

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KIRILMA MEKANİĞİ AÇISINDAN BETONARME
YAPI ELEMANLARINDA PERÇİN (KALDIRAÇ) ETKİSİNİN VE
BOYUT TESİRİNİN İNCELENMESİ

Erhan YALÇIN

T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ELAZIĞ

2002

116614

116614

T.C.

FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KIRILMA MEKANİĞİ AÇISINDAN BETONARME
YAPI ELEMANLARINDA PERÇİN ETKİSİNİN VE BOYUT
TESİRİNİN İNCELENMESİ

Erhan YALÇIN

DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Bu Tez, 2 / 10 / 2002 Tarihinde, Aşağıda Belirtilen Jüri Tarafından Oybirliği / Oyçokluğu İle Başarılı / Başarısız Olarak Değerlendirilmiştir.

Jüri Başkanı : Prof. Ali Sayıl ERDOĞAN



Jüri Üyesi : Prof. Dr. Abdussamet ARSLAN (Gazi Ü. Müh. Mim. Fak.)



Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Ragıp İNCE (Danışman)



Bu tezin kabulü, Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun/...../..... tarih ve sayılı kararıyla onaylanmıştır.

ÖZET**DOKTORA TEZİ****KIRILMA MEKANİĞİ AÇISINDAN BETONARME YAPI ELEMANLARINDA
PERÇİN (KALDIRAÇ) ETKİSİNİN VE BOYUT TESİRİNİN İNCELENMESİ**

Erhan YALÇIN

Fırat Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

2002, Sayfa: 96

Çatlamış bir betonarme yapı elemanında kayma mukavemeti, donatı çubukları tarafından karşılanan kaldırma etkisi ve arakesit çatlağının iki kaba yüzeyi arasındaki karşılıklı agrega kilitlemesi ile sağlanır. Ancak agrega kilitleme mekanizması, çatlağın başlamasıyla hızla azalır ve bu sebepten çatlamış kesitin mukavemeti daha çok dowel çubukları tarafından karşılanır. Bir seri deneysel çalışma yapılmıştır. Dowel çubukları tarafından karşılanan kesme kuvvetinin üzerinde; donatı çapı, donatı çubuklarının eğimi, donatı ve betonun mukavemetinin önemli derecede rol oynadığı gösterilmiştir. Bununla beraber beton/betonarme sistemlerde, eleman boyutuna bağlı olarak göçme mekanizmasının değişmesi, laboratuvar ile yapı ölçeği arasında büyük farklılıkların ortaya çıkmasına sebep olmaktadır.

Sunulan tez çalışmasında bir seri dowel numuneleri üzerinde test yapılmıştır. Numuneler ön-çatlaklı ve monolitik olmak üzere iki farklı mekanizmayı içermekte olup, boyut değişim aralığı 1:4 ve 1:8 alınmış ve ön-çatlaklı numunelere ait toplam 51, monolitik numunelere ait toplam 26 tepe basınç yük değeri mevcut deterministik boyut etkisi kanunları ile analiz edilmiştir. Ayrıca, literatürdeki sürtünme-kesmeli numunelere ait deneysel veriler kullanılarak, bu mekanizma için de boyut etkisi formülleri geliştirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Beton, Betonarme, Kaldıraç etkisi, Kırılma mekaniği, Boyut etkisi.

ABSTRACT

Phd Thesis

**INVESTIGATION OF DOWEL ACTION AND SIZE EFFECT ON
REINFORCED CONCRETE ELEMENTS IN POINT OF VIEW OF
FRACTURE MECHANICS**

Erhan YALÇIN

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

2002, Page: 96

Shear strength in a cracked reinforced concrete structure elements is provided with dowel action which is balanced by reinforcement bars and aggregate interlock between two rough interfaces in the crack. However, the mechanism of aggregate interlock is decreased with expanding of the crack and therefore the strength of cracked cross-section is mostly met by reinforcement bars. A series of experimental study has been performed. It was shown that the diameter and the angle of inclination of reinforcement bars, the strength of reinforcement bars and concrete have important role on the shear strength which is met by dowel bars. However, in concrete/reinforced concrete systems, changing of failure mechanism depending on the size of structural element, causes to emerge differences between experimental and actual specimens.

