

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**GELENEKSEL BETONLARDA KOHEZYON VE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ
DENEYSEL OLARAK BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Amir GHAFFARI

**ARALIK 2014
TRABZON**

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**GELENEKSEL BETONLARDA KOHEZYON VE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ
DENEYSEL OLARAK BELİRLENMESİ**

İnş. Müh. Amir GHAFFARI

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde
"İNŞAAT YÜKSEK MÜHENDİSİ"
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 01.12.2014
Tezin Savunma Tarihi : 18.12.2014**

Tez Danışmanı : Doç . Dr. Selim PUL

Trabzon 2014

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında
Amir GHAFFARI tarafından hazırlanan

**GELENEKSEL BETONLARDA KOHEZYON VE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ
DENEYSEL OLARAK BELİRLENMESİ**

**başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 02/ 12 / 2014 gün ve 1579 sayılı
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. Metin HÜSEM

Üye : Doç. Dr. Selim PUL

Üye : Yrd. Doç. Dr. Hasan KOLAYLI

Prof. Dr. Sadettin KORKMAZ
Enstitü Müdürü

ÖNSÖZ

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü “İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda “geleneksel betonlarda kohezyon ve içsel sürtünme açısının deneysel olarak belirlenmesi” başlığı altında Yüksek Lisans Tezi olarak hazırlanan bu çalışma, 113M817 numaralı TÜBİTAK projesi kapsamında gerçekleştirilen çalışmalardan yararlanılarak yapılmıştır. Çalışmanın başlangıcından sonuna kadar, bana öneren ve çalışmanın her aşamasında bilgi ve tecrübelerini esirgemeyen danışman hocam sayın Doç. Dr. Selim PUL’a en içten şükranlarımı sunarım.

Çalışma süresinde değerli görüş ve bilgilerini benimle paylaşan ve çalışmayı inceleyen ve aynı zamanda juri üyeliğini üstlenen değerli hocam Prof. Dr. Metin HÜSEM’e ve değerli katkılarından dolayı Yrd. Doç. Dr. Ertekin ÖZTEKİN’e çok teşekkür ederim.

Deneysel çalışmalarım boyunca, yardımlarını gördüğüm Arş. Gör. Serhat DEMİR ve İnş. Yük. Müh. Abdullah BOSTANCI’ya teşekkür etmeyi bir borç bilirim.

Bilgi ve tecrübelerini hiçbir zaman esirgemeyen, hayatımın her aşamasında bana yol gösteren çok kıymetli abilerim, Ali GHAFARI ve Abbas GHAFARI’ye tüm kalbimle teşekkür ederim.

Son olarak hayatım boyunca beni sabır, şefkatle destekleyen ve fedakarlarını asla unutmayaçağım annem Fatemeh KESHVARI ve babam Abolfazl GHAFARI’ya minnet ve şükranlarımı sunmayı zevkli bir görev sayar, çalışmanın faydalı olmasını gönülden dilerim

Amir GHAFARI
Trabzon 2014

TEZ BEYANNAMESİ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum “Geleneksel Betonlarda Kohezyon Ve İçsel Sürtünme Açısının Deneysel Olarak Belirlenmesi” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Doç. Dr. Selim PUL’un sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, deneyleri/analizleri ilgili laboratuarlarda yaptığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim.

02/12/2014

Amir GHAFARI

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ.....	III
TEZ BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET.....	VIII
SUMMARY	IX
ŞEKİLLER DİZİNİ	X
TABLolar DİZİNİ.....	XIV
SEMBOLLER DİZİNİ	XV
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Amaç ve Kapsam.....	1
1.3. Betonun Tanımı ve Tarihsel Gelişimi	2
1.3.1. Beton Üretiminde Kullanılan Malzemeler ve Özellikleri.....	4
1.3.1.1. Agrega	4
1.3.1.2. Çimento	5
1.3.1.3. Mineral ve Kimyasal Katkı Maddeleri	5
1.3.2. Betonun Mekanik Özellikleri	6
1.3.2.1. Basınç Dayanımı.....	7
1.3.2.2. Çekme Dayanımı	9
1.3.2.3. Elastisite Modülü, Kayma Modülü ve Poisson Oranı	11
1.3.2.4. Büzülme ve Sünme.....	12

1.4.	Kırılma Mekaniğinin Tarihsel Gelişimi	13
1.4.1.	Malzemelerin Yük Altında Davranışı, Gevrek ve Sünek Kırılması.....	16
1.4.2.	Kırılma Teorileri.....	19
1.4.2.1.	Gerilme Teorileri	22
1.4.2.1.1.	En Büyük Normal Gerilme (Rankine) Teorisi	22
1.4.2.1.2.	En Büyük Kayma Gerilmesi (Tresca) Teorisi	23
1.4.2.1.3.	Coulomb Kayma Gerilmesi (iç sürtünmeli) Teorisi.....	25
1.4.2.1.4.	Mohr Genel Kayma Gerilmesi (iç sürtünmeli) Teorisi	30
1.4.2.2.	Şekildeğiştirme Teorileri	32
1.4.2.2.1.	Genel Şekildeğiştirme Teorisi	32
1.4.2.2.2.	Maksimum Şekildeğiştirme (St. Venant) Teorisi.....	33
1.4.2.2.3.	Maksimum Kayma Şekildeğiştirmesi (Açı Değişimi) Teorisi	35
1.4.2.3.	Enerji Esaslı Teoriler	35
1.4.2.3.1.	Toplam Şekildeğiştirme Enerjisi (Beltrami) Teorisi	35
1.4.2.3.2.	En Büyük Biçimdeğiştirme Enerjisi (Von Mises) Teorisi	37
1.4.2.3.2.1.	Drucker-Prager Kırılma Teorisi.....	39
1.4.3.	Kırılma Teorilerinin Karşılaştırılması	42
1.5.	Betonun Kırılma Mekaniği.....	43
1.5.1.	Betonun Doğrusal Olmayan Kırılma Teorisi.....	46
1.5.2.	Betonda Kırılma Süreci	47
1.6.	Kohezyon ve İçsel Sürtünme Açısının Drucker-Prager Modelinde Kullanması Konusunda Daha Önce Gerçekleştirilen Baz Çalışmalar.....	48
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR.....	52
2.1.	Deneylerde Kullanılan Malzemeler.....	52
2.1.1.	Agrega	52
2.1.2.	Çimento	54
2.1.3.	Kimyasal Katkı Maddesi	55

2.1.4.	Karma Suyu	55
2.2.	Beton Bileşimlerinin Hesaplanması	55
2.3.	Beton Üretim Planı	57
2.3.1.	Betonların Üretimi	57
2.3.2.	Numune Kalıplarının Özellikleri ve Betonların Yerleştirilmesi	59
2.6.	Beton Numunelerin Kürü	61
2.7.	Beton Numunelerin Merkezi Basınç Deneyleri.....	62
2.8.	Deney Düzeneği	62
2.8.1.	Kesme Numuneleri ve Kesme Kutusunun Özellikleri	65
2.8.2.	Direkt Kesme Deney Sisteminin Özellikleri	67
2.8.3.	Direkt Kesme Deneylerinin Gerçekleştirilmesi.....	70
3.	BULGULAR VE İRDELEMELER	75
3.1.	Kohezyon ve İçsel Sürtünme Açısının Belirlenmesi.....	76
3.2.	Kesme Açıklığı Değişiminin Deney Sonuçlarına Etkisinin İncelenmesi.....	100
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	109
5.	KAYNAKLAR.....	111
ÖZGEÇMİŞ		

Yüksek Lisans

ÖZET

GELENEKSEL BETONLARDA KOHEZYON VE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ
DENEYSEL OLARAK BELİRLENMESİ

Amir GHAFARI

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Doç. Dr. Selim PUL
2014, 116 Sayfa

Yapıların doğrusal olmayan sonlu eleman analizlerinde beton malzeme için kullanılan kırılma modellerinden biri olan Drucker-Prager kırılma kriterinin malzeme sabitleri olan "kohezyon" (c) ve "içsel sürtünme açısı" (ϕ) değerleri genellikle daha önceki benzer çalışmalardan aynen alınmakta ancak, kullanılan bu sabitlerin gerçek davranışı ne derecede temsil ettiği çoğu zaman şüpheli olmaktadır. Bu nedenle bu çalışmada, söz konusu sabitlerin geleneksel beton için deneysel olarak belirlenmesi ve mevcutlarına ek bir veri kaynağı ile birlikte, bu verilerden çıkartılmış deneysel bağıntıların elde edilmesi amaçlanmıştır. Bu amaç doğrultusunda, tasarlanıp imal ettirilen bir deney sistemi kullanılarak, $14.4\text{MPa} \leq f_{c\text{-küp}} \leq 47.0\text{MPa}$ aralığında ortalama dayanımlara sahip prizmatik beton deney numuneleri üzerinde "direkt kesme" deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçlara göre, kohezyon değeri $2.94\text{MPa} \sim 12.34\text{MPa}$ arasında, içsel sürtünme açısı ise $(29.8)^\circ \sim (38.6)^\circ$ arasında belirlenmiş, ortalama beton dayanımı, en büyük agrega tane çapı ve kesme açıklığının değişken olarak kabul edildiği bazı bağıntılar önerilmiştir. Deneyler, en büyük agrega tane çapı büyüdükçe kohezyon ve içsel sürtünme açısının arttığını, kesme açıklığının $\Delta=0.5D$ 'den $\Delta=1.0D$ 'ye yükselmesi durumunda kohezyonun azaldığını, içsel sürtünme açısının ise arttığını göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Kohezyon, İçsel sürtünme açısı, Geleneksel beton, Direkt kesme deneyi

Master Thesis

SUMMARY

EXPERIMENTALLY DETERMINING OF COHESION AND INTERNAL FRICTION
ANGLE ON ORDINARY CONCRETE

Amir GHAFARI

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Program
Supervisor: Assoc. Prof. Selim PUL
2014, 116 Pages,

Drucker- Prager material model is the one of the failure criterias which is using in nonlinear finite element analysis of concrete structures. Material constants of Drucker-Prager failure criteria are cohesion and internal friction angle. These constants are usually determining according to previous studies but, it is questionable that how this approach represents the real behavior of concrete. The main purpose of this study is experimentally determining the constants for ordinary concrete and obtain experimental formulas which derived from new experimental data. To do this, an experimental setup was designed and manufactured. Then direct shear tests were done on prismatic concrete specimens which mean compressive strengths between $14.4 \text{ MPa} \leq f_{c\text{-cube}} \leq 47.0 \text{ MPa}$. According to the experimental results, cohesion and internal friction angle were obtained between $2.5 \text{ MPa} - 12.34$ and $(29.8)^\circ - (38.6)^\circ$ respectively and some formulas were suggested where mean compressive strength, maximum aggregate size and shear gap were the main variables. According to experimental results, cohesion and the internal friction angle increases when maximum aggregate size increases, cohesion decreases and internal friction angle increases when the shear gap increases from $0.5 D$ to $1.0 D$.

Key Words: Cohesion, Internal friction angle, Ordinary concrete, Direct shear test

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa No

Şekil 1.1	Farklı dayanımlara sahip betonların aksenal basınç altında tipik gerilme - birim şekildeğiştirme eğrileri.....	10
Şekil 1.2.	Betonun çekme dayanımları ile basınç dayanımı arasındaki ilişki	11
Şekil 1.3.	Basit çekme durumunda çentikli kısımlarda oluşan gerilme yığılmaları	14
Şekil 1.4.	Malzemenin üç temel kırılma modu.....	15
Şekil 1.5.	İdeal malzemelere ait gerilme – birim şekildeğiştirme diyagramları.....	17
Şekil 1.6.	Gevrek ve sünek davranışların tipik $\sigma - \epsilon$ diyagramları ve kopma bölgelerinin şekilleri.....	19
Şekil 1.7.	Asal takımında herhangi bir “P” gerilme durumu.....	21
Şekil 1.8.	Üç eksenli düzlemde sınır yüzeyi.....	21
Şekil 1.9.	İki eksenli düzlemde sınır eğrisi.....	22
Şekil 1.10.	En büyük normal gerilme teorisinin iki eksenli ve üç eksenli grafiği	23
Şekil 1.11.	Tresca teorisinin iki eksenli ve üç eksenli grafiği.....	24
Şekil 1.12.	Üç eksenli gerilme halinde Mohr daireleri.....	26
Şekil 1.13.	Coulomb teorisinin iki ve üç eksenli grafiği.	28
Şekil 1.14.	Coulomb teorisinin Mohr dairelerine teğet geçen grafiği.	28
Şekil 1.15.	Mohr teorisinin dairelerinin grafiği.....	30
Şekil 1.16.	Mohr teorisine göre farklı malzemelerin zarf eğrisi.....	31
Şekil 1.17.	Mohr teorisinin iki eksenli grafiği.....	31
Şekil 1.18.	Mohr teorisinin zarf bandı grafiği.	32
Şekil 1.19.	Maksimum şekil değiştirme teorisinin iki eksenli grafiği	34
Şekil 1.20.	Toplam şekildeğiştirme teorisinin iki eksenli grafiği.....	37
Şekil 1.21.	Von Mises teorisinin iki ve üç eksenli gerilme takımında gösterilimi.....	38
Şekil 1.22.	Üç eksenli durumda Drucker-Prager (D-P) Modeli	39
Şekil 1.23.	D-P teorisinin M-C kırılma yüzeyiyle eşleştirilmesi.....	40
Şekil 1.24.	D-P, Coulomb ve Von Mises kırılma kriterleri üç eksenli grafiği	41
Şekil 1.25.	İki eksenli gerilme düzleminde kırılma teorilerinin karşılaştırılması.	42

Şekil 1.26.	Beton ve bileşenlerinin tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri	44
Şekil 1.27.	Farklı Materyallerin Kırılma Süreci. L: Doğrusal bölge, N:Doğrusal olmayan bölge, F: Kırılma Süreci Bölgesi	46
Şekil 1.28.	Beton bir kirişin eğilme etkisinde davranışı.....	47
Şekil 2.1.	Elenmiş agregalardan bir görünüm	52
Şekil 2.2.	Deneylerde kullanılan agrega granülometrik bileşimleri	53
Şekil 2.3.	Elektronik terazi ve düşey eksenli betonyer	57
Şekil 2.4.	Direkt kesme deney numune kalıpları.....	59
Şekil 2.5.	Titreşim tablası	60
Şekil 2.6.	Titreşim masasına yerleştirilen kalıplara beton dökümü.....	60
Şekil 2.7.	Kür odasında kalıpta ve standart su küründe bekleyen numuneler	61
Şekil 2.8.	Merkezi basınç deney anından bir görünüm	62
Şekil 2.9.	ASTM D5607-08 'ye göre direkt kesme deneyi	63
Şekil 2.10.	Direkt kesme deney düzeneğinin genel görünümü	64
Şekil 2.11.	Direkt kesme deney aleti	64
Şekil 2.12.	Direkt kesme deney numunelerinden bir görünüm	65
Şekil 2.13.	Direkt kesme deney sistemine ait şematik perspektif görünüş.....	66
Şekil 2.14.	Çelik kesme kutusu yuvasının ölçüleri ve görünümleri	67
Şekil 2.15.	Deney sisteminde kullanılan hidrolik pompalar.....	68
Şekil 2.16.	Deney sisteminde kullanılan elektronik yük hücreleri	68
Şekil 2.17.	Direkt kesme deney aleti	69
Şekil 2.18.	Yaylı tip LPDT	69
Şekil 2.19.	LPDT'lerin deney aletindeki yerleşimleri.....	70
Şekil 2.20.	CODA Ai8b model veri toplama sistemi (Data-Logger)	71
Şekil 2.21.	Deney numunesinin üst yuvaya yerleştirilmesi.....	71
Şekil 2.22.	Üst yuvanın alt yuvaya yerleştirilip sabitlenmesi	72
Şekil 2.23.	Gezer eksenel yük çerçevesinin üst yuvaya sabitlenmesi Numunenin deney aletine yerleştirilmesi işlemlerinin bitirilmesinden sonra öncelikle.....	72
Şekil 2.24.	LPDT'lerin bağlanması	73
Şekil 2.25.	Deney sonrasında bir numunenin kesilmiş yüzeyinin deney aletindeki görünümü	73
Şekil 2.26.	Kesilmiş numunelerden bir görünüm	74
Şekil 3.1.	Direkt kesme deneylerinden c ve ϕ 'nin elde edilmesi	76
Şekil 3.2.	C1-16-8-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	77

Şekil 3.3.	C1-16-8-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	77
Şekil 3.4.	C1-16-8-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları.....	78
Şekil 3.5.	C2-8-4-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	78
Şekil 3.6.	C2-8-8-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	79
Şekil 3.7.	C2-8-4-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	79
Şekil 3.8.	C2-8-8-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	80
Şekil 3.9.	C2-8-4-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları.....	80
Şekil 3.10.	C2-8-8-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları.....	81
Şekil 3.11.	C2-16-8-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	81
Şekil 3.12.	C2-16-16-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	82
Şekil 3.13.	C2-16-8-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	82
Şekil 3.14.	C2-16-16-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	83
Şekil 3.15.	C2-16-8-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları.....	83
Şekil 3.16.	C2-16-16-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları...	84
Şekil 3.17.	C2-22.4-11-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları ..	84
Şekil 3.18.	C2-22.4-22-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları ..	85
Şekil 3.19.	C2-22.4-11-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları..	85
Şekil 3.20.	C2-22.4-22-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları..	86
Şekil 3.21.	C2-22.4-11-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları.	86
Şekil 3.22.	C2-22.4-22-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları.	87
Şekil 3.23.	C3-16-8-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	87
Şekil 3.24.	C3-16-8-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	88
Şekil 3.25.	C3-16-8-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları.....	88
Şekil 3.26.	C4-16-8-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	89
Şekil 3.27.	C4-16-8-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları	89
Şekil 3.28.	C4-16-8-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları.....	90
Şekil 3.29.	C1 grup kodlu betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi.....	94
Şekil 3.30.	C2 grup kodlu (D=8mm ve Δ =4mm olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi	94
Şekil 3.31.	C2 grup kodlu (D=8mm ve Δ =8mm olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi	95
Şekil 3.32.	C2 grup kodlu (D=16mm ve Δ =8mm olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi	95

Şekil 3.33.	C2 grup kodlu ($D=16\text{mm}$ ve $\Delta=16\text{mm}$ olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi	96
Şekil 3.34.	C2 grup kodlu ($D=22.4\text{mm}$ ve $\Delta=11\text{mm}$ olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi	96
Şekil 3.35.	C2 grup kodlu ($D=22.4\text{mm}$ ve $\Delta=22\text{mm}$ olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi	97
Şekil 3.36.	C3 grup kodlu betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi	97
Şekil 3.37.	C4 grup kodlu betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi	98
Şekil 3.38.	C1, C2, C3 ve C4 ($D=16\text{ mm}$ ve $\Delta=8\text{ mm}$) grup kodlu betonların direkt kesme deneylerinin karşılaştırılması	99
Şekil 3.39	$\Delta=0.5D$ için deney sonuçlarının en büyük agrega tane çapına göre değişimi.....	100
Şekil 3.40	$\Delta=1.0D$ için deney sonuçlarının en büyük agrega tane çapına göre değişimi	101
Şekil 3.41.	Direkt kesme deney sonuçlarına ($D=8\text{ mm}$) kesme açıklığının etkisi	101
Şekil 3.42.	Direkt kesme deney sonuçlarına ($D=16\text{ mm}$) kesme açıklığının etkisi	102
Şekil 3.43.	Direkt kesme deney sonuçlarına ($D=22.4\text{ mm}$) kesme açıklığının etkisi.....	102
Şekil 3.44.	Kesme dayanımının aksenal gerilme düzeyi ile değişimi ($D=8\text{mm}$)	103
Şekil 3.45.	Kesme dayanımının aksenal gerilme düzeyi ile değişimi ($D=16\text{mm}$)	103
Şekil 3.46.	Kesme dayanımının aksenal gerilme düzeyi ile değişimi ($D=22.4\text{mm}$)	104
Şekil 3.1.	Kohezyon ve içsel sürtünme açısının deneysel ve önerilen değerlerinin karşılaştırılması.....	106
Şekil 3.2	Kohezyon ve içsel sürtünme açısının deneysel ve önerilen değerlerinin karşılaştırılması.....	106
Şekil 3.3.	Kohezyon ve içsel sürtünme açısının deneysel ve önerilen değerlerinin karşılaştırılması.....	107
Şekil 3.4.	Bu çalışmada önerilen bağıntıların diğer bazı araştırmacıların önerdiği bağıntılarla karşılaştırılması.....	108

TABLULAR DİZİNİ

Sayfa No

Tablo 1.1.	TS500’de tanımlanan beton sınıfları ve dayanımları.....	7
Tablo 1.2.	Farklı kenar uzunluklarına sahip küp numuneler üzerinde bazı araştırmacılar tarafından belirlenen basınç dayanımı ilişkisi.....	8
Tablo 1.3.	Farklı çap ve yüksekte silindir numuneler üzerinde bazı araştırmacılar tarafından belirlenen basınç dayanımı ilişkisi.....	8
Tablo 1.4.	TS EN 206-1/2004’e göre betonun uygunluk kriterleri	9
Tablo 1.5.	Uzun süre sonunda büzülme birim şekil değiştirmesi, $\epsilon_{cs} \times 10^3$	12
Tablo 1.6.	Uzun süre sonunda sünme katsayısı, ϕ_{ce}	13
Tablo 2.1.	Agrega fiziksel özellikleri	53
Tablo 2.2.	Agregaların granülometrik bileşimleri	53
Tablo 2.3.	Kullanılan çimentonun fiziksel, mekanik ve kimyasal özellikleri	54
Tablo 2.4.	Üretilen betonların bileşimi.....	56
Tablo 2.5.	Beton üretim ve deney planı	58
Tablo 3.1	Beton küp numunelerin ortalama aksenal basınç dayanımları.....	75
Tablo 3.2	C1 grup kodlu (D=16 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları.....	91
Tablo 3.3.	C2 grup kodlu (D=8 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları	91
Tablo 3.4.	C2 grup kodlu (D=16 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları	92
Tablo 3.5.	C2 grup kodlu (D=22.4 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları ...	92
Tablo 3.6.	C3 grup kodlu (D=16 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları	93
Tablo 3.7.	C4 grup kodlu (D=16 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları	93
Tablo 3.8.	Direkt kesme deneylerinden elde edilen c ve ϕ değerleri	98
Tablo 3.9.	Önerilen bağıntılara ait bağıl hatalar	107

SEMBOLLER DİZİNİ

A, B:	Pozitif malzeme parametresi
a, b:	Eliptik boşluğun boyutu, gerilme boyutunda sabit değer
B:	Pozitif malzeme parametresi
K:	Sabit değeri
P:	Kırılma yükü
r:	Gerilme tansörünün deviatorik bileşeni
DS:	Toplam doyma suyu
SAK:	Süperakışkanlaştırıcı katkı
A _g :	Distorsiyon işi
E _c :	Betonun elastisite modülü
E _{jc} :	Betonun j günlük elastisite modülü
f _c :	Betonun bir eksenli basınç
f _t :	Betonun bir eksenli çekmesi
f _{ck} :	Betonun karakteristik dayanımı
f _{cm} :	Betonun ortalama dayanımı
f _{ckj} :	Betonun günlük karakteristik dayanımı
f _{ctk} :	Betonun karakteristik çekme dayanımının
f _{cmin} :	Betonun en düşük dayanımı
K _t :	Gerilme yığılma faktörü
K _{IC} :	Gerilme şiddet çarpanı
G _c :	Çatlak yayılma hızı
G _{cj} :	Betonun j günlük kayma modülü
V _h :	1 m ³ betondaki hapsedilmiş hava hacmi
V _w :	1 m ³ betondaki su hacmi
W _a :	1 m ³ betondaki agrega kütlesi
W _c :	1 m ³ betondaki çimento kütlesi
DN _i :	Doğal nem durumu
SE _i :	Su emme miktarı
D:	En büyük agrega tane çapı

$f_{cküp}$:	28 günlük ortalama eksenel küp basınç dayanımı
β_i :	Agrega sınıflarının kütlece oranını
Δ :	Kesme açıklığı
ε :	Birim uzama
ε_B :	Kopma birim uzama
ε_F :	Kopma birim uzama
ϕ :	İçsel sürünme açısı
φ_{ce} :	Betonun süne katsayısı
σ :	Eksenel gerilme
σ_A :	Akma gerilmesi
σ_N :	Nominal dayanım
σ_m :	Eliptik boşluk çevresindeki maksimum gerilme
σ_k :	Kırılma gerilmesi
σ_M :	Basit çekme gerilmesi
$\hat{\sigma}_M$:	Basit basınç gerilmesi
σ_{em} :	Emniyet gerilmesi
σ_f :	Akma gerilmesi
τ :	Kayma gerilmesi
τ_{max} :	En büyük kayma gerilmesi
ν :	Poisson oranı
ξ :	Gerilme tansörünün hidrostatik bileşeni
γ_c :	Çimentonun doymun kuru yüzeyli birim kütlesi
γ_a :	Agreganın doymun kuru yüzeyli birim kütlesi
γ_{max} :	En büyük kayma birim uzaması

Not : Bu çizelgede verilmeyen bazı semboller çalışmada ilgili oldukları yerlerde açıklanmışlardır.

1. GENEL BİLGİLER

1.1.Giriş

Ahşap ve taş, barınma ve diğer ihtiyaçların karşılanması amacıyla, ilk çağlarından bu yana, yapı malzemesi olarak kullanıla gelmiştir. Taşların birbirine tutunmasını sağlayan harcın üretildiği bağlayıcı malzemeler de eskiden beri kullanılmış olsa da, bugünkü anlamda modern çimentonun 19. yüzyılda icadıyla birlikte klasik yapı malzemelerine en güçlü alternatif olarak beton üretilmeye başlanmış ve yıllar içinde en yaygın kullanılan yapı malzemesi haline gelmiştir. Bu derecede fazla kullanım alanına sahip olan betonun ve bu malzeme ile üretilen her türlü yapının farklı yüklemeler altında davranışlarının ve kırılma mekanizmasının anlaşılmasının ne kadar önemli olduğu da açıktır. Yapı ve yapı elemanlarında mevcut bir çatlağın hangi koşullar altında kararlı veya kararsız bir şekilde ilerleyeceği, göçmenin hangi kesitten ve ne şekilde meydana geleceği, "kırılma mekaniği" bilim dalının inceleme konuları arasındadır. Kırılma mekaniğinin kırılma olayına ilk yaklaşımı "doğrusal elastik kırılma mekaniği" adıyla bilinir ve yaklaşımın betona ilk uygulanması 1960'lı yıllara rastlamasına rağmen betonun yarı gevrek ve heterojen bir malzeme olması nedeniyle betonun kırılma parametrelerinin bu yaklaşımla elde edilemeyeceği görülmüştür. Bu nedenle, daha sonraki yıllarda yaklaşım değiştirilerek "doğrusal olmayan kırılma mekaniği" modelleri oluşturulmuştur.

Bu bölümde betonun tanımı, tarihsel gelişimi ve betonu oluşturan malzemeler üzerinde kısaca durulduktan sonra, temel kırılma mekaniği teorileri tanıtılmakta, Drucker-Prager kırılma modelinin beton ve betonarme yapılara uygulanması konusunda daha önce gerçekleştirilen bazı teorik ve deneysel çalışmalara değinilmektedir.

1.2. Amaç ve Kapsam

Bir yapı elemanının ya da herhangi bir yapı sisteminin dış yükleme altındaki davranışının gerçeğe en yakın temsil edilebilmesi için, analizlerde doğrusal olmayan davranışın da göz önüne alınması gerektiği bilinmektedir. Bu nedenle günümüzde baraj, köprü, kule, çok katlı yapı, nükleer/termik santral gibi önemli beton ve betonarme yapıların bilgisayarla analizi, elastik ötesi davranışı da hesaba katan yöntemler yardımıyla

gerçekleştirilmektedir. Bu yöntemleri uygularken gerekli olan malzeme davranış sabitleri ise genellikle bazı kabullere dayanmaktadır. Analizlerde kullanılan sonlu elemanlar yönteminin uygulanması için, bilgisayar yazılımına öncelikle yapı sistemini oluşturan malzemelere ait gerilme - şekildeğiştirme bağıntısının ve malzemeye en uygun kırılma modelinin (akma kriterinin) tanıtılması gerekmektedir. Yapıların doğrusal olmayan plastik analizlerinde beton için kullanılan kırılma modellerinden biri olan Drucker-Prager kırılma modelini tanımlamada kullanılan malzeme sabitleri "kohezyon" (c) ve "içsel sürtünme açısı" (ϕ) değerleri ise genellikle daha önceki benzer çalışmalardan aynen alınmakta ancak, kullanılan bu sabitlerin gerçek davranışı ne derecede temsil ettiği çoğu zaman şüpheli olmaktadır. Bu nedenle bu çalışmada, söz konusu sabitlerin geleneksel beton için deneysel olarak belirlenmesi amaçlanmıştır. Böylece yapı analizinde gerekli olan malzeme sabitleri için, mevcutlara ek olarak, daha gerçekçi bir veri kaynağı ve bu verilerden çıkartılmış deneysel bağıntılar da elde edilmeye çalışılacaktır. Bu amacı gerçekleştirebilmek için, öncelikle tasarlanıp üretimi yapılan bir deney sistemi yardımıyla, farklı dayanımlara sahip prizmatik beton deney numuneleri üzerinde "direkt kesme" deneyleri gerçekleştirilecektir.

1.3. Betonun Tanımı ve Tarihsel Gelişimi

Taşların birbirine bağlanmasında kullanılan harcın içeriğindeki suda sertleşen doğal hidrolik bağlayıcıların kullanımının Romalılar dönemine kadar tarihlendiği bilinmektedir. Romalılar kireç hamurunu pozolanik malzemelerden biri olan volkanik küle karıştırmıştır. Eski Mısır'da pişmiş kilin öğütülerek kirece katılması düşünülmüş, bu şekilde elde edilen harç ile piramitler ve diğer taş yapılar inşa edilmiştir. Sonradan "Horasan harcı" olarak adlandırılan ve halen aynı adla anılan bu harcı Selçuklular, Osmanlılar ve Araplar da yüzyıllar boyunca geniş ölçüde kullanmışlardır.

Bağlayıcı malzeme, kireç taşının (CaCO_3) ısıtılması ve bünyesindeki karbondioksitin (CO_2) çıkarılması ile elde edilmekteydi. Elde edilen bağlayıcı kireç, ince agrega ve daha başka malzemelerle karıştırılarak harç olarak kullanılmaktaydı. Amorf silisten oluşan bu bağlayıcı, alkali ile reaksiyona girerek silis jeli halinde sertleşmektedir.

ASTM C618 [1]'e göre kendi kendine bağlayıcılık özelliği çok az olan veya hiç olmayan ancak uygun rutubet şartlarında ve normal ortam sıcaklığında kireç ile reaksiyona girip bağlayıcı özelliği olan ürünler açığa çıkararak, ince toz halindeki silisli veya silisli ve alüminli maddeler "puzolan" olarak adlandırılmaktadır. Pozolan kelimesinin kökeni, bu

maddenin bulunduğu Pozzuoli adındaki bir İtalya kasabasından gelmekteydi. Almanya'da ise puzolan yerine "tras" kelimesi kullanılmaktadır.

"Çimento" olarak tanımlanabilecek bağlayıcıların ortaya çıkması konusunda ilk patent Parker J. tarafından 1796'da "Roma Çimentosu" için alınmıştır. Bu bağlayıcı, hem kil mineralleri, hem de kalsiyum karbonat içeren bazı kil birikintilerinde bulunan ve "Septaria" olarak bilinen nodüllerin pişirilmesi sonucu elde edilen bir "doğal çimento"dur. Pişirilen nodüller toz halinde öğütüp kum ve suyla karıştırılarak harç haline getirildikten sonra 15 dakika içerisinde sertleşmektedir.

Duvar ustası Joseph Aspdin ise bugün kullanılmakta olan çimentonun ilkel halini elde etmiştir. Aspdin, kalker tozu ve kil karışımını pişirip öğüterek elde ettiği tozu su ile karıştırdığında ortaya çıkan hamurun içerisine taş parçaları da katmış, elde ettiği bu karışımın sertleşmiş halinin rengi ve diğer özellikleri o yıllarda Portland Adası'ndan çıkartılan yapı taşlarını andırdığından, bu bağlayıcıya 1824 yılında "Portland Çimentosu" adı ile patent almıştır. Bu yöntem temelde, çeşitli bileşenleri biraraya getirerek doğal çimentonun yapay olarak elde edilmesine dayalıdır. Bunu izleyerek benzer biçimde 'Portland çimentosu' türevleri ortaya çıkmıştır [2]. Diğer hidrolik bağlayıcılardan daha üstün özelliklere sahip olan "portland çimentosu"nun üretimine böylece başlanmasıyla modern beton teknolojisinin temelleri de atılmıştır. Bu aşamadan sonra yıllar içindeki bilimsel araştırmalar ve üretim teknolojilerindeki gelişmelere paralel olarak çimentonun kalitesi ve dolayısıyla dayanımı giderek artmıştır.

Yirminci yüzyılın başından beri yapı mühendisliği ve genel inşaat işlerinin en vazgeçilmez malzemesi haline gelmiş olan beton, kum – çakıl (agrega), çimento, su ve gerektiğinde mineral (toz) ve kimyasal katkı maddelerinin karışımından meydana gelmektedir. İri agregası, betonun ana iskeletini oluştururken, ince agregası çakıllar arasındaki boşlukları doldurup sertleşmiş betonun dayanım ve dayanıklılığının artmasını sağlamaktadır. Çimento ve su ise bu taneleri birbirine bağlayan çimento hamuru yapısını meydana getirir. Taze beton bileşimine gerektiğinde betonun sertleşme süresini kısaltmak veya uzatmak, işlenebilirliğini artırmak vb gibi belirli özelliklerini değiştirmek amacıyla çeşitli mineral ve kimyasal katkıları da kullanılmaktadır.

Betonlar, birim kütlelerine göre üç ana grupta toplanabilmektedir. Birim kütlesi yaklaşık 2400 kg/m^3 olan betonlar "geleneksel beton" (normal dayanımlı beton) olarak isimlendirilir ve taşıyıcı amaçlarla en çok üretilen ve kullanılan beton türüdür. Birim kütlesi 2000 kg/m^3 'ten az olan betonlar "hafif beton" olarak isimlendirilir ve çoğunlukla

yalıtım amaçlı olarak kullanılır. Nükleer santrallerde radyasyon kalkını olarak kullanılan betonlarda ağır agregalar kullanılmaktadır. Birim kütlesi 2600 kg/m^3 'ten yüksek olan bu betonlar "ağır beton" olarak isimlendirilir. Bazı durumlarda inşa edilecek özelliğine göre beton üretilmektedir. Bu tip betonlara ise "özel betonlar" denir. Betonu meydana getiren malzemelerin oranlarını değiştirmek, özellik değiştiren katkı maddesi kullanarak üretilen özel betonlar uygulama yerine ve kullanım amacına göre normal betondan daha iyi sonuç verir. Püskürtme beton, lifli beton, vakumlu beton, brüt beton, kaplama betonu, renkli beton gibi çok değişik özelliklere sahip özel beton türleri vardır.

Betonlar, birim kütlelerine göre sınıflandırıldıkları gibi, dayanımlarına göre sınıflandırılmaktadır. Öncelikle taşıyıcı olan ve taşıyıcı olmayan betonlar olarak iki sınıfa ayrılırlar. Taşıyıcı betonlar, geleneksel (normal dayanımlı) ve yüksek dayanımlı (performanslı) beton olarak sınıflandırılabilir. Karakteristik basınç dayanımı 16 MPa'nın üzerinde olan, diğer bir değişle TS 500 [3]'de tanımlanan en az C16 sınıfına giren betonlar taşıyıcı betonlar tanımlanmaktadır. Ülkeden ülkeye değişmekle birlikte, Türkiye'de karakteristik basınç dayanımı 16 MPa - 50 MPa arasında olan betonlar normal dayanımlı, bu sınırın üzerinde olanlar ise yüksek dayanımlı beton olarak kabul edilmektedir.

1.3.1. Beton Üretiminde Kullanılan Malzemeler ve Özellikleri

1.3.1.1. Agregalar

Agrega, beton yapımında çimento ve su karışımından oluşan bağlayıcı madde yardımı ile biraraya getirilen, organik olmayan, kum, çakıl, kırmataş gibi doğal kaynaklı veya yüksek fırın cürufu, genleştirilmiş perlit, genleştirilmiş kil gibi yapay kaynaklı olan taneli malzemedir [4]. Betonun hacim olarak %75~%80'ini oluşturan agregalar, çimento hamurunun hidrasyonu sonucu ortaya çıkan hacim büzülmesi olan rötreyi oldukça azaltmakta, çevre etkilerine karşı betonun dayanıklılığını artırmakta ve kendi dayanımının yüksekliği nedeniyle de betonda gerekli dayanımın sağlanmasında asıl etkiyi göstermektedir. Dolayısıyla betonda agregalar kullanımı sadece ekonomik değil, aynı zamanda zorunluluk olarak kabul edilebilir. Agregalar, kaba ve ince agregalar olarak iki kısımda incelenebilir. Uygulamada agreganın 4 mm'den iri boyuttaki tanelerinden oluşan kısmı "iri agregalar", 4 mm'den küçük boyuttaki kısmı ise "ince agregalar" olarak adlandırılmaktadır.

Beton hacminin çok büyük bir kısmını agrega bileşeni meydana getirdiği için, seçiminde titizlik gösterilmesi gerekmektedir. Agregası, gereken dayanıma sahip olmalı ve aynı zamanda dış etkenlere karşı da dayanıklı olmalıdır. Agreganın fiziki ve mekanik özellikleri, istenilen koşulları karşılayabilecek nitelikte olmalıdır. Örneğin, aşınma etkisine maruz bir betonun agregası da yeterli aşınma dayanımına sahip olmalıdır [5]. Agregalar kullanma yeri ve amacına göre, granülometrik bileşim, tane şekli, tane dayanımı, aşınma direnci, dona dayanıklılığı ve zararlı maddeler bakımından TS 706 EN 12620+A1'in [6] gereklerini yerine getirmelidir.

1.3.1.2. Çimento

Yukarıda da detaylı olarak tanımlanan çimento, esas olarak, doğal kalker ve kil karışımının yüksek sıcaklıkta ısıtıldıktan sonra öğütülmesinden sonra içine bir miktar alçı ve diğer bazı toz malzemelerin de karıştırılarak elde edilen, hidrolik bağlayıcı malzeme olarak tanımlanır. Hidrolik bağlayıcı maddeler, su ile reaksiyonu sonucu sert bir kütle oluşturduktan sonra su içerisinde dağılmayan, sertliğini ve dayanımını koruyan veya artıran bağlayıcı maddelerdir. Diğer bağlayıcı maddeler gibi çimentolar da, CaO, MgO gibi alkalik öğeler ve SiO₂, Al₂O₃ ve Fe₂O₃ gibi hidrolik öğelerden oluşur. Alkalik ve hidrolik öğelerin oranları da bağlayıcı maddenin niteliğini belirler [7]. Kullanım amacına göre oldukça geniş bir çeşitliliğe sahip olan çimentoların beton üretiminde amaca uygun şekilde seçilmesi gerekmektedir. Bunun yanı sıra, kullanılacak çimentonun agregalardaki alkali silis ile reaksiyon yapmayacak türde olmasına özen gösterilmelidir.

1.3.1.3. Mineral ve Kimyasal Katkı Maddeleri

TS EN206 [8]'da belirtilen kimyasal katkıları, "Taze veya sertleşmiş betonun bazı özelliklerini değiştirmek üzere, karışıma işlemi esnasında betona, çimento kütlelerine oranla az miktarlarda ilâve edilen malzeme" olarak tanımlanmaktadır. Genellikle sıvı halde üretilen kimyasal katkıları ile betonun akışkanlığı artmakta ve böylece işlenebilirliği ve sıkıştırılması kolaylaşmakta, daha plastik kıvamlı taze beton elde edilebilmekte, sertleşmiş betonun geçirgenliği azaltılarak donma-çözülme dayanımı artırılmakta, priz süresi ayarlanabilmekte, donma derecesi düşürülebilmektedir.

Betonun bazı özelliklerini iyileştirmek veya betona özel nitelikler kazandırmak amacıyla kullanılan ince öğütülmüş toz haldeki malzemeler ise mineral katkı olarak tanımlanmaktadır. TS EN206'da;

- İnert kabul edilebilir mineral katkıları (Tip I),
- Pozzolanik veya gizli hidrolik (çimento benzeri etki gösteren) mineral katkıları (Tip II).

şeklinde inorganik iki tip mineral katkı tanımlanmıştır.

Burada, kötü bir betonun özelliklerini hiçbir katkı maddesinin düzeltemeyeceğini belirtmek uygun olmaktadır.

1.3.2. Betonun Mekanik Özellikleri

Betondan beklenen en önemli özellik, yapı kullanım amacına göre değişmekle beraber, genellikle basınç dayanımıdır. Bunun yanı sıra, çekme ve kesme (kayma) dayanımları da beton ve betonarme yapı elemanlarının tasarımında önemli rol oynamaktadır. Söz konusu dayanımlar değer olarak büyükten küçüğe doğru; basınç, kesme ve çekme dayanımı şeklinde sıralanabilir. Betonun basınç dayanımı, eksenel basınç yükü etkisi altındaki numunenin kırılmaya karşı gösterebileceği direnme kabiliyeti olarak tanımlanabilmektedir [9]. Beton kalitesinin, dolayısıyla da dayanımının etkenleri aşağıda verilmektedir.

- Su/Çimento oranı
- Çimentonun cinsi, dayanımı, dozajı
- Agreganın petrografik ve mineralojik yapısı, dayanımı, granülometrisi, şekli, temizliği
- Karma suyunun temizliği
- Kullanılan katkı maddeleri
- Yerleştirme tekniği
- Döküm sırasındaki çevre koşulları (sıcaklık, nem, rüzgar)
- Bakım koşulları, süresi
- Deney presinin kalibrasyonu
- Numunenin deney anındaki nem durumu
- Yükleme hızı

1.3.2.1. Basınç Dayanımı

Betonun basınç dayanımı, standart su küründe saklanmış, 28 günlük, 150 mm çapında, 300 mm yüksekliğindeki standart silindir numunelerin aksel basınç dayanımı olarak tanımlanabilmektedir. TS 500'de verilen beton dayanım sınıfları da bu şekilde belirlenen dayanımlardır. Betonun basınç dayanımı günümüzde, silindir numuneden çok daha kolay uygulanabildiği için, kenar boyutu 150 mm olan küp numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerden de elde edildiğinden, karakteristik basınç dayanımı (f_{ck}) geçerliliği deneylerde kanıtlanmış katsayılarla dönüştürülür. Zira küp numuneler üzerinde elde edilen basınç dayanımı değeri, şekil etkisi nedeniyle, silindir numuneden elde edilen basınç dayanımından yüksektir. Bu amaçla TS500'de farklı beton sınıflarının karakteristik dayanımları hem standart silindir, hem de 150 mm'lik küp numuneler için aşağıdaki Tablo 1.1'de görüldüğü gibi, ayrı ayrı verilmiştir.

Tablo 1.1.TS500'de tanımlanan beton sınıfları ve dayanımları [3].

Beton sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı, f_{ck} MPa	Eşdeğer küp Basınç Dayanımı, MPa	Karakteristik Aksel Çekme Dayanımı, f_{ctk} MPa
C16	16	20	1.4
C18	18	22	1.5
C20	20	25	1.6
C25	25	30	1.8
C30	30	37	1.9
C35	35	45	2.1
C40	40	50	2.2
C45	45	55	2.3
C50	50	60	2.5

Aynı betondan üretilen değişik boyuttaki betonların basınç dayanımları, boyut etkisinden dolayı da farklı olabilmektedir. Numune boyutları küçüldükçe dayanım önemli oranda artmaktadır. Bu farklılıklar ise, küp ve silindir numuneler üzerinde daha önce gerçekleştirilmiş çalışmalardan elde edilen sonuçlara göre aşağıdaki Tablo 1.2 ve Tablo 1.3'te sırasıyla verilmektedir.

Tablo 1.2. Farklı kenar uzunluklarına sahip küp numuneler üzerinde bazı araştırmacılar tarafından belirlenen basınç dayanımı ilişkisi [10].

Araştırmacı	Farklı boyutlarda küp numunelerin basınç dayanımları arasındaki ilişki
L'Hermite	$\sigma_{15} = 0.94(\sigma_5)$
	$\sigma_{15} = 0.97(\sigma_{10})$
	$\sigma_{15} = 1.00(\sigma_{15})$
	$\sigma_{15} = 1.02(\sigma_{20})$
Rusch	$\sigma_{15} = 0.96(\sigma_{10})$
Hernandez	$\sigma_{15} = 1.04(\sigma_{20})$
DIN 1048	$\sigma_{10} = 1.15(\sigma_{20})$
	$\sigma_{30} = 0.90(\sigma_{20})$
Murdock	$\sigma_{10} = 1.04(\sigma_{20})$

Tablo 1.3. Farklı çap ve yüksekte silindir numuneler üzerinde bazı araştırmacılar tarafından belirlenen basınç dayanımı ilişkisi [10].

