4.5 – 4.7 de gösterilen 100 kN’luk deney cihazına yerleştirilen numunelere üç noktalı eğilme deneyi uygulanarak kırılma yükleri tespit edilmiştir.



Şekil 4.5. Üç noktalı eğilme deneyi $d = 50 \text{ mm}$



Şekil 4.6. Üç noktalı eğilme deneyi $d = 100 \text{ mm}$



Şekil 4.7. Üç noktalı eğilme deneyi $d = 200$ mm



Şekil 4.8. Deney sonucu kırılan numuneler

5. ANALİZLER

Üç noktalı eğilme deneyine tabi tutulmadan önce elektronik kumpas yardımıyla b kiriş genişliği, d kalınlığı, L kiriş boyu ve (a_1 ve a_2) çentik boyu ölçülmüştür. W numune ağırlıkları tespit edilmiştir. 100 kN’luk deney cihazına yerleştirilen numunelere üç noktalı eğilme deneyi uygulanarak kırılma yükleri tespit edilmiştir. Elde edilen değerler Tablo 5.1 – 5.4 de verilmiştir. Burada f_{cc} betonun 100 mm lik küp üzerinden basınç dayanımıdır.

Tablo 5.1. Kesikli $d_{max}=8$ mm, Seri No:1 ($f_{cc}=42.11$ MPa)

TİP	YH(kN/s)	b(mm)	d (mm)	L(mm)	a_1 (mm)	a_2 (mm)	W(gr)	P (kN)
		52.22	49.14	148.7	10.76	8.48	866	2.53
50-0.2	0.02	48.12	50.42	150.51	9.57	8.57	839	2.5
		49.22	52.05	152.16	12.49	12.31	903	2.77
		50.5	102.07	300	22.77	22.44	3566	3.83
100-0.2	0.03	47.4	98.21	300	20.17	19.86	3326	3.25
		46.02	101.83	297	22.66	22.64	3283	3.54
		48	202	600	37.52	38.1	13241	6.93
200-0.2	0.06	47.83	200	598	38.78	39.12	13211	7.12
		48.04	198	600	39.63	37.92	13323	7.4
		48.41	100.44	298	12.33	12.22	3412	4.84
100-0.1	0.03	50.87	99.81	298	12.12	12.34	3582	5.12
		52.64	100.61	298	11.82	13.03	3623	5.21
		49.68	101.28	298	26.96	27.28	3570	3.33
100-0.3	0.03	49.35	101.5	300	27.43	28.16	3540	3.45
		50.03	100.88	298	28.16	28.14	3586	3.42

Tablo 5.2. Kesikli $d_{max}=16$ mm, Seri No:2 ($f_{cc}=39.23$ MPa)

TİP	YH(kN/s)	b(mm)	d (mm)	L(mm)	a_1 (mm)	a_2 (mm)	W(gr)	P (kN)
		50.21	51.44	144.38	10.88	10.55	905	2.93
50-0.2	0.02	50.44	51.4	151.38	10.5	10.68	939	2.73
		51.12	50.35	150.46	8.73	9.69	890	2.35
		48.49	102.62	296	22.73	22.17	3422	4.29
100-0.2	0.034	48.44	100.49	300	20.87	20.88	3458	4.22
		49.59	100.31	300	20.58	20.72	3539	3.8
		46	200	600	37.09	37.49	13501	7.18
200-0.2	0.057	46	200	600	39.16	38.57	13487	6.3
		50	205	600	40.19	40.1	14601	7.06
		52.12	98.11	300	10.87	11.59	3656	5.87
100-0.1	0.034	51.03	101.79	300	11.94	12.02	3667	4.79
		54.5	99.45	298	12.23	11.91	3793	5.51
		51.13	101.47	300	28.42	27.83	3696	3.23
100-0.3	0.034	50.32	99.91	299	27.1	26.85	3605	2.91
		51.85	99.15	298	25.21	25.21	3635	3.44

Tablo 5.3. Sürekli $d_{max} = 8$ mm, Seri No:3 ($f_{cc}=54.26$ MPa)

TİP	YH(kN/s)	b(mm)	d (mm)	L(mm)	a ₁ (mm)	a ₂ (mm)	W(gr)	P (kN)
		50.47	52.5	150	11.6	10.41	942	2.31
50-0.2	0.02	50.35	50.47	150	10.98	12.72	899	2.29
		50.8	53.66	150	13.6	19.9	965	2.29
		48.31	100.51	300	20.31	20.32	3454	4
100-0.2	0.034	48.98	99.7	300	20.04	20.12	3592	4.05
		48.75	101.02	300	18.61	18.78	3448	4.25
		52.67	199	600	42.53	40.12	13800	6.79
200-0.2	0.057	49.5	200	600	40.12	39.78	13750	7.11
		49.62	199	600	39.88	39.75	13750	7.25
		51.09	98.98	300	54.59	54.82	3611	1.6
100-0.55	0.034	51.07	99.41	300	58.45	56.7	3569	1.25
		51.38	100.83	300	55.6	56.75	3582	1.39
		50.38	100.94	301	12.78	14.23	3561	5.14
100-0.1	0.034	50.94	99.51	299	12.1	12.24	3581	4.86
		52.93	100.83	298	12.42	13.36	3743	5.48
		48.84	101.15	302	29.11	28.15	3568	3.52
100-0.3	0.034	48.95	99.81	300	27.24	27.81	3483	2.79
		50.34	100.54	302	26.98	27.35	3635	3.42

Tablo 5.4. Sürekli $d_{max} = 16$ mm, Seri No:4 ($f_{cc}=41.04$ MPa)

TİP	YH(kN/s)	b(mm)	d (mm)	L(mm)	a ₁ (mm)	a ₂ (mm)	W(gr)	P (kN)
		51.49	51.56	151	11.64	11.75	938	2.76
50-0.2	0.02	50.9	48.99	150.09	10.01	8.35	896	2.58
		49.08	51.84	147.54	11.33	11.57	893	2.8
		50.21	102.1	295	22.9	23.1	3652	4.06
100-0.2	0.034	50.92	99.63	297	21.48	20.86	3530	3.54
		50.34	99.77	298	21.06	20.83	3677	3.84
		47.59	200	600	37.95	37.59	13506	8.53
200-0.2	0.057	47.46	203	600	39.17	39.25	13660	7.7
		48.52	202	599	39.17	39.56	13823	7.31
		49.07	101.78	300	12.9	13.99	3608	4.43
100-0.1	0.034	50.74	100.27	300	13.26	12.68	3733	4.76
		50.29	101.44	299	14.07	14.35	3763	4.98
		48.45	101.51	302	28.14	28.15	3593	3.33
100-0.3	0.034	49.31	100.96	301	28.26	28	3611	3.19
		47.94	98.96	301	27.45	26.5	3448	3.7

5.1.İki Parametrelili Model İle Analiz

Bu çalışmadan önceki Yüksek Lisans seminer çalışmasında [42] betonun kırılma mekaniğinde popüler bir metot olan iki-parametrelili kırılma modelinin beton kiriş numuneler üzerine uygulaması yapılmıştır. Dört farklı beton karışımından elde edilen numuneler üzerinde lineer olmayan kırılma mekaniği prensipleri uygulanarak pik yük metoduna göre kırılma parametreleri K_{IC}^S ve $CTOD_c$ tespit edilmiştir. Pik yük metodunun uygulamasında aynı boyutta farklı çentik uzunluklarına sahip ya da farklı boyutta aynı çentik uzunluğuna sahip numuneler kullanılmalıdır. Kritik çatlak boyu a_c ve nominal gerilme σ_N değerleri parametrik denklemlere dönüşümü aşağıdaki formüllerde gösterilmiştir.

$$K_1^1(\sigma_N^1, a_c^1) = K_{IC}^S \quad (5.1)$$

$$CTOD^1(\sigma_N^1, a_c^1) = CTOD_c \quad (5.2)$$

$$K_1^2(\sigma_N^2, a_c^2) = K_{IC}^S \quad (5.3)$$

$$CTOD^2(\sigma_N^2, a_c^2) = CTOD_c \quad (5.4)$$

$$K_I = \sigma_N \sqrt{\pi a} Y_1(\alpha, \beta) \quad (5.5)$$

σ_N , nominal dayanım (α, β) , fonksiyon sabitleri olarak ifade edilebilir. Üç noktalı eğilmeye maruz kiriş numuneler için f_I fonksiyonu $Y(\alpha)$ olarak ifade edilirse,

$$Y(\alpha) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \frac{1.846 + 0.158\alpha + 1.00\alpha^2 - 0.356\alpha^3}{(1 + 3\alpha)(1 - \alpha)^{1.5}} \quad [43] \quad (5.6)$$

Kiriş numuneler için kritik gerilme yoğunluk faktörü,

$$K_{IC}^S = \sigma_N \sqrt{\pi a_c} Y(\alpha) \quad \text{olur.} \quad (5.7)$$

P_{max} kırılma yükü, s mesnet aralığı; b numune kalınlığı ve d numune yüksekliği olmak üzere nominal dayanım:

$$\sigma_N = \frac{3Ps}{2bd^2} \quad \text{olarak elde edilir.} \quad (5.8)$$

Kritik çatlak ucu açılım deplasman değeri de Denklem 5.9 yardımıyla hesaplanır.
($\alpha_c = a_c/d$)

$$CTOD_c = \frac{4a_c\sigma_N V_1(\alpha)}{E} \sqrt{1 - \frac{a_0}{a_c} + [1.081 - 1.149\alpha] \left(\frac{a_0}{a_c} - \left(\frac{a_0}{a_c} \right)^2 \right)} \quad (5.9)$$

$$V_1(\alpha) = 0.736 - 2.628\alpha + 4.752\alpha^2 - 3.264\alpha^3 + \frac{0.66}{(1-\alpha)^2} \quad (5.10)$$

σ_N değeri hesaplandıktan sonra Denklem 5.1 den K_{Ic}^S , Denklem 5.2 den $CTOD_c$ değerleri hesaplanır. K_{Ic}^S ve $CTOD_c$ ' ye karşılık gelen üç farklı çentik uzunluğu ve bunların ortalamaları çizilmiştir. K_{Ic}^S 'in $CTOD_c$ ' ye karşı çizilen eğriler yardımıyla verilen K_{Ic}^S değerleri için $CTOD_c$ değerleri hesaplanmıştır. Eğrilerin kesiştiği nokta gerçek K_{Ic}^S değerini vermektedir. Şekil 5.1 – Şekil 5.4 arasında ilk önce $CTOD_c - K_{Ic}^S$ tabanlı, ardından $K_{Ic}^S - CTOD_c$ tabanlı pik yük metodu analizlerinin grafikleri gösterilmiştir. İki yaklaşıma göre bulunan kırılma parametreleri birbirine çok yakın elde edilmiştir. Standart sapma denklem 5.11 den elde edilir ve kırılma parametreleri K_{Ic}^S ve $CTOD_c$ standart sapmanın (s) minimum olduğu noktada hesaplanmıştır.

$$S = \sqrt{\frac{\sum (CTOD_{ci} - \overline{CTOD_c})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum (K_{Ici}^S - \overline{K_{Ic}^S})^2}{n-1}} \quad (5.11)$$