In this thesis, a series of push-off type specimens have been tested. The specimens have both pre-cracked and monolithic mechanism and size ratios ranging from 1:4 to 1:8 an pre-cracked specimens were loaded 51 peak –pressure values and monolithic specimens were loaded 26 peak–pressure values and these values were analyzed with available deterministic size effect laws. Also, size effect formulas were developed about shear-friction mechanism by using data in the literature.

Key Words : Concrete, Reinforced concrete, Dowel action, Fracture mechanics, Size effect

TEŞEKKÜR

Bu tezin önerilmesi ve yönlendirilmesinde gerekli yardım ve ilgisini esirgemeyen danışman hocam Yrd. Doç. Dr. Ragıp İNCE 'e teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim.

Çalışmam esnasında ilgi ve desteğini gördüğüm Gazi Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü öğretim üyelerinden Prof.Dr. Abdussamet ARSLAN'a teşekkürlerimi sunarım.

Deneysel çalışmaların yapıldığı Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölüm öğretim üyelerine ve laboratuvarında büyük yardımlarını aldığım laboratuvar teknisyeni Sayın Seyfettin ÇİÇEK'e ayrıca teşekkür ederim.

Çalışmada deney numunelerine ait malzemelerin temininde ve imalatında yardım ve desteklerini esirgemeyen Dilek İnşaat ve Ticaret A.Ş.'ne ve Elazığ Şantiyesi çalışanlarına teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖZET	III
ABSTRACT	IV
TEŞEKKÜR	V
İÇİNDEKİLER	VI
ŞEKİLLER LİSTESİ	VIII
TABLolar LİSTESİ	XI
SİMGELER LİSTESİ	XII
KISALTMALAR LİSTESİ	XIV
1. GİRİŞ	1
2. BETONUN KIRILMA MEKANİĞİ VE BOYUT ETKİSİ	5
2.1. Lineer Elastik Kırılma Mekanîği	5
2.2. Betonun Lineer Olmayan Kırılma Teorileri	7
2.3. Boyut Etkisi	8
2.3.1. Boyut Etkisi Kanunu (BEK)	9
2.3.2. Değiştirilmiş Boyut Etkisi Kanunu (DBEK)	10
2.3.3. Fraktal Boyut etkisi Kanunu (FBEK)	13
2.4. Beton-Betonarmenin Kırılma Mekanîğinde Boyut Etkisine Ait Uygulamalar	15
3. BETONARMEDE ÇATLAKLAR ÜZERİNDE GERİLME TRANSFERİ VE KALDIRAÇ ETKİSİ	16
3.1. Betonarme Çatlaklar Üzerinde Gerilme Transferi	16
3.1.1. Donatının Kaldıraç Etkisi (Dowel Etkisi)	16
3.1.2. Donatılardaki Eksenel Çelik Gerilmesi	16
3.1.3. Çatlak Yüzeylerinde Agrega Kilitlenmesi	16
3.1.3.1. Monotik Yüklemede Agrega Kilitlenmesi	17
3.2. Kaldıraç Etkisi	22
3.3. Kaldıraç Etkisi Mekanizması	30
3.3.1. Kaldıraç Etkisinin Donatının Eğim Açısına Göre Değişimi	48
3.3.1.1. 0° İle 90° Arasında Eğim Açısının Değişimi	48
3.3.1.2. 90° İle 180° Arasında Eğim Açısının Değişimi	49

3.4.	Çatlamış Bir Betonarme Kesitin Kesme Mukavemeti	51
4.	DENEYSEL ÇALIŞMA	56
4.1.	Ön Çalışma	56
4.2.	Deney Numunelerinin Geometrik Özellikleri	57
4.2.1.	Ön Çatlaklı Deney Numuneleri	57
4.2.2.	Monolitik Deney Numuneleri	59
4.2.3.	Numunelerin Malzeme Özellikleri	60
4.3.	Deneylerin Gerçekleştirilmesi	61
4.4.	Deney Sonuçlarının Analizi	65
4.5.	Numunelerin Yük Deplasman Diyagramları	76
4.6.	Boyut Etkisi Formüllerinin Kontrolü, Sürtünme-kesmeli Elemanlarda Boyut Etkisi	76
4.6.1.	Sürtünme-Kesmeli Boyut Etkisi Formüllerini Kontrolü	84
4.7.	Parametrik Çalışma	84
5.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	86
	KAYNAKLAR.....	88