Araştırmacı	Farklı boyutlarda silindir numunelerin basınç dayanımları arasındaki ilişki
Price	$\sigma_{10*20} = 1.04(\sigma_{15*30})$
Thaulow	$\sigma_{10*20} = 1.03(\sigma_{15*30})$
Hamanda	$\sigma_{25*50} = 0.90(\sigma_{15*30})$
U.S. Bureau of Reclamation	$\sigma_{5*10} = 1.09(\sigma_{15*30})$
	$\sigma_{7.5*15} = 1.06(\sigma_{15*30})$
	$\sigma_{15*30} = 1.00(\sigma_{15*30})$
	$\sigma_{20*40} = 0.96(\sigma_{15*30})$
	$\sigma_{30*60} = 0.91(\sigma_{15*30})$
	$\sigma_{45*90} = 0.86(\sigma_{15*30})$
	$\sigma_{30*60} = 0.84(\sigma_{15*30})$

Karakteristik basınç dayanımı, aynı zamanda, projede öngörülen beton basınç dayanımıdır. Ancak, üretilen betonun gerçek basınç dayanımının öngörülenden daha düşük olma olasılığı her zaman vardır. Bu olasılık, betonarme standardı TS500'e göre en fazla

%10, TS EN 206-1/2004'e göre ise daha da düşük olmalıdır [11]. Betonun istenen koşullara uygun olup olmadığı TS EN 206-1 Madde 8.2'ye göre denetlenmektedir. Projede öngörülen karakteristik dayanım f_{ck} , üretilen betondan alınan numunelerin basınç deneyiyle belirlenen ortalama dayanım f_{cm} , en düşük dayanım f_{cmin} ve standart sapma σ olarak alınır;

$$f_{cm} \geq f_{ck} + u \sigma \quad (1.1)$$

olmalıdır. TS EN 206-1/2004'e göre betonun "uygun" kabul edilmesi için aşağıdaki Tablo 1.4'te verilen kriterleri sağlaması gerekmektedir.

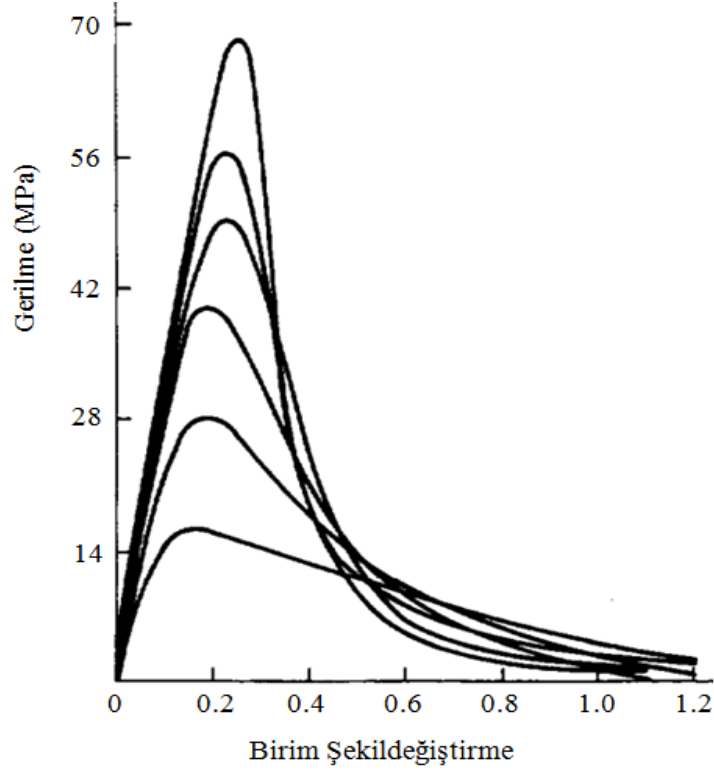
Farklı basınç dayanımlarına sahip betonlar üzerinde gerçekleştirilen eksenel basınç deneylerinden elde edilen tipik gerilme – birim şekildeğiştirme eğrileri de en büyük dayanım değeri dışında bazı farklılıklar daha sergilemektedir. Aşağıdaki Şekil 1.1'de farklı dayanımlara sahip beton numunelerin eksenel basınç altında kırılıncaya kadar gösterdikleri tipik gerilme-birim şekildeğiştirme davranışları topluca verilmektedir.

Tablo 1.4. TS EN 206-1/2004'e göre betonun uygunluk kriterleri [8]

Toplam numune sayısı	
35'ten az	35'ten fazla
$f_{cm} \geq f_{ck} + 4 \quad N / mm^2$ $f_{cmin} \geq f_{ck} - 4$ N / mm^2	$f_{cm} \geq f_{ck} + 1.48\sigma$ N / mm^2 $f_{cmin} \geq f_{ck} - 4$ N / mm^2

1.3.2.2. Çekme Dayanımı

Betonun çekme dayanımı, eksenel çekme deneylerinden elde edilen değerdir. Deneylerden elde edilen ortalama çekme dayanımı f_{ctm} , karakteristik çekme dayanımı ise f_{ctk} ile göstermektedir. Betonun karakteristik çekme dayanımı, eksenel çekme deneylerinden elde edilecek dayanımın bu değerden az olma olasılığı belirli bir oran olan dayanım değeri olarak kabul edilmektedir.

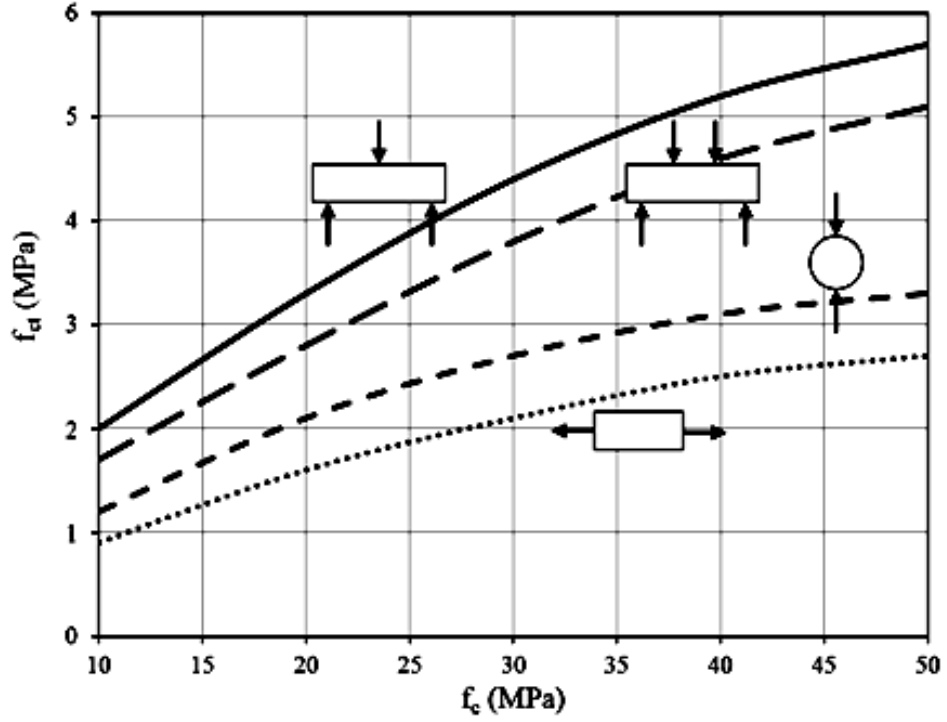


Şekil 1.1. Farklı dayanımlara sahip betonların aksenal basınç altında tipik gerilme - birim şekildeğiştirme eğrileri [12].

TS500 betonun karakteristik çekme dayanımının aşağıda verilen bağıntı ile hesaplanabileceğini belirtilmektedir.

$$f_{ctk} = 0.35\sqrt{f_{ck}} \quad (1.2)$$

Bu bağıntıdaki f_{ck} değeri betonun karakteristik aksenal çekme dayanımıdır. Oysa betonun aksenal çekme dayanımının belirlenmesi kolay bir işlem olmayıp, çoğu zaman yanıltıcı sonuçlar verdiği için, doğrudan deney tekniği yerine, dolaylı teknikler olan, silindir yarma ve kiriş eğilme deneyleri uygulanmaktadır. Aksenal çekme dayanımı, silindir yarma deneyinden elde edilen çekme dayanımını 1.5 ile, eğilme deneyinden elde edilen çekme dayanımını da 2 ile bölerek yaklaşık olarak hesaplanabilmektedir. Aşağıdaki Şekil 1.2'de bu deneylerden elde edilen çekme dayanımları arasındaki fark daha iyi anlaşılmaktadır.



Şekil 1.2. Betonun çekme dayanımları ile basınç dayanımı arasındaki ilişki [13].

1.3.2.3. Elastisite Modülü, Kayma Modülü ve Poisson Oranı

Normal ağırlıktaki geleneksel betonlar için “j” günlük betonun başlangıç (dinamik) elastisite modülü TS500’e göre;

$$E_{cj} = 3250\sqrt{f_{ckj}} + 1400 \quad (1.3)$$

bağıntısıyla hesaplanabilmektedir. Darbe yüklemeleri için bu bağıntıdan elde edilen değerler %10 artırılmalıdır. Betonun Poisson oranı genellikle tüm sınıfları için 0.2 olarak kabul edilirken, kayma modülü TS500’e göre;

$$G_{cj} = 0.4E_{cj} \quad (1.4)$$

bağıntısıyla yaklaşık olarak hesaplanabilmekte, ısıl genleşme katsayısı ise $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ olarak alınmaktadır.

1.3.2.4. Büzülme ve Sünme

Betonun mekanik özelliklerini belirleyen başlıca etkenlerden olan ve genellikle kuruma sonucunda hacminin büzülmesi şeklinde ortaya çıkan büzülme (rötre), taze betonun en önemli sorunlarından biridir. Kullanılan çimento tipi ve miktarı ve agrega oranı bu özelliği önemli ölçüde etkilemektedir. Geleneksel betonda kullanılan mineral ve kimyasal katkıların da bu özelliği olumlu ya da olumsuz yönde etkileyebilmektedir [14]. TS500’de uzun süre sonunda beton elemanda oluşacak rötrenin hesabı için bazı katsayılar önerilmektedir. Bu katsayılar aşağıdaki Tablo 1.5’te verilmektedir.

Tablo 1.5. Uzun süre sonunda büzülme birim şekildeğiştirmesi, $\epsilon_{cs} \times 10^3$ [3].

Beton bakımı	Kuru ortam (bağıl nem %50)		Nemli ortam (bağıl nem %80)	
	Eşdeğer kalınlık (mm), $l_e=2A_c/ u$			
	150	600	150	600
Yetersiz	0.60	0.50	0.40	0.30
Yeterli	0.40	0.40	0.25	0.25

Sabit gerilme altında zamanla oluşan sünme şekildeğiştirmesinin hesabı ise, beton için bilinmesi gereken bir diğer önemli özelliktir. Sünme, zamanla dayanımı azaltan ve yük aktarımını olumsuz yönde etkileyen bir durumdur. Sertlaşmış çimento hamurunun bir davranışı olan sünme, betonun boşluk oranından, su/çimento oranına kadar birçok parametre ile çok yakın ilişkilidir. Özellikle betonarme taşıyıcı elemanlarda sünme, davranış ve miktar olarak bilinmesi gereken çok önemli bir özelliktir [14]. TS500, uzun süre sonunda beton elemanda oluşacak sünmenin hesabı için de bazı katsayılar önermektedir. Bu katsayılar ise aşağıdaki Tablo 1.6’da verilmektedir.

Tablo 1.6. Uzun süre sonunda sünme katsayısı, ϕ_{ce} [3]

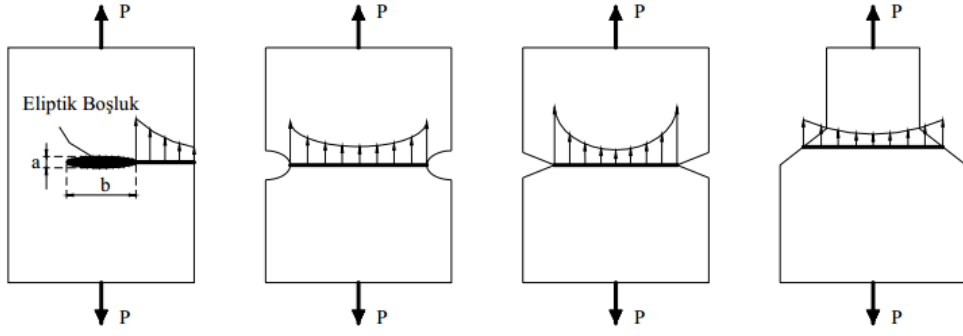
Yükleme Anında Beton yaşı	Kuru ortam (bağıl nem %50)			Nemli ortam (bağıl nem %80)		
	Eşdeğer kalınlık (mm), $l_e=2A_c/u$					
	50	150	600	50	150	600
1 gün	5.4	4.4	3.6	3.5	3.0	2.6
7 gün	3.9	3.2	2.5	2.5	2.1	1.9
28 gün	3.2	2.5	2.0	1.9	1.7	1.5
90 gün	2.6	2.1	1.6	1.6	1.4	1.2
365 gün	2.0	1.6	1.2	1.2	1.0	1.0

1.4. Kırılma Mekaniğinin Tarihsel Gelişimi

İnsanoğlunun varlığının başlangıcından beri "kırılma" olayı da başlıca sorunlarından biri olagelmıştır. Kırılma mekaniği çalışmaları Avrupa'da Rönesans'a kadar uzansa da, bugünkü anlamda modern çalışmalar 20. yüzyılın başlarına rastlamaktadır. Inglis [15], 1913 yılında sonsuz bir levhada eliptik bir boşluk çevresindeki gerilme durumunu incelemiştir. Inglis'in teorisi elastisite teorisi tabanlıdır. Kuvvet etkisi altındaki elemanlarda, iç kısımlarda veya kenarlarda süreksizlikler bulunabilir. Gerek bu gibi durumlarda, gerekse imalat sırasında malzemede boşluk, çatlak gibi kusurların oluşmasından dolayı kesit boyunca gerilme düzgün (üniform) dağılmayabilir. Kesit üzerinde ortalama gerilmelerden (P/A) farklı, maksimum gerilmeler meydana gelmektedir (Şekil 1.3). Bu farklı gerilme durumu gerilme yığılması veya çentik etkisi olarak adlandırılır. Inglis, σ gerilmesi altındaki sonsuz bir levhanın sahip olduğu eliptik boşluk etrafındaki maksimum gerilmeyi aşağıda tanımlandığı gibi formüle etmiştir.

$$\sigma_m = k_t \sigma \quad (1.5)$$

$$k_t = 1 + 2 \left(\frac{a}{b} \right) \quad (1.6)$$



Şekil 1.3. Basit çekme durumunda çentikli kısımlarda oluşan gerilme yığılmaları [16].

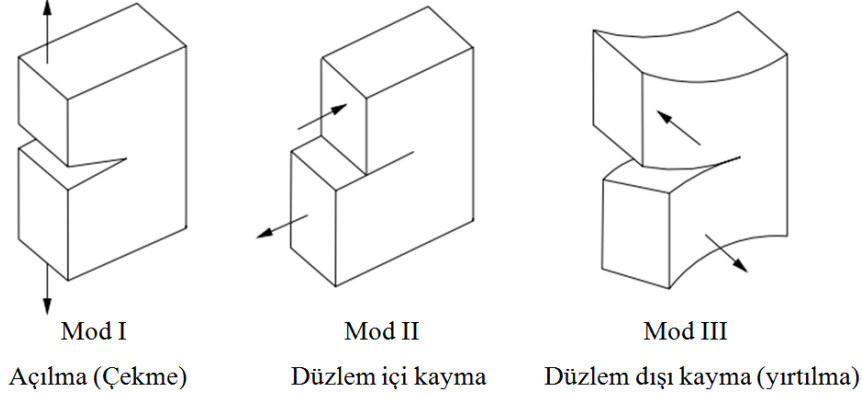
Verilen bu matematiksel modelde a ve b eliptik boşluğun boyutları, σ_m eliptik boşluk çevresindeki maksimum gerilme, σ sonsuz levhaya uygulanan gerilme, K_t ise gerilme yığılma faktörüdür. Inglis teorisinde tanımladığı matematiksel modelin gevrek veya sünek tüm malzemeler için geçerli olduğunu düşünmüştür [17].

Havacılık Mühendisi olan Griffith [18], 1920'li yıllarda Inglis'in teorisini daha da geliştirmiş ve doğrusal elastik kırılma mekaniğinin temellerini atmış, kırılma olayına devrine göre çok ilgi gören bir konu olan enerji teoremi ile yaklaşmıştır. Griffith, cam lifler üzerinde yapmış olduğu deneylerde, teorik dayanımın elastisite modülünün %10'u ($E/10$) civarında olduğunu ve malzemenin gerçek dayanımı ile arasındaki bu büyük farkın bünyesindeki kusurlardan kaynaklandığını tespit etmiştir. Malzemeye uygulanan gerilmenin oldukça düşük olmasına rağmen, gerilme yığılması nedeni ile teorik kohezif dayanıma erişilebilir. Nitekim Griffith'in cam liflerin dayanımlarının, normal camlarınkine göre çok daha yüksek olduğunu ortaya koyması bunun açık ıspatıdır [17].

Griffith'in teorisi cam gibi tam gevrek malzemelerde çatlağın yayılması için gerekli olan gerilmenin değerini verirken, çatlağın yayılma öncesi veya sonrası hakkındaki herhangi bir bilgiyi içermemektedir. 1950'lerin ortalarında kırılma mekaniğinde yeni bir dönem başlatmış olan Irwin [19] ise, seramik lifler üzerinde yapmış olduğu deneylerde teorik dayanımın $E/10$ civarında olmadığını belirlemiş ve teoriyi plastik şekildeğiştirme yeteneğine sahip malzemelerden olan metalleri de içerecek şekilde genişletmiştir. Daha sonra sırasıyla açılma (çekme), kesme (kayma) ve yırtılma durumlarına karşılık gelen üç kırılma durumunu Mod I, Mod II ve Mod III durumu olarak adlandırmış, genel kırılma modlarını (Şekil 1.4) ve bunların kombinasyonundan oluşan karışık modun kanunlarını ve "k" adı verilen "gerilme şiddet çarpanı"nı ise;

$$k_1 = \sigma\sqrt{\pi a} \quad , \quad k_{II} = \tau\sqrt{\pi a} \quad , \quad k_{III} = \tau\sqrt{\pi a} \quad (1.7)$$

şeklinde ortaya koymuştur. Denklemlerde σ , malzemeye uygulanan çekme gerilmesi τ , kayma gerilmesi ve a , yarı çatlak uzunluğunu göstermektedir [20].



Şekil 1.4. Malzemenin üç temel kırılma modu

Gerilme şiddet çarpanı, geometriye ve yükleme durumuna bağlı bir sabittir. Yani her malzeme aynı geometriye ve yükleme durumuna maruz kalırsa, bu değer sabit olacaktır. Dolayısıyla gerilme şiddet çarpanı bir malzeme sabiti değildir. K , belirli bir kritik değer olan K_c değerine ulaştığında kırılma tokluğu veya kritik gerilme şiddet çarpanı adını alır ve her malzeme için farklı bir değer alır. Mod I durumu için b numune genişliği, d numune yüksekliği ve P kırılma yükü olarak alınırsa, nominal dayanım $\sigma_N = \frac{P}{(b.d)}$ olmak üzere kritik gerilme şiddet çarpanının ifadesi;

$$K_{IC} = \sigma_N \sqrt{\pi a} f\left(\frac{a}{d}\right) \quad (1.8)$$

olarak verilmektedir. Ancak Irwin, çatlak başlangıcı ve yayılma hızı mühendislik açısından daha önemli olduğundan, G_c çatlak yayılma hızı kavramını ortaya koymuş ve K_c ile arasındaki bağıntıyı;

$$G_c = \frac{K_c^2}{E} \quad (1.9)$$

ile ifade etmiştir. Irwin sünek malzemelerde yeni çatlak yüzeylerinin oluşması için gerekli enerjinin, plastik deformasyon sırasında yapılan iş yanında genellikle önemsiz derecede olduğunu savunmuştur. Böylece çatlak yayılma hızı kavramını tanımlamıştır.

1980’li yıllardan itibaren bilgisayarların işlem yeteneklerinin gelişmesi ve dolayısıyla sonlu elemanlar yönteminin yaygın olarak kullanılmasıyla, doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılarak kırılma mekaniği problemlerine yaklaşılmıştır. Bu gelişmeler, yeni yöntemlerin bulunmasına ve kırılma mekaniğinin ilerlemesine çok büyük katkıda bulunmuştur.

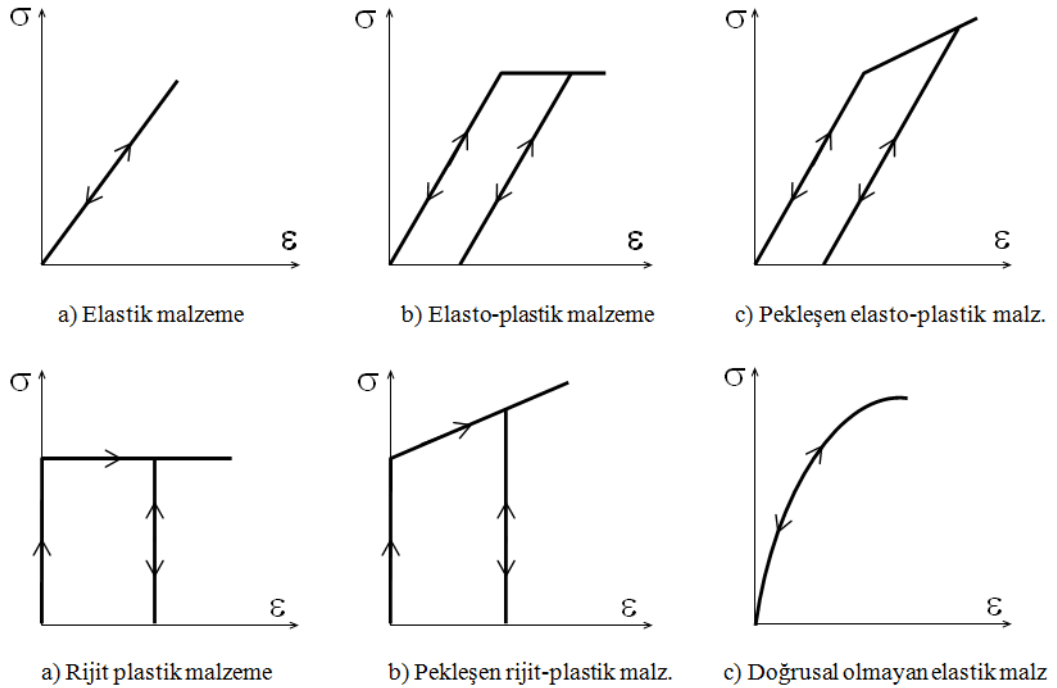
1.4.1. Malzemelerin Yük Altında Davranışı, Gevrek ve Sünek Kırılması

Malzemenin kırılması veya dayanımını kaybetmesi; malzemenin tahrip olarak, parçalara ayrılması ve bu suretle maruz kalacağı yükleri emniyetle kaldırma kabiliyetini tamamen kaybetmesi demektir. Kırılmanın nedeni ve mekanizması henüz tam manasıyla anlaşılmış değildir. Kırılmada önemli rol oynayan iki türlü dayanım söz konusudur. Bunlardan ilki; kayma dayanımıdır ki kristalleri teşkil eden atomlardan bir kısmının diğer kısma göre kaymasını önler. Diğeri kohezyon dayanımı olup, atomların birbirinden uzaklaşmasına engel olmaya çalışır. Bu iki dayanımdan hangisi daha küçük ise cismin o dayanımın sona ermesi ile malzeme kırılır.

Herhangi bir mekanik problemin çözümünde, denge koşullarının sağlanması, uygunluk koşullarının sağlanması ve kullanılan malzemelerin mekanik özelliklerinin bilinmesi gerekmektedir. Bir yapı sisteminde kullanılan malzemelerin mekanik özellikleri birbirinden çok farklı olmaktadır. Dolayısıyla da herhangi bir mühendislik probleminde bunların hepsinin birden dikkate alınması oldukça zordur Bu nedenle şekil değiştiren cisimler mekaniğinde konuya uygun düşen bazı ideal malzemeler, gerçek malzemeler yerine kullanılmaktadır. İdeal malzemeler dikkate alınarak ortaya konulan teoride, gerçek malzeme davranışından uzaklaşması durumunda, ideal malzeme tipi değiştirilmektedir.

Aşağıda şekil değiştiren cisimler mekaniğinde tanımlanan bazı ideal malzemeler kısaca açıklanmakta ve bu malzemelerin gerilme - birim şekil değiştirme diyagramları Şekil 1.5’te verilmektedir.

- a) Doğrusal elastik malzeme: Bu malzemede gerilme – birim şekildeğiştirme diyagramı Hooke cismine uygundur.
- b) Elasto-plastik malzeme: Gerilmeler akma gerilmesinden daha küçük olduğu sürece hooke cismine benzer davranış göstermektedir. Gerilmeler akma dayanımına ulaştığında akma sınırsızdır. Plastik aşamda yükleme ve boşaltma diyagramdaki gibidir.
- c) Pekleşen elasto-plastik malzeme: Bu tür malzemede akma gerilmesine kadar malzeme davranışı hooke cismine uymakta, akma olayı ise artan gerilmelerle meydana gelmektedir.
- d) Rijit plastik malzeme: Bu tür malzeme davranışlarında elastik şekildeğiştirmenin önemi yoktur. Malzemenin plastik şekildeğiştirdiği kabul edilmektedir.
- e) Pekleşen rijit plastik malzeme: Bu tür malzemelerde de elastik şekildeğiştirmenin olmadığı (ya da ihmal edildiği) plastik aşamada ise artan gerilmeler altında olduğu kabul edilmektedir.
- f) Doğrusal olmayan elastik malzeme: Bu tür malzemelerde ise malzeme davranışı elastik özellik göstermekte ancak Hooke cismi gibi doğrusal davranış göstermemektedir.



Şekil 1.5. İdeal malzemelere ait gerilme – birim şekildeğiştirme diyagramları

Kopma kesitinin görünümü de malzemenin şekildeğişimi davranışı hakkında bilgi verir. Gerilme etkisindeki bir cismin iki veya daha fazla parçaya ayrılması olayı olarak adlandırılan kırılma, gevrek ve sünek kırılma olmak üzere iki gruba ayrılır.

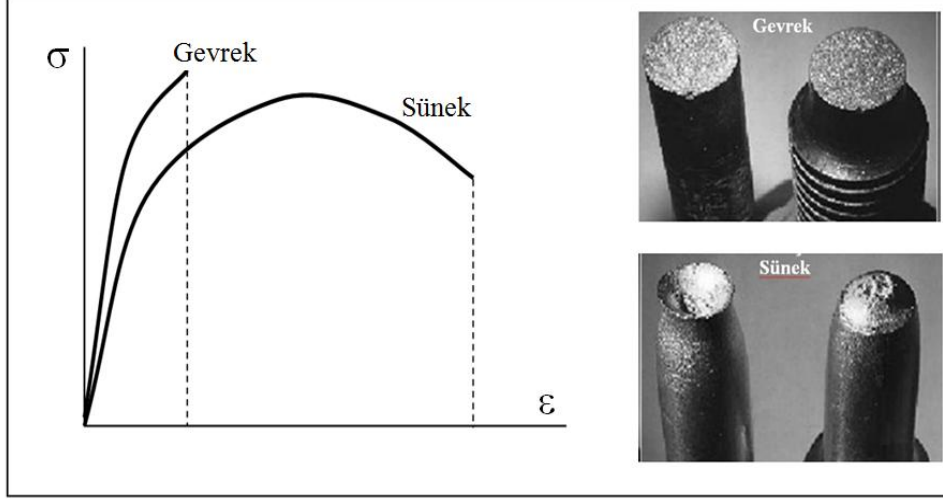
Gevrek malzemeler, fazla plastik şekildeğiştirme yapamadan çekme kuvvetine dik bir kesitten koparlar. Sünek malzemelerde ise gözle görülebilen bir kalıcı şekil değişiminden sonra kırılma meydana gelir. Gevrek malzeme, elastik sınırın sonunda kırılır ve elastik sınırla çekme dayanımı aynıdır. Bütün kırılma olaylarında olduğu gibi sünek kırılmada önce çatlak oluşur, bu çatlaklar yayılarak kırılma ile son bulur. Kırılmadan önce malzemede kalıcı şekil değişikliği oluşursa, bu tür kırılma sünek kırılmadır. Kalıcı şekil değişikliklerinin miktarı, kırılma sonrasında malzemedeki kesit azalması veya gerilme yönünde oluşan boy uzaması ölçülerek saptanabilir. Kırılma kalıcı şekil değişikliği oluşturabilecek gerilme ile doğru orantılı olup, yavaş oluşmaktadır. Kırılma sonucu kırılma yüzeylerinin görünümü liflidir.

Griffith teorisine göre; Gevrek malzemelerin kırılması çok sayıda malzeme içerisinde bulunan mikroçatlaklardan kaynaklanır. Çatlak uçlarında yüksek miktarda gerilme yığılması meydana gelir ve bu gerilme söz konusu malzemenin teorik kırılma dayanımından daha yüksek değerlere ulaşarak çatlağın ilerlemesine yol açar. Yani, atomlar arası bağı koparmak için gerekli teorik dayanım ile deneysel olarak bulunan dayanım değerleri arasındaki fark malzemenin içerisinde bulunan mikro çatlaklardan kaynaklanır.

- Gevrek kırılmada;
 - Çok az veya hiç plastik deformasyon meydana gelmez.
 - Tokluk düşüktür.
 - Kırılma akma gerilmesinden küçük gerilmelerde oluşur.
 - Kırılma yüzeyi düzgündür.
 - Enerjinin büyük bir kısmı kırılmaya harcanır.
 - Tane içi veya tane sınırı şeklinde kırılma meydana gelir [21].
- Sünek kırılmada;
 - Çok büyük plastik deformasyon meydana gelir.
 - Tokluk yüksektir.
 - Kırılma akma gerilmesinde büyük gerilmelerde oluşur, yani boyun verme olur.
 - Kırılma yüzeyi konik-çanak şeklindedir.

- Enerjini büyük bir kısmı çatlak oluşumuna harcanır.
- Mikroboşlukların birleşmesi ile kırılma oluşur [21].

Malzemelerin gevrek ve sünek davranışlarına ilişkin tipik gerilme - şekil değiştirme diyagramları ve çekme etkisinin çelik numunelerinde kopma bölgesinin kırılma tipleri Şekil 1.6'da görülmektedir.



Şekil 1.6. Gevrek ve sünek davranışların tipik $\sigma - \epsilon$ diyagramları ve kopma bölgelerinin şekilleri [21].

1.4.2. Kırılma Teorileri

Yapı mühendisliğinin amacı, herhangi bir yapıyı üzerine gelebilecek yükleri emniyetle taşıyabilecek şekilde boyutlandırmaktır. Bir eksenli gerilme halinde ilgili hesapların yapılmasında herhangi bir zorluk bulunmamaktadır. Cismin dayanımının bilinmesi veya akma sınırının verilmesi gerekli hesapların yapılması için yeterli olmaktadır. İki ve üç eksenli gerilme halinde ise kesit hesapları ve/ya da gerilme tahkiki ancak bir kırılma teorisine dayanılarak yapılmaktadır. Bir kırılma teorisi, cisimde kırılmanın hangi sebepten ileri geldiğini açıklamaktadır. Buradaki söz konusu sebepler şekil değiştirmeler, gerilmeler yada çeşitli deformasyon işi ile ilgili büyüklükler olarak dikkete alınabilir. Gerçekte, sonsuz sayıda iki ve üç eksenli gerilme halleri vardır. Bu bakımdan doğrudan doğruya deney sonuçlarına dayanılarak, bir problemin çözüm olanağı yoktur. Ancak farklı koşullar altında yapılan deney sonuçlarını değerlendirerek, genelleştirmek suretiyle elde edilen kırılma teorilerini kullanarak birçok problemin

çözümünü yapabilmektedir. Bu amaçla yapılan çalışmalarda, birçok kırılma teorileri ileri sürülmüştür. Cisimlerin kuvvetler etkisindeki kırılma nedenlerinin araştırıldığı bir çok çalışmada gerçekleştirilen deneyler sonucunda bazı kriterler, diğer bir deyişle, “Kırılma Teorileri” ileri sürülmüştür. Bu kriterler, “Kırılma Kriterleri” veya “Kırılma Hipotezleri” şeklinde de adlandırılmaktadır [22].

Kırılma olayını oluştugu sıcaklık derecesi esas alınacak olursa, normal sıcaklıkta kırılma ve yüksek sıcaklıkta kırılma olarak iki bölümde incelemek mümkündür. Ayrıca, etki eden kuvvetlerin çeşidine göre, statik etki altında kırılma ve dinamik etki altında kırılma olarak iki bölümde incelemek de mümkündür. Statik etkiden kasıt, kuvvetlerin yavaş etki ederek şiddetlerini yavaş yavaş artırmaları halinde meydana gelen kırılmadır. Bu kırılmayı açıklamak için ileri sürülen kırılma teorileri esas olarak;

- 1) Gerilme teorileri
- 2) Şekildeğiştirme teorileri
- 3) Enerji esaslı teoriler

şeklinde üç grupta toplanabilmektedir. Malzeme bünyesindeki gerilmelerin tehlikeli sınırlara ulaşılmasında ilk sınıftakiler gerilmelerin, ikinci sınıftakiler ise şekildeğiştirmelerin etkin olduğunu varsayar. Enerji esaslı teoriler ise, şekildeğiştirme enerjisine önem verir. Gerekğinde bünye bağıntıları kullanılarak hepsi gerilmeler cinsinden yazılabilir. Farklı varsayımları birbirleriyle karşılaştırmak için onları geometrik olarak açıklamak gerekir ve bu da aşağıda verilen iki biçimde yapılabilir.

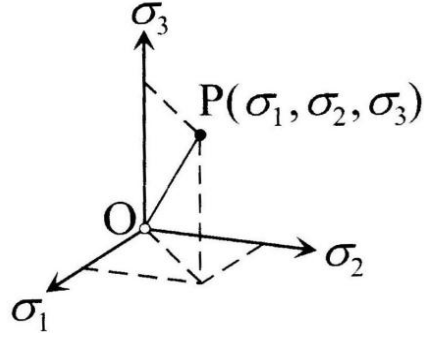
a) Asal Takım Uzayı

Aşağıda Şekil 1.7’de verilen σ_1 , σ_2 ve σ_3 asal takımındaki her bir gerilme durumu bir P noktası ile gösterilirse, çeşitli sınır gerilmelerine ait noktaların oluşturacağı küme uzayda güvensiz (tehlikeli) durumla güvenli (tehlikesiz) durumu birbirinden ayıran bir sınır yüzeyi meydana getirir [23]. Bu durumda;

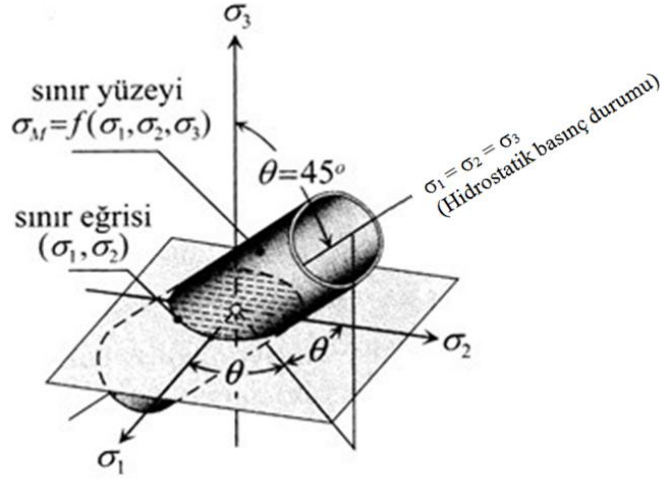
$$\sigma_M = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (1.10)$$

olur. Bu ifade ile temsil edilen yüzey Şekil 1.8’de verildiği gibi olsun. (Bu yüzey ileride von Mises teorisi olarak açıklanmaktadır.) Eğer incelenen gerilme durumu bu yüzeyin içerisine düşen bir nokta ise güvenlidir. Nokta sınır yüzeyinin üstünde ise gerilme durumu tam sınırdadır, yüzeyin dışında ise tehlikelidir. Diğer bir deyişle kırılma gerçekleşecektir. σ_1 ve σ_2 asal takımındaki iki eksenli gerilme halinde sınır eğrileri, sınır yüzeyi ile ilgili

koordinat düzleminin oluşturduğu arakesittir. Hidrostatik basınç durumunun ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) olarak tehlikeli olmaması için, asal gerilme uzayında 1.10 nolu bağıntının tanımladığı yüzey, hidrostatik gerilme halini tanımlayan noktaların geometrik yerini kesmemelidir. Bu noktaların geometrik ifadesi Şekil 1.8’de görüldüğü gibi $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ takımının açı ortayı olan (her üç eksenle de 45° lik açı yapan) doğrudur.

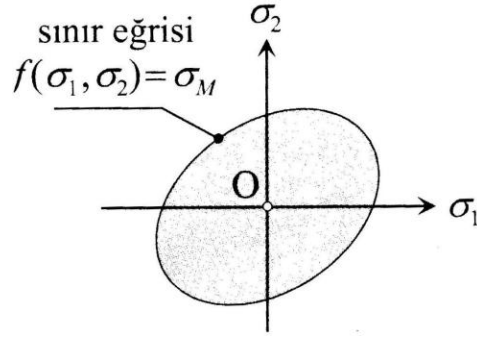


Şekil 1.7. Asal takımında herhangi bir “P” gerilme durumu



Şekil 1.8. Üç eksenli düzlemde sınır yüzeyi [23]

(σ_1, σ_2) düzleminde ise sınır eğrisi $\sigma_M = f(\sigma_1, \sigma_2)$ kapalı bölgedir ve aşağıdaki Şekil 1.9’da verilmektedir [23].



Şekil 1.9. İki eksenli düzlemde sınır eğrisi

b) Gerilme Uzayı

Bu durumda kırılma varsayımı için Mohr dairesinin çiziminde kullanılan (σ, τ) düzleminden yararlanılır.

1.4.2.1. Gerilme Teorileri

Bu sınıfa giren kırılma varsayımlarında tehlikeli duruma geçişte gerilmenin etmen olduğu düşünülür [23]. Aşağıdaki hesaplarda sınır değerler, basit çekmede σ_M , basit basınçta $\hat{\sigma}_M$ ile gösterilecek ve her ikisi de birer pozitif değer olarak ($\sigma_M > 0$, $\hat{\sigma}_M > 0$) kullanılacaktır. Malzemenin gevrek ya da sünek olmasına bağlı olarak σ_M (ya da $\hat{\sigma}_M$) sınır değeri ya kırılma gerilmesi σ_k ya, ya da akma gerilmesi σ_A ya eşittir. Bazen emniyetli tarafta kalmak için, n gibi bir emniyet katsayısından yararlanılarak emniyet gerilmesi

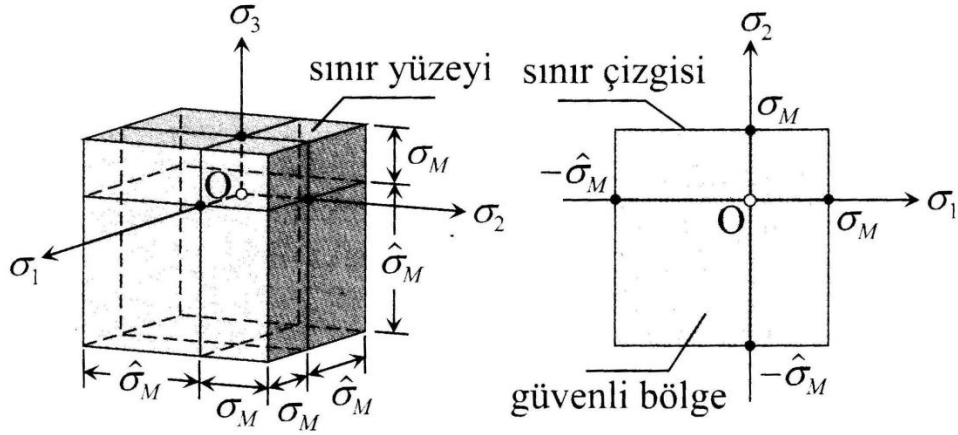
$\sigma_{em} = \frac{\sigma_A}{n}$ (ya da $\sigma_{em} = \frac{\sigma_K}{n}$) kullanılır ve o zaman $\sigma_M = \sigma_{em}$ seçilir.

1.4.2.1.1. En Büyük Normal Gerilme (Rankine) Teorisi

Bu teoriye göre, üç eksenli gerilme durumunda en büyük asal gerilmenin malzemede tehlikeli duruma sebep olduğu varsayılırsa, çekme ya da basınç için,

$$\sigma_1 = \sigma_M \text{ ya da } |\sigma_3| = \hat{\sigma}_M \quad (1.11)$$

biçiminde yazılır. Tarihi itibariyle en eski varsayım olup, geçmişi Galilei, Leibniz, Navier ve Lamé'ye uzanır. İfade 1.11' de tehlikeli bölge sınırı, Şekil 1.10'da görüldüğü gibi bir dikdörtgenler prizmasının yüzeyi olup, kenarları asal eksenler paraleldir ve boyu $\sigma_M + \hat{\sigma}_M$ dir. Yüzey kapalıdır ve bu sınırın dışında kalan tüm hidrostatik durumlar tehlikeli varsayılır. Bir cismi hidrostatik basınç altında kırmak mümkün olmadığından, tüm cisimler için sınır yüzeyleri basınç tarafından açık olmalıdır. Bu sağlanmadığı için en büyük normal gerilme varsayımı her ne kadar bazı gevrek malzemelere uygulansa da tam değildir. İki eksenli gerilme durumu ($\sigma_3 = 0$) için sınır çizgisi Şekil 1.10'daki (σ_1, σ_2) düzleminde görüldüğü gibi bir karedir [23].



Şekil 1.10. En büyük normal gerilme teorisinin iki eksenli ve üç eksenli grafiği [23]

1.4.2.1.2. En Büyük Kayma Gerilmesi (Tresca) Teorisi

Bu kriterde sisteme uygulanan gerilmeler altında en büyük kayma gerilmesinin bir eksenli çekme deneyindeki kayma gerilmesine ulaştığı anda akmanın başlayacağı kabul edilmiştir.

Bu teoriye göre; üç eksenli gerilme durumunda en büyük kayma gerilmesinin malzemede tehlikeli duruma sebep olduğu düşünülür. Üç eksenli gerilme durumunda en büyük kayma gerilmesi aşağıdaki şekildedir:

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (1.12)$$

Tehlikeli durumla karşılaşıldığında kullanılacak bir eksenli durum basit çekme hali olup, kayma dayanımı ile çekme dayanımı arasındaki ilişki;

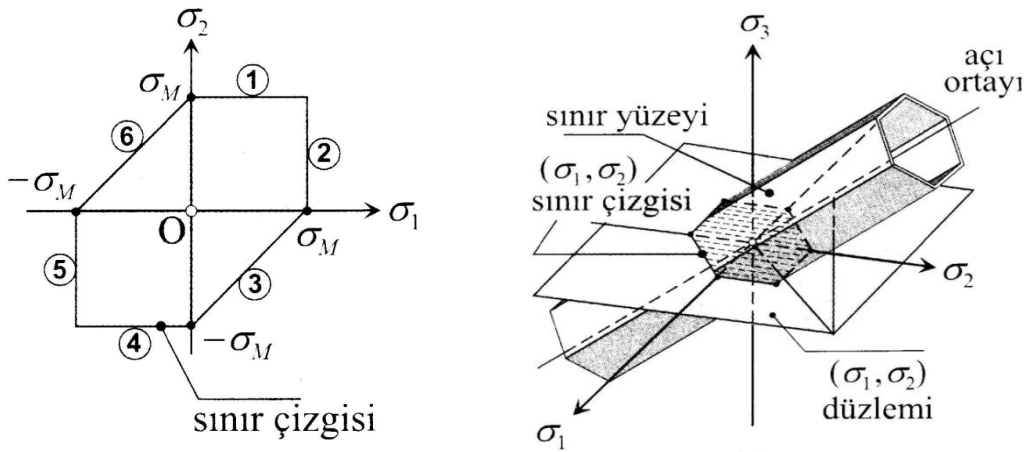
$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sigma_M \quad (1.13)$$

biçiminde kurulur. 1.10 nolu ifade tanım gereği, genel gerilme durumu 1.12 nolu bağlantı ile tek eksenli karşılaştırma hali 1.13 nolu bağlantını birbirlerine eşitlenerek ($\tau_{\max} = \tau_M$) malzemenin kırılacağı sınırı ifade eden varsayım;

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_M \quad (1.14)$$

şeklinde elde edilir[23].