Burada $CTOD_{ci}$ bireysel kritik çatlak ucu açılımı, $\overline{CTOD_c}$ ortalama kritik çatlak ucu açılımı, K_{Ici}^S bireysel gerilme şiddet çarpanı ve $\overline{K_{Ic}^S}$ ortalama gerilme şiddet çarpanı değerleridir. Şekillerde ayrıca Bazant'ın Boyut Etkisi Modeli'ne göre C_f değeri verilmiş ve aşağıdaki formülden bulunmuştur.

$$C_f = \frac{\pi}{32} \left(\frac{E CTOD_c}{K_{Ic}^S} \right)^2 \quad (5.12)$$

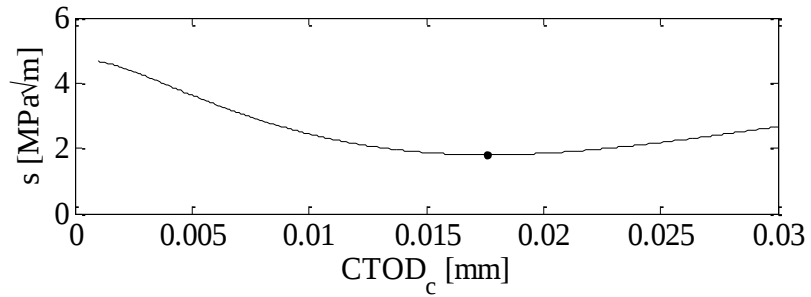
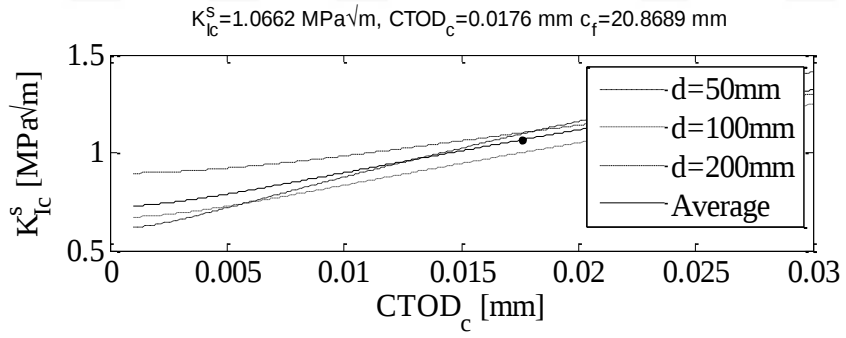
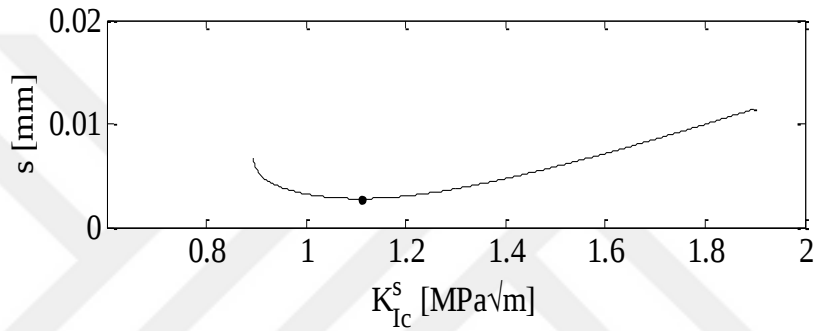
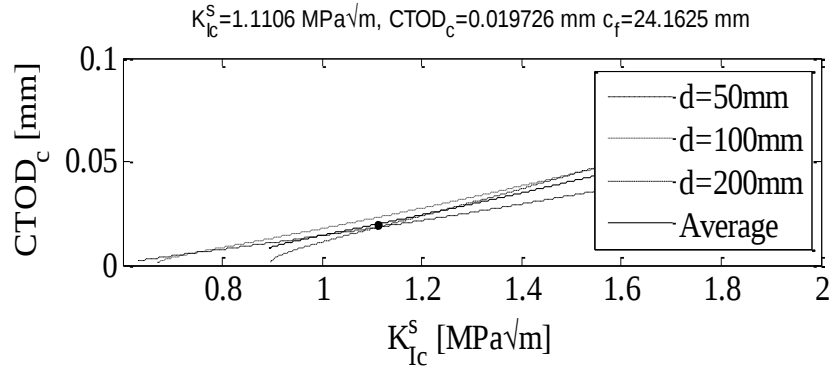
Pik-yük metodu kullanılarak iki parametrelili modele göre bulunan kırılma parametreleri aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Tablo 5.5. $CTOD_C - K_{IC}^S$ ilişkisinden elde edilen kırılma parametreleri

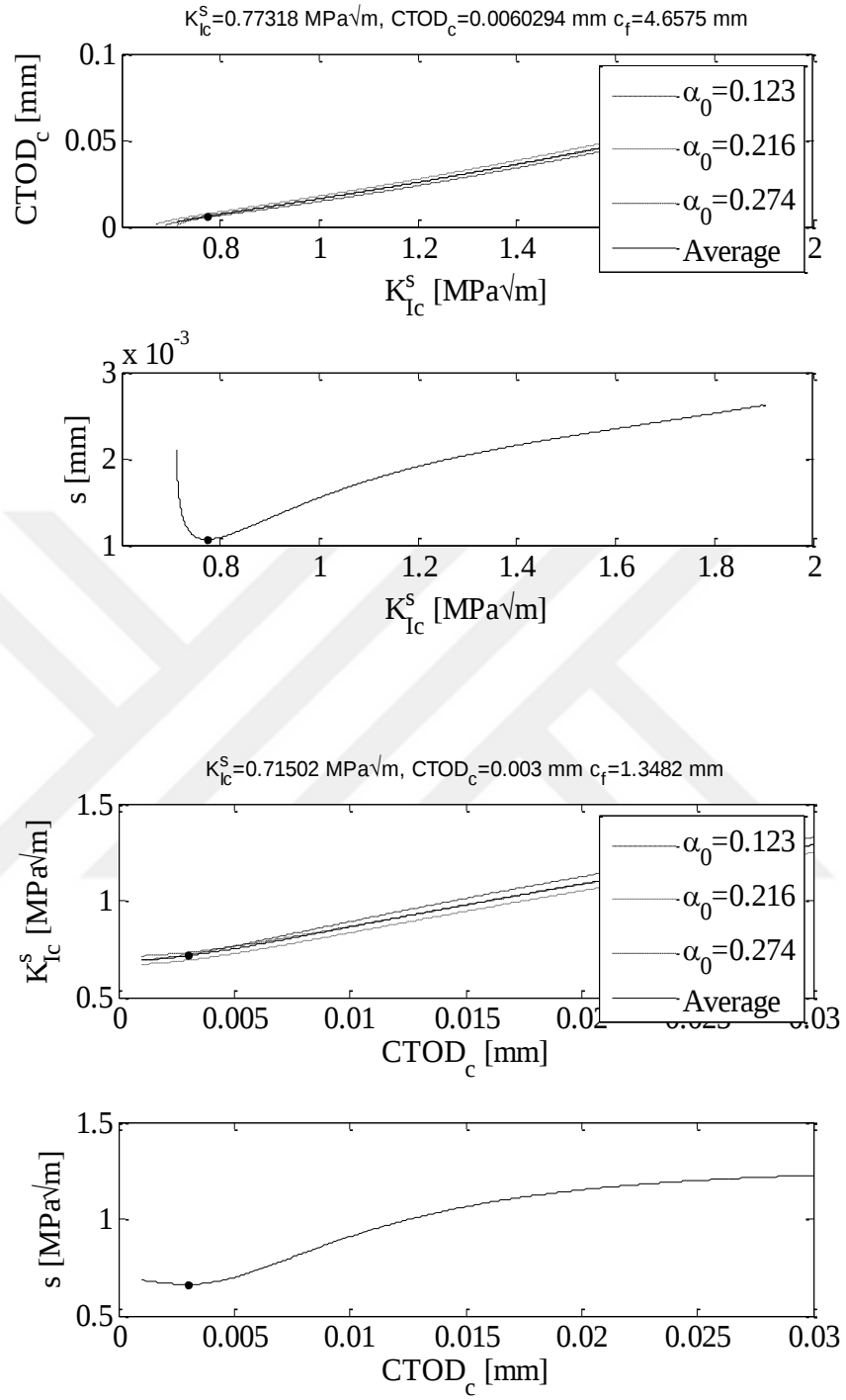
		$\alpha_0=\text{sabit}=0.2 \text{ d}=50, 100 \text{ } 200^{\text{mm}}$		$\alpha_0=0.1, 0.2, 0.3 \text{ d}=100^{\text{mm}}$	
Seri No	$f_{cc} \text{ (MPa)}$	$K_{IC}^S \text{ (MPa}\sqrt{\text{m}})$	$CTOD_C \text{ (mm)}$	$K_{IC}^S \text{ (MPa}\sqrt{\text{m}})$	$CTOD_C \text{ (mm)}$
K8	42.11	1.111	0.0197	0.773	0.0060
K16	39.23	1.046	0.0167	0.823	0.0082
S8	54.26	1.657	0.0416	0.891	0.0099
S16	41.04	1.230	0.0239	0.924	0.0126