ŞEKİLLER LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1. Kırılma modları	6
Şekil 2.2. Değişik malzeme sınıfları için süreci bölgeleri	8
Şekil 2.3. Bazant'ın boyut etkisi teorisi	11
Şekil 2.4. Silindir yarma deneyinin detayları ve temas problemi	12
Şekil 2.5. Betonda kırılmanın çok ölçekli yayılması	13
Şekil 2.6. Carpinteri'nin boyut etkisi teorisi	14
Şekil 3.1. Çatlamış betonarmade transfer mekanizmaları	16
Şekil 3.2. Fenwick (1968)' in kullandığı test aparatı	17
Şekil 3.3. Fenwick (1968) deneyleri için çatlak genişliğine bağlı kayma gerilmesi-kayma deformasyonu	18
Şekil 3.4. Fenwick (1968) deneylerinde beton mukavemetine bağlı kayma gerilmesi-kayma deformasyonu	18
Şekil 3.5. Houde ve Mirza'nın test sonuçları	19
Şekil 3.6. Paulay ve Loeber'in test numunesi	19
Şekil 3.7. Düzlem betonlu numuneler için Walraven (1980)' in test sonuçları ..	20
Şekil 3.8. Kaldıraç etkisi için göçme modları	22
Şekil 3.9. Yük ve tabaka kalınlıklarına göre tabaka deplasmanı ve Test düzeneği (Teller, 1936)	23
Şekil 3.10. Rasmussen (1962)' in test aparatı ve sonuçları	24
Şekil 3.11. Bennett ve dig. (1976)' nin test aparatı ve sonuçları	25
Şekil 3.12. Dulascka (1972)' nın deneysel sonuçları ve test aparatı	26
Şekil 3.13. Utescher ve Herrmann'ın deney sonuçları	27
Şekil 3.14. Dowel kuvveti üzerinde eksenel gerilmenin etkisi(Eleiot,1974)	28
Şekil 3.15. Vintzeleou (1984)' nun deneysel sonuçları	29
Şekil 3.16. Millard (1984)' in test sonuçları	29
Şekil 3.17. Paulay (1974)' e göre donatının kinkingi	30
Şekil 3.18. Elastik temel üzerine oturduğu düşünülen donatı	31
Şekil 3.19. Yanal donatı deplasmanı ve temel modülü bağıntısı	33

Şekil 3.20. Teorik ve gerçek gerilme dağılımı	34
Şekil 3.21. Rasmussen'e göre göçme mekanizması	35
Şekil 3.22. Broms (1964)' e göre göçme mekanizması	36
Şekil 3.23. Vintzeleou (1986)' ya göre betonda dowel göçme mekanizması	36
Şekil 3.24. Plastifikasyondan dolayı donatının göçme mekanizması	38
Şekil 3.25. Plastik mafsal için denge şartları	38
Şekil 3.26. Tarafsız eksenin değişmesi	38
Şekil 3.27. Aderans kuvveti eksantrisitesinin fonksiyonu olarak plastik moment	39
Şekil 3.28. Aderans gerilmelerinin dağılımı	41
Şekil 3.29. γ Açısına bağlı aderans eksantrisitesi	41
Şekil 3.30. Rasmussen' in testlerinde yük eksantrisitesi	44
Şekil 3.31. Plastik mafsalda kuvvetlerin dengesi	44
Şekil 3.32. Donatının eksenel kuvvetine bağlı dowel kuvveti	45
Şekil 3.33. Eksenel kuvvete bağlı tarafsız eksenin değişmesi	45
Şekil 3.34. Millard (1945)' in teorik ve deneysel sonuçları	46
Şekil 3.35. Küçük eğik açılı donatılar	48
Şekil 3.36. Eğim açısına bağlı dowel mukavemeti	48
Şekil 3.37. Büyük eğik açılı donatılar	49
Şekil 3.38. Eğim açısına bağlı dowel mukavemeti	49
Şekil 3.39. Çatlamış ve çatlamamış betonarmenin kesme göçmesi (Hofbeck vd., 1969)	51
Şekil 3.40. Eğik donatılı testlerin deneysel sonuçları (Mattock, 1974.a)	52
Şekil 3.41. Farklı agrega tiplerine göre deneysel sonuçlar (Mattock, 1974.b) ..	53
Şekil 3.42. Normal kuvvetli testlerin sonuçları (Mattock, 1974.c)	53
Şekil 3.43. Walraven (1979)' nin test sonuçları	55
Şekil 3.44. Millard (1985)' in test sonuçları	55
Şekil 4.1. Deney numunelerinin geometrik özellikleri	58
Şekil 4.2. Monolitik deney numuneleri	59
Şekil 4.3. Hidrolik pres altında numunenin yüklenmesi	62
Şekil 4.4. Önçatlaklı numunelerin kırılma detayları	63
Şekil 4.5. Monolitik numunelerin ön ve yan yüzündeki kırılma detayları	64