Tresca teorisi, özellikle sünek malzemeler için uygundur. Teoriye göre, hiçbir hidrostatik gerilme durumunda kayma gerilmesi oluşmayacağından varsayım hidrostatik basınç deneyini sağlar. Tresca teorisinin iki ve üç eksenli haldeki görünümü Şekil 1.11’de verilmektedir. Bu şekilden görüldüğü gibi, asal takım uzayında sınır yüzeyi, $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ takımının açı etrafında iki ucu açık altıgen kesitli bir prizmadır. İki eksenli gerilme durumunda ($\sigma_3 = 0$) sınır eğrisi.



Şekil 1.11. Tresca teorisinin iki eksenli ve üç eksenli grafiği [23].

Şekil 1.11’de görüldüğü gibi sınır yüzeyi ile (σ_1, σ_2) düzleminin arakesiti olup, Tresca altıgeni de denir ve altıgen kenarları boyunca gerilmeler;

- 1 doğrusu : $\sigma_2 = \sigma_M$
- 2 doğrusu : $\sigma_1 = \sigma_M$
- 3 doğrusu : $\sigma_1 - \sigma_2 = \sigma_M$
- 4 doğrusu : $\sigma_2 = -\sigma_M$
- 5 doğrusu : $\sigma_1 = -\sigma_M$
- 6 doğrusu : $\sigma_2 - \sigma_1 = \sigma_M$

dir. Bu kriterin özellikleri:

- Matematiksel yönden, von Misses kriterine göre daha basittir.
- Bu nedenle mühendislik tasarımlarında daha sık kullanılır.
- Cebirsel olarak en büyük ve en küçük σ_3 gerilmelerinden istifade edilmektedir.
- Gerilmelerin işaret ve büyüklükleri önem taşır.
- Teorik çalışmalarda Von Misses, pratik çalışmalarda Tresca teorisi tercih edilir.

1.4.2.1.3. Coulomb Kayma Gerilmesi (içsel sürtünmeli) Teorisi

Buna göre cisimde tehlikeli durum içsel sürtünmeyle ilişkilidir. Cismin dayanımının bitmesinde asıl etken olarak en büyük kayma gerilmesi τ_{\max} olarak kabul edilse de, iç sürtünme nedeniyle τ_{\max} ’ın etkidiği düzlemdeki normal gerilme olan σ ’nın da buna bir katkı yaptığı düşünülür. O nedenle en büyük kayma gerimesi varsayımı $\tau_{\max} = \tau_M$ iç sürtünmeyi de içermelidir. Coulomb teorisi, σ ’nın doğrusal bir fonksiyonu olarak;

$$\tau_M = a - b\sigma \quad (1.15)$$

biçiminde yazılabilir. Burada “a” gerilme boyutunda, “b” ise boyutsuz iki sabittir. Coulomb varsayımı iki farklı uzayda tanımlanabilir:

a) Asal takım uzayı: Mohr daireleri Şekil 1.12’de çizilmiş olan üç eksenli gerilme durumu için,

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2}(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (1.16)$$

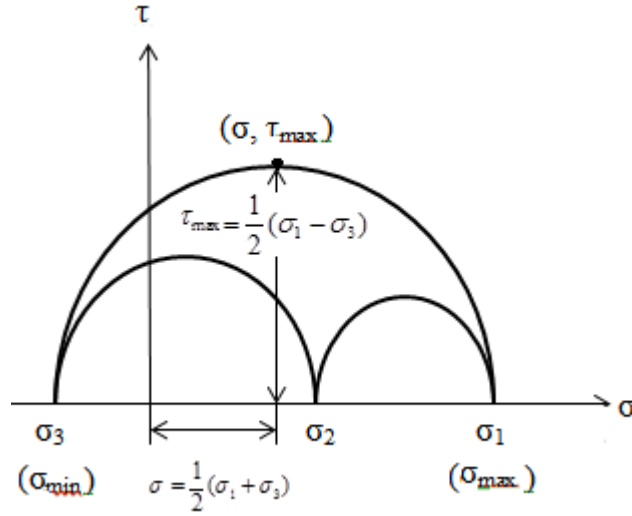
$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (1.17)$$

dır. $\tau_{\max} = \tau_M$ 'de 1.16 ve 1.17 nolu bağlantı ile 1.15 nolu bağlantıda yerleştirilirse,

$$(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = 2a - b(\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \quad (1.18)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2a - b(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (1.19)$$

şeklinde yazılır.



Şekil 1.12. Üç eksenli gerilme halinde Mohr daireleri [23].

Burada a cisimdeki kohezyon ile ilgili bir sabit ve b iç sürtünme ile ilgili bir sabit olup, malzemenin basit çekme ve basit basınç deneylerinden elde edilen sınır gerilme değerleri σ_M ile $\hat{\sigma}_M$ cinsinden hesaplanır. Kohezyonu malzemedeki küçük parçacıkların bir birlerine yapışma kuvvetidir. a ve b sabitlerini bulmak için basit çekme ($\sigma_1 = \sigma_M$, $\sigma_3 = 0$) ve basit basınç ($\sigma_3 = -\hat{\sigma}_M$, $\sigma_1 = 0$) durumuna ait Mohr dairelerindeki, gerilme değerleri 1.19 nolu ifadede yerleştirilirse,

$$\text{Basit çekme;} \quad \sigma_M = 2a - b\sigma_M \quad (1.20)$$

$$\text{Basit basınç; } \hat{\sigma}_M = 2a + b\hat{\sigma}_M \quad (1.21)$$

elde edilir. Böylece 1.20 nolu ifadeden a ve b sabitleri çözülürse,

$$a = \frac{\hat{\sigma}_M \sigma_M}{\sigma_M + \hat{\sigma}_M} \quad (1.22)$$

$$b = \frac{\hat{\sigma}_M - \sigma_M}{\sigma_M + \hat{\sigma}_M} \quad (1.23)$$

bulunur. 1.19 nolu ifadeye 1.22 ve 1.23 nolu ifadedeki sabitleri yerleştirilip düzenlenirse, $\sigma_1 > 0$ ve $\sigma_3 < 0$ durumu için geçerli olan asal takımdaki Coulomb teorisi;

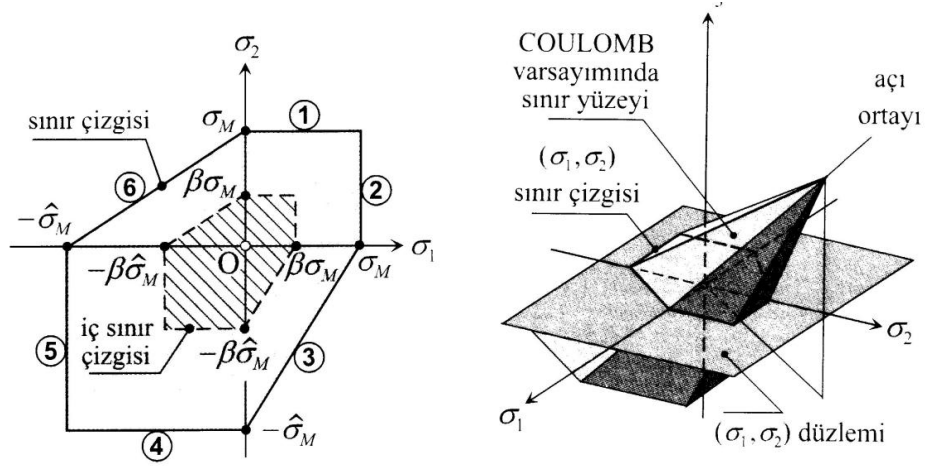
$$\frac{\sigma_1}{\sigma_M} - \frac{\sigma_3}{\hat{\sigma}_M} = 1 \quad (1.24)$$

olarak elde edilir.

Eğer asal gerilmeler mutlak değerleriyle yazılırsa, 1.24 nolu ifade $\frac{\sigma_1}{\sigma_M} + \frac{|\sigma_3|}{\hat{\sigma}_M} = 1$ biçiminde düzenlenir. Hidrostatik çekme durumunda, $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_0$ için, 24 nolu ifadeden (ya da 1.19 nolu ifadede $\sigma_1 - \sigma_3 = 0$ dan) hesaplanacak sınır değer elde edilmektedir [23].

$$\sigma_0 = \frac{a}{b} = \frac{\hat{\sigma}_M \sigma_M}{\hat{\sigma}_M - \sigma_M} \quad (1.25)$$

Coulomb teorisinin iki ve üç eksenli haldeki görünümleri Şekil 1.13'te verilmektedir.



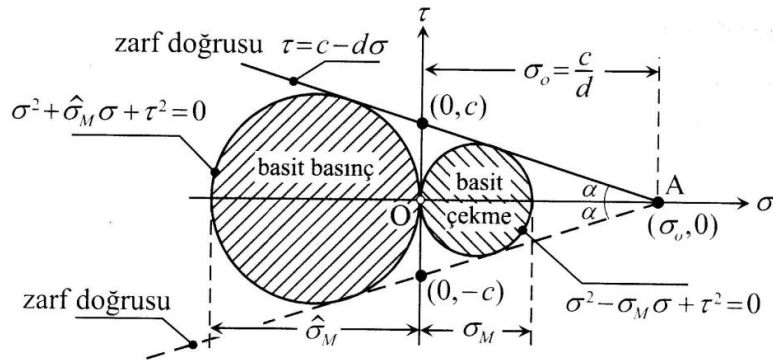
Şekil 1.13. Coulomb teorisinin iki ve üç eksenli grafiği [23].

1.24 nolu ifadesi ③ ve ⑥ numaralı sınır doğrularının denklemidir. ① ve ② numaralı sınır doğruları ile çizilmiş iki eksenli basit çekmede $\sigma_1 > 0$ ve $\sigma_3 > 0$ dır ve asal gerilmelerinden biri σ_M ye ulaşırsa akma başlar. ④ ve ⑤ numaralı sınır doğruları ile çizilmiş iki eksenli basit basınçta, $\sigma_1 < 0$ ve $\sigma_3 < 0$ dır ve asal gerilmelerden biri $-\hat{\sigma}_M$ ye ulaşırsa akma başlar.

b) Gerilme takımı: Coulomb teorisi, Şekil 1.14'te görüldüğü gibi, (σ, τ) düzleminde Mohr dairelerine teğet olan zarf doğrusuyla,

$$\tau = c - d\sigma \quad (1.26)$$

şeklinde ifade edilir.



Şekil 1.14. Coulomb teorisinin Mohr dairelerine teğet geçen grafiği [23].

Bu doğru σ eksenine bir α açısı yapar. Basit çekme ve basınçta Mohr dairelerinin denklemleri aşağıdaki gibidir;

$$\text{Basit çekme} \quad : \quad \sigma^2 - \sigma_M \sigma + \tau^2 = 0 \quad (1.27)$$

$$\text{Basit basınç} \quad : \quad \sigma^2 + \hat{\sigma}_M \sigma + \tau^2 = 0 \quad (1.28)$$

1.26 nolu bağıntıdaki c ve d sabitleri, Mohr dairelerinin sınır zarf doğrusuna teğet olması koşulunda belirlenir. Bu amaçla 1.26 nolu bağıntıdan τ^2 hesaplanıp, 1.27 ve 1.28 nolu bağıntılarda yerine konursa;

$$\sigma^2 - \frac{(\sigma_M + 2cd)}{(1+d^2)} \sigma + \frac{c^2}{(1+d^2)} = 0 \quad (1.29)$$

$$\sigma^2 + \frac{(\hat{\sigma}_M - 2cd)}{(1+d^2)} \sigma + \frac{c^2}{(1+d^2)} = 0 \quad (1.30)$$

olarak bulunur. Zarf doğrusunun dairelerle teğet olabilmesi için, yukarıdaki σ cinsinden ikinci dereceden denklemlerin kökleri tek katlı olmalıdır. Bu koşulun sağlantılması, ancak, $ax^2 + bx + c = 0$ gibi ikinci dereceden bir denklemin diskriminantı $\Delta = b^2 - 4ac = 0$ ise mümkündür. O halde 1.29 ve 1.30 nolu ifadelerdeki denklemlerin diskriminantları sıfıra eşitlenirse, c ve d sabitleri elde edilir.

$$c = \pm \frac{1}{2} \sqrt{\hat{\sigma}_M \sigma_M} \quad (1.31)$$

$$d = \frac{\hat{\sigma}_M - \sigma_M}{2\sqrt{\hat{\sigma}_M \sigma_M}} \quad (1.32)$$

Sınır zarfı denklemini 1.26 nolu ifade'de c nin pozitif değeri Şekil 1.14'te sürekli çizgi biçiminde çizilmiş doğrunun denkleminde, negatif değeri ise kesikli çizilmiş doğrunun

denkleminde kullanılır. Böylece 1.26 nolu ifade 1.31 ve 1.32 nolu ifade'de yerleştirilirse, gerilme takımı (σ, τ) da Coulomb varsayımı aşağıdaki bağıntıda elde edilmektedir [23].

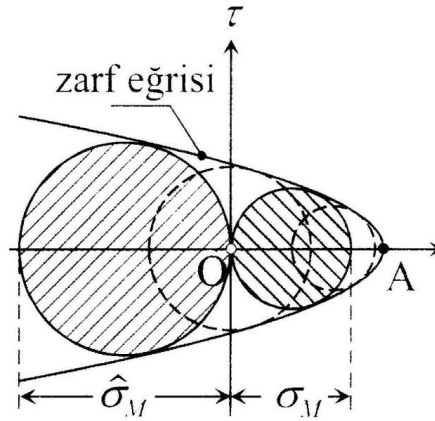
$$\tau = \frac{1}{2} \sqrt{\hat{\sigma}_M \sigma_M} + \left(\frac{\hat{\sigma}_M - \sigma_M}{2\sqrt{\hat{\sigma}_M \sigma_M}} \right) \sigma \quad (1.33)$$

1.4.2.1.4. Mohr Genel Kayma Gerilmesi (içsel sürtümlü) Teorisi

En büyük kayma gerilmesi varsayımının, Coulomb kayma gerilmesi varsayımı biçiminde geliştirilmesi gevrek malzemeler için yeterli değildir [23]. Mohr, 1900 yılında içsel sürtünmenin etkisini de hesaba katan bir varsayım önermiştir. Bu varsayıma göre, Mohr dairesinde en büyük kayma gerilmesi τ_{\max} ile bu noktadaki normal gerilme σ arasındaki ilişki doğrusal olmayıp ifade 1.18 nolu deki eşitliğin sağ tarafı, her malzeme için deneyle belirlenecek bir fonksiyon yardımıyla,

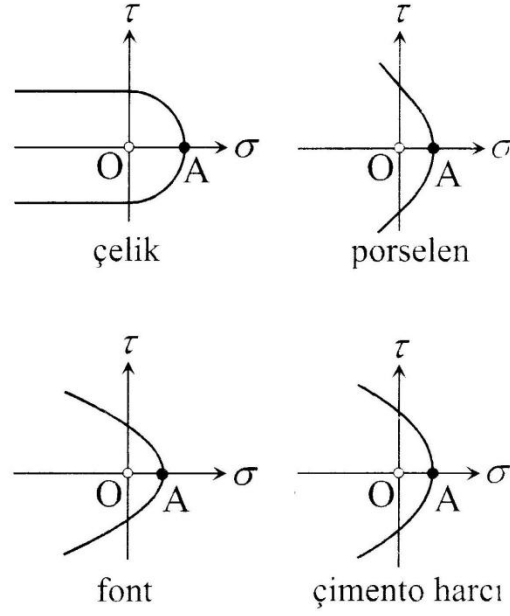
$$\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = f(\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \quad (1.34)$$

biçiminde ifade edilir (Şekil 1.15).



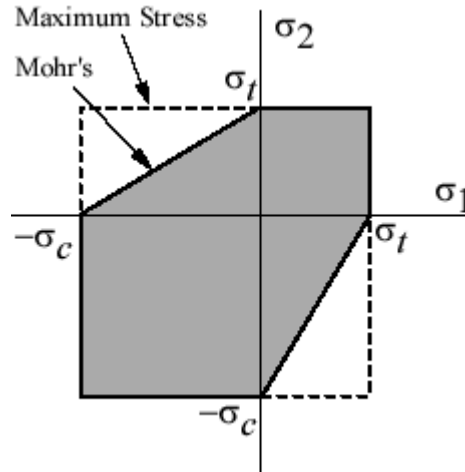
Şekil 1.15. Mohr teorisinin dairelerinin grafiği [23].

Zarf eğrisi her malzeme için, Şekil 1.16'da görüldüğü gibi, farklıdır.



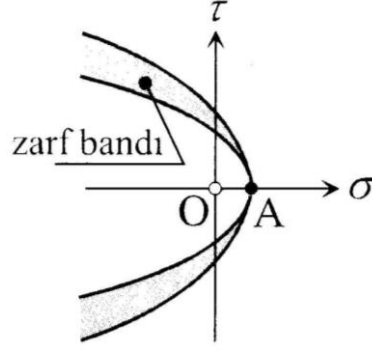
Şekil 1.16. Mohr teorisine göre farklı malzemelerin zarf eğrisi [23].

Bir malzeme için zarf eğrisi belliyse, yükleme durumuna ait en büyük Mohr dairesinin (σ, τ) düzleminde çizilerek zarfı kesip kesmediğine bakılır. Eğer kesmiyorsa yükleme sınırdan uzak, teğetse sınırdadır. Bu eğrilerde basınç tarafı açık, çekme tarafı kapalıdır. O nedenle malzemeler sınırsız hidrostatik basınç taşıyabilirler ve sınırlı kohezyon nedeniyle hidrostatik çekmede belli bir aşmamalıdır. Mohr teorisinin iki eksenli grafiği Şekil 1.17'de verilmektedir [23].



Şekil 1.17. Mohr teorisinin iki eksenli grafiği [23].

Mohr genel kayma gerilmesi varsayımında ortanca normal gerilme olan σ_2 'nin gözardı edilmesi, teorinin tek zayıflığı olarak kabul edilmektedir. Deneyler sırasında σ_2 nin belli bir etkisinin olduğu görülmüştür. Bunu telafi edebilmek için tek bir zarf eğrisi yerine, Şekil 1.18’de görüldüğü gibi ortanca gerilmenin değerine göre değişen zarf eğrilerinin içinde yer aldığı bir zarf bandını kullanmak daha doğru olmaktadır.



Şekil 1.18. Mohr teorisinin zarf bandı grafiği [23].

1.4.2.2. Şekildeğiştirme Teorileri

Bu sınıfa giren teoriler cisimdeki akma ya da kırılma durumunda uzama oranını etmen olarak düşünür. Mariotte, St.Venant ve Poncelet tarafından önerilmiş olan ve tarihi öneme sahip olan “en büyük uzama (veya kısalma) teorisi“ bugün artık kullanılmamaktadır.

1.4.2.2.1. Genel Şekildeğiştirme Teorisi

Üç asal oranının bileşkesi ile tek eksenli haldeki sınır zorlaması,

$$\bar{\varepsilon} = \sqrt{\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2 + \varepsilon_3^2} \quad (1.35)$$

$$\varepsilon_M = \frac{\sigma_M}{E} \quad (1.36)$$

olarak ifade edilir. Bu ifadeleri birbirlerine eşitlenerek, ikisi karşılaştırılır. Eğer Hooke yasaları kullanırsa, teori asal gerilmeler cinsinden,

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \frac{2\nu(2-\nu)}{1+2\nu^2}(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3) = \sigma_M^2 \quad (1.37)$$

elde edilir. Düzlem gerilme durumunda, $\sigma_3 = 0$ için 1.37 nolu ifade'den,

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \frac{2\nu(2-\nu)}{1+2\nu^2}\sigma_1\sigma_2 = \sigma_M^2 \quad (1.38)$$

olur. (σ_1, σ_2) düzleminde sınır eğrisi bir elipstir. Teori her ne kadar hidrostatik basınç deneyini sağlamasa da, plastik özelliği baskın olan malzemelerde düzlem gerilme durumu için kullanılmıştır. Günümüzde şekildeğiştirme tabanlı teoriler önemlerini yitirmiştir [23].

1.4.2.2.2. Maksimum Şekildeğiştirme (St. Venant) Teorisi

Bu teoriye göre, kuvvetler etkisi altında bulunan bir cismin içinde meydana gelen en büyük birim uzamanın yani ε_{\max} 'ın sınırlı bir miktara erişmesi ile iç çözülme veya kırılma başlar. Basit bir çekme deneyi yapılacak olursa ε_{\max} 'ın ne gibi sabit bir değere erişmesi ile sünek malzemede "Akma" ve gevrek malzemede "Kırılma" olduğu görülür. ε birim uzamasının bu sınır değerleri, " ε_F ve ε_B "dir. Bu durumda, katı cismin içindeki bir noktadaki şekildeğişimi hali " $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ " asal birim uzamaları ile verildiyse, basit çekme halindeki akma sınırına eşit sünek malzemede;

$$(\varepsilon_F - \varepsilon_1)(\varepsilon_F - \varepsilon_2)(\varepsilon_F - \varepsilon_3) = 0 \quad (1.39)$$

olduğunda akma olayı başlar. Gevrek malzemede ise, basit çekme halindeki ε_B ' kopma birim uzaması, basit basınç halindeki ε_B ' kopma birim kısalmasından mutlak değer olarak küçüktür. Bu durumda kırılma koşulu;

$$|\varepsilon_{\min}| < |\varepsilon_B| \quad (1.40)$$

$$\varepsilon_{\max} < \varepsilon_B' \quad (1.41)$$

şeklinde ifade edilir.

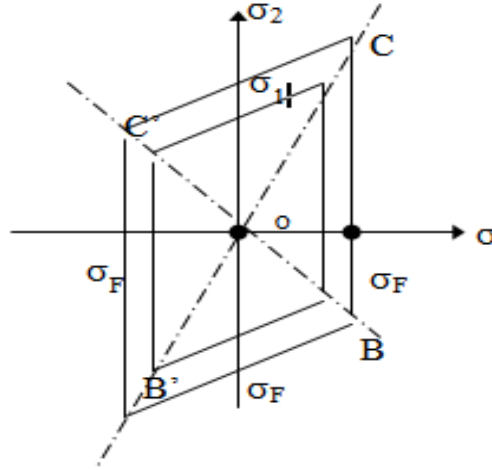
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ asal birim uzamaları $\sigma_1, \sigma_2,$ ve σ_3 asal gerilmeleri cinsinden ifade edilecek olursa aşağıdaki biçimde elde edilirler:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} - \frac{\nu(\sigma_2 + \sigma_3)}{E} \quad (1.42)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E} - \frac{\nu(\sigma_1 + \sigma_3)}{E} \quad (1.43)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E} - \frac{\nu(\sigma_1 + \sigma_2)}{E} \quad (1.44)$$

Gerilme halini belirten σ_1, σ_2 asal gerilmeleri nokta koordinat ile belirtilirse, en büyük birim şekildeğiştirme teorisinin gösterdiği kırılma hallerine karşılık gelen noktaların geometrik yeri Şekil 1.19'da görülen çevreyi verir [22].



Şekil 1.19. Maksimum şekildeğiştirme teorisinin iki eksenli grafiği

1.4.2.2.3. Maksimum Kayma Şekildeğiştirmesi (Açı Değişimi) Teorisi

Bu teoriye göre kırılma maksimum açı değişiminin sınırlı bir miktara ulaşması $\gamma_{\max} = \gamma_F$ ile başlar. Bu teori esas itibari ile “Maksimum Kayma Gerilmesi Teorisi” ile aynı özelliklere sahiptir.

1.4.2.3. Enerji Esaslı Teoriler

Bu sınıfa giren teoriler malzemede akma ya da kırılma durumuna şekildeğiştirme enerjisinin ya da bunun bir kısmının etkin olduğunu ve enerjinin belli bir değere ulaşması halinde sınır duruma erişileceğini varsayar.

1.4.2.3.1. Toplam Şekildeğiştirme Enerjisi (Beltrami) Teorisi

Beltrami tarafından ileri sürülen bu teoriye göre, cismin içindeki herhangi bir noktada, birim hacmin A şekildeğişimi işi sınırlı bir miktara erişecek olursa, sünek malzemede akma olayı meydana gelir. Bilindiği gibi (σ_1, σ_2 ve σ_3) asal gerilmeleri ile verilmiş bir gerilme hali düşünülürse,

$$A = \frac{1}{2E} \left[\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3) \right] \quad (1.45)$$

olur. Akma bu ifadenin her malzeme için ayrı bir değere erişmesi ile başlar. Bu sabit değeri gerilme halinin bir, iki veya üç boyutlu olmasına göre değişmediğinden basit çekme hali için hesaplanırsa;

$$K = \frac{\sigma_F^2}{2E} \quad (1.46)$$

olarak bulunur. Zira, basit çekme halinde akma, gerilmenin σ_F 'e ulaşması ile başlar. Bu durumda, toplam şekildeğiştirme enerjisi teorisine göre;

$$\left[\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3) \right] = \sigma_F^2 \quad (1.47)$$

olduğunda akma başlar. Özel olarak düzlem gerilme hali alınırsa yukarıdaki ifade;

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - 2\nu\sigma_1\sigma_2 = \sigma_F^2 \quad (1.48)$$

şeklini alır. (σ_1, σ_2) asal gerilmeleri bir koordinat eksen takımındaki nokta koordinatları ile gösterilecek olursa, $\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - 2\nu\sigma_1\sigma_2 = \sigma_F^2$ ifadesi ile verilen akma şartlarını sağlayan gerilme hallerini gösteren noktaların geometrik yeri Şekil 1.9'da görülen elipsi verir. Bu elipsin σ_1 ve σ_2 eksenlerini kestiği noktalar, basit çekme veya basit basınç halindeki akma şartını gösterirler, ve o eksen merkezinden hep σ_F mesafede bulunurlar.

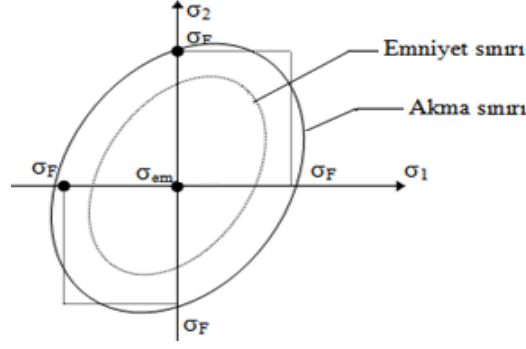
Özel olarak, basit kayma hali düşünülürse, $\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - 2\nu\sigma_1\sigma_2 = \sigma_F^2$ ifadesinde $\sigma_2 = -\sigma_1 = \tau_F$ yazılırsa;

$$2(1+\nu)\tau_F^2 = \sigma_F^2 \quad (1.49)$$

bulunur. Buradan, $\nu=0.3$ için:

$$\tau_F = 0.62 \sigma_F \quad (1.50)$$

elde edilir. Emniyet gerilmesi koşulunu sağlayan gerilme hallerine karşılık gelen noktaların geometrik yeri, Şekil 1.20'de kesikli nokta ile gösterilen elipstir. Elipsin denklemi, $\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - 2\nu\sigma_1\sigma_2 = \sigma_F^2$ ifadesinde σ_F yerine σ_{em} yazmak suretiyle elde edilir. Bu elips, akma koşulunu gösteren elipsin o merkezine göre n emniyet katsayısında homotetiğidir. İlk olarak Beltrami tarafından ortaya atılan bu teori, bazı gerilme hallerinde doğru sonuç vermemektedir. Zira teoriye göre, örneğin, hidrostatik basınç halinde bir elemanın kırılması gerekmektedir [22].



Şekil 1.20. Toplam şekildeğiştirme teorisinin iki eksenli grafiği [22].

1.4.2.3.2. En Büyük Biçimdeğiştirme Enerjisi (Von Mises) Teorisi

Önce Huber, daha sonra R. Von Mises ve Hencky tarafından ileri sürülen bu teoriye göre, akma katı cismin içindeki bir noktadaki A_g distorsiyon (çarpılma) işinin sınırlı bir değere erişmesi ile oluşur. A_g distorsiyon işi;

$$A_g = \frac{1+\nu}{6E} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2] \quad (1.51)$$

şeklindedir. Katı cismin içindeki bir noktadaki bu distorsiyon işinin, akmanın başlaması için, erişmesi icabeden sınırlı değere gelince, bu değer basit çekme halindeki değerle aynı olacaktır doğaldır. Diğer taraftan basit çekme halinde “akma”nın σ_M gerilmesine ulaşması ile başladığı bilinmektedir. A_g nin akmaya karşılık gelen sınırlı değerini bulmak için yukarıdaki A_g ifadesinde $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, $\sigma_1 = \sigma_F$ yazılırsa, basit çekme için;

$$A_g = \frac{1+\nu}{2E} \sigma_F^2 \quad (1.52)$$

bulunur. Bu durumda, teoriye göre akma şartı

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 2 \sigma_F^2 \quad (1.53)$$

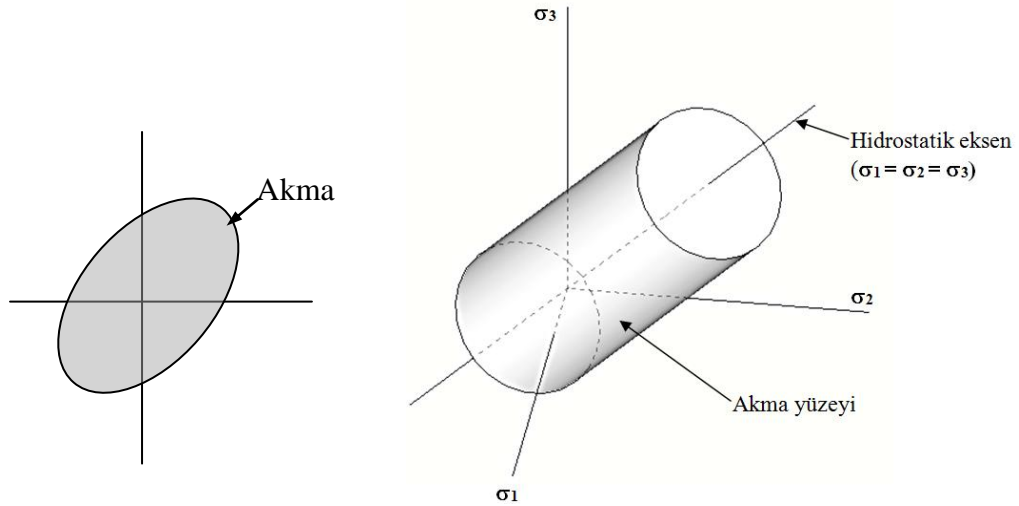
olur. Özel olarak düzlem gerilme hali düşünülürse yukarıdaki ifadede $\sigma_3 = 0$ yazarak;

$$\sigma_1^2 - \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 = \sigma_F^2 \quad (1.54)$$

bulunur. Yine, bundan önce yapıldığı gibi σ_1, σ_2 asal gerilmeleri ile verilmiş bulunan gerilme hali, bir $(x; y)$ eksen takımında koordinatları $(\sigma_1; \sigma_2)$ olan bir nokta ile gösterilirse, düzlem gerilme halinde akmaya karşılık gelen noktaların geometrik yeri, Şekil 1.21’de görülen elipsi verir. Bu elipsin σ_1 ve σ_2 eksenlerini kestiği noktalar, basit çekme ve basınç hallerindeki σ_F akma gerilmelerini verir. Zira bu elips, $\sigma_1 = \sigma_2$ hali için, $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_F$ noktasından geçer. Emniyet gerilme hallerine tekabül eden noktaların geometrik yerini bulmak için yukarıdaki ifadede σ_F yerine $\sigma_F/n = \sigma_{em}$ yazmak yeterlidir. Bu halde elde edilecek geometrik yer bir elips olup, kırılma hallerine karşılık gelen elipsin, o merkezine göre (n) emniyet katsayısı oranında homotetiğidir ve Şekil 1.21’de kesikli noktalarla belirtilmiştir[22].

Genel olarak $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ asal gerilmeleri ile verilmiş üçgen gerilme halleri, bir x, y, z eksen takımında nokta koordinatları ile gösterilirse $(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 2 \sigma_F^2$ ifadesi ile verilmiş kırılma şartlarını sağlayan noktaların geometrik yeri Şekil 1.21’de görülen silindirin yanal yüzeyini ve iki eksenli grafiği de verilmektedir.

$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 2 \sigma_F^2$ ifadesi ile verilmiş olan “Distorsiyon İş Teorisi” sünek malzeme için, birçok gerilme hallerinde, düzlem gerilme hali ve hidrostatik basınç hali gibi özel hallerde doğru sonuç verir. Buna karşılık, ”üç boyutlu eşit çekme” halinde, malzemenin kırılmayacağını gösterir ki bu sonuç da doğru değildir [22].



Şekil 1.21. Von Mises teorisinin iki ve üç eksenli gerilme takımında gösterilimi [22].

1.4.2.3.2.1. Drucker-Prager Kırılma Teorisi

Malzemelerin akma yüzeyinin ya da akma fonksiyonlarının belirlenmesinde bir çok kriter vardır. Drucker-Prager (D-P) teorisi bu etkilerin göz önüne alınabildiği, kaya ve beton gibi sürtünmeli malzemeler için yaygın şekilde kullanılan bir elasto-plastik malzeme modelidir(Şekil 1.22). Drucker ve Prager (1952), betonun elasto-plastik davranışı elde etmek için von Mises teorisinin hidrostatik gerilme etkisini içerecek şekilde Mohr - Coulomb (M-C) teorisini geliştirerek uygun bir akma fonksiyonu elde etmiştir. Bu fonksiyon,

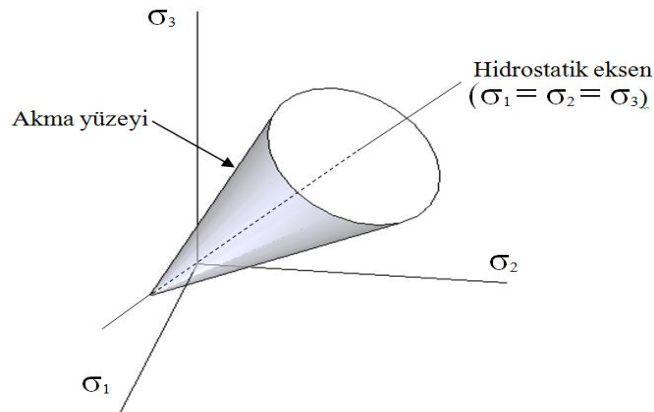
$$f(I_1, I_2) = AI_1 + \sqrt{J_2} - B \quad (1.55)$$

Şeklinde dir. Burada A ve B pozitif malzeme parametreleridir. $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ gerilme tansörünün birinci sabitidir.

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] \quad (1.56)$$

Aynı şekilde, $\zeta = \frac{I_1}{\sqrt{3}}$ ve $r = \sqrt{2J_2}$ kullanılmasıyla gerilme durumunun geometrik yorumu ve akma yüzeyi belirlenebilir;

$$f(\zeta, r) = \sqrt{6}A\zeta + r - \sqrt{2}B = 0 \quad (1.57)$$



Şekil 1.22. Üç eksenli durumda Drucker-Prager (D-P) Modeli

Gerilme tansörünün deviatorik bileşeni r ve hidrostatik bileşeni ξ 'dir. D-P teorisi çok eksenli basınç gerilmesi etkisindeki beton yüzeyinde iyi sonuçlar verir ve akma yüzeyi düzdür. Deneysel verilerle D-P teorisi ile yapılan çözümler karşılaştırıldığında çok eksenli basınç gerilmesi etkisindeki betonun modellenmesi uygun olmakta, buna karşın basınç – çekme veya çekme- çekme etkisindeki betonlarda kapasite gerçeğinden daha yüksek hesaplanmaktadır[24].

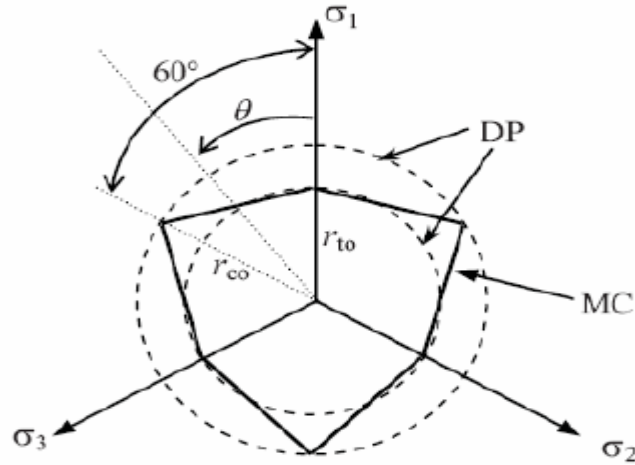
“ c ” parametresi kohezyon ve “ ϕ ” parametresi içsel sürünme açısı olarak tanımlanırsa, M-C kriteri için genel tanım aşağıdaki gibi verilebilir;

$$(1 + \sin \phi)\sigma_1 - (1 - \sin \phi)\sigma_3 = 2c \cos \phi \quad (1.58)$$

Betonun bir eksenli çekme ve basınç göçme durumu için karakteristik dayanma değeri M-C gerilme ilişkisiyle aşağıdaki gibi tanımlanır;

$$f_t = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi}, \quad f_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (1.59)$$

D-P sabitleri, M-C sabitleri olan c ve ϕ ile ilişkilendirilebilir. D-P teorisinin konisinin büyüklüğü, hem basınç meridyenlerine karşılık gelen köşelerin birleştirilmesiyle oluşan M-C altıgeni ile veya Şekil 1.23'te verilen çekme meridyenleriyle ayarlanabilir [24].



Şekil 1.23. D-P teorisinin M-C kırılma yüzeyiyle eşleştirilmesi

Üç boyutlu eşleşen durumda, eğer iki göçme yüzeyi basınç meridyenlerinde karşılaşırsa malzeme sabitlerinden iki tanesi aşağıdaki gibi ilişkilendirilir;

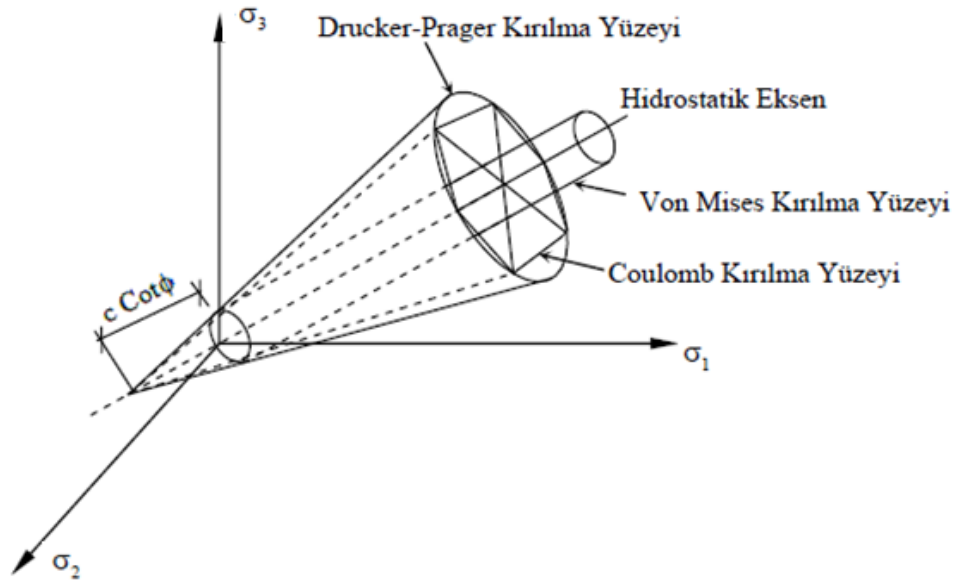
$$A = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}, \quad B = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (1.60)$$

Çekme meridyenleri kullanılırsa yukarıdaki ifadeler aşağıdaki şekle gelir;

$$A = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}, \quad B = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad (1.61)$$

Çeşitli yükleme durumlarında betonun davranışındaki değişiklikten dolayı malzeme sabitlerinin de farklı tanımlanması gerekir. D-P sabitleri A ile B, iki eksenli gerilme durumunda M-C sabitleri c ile ϕ , malzeme deneylerinden elde edilen iki nokta ile bulunur.

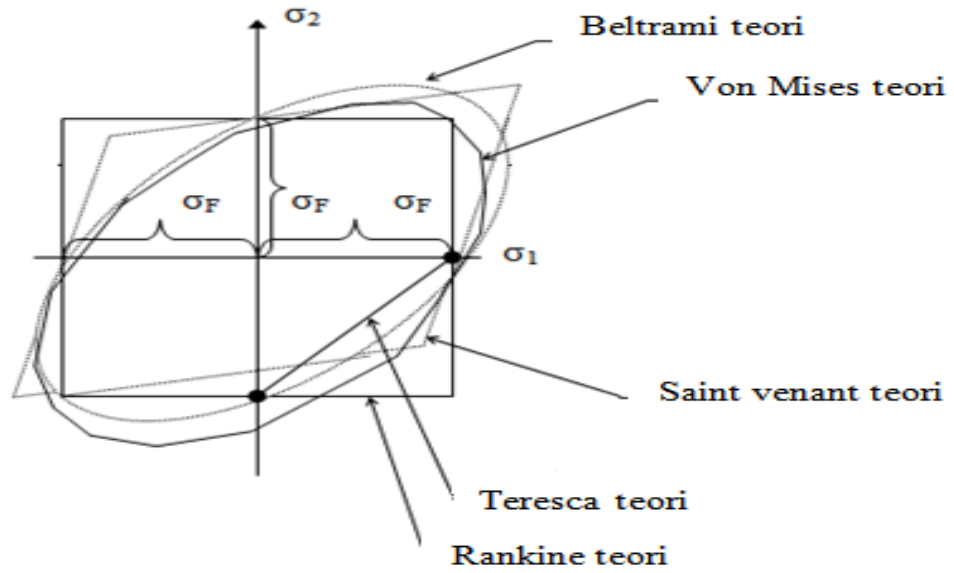
Düzlem gerilme altında ($\sigma_2 = 0$), gerilme tansörünün sabiti $I_1 = \sigma_1 + \sigma_3$ ve $J_2 = \frac{\sigma_1^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \sigma_3}{3}$ olarak verilebilir. D-P teorisinin Coulomb ve V. Mises teorileriyle olan benzerlikleri aşağıdaki Şekil 1.24'te verilmektedir.



Şekil 1.24. D-P, Coulomb ve V. Mises kırılma kriterlerinin üç eksenli grafiği [25].

1.4.3. Kırılma Teorilerinin Karşılaştırılması

Kırılma teorilerinin karşılaştırılması için aynı tip malzemenin göz önüne alınması ve bu aynı tip malzemede, çeşitli kırılma teorilerinin verdikleri sonuçların karşılaştırılması en mantıklı yoldur. Örnek olarak, basit çekme halindeki akma sınırı, basit basınç halindeki akma sınırına eşit, sünek malzemeden yapılmış düzlem gerilme halindeki elemanlar için bu teoriler karşılaştırılırsa, Şekil 1.25'teki durum elde edilir. Bu şekilden, kırılma teorilerinin basit çekme ve basit basınç hallerinde aynı sonucu verdiği görülmektedir.



Şekil 1.25. İki eksenli gerilme düzleminde kırılma teorilerinin karşılaştırılması[22].

Düzlem gerilmelerin aynı işaretli olması halinde, ($\sigma_{\max} = \sigma_F$) ve ($\tau_{\max} = \sigma_F$) kırılma teorileri ile, toplam şekil değişimi ve biçim değişimi “distorsiyon” işleri teorileri birbirine yakın sonuç vermekte, yalnız ϵ_{\max} teorisi ile bulunan sonuçlar biraz farklı çıkmaktadır.

Asal gerilmelerin ayrı işaretli bulunması halinde ise $\sigma_{\max} = \sigma_F$ teorisi ile $\tau_{\max} = \sigma_F$ teorisi oldukça farklı çıkar. Çeşitli elemanlar üzerinde yapılan deney sonuçlarına göre $\tau_{\max} = \sigma_F$ teorisi doğruya oldukça yakın sonuç vermektedir. (A_g) distorsiyon işi teorisi ile, toplam A şekil değişimi teorisi de sünek malzemede doğruya yakın sonuç verir. Çelik elemanların hesabında kullanılış kolaylığı dolayısıyla $\tau_{\max} = \sigma_F$ teorisi kullanılmaktadır.