Tablo 5.6. $K_{IC}^S - CTOD_C$ ilişkisinden elde edilen kırılma parametreleri

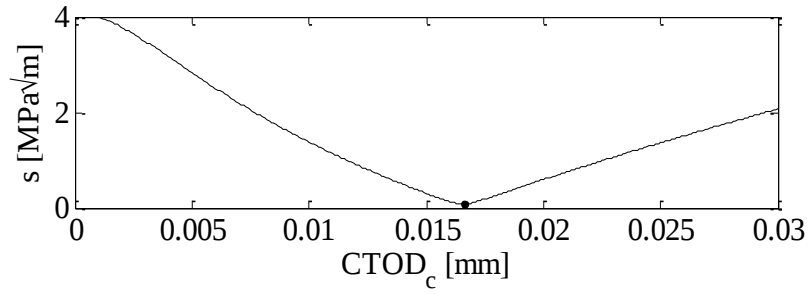
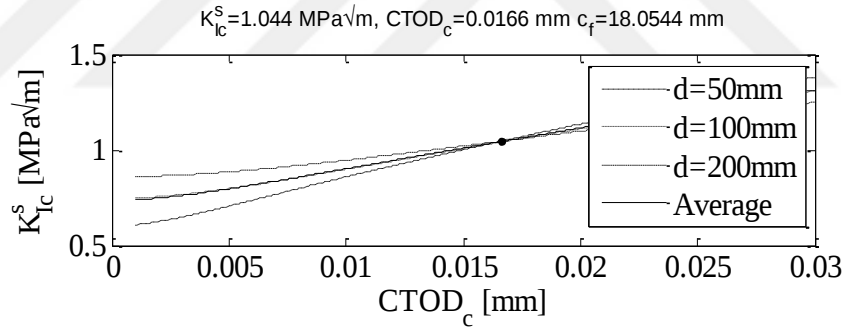
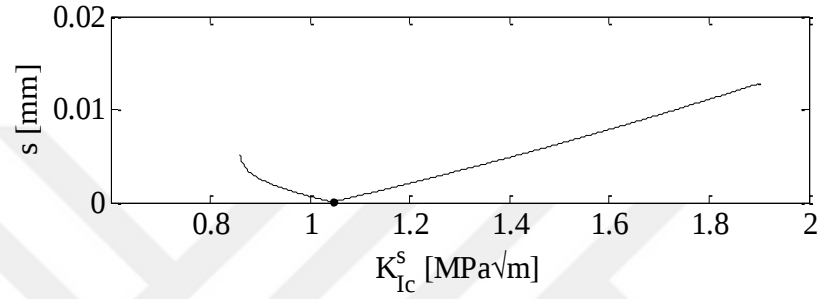
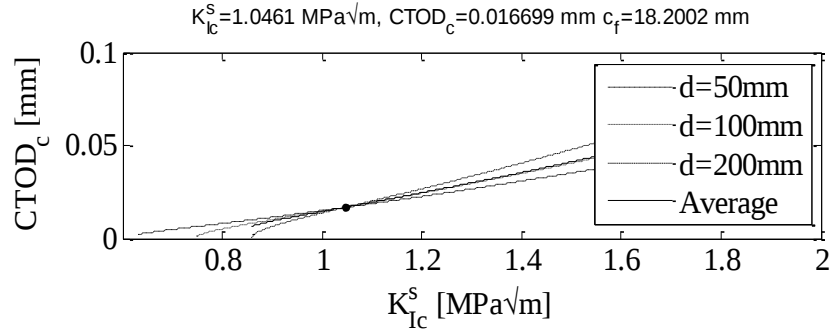
		$\alpha_0=\text{sabit}=0.2 \text{ d}=50, 100 \text{ } 200^{\text{mm}}$		$\alpha_0=0.1, 0.2, 0.3 \text{ d}=100^{\text{mm}}$	
Seri No	$f_{cc} \text{ (MPa)}$	$K_{IC}^S \text{ (MPa}\sqrt{\text{m}})$	$CTOD_C \text{ (mm)}$	$K_{IC}^S \text{ (MPa}\sqrt{\text{m}})$	$CTOD_C \text{ (mm)}$
K8	42.11	1.066	0.0176	0.715	0.003
K16	39.23	1.044	0.0166	0.708	0.002
S8	54.26	1.434	0.03	0.814	0.0065
S16	41.04	1.183	0.0216	0.936	0.0131



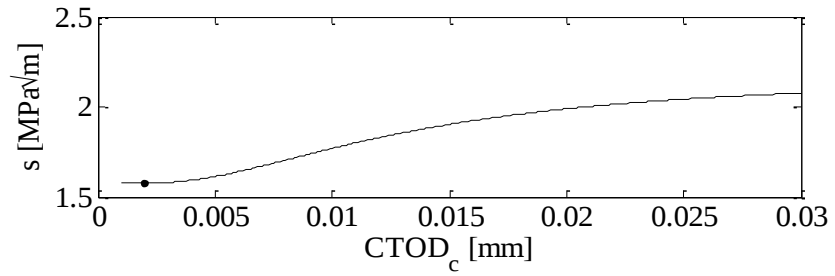
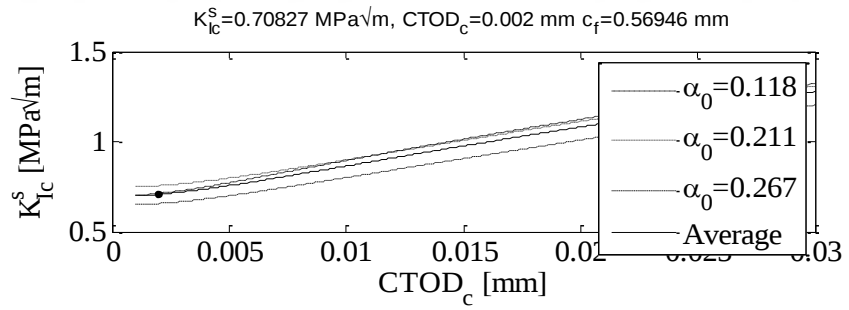
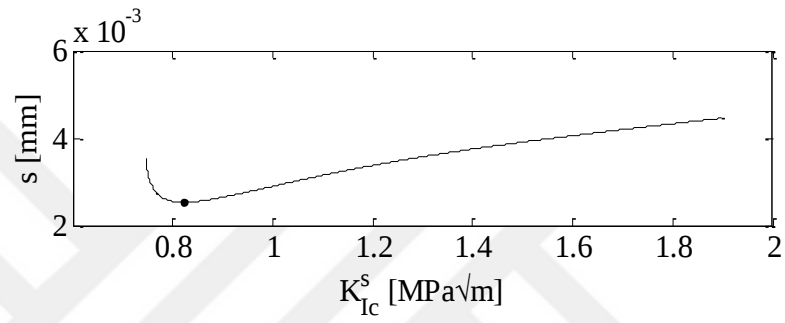
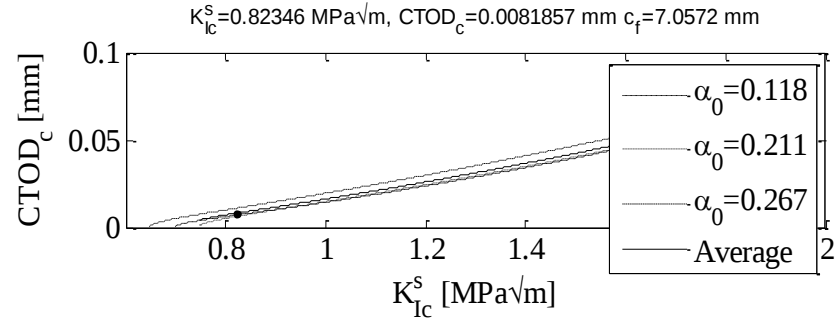
Şekil 5.1. Seri No:1, K8-d=50, 100, 200 mm