Şekil 4.6. Nominal dayanım için esas alınacak alanın detayı	65
Şekil 4.7. Seri I ($\theta=90^\circ$, $d_{max}=15$ mm, $f_c=31.7$ MPa, $\rho=\% 1.0$)	69
Şekil 4.8. Seri II ($\theta=90^\circ$, $d_{max}=15$ mm, $f_c=25.3$ MPa, $\rho=\% 2.0$)	70
Şekil 4.9. Seri III ($\theta=90^\circ$, $d_{max}=4$ mm, $f_c=32.4$ MPa, $\rho=\% 1.0$)	71
Şekil 4.10. Seri IV ($\theta=60^\circ$, $d_{max}=15$ mm, $f_c=30.2$ MPa, $\rho=\% 1.0$)	72
Şekil 4.11. Seri V ($\theta=45^\circ$, $d_{max}=15$ mm, $f_c=22.8$ MPa, $\rho=\% 1.0$)	73
Şekil 4.12. Öncatlaklı numuneler için genel boyut etkisi grafikleri	74
Şekil 4.13. Monolitik numunelere ait genel boyut etkisi grafikleri	75
Şekil 4.14. $d_{max}=4$ mm, $\Phi 12$ mm ve 200 mm ara yüzeyli numunelerin yük-deplasman grafiği	76
Şekil 4.15. 200 mm ara yüzeyli max. dane çapına göre numunelerin yük-deplasman grafiği	77
Şekil 4.16. 100 mm ara yüzeyli max. dane çapına göre numunelerin yük-deplasman grafiği	77
Şekil 4.17. 200 mm ara yüzeyli numunelerdeki donatı açılarına göre yük-deplasman grafiği	78
Şekil 4.18. 100 mm ara yüzeyli numunelerdeki donatı açılarına göre yük-deplasman grafiği	78
Şekil 4.19 $d_{max}=4$ mm $\Phi 8-12-16$ mm çaplı numuneleri yük-deplasman grafiği	79
Şekil 4.20. $d_{max}=15$ mm $\Phi 8-12-16$ mm çaplı numunelerin yük-deplasman grafiği	79
Şekil 4.21. $d_{max}=15$ mm donatı oranı % 1-2 numunelerin yük-deplasman grafiği	80
Şekil 4.22.a. Mattock (1969) deney sonuçları	83
Şekil 4.22.a. Mattock'un deney sonuçlarına göre teorik, deneysel ve regrasyon sonuçları	83
Şekil 4.23. Walraven'in deneysel sonuçlarına göre İfade (4.10) un tahmini	85
Şekil 4.24. BEK yaklaşımına göre $f'_c = 30$ MPa $\rho f_{yk} = 5$ MPa ve $\theta = 90^\circ$ için parametrik çalışma	85