Özetle, basit çekme halindeki akma sınırı, basınç halindeki akma sınırına eşit malzemede, basit çekme halindeki σ_F akma sınırı ile, basit kayma halindeki τ_F kayma

gerilmesi akma sınırları arasında ve dolayısıyla bu hallere karşılık gelen emniyet gerilmeleri arasında aşağıdaki ilişkiler mevcuttur;

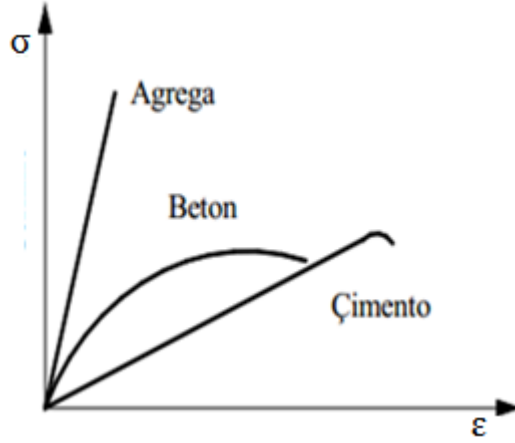
- $\sigma_{\max} = \sigma_F$ Teorisi (Rankine, Lamé, Clapeyron)
- $\tau_{\max} = \sigma_F$ Teorisi (Tresca, Guest, Mohr)
- $E\varepsilon_{\max} = \sigma_F$ Teorisi (St. Venant)
- $A = A_p + A_g$ Teorisi (Beltrami)
- A_g Teorisi (Huber, Hencky, Von Mises)

1.5. Betonun Kırılma Mekanîği

Malzemede mevcut çentik, çatlak ve boşluk gibi gerilme yığılmasını artıran kusurları ve bunlara bağlı olarak meydana gelen hasarlar kırılma mekaniği bilim dalının alanına girmektedir. Özellikle beton ve betonarme yapılarda hasara yol açıp, yüksek oranlarda can ve mal kaybına sebep olabilecek bu kırılma sorununun giderilebilmesi için konunun ayrıntılı bir şekilde incelenip, analiz edilmesi gerekir. Beton ve betonarme yapıların göçme analizinde birçok doğrusal ve doğrusal olmayan yaklaşımlar kullanılmaktadır. Ancak özellikle sismik yüklemelere maruz beton ve betonarme yapılarda göçme meydana gelmeden taşıyıcı sistemlerde yerleşen çatlak veya çatlaklar oluşabilmekte ve malzeme yumuşama adı verilen dayanım kaybına uğrayabilmektedir. Çatlamış bir yapı, ancak kırılma mekaniği ilkeleri kullanılarak gerçekçi bir şekilde analiz edilebilir. Bu analizi gerçekleştirebilmek için, yapıyı oluşturan betonun özelliklerinin iyi bilinmesi gerekir. Heterojen bir yapıya sahip olan ve dayanım-kırılma özellikleri birçok farklı parametreye bağlı olan bu malzeme gerçeğe ne kadar yakın modellenirse, yapılardaki hasarların tespiti de o ölçüde gerçeğe yakın olacaktır.

Betonun iç yapısının çok farklı düzeylerde heterojen olduğu ve herhangi bir yük uygulamasından önce bile bünyesinde bazı mikro çatlaklar ve gözenekler bulunduğu bilinmektedir. Dolayısıyla betonda belirli bir gerilme durumu altında kırılma, bu mikro çatlaklardan en kritik olanlarının, en kritik gerilme yığılma noktalarını seçerek, tek başına veya diğer çatlaklarla birleşerek dengesiz yayılması sonucu olacaktır. Bu sırada diğer çatlaklar oluşmaya ve yayılmaya devam edecektir.

Beton bileşenleri içerisinde en elastik malzeme agregadır (Şekil 1.26). Çimento hamuru da oldukça elastik ve doğrusal bir gerilme-birim deformasyon bağıntısı göstermekte, ancak bağıntı harçta biraz daha fazla doğrusallıktan sapmaktadır.



Şekil 1.26. Beton ve bileşenlerinin tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri [17].

Betonda gerilme, kırılma dayanımının %30'una ulaştığında önce iri agrega-harç ara yüzeyindeki çatlaklar en büyük çekme gerilmesine dik olarak çoğalmaya ve büyümeye başlar. Basınç yükü altında da önce ara yüz çatlakları büyür ve hamur içinde yük doğrultusunda çatlaklar oluşturur. Bu çatlaklar birleşerek kritik boya ulaşırlar ve hızlı yayılma ile yüke paralel veya eğik olarak cisimi parçalarlar. Çekmeye oranla basınçta daha çok çatlak oluşması ve daha yavaş çatlak yayılması görülür. Bununla beraber aksel yüke ek olarak yanal basınç uygulandığında hamur içindeki çekme gerilmelerinin azalması ve ara yüzeyde sürtünmenin artması dolayısıyla dayanım artışı gözlenmektedir [26].

Yüklemeye altındaki betonun doğrusal olmayan davranışı betonun içeriğindeki çimento harcı, agregalar ve geçiş fazı olarak adlandırılan üç fazın tanımlanması ile açıklanabilir. Geçiş fazı, çimento harcı ve agrega arasındaki ara yüzey bölgesidir; agrega partikülleri çevresinde 10-50 μm kalınlığında olup diğer iki fazdan daha zayıftır. Diğer iki fazda kırıklar olmamasına rağmen geçiş fazının yüksek porozite ve düşük gerilme kuvveti nedeniyle mikro kırıklar kolaylıkla yayılabilir. Bu, betonun doğrusal olmayan davranışının sonucudur. [27].

Betonda gerilme ya da baskıyı oluşturan iki temel kırılma kriteri yüklemeye ve enerji Kriterleridir [28, 29]. Yüklemeye kriteri çatlak çevresinde gelişen lokal yüklemeye gerilmesi malzemenin kohezif yüklemesinin üstesinden gelmesi için yeterli olmalıdır. Enerji kriteri, bir kırığın yayılması için gerekli enerji miktarı olarak tanımlanır. Bu iki kriter herhangi bir malzemenin kırılma davranışını açıklamasına rağmen tüketilen enerji miktarının

belirlenmesi ve özel sınırlandırılmış durumlarda kırılma boyunca oluşan yüklemenin doğru olarak nasıl hesaplanması gerektiğini gösterir [30].

Betonda çatlak önleyici bölgelerin çoğunlukla yük uygulanmadan önce mikro çatlakların olduğu bölgeler olması ilginçtir. Genelde beton özelliklerini belirleyen malzeme özellikleri ve karışım oranları, taze betonun homojen olarak karılıp yerleştirilmesi, yeterince sıkıştırılması ve kür edilmesi gibi faktörlerde doğal olarak çatlak oluşması ve yayılmasını yakından etkileyecektir.

Yukarıda kısaca özetlenen karmaşık içyapısı, kırılma mekanizması ve heterojenliği nedeniyle betonda kırılmanın, kırılma mekaniği prensipleri ile incelenmesi 1961 yılına kadar gecikmiş ve bu konuda ilk çalışma Kaplan tarafından yapılmıştır [31].

Kaplan, betondan yaptığı farklı boyutlarda ve değişik çentik boylarına sahip olan kirişlere üç ve dört noktalı eğilme deneyi yaparak, G_c değerlerini hesaplamıştır. Hesaplarında deneysel ve analitik yöntemler kullanılmıştır. Kaplan çalışmalarının sonucunda Griffith teorisinin betona uygulanabileceğini savunmuştur.

Glücklich [32], Griffith'in teorisinin, homojen bir malzeme için geçerli olduğunu, beton gibi heterojen bir malzemeye değiştirilerek uygulanması gerektiğini savunmuştur.

Kaplan ve Glücklich'in çalışmalarından sonraki yıllarda kırılma mekaniğinin betona uygulanması ilgi kazanmıştır. Çeşitli araştırmacılar Kaplan'ın çalışmasına benzer olarak kırılma mekaniği parametrelerini belirlemişlerdir. Kullanılan numune tiplerine ve deney metoduna bağlı olarak analitik bağıntılar ile parametrelerin hesaplanma yöntemleri farklılık göstermiş, bu arada su/çimento oranı, agrega büyüklüğü ve miktarı gibi beton değişkenlerinin etkileri de araştırılmıştır.

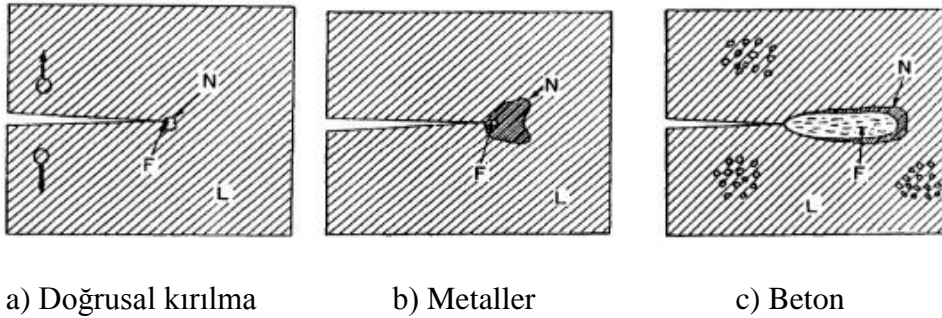
Romualdi ve Baston [33], Zaitsev [34], Swamy [35] tarafından da çeşitli araştırmalar yapılmıştır. Bu araştırmalarda kritik kırılma parametresi olarak K_{IC} 'yi (veya G_{IC}) kullanmışlardır. Bu parametreleri çentikli paneller ve kirişler üzerinde yapmış oldukları deneylerde tespit etmişlerdir. Bu araştırmalar ve daha sonraki, Brown [36], Shah ve McGarry [37], Walsh [38], Higgins ve Bailey [39], Mindess ve Nadeau [40], Walsh [41], Gjorv vd.[42], Rossi vd. [43] tarafından yapılan araştırmalarda, deney numunesinin boyutları, şekli ve başlangıçtaki çentik uzunluğuna bağlı olarak K_{IC} değerinin sürekli olarak değişmesinden, bu sabit değer beton gibi heterojen bir malzeme için tutarlı bir malzeme sabiti olmadığı anlaşılmıştır. Ayrıca numune kalınlığı ve çentik genişliğinin, K_{IC} üzerine etkisinin çok az olduğu tespit edilmiştir. Ancak maksimum agrega çapının numune karakteristik boyutuna oranının küçük olduğu durumlarda davranışın doğrusal elastik

kırılma mekaniğine daha çok yaklaştığını ve K_{Ic} 'nin sabit bir değer etrafında çok küçük değişimler gösterdiği Ohgishi ve diğ. [44] ve Tian ve diğ. [45] tarafından belirlenmiştir.

Bilindiği gibi, beton gibi homojen ve izotrop olmayan bir malzemeyi tek bir parametre ile ifade etmek mümkün değildir. Beton üzerinde kırılma mekaniği ile ilgili çalışmalar aynı noktada birleşerek, doğrusal olmayan metotların gelişmesi şeklinde devam etmiştir.

1.5.1. Betonun Doğrusal Olmayan Kırılma Teorisi

Genellikle doğrusal olmayan kırılma teorisi iki guruba ayrılır: Bunlardan ilk grup metalikler, ikinci grup ise metalik olmayan beton veya seramik malzemelerdir (Şekil 1.27). Doğrusal elastik kırılma mekaniğinin aksine doğrusal olmayan bölge, doğrusal olmayan kırılma mekaniğinin her iki gurubu için de geniştir. Metalik kırılma mekaniğinde, kırılma süreci bölgesi doğrusal olmayan bölgenin çok küçük bir parçasıdır. Aksine metalik olmayan kırılma mekaniğinde kırılma süreci bölgesi geniş ve doğrusal olmayan bölgenin tamamını kaplar. Böylece her ne kadar metallerin kırılma mekaniği teorisinin sonuçlarının çoğu öncelikle kullanılsa da doğrudan doğruya hesaplamalara katılamaz [30].



Şekil 1.27. Farklı Materyallerin Kırılma Süreci. L: Doğrusal bölge, N: Doğrusal olmayan bölge, F: Kırılma Süreci Bölgesi [46].

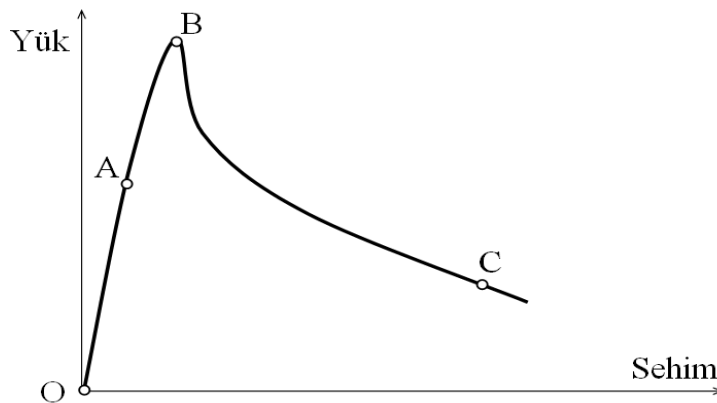
Kırılma süreci bölgesinin uzunluğu, malzemenin granüler yapısı ile ilişkilidir. Örneğin cam gibi tam gevrek bir malzemede 10 mm olan bu tabaka normal beton için 200-

500 mm ve $d_{max} = 38$ mm olan bir baraj betonunda 700 mm mertebesinde olmaktadır [47,48].

1.5.2. Betonda Kırılma Süreci

Beton, yük altında olmasa bile içinde boşluklar ve mikroçatlaklar bulunan heterojen ve yarı gevrek bir malzemedir ve düşük yükler altında doğrusal elastik olarak kabul edilebilecek bir davranış gösterir. Bu durum Şekil 1.28'de O-A arası olarak görülmektedir. Bu bölgede gerilmeler ve şekildeğiştirmeler orantılı olarak artar ve yük kalktığına şekildeğiştirmeler de geri döner. Yük arttırıldığında, elastik sınır geçilir (A noktası), betonun içindeki mikroçatlaklar ve boşluklar aktif hale gelir ve yük- sehim eğrisi doğrusallığını kaybeder. Özellikle agrega-çimento hamuru arayüzeyindeki boşluk ve mikroçatlaklar büyür ve betonda kalıcı şekildeğiştirmeler meydana gelir. Oluşan bu çatlaklar enerji harcadığı için yük-sehim eğrisi doğrusal olmayan bir şekilde yükselmeye devam eder (A-B arası). Bu bölgede mevcut çatlakların büyümesinin yanı sıra, yeni çatlaklar da oluşmaya başlar.

Meydana gelen şekildeğiştirmeler, tepe yükü civarında (B noktası) kırılmanın gerçekleşeceği düzlemde birikmeye başlar. Bu durum "şekildeğiştirme yerleşmesi" olarak adlandırılır. Çatlaklar ilerlemeye devam ettikçe şekildeğiştirmeler artar ve yük taşıma kapasitesi azalır. Böylece çatlaklar adım adım ilerleyerek betonun yük taşıma kapasitesinin aniden sıfıra düşmesini engeller ve tepe yükü sonrasında betona tokluk kazandırır. B-C noktaları arasında kalan bu bölgede şekildeğiştirme yumuşaması görülür. Bu nedenle beton, yarı gevrek bir malzeme kabul edilir [49].



Şekil 1.28. Beton bir kirişin eğilme etkisinde davranışı [49].

1.6. Kohezyon ve İçsel Sürtünme Açısının Drucker-Prager Modelinde Kullanılması Konusunda Daha Önce Gerçekleştirilen Bazı Çalışmalar

Beton ve betonarme malzemenin kırılma modellerinde kullanılmak üzere ihtiyaç duyulan malzeme parametrelerinden olan c ve ϕ 'nin belirlenmesi veya kullanımı ile ilgili olarak yerli ve yabancı literatürde mevcut çalışmalardan bazıları aşağıda verilmeye çalışılmıştır. Bu ve benzer çalışmalar incelendiğinde, bunların söz konusu parametreler yönünden başlıca iki grupta toplanabileceği görülebilir. Birinci grupta, c ve ϕ 'nin deneysel olarak belli beton türü için belirlendiği çok sınırlı sayıdaki çalışmalar, İkinci grupta ise, bu parametrelerin daha önce gerçekleştirilmiş çalışmalardan doğrudan alınmak suretiyle kullanıldığı çalışmalardır. Ancak günümüzde beton ve betonarme yapı sistemleri malzeme özellikleri yönünden eskiye göre çok daha fazla çeşitliliğe sahip olması nedeniyle, tüm bu çalışmalardan elde edilen sonuçlar, doğrusal olmayan plastik analizler için yetersiz kalmakta, bu konuda çok daha fazla deneysel verilere ihtiyaç duyulmaktadır.

Montaya ve diğ.[50], sargılı betonlarla ilgili çalışmalarında kullandıkları M-C kırılma modelinde betonlar için dayanım sınıfı ya da aralığı belirtmeden içsel sürtünme açısını $\phi = 37^\circ$ olarak kabul etmiş, kohezyonu ise;

$$c = f_c \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \quad (1.62)$$

bağıntısı ile hesaplamışlardır.

Cela [51], dinamik yüklere maruz betonarme yapıların analizi için visko-plastik D-P modelini kullandığı çalışmasında betonun içsel sürtünme açısı ve kohezyonu için M-C akma kriterindeki;

$$\sin \phi = \frac{f_c - f_t}{f_c + f_t} \quad (1.63)$$

$$c = f_c \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \quad (1.64)$$

bağıntılarını kullanmıştır [52]. Bu bağıntıların betonun hangi dayanım aralığı için geçerli olduğu açık değildir.

Irrova ve diğ. [53], basınç etkisi altında karbon kumaş (C-FRP) ile sargılanmış betonların davranışı araştırmak için D-P akma kriterini kullanmışlardır. İçsel sürtünme açısını geleneksel betonlar için $\phi = 30^\circ$ kabul etmişlerdir. Kohezyon için, bu araştırmacılar da yukarıdaki (1.62) nolu ifadeyi esas almışlardır.

Rochette ve Labossière [54], kompozit malzemelerle sargılanmış betonların D-P modelinde c ve ϕ değerleri için beton dayanımına bağlı olarak elde ettikleri;

$$c = f_{co} - 5\sqrt{3} \frac{3 - \sin\phi}{6 \cos\phi} \quad (1.65)$$

$$\phi = \sin^{-1} \frac{3}{1 + 2f_{co} / \sqrt{3}} \quad (1.66)$$

denklemlerini önermişlerdir [55, 56, 57]. Bu ifadelerdeki f_{co} sadece geleneksel betonu temsil etmektedir.

Doran ve diğ. [58] ve Polat ve diğ. [59] geleneksel betonun kohezyonunu en büyük agrega tane çapı ve elastisite modülüne bağlı olarak;

$$c = 0.23 \ln(E_c D_{max}^2) - 0.60 \quad (1.67)$$

bağıntısını önermişlerdir.

Köksal [60], gerçekleştirdiği çok sayıda plastik analiz sonucunda deneme-yanılma yöntemiyle elde ettiği kohezyon ifadesini betonun çekme dayanımı, en büyük agrega tane çapı ve kırılma enerjisine bağlı olarak aşağıdaki gibi önermiştir;

$$c = 0.23 \ln \left(\frac{f_t^2 D_{max}^3}{G_f} \right) \quad (1.68)$$

Bazı çalışmalarda M-C akma kriterindeki sözkonusu sabitlerin $\phi = 32^\circ$ ve $c = 2.80 \sim 3.60$ MPa olarak kabul edildiği belirtilmektedir [52, 61, 62].

Arslan [63] eksenel basınç dayanımı $f_c = 46.1 \sim 87$ MPa arasında değişen betonlarla üretilen betonarme kirişlerin D-P kırılma modeli üzerine yaptığı sentez çalışmasında yüksek dayanımlı betonlar için $\phi = 37^\circ$ kabul ederek kesme açıklığı-kiriş derinliği a/d oranına göre;

$$c = k_2 f_c^{b5} e^{b6} \left(\frac{a}{d}\right)^{b7} \left(\frac{d}{d_a}\right)^{b8} \quad (1.69)$$

ve daha sade haliyle;

$$c = 0.75 f_c^{0.31} \quad (1.70)$$

şeklinde önermiştir.

Arslan [64], “Yalnız Çekme Donatılı Betonarme Kirişte Sonlu Eleman Boyutunun Yük Taşıma Kapasitesine Etkisinin Drucker-Prager ve Çatlak modelleri ile karşılaştırılması” adlı çalışmasında, dayanımı 22.5 MPa olan beton için 1.67 nolu bağıntıyı kullanarak betonun içsel sürtünme açısını ise $\phi = 33^\circ$ hesaplamış, kohezyonu $c = 3.06$ MPa olarak kabul etmiştir.

Köksal ve diğ. [65], Eksenel Basınç Altında Beton Briket Yığılma Prizmaların Sonlu Eleman Analizini için yaptıkları çalışmada Drucker-Prager modelini kullanmışlardır. Yazarlar malzeme parametrelerinin net olarak bilinmediğini, bu nedenle de bu parametrelerin başlangıçta tahmini olarak alındığını belirtmişlerdir. Yaptıkları plastik analiz sonucunun modele ait deney sonucuna yeterince yaklaştığı durumdaki c ve ϕ değerlerini belirlemişlerdir [66].

Mahboubi ve Ajorloo [67], betonların üç eksenli basınç altındaki mekanik davranışlarını deneysel olarak incelemişlerdir. Kohezyon ve içsel sürtünme açısını, 28 günlük betonlarda $c = 0.73$ MPa ve $\phi = 30.5^\circ$, 150 günlük betonlarda ise $c = 1.01$ MPa ve $\phi = 29.7^\circ$ olarak belirlemişlerdir.

Moosavi ve Bawden [68], portland çimentosu hamurunun kesme dayanımını inceledikleri deneysel çalışmada, tasarladıkları bir deney sistemi ile, silindirik numuneleri eksenel kuvvet altında direkt kesme deneyine tabi tutmuşlardır. Deneyler sonucunda S/Ç oranı 0.50 olan çimento hamuru için $c = 11.5$ MPa ve $\phi = 22.8^\circ$ olarak belirlenmişlerdir.

Calayır ve Karaton [69], “Kemer Barajların Drucker-Prager Yaklaşımı Kullanılarak Doğrusal Olmayan Dinamik Analizi” başlıklı çalışmalarında baraj betonunun çekme ve basınç dayanımlarını sırasıyla 2.7 MPa ve 25 MPa olarak kabul etmiş, D-P modeli için kohezyonu $c = 2.109$ MPa ve içsel sürtünme açısını ise $\phi = 38^\circ$ hesapladıklarını belirtmişlerdir.

Kartal [17], “Ön yüzü beton kaplı kaya dolgu barajların güvenilirlik analizi” adlı doktora çalışmasında, kohezyon ve içsel sürtünme açısı parametrelerini C20 betonu için $c = 2.5 \text{ MPa}$ ve $\phi = 30^\circ$ olarak kabul etmiştir.

Özcan [70], yapıların patlatma kaynaklı doğrusal olmayan davranışlarını incelediği doktora çalışmasında C18 betonu için sözkonusu parametreleri $c = 3.2 \text{ MPa}$ ve $\phi = 32^\circ$ olarak kabul etmiştir.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1. Deneylerde Kullanılan Malzemeler

2.1.1. Agregas

Çalışma kapsamında üretilen betonlarda Trabzon İli Değirmendere havzasının Kalker kayacı agregası kullanılmıştır. Trabzon-Deliklitaş mevkiinde bulunan bir konkasör tesisinden ince ve iri kırılmış malzeme halinde temin edilerek KTÜ Yapı ve Malzeme Laboratuvarı'na getirilen agregas, bazı fiziksel özellikleri TS 3526 [71] ve TS 3529 [72]'a göre belirlendikten sonra TS706 EN12620+A1'e göre en büyük tane çapı (D) 8 mm, 16 mm ve 22.4 mm olacak şekilde elenip sınıflara ayrılmıştır (Şekil 2.1). Kalker agregasının fiziksel özellikleri Tablo 2.1'de, beton üretimi için belirlenen granülometrik bileşimleri ise Tablo 2.2 ve Şekil 2.2' de verilmektedir.



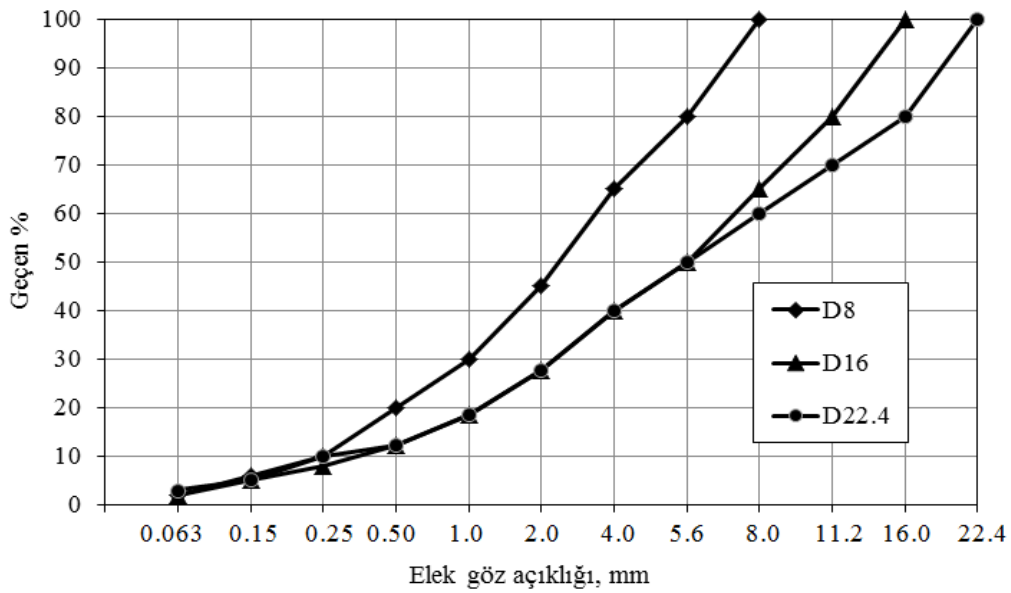
Şekil 2.1. Elenmiş agregalardan bir görünüm

Tablo 2.1. Agrega fiziksel özellikleri

Agrega Tipi	Doygun Kuru Yüzey Birim Kütle (kg/m ³)	Kütlece Su Emme yüzdesi (%)
İnce (0 – 4.0 mm)	2630	2.90
İri (4.0 – 22.4mm)	2740	0.50

Tablo 2.2. Agregaların granülometrik bileşimleri

Granülometrik Sınıflar (Elek göz açıklığı) mm	Ağırlıkça Geçen Yığılımlı Yüzde		
	D8	D16	D22.4
0 – 0.063	2	2	3
0.063 – 0.15	6	5	5
0.15 – 0.25	10	8	10
0.25 – 0.50	20	12.3	12.3
0.50 – 1.0	30	18.5	18.5
1.0 -2.0	45	27.7	27.7
2.0 – 4.0	65	40	40
4.0 – 5.6	80	50	50
5.6 – 8.0	100	65	60
8.0 – 11.20	-	80	70
11.20 – 16.0	-	100	80
16.0 – 22.4	-	-	100



Şekil 2.2. Deneylerde kullanılan agrega granülometrik bileşimleri

2.1.2. Çimento

Çalışma kapsamındaki betonların üretiminde Aşkale Çimento San. A.Ş'nin Trabzon fabrikasında TS EN 197-1 [73]'e göre üretilen, basınç dayanımı 32,5 MPa olan, puzolanik katkı CEM II/B-M 32,5R tipindeki çimento kullanılmıştır. Laboratuvara getirilen çimento paketleri, çalışma boyunca özelliklerinin aynı kalmasını sağlamak için kapalı naylon torbalar içine alınmıştır. Kullanılan çimentonun fabrikasından temin edilen fiziksel, mekanik ve kimyasal özellikleri Tablo 2.3'de verilmektedir.

Tablo 2.3. Kullanılan çimentonun fiziksel, mekanik ve kimyasal özellikleri

FİZİKSEL ÖZELLİKLER		
Özgül Kütle (gr/cm ³)		2.86
Blaine Özgül Yüzey (cm ² / gr)		4630
200 mm Elek Üstünde Kalan (%)		0.0
90 mm Elek Üstünde Kalan (%)		1.2
Priz süresi (saat)	Başlangıç	3:18
	Bitiş	4:18
Toplam hacim genişmesi (mm)		1:00
MEKANİK ÖZELLİKLER		
7.gün	Eğilme dayanımı (MPa)	5.1
	Basınç dayanımı (MPa)	27.4
28.gün	Eğilme dayanımı (MPa)	6.6
	Basınç dayanımı (MPa)	38.5
KİMYASAL ÖZELLİKLER		KÜTLECE YÜZDE (%)
SiO ₂		18.44
Al ₂ O ₃		4.5
Fe ₂ O ₃		3.21
CaO		56.5
MgO		2.57
SO ₃		2.14
Kızdırma Kaybı		11.38
Na ₂ O		0.17
K ₂ O		0.53
Cl		0.0086
Ölçülmeyen		0.57
Toplam		100
Katkı %		33.27

2.1.3. Kimyasal Katkı Maddesi

Beton üretimlerinde CHRYSO firmasından temin edilen “polinaftalen bazlı” sentetik polimer esaslı bir süper akışkanlaştırıcı kimyasal katkı maddesi kullanılmıştır.

2.1.4. Karma Suyu

Beton üretimlerinde karma suyu olarak içme suyu kullanılmıştır.

2.2. Beton Bileşimlerinin Hesaplanması

Deneyleerde üretilen betonların bileşim oranları Eurocode-2 [74] ve TS 802 [75]'de verilen "mutlak hacim yöntemi" kullanılarak aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

W_c , W_a , V_w ve V_h sırasıyla 1 m³ betondaki çimento kütleini (kg), agrega kütleini (kg), su ve hapsedilmiş hava hacmini (dm³), γ_c ve γ_a sırasıyla çimento ve agreganın doymun kuru yüzeyli (DKY) birim kütlelerini (kg/dm³) göstermek üzere agrega mutlak hacmi;

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

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Agrega yığınının i adet farklı agrega sınıfından meydana geldiği göz önüne alındığında, her bir agrega sınıfının kütleini farklı olacağından β_i ve γ_{ai} sırasıyla agrega sınıflarının kütlece oranını ve DKY (Doymun Kuru Yüzey) birim kütleini göstermek üzere toplam agrega kütleini;

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

bağıntısı ile hesaplanabilir. Agrega sınıflarının ayrı ayrı kütleleri, 2.2 nolu bağlantıdan elde edilen toplam agrega kütleini ile istenilen agrega sınıfının kütlece oranıyla çarpılarak belirlenebilir.

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

Elde edilen agrega kütleleri DKY kütleleri olmakla birlikte, agregalar genellikle doymun kuru yüzeyli halde bulunmamaktadır. Hesapla elde edilen değerden agregaların doyma suyunu belirlemek için doğal nem (DN_i) durumunun ve su emme miktarının (SE_i) belirlenmesi gerekir. Belirlenen bu değerlerden sonra doyma suyu miktarı (DS_i);

$$DS_i = (SE_i - DN_i)W_a \quad (2.4)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Toplam doyma suyu (DS) ise her bir agrega sınıfının doyma suyu miktarlarının toplanmasıyla elde edilir.

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

Üretilcek betonlar için öncelikle su/çimento oranları ve çimento dozajlarına karar verilmiştir. Buna göre, üretilen betonlarda su/çimento oranı 0.35 ~ 0.80 arasında, çimento dozajı ise $280 \text{ kg/m}^3 \sim 420 \text{ kg/m}^3$ arasında alınarak hesaplara dâhil edilmiştir. Üretilen betonların kalıba düzgün yerleşmesini sağlamak amacıyla bileşimde çimentonun ağırlıkça %2'sine varan oranlarda süperakışkanlaştırıcı katkı (SAK) kullanılmıştır. Betonların yukarıda verilen yöntemle belirlenen bileşimleri aşağıdaki Tablo 2.4' de sunulmaktadır.

Tablo 2.4. Üretilen betonların bileşimi

Beton Grup Kodu	D_{\max} mm	S/Ç Oranı	Çimento kg/m^3	Su kg/m^3	Toplam Agrega kg/m^3	Doyma Suyu kg/m^3	SAK kg/m^3
C1	16	0.80	280.0	224.0	1766.0	25.1	-
C2	8	0.50	350.0	175.0	1805.0	37.3	5.3 (%1.5)
	16	0.50	350.0	175.0	1835.0	26.1	5.3 (%1.5)
	22.4	0.50	350.0	175.0	1835.0	26.1	5.3 (%1.5)
C3	16	0.40	380.0	152.0	1870.0	26.6	7.6 (%2.0)
C4	16	0.35	420.0	147.0	1848.0	26.2	8.4 (%2.0)

2.3. Beton Üretim Planı

Bu çalışmanın amacının Drucker-Prager sabitlerinin geleneksel betonlar için deneysel olarak belirlenmesi olduğu daha önce belirtilmişti. Bu amaçla hazırlanan beton üretim planı aşağıdaki Tablo 2.5'te verilmektedir. Bu üretim planına göre, her biri üç farklı aksenal gerilme düzeyi etkisinde olan dört farklı ortalama dayanıma sahip prizmatik direkt kesme deney numuneleri üretilmiştir. Sadece C2 grup kodlu beton sınıfı için üretimler, en büyük agrega tane çapının deney sonuçları üzerindeki etkisini belirlemek amacıyla, $D=8$ mm ve $D=22.4$ mm için tekrarlanmıştır.

C2 grup kodlu beton numuneler ayrıca, direkt kesme deneyindeki kesme açıklığının (Δ) etkisini incelemek amacıyla, 0.5D ve 1.0D olması halleri için de denenmiştir.

2.3.1. Betonların Üretimi

Betonların üretimi için her bir sınıf agrega, çimento, doyma ve karma suları ile süperakışkanlaştırıcı katkı malzemesi, Tablo 2.4'e uygun olarak, 30 kg kapasiteli ve 1g hassasiyetli Mettler marka elektronik terazi ile tartıldıktan sonra, 100 litre kapasiteli “pan tipi” düşey eksenli betonyerle karılmıştır(Şekil 2.3).



Şekil 2.3. Elektronik terazi ve düşey eksenli betonyer

Öncelikle iri agregadan başlamak üzere, tüm agregalar önceden nemlendirilen betonyere konmuş ve doyma suyu ilave edilerek üç dakika karılmıştır. Ardından çimento ilave edilerek üç dakika daha karıldıktan sonra betonyer hiç durdurulmadan karma suyu ve süperakışkanlaştırıcı katkı da ilave edilerek bir üç dakika daha devam eden karma işlemi ile taze betonlar elde edilmiştir.

Tablo 2.5. Beton üretim ve deney planı

Numune No*	Beton Kodu	Kesme Açıklığı (Δ) mm	D mm	Eksenel Gerilme Düzeyi %
1	C1-16-8-I	8	16	5
2	C1-16-8-II	8	16	10
3	C1-16-8-III	8	16	20
4	C2-8-4-I	4	8	5
5	C2-8-8-I	8		
6	C2-8-4-II	4	8	10
7	C2-8-8-II	8		
8	C2-8-4-III	4	8	20
9	C2-8-8-III	8		
10	C2-16-8-I	8	16	5
11	C2-16-16-I	16		
12	C2-16-8-II	8	16	10
13	C2-16-16-II	16		
14	C2-16-8-III	8	16	20
15	C2-16-16-III	16		
16	C2-22.4-11-I	11	22.4	5
17	C2-22.4-22-I	22		
18	C2-22.4-11-II	11	22.4	10
19	C2-22.4-22-II	22		
20	C2-22.4-11-III	11	22.4	20
21	C2-22.4-22-III	22		
22	C3-16-8-I	8	16	5
23	C3-16-8-II	8	16	10
24	C3-16-8-III	8	16	20
25	C4-16-8-I	8	16	5
26	C4-16-8-II	8	16	10
27	C4-16-8-III	8	16	20

*Her numune 3'er adet üretilmiştir.

2.3.2. Numune Kalıplarının Özellikleri ve Betonların Yerleştirilmesi

Üretilen betonlar, daha ileride açıklanacak olan deney sisteminde direkt kesme deneyine tabi tutulmak üzere, prizmatik numune kalıplarına ve dayanımını belirlemek amacıyla her üretimden alınan 4'er adet standart 150 mm'lik küp numune kalıplarına birlikte ve aynı anda dökülmüştür. Prizmatik direkt kesme deney numuneleri, 100 mm x 200 mm enkesite ve 319 mm - 337 mm arasında değişen yüksekliğe sahip olduğundan, yüksekliği ayarlanabilecek şekilde tasarlanıp 10 mm kalınlıklı çelik levhalarla imal ettirilen ikili kalıplar kullanılmıştır. Kalıpların iç yüzeyleri işlenerek düzeltilmiştir. Çelik kalıplara ilişkin bir görünüm Şekil 2.4'te verilmektedir.

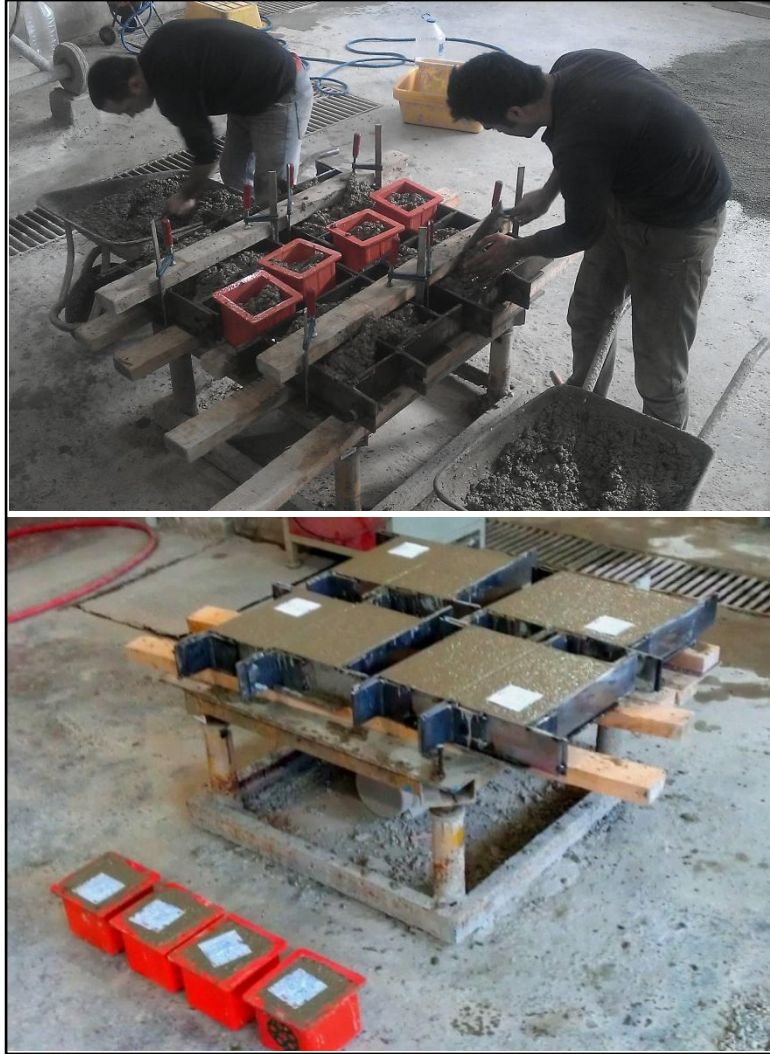
Betonyerden el arabalarına alınan taze beton, homojenliği artırmak için, kürekle bir kez daha karıldıktan sonra önceden yağlanarak hazırlanmış prizmatik numune ve küp numune kalıplarına iki aşamada yerleştirilmiş ve Şekil 2.5'te görülen Losenhausenwerk marka 3800 dev/dak frekanslı titreşim tablasında, her aşamasında 5 saniye boyunca titreştirilerek sıkılanmıştır. Küp numunelerle birlikte titreşim masasına yerleştirilip bağlanan kalıpların beton dökümü sırasındaki ve sonrasında görünüşleri ise Şekil 2.6'da verilmektedir.



Şekil 2.4. Direkt kesme deney numune kalıpları



Şekil 2.5. Titreşim tablası



Şekil 2.6. Titreşim masasına yerleştirilen kalıplara beton dökümü

2.6. Beton Numunelerin Kürü

Kalıplarına yerleştirilen betonlar ortam sıcaklığı $20^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}\text{C}$, bağıl nemi $\%94 \pm \%3$ olan ve bu koşulları sürekli denetim altında tutulan kür odasında 2 gün bekletildikten sonra kalıplardan çıkartılmış ve aynı ortamdaki standart su kür tanklarında 30 gün boyunca saklandıktan sonra sudan çıkarılarak en az 10 gün daha laboratuvar ortamında bekletilmiştir. Zira direkt kesme deneylerinin uzun sürmesi nedeniyle deney programında ortaya çıkabilecek muhtemel gecikmelerden kaynaklanabilen rölatif dayanım farkını en aza indirmek amacıyla, merkezi basınç ve direkt kesme deneylerinin en az 40 günlük numuneler üzerinde gerçekleştirilmesi daha uygun görülmüştür. Kür odasında kalıplarında ve kür tankında bekleyen numuneler Şekil 2.7'te görülmektedir.



Şekil 2.7. Kür odasında kalıpta ve standart su küründe bekleyen numuneler

2.7. Beton Numunelerin Merkezi Basınç Deneyleri

Dikdörtgen prizma numuneler üzerinde direkt kesme deneylerini yapmadan hemen önce, aynı numunelerle birlikte dökülen küp numuneler üzerinde merkezi basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Daha önce de belirtildiği gibi, 40 - 45 günlük betonlar üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla, 150 mm x 150 mm x 150 mm'lik beton küp numunelerin merkezi basınç deneyleri KTÜ Yapı ve Malzeme Laboratuvarı'nda bulunan Besmak marka 3000 kN kapasiteli bilgisayar kontrollü hidrolik pres ile gerçekleştirilmiştir. Merkezi basınç deneyleri TS EN 12390-3 [76]'e uygun olarak 0.48 MPa/s'lik sabit yükleme hızı altında gerçekleştirilmiştir. Küp numunelerin merkezi basınç deney anından bir görünüm Şekil 2.8'de verilmektedir.

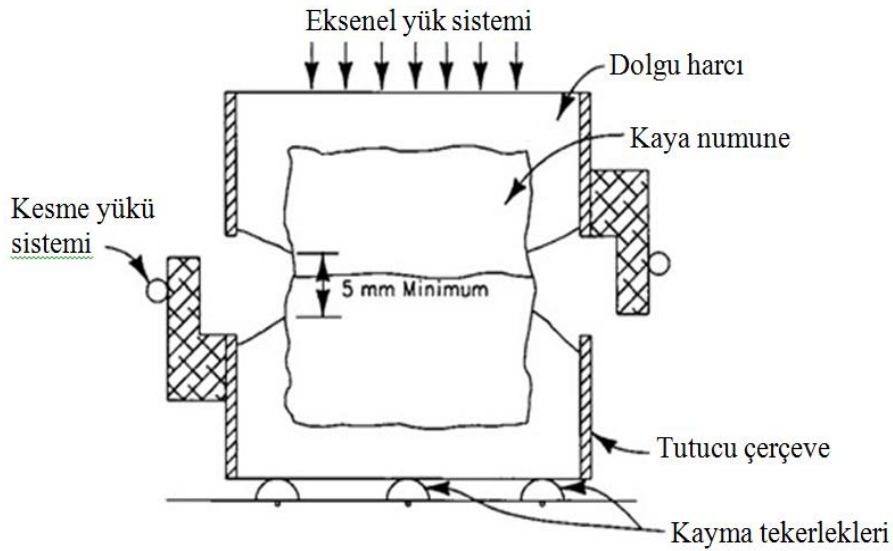


Şekil 2.8. Merkezi basınç deney anından bir görünüm

2.8. Deney Düzenegi

Farklı dayanımlara sahip prizmatik beton numuneleri üzerinde "direkt kesme" deneyleri gerçekleştirebilmek için, 113M817 kodlu TÜBİTAK projesi kapsamında tasarlanıp imal ettirilen kesme yükleme hızı kontrol edilebilir bir deney düzenegi kullanılmıştır. Söz konusu direkt kesme deneyi, esas itibariyle, kaya mekaniğinde kullanılan "kesme kutusu" deneyi olduğundan, bu çalışmadaki tasarımda numunenin

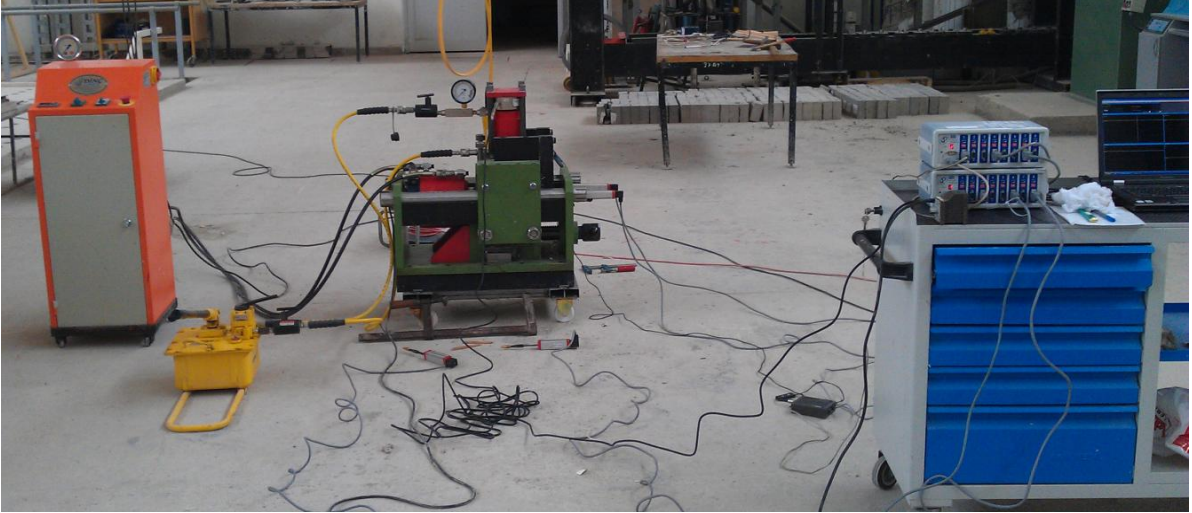
yerleştirildiği çelik yuvalardan altta olanı sabit, üstte olanı ise hareketlidir. Eksenel yük etkisiyle üst yuvanın alt yuvaya çok hafif bir temasının bile, deney sonucunu olumsuz yönde etkileyeceği için, konstrüktif olarak iki yuva arasında belli bir açıklık (boşluk) olması gerekir. Bu boşluk, iri ve ince daneli zeminlerin kayma direncinin belirlenmesinin açıklandığı TS1900-2 [77]'de 1.0 mm olarak verilirken, yine ince daneli zeminler için geçerli olan Amerikan standardı ASTM D3080/D3080M-11 [78] 'de numune içindeki en büyük dane çapı ya da 0.64 mm olarak ve kaya numuneler üzerinde direkt kesme deneyinin açıklandığı ASTM D5607-08 [79]'de ise en az 5 mm olarak verilmektedir(Şekil 2.9).