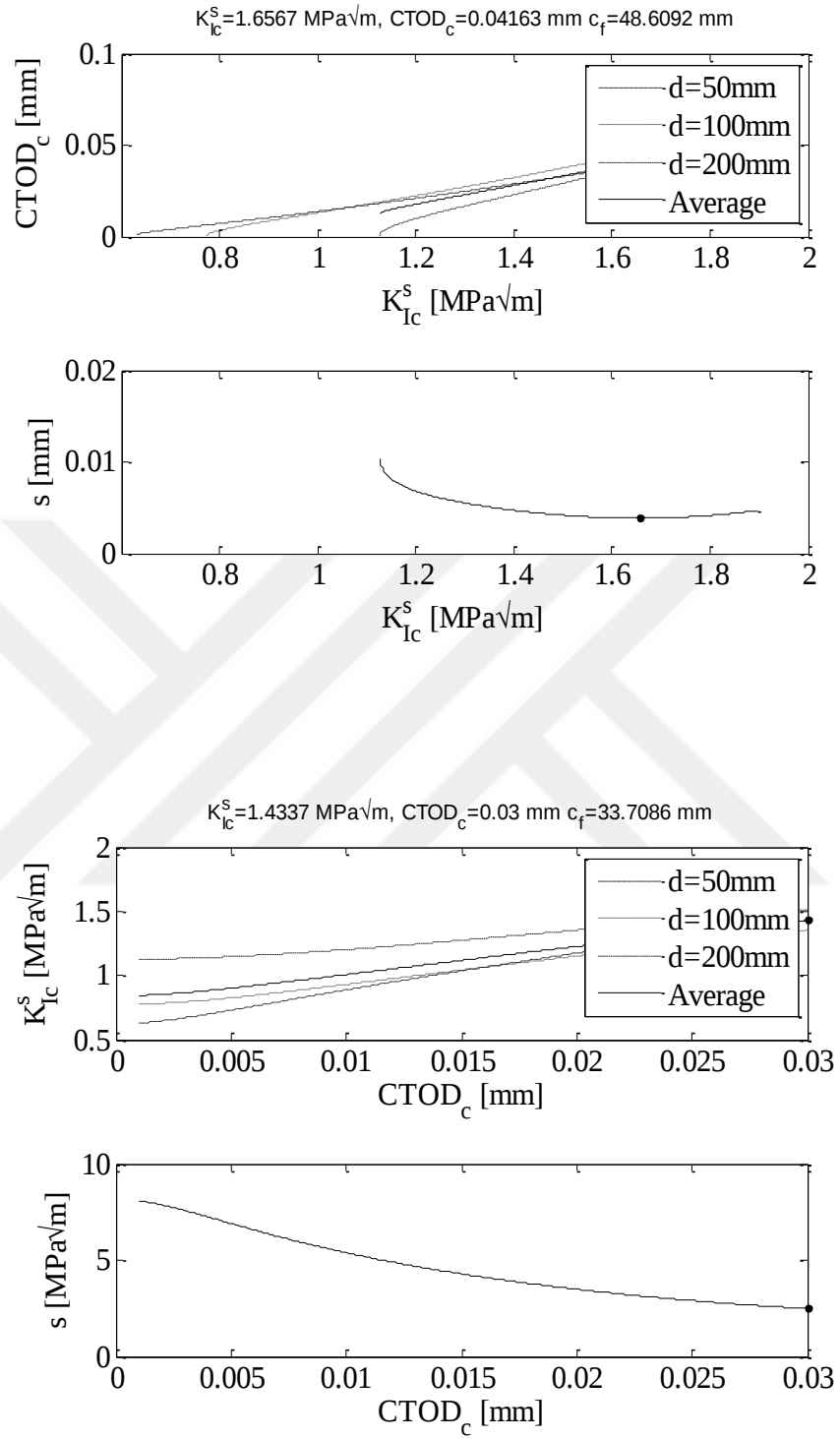
Şekil 5.2. Seri No:1, K8-d=100 mm



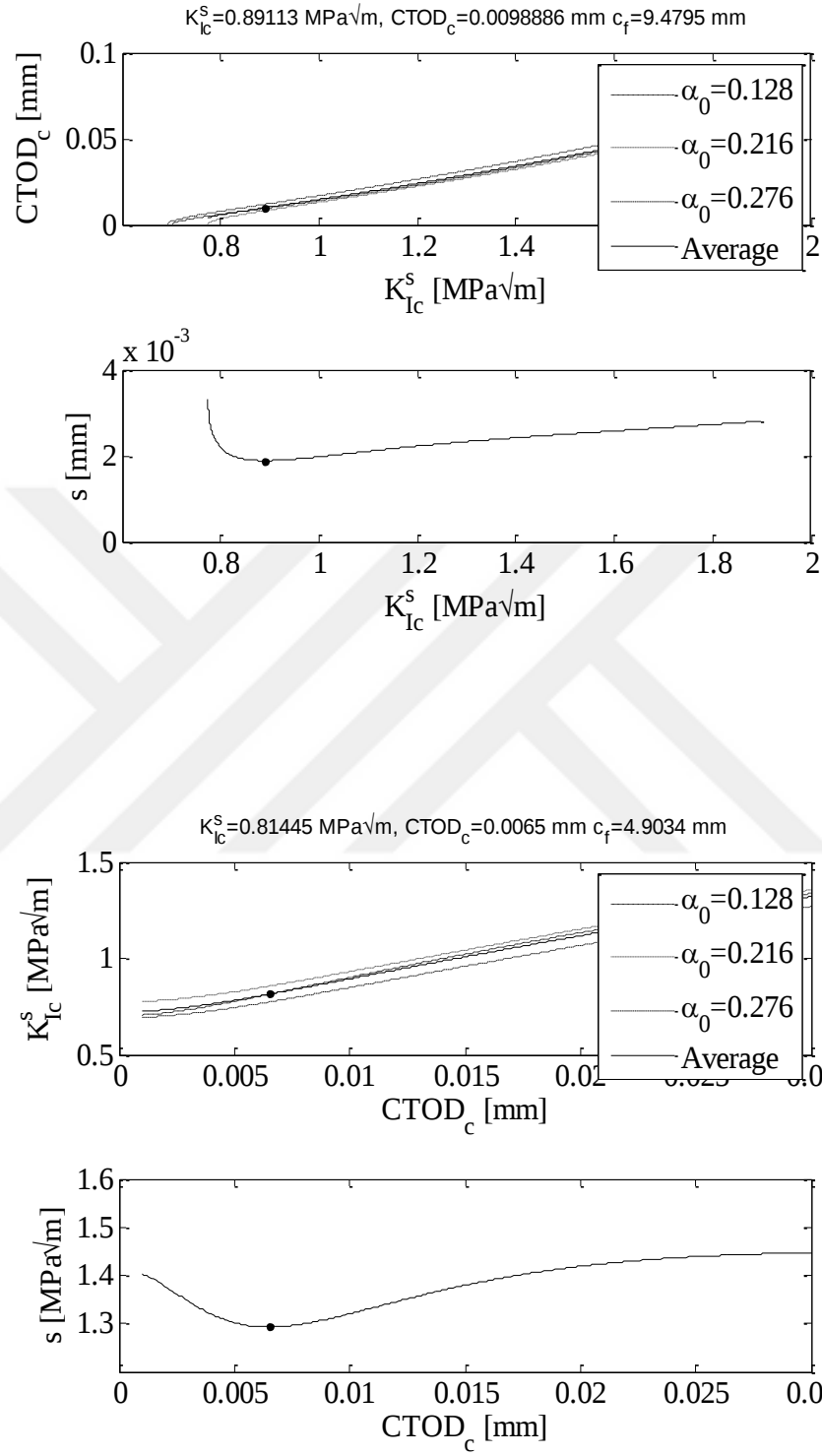
Şekil 5.3. Seri No:2, K16-d=50, 100, 200 mm



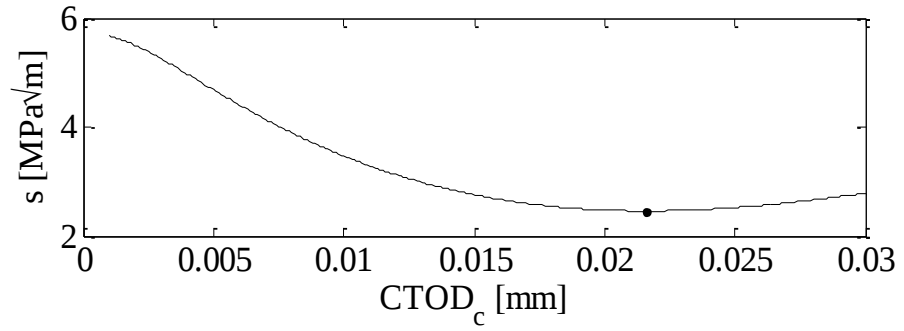
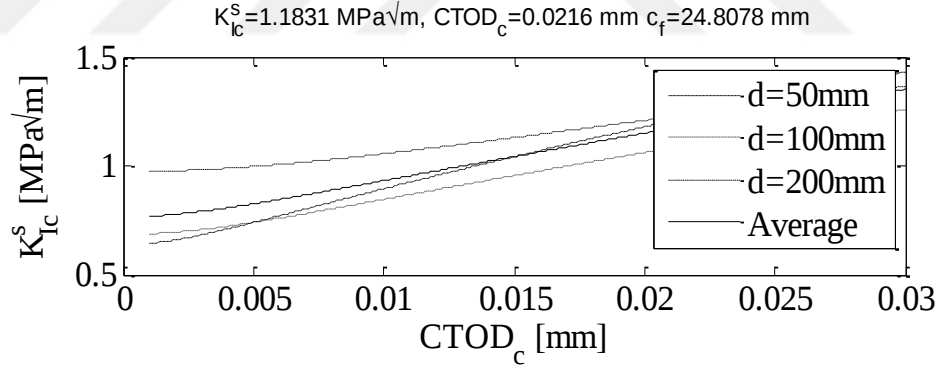
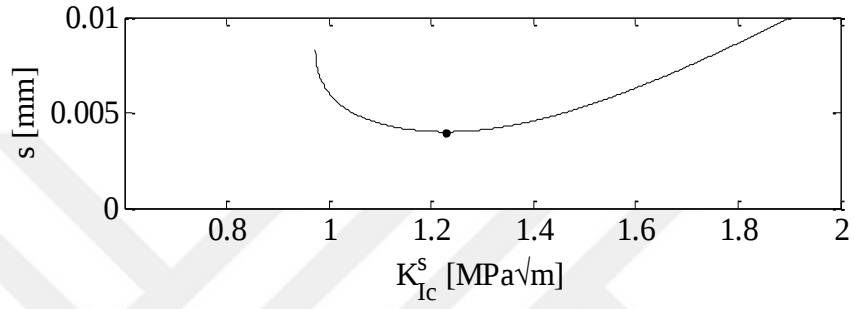
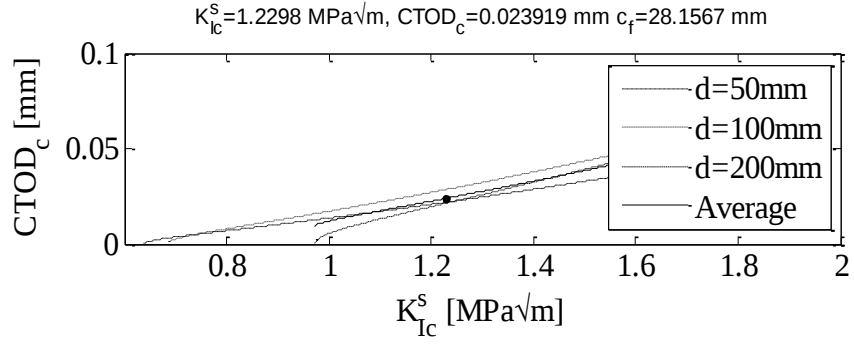
Şekil 5.4. Seri No:2, K16-d=100 mm



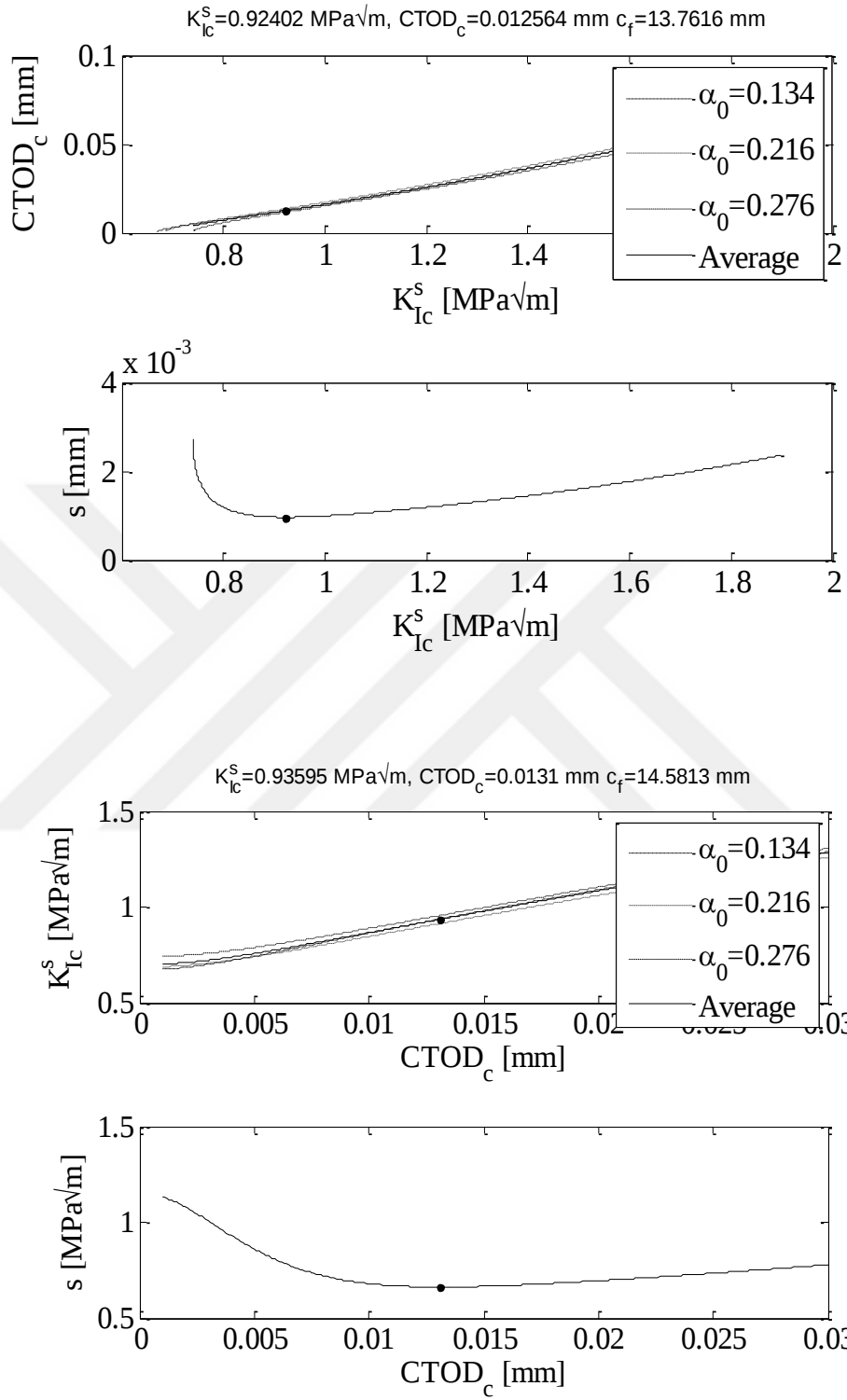
Şekil 5.5. Seri No:3, S8-d=50, 100, 200 mm