TABLolar LİSTESİ**Sayfa No**

Tablo 4.1. Donatı çubuklarına ait mekaniksel özellikler	60
Tablo 4.2. Beton üretiminde kullanılan çimentonun özellikleri.....	60
Tablo 4.3. Beton üretiminde kullanılan agregaya ait özellikler	61
Tablo 4.4. Beton karışım oranları.....	61
Tablo 4.5. Ön-çatlaklı numunelere ait geometrik karakteristikler, göçme yükleri ve nominal dayanımları.....	67
Tablo 4.6. Monolitik numunelere ait geometrik karakteristikler, göçme yükleri ve nominal dayanımları.....	68



SİMGELER LİSTESİ

a_e	: Efektif çatlak boyu [mm]
a_0	: Yarı çentik uzunluğu [mm]
A	: Sabit değer
A_s	: Donatının alanı [mm ²]
B	: Amprik sabit
b	: Numune genişliği [mm]
C	: Sabit değer
c_f	: Efektif çatlak uzunluğu [mm]
d	: Numune karakteristik boyutu [mm]
d_{max}	: Maksimum agrega çapı [mm]
E	: Elastisite modülü [MPa]
f_{ccyl}	: Betonun silindir mukavemeti [MPa]
f_c^1	: Betonun 28 günlük ortalama basınç mukavemeti [MPa]
F_{du}	: Nihai kaldıraç kuvveti [kN]
f_{sy}	: Çeliğin akma dayanımı [MPa]
f_t	: Betonun çekme dayanımı [MPa]
f_{yk}	: Donatının karakteristik akma mukavemeti [MPa]
$f(p,g)$	: Numunenin yüklemesine (p) ve geometrisine (g) bağlı boyutsuz çarpan
G_c	: Çatlak yayılma hızı [N/m]
G_F	: Kırılma enerjisi [N/m]
I	: Atalet momenti [mm ⁴]
K_c	: Gerilme şiddet çarpanı [MPa√m]
K_{Ic}^c	: Kritik gerilme şiddet çarpanı [MPa√m]
K_f	: Betonun yataklanma modülü [MPa/mm]
K_I	: Gerilme şiddet çarpanı [MPa√m]
K_{II}	: Gerilme şiddet çarpanı [MPa√m]
K_{III}	: Gerilme şiddet çarpanı [MPa√m]
K_{Ic}^s	: Kritik gerilme şiddet çarpanı [MPa√m]
l_0	: Amprik sabit [mm]

l_{ch}	: Amprik sabit [mm]
P_u	: Kırılma yükü [kN]
r	: Donatı çapı [mm]
s	: Donatılar arası mesafe [mm]
t	: Tabaka kalınlığı [mm]
V_u	: Göçme yükü [kN]
v_u	: Nominal dayanım [MPa]
w_c	: Çatlak ucu açılımı [mm]
z_n	: Tarafsız eksen mesafesi [mm]
α	: Amprik sabit
δ_n	: Çatlak açılması [mm]
δ_t	: Çatlak deplasmanı [mm]
ε	: Dowel yükü eksantrisitesi [mm]
θ	: Donatının çatlak düzlemiyle yaptığı açı
λ_0	: Amprik sabit
ρ	: Donatı oranı
σ	: Çekme gerilmesi [MPa]
σ_n	: Nominal dayanım [MPa]
τ	: Kayma gerilmesi [MPa]
τ_a	: Kayma gerilmesi (Agrega kilitlenmesinden) [MPa]
$\tau_{adrcans}$	: Adreans gerilmesi [MPa]
τ_u	: Limit kayma gerilmesi [MPa]
Φ	: Donatı çapı [mm]

KISALTMALAR LİSTESİ

ACI	: American Concrete Institute
BEK	: Boyut etkisi kanunu
BEM	: Boyut etkisi modeli
CTOD _c	: Kritik çatlak ucu açılımı
DBEK	: Değiştirilmiş boyut etkisi kanunu
EÇM	: Efektif çatlak modeli
FBEK	: Fraktal boyut etkisi kanunu
İPM	: İki parametre modeli
KİE	: Kırılma iş enerjisi
LEKM	:Lineer elastik kırılma mekaniği
TSE	: Türk Standartları Enstitüsü



1. GİRİŞ