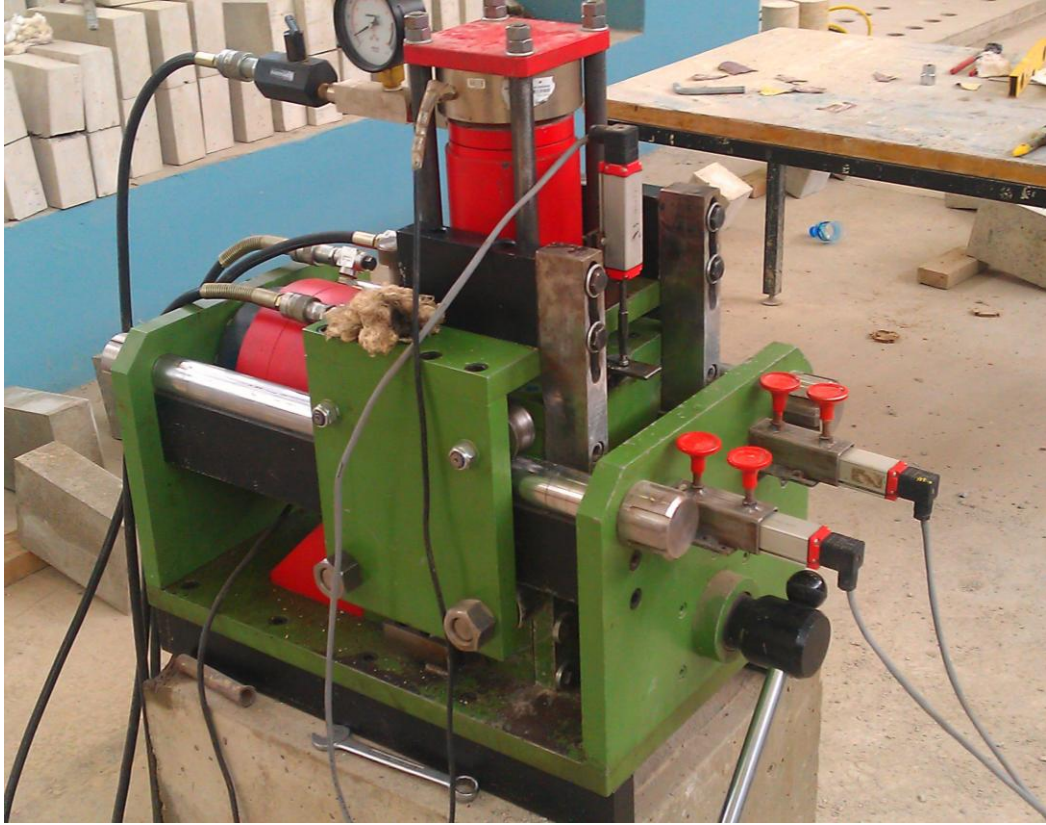
Şekil 2.9. ASTM D5607-08 [79]'ye göre direkt kesme deneyi

Söz konusu bu açıklık, bu çalışmada “kesme açıklığı, Δ ” olarak tanımlanmış ve Tablo 2.5’de de görüldüğü gibi, numunenin üretildiği betondaki en büyük agrega tane çapının 0.5 ve 1.0 katı olacak şekilde, 4.0 mm’den 22.0 mm’ye kadar değişen miktarlarda belirlenmiştir.

Deney düzeneğinin laboratuvardaki genel bir görünümü Şekil 2.10’da, deney aletinin deneye hazır haldeki yakın görünümü Şekil 2.11’de ve sistemin şematik perspektif görünümü ise Şekil 2.13’te verilmektedir.



Şekil 2.10. Direkt kesme deney düzeneğinin genel görünümü



Şekil 2.11. Direkt kesme deney aleti

Deney düzeneğinin tüm bileşenleri ve özellikleri aşağıda başlıklar halinde tanıtılmaktadır.

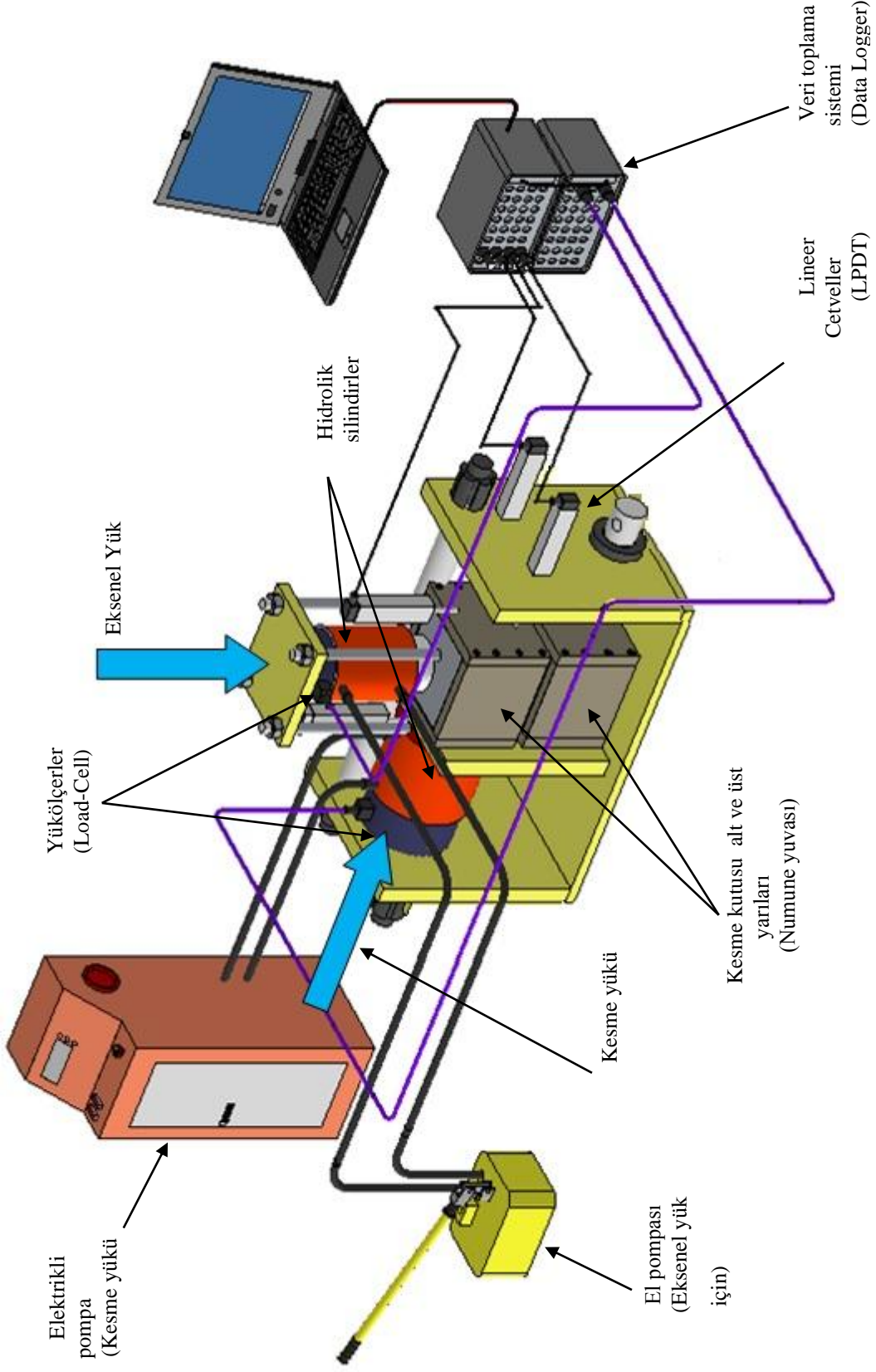
2.8.1. Kesme Numuneleri ve Kesme Kutusunun Özellikleri

Üzerlerinde direkt kesme deneylerinin uygulanacağı prizmatik beton numuneler, 100 mm x 200 mm enkesite ve 319 mm - 337 mm arasında değişen yüksekliğe sahip olacak şekilde üretilmiştir. Deneye hazır haldeki numunelerden bir grubuna ait görünüm Şekil 2.12’de verilmektedir.

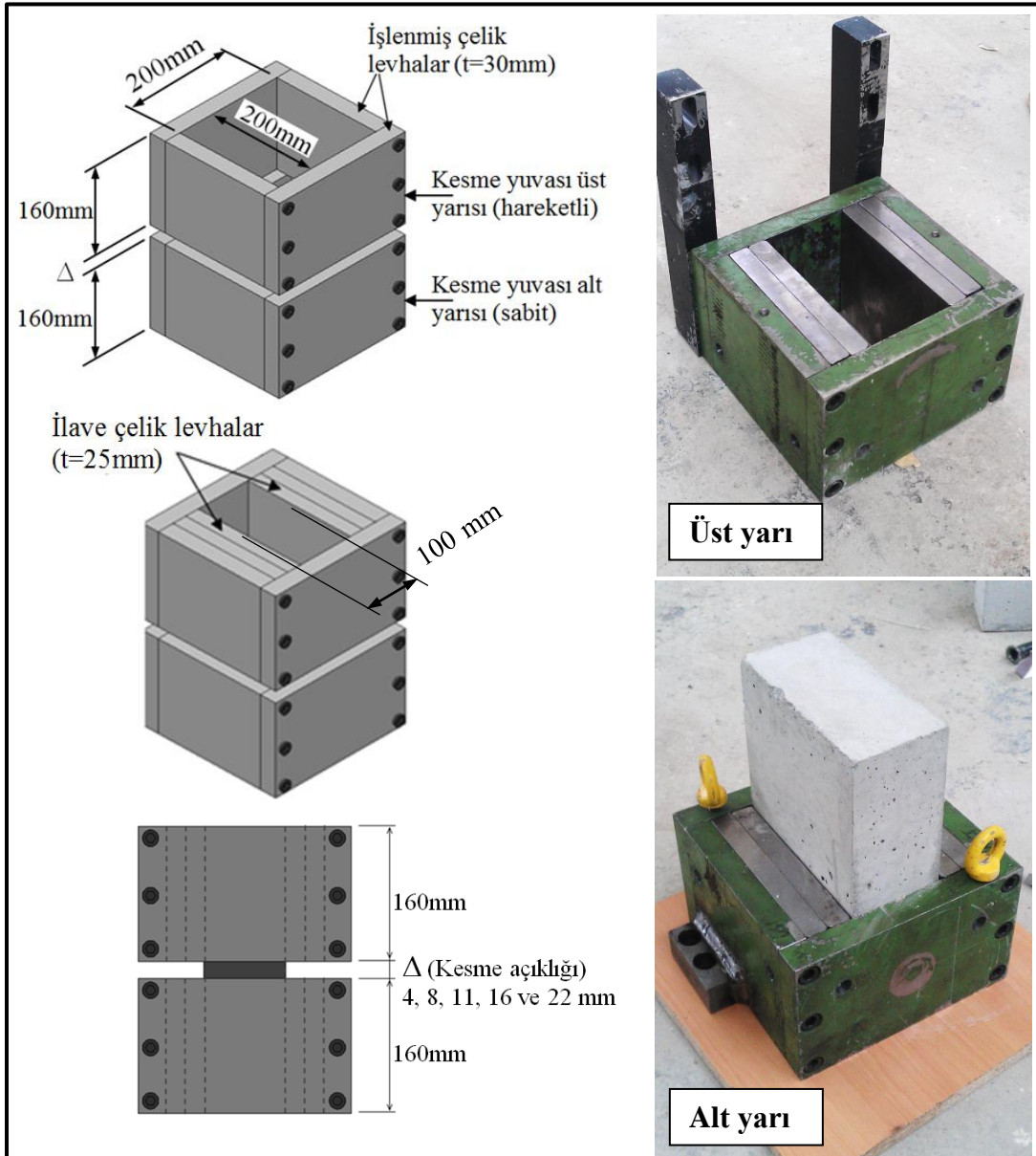


Şekil 2.12 . Direkt kesme deney numunelerinden bir görünüm

Beton direkt kesme numunelerinin yerleştirilip sabitlendiği kesme kutusu yuvaları, 30 mm kalınlıklı, iç yüzeyleri işlenmiş çelik levhalardan imal edilmiştir. Bu yuvalar, direkt kesme deney aletine monte edilerek sabitlenmiş olarak duran alt yarı ve hareketli üst yarıdan oluşmaktadır. Kesme kutusu yuvaları, 200 mm x 200 mm iç ölçüye, 160 mm yüksekliğe sahiptir. İç yüzeye monte edilen 25 mm kalınlıklı işlenmiş levhalarla kesit, bu çalışmada üretilen numune kesiti olan 100 mm x 200 mm boyutlarına indirgenebilir özelliktedir ve çalışmada bu şekilde kullanılmıştır. Çelik kesme kutusu yuvalarının ölçüleri ve görünüşleri Şekil 2.14’te verilmektedir. Prizmatik direkt kesme deney numuneleri kesme kutusu yuvalarına yerleştirilip sabitlenmekte ve numuneler üzerine, kesme kutusunun 30 mm kalınlıklı üst kapağı aracılığıyla, numune betonunun ortalama basınç dayanımının belli bir yüzdesini (%5, %10 ve %20) aksenal gerilme olarak elde edecek miktarda aksenal yük uygulanmaktadır.



Şekil 2.13. Direkt kesme deney sistemine ait şematik perspektif

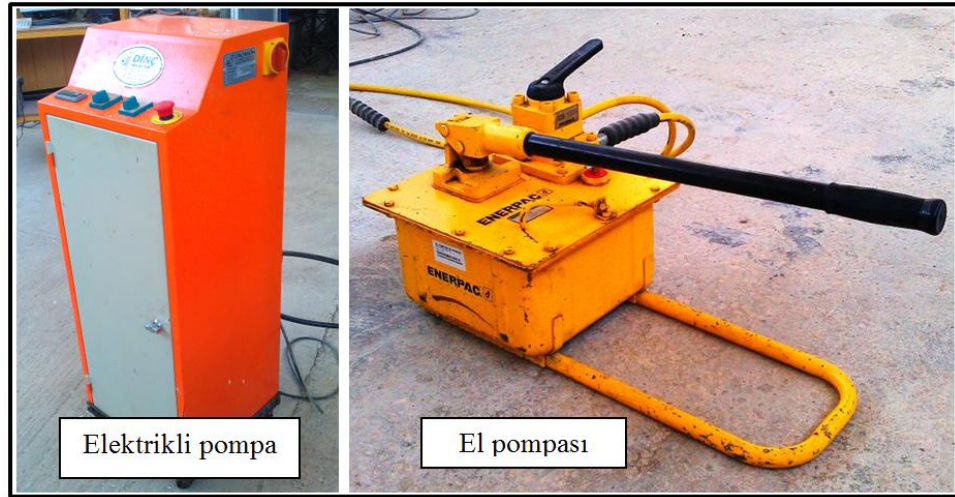


Şekil 2.13. Çelik kesme kutusu yuvasının ölçüleri ve görünüşleri

2.8.2. Direkt Kesme Deney Sisteminin Özellikleri

Direkt kesme deney sisteminin ana elemanı olan kesme deney aleti, 4 adet hassas çelik tekerlekten mesnetlenip aynı zamanda yatay hareket de yapabilen ve üzerinde aksenal yükleme tertibatını taşıyan bir çerçeve ile kendisine yataklık eden sabit diğer çerçeveden oluşmaktadır. Sabit çerçeveye yatay yükleme tertibatı ve kesme kutusunun alt yarısı sabitlenmiştir. Deney aletinin genel görünüşleri Şekil 2.17’te verilmektedir.

Deney aletinin kesme yükünü 500 kN kapasiteli, eksenel yükünü ise 250 kN kapasiteli çift tesirli hidrolik silindirler sağlamaktadır. Kesme yükü silindiri, hızı istenilen kademede ayarlanabilen elektrikli pompa ile çalışmaktadır. Eksenel yük silindiri ise el pompası ile yüklenmektedir. Deney sırasında eksenel yükte bir azalma olmaması için hidrolik sisteme tek yönlü valf monte edilmiştir. Kullanılan hidrolik pompalar Şekil 2.15'te görülmektedir.

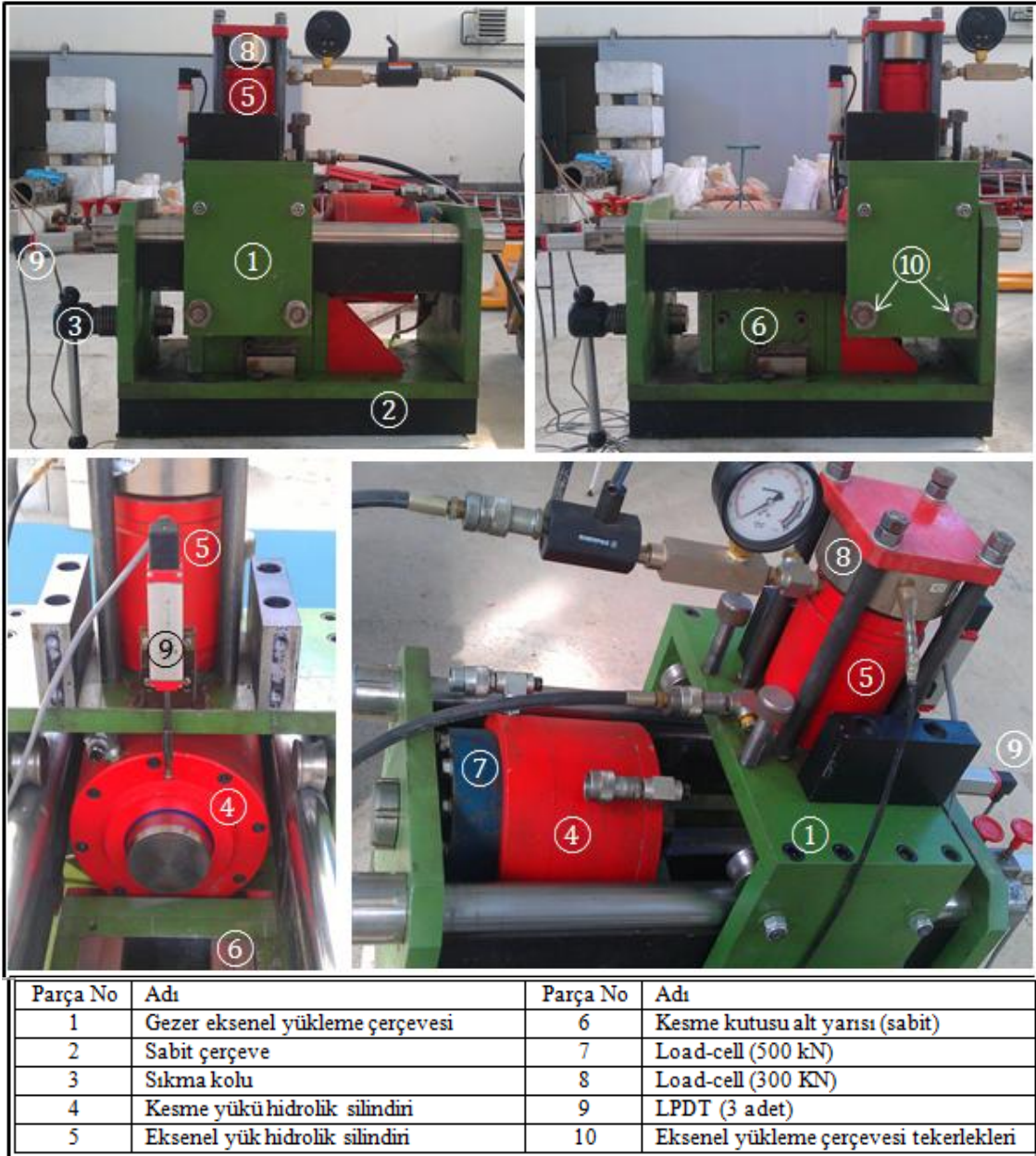


Şekil 2.14. Deney sisteminde kullanılan hidrolik pompalar

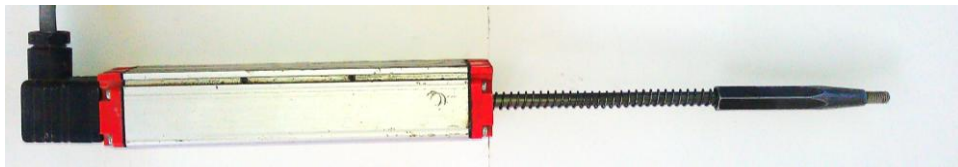
Uygulanan kesme yükünün okunmasında 500 kN'luk, eksenel yükün okunmasında ise 300 kN kapasiteli elektronik yük hücreleri (Load-Cell) kullanılmıştır(Şekil 2.16). Kesilmeye başlayan numunenin yaptığı kesme yerdeğiştirmesi, sabit çerçeveye bağlanan 0.01 mm hassasiyetli iki adet yaylı tip elektronik cetvel ile (LPDT – Linear Potentiometric Displacement Transducer) ile okunmuştur (Şekil 2.18).



Şekil 2.15. Deney sisteminde kullanılan elektronik yük hücreleri



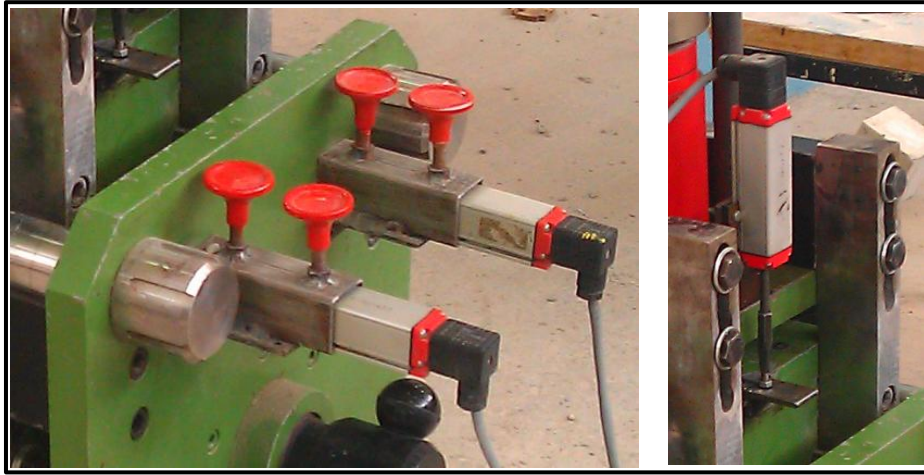
Şekil 2.16. Direkt kesme deney aleti



Şekil 2.17. Yaylı tip LPDT

LPDT'lerin gövdeleri, deney sonunda herhangi bir zarar görmelerini önlemek amacıyla, her deneyden sonra kolayca çıkartılıp yeniden takılabilecek şekilde birer yuvaya

sabitlenmekte, okuma uçları ise yatay hareket eden kesme kutusu üst yarısına temas ederek söz konusu yerdeğiştirmeyi algılamaktadır (Şekil 2.19). Yerdeğiştirmelerin ölçülmesinde iki adet LPDTnin kullanılmasındaki amaç, okuma doğruluğunu garanti altına alabilmektir. Değerlendirmede, bu iki LPDT'den okunan verilerin ortalaması kesme yerdeğiştirmesi olarak kabul edilmiştir. Eksenel y¼kleme çerçevesine bağlı diğer üç¼nc¼ LPDT ise deney sırasında eksenel y¼kleme çerçevesi ile kesme kutusu üst yarısı arasında oluşabilecek, beklenmedik görel¼ düşey yerdeğiştirmeleri denetim altında tutabilmek amacıyla yerleştirilmiştir (Şekil 2.19). Bu LPDT'nin gövdesi eksenel yük çerçevesine sabitlenirken, okuma ucu kesme kutusu üst yarısına temas etmektedir.



Şekil 2.18. LPDT'lerin deney aletindeki yerleşimleri

Direkt kesme deneyi sırasında load-cell'ler ve LPDT'lerden elektronik olarak alınan tüm veriler, saniyede 16 veri kaydetme özelliğine sahip TDG marka CODA Ai8b model 16 kanallı veri toplama sistemine (Data-Logger) gönderilmiş ve aynı marka yazılım yardımıyla Excell dosyası olarak elde edilmiştir. Kullanılan veri toplama sisteminin görünümü Şekil 2.20'de verilmektedir.

2.8.3. Direkt Kesme Deneylerinin Gerçekleştirilmesi

Direkt kesme deneyinin gerçekteştirilmesi için öncelikle prizmatik beton numune, kesme kutusunun üst yarısına itina ile yerleştirildikten sonra, aşırı y¼kleme yapmadan sıkılıp yuvaya sabitlenmektedir(Şekil 2.21).



Şekil 2.19. CODA Ai8b model veri toplama sistemi (Data-Logger)



Şekil 2.20. Deney numunesinin üst yuvaya yerleştirilmesi

Bu işlemden sonra numune ve üst yuva, laboratuvarında mevcut tavan vinci yardımıyla, kaldırılıp kesme deney aletinin içinde sabit haldeki kesme kutusu alt yarısına yerleştirilmekte ve aynı sıkma işlemleri bu yuva için de yapılmaktadır (Şekil 2.22). Son aşama ise, gezer aksenal yük çerçevesinin üst yuva ile birlikte hareketini sağlamak için birbirine sıkıca monte edilmeleridir (Şekil 2.23). Bu işlemleri takiben, LPDT'ler de bağlanmaktadır (Şekil 2.24).



Şekil 2.21. Üst yuvanın alt yuvaya yerleştirilip sabitlenmesi



Şekil 2.22. Gezer aksenal yük çerçevesinin üst yuvaya sabitlenmesi

Numunenin deney aletine yerleştirilmesi işlemlerinin bitirilmesinden sonra öncelikle numuneye belirli aksel yük el pompasıyla uygulanıp sistem kilitlenmekte ve en son olarak elektrikli pompa ile yatay kesme yükü uygulanarak deney başlatılmaktadır. Tüm deneylerde kesme yüklemesi sabit hızda ve aynı değerde uygulanmıştır.

Direkt kesme deneyi sonrasında bir numunenin kesilmiş yüzeyinin deney aletindeki görünümü Şekil 2.25'te ve diğer numunelerin toplu görünümü Şekil 2.26'da verilmektedir.



Şekil 2.23. LPDT'lerin bağlanması



Şekil 2.24. Deney sonrasında bir numunenin kesilmiş yüzeyinin deney aletindeki görünümü



Şekil 2.25. Kesilmiş numunelerden bir görünüm

3. BULGULAR VE İRDELEMELER

Çalışmanın amacının Drucker-Prager sabitlerinin geleneksel betonlar için deneysel olarak belirlenmesi olduğu, bu amaç doğrultusunda, tasarlanıp üretimi yapılan bir deney sistemi yardımıyla, farklı dayanımlara sahip prizmatik beton deney numuneleri üzerinde "direkt kesme" deneyleri gerçekleştirildiği daha önce belirtilmişti. Bu deneylerde ait oldukları kesme numuneleriyle birlikte üretilen 150 mm'lik küp numunelerin deney günündeki ortalama dayanımları aşağıdaki Tablo 3.1'de verilmektedir.

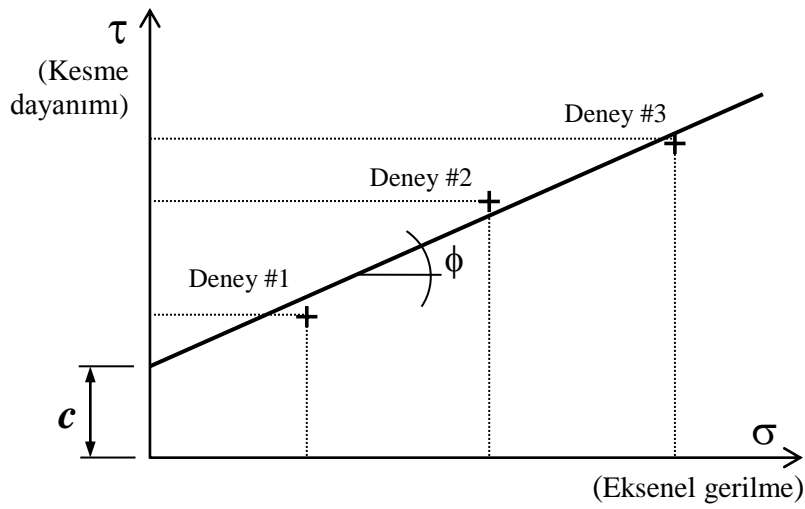
Tablo 3.1. Beton küp numunelerin ortalama eksenel basınç dayanımları

Beton Kodu	D mm	Ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}$, MPa	Genel ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}$, MPa	Uygulanan eksenel gerilme düzeyi, %
C1-16-8-I	16	14.4	14.4	5
C1-16-8-II				10
C1-16-8-III				20
C2-8-8-1	8	35.2	35.4	5
C2-8-8-II		34.8		10
C2-8-8-III		36.3		20
C2-16-16-I	16	28.7	29.5	5
C2-16-16-II		32.6		10
C2-16-16-III		27.1		20
C2-22.4-22-I	22.4	28.1	27.4	5
C2-22.4-22-II		26.0		10
C2-22.4-22-III		28.0		20
C3-16-8-I	16	35.0	35.0	5
C3-16-8-II				10
C3-16-8-III				20
C4-16-8-I	16	47.0	47.0	5
C4-16-8-II				10
C4-16-8-III				20

Tablo 3.1'den görüldüğü gibi, en büyük agrega tane çapı 16 mm olan betonlar 14.4 MPa ~ 47 MPa arasında değişen geniş bir dayanım aralığına sahiptir. Bu ortalama dayanımlar TS500'de verilen geleneksel beton sınıflarının birçoğunu kapsadığından, çalışmanın, en büyük agrega boyutu D=16 mm olan geleneksel betonlar için genellenebileceğini söylemek mümkündür.

3.1. Kohezyon Ve İçsel Sürtünme Açısının Belirlenmesi

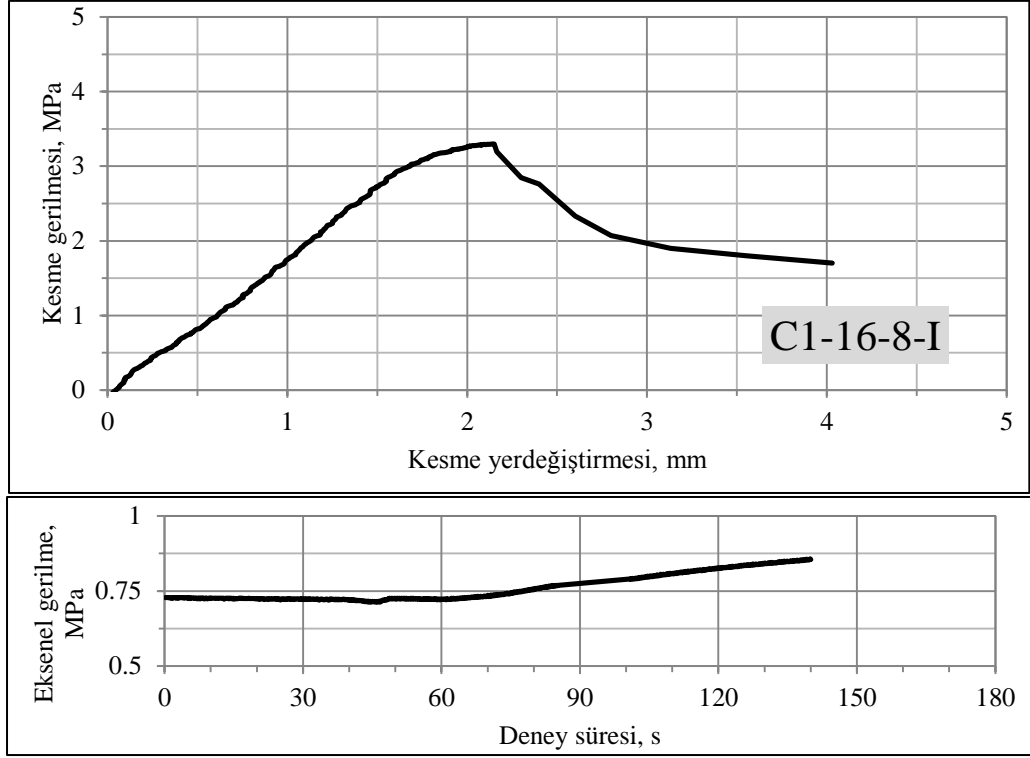
Bir malzemenin kohezyon ve içsel sürtünme açısının belirlenmesi için uygulanan yöntemlerden birinin, o malzemedan hazırlanan numunelerin farklı eksenel gerilme düzeyleri altında kesme etkisiyle kırılması şeklinde gerçekleştirilen direkt kesme deneyi olduğu bilinmektedir. Bu deneyler sonucunda aşağıdaki Şekil 3.1'de görülen en uygun doğru belirlenmekte, bu doğrunun yatay eksenle açısı "içsel sürtünme açısı" (ϕ), ordinatı kestiği yer ise "kohezyon" (c) değeri olarak kabul edilmektedir.



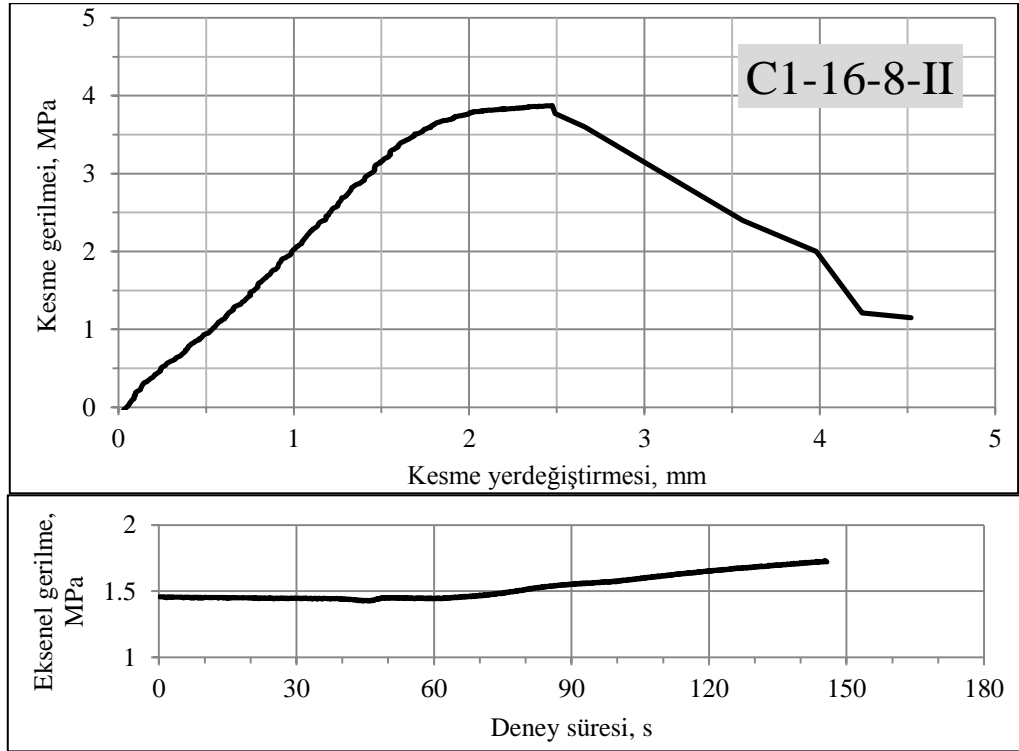
Şekil 3.1. Direkt kesme deneylerinden c ve ϕ 'nin elde edilmesi

Gerçekleştirilen deneylerde Şekil 3.1'dekine benzer noktaların elde edilmesi için her bir üçlü kesme deney grubundaki numunelere ortalama basınç dayanımlarının %5, %10 ve %20'si kadar eksenel gerilme oluşturacak eksenel yük uygulanmıştır. Bu eksenel yük, deney boyunca sabit tutulmaya çalışılmış ve gerektiğinde müdahale edilmek üzere sürekli olarak gözlenmiştir.

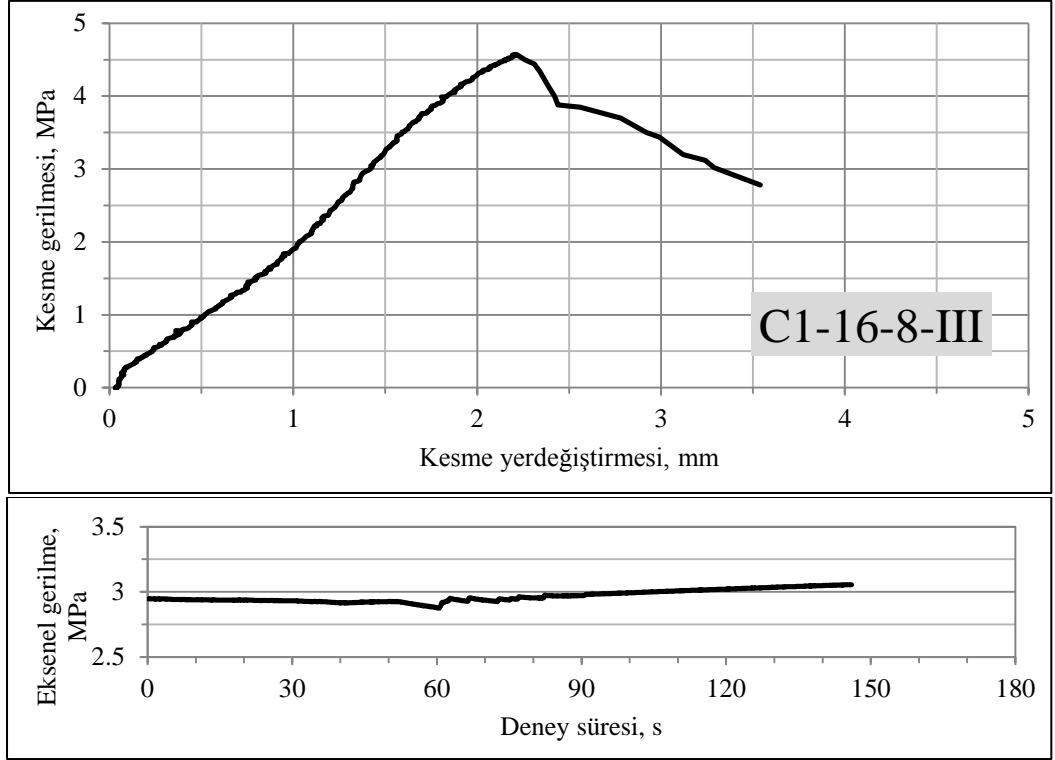
Direkt kesme deneylerinden elde edilen kesme gerilmesi (τ)-kesme yerdeğiştirmesi ilişkileri ve eksenel gerilme (σ) - zaman ilişkileri, üçer adet deneyin ortalama sonuçları olarak, aşağıdaki Şekiller 3.2-3.28'de ve daha detaylı olarak Tablo 3.2-3.7'de verilmektedir.