Şekil 5.6. Seri No:3, S8-d=100 mm



Şekil 5.7. Seri No :4, S16-d=50, 100, 200 mm



Şekil 5.8. Seri No:4, S16-d=100 mm

5.2.Sınır Etkisi Modeli İle Analiz

$$\alpha = a/d, \quad A(\alpha) = (1-\alpha)^2 \quad [14] \quad (5.13)$$

$$Y(\alpha) = (1.83 - 1.65\alpha + 4.76\alpha^2 - 5.3\alpha^3 + 2.51\alpha^4) / \pi^{1/2} (1+2\alpha)(1-\alpha)^{3/2} \quad [30]$$

$$a_e = a. [A(\alpha). Y(\alpha)/ 1,12]^2 \quad [13] \quad (5.14)$$

5.13 ve 5.14 denklemleri kullanılarak a_c değeri hesaplanır. S/d=2.5 olmak üzere ;

$$\sigma_n = \frac{1.5*P*2.5*d}{b*(d-a)^2} \quad \text{elde edilir.} \quad (5.15)$$

Üç noktalı eğilme deneyi sonunda bulunan kırılma yükleri ile yapılan hesaplar sonucunda denklem 5.14 ve denklem 5.15 ten a_c ve σ_n değerleri elde edilmiştir.

$$\frac{1}{\sigma_n^2} = \frac{1}{f_t^2} + \frac{1}{f_t^2} \cdot \frac{a_e}{a_\infty^*} \quad [13] \quad (5.16)$$

Bu denklem $Y = AX + C$ denklemi olarak yazılırsa;

$$Y = \frac{1}{\sigma_n^2}, \quad A = \frac{1}{f_t^2 a_\infty^*}, \quad X = a_e \quad \text{ve} \quad C = \frac{1}{f_t^2} \quad \text{olur.}$$

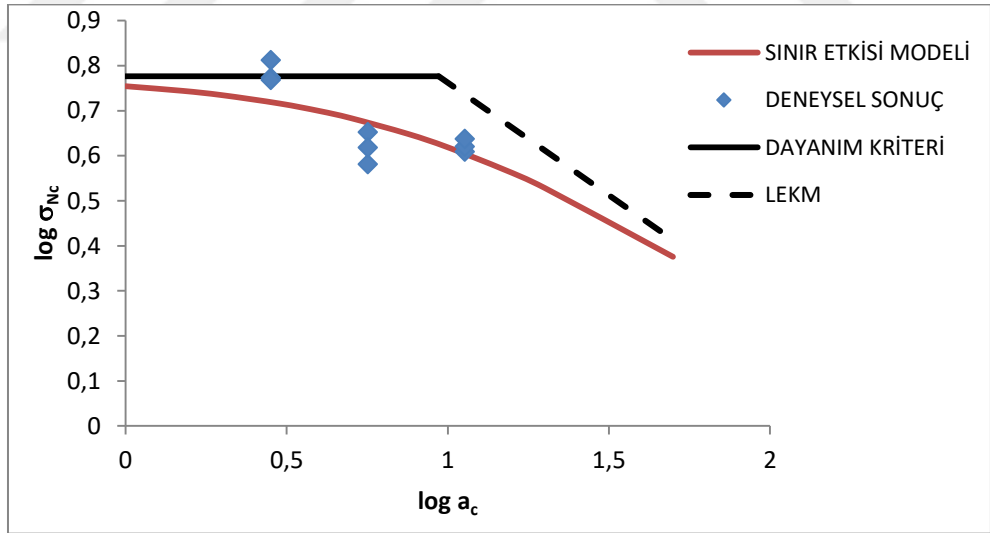
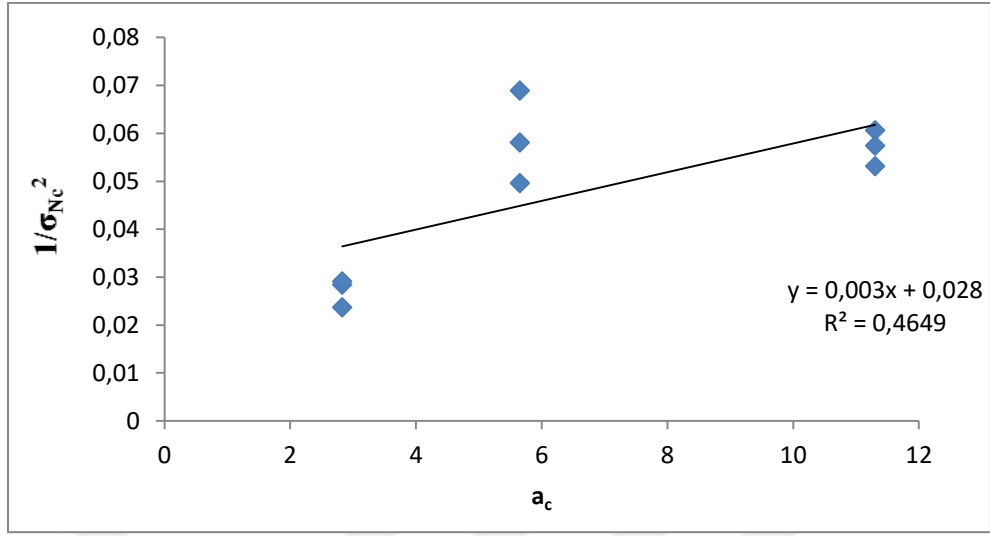
$$a_\infty^* = \frac{1}{1.12^2 \cdot \pi} \left(\frac{K_{1c}}{f_t} \right)^2 \quad [13] \quad \text{olmak üzere;} \quad (5.17)$$

Denklem 5.16 ve 5.17 kullanılarak f_t , K_{1c} ve a_∞^* değerleri hesaplanmıştır. Serilere ait elde edilen parametreler Tablo 5.7 de verilmiştir.

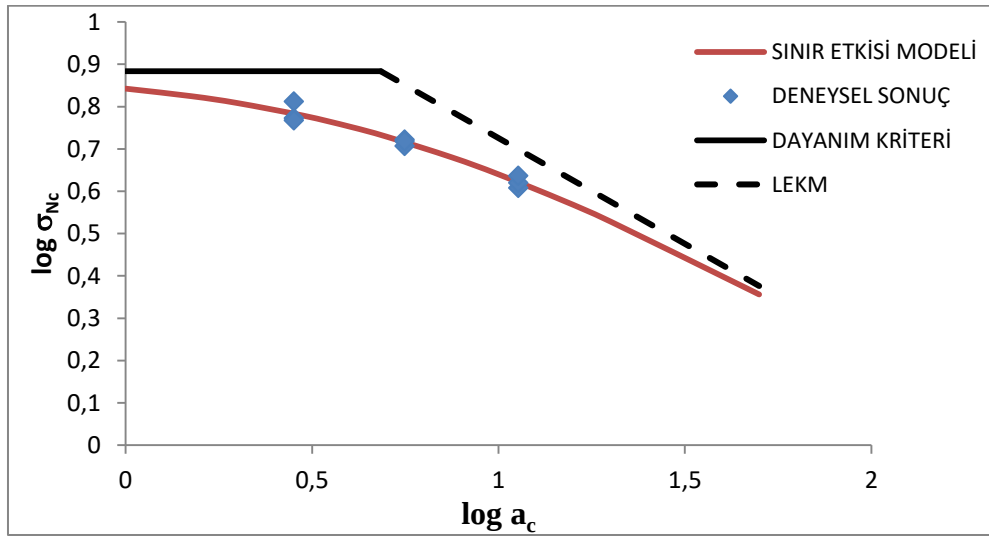
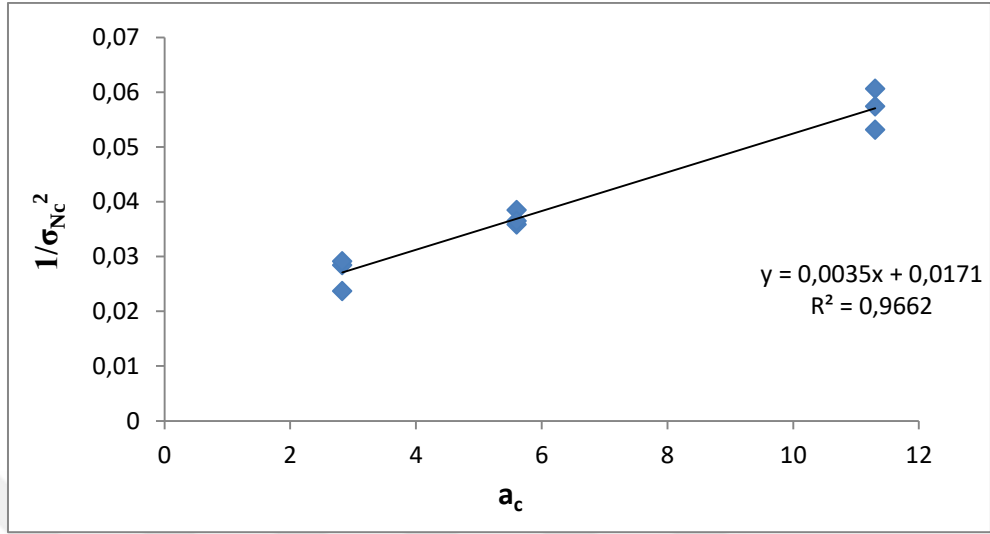
Tablo 5.7. Sınır etkisi modeli ile analiz sonucu bulunan parametreler

		$\alpha_0=\text{sabit}=0.2$		$\alpha_0= 0.2, 0.3, 0.2$		$\alpha_0=0.2, 0.5, 0.2$	
Seri No	f_{cc} (MPa)	K_{Ic} (MPa $\sqrt{m}$)	f_t (Mpa)	K_{Ic} (MPa $\sqrt{m}$)	f_t (MPa)	K_{Ic} (MPa $\sqrt{m}$)	f_t (MPa)
K8	42.11	1.149	5.977	1.056	7.644	-	-
K16	39.23	0.971	7.756	0.969	7.863	-	-
S8	54.26	1.179	6.103	-	-	1.168	6.202
S16	41.04	1.319	6.183	1.233	7.148	-	-

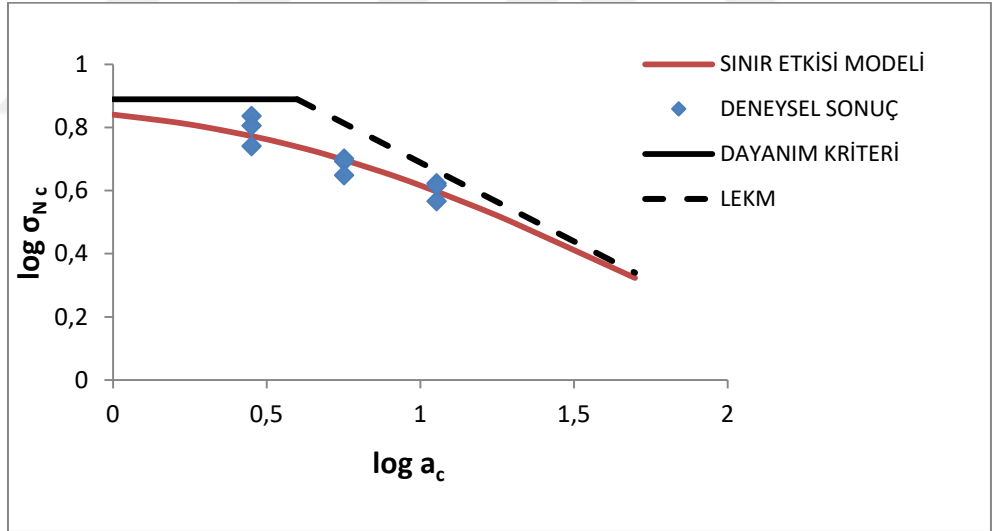
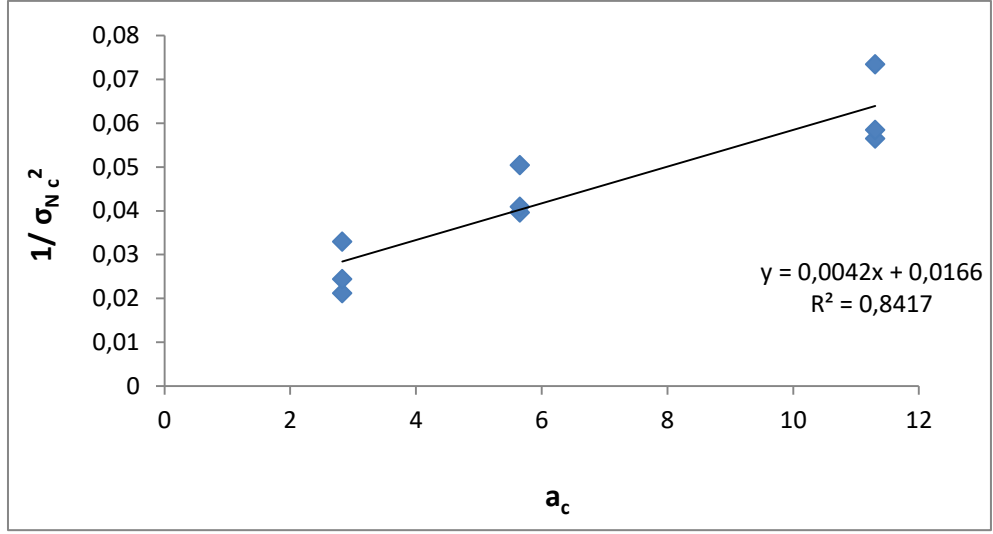
Çalışmada tüm seriler için lineer regrasyon analizi yapılmıştır. Doğrusal analiz grafiklerinde R^2 belirlilik katsayıları gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlar doğrusal analiz ve sınır etkisi kanununa göre düzenlenmiş grafikler Şekil 5.9- 5.16 da verilmiştir. Her seri için grafikler $Y = AX + C$ şeklinde; $X = a_c$ ve $Y = 1/\sigma_{Nc}^2$ olmak üzere çizilmiştir. Yine her seri için lineer olmayan analiz grafikleri gösterilmiştir. Logaritmik ekseninde çizilen $X = \log a_c$ ve $Y = \log \sigma_{Nc}$ olan grafiklerde yatay doğru dayanım kriterini ifade etmektedir. $1/2$ eğimli olan kesik çizgiyle gösterilen doğru LEKM’ni, deneysel sonuçlardan geçen eğri ise Sınır Etkisi Modelini ifade etmektedir.



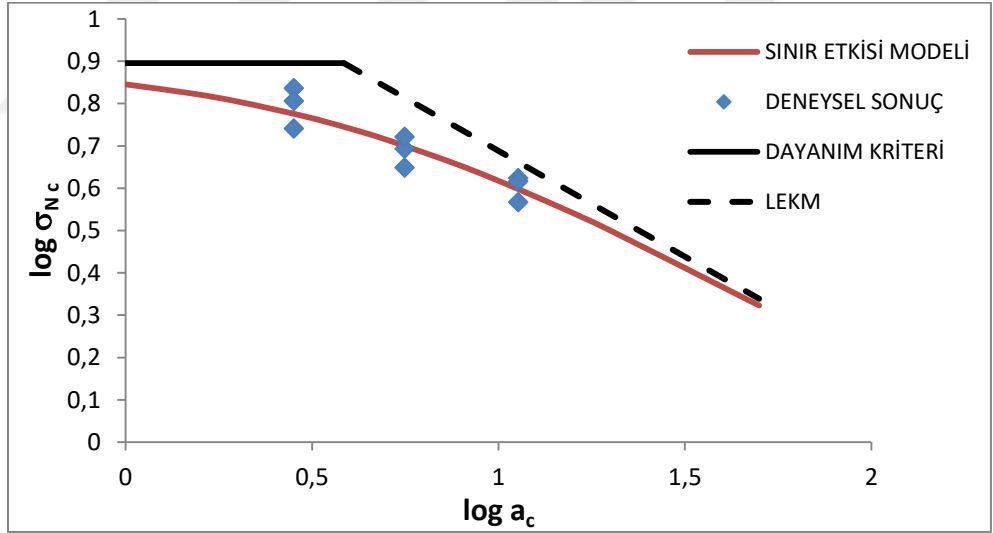
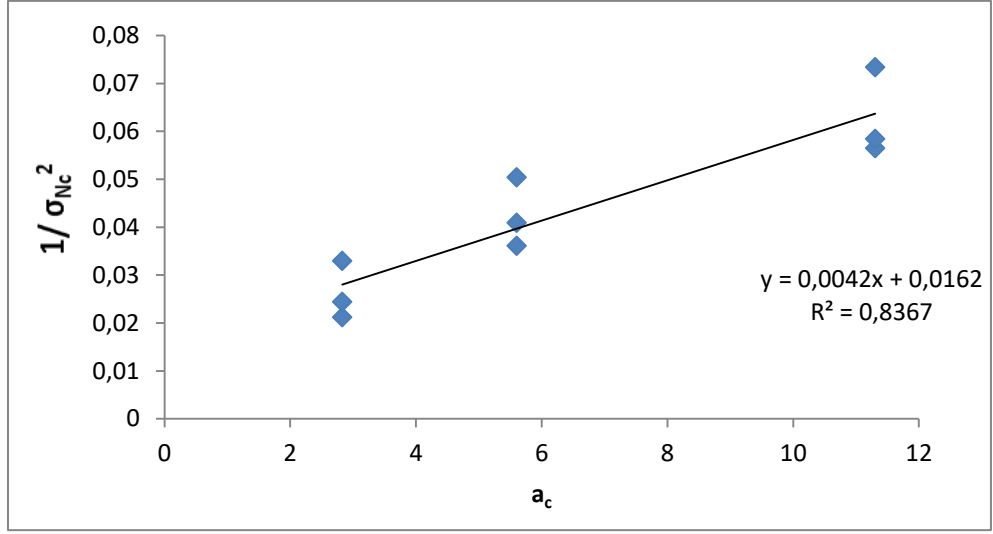
Şekil 5.9. $d_{max} = 8$ mm kesikli granülometri , Seri No:1, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0=\text{sabit}=0.2$



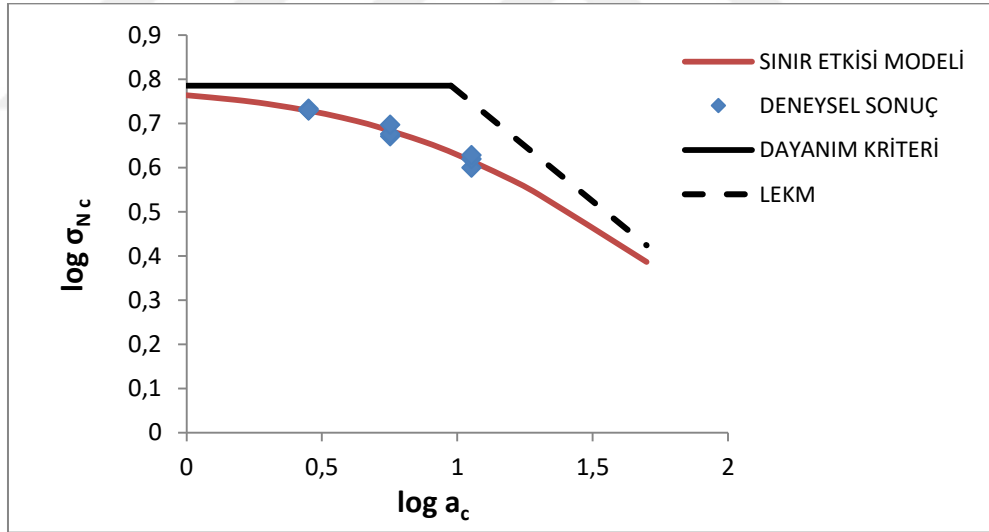
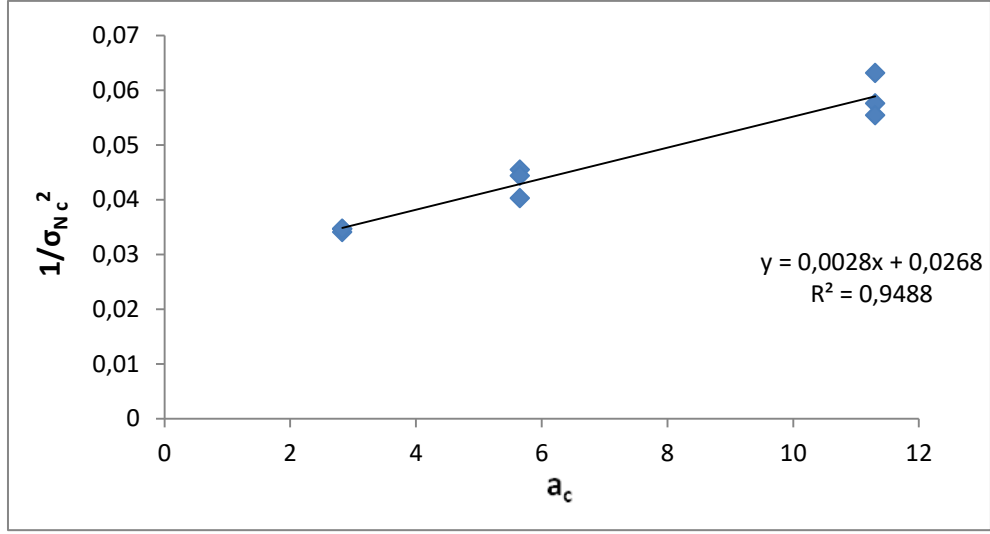
Şekil 5.10. $d_{max}=8$ mm kesikli granülometri , Seri No:1, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0=0.2, 0.3, 0.2$