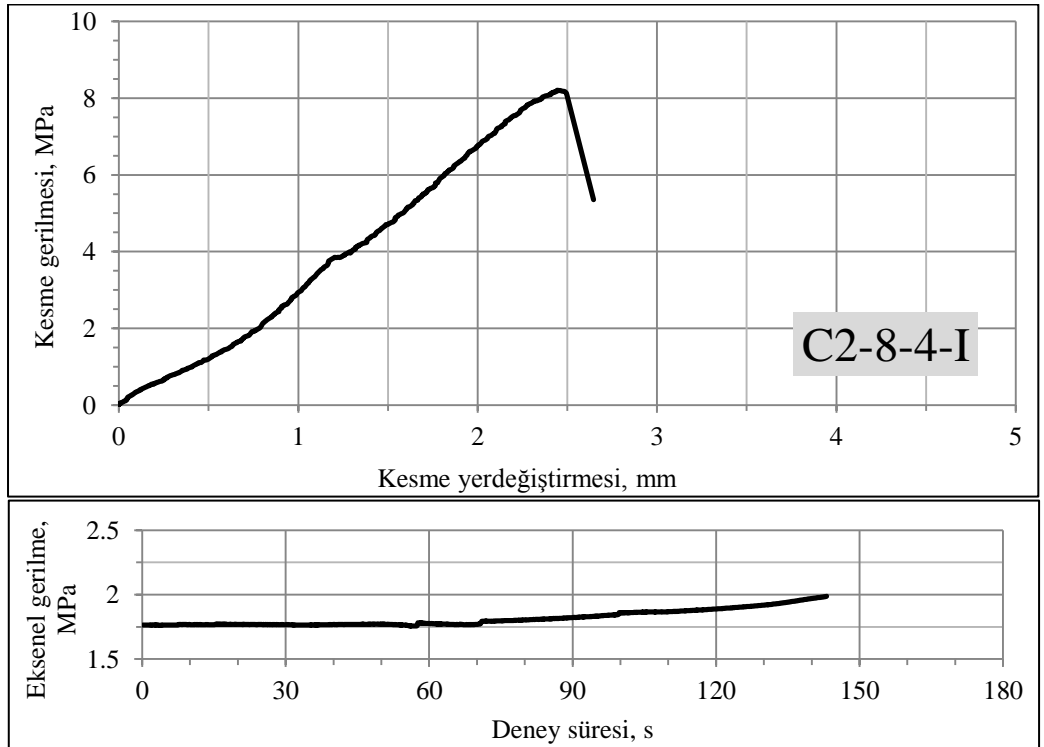
Şekil 3.2. C1-16-8-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



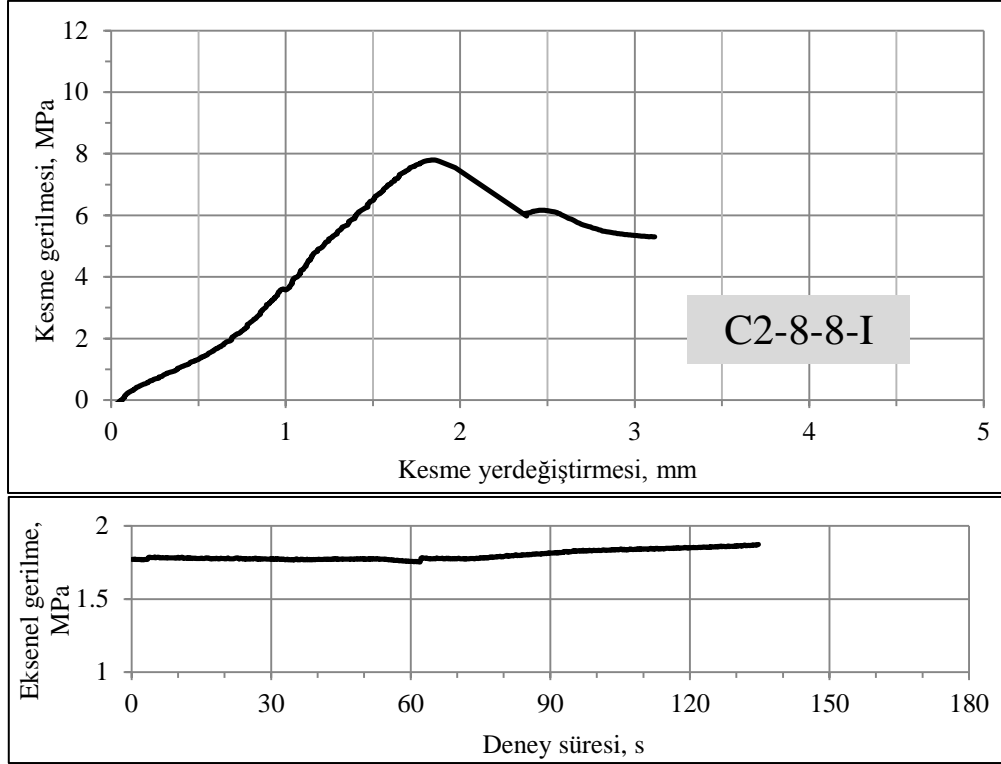
Şekil 3.3. C1-16-8-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



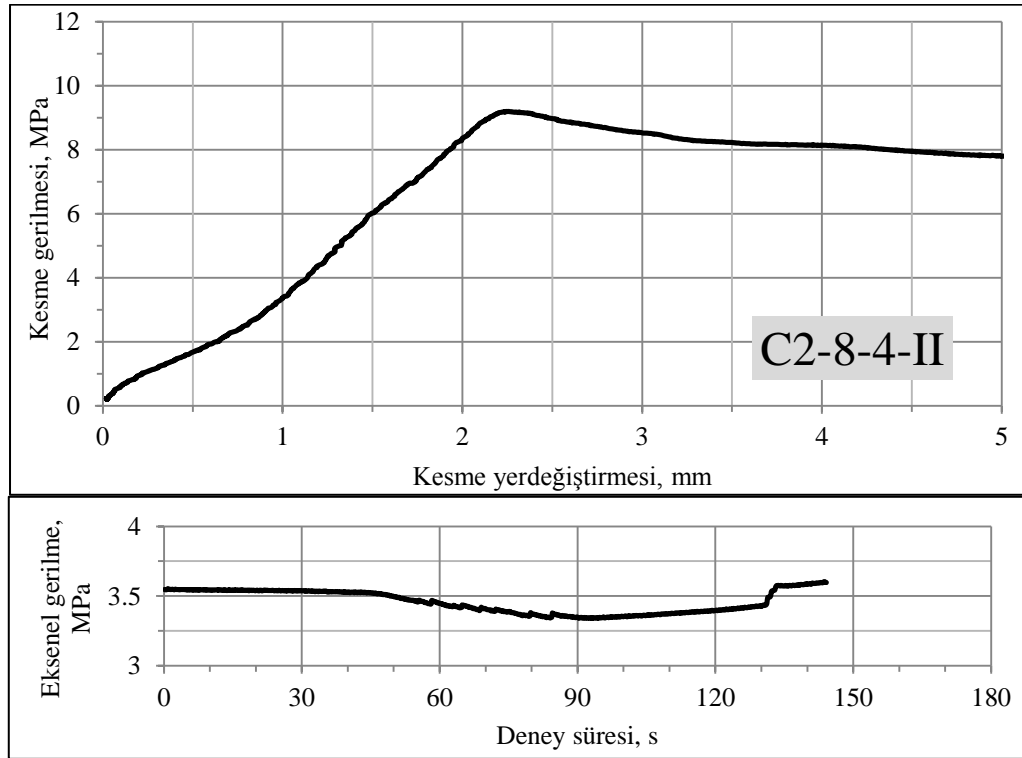
Şekil 3.4. C1-16-8-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



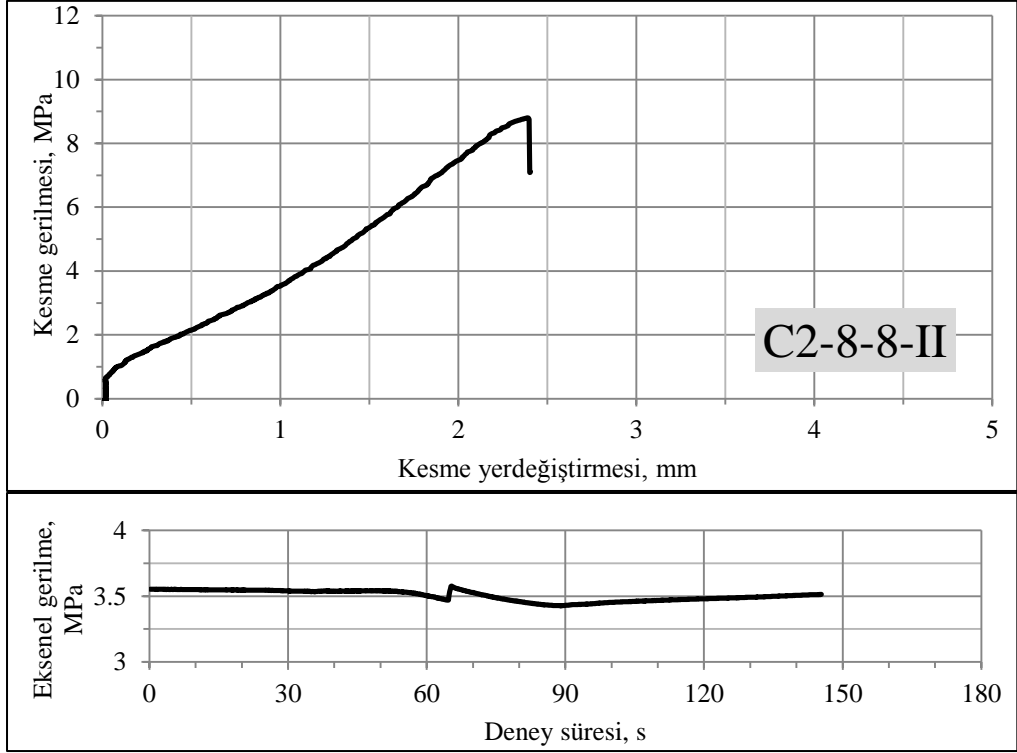
Şekil 3.5. C2-8-4-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



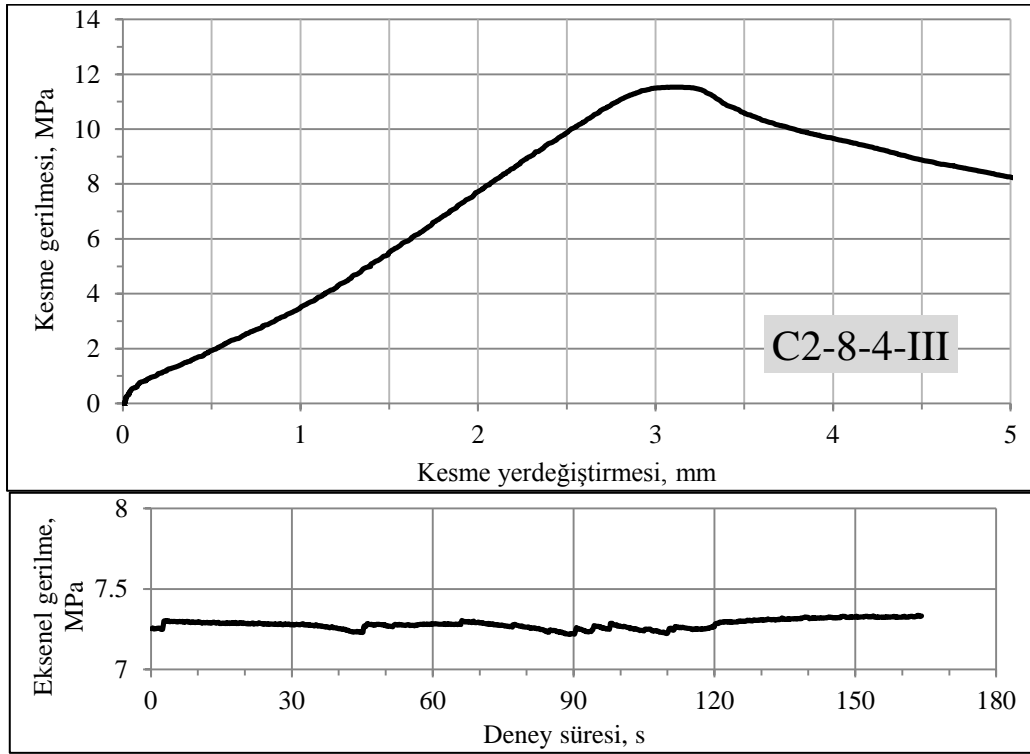
Şekil 3.6. C2-8-8-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



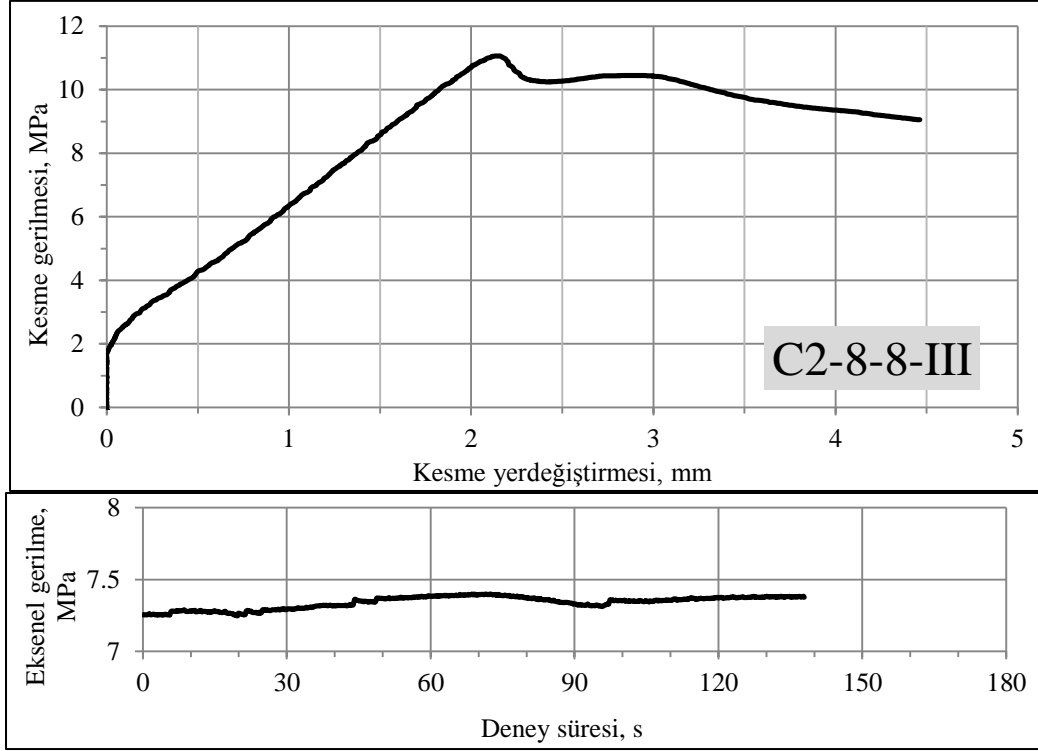
Şekil 3.7. C2-8-4-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



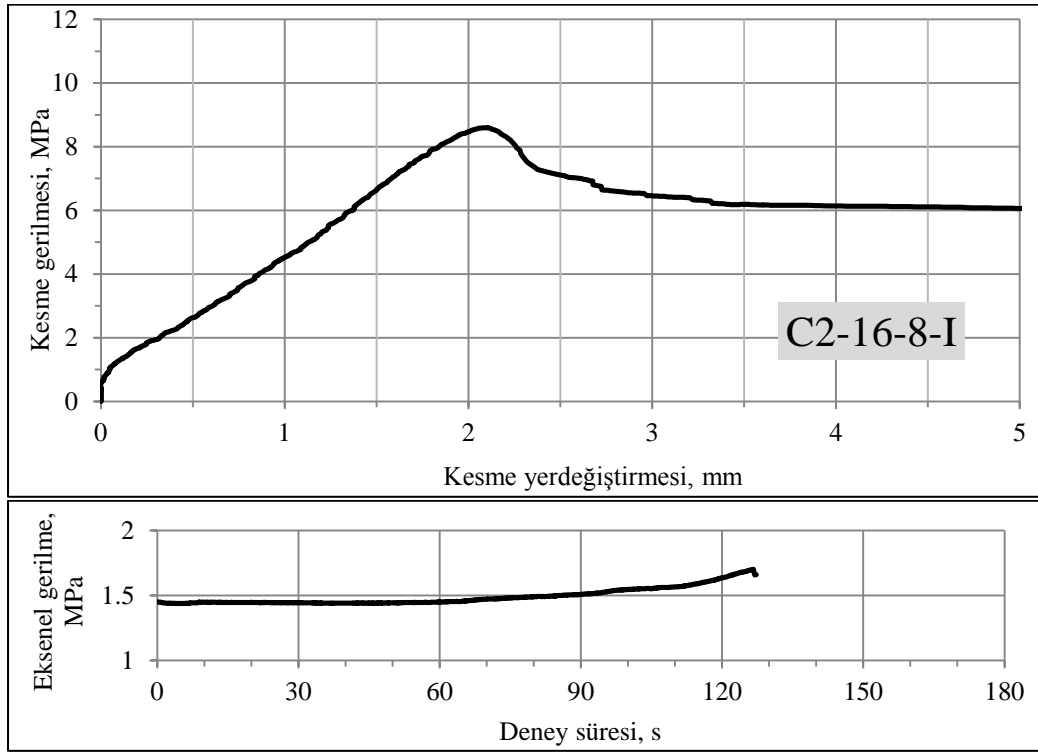
Şekil 3.8. C2-8-8-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



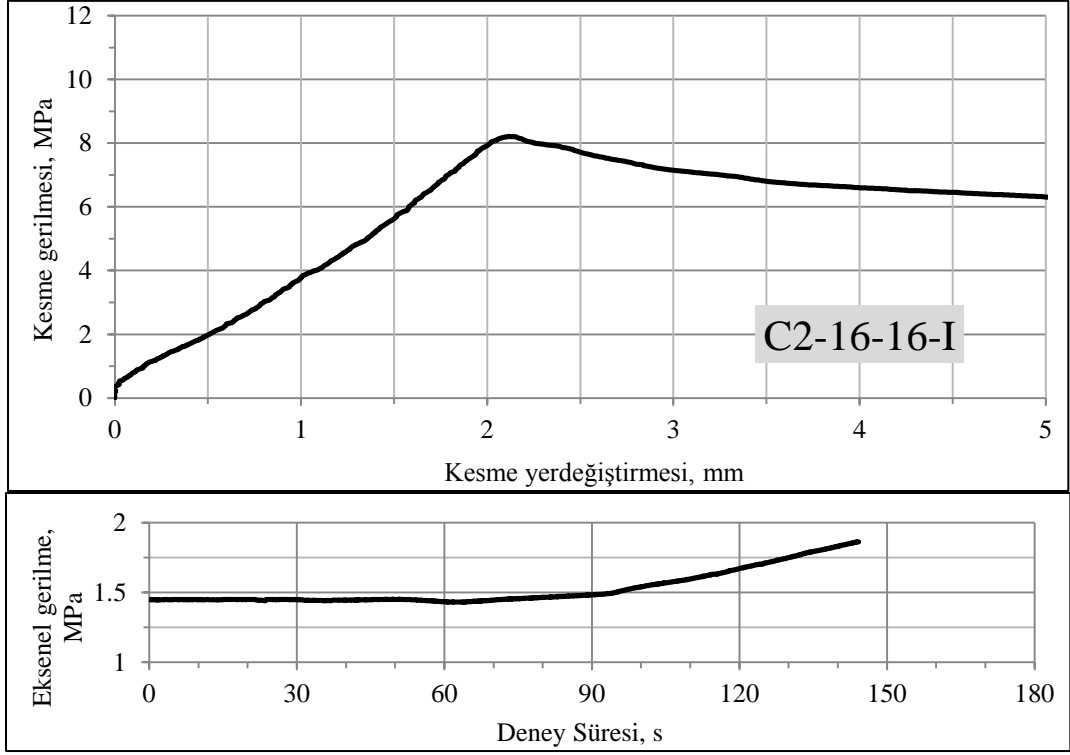
Şekil 3.9. C2-8-4-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



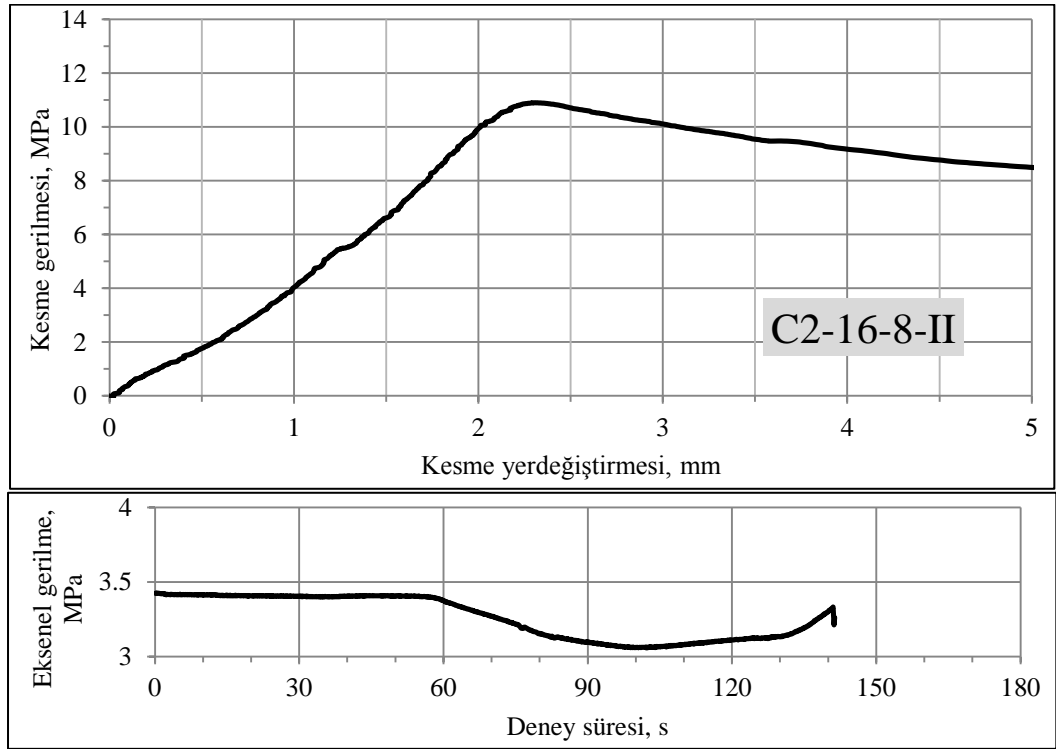
Şekil 3.10. C2-8-8-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



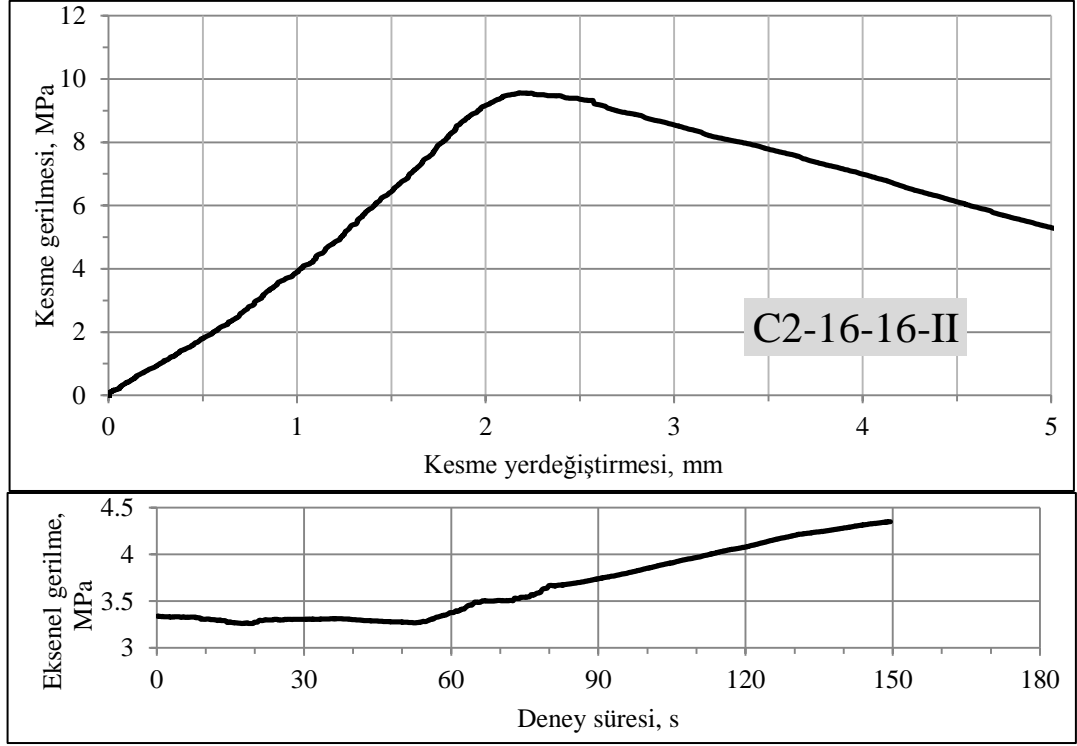
Şekil 3.11. C2-16-8-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



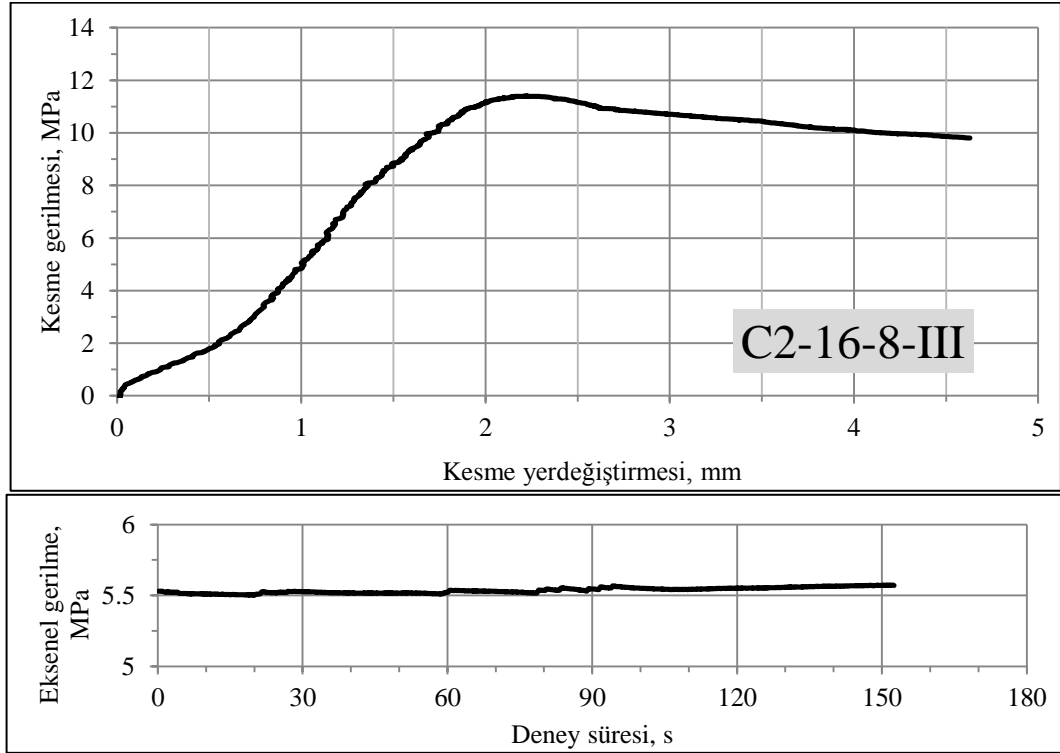
Şekil 3.12. C2-16-16-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



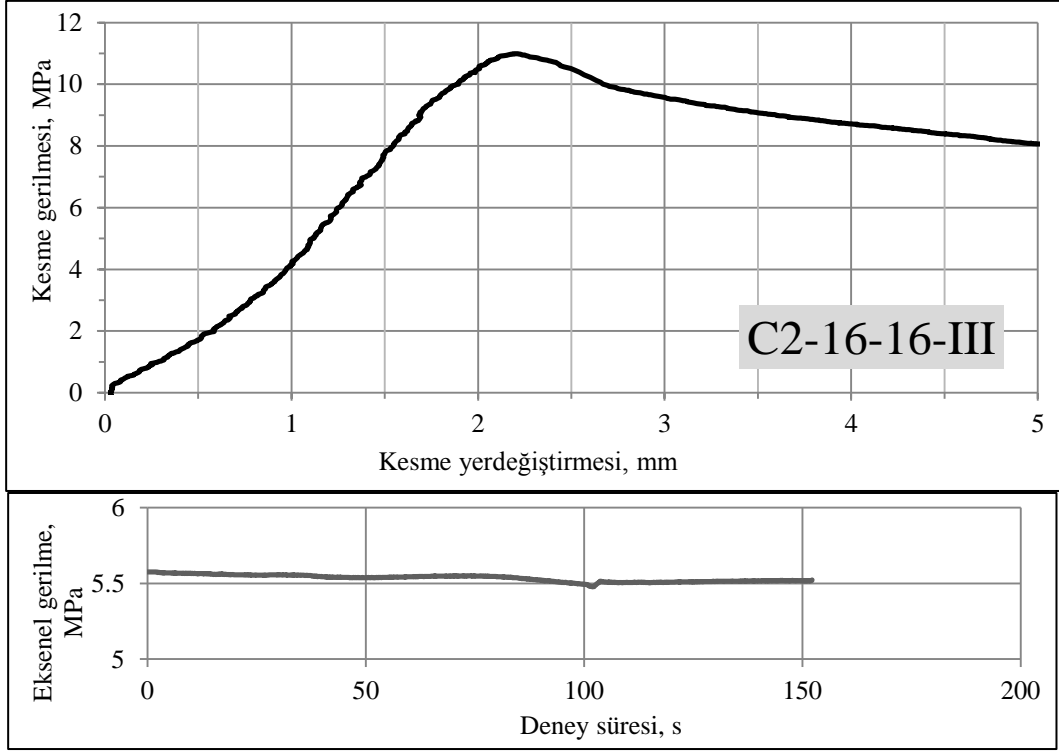
Şekil 3.13. C2-16-8-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



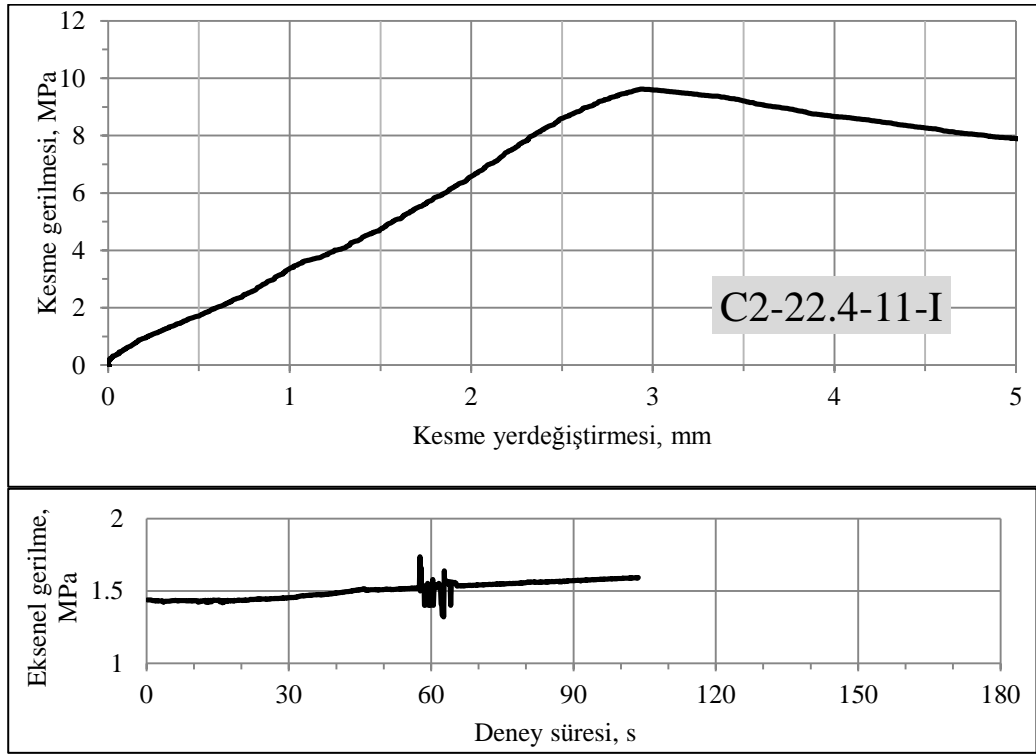
Şekil 3.14. C2-16-16-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



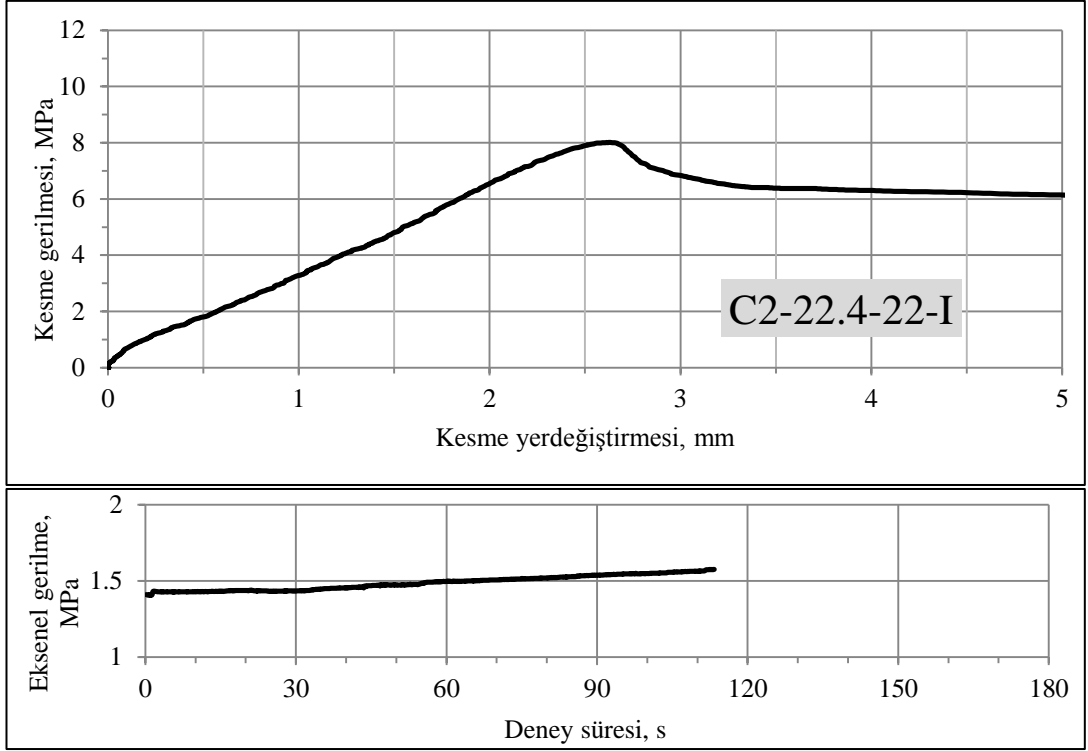
Şekil 3.15. C2-16-8-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



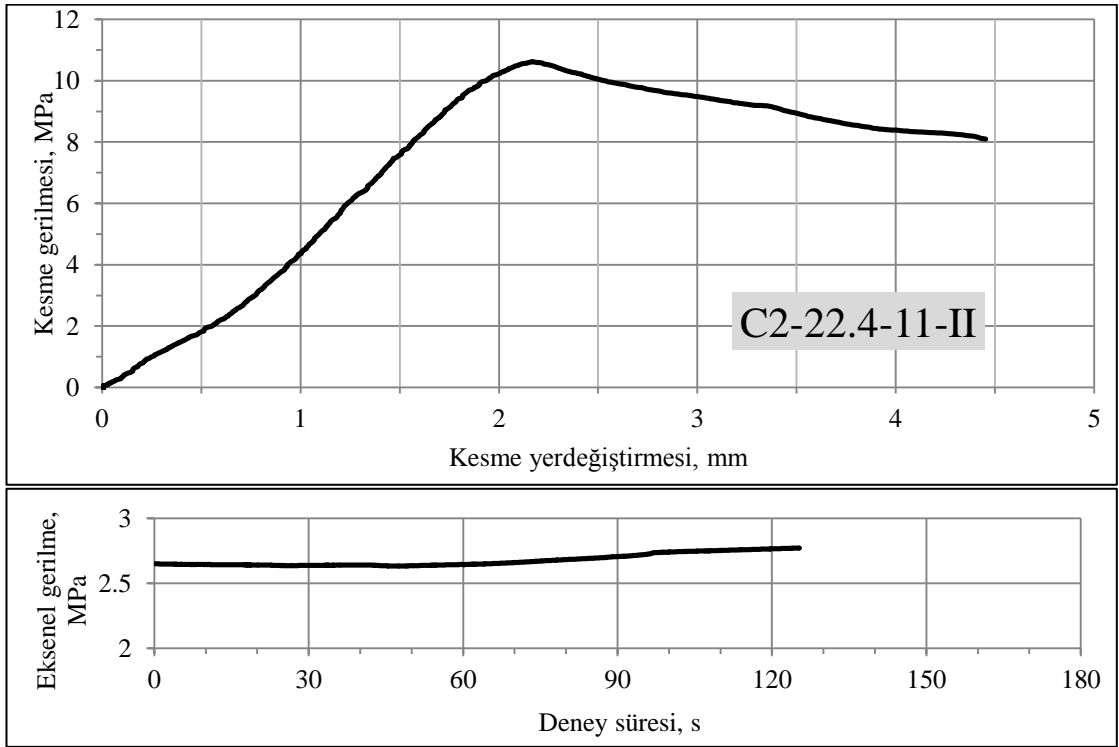
Şekil 3.16. C2-16-16-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



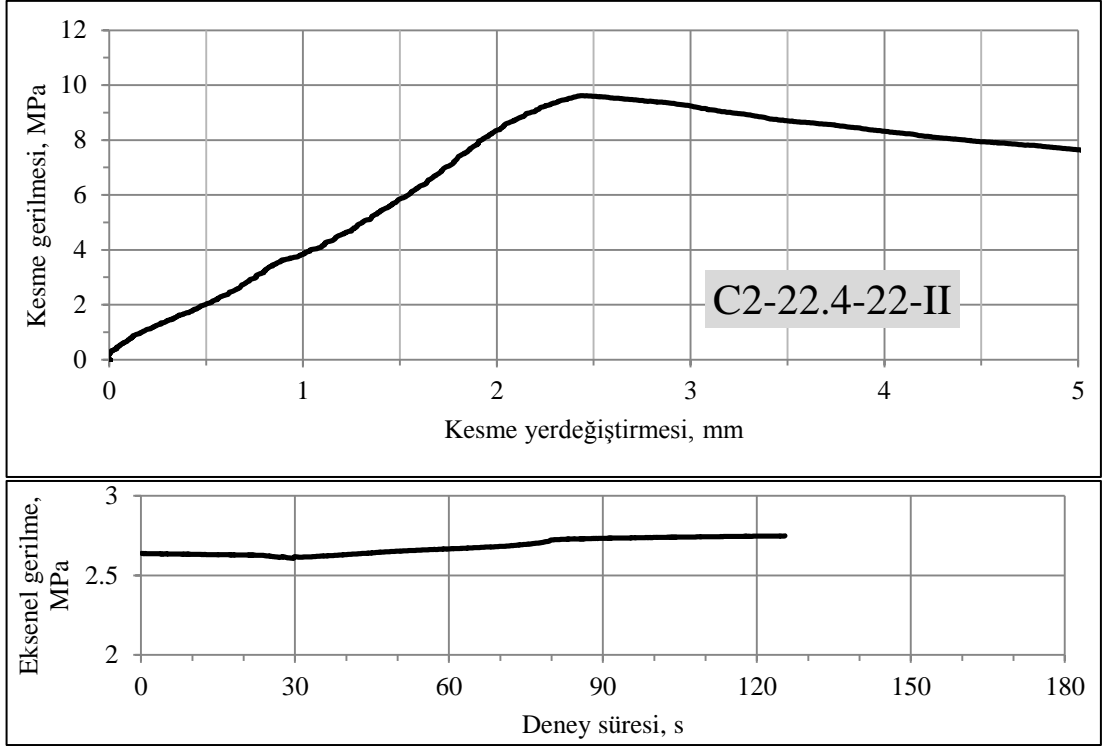
Şekil 3.17. C2-22.4-11-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



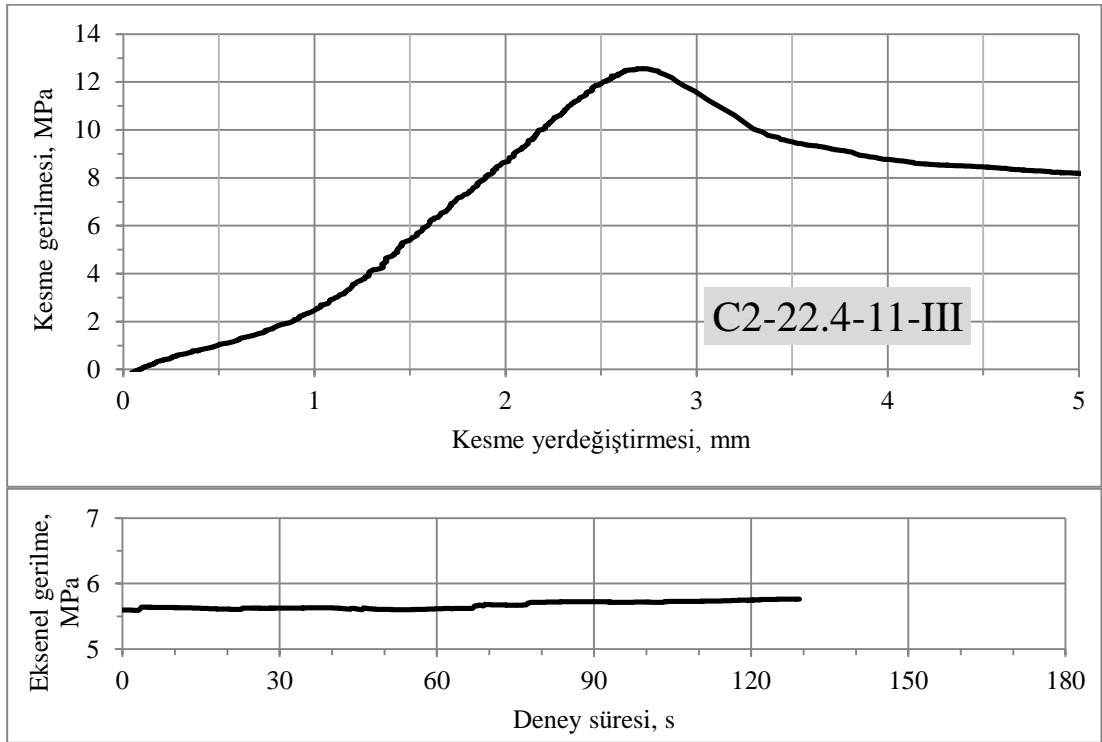
Şekil 3.18. C2-22.4-22-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



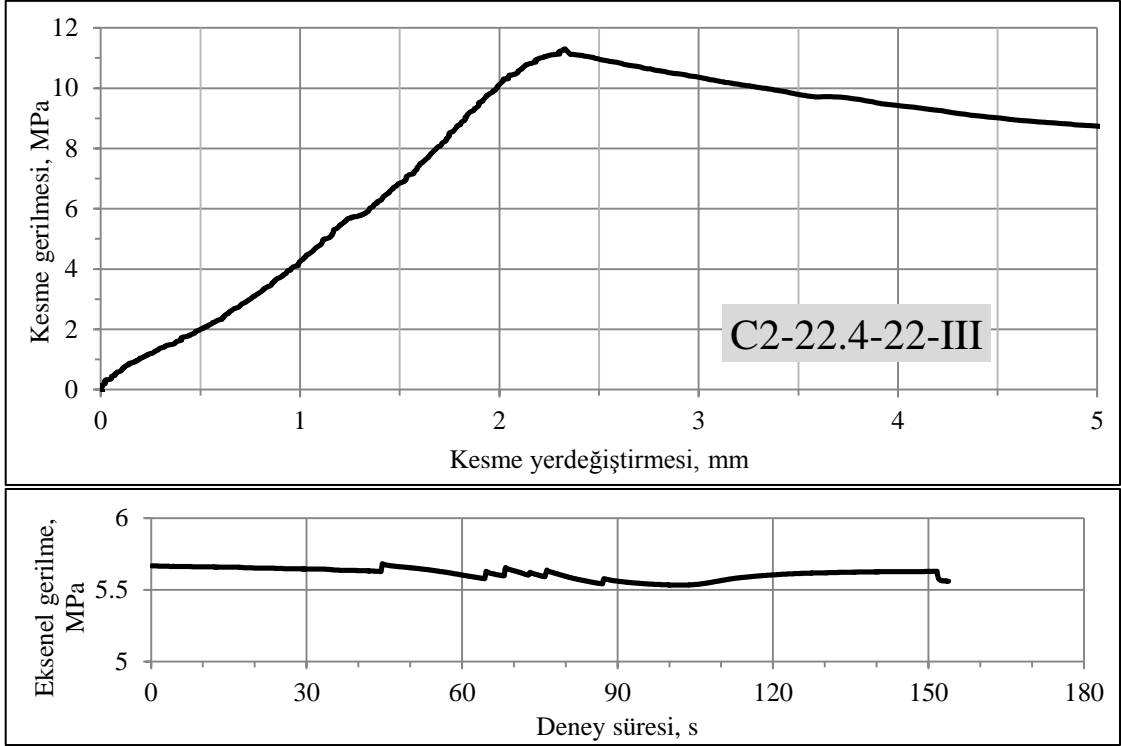
Şekil 3.19. C2-22.4-11-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



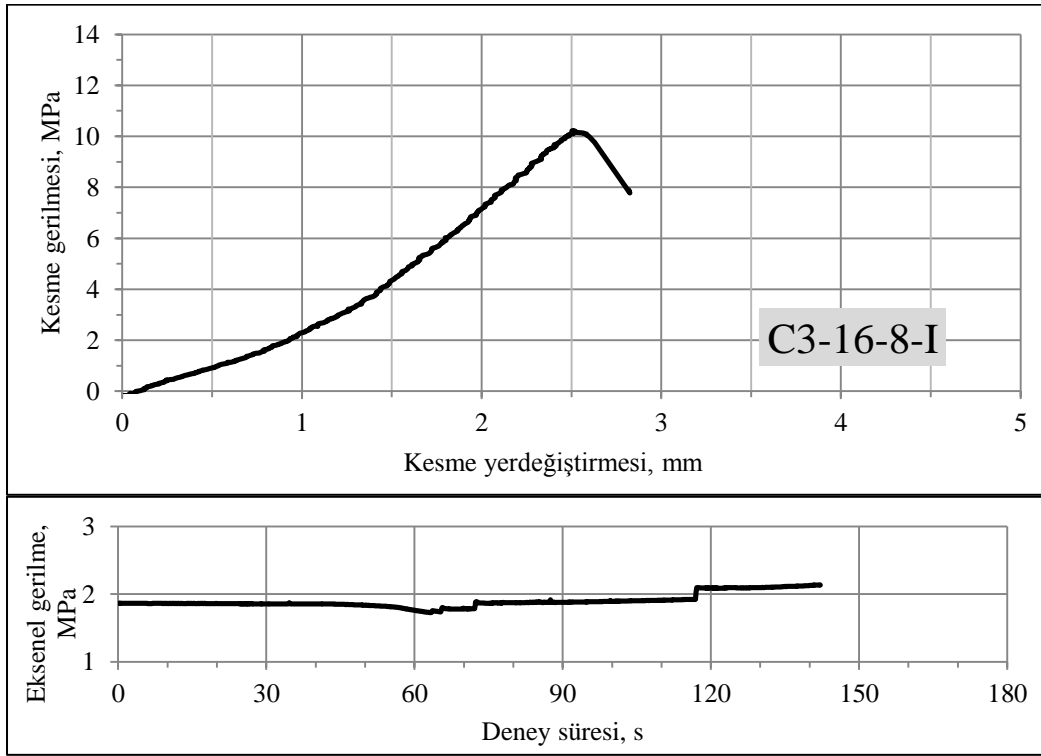
Şekil 3.20. C2-22.4-22-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