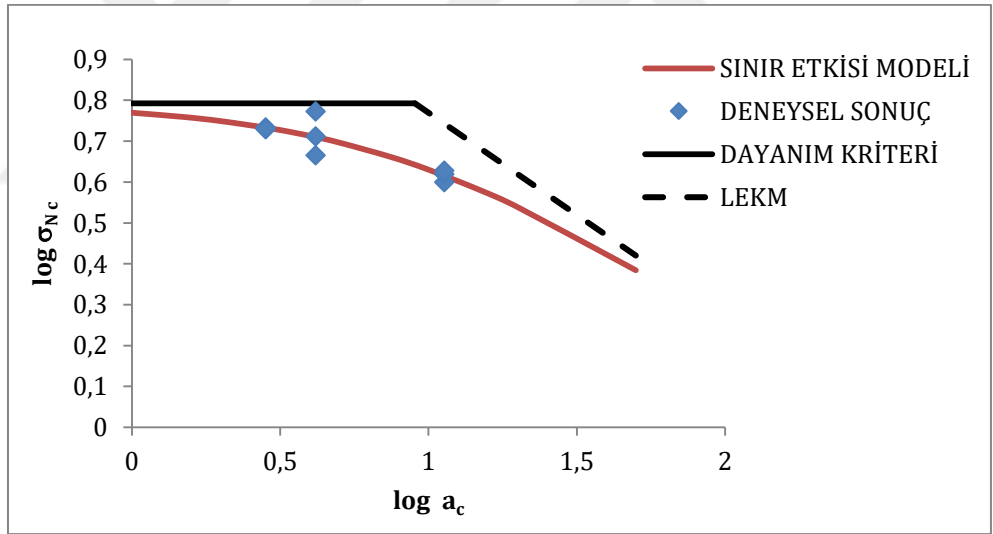
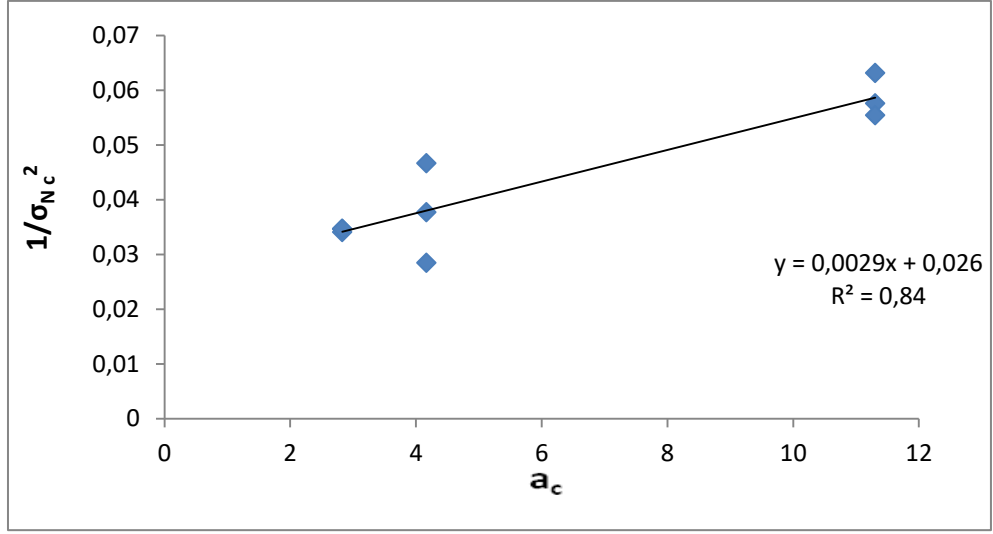
Şekil 5.11. $d_{max} = 16$ mm kesikli granülometri, Seri No:2, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0 = \text{sabit} = 0.2$



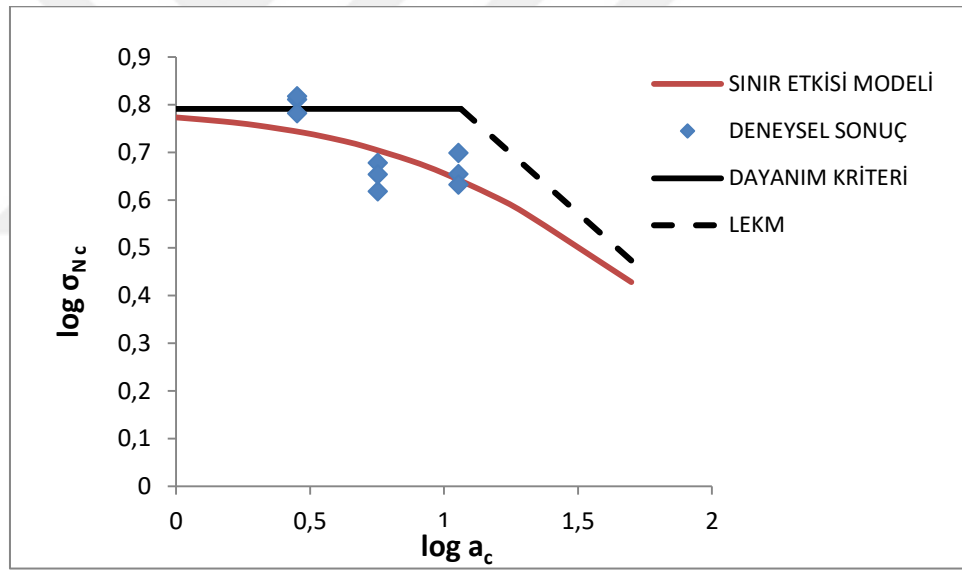
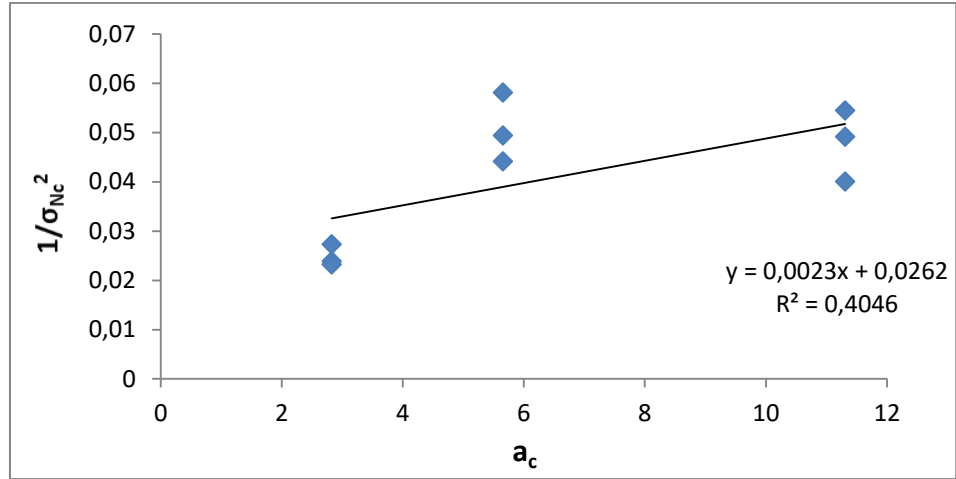
Şekil 5.12. $d_{max} = 16$ mm kesikli granülometri, Seri No:2, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0=0.2, 0.3, 0.2$



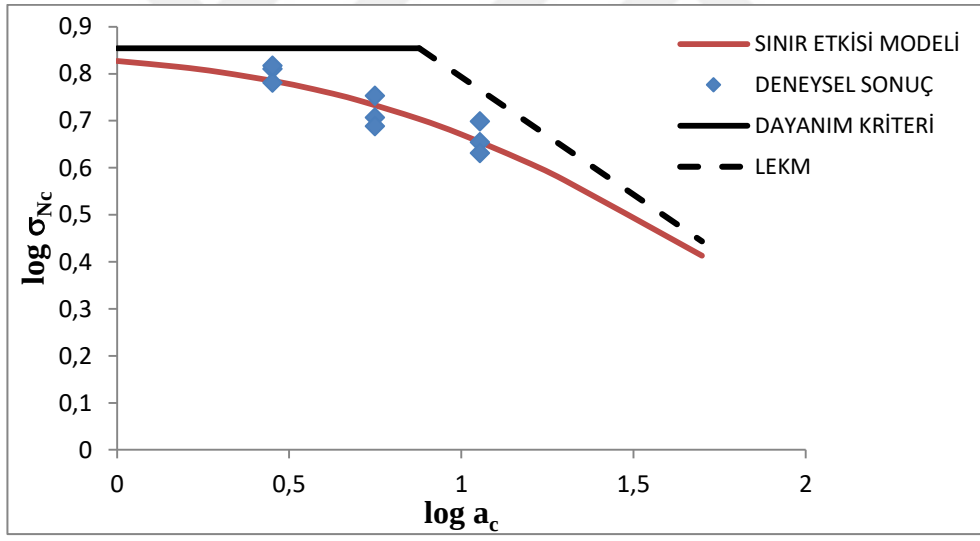
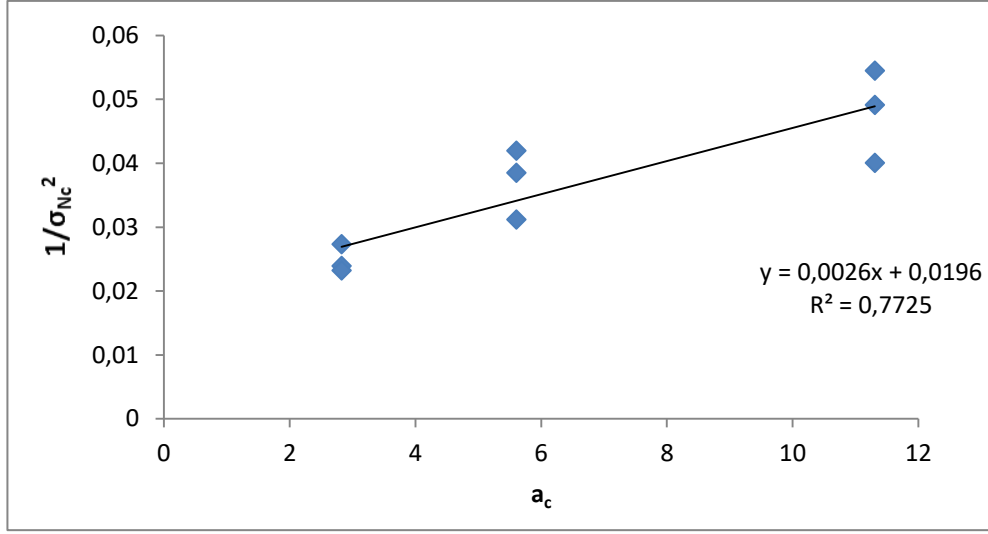
Şekil 5.13. $d_{max} = 8$ mm sürekli granülometri, Seri No:3, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0 = \text{sabit} = 0.2$



Şekil 5.14. $d_{max} = 8$ mm sürekli granülometri, Seri No:3, $d = 50, 100, 200$ mm, $\alpha_0 = 0,2, 0,5, 0,2$



Şekil 5.15. $d_{max} = 16$ mm sürekli granülometri, Seri No:4, $d=50, 100, 200$ mm, $\alpha_0 = \text{sabit} = 0.2$



Şekil 5.16. $d_{max} = 16$ mm sürekli granülometri, Seri No:4, $d = 50, 100, 200$ mm, $\alpha_0 = 0,2, 0,3, 0,2$

6. SONUÇLAR

Kırılma parametrelerinin belirlenmesini esas alan Kırılma Mekanikği prensiplerini kullanarak betonun kırılma davranışının açıklanması, hasar sebeplerini anlamak ve hasarların önüne geçmek adına önemlidir. Bu tez çalışmasında da iki farklı kırılma mekanikği modelinden faydalanılarak beton numunelerin kırılma parametreleri belirlenerek modeller kıyaslanmıştır.