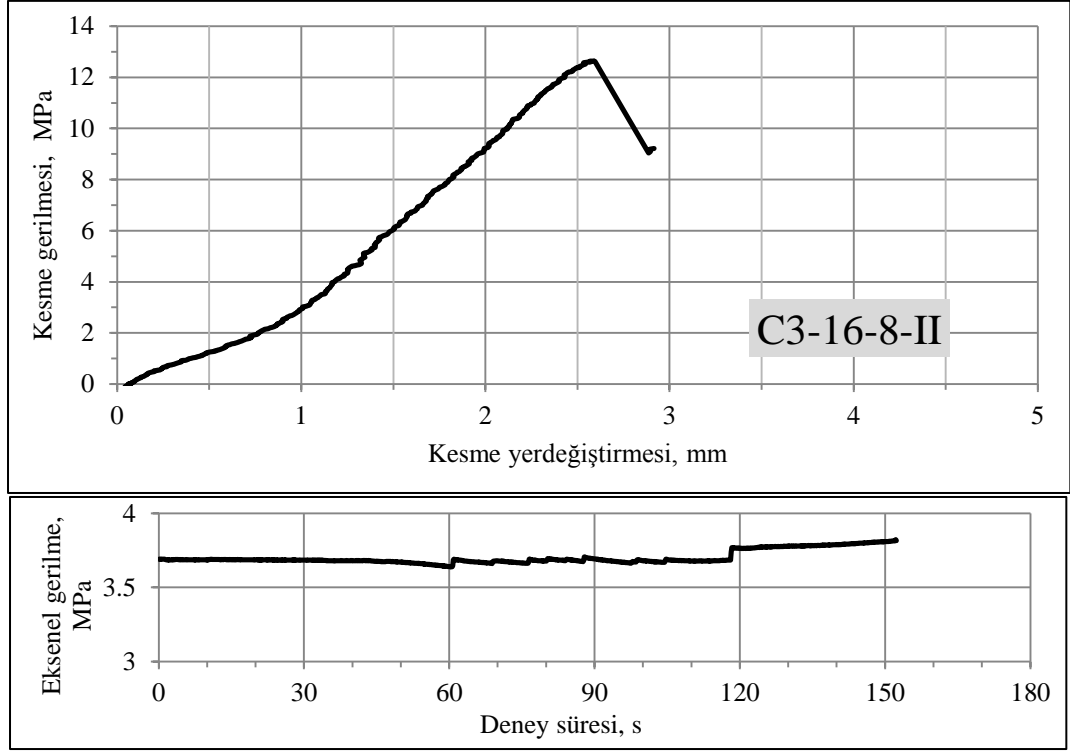
Şekil 3.21. C2-22.4-11-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



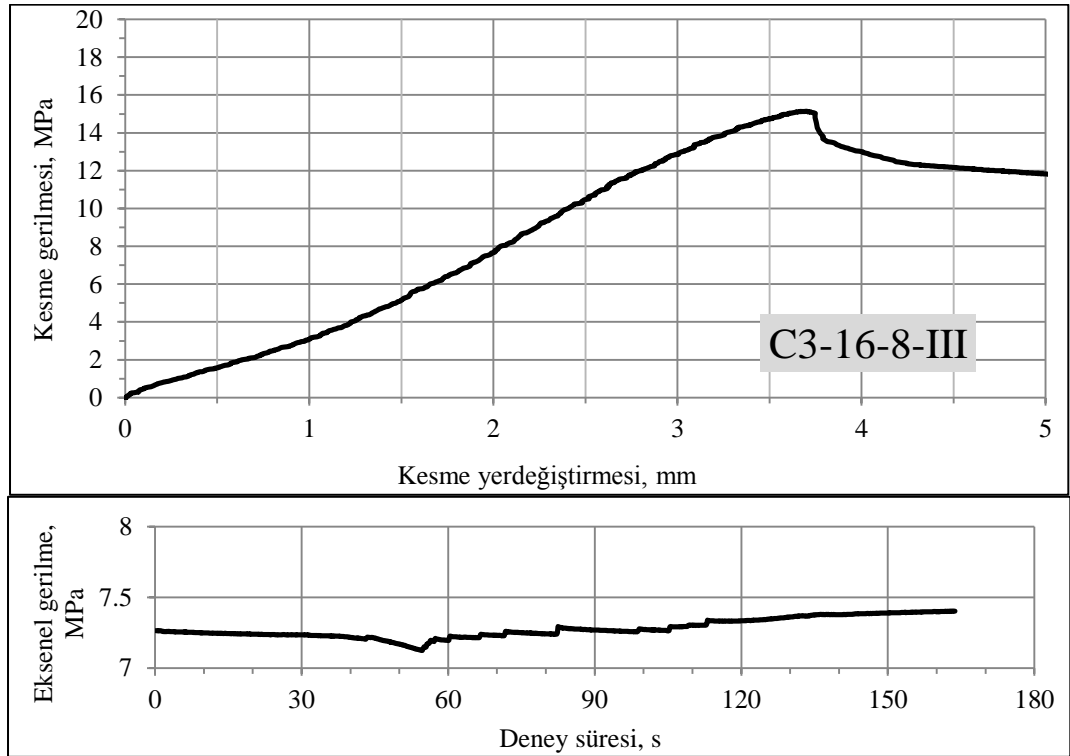
Şekil 3.22. C2-22.4-22-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



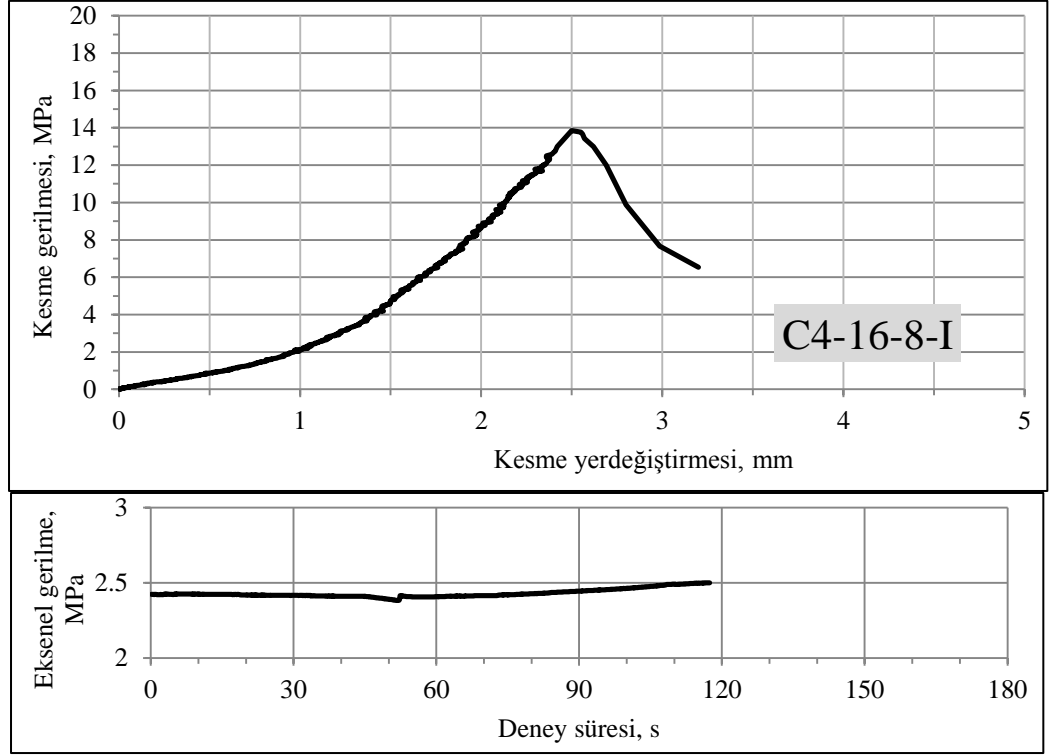
Şekil 3.23. C3-16-8-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



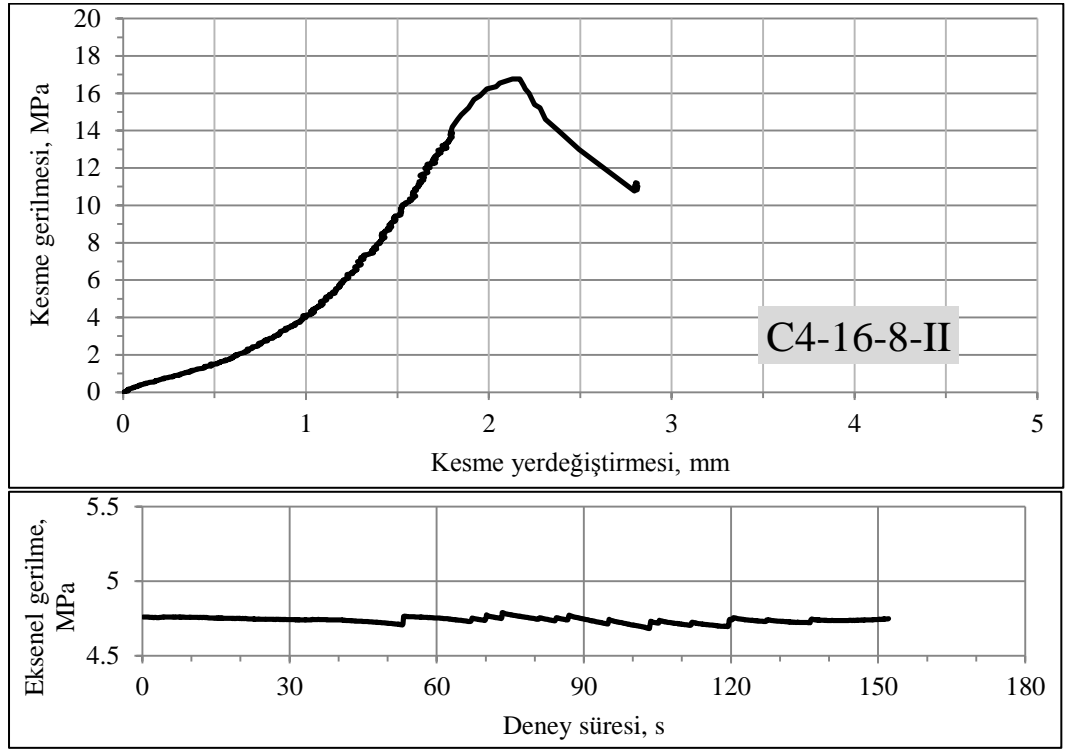
Şekil 3.24. C3-16-8-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



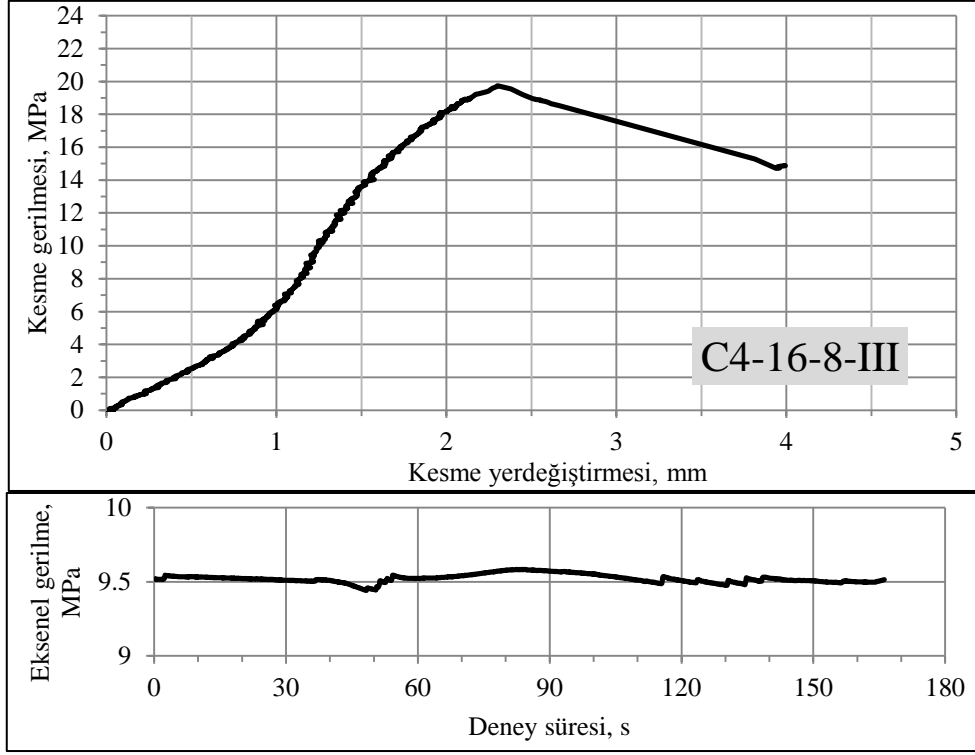
Şekil 3.25. C3-16-8-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



Şekil 3.26. C4-16-8-I numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



Şekil 3.27. C4-16-8-II numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları



Şekil 3.28. C4-16-8-III numunelerinin direkt kesme deneylerinin ortalama sonuçları

Tablo 3.2. C1 grup kodlu (D=16 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları

Beton Kodu	D mm	Δ mm	Ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}$, MPa	Kesme dayanımı τ , MPa				Kesme yerdeğiştirmesi δ , mm				Uygulanan aksenal gerilme σ , MPa				
				Deneyler			τ_{ort}	Deneyler			δ_{ort}	Deneyler			σ_{ort}	% $f_{c,küp}$
				1	2	3		1	2	3		1	2	3		
C1-16-8-I	16	8	14.4	3.2	3.5	3.2	3.3	2.05	2.18	2.25	2.16	0.77	0.75	0.73	0.75	5
C1-16-8-II				3.9	4.2	3.6	3.9	2.51	2.38	2.55	2.48	1.44	1.53	1.41	1.46	10
C1-16-8-III				4.8	4.4	4.6	4.6	2.41	2.12	2.1	2.21	2.87	2.92	2.94	2.91	20

Tablo 3.3. C2 grup kodlu (D=8 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları

Beton Kodu	D mm	Δ mm	Ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}$, MPa	Kesme dayanımı τ , MPa				Kesme yerdeğiştirmesi δ , mm				Uygulanan aksenal gerilme σ , MPa				
				Deneyler			τ_{ort}	Deneyler			δ_{ort}	Deneyler			σ_{ort}	% $f_{c,küp}$
				1	2	3		1	2	3		1	2	3		
C2-8-4-I	8	4	35.2	9.0	8.3	7.4	8.2	2.71	2.45	2.25	2.47	1.85	1.80	1.80	1.82	5
C2-8-8-I		8		8.6	7.4	7.0	7.7	2.08	1.75	1.72	1.85	1.80	1.82	1.70		
C2-8-4-II		4	34.8	9.4	9.2	9.0	9.2	2.31	2.15	2.20	2.22	3.40	3.50	3.40	3.51	10
C2-8-8-II		8		9.6	8.0	8.8	8.8	2.45	2.51	2.21	2.39	3.55	3.50	3.60		
C2-8-8-III		4	36.3	11.2	11.3	12.0	11.5	3.25	3.05	3.15	3.15	7.30	7.30	7.28	7.30	20
C2-8-8-III		8		11.0	11.5	11.0	11.2	2.04	2.22	2.10	2.12	7.25	7.32	7.40		

Tablo 3.4. C2 grup kodlu (D=16 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları

Beton Kodu	D mm	Δ mm	Ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}$, MPa	Kesme dayanımı τ , MPa				Kesme yerdeğiştirmesi δ , mm				Uygulanan aksenal gerilme σ , MPa				
				Deneyler			τ_{ort}	Deneyler			δ_{ort}	Deneyler			σ_{ort}	% $f_{c,küp}$
				1	2	3		1	2	3		1	2	3		
C2-16-8-I	16	8	28.7	8.5	8.8	8.5	8.6	2.35	1.91	2.04	2.10	1.45	1.40	1.52	1.45	5
C2-16-16-I		16		8.1	8.3	8.3	8.2	2.35	2.01	2.00	2.12	1.55	1.50	1.40		
C2-16-8-II		8	32.6	10.8	10.9	10.9	10.9	2.51	2.11	2.31	2.31	3.25	3.22	3.20	3.25	10
C2-16-16-II		16		9.8	8.6	10.2	9.5	2.45	2.02	2.10	2.19	3.31	3.30	3.20		
C2-16-8-III		8	27.1	11.0	11.8	11.5	11.4	2.31	2.11	2.24	2.22	5.50	5.45	5.60	5.50	20
C2-16-16-III		16		10.9	11.3	11.1	11.1	2.30	2.15	2.15	2.20	5.45	5.55	5.45		

Tablo 3.5. C2 grup kodlu (D=22.4 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları

Beton Kodu	D mm	Δ mm	Ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}$, MPa	Kesme dayanımı τ , MPa				Kesme yerdeğiştirmesi δ , mm				Uygulanan aksenal gerilme σ , MPa				
				Deneyler			τ_{ort}	Deneyler			δ_{ort}	Deneyler			σ_{ort}	% $f_{c,küp}$
				1	2	3		1	2	3		1	2	3		
C2-22.4-11-I	22.4	11	28.1	9.5	10.1	9.2	9.6	2.72	2.95	2.76	2.81	1.45	1.45	1.44	1.45	5
C2-22.4-22-I		22		8.3	8.0	8.0	8.1	2.75	2.65	2.55	2.65	1.45	1.47	1.42		
C2-22.4-11-II		11	26.0	10.0	10.9	10.9	10.6	2.2	2.02	2.32	2.18	2.60	2.60	2.58	2.64	10
C2-22.4-22-II		22		9.3	9.7	9.8	9.6	2.62	2.42	2.58	2.54	2.58	2.70	2.60		
C2-22.4-11-III		11	28.0	12.0	12.8	13.0	12.6	2.91	2.66	2.59	2.72	5.70	5.60	5.62	5.59	20
C2-22.4-22-III		22		11.4	11.6	10.9	11.3	2.55	2.16	2.22	2.31	5.61	5.60	5.45		

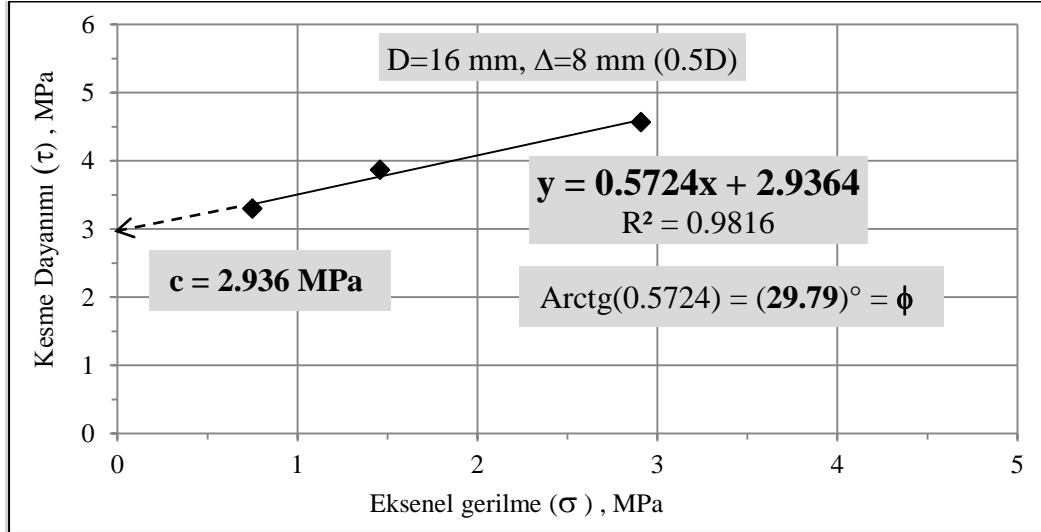
Tablo 3.6. C3 grup kodlu (D=16 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları

Beton Kodu	D mm	Δ mm	Ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}$, MPa	Kesme dayanımı τ , MPa				Kesme yerdeğiştirmesi δ , mm				Uygulanan aksenal gerilme σ , MPa				
				Deneyler			τ_{ort}	Deneyler			δ_{ort}	Deneyler			σ_{ort}	% $f_{c,küp}$
				1	2	3		1	2	3		1	2	3		
C3-16-8-I	16	8	35.0	9.9	10.6	10.4	10.3	2.71	2.41	2.53	2.55	1.79	1.90	1.89	1.86	5
C3-16-8-II				12.8	13.1	12.5	12.8	2.61	2.68	2.48	2.59	3.72	3.66	3.60	3.66	10
C3-16-8-III				14.8	14.3	14.7	14.5	3.8	3.72	3.61	3.71	7.30	7.25	7.26	7.27	20

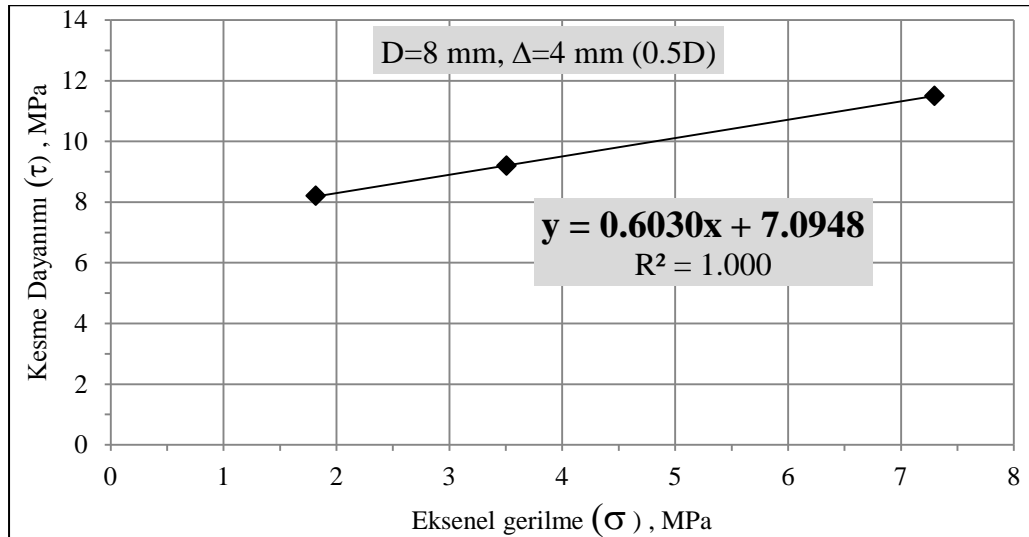
Tablo 3.7. C4 grup kodlu (D=16 mm) betonlara ait direkt kesme deney sonuçları

Beton Kodu	D mm	Δ mm	Ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}$, MPa	Kesme dayanımı τ , MPa				Kesme yerdeğiştirmesi δ , mm				Uygulanan aksenal gerilme σ , MPa				
				Deneyler			τ_{ort}	Deneyler			δ_{ort}	Deneyler			σ_{ort}	% $f_{c,küp}$
				1	2	3		1	2	3		1	2	3		
C4-16-8-I	16	8	47.0	13.3	14.5	13.9	13.9	2.62	2.43	2.48	2.51	2.48	2.52	2.38	2.46	5
C4-16-8-II				17.3	16.2	16.9	16.8	2.25	2.12	2.17	2.18	4.70	4.78	4.71	4.73	10
C4-16-8-III				19.7	21.0	18.4	19.7	2.72	2.20	1.98	2.30	9.61	9.41	9.54	9.52	20

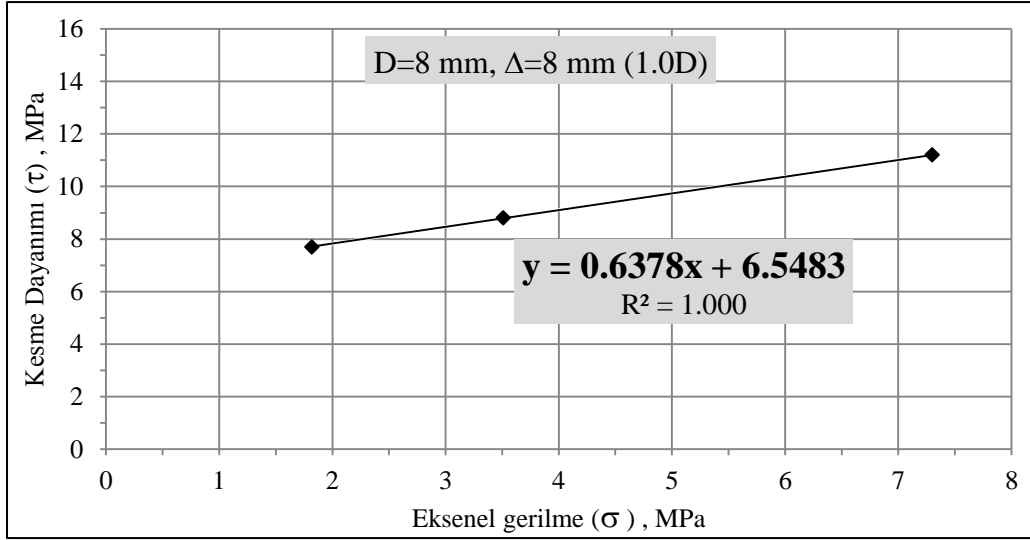
Yukarıda verilen deney sonuçları kullanılarak, beton numunelere ait kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlendiği τ - σ eğrileri elde edilmiştir. Bu eğriler ve bunlardan elde edilen kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri aşağıdaki Şekil 3.29-Şekil 3.37’de ve Tablo 3.8’de sırasıyla verilmektedir.



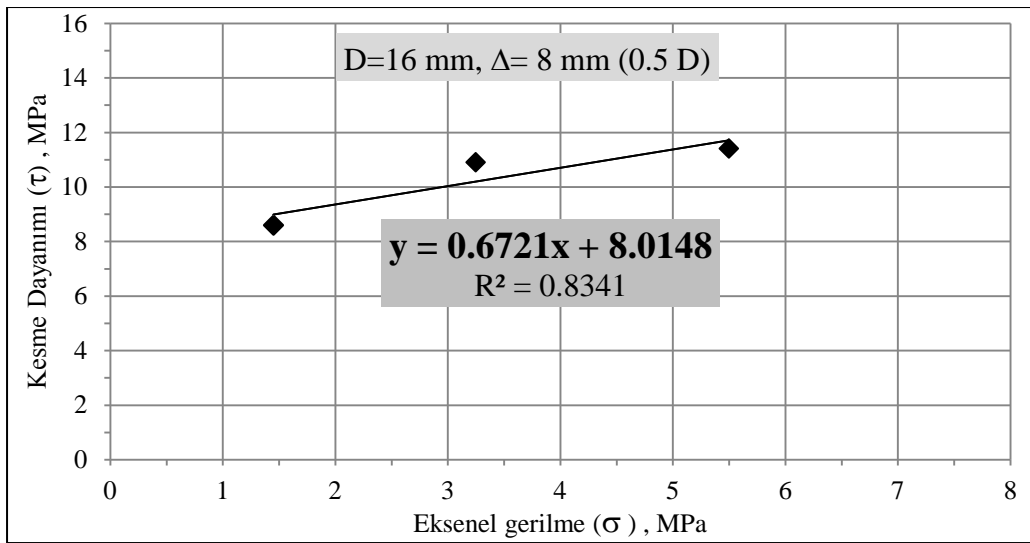
Şekil 3.29. C1 grup kodlu betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi



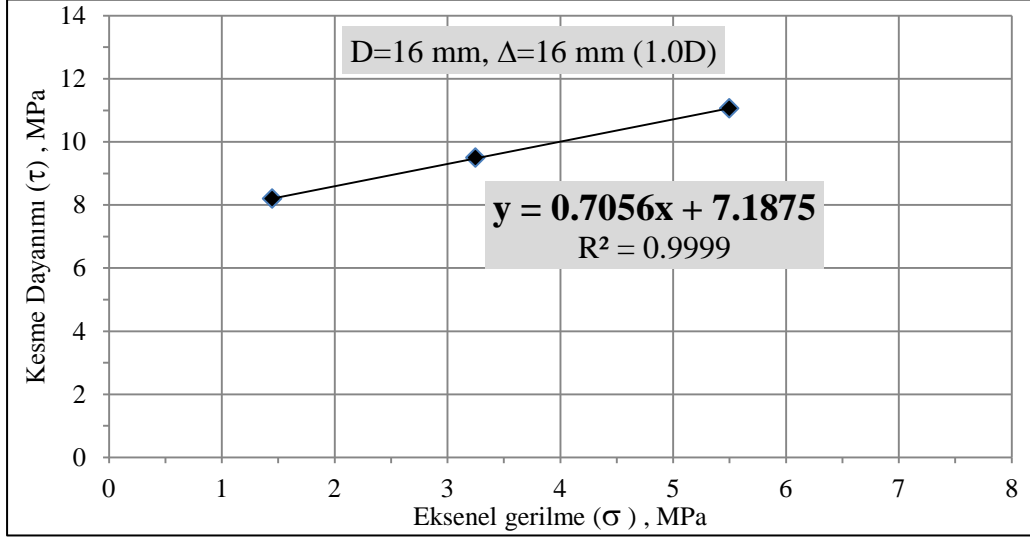
Şekil 3.30. C2 grup kodlu ($D=8$ mm ve $\Delta=4$ mm olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi



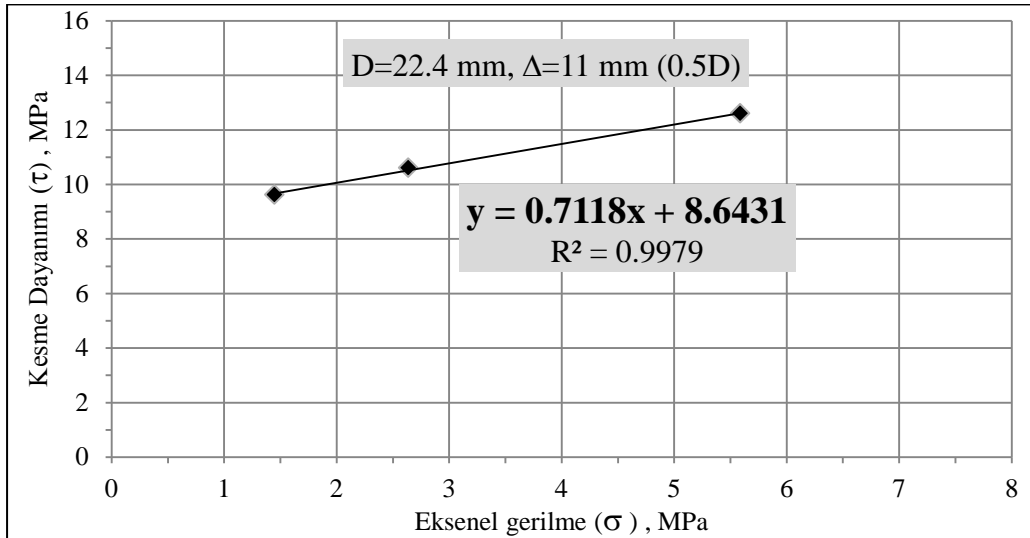
Şekil 3.31. C2 grup kodlu (D=8mm ve Δ=8mm olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi



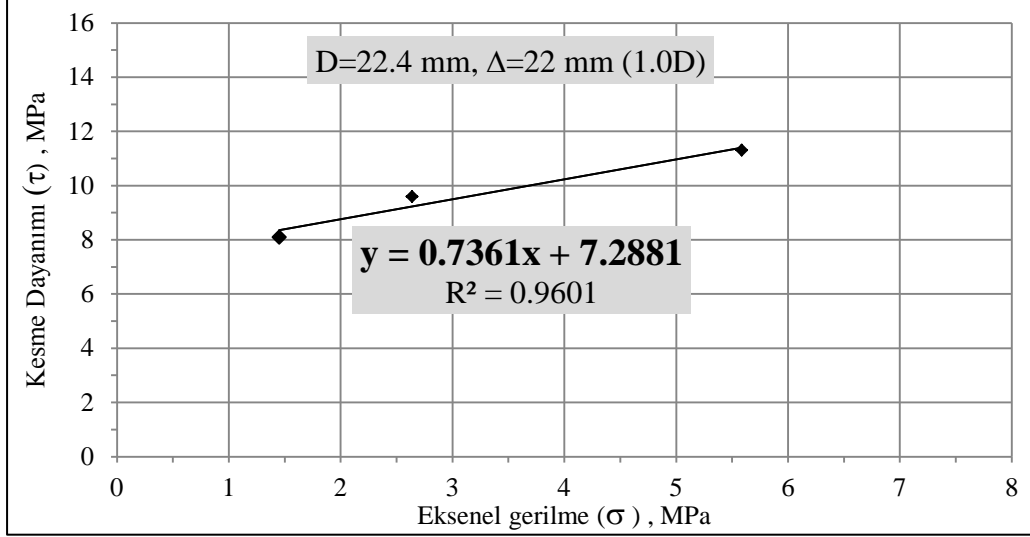
Şekil 3.32. C2 grup kodlu (D=16mm ve Δ=8mm olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi



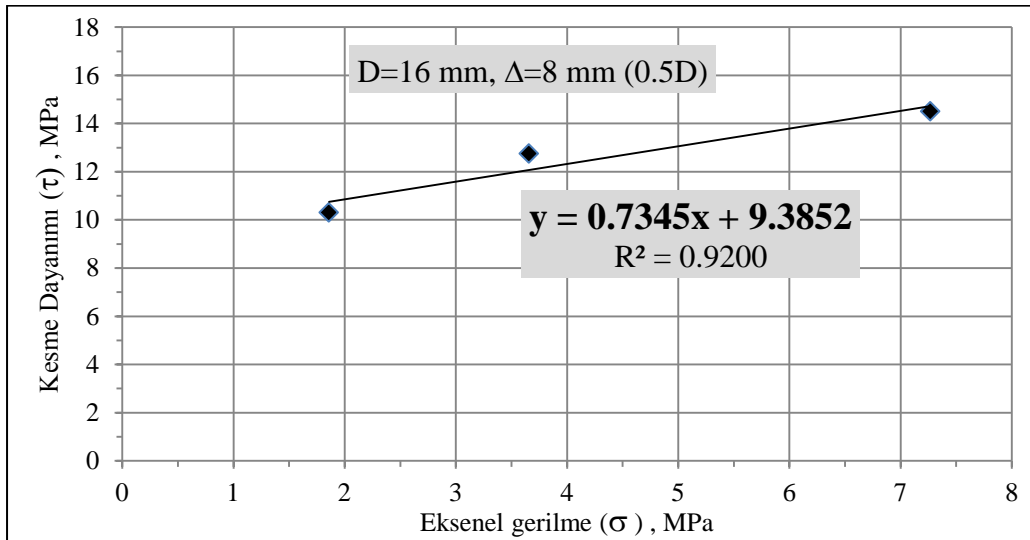
Şekil 3.33. C2 grup kodlu (D=16mm ve Δ=16mm olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (φ) belirlenmesi



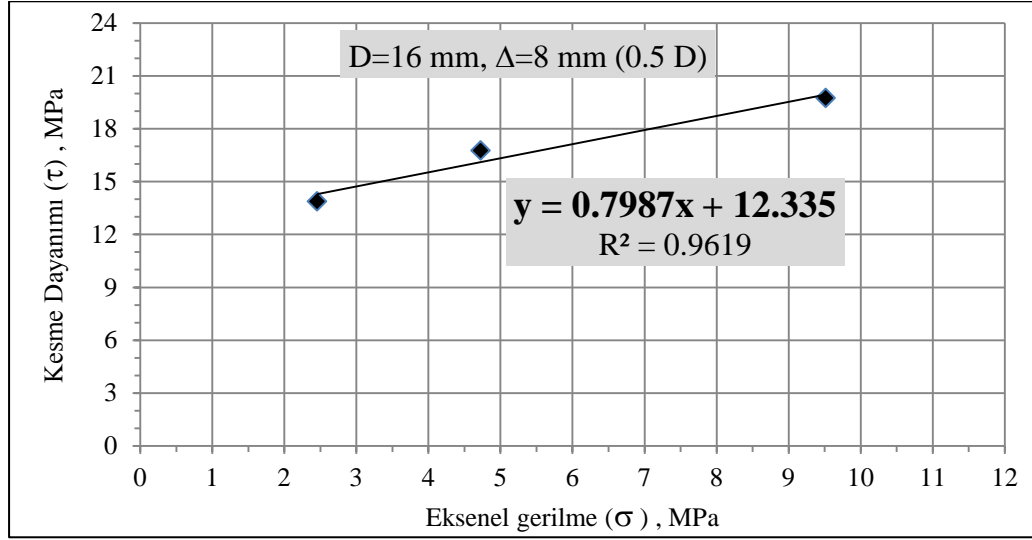
Şekil 3.34. C2 grup kodlu (D=22.4mm ve Δ=11mm olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (φ) belirlenmesi



Şekil 3.35. C2 grup kodlu (D=22.4mm ve Δ=22mm olan) betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi



Şekil 3.36. C3 grup kodlu betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi



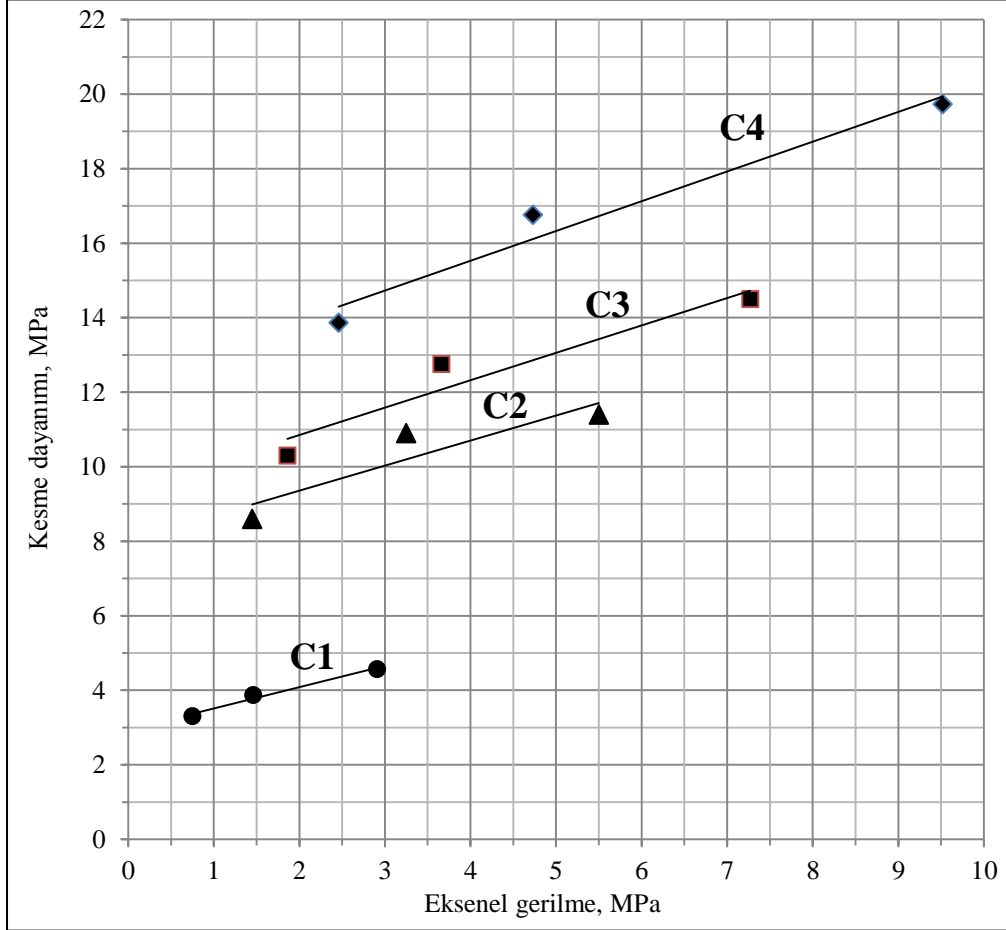
Şekil 3.37. C4 grup kodlu betonların direkt kesme deneylerinden kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısının (ϕ) belirlenmesi

Tablo 3.8. Direkt kesme deneylerinden elde edilen c ve ϕ değerleri

Beton grup kodu	Ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}$, MPa	D mm	Δ mm	Kohezyon (c) MPa	İçsel sürtünme açısı (ϕ) (derece)
C1	14.4	16	8	2.94	29.8
C2	35.4	8	4	7.09	31.1
			8	6.55	32.5
	29.5	16	8	8.01	33.9
			16	7.19	35.2
	27.4	22.4	11	8.64	35.4
22			7.29	36.4	
C3	35.0	16	8	9.39	36.3
C4	47.0	16	8	12.34	38.6

Yukarıda verilen direkt kesme deneylerinden elde edilen kesme dayanımı – eksenel gerilme ilişkilerinin en büyük agrega tane boyutu $D=16$ mm ve kesme açıklığı $\Delta=8$ mm

(0.5D) olan betonlar için olanlarının karşılaştırma yapmak amacıyla topluca gösterilimi Şekil 3.38’de verilmektedir.



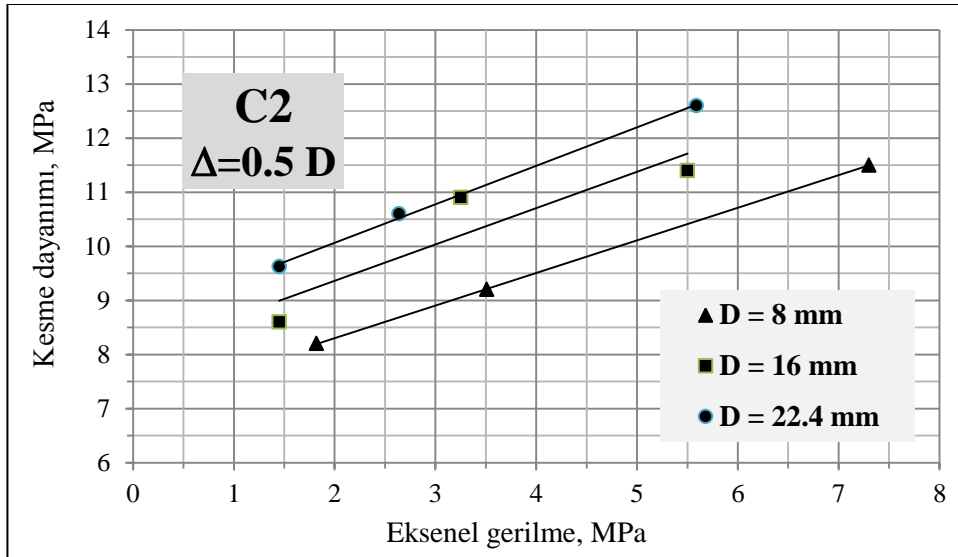
Şekil 3.38. C1, C2, C3 ve C4 (D=16 mm ve $\Delta=8$ mm) grup kodlu betonların direkt kesme deneylerinin karşılaştırılması

En büyük agrega tane çapı D=16 mm ve kesme açıklığı $\Delta=8$ mm olan betonların topluca değerlendirilmesine göre; Genel ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}=14.4$ MPa olan ve C1 grup kodlu olarak sembolize edilen betonların kohezyon değeri $c=2.94$ MPa, içsel sürtünme açısı değeri ise $\phi=(29.8)^\circ$ olarak belirlenmiştir (bkz. Tablo 13). Bu değerler, daha yüksek ortalama dayanımlara sahip C2, C3 ve C4 grup kodlu betonlara ait olanlarından belirgin olarak düşük seviyededir. Genel ortalama basınç dayanımı, $f_{c,küp}=29.5$ MPa olan C2 ve $f_{c,küp}=35.0$ MPa olan C3 grup kodlu beton numunelerin kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri birbirine yakın, $f_{c,küp}=47.0$ MPa olan C4 numunelerinin değerleri ise en yüksek ve daha uzak durumdadır. Dolayısıyla, C1 numuneleri referans alınarak ortalama

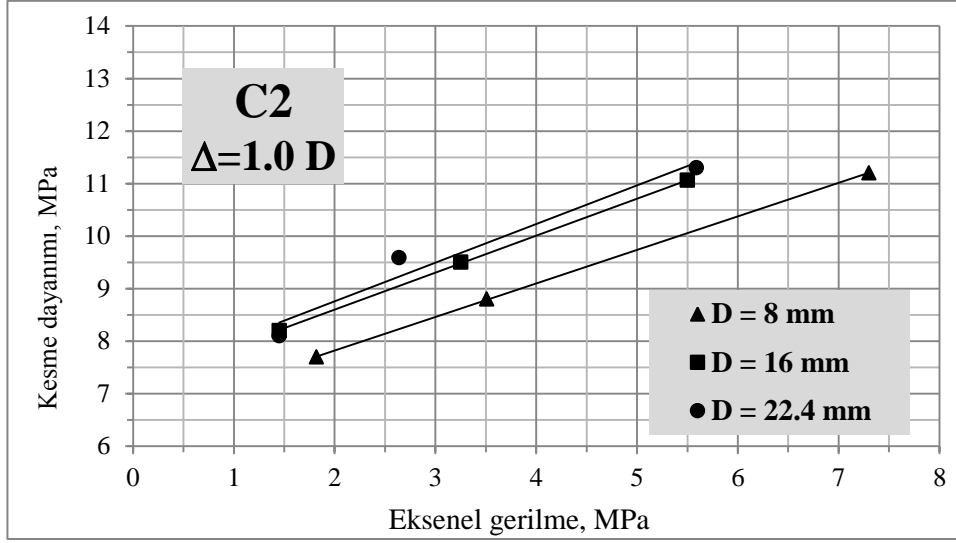
dayanımlara göre yapılacak bir karşılaştırmaya göre; kohezyon değerleri C2, C3 ve C4 betonlarında sırasıyla %172, %219 ve %319 oranlı, içsel sürtünme açısı değerleri ise aynı sıralama ile %13, %21 ve %32 oranında artış göstermiştir.

3.2. Kesme Açıklığı Değişiminin Deney Sonuçlarına Etkisinin İncelenmesi

Kesme açıklığı (Δ) 'nın direkt kesme deney sonuçları üzerindeki etkisini görmek amacıyla, $\Delta=0.5D$ ve $\Delta=1.0D$ olarak belirlenen kesme açıklıkları altında, C2 dayanım grubundaki numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen sonuçlar, aşağıda birkaç farklı şekilde karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. En büyük agrega tane çapına göre yapılan karşılaştırma, Şekil 3.39 ve Şekil 3.40'de verilmektedir.



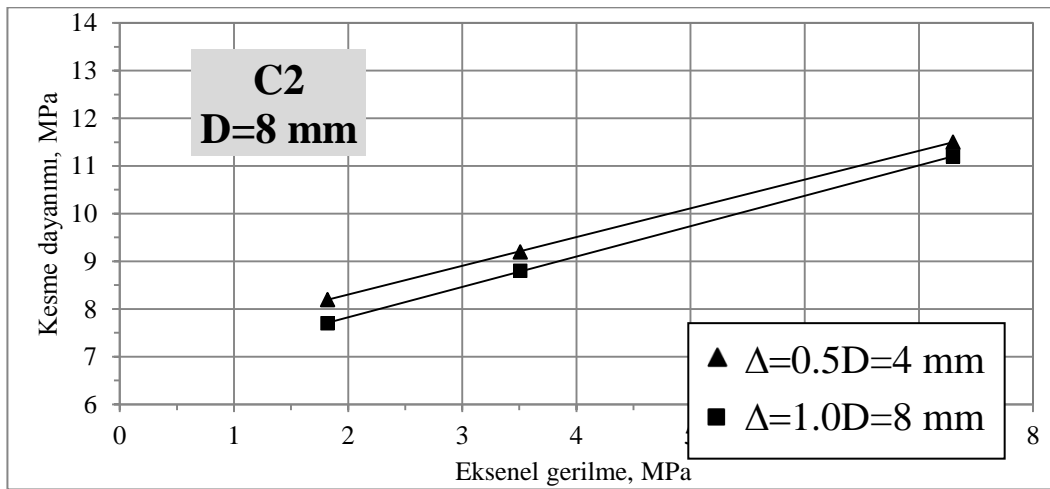
Şekil 3.39. $\Delta=0.5D$ için deney sonuçlarının en büyük agrega tane çapına göre değişimi



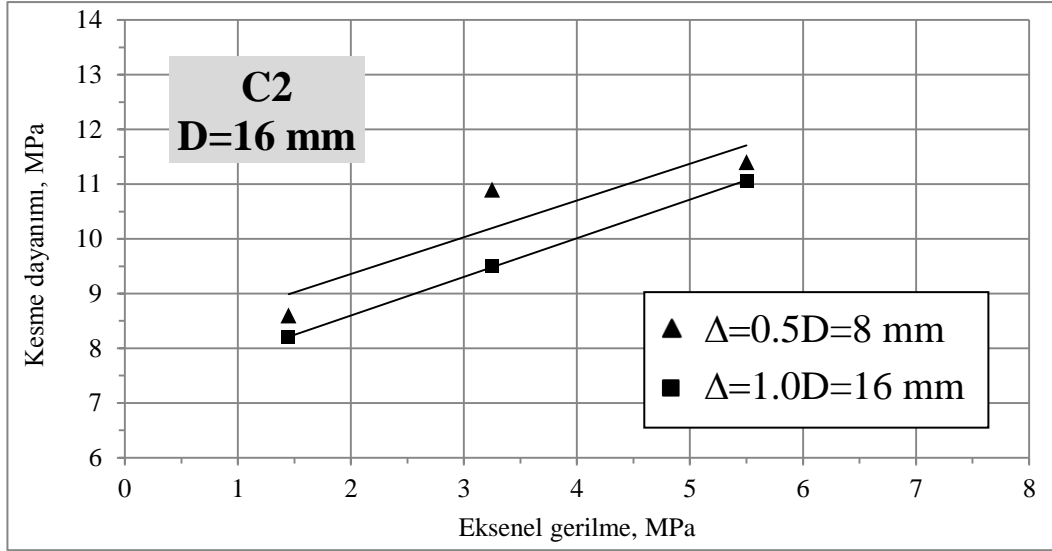
Şekil 3.40. $\Delta=1.0D$ için deney sonuçlarının en büyük agrega tane çapına göre değişimi

Kesme açıklığının $\Delta=0.5D$ olduğu deney sonuçlarından, $D=8$ mm olan betonlar için belirlenen kohezyon değerlerinin $D=16$ mm olan betonlarda %13, $D=22.4$ mm olan betonlarda ise %22 arttığı görülmüştür. $\Delta=1.0D$ olan deneylerde ise aynı oranlar sırasıyla %9.7 ve %11.3 artmaktadır. Buradan, betonun en büyük agrega tane çapı büyüdükçe, kohezyon değerinin arttığı anlaşılmaktadır. İçsel sürtünme açısı da kesme açıklığıyla orantılı olarak artmaktadır.

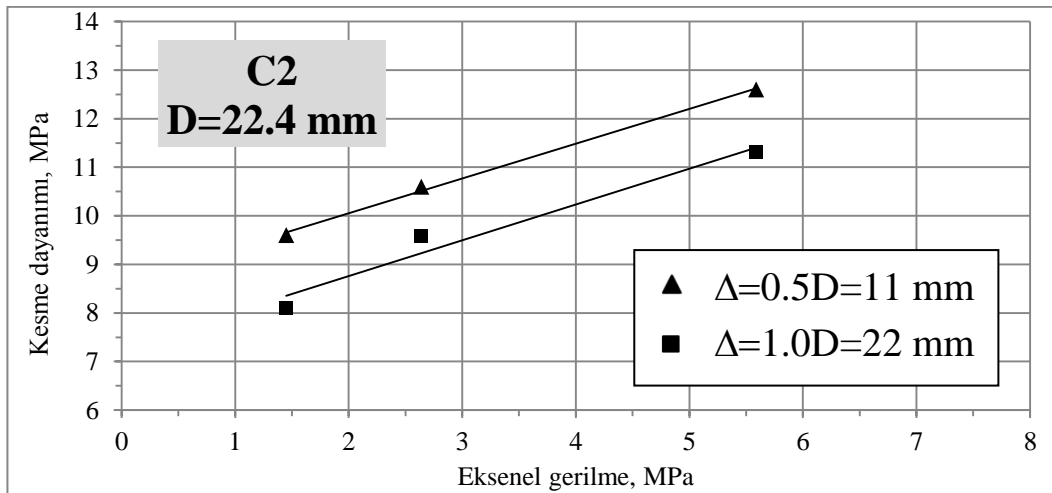
Benzer şekilde, en büyük tane çapına göre kesme açıklığı değişiminin etkisi ise aşağıdaki Şekil 3.41, Şekil 3.42 ve Şekil 3.43’de verilmektedir.



Şekil 3.41. Direkt kesme deney sonuçlarına ($D=8$ mm) kesme açıklığının etkisi



Şekil 3.42. Direkt kesme deney sonuçlarına (D=16 mm) kesme açıklığının etkisi

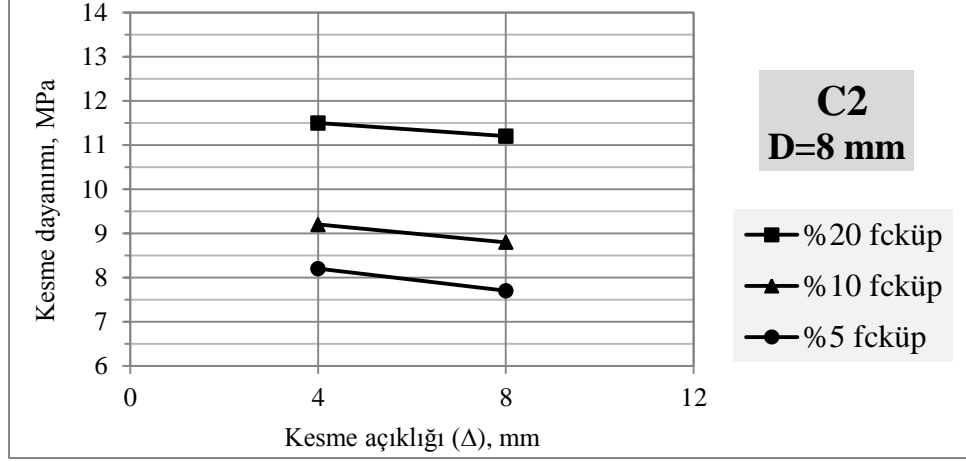


Şekil 3.43. Direkt kesme deney sonuçlarına (D=22.4 mm) kesme açıklığının etkisi

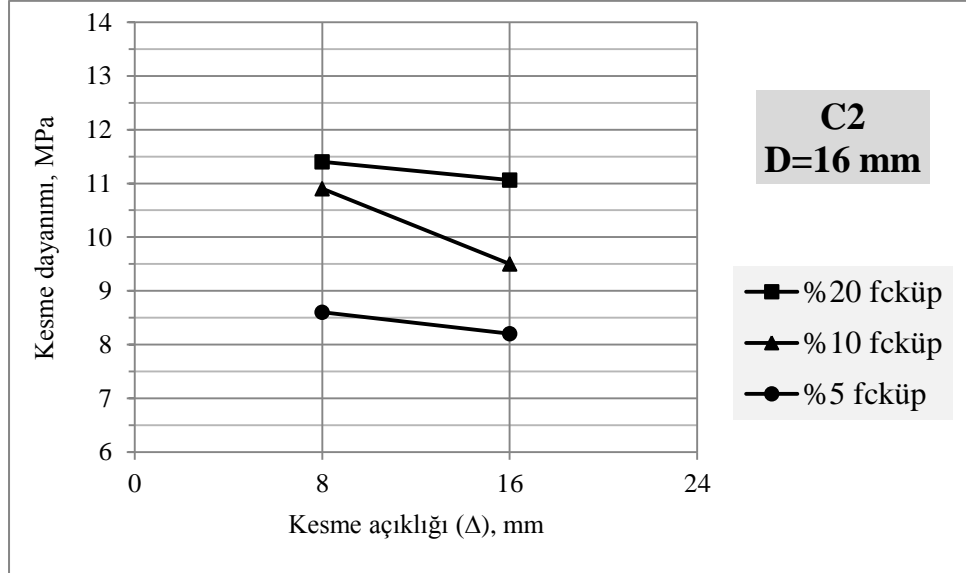
Yukarıdaki ilişkilerin karşılaştırılmasından, C2 kodlu numunelerin direkt kesme deneyindeki kesme kutusunun alt ve üst yarılı arasında bulunmak zorunda olan, kesme açıklığının $\Delta=0.5D$ 'den $\Delta=1.0D$ 'ye yükselmesi durumunda elde edilen sonuçların da değiştiği, kesme açıklığının artışıyla kesme dayanımlarının azaldığı, buna bağlı olarak, elde edilen kohezyon değerinin de azaldığı görülmektedir. Bu azalma, D=8 mm olan betonlarda %8.2, D=16 mm olan betonlarda %11.4 ve D=22.4 mm olan betonlarda ise

%18.5 olarak belirlenmiştir. Buradan, direkt kesme deneyindeki kesme açıklığının betonun en büyük agrega tane çapı büyüdükçe, azalma oranının da arttığı anlaşılmaktadır.

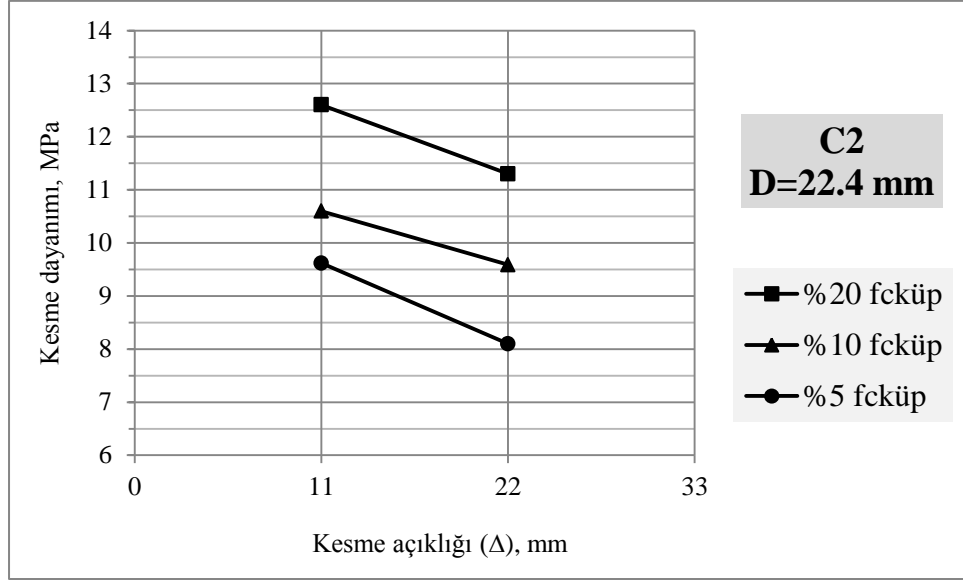
Direkt kesme deney sonuçları, aksenal yük düzeyine göre irdelenecek olursa, aşağıdaki Şekil 3.44, Şekil 3.45 ve Şekil 3.46'de verilen ilişkiler ortaya çıkmaktadır.



Şekil 3.44. Kesme dayanımının aksenal gerilme düzeyi ile değişimi (D=8mm)



Şekil 3.45. Kesme dayanımının aksenal gerilme düzeyi ile değişimi (D=16mm)



Şekil 3.46. Kesme dayanımının aksel gerilme düzeyi ile değişimi (D=22.4mm)

Yukarıdaki şekillerden görüldüğü gibi, beton numunelerin direkt kesme dayanımları, sadece kesme açıklığına değil, deney sırasında uygulanan aksel gerilme düzeyine bağlı olarak da değişmektedir. Kesme açıklığı büyüdükçe kesme dayanımı azalmaktadır. Aksel yük düzeyinin büyümesi ise kesme dayanımını beklendiği gibi artırmakla birlikte, kesme aralığının kesme dayanımları üzerindeki etkisini az da olsa azaltmaktadır.

Kesme dayanımı-kesme açıklığı ilişkisi göz önüne alındığında, uygulanan kesme açıklığı arttıkça elde edilen kesme dayanımının azaldığı bu çalışmada ortaya konmuştur. Bu durumda, sözkonusu beton malzeme üzerinde gerçekleştirilecek direkt kesme deneylerinde uygulanacak en doğru kesme açıklığı oranının, $\Delta=0.5D$ olduğu düşünülmektedir. Zira deneyler sonunda kesilmiş numune yüzeyleri incelendiğinde, $0.5D$ 'den daha yüksek oranlarda uygulanacak kesme açıklığı ile gerçekleştirilecek deneylerde numunelerin kesme bölgesinde kesilen iri agrega oranı giderek azaldığı gözlemlenmiştir. Dolayısıyla kesme açıklığı arttıkça, elde edilecek kesme dayanımı değerlerinin ve buradan hesaplanacak kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerlerinin, sözkonusu betonu gerçekçi olarak temsil etmekten giderek uzaklaşacağı sonucuna varılabilir.

Gerçekleştirilen tüm deneylerden elde edilen sonuçlar üzerinde bir bilgisayar yazılımı yardımıyla doğrusal regresyon analizleri de gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerden mevcut deney sonuçlarını en iyi temsil edecek şekilde elde edilen bağıntılar,

f_c , MPa : Ortalama beton dayanımını (150 mm'lik küp), ($14.4\text{MPa} \leq f_{c\text{-küp}} \leq 47.0\text{ MPa}$),
 D , mm : Betondaki en büyük agrega tane çapını ($8\text{ mm} \leq D \leq 22.4\text{ mm}$),
 Δ , mm : Direkt kesme deneyinde uygulanan kesme açıklığını ($0.5D \leq \Delta \leq 1.0D$)
göstermek üzere;

$$c = 0.287f_c + 0.372D - 0.117\Delta - 5.883 \quad (R^2 = 0.9593) \quad (3.1)$$

$$\phi = 0.275f_c + 0.153D + 0.215\Delta + 21.279 \quad (R^2 = 0.8597) \quad (3.2)$$

şeklinde; kesme açıklığı değişiminin etkisi dikkate alınmadan, sadece $\Delta=0.5D$ için gerçekleştirilen deney sonuçları esas alınarak önerilecek bağıntılar ise;

$$c = 0.289f_c + 0.269D - 5.257 \quad (R^2 = 0.9915) \quad (3.3)$$

$$\phi = 0.277f_c + 0.463D + 18.183 \quad (R^2 = 0.9631) \quad (3.4)$$

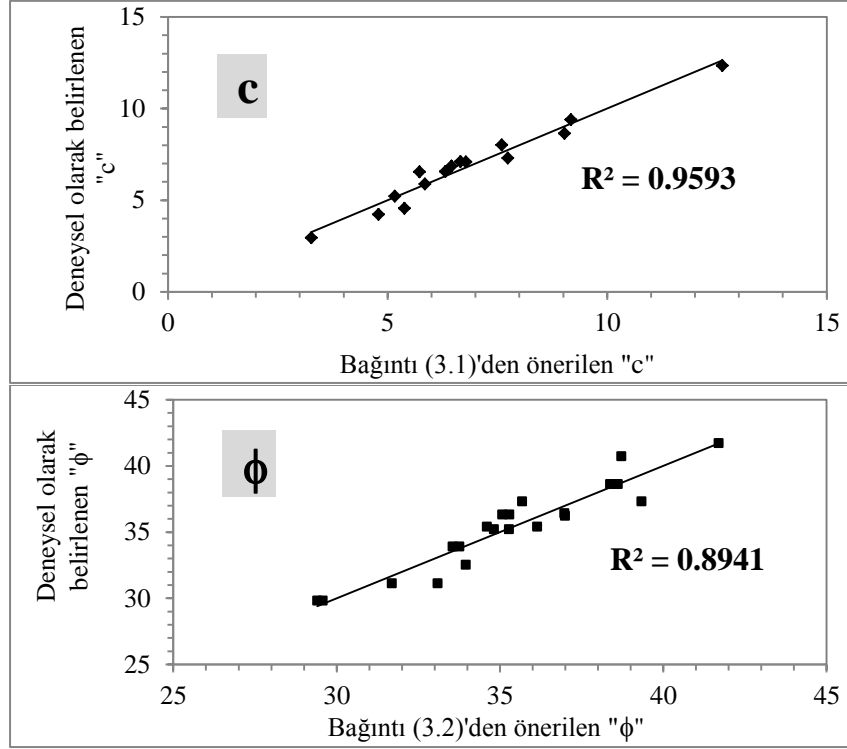
şeklinde belirlenmiştir. Kesme açıklığı ve en büyük tane çapının etkisinin göz önüne alınmadığı, diğer bir deyişle, sadece ortalama beton küp dayanımına göre kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerlerini veren bağıntılar da;

$$c = 0.289f_c - 0.928 \quad (R^2 = 0.9909) \quad (3.5)$$

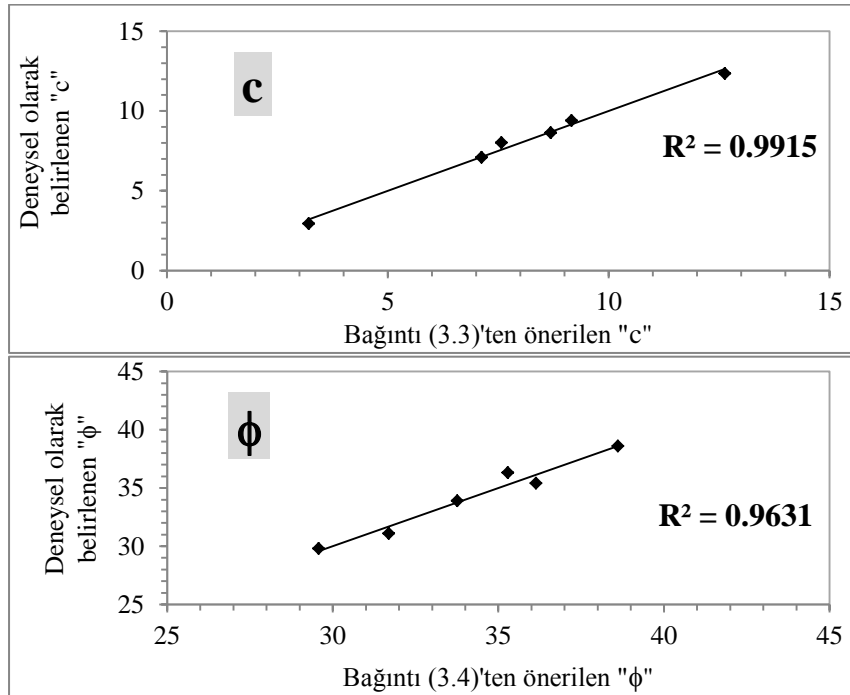
$$\phi = 0.276f_c + 25.967 \quad (R^2 = 0.9854) \quad (3.6)$$

şeklinde belirlenmiştir.

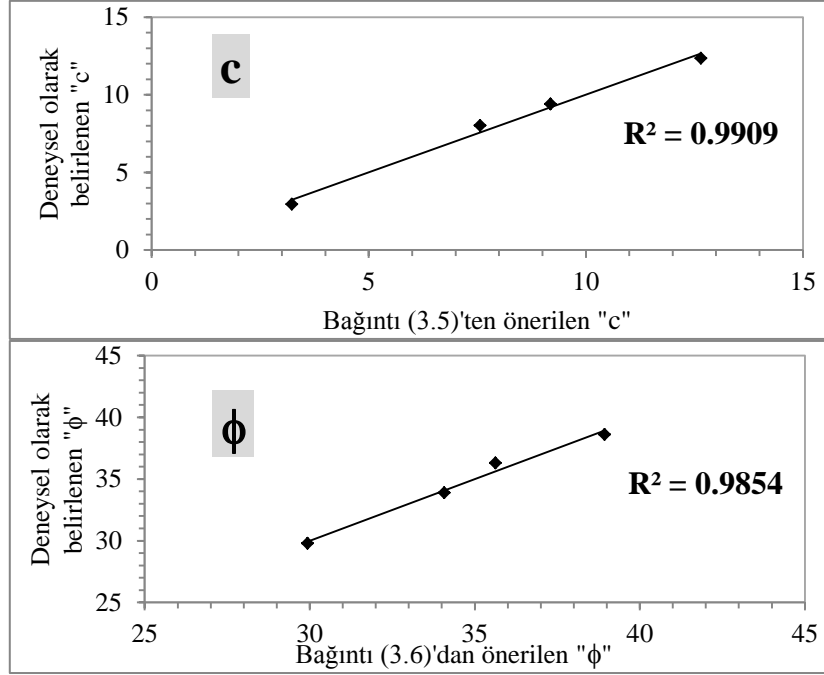
Deneysel olarak belirlenen c ve ϕ değerleri ile yukarıda önerilen (3.1) ve (3.2) nolu bağıntılardan hesaplananların karşılaştırılması aşağıdaki Şekil 3.47, Şekil 3.48 ve Şekil 3.49'da verilmektedir.



Şekil 3.47. Kohezyon ve içsel sürtünme açısının dENEYSEL ve önerilen değerlerinin karşılaştırılması



Şekil 3.48. Kohezyon ve içsel sürtünme açısının dENEYSEL ve önerilen değerlerinin karşılaştırılması



Şekil 3.49. Kohezyon ve içsel sürtünme açısının deneysel ve önerilen değerlerinin karşılaştırılması

Elde edilen tüm deneysel ve istatistiksel sonuçlara göre, X_d : Deneysel sonuçları, X_h : Hesaplanan sonuçları, $|\Delta X| = |X_d - X_h|$: Mutlak hatayı göstermek üzere;

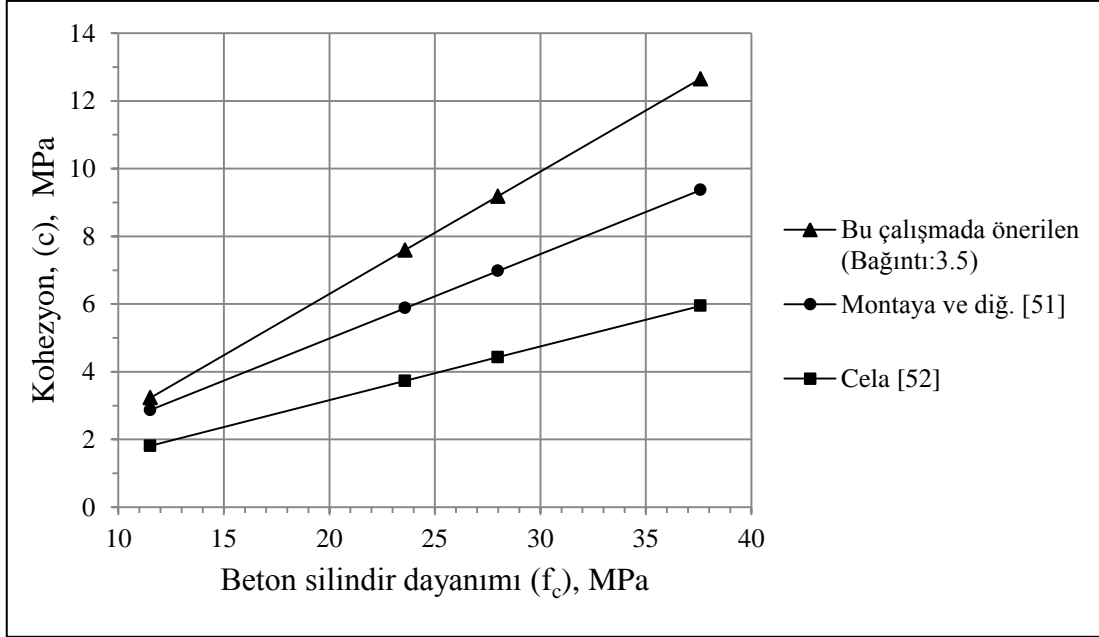
$$|H| = \frac{|\Delta X|}{X_h} \times 100 \quad (3.7)$$

şeklinde hesaplanan mutlak bağıl hata hesabı sonucunda yukarıda önerilen bağıntıların ölçülen gerçek deneysel verilere göre bağıl hata oranları Tablo 3.9'da verilmektedir.

Tablo 3.9. Önerilen bağıntılara ait bağıl hatalar

Önerilen Bağıntı numarası	Bağıl hata (%)
(3.1)	6.51
(3.2)	2.61
(3.3)	3.40
(3.4)	1.33
(3.5)	5.05
(3.6)	0.94

Tablo 3.9’den da görüldüğü gibi, önerilen bağıntılardaki bağıl hata en fazla % 6.51 düzeyindedir. Sadece ortalama beton dayanımını esas alan (3.5) nolu bağıntı ile hesaplanan kohezyon değerlerinin Montaya ve diğ. [50] ve Cela [51] tarafından önerilen bağıntılardan hesaplananlarla karşılaştırılması aşağıdaki Şekil 3.50’de verilmektedir.



Şekil 3.50. Bu çalışmada önerilen bağıntıların diğer bazı araştırmacıların önerdiği bağıntılarla karşılaştırılması

Şekil 3.50’den görüldüğü gibi, geleneksel betonun kohezyonunu belirlemek için önerilen (3.5) nolu bağıntıdan elde edilen değerler diğer araştırmacıların önerdiklerinden C1, C2, C3 ve C4 grup kodlu numuneler için ortalama olarak sırasıyla %38, %58, % 61 ve % 65 oranında fazladır. Bu fark yüksek gözükse de, literatür taramasında verilen bazı bağıntılarla hesaplanan değerlerin, çok düşük düzeyde kaldıklarından, bu şekilde gösterilmediğini, dolayısıyla da, betonun kohezyon ve içsel sürtünme açısını özellikle “deneysel” olarak ortaya koyan araştırma sayısının oldukça sınırlı olduğunu, buna karşın, mevcut literatürde bunlardan çok daha farklı ve birbirinden çok uzak değerlerin önerilmiş olduğunu da belirtmek gerekmektedir.

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın temel amacı, Drucker-Prager kırılma modelinin malzeme sabitlerini hesaplamada kullanılan "kohezyon" (c) ve "içsel sürtünme açısı" (ϕ) değerlerini, "direkt kesme" deneyleri ile belirlemektir. Bu amaçla, tasarlanıp imal edilen bir deney sistemi yardımıyla, farklı dayanımlara sahip prizmatik geleneksel beton numuneler üzerinde direkt kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmadaki deneysel sonuçlar, $14.4\text{MPa} \leq f_{c\text{-küp}} \leq 47.0\text{MPa}$ ve en büyük agrega tane çapı $8\text{ mm} \leq D \leq 22.4\text{ mm}$ olan betonlar için geçerlidir. Çalışmanın tümünden elde edilen sonuçlar ve bazı öneriler aşağıda verilmektedir.

- Beton dayanımı arttıkça kohezyon ve içsel sürtünme açısı artmaktadır. Zira ortalama küp dayanımı $14.4\text{MPa} \sim 47.0\text{MPa}$ olan geleneksel betonlar üzerinde gerçekleştirilen direkt kesme deneylerinden elde edilen sonuçlara göre, kohezyon değeri $2.94\text{MPa} \sim 12.34\text{MPa}$ arasında, içsel sürtünme açısı ise $(29.8)^\circ \sim (38.6)^\circ$ arasında belirlenmiştir.
- Betonun en büyük agrega tane çapı büyüdükçe, kohezyon ve içsel sürtünme açısı artmaktadır.
- Kesme açıklığının $\Delta=0.5D$ 'den $\Delta=1.0D$ 'ye yükselmesi durumunda elde edilen kohezyon değeri azalmakta, içsel sürtünme açısı ise artmaktadır. Kohezyondaki bu azalma oranı betonun en büyük agrega tane çapı büyüdükçe artmaktadır.
- Kesme açıklığı büyüdükçe kesme dayanımı azalmaktadır. Eksenel yük düzeyinin büyümesi ise kesme dayanımını, beklendiği gibi, artırmakla birlikte, kesme aralığının kesme dayanımları üzerindeki etkisini az da olsa azaltmaktadır.
- Beton malzeme üzerinde gerçekleştirilecek direkt kesme deneylerinde uygulanacak en doğru kesme açıklığı oranının, $\Delta=0.5D$ olduğu düşünülmektedir. Zira bu değerden daha yüksek oranlarda uygulanacak kesme açıklığı ile gerçekleştirilecek deneylerde numunelerin kesme bölgesinde kesilen iri agrega oranı giderek azalmaktadır. Dolayısıyla kesme açıklığı arttıkça, elde edilecek kesme dayanımı değerlerinin ve

buradan hesaplanacak kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerlerinin, sözkonusu betonu gerçekçi olarak temsil etmekten giderek uzaklaşacağı sonucuna varılabilir.

- Kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerlerini veren bağıntılar da, ortalama küp dayanımını ($f_{c-küp}$), en büyük agrega tane çapını (D) ve kesme açıklığını (Δ) göz önüne alacak şekilde, aşağıdaki gibi belirlenmiştir:

$$c = 0.287f_c + 0.372D - 0.117\Delta - 5.883 \quad (R^2 = 0.9593)$$

$$\phi = 0.275f_c + 0.153D + 0.215\Delta + 21.279 \quad (R^2 = 0.8597)$$

- Önerilen bu bağıntılarla hesaplanan değerler, bazı araştırmacılar tarafından önerilenlerle belli bir yakınlık gösterirken, bazı araştırmacıların önerdiği ya da doğrudan kullandığı değerlerle uyum içinde değildir. Zira burada, betonun malzemenin kohezyon ve içsel sürtünme açısını özellikle “deneysel” olarak ortaya koyan araştırma sayısının deneysel zorluk nedeniyle oldukça sınırlı olduğunu, dolayısıyla da mevcut literatürde bunlardan çok daha farklı değerlerin önerilmiş olduğunu da belirtmek gerekir.

Özetle, tekniğin literatürde birbirinden çok farklı değerler önerilmiş olmakla birlikte, bu çalışma ile, geleneksel betonun kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri, geliştirilmiş olan direkt kesme deney aleti yardımıyla deneysel olarak ortaya konulmuş bulunmaktadır. Ancak, sunulan bu sonuçların, çalışmaya konu olan deney cihazı, ölçüm sistemleri, beton özellikleri ve çalışma koşulları için geçerli olduğunu, daha kesin kanaatlere ulaşmak için benzer deneylerin daha farklı betonlar üzerinde de tekrarlanmasının oldukça yararlı olacağını belirtmek gerekir.

5. KAYNAKLAR

1. ASTM C 618, Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete, ASTM, Philadelphia, 2012.
2. http://tr.wikipedia.org/wiki/Roma_imentosu. 18 Kasım 2014.
3. TS 500, Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TSE, Ankara, 2000.
4. Özışık., G., 'Beton' İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 1998, İstanbul.
5. Erdoğan., M., İstanbul ve Dolayının Yapay Agrega Potansiyeli' 3. Mühendislik Jeolojisi Sempozyumu, Ç.Ü. Mühendislik Fakültesi, Adana.
6. TS 706 EN 12620+A1, Beton Agregaları, TSE, Ankara, 2009.
7. Tabak, Y., Yer Karosu Atıklarının Beton Üretiminde Kullanılabilirliğinin Araştırılması ve Özelliklerinin İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Seramik Müh, Ocak 2010.
8. TS EN 206, Beton - Özellik, Performans, İmalat ve Uygunluk, TSE, Ankara, Şubat 2014.
9. Dogangün, A., “Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı”, DBYBHY-2007 ve TS500-2000'e Uygun, Birsen Yayınevi, İstanbul, 2008.
10. Erdoğan, T., Beton, 3. Baskı, 757, ODTÜ Yayıncılık, Ankara, 2010.
11. Türk, K., Betonarme Ders Notu, Harran Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü.Şubat, 2011.
12. ACI 363-92, State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete, Reported by ACI Committee 363, ACI, 1997.
13. Ersoy, U. ve Özcebe, G., Betonarme, 2. Baskı, Evrim Yayınevi, İstanbul, 2007.
14. Poppe, a. M., and Schutter, G. D., Creep and Shrinkage of Self-compacting Concrete, First International Symposium on Design, Performance and Use of Selfconsolidating Concrete (May 26-28, 2005), Z. Yu, C. Shi, K. H. Khayat and Y. Xie (The editors), China, 329-336, 2005.
15. Inglis, C. E., Stresses in a plate due to the presence of cracks and sharp corners, transactions of the Institute of Naval Architects, 55 (1913) 219-241.

16. Yayla, P., Kırılma Mekaniği, Çağlayan Kitabevi, 229s. , 2007
17. Alyamaç, K.E., Kendiliğinden Yerleşen Betonun Lineer Olmayan kırılma Mekaniği Prensipleriyle İncelenmesi, Doktora Tezi, Fırat Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, 2008.
18. Griffith, A. A., The Phenomena of rupture and flow in solids, Phil. Trans, Roy, Soc., J Stor 221 (1920) 163-198.
19. Irwin, G. R., Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate, J. Appl. Mech., 24 (1957) 361-364.
20. Jan G. M. Van Mier, Fracture Processes of concrete, CRC Pres, 208p, NewYork, 2000.
21. [http://web.itu.edu.tr/~dikicioglu/WEBMAL201/Mal201MekanikOzelliklerSurunme\(4\).pdf](http://web.itu.edu.tr/~dikicioglu/WEBMAL201/Mal201MekanikOzelliklerSurunme(4).pdf), Ekim 15 2014.
22. <http://www.xyze.com/15540-kirilma-teorileri.htm>. Kasım 01 2014.
23. Omurtag, M, H., Mukavemet, Cilt 2, Birsen Yayınevi Ltd. Şti, Cenkler Matbaacılık Amb. San. ve Tic. Ltd. Şti, 2005.
24. Kartal, M.H., Ön Yüzü Beton Kaplı Kaya Dolgu Barajların Güvenilirlik Analizi, Doktora Tezi , Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen bilimler Enistitüsü, Trabzon, 2010.
25. Chen, W.F. ve Mizuno, E., Nonlinear Analysis in Soil Mechanics, Elsevier Science Amsterdam, Netherlands, 672 s, 1990.
26. Yeğınobalı A., Tokyay M., Betonun Kırılma Mekaniği Konusundaki Çalışmaların Değerlendirilmesi, Birinci Ulusal Kırılma Konferansı, Ankara, 1981.
27. Kotsovos, M.D. ,A Brittle Fracturing Material, Materials and Construction Concrete 17 (1984) 107-115.
28. Wang, E.Z., and Shrive, N.G., Brittle Fracture in Compression Mechanisms, Models and Criteria, Engineering Fracture Mechanics, 52 (1995) 1107-1126.
29. Shrive, N.G., ve El-Rahaman, M., Understanding the Cause of Cracking in Concrete, A Diagnostic Aid, Concrete International, 5 (1985) 39-44.
30. Bazant, Z.P. ve Gopalaratnaml, V.S., Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models and Determination of Material Properties Reported by ACI Committee 446, Fracture Mechanics Report. 1999.

31. Kaplan, M. F., Crack propagation and the fracture of concrete, J. Of ACI, 58 (1961) 591-610.
32. Glucklich, J., Fracture of plain concrete, ASCE J. Engng. Mech, 89 (1963) 127-138.
33. Romualdi, J. P., ve Batson, G. B., Mechanics of crack arrest in concrete, ASCE J. Engng. Mech, 89 (1963) 147-168.
34. Zaitsev, Ju, V., Deformation and failure of hardened cement paste and concrete subjected to short term load, Cement Concr. Res, 1 (1971) 123-137.
35. Swamy, R. N., ve Rao C. K., Fracture mechanism in concrete systems under uniaxial loading, Cement Concr Res, 3 (1973) 413-427.
36. Brown, J. H., Measuring the fracture toughness of cement paste and mortars, Cement Concr. Rec, 3 (1972) 475-480.
37. Shah, S. P., ve McGarry, F. J., Griffith fracture criterion and concrete, ASCE J. Engng. Mech, 97 (1971) 1663-1676.
38. Walsh, P. F., Fracture of plain concrete, Indian Concr. J, 46 (1972) 469-470.
39. Higgins, D. D., and Bailey, J. E., Fracture measurements on cement paste, J. Mater Sci, 11 (1976) 1995-2005.
40. Mindess, S., and Nadeau, J. S., Effect of notch width on KIC for mortar and concrete, Cement Concr. Res, 6 (1976) 529-534.
41. Walsh, P. F., Crack initiation in plain concrete, Mag. Concr. Res, 28 (1976) 37-41.
42. Gjorv, O. E., Sorensen, S. I., and Arnesen, A., Notch sensitivity and fracture toughness of concrete, Cement Concr. Res, 7 (1977) 333-344.
43. Rossi, P., Acker, P., ve Francois, D., Measurements of the fracture toughness KIC of concrete, In FRACTURE' 84, Eds. Valluri, S R et. al., Pergamon Press, Oxford, 4 (1984) 2833-2839.
44. Ohgishi, S., Ono, H., Takatsu, M., ve Tanahashi, I., Influence of test conditions on fracture toughness of cement paste and mortar, In G-23, 2 (1986) 281-290.

45. Tian, M., Huang, S., Liu, E., Wu, L., Long, K., ve Yang, Z., Fracture toughness of concrete, In G-23, 2 (1986) 299-306.
46. EREN, M. E., Betonun Küp Yarmada Çekme Dayanımı Üzerine Malzeme ve Boyut Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, Fırat Üniversitesi, Fen bilimler enstitüsü İnşaat Mühendisliği, 2010.
47. Arıcı, E., Tekil Temellerin Yatak Mukavemetinde Boyut Etkisinin İncelenmesi, Doktora Tezi, Fırat Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2003.
48. Bache, H.H., Fracture Mechanics in Design Of Concrete And Concrete Structures, In G-23, 2 (1986) 577-586.
49. Akkaya, Y., Bayramov, F. ve Taşdemir, M. A., Betonun Kırılma Mekaniği, Tasarımda Kullanılan Mekanik Özellikler İle Kırılma, Parametreleri Arasındaki Bağlılıklar. Ankara 2007
50. Montoya, E., Vecchio, F.J. ve Sheikh, S.A., "Compression Field Modeling of Confined Concrete", Structural Engineering and Mechanics, 12/3 (2001) 231-248.
51. Cela, J.J.L., "Analysis of Reinforced Concrete Structures Subjected to Dynamic Loads With a Viscoplastic Drucker-Prager Model", Applied Mathematical Modelling, 22 (1998) 495-515.
52. Chen W.F., 'Plasticity in Reinforced Concrete', McGraw-Hill, 1982.
53. Ivorra, S., et al., Drucker-Prager Yield Criterion Application to Study the Behavior of CFRP Confined Concrete Under Compression, XXXVII IAHS World Congress on Housing, Santander, Spain, 2010.
54. Rochette, P., ve Labossière, P. A Plasticity Approach for Concrete Columns Confined with Composite Materials., Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, M.M. El-Badry (Ed.), Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Canada, 359-366, 1996.
55. Mirmiran, A, Zagers, K. ve Yuan, W., Nonlinear Finite element modeling of concrete confined by Fiber composites, Finite Elements in Analysis and Design, 35 (2000) 79-96.
56. Yan, Z. ve Pantelides, C., External FRP confinement of concrete columns using shape modification technology, Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008), , Zurich, Switzerland, 2008.
57. Karabinis, A.I., ve Kioussis, P.D. Effects of Confinement on Concrete Columns: Plasticity Approach. J. Struct. Engr., 120/9 (1994) 2747-2767.

58. Doran B, Köksal HO, Polat Z, ve Karakoc, C., The use of Drucker–Prager criterion in the analysis of reinforced concrete by finite element, İMO Teknik Dergi, 9/2 (1998) 489-493.
59. Polat Z., Doran B. ve Köksal H.O., Drucker-Prager Akma Kriteri Kullanılarak Betonda Doğrusal Olmayan Davranışın İncelenmesi, YTÜ Dergisi, 1 (2000) 1-10.
60. Köksal HO. ,Modeling of Concrete Fracture, Doktora Tezi, BÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 1998.
61. Lubliner J, Oliver J, Ollers S, Onate E., A plastic-damage model for concrete, Int J. Solids Struct, 25(3) (1989) 299–326.
62. Oller, S., Onate, E., Oliver, J. ve Lubliner, J., Finite element nonlinear analysis of concrete structures using a plastic-damage model, Eng Fract Mech, 35 (1990) 219–31.
63. Arslan, G., Sensitivity Study of the Drucker-Prager Modeling Parameters in the Prediction of the Nonlinear Response of Reinforced Concrete Structures, Materials & Design, 28 (2007) 2596-2603.
64. Arslan, G., Mesh Size Effect on Load Carrying Capacity of the Reinforced Concrete Beams Without Stirrups by Using Drucker-Prager Cracking Concrete Fracture Criteria, YTÜ Mühendislik ve Fen Bilimleri Dergisi, 3 (2004) 34-42.
65. Köksal E., Köksal, H. O. ve Yıldırım, H., Eksenel Basınç Altında Beton Briket Yığma Prizmaların Sonlu Eleman Analizi, İMO Teknik Dergi, 8 (2004) 3249-3265.
66. Yıldırım, H., ”Yığma Yapı Elemanları İçin İzotropik Hasar Modeli Geliştirilmesi ve Sonlu Eleman Uygulamaları, Doktora Tezi denetleme raporu No: 2, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2002.
67. Mahboubi, A. ve Ajorloo, A., Experimental study of the mechanical behavior of plastic concrete in triaxial compression, Cement and Concrete Research, 35 (2005) 412– 419.
68. Moosavi, M. ve Bawden, W.F., Shear Strength of Portland Cement Grout, Cement & Concrete Composites, 25 (2003) 729–735.
69. Calayır, Y. ve Karaton, M., Kemer Barajların Drucker-Prager Yaklaşımı Kullanılarak Linear Olmayan Dinamik Analizi, İMO Teknik Dergi, (2004) 3085-3103.

70. Özcan, D. M., Yapıların Patlatma Kaynaklı Doğrusal Olmayan Davranışlarının Deneysel Yöntemlerle Belirlenmesi, Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 2010.
71. TS 3526, Beton agregalarında özgül ağırlık ve su emme oranı tayini, TSE, Ankara, 1980.
72. TS 3529, Beton Agregalarının Birim Ağırlıkları Tayini, TSE, Ankara, 1980.
73. TS EN 197-1, Çimento- Bölüm 1: Genel çimentolar - Bileşim, özellikler ve uygunluk kriterleri, TSE, Ankara, 2012.
74. Eurocode-2, Design of Concrete Structures, European Committee for Standardisation, Brussels, 1999.
75. TS 802, Beton karışım tasarımı hesap esasları, TSE, Ankara, 2009.
76. TS EN 12390-3, Beton- Sertleşmiş beton deneyleri- Bölüm 3: Deney numunelerinde basınç dayanımının tayini, TSE, Ankara, 2010.
77. TS1900-2, İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri - Bölüm 2: Mekanik Özelliklerin Tayini, TSE, Ankara, Mart, 2006.
78. ASTM D3080/D3080M-11, Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, ASTM, Philadelphia, January 2012.
79. ASTM D5607-08, Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force, ASTM, Philadelphia, 2006.

ÖZGEÇMİŞ

Amir GHAFFARI, 1988 yılında İran'ın Marand şehrinde doğdu. Seyyedzadeh Lisesi'nden 2005 yılında mezun olduktan sonra 2007 yılında Azad Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girmeye hak kazandı ve bu bölümden 2010 yılında mezun oldu. 2011 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans öğrenimine başladı. Bekar olan Amir GHAFFARI iyi derecede Azerice, Türkçe, Farsça ve orta derecede İngilizce bilmektedir.