Çalışmada maksimum agrega çapı 8 mm ve 16 mm olan kesikli ve sürekli granülometrilili çentikli kiriş beton numuneler üretilmiştir. Üç noktalı eğilme deneyi sonuçlarıyla İki Parametrelili Model ve Sınır Etkisi Modeli kullanılarak kırılma parametreleri tespit edilmiştir.

İki Parametrelili Model kullanılarak pik-yük metoduna göre yapılan analizlerde yöntem dört farklı beton karışımı üzerinde (1) Geometrik olarak benzer aynı relatif çentik boyunda ($\alpha=0.2$) olan 3 farklı boyda ($d = 50, 100, 200$) (2) Aynı boyutta ($d=100$) üç farklı relatif çentik boyunda ($\alpha= 0.1, 0.2, 0.3$) numuneler üzerinde yapılmıştır. Sonuç olarak aynı boyutlu numunelere ait kırılma parametreleri değerlerinin, farklı boyuttaki numunelere göre daha küçük elde edildiği tespit edilmiştir.

Sınır Etkisi Modeli kullanılarak yapılan analizlerde yöntem dört farklı beton karışımı üzerinde (1) Geometrik olarak benzer aynı relatif çentik boyunda ($\alpha=0.2$) olan 3 farklı boyda ($d = 50, 100, 200$) (2) farklı relatif çentik boyunda ($\alpha=0.2, 0.3, 0.2$) ve ($\alpha=0.2, 0.5, 0.2$) olan 3 farklı boyda ($d = 50, 100, 200$) numuneler üzerinde yapılmıştır. Sınır Etkisi Modeli kullanılarak, Boyut etkisi kanununun numune geometrisi ve yükleme koşulu ile değişen çözümlerin aksine geometrik benzer ve benzer olmayan çeşitli tip numuneler üzerinde geometriden bağımsız çözümler elde edilmiştir. Geometrik benzer numunelerin kırılma parametreleri ile geometrik benzer olmayan numunelerin kırılma parametrelerinin birbirine yakın olduğu gözlemlenmiştir. Sonuç olarak yeni olan bu model ileride betonun kırılma davranışının modellenmesinde yaygın olarak kullanılacağına işaret etmektedir. Bu modelin tek dezavantajı merkezi çatlak içeren numuneler için teorisinin tabanının olmamasıdır.

KAYNAKLAR

- [1] **Yayla, P.**, 2007. Kırılma Mekaniği, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.
- [2] **Griffith. A.A.**, 1921. The Phenomena of Rupture and Flow İn Solids, *Philosophical Transactions of the Royal Society*, **A (221)**, 163 - 198.
- [3] **Kaplan, M F.**, 1961. Crack propagation and the fracture of concrete, *Journal of American Concrete Institute*, **58**, 591 – 610.
- [4] **Doğangün, A.**, 2009. Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [5] **Şimşek, O.**, 2004. Beton ve Beton Teknolojisi, Seçkin Yayınevi, Ankara.
- [6] **Ünsal A., Şen, H.**, 2008. Beton ve Beton Malzemeleri Laboratuar Deneyleri, Karayolları Genel Müdürlüğü Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı Malzeme Lab. Şubesi Müdürlüğü, Ankara.
- [7] **Kesler, C. E., Naus, D. J. and Lott J. L.**, 1972. Fracture mechanics its applicability to concrete, The Society of Material Science, Proc. Int. Conf. On the Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto, **4**, 113-124.
- [8] **Hillerborg, A., Modeer, M. and Petersson, P. E.** 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, **6**, 773-782.
- [9] **Bazant, Z. P. and Oh, B. H.** 1983. Crack band theory for fracture concrete, *Materials and Structures*, **16**, 155-157.
- [10] **Jenq, Y. S. and Shah, S. P.**, 1985a. A two-parameter model for concrete, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. **111(10)**, 1227-1241.
- [11] **Nallathambi, P. and Karihaloo, B. L.** 1986. Determination of the specimen size independent fracture toughness of plain concrete, *Magazine of Concrete Research*, **38**, 67-76.
- [12] **Bazant, Z. P. and Kazemi, M. T.**, 1990. Determination of fracture energy, process zone length, and brittleness number from size effect with application to rock and concrete, *International Journal of Fracture*, **44**, 111-131.
- [13] **Duan, K. and Hu, X.**, 2005. Applications of boundary effect model to quasi-brittle fracture of concrete and rock, *Journal of Advanced Technology*, **3(3)**, 413-422.
- [14] **Duan, K. and Hu, X.**, 2005. Scaling of quasi-brittle fracture : a boundary effect model, *11th International Conference on Fracture (ICF11)*, **1(8)**, Turin, Italy.

- [15] **Duan, K. and Hu, X.**, 2004. Asymptotic analysis of boundary-effect on strength of concrete, Proceedings of the Fifth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, IA-FracMCos-5, **(1)**, 197-204, Colorado, USA.
- [16] **Aran, A.**, 1981.“ Kırılma Mekaniğine Giriş”, Seminer notları, Tübitak Marmara Araştırma Merkezi, Gebze, 1-27.
- [17] **Ay, İ.**, Kırılma Mekaniği ve Yorulma “Temel İlkeler”, *Yüksek Lisans Ders Notu*, Balıkesir Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Makine Mühendisliği Bölümü, Balıkesir.
- [18] **Inglis, C. E.**, 1913. Stresses in a plate due to the presence of cracks and sharp corners, *Transactions of the Royal Institute of Naval Architects*, **60**, 219-241.
- [19] **Özdemir, A.**, 2006. Seramik Malzemelerin Kırılma Tokluğu Değerlerinin Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Teorik Olarak Belirlenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, *Yüksek Lisans Tezi*, İzmir.
- [20] **Akkaya, Y., Bayramov F. ve Taşdemir M. A.**, 2003. Betonun Kırılma Mekaniği : Tasarımda Kullanılan Mekanik Özellikler İle Kırılma Parametreleri arasındaki Bağlılıklar, *Türkiye Mühendislik Haberleri*, **426(4)**, 70-75.
- [21] **İnce, R.**, 1994. Çimento Bazlı Malzemelerin Kırılmasında Boyut Tesirinin (Non-Linear Kırılma Mekaniği) Yapay Sinir Ağları İle İncelenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Elazığ.
- [22] **Irwin, G R.**, 1957. Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate, *Journal of Applied Mechanics*, **24**, 361-364
- [23] **Turgut, P.**, Yapı Malzemesi Özel Konular “Betonda Kırılma Mekaniği”, *Ders Notu*, Harran Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Şanlıurfa.
- [24] **Gör, M.**, 2011. Beton Küp Numunelerinin Diyagonal Yarmada - Çekme Yükleme Altında Boyut Etkisinin Lineer Olmayan Kırılma Mekaniği Prensipleriyle İncelenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Elazığ.
- [25] **Demirkıran, T.**, 2011. Betonun Başlangıç Gerilme Çarpanı Kırılma Parametresi Üzerine Betonun Malzeme Parametrelerinin Etkisi, *Yüksek Lisans Tezi*, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Elazığ.
- [26] **Swamy, R . N.**, 1972. Fracture phenomena of hardened paste, mortar and concrete, *Journal of the Society of Materials Science (Japan)*, **4**, 132-142.

- [27] **Swamy, R. N. and Rao C. K.**, 1973. Fracture mechanism in concrete systems under uniaxial loading, *Cement Concrete Research*, **3**, 413-427.
- [28] **Bazant, Z.P. and Pfeiffer, P.A.**, 1987. Determination of fracture energy from size effect and brittleness number, *ACI Materials Journal*, **88**, 463-480.
- [29] **Alyamaç, K. E. ve İnce, R.**, 2007a. Kür süresinin betonun kırılma parametreleri üzerine etkisinin incelenmesi, 8. Uluslararası Kırılma Konferansı Kitabı, İstanbul, Türkiye, 7-9 Kasım, 600-609.
- [30] **Yang, S., Tang, T., Zollinger, DG., and Gurjar, A.** 1997. A Splitting tension tests to determine concrete fracture parameters by peak-load method, *Advanced Cement Based Materials*, **Vol.5**, 18-28.
- [31] **Yılmaz Çetin, S.**, 2015. Kesikli Granülometriye Sahip Betonların Lineer Olmayan Kırılma Mekanik Prensipleriyle İncelenmesi, *Doktora Tezi*, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Elazığ.
- [32] **RILEM Recommendation** 1990. Determination of the Fracture Parameters (K_{IC}^S and $CTOD_c$) of Plain Concrete Using Three-Point Bend Tests, *Materials & Structures*, **23 (138)**, 457-460.
- [33] **İnce, R.**, 2008. İnşaat Mühendisleri İçin Malzeme Bilimi Ders Notları, Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Elazığ.
- [34] **Alyamaç, K. E.**, 2004. Betonun Kırılma Parametreleri Üzerine Malzeme Parametrelerinin Etkisi, *Yüksek Lisans Tezi*, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Elazığ.
- [35] **İnce, R.**, 1998. Betonarme Yapı Elemanlarında Basınç-Kesme Kırılmasının ve Boyut Etkisinin Deneysel Ve Nümerik Olarak İncelenmesi, *Doktora Tezi*, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Elazığ.
- [36] **ACI Report 446. IR.91**, 1998. Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models and Determination of Material Properties, American Concrete Institute, Detroit.
- [37] **Koç, V.**, 2009. Farklı Mesnetlenme Şartları Altında Betonda Boyut Etkisi ve Kırılma Parametreleri, *Gazi Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi Dergisi*, **24(3)**, 379-387.
- [38] **Van Mier, J. G. M.**, 1997. Fracture Processes of Concrete, Assessment of Material Parameters for Fracture Models, *CRC Press*, London, 1- 78.
- [39] **TS 802**, Ocak 1985. Beton karışımı hesap esasları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

- [40] **İnce, R.**, 2009. Yapı Malzemesi Ders Notları, Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Elazığ.
- [41] **Bedirhanoglu, İ.**, 2011. Yapı Malzemesi, Dicle Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Diyarbakır.
- [42] **Uğurtaş, G.**, 2013. Betonun Kırılmasında Pik Yük Metodu, *Yüksek Lisans Semineri*, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Elazığ.
- [43] **Guinea G. V., Poster J. Y. Planos J. and Elices M.**, 1998. Stress Intensity Factor, Compliers and CMOD for a general three-point to end beam, *International Journal of Fracture*, **89**, 193-116.



ÖZGEÇMİŞ

Gizem ADANIR, 1989'da Antakya'da doğdu. 2003 yılında Ankara Tek İlköğretim Okulu'ndan mezuniyet üçüncüsü olarak mezun oldu. Aynı yıl Ankara Gölbaşı Anadolu Lisesi'ni kazandı. 2007 yılında kazandığı Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden 2011 yılında bölüm birinciliği ile mezun oldu. 2013 yılında Karayolları Genel Müdürlüğü - Bursa 14. Bölge Müdürlüğü'ne atandı. Halen Karayolları 14. Bölge Müdürlüğü Sanat Yapıları Başmühendisliği'nde kontrol mühendisi olarak görev yapmaktadır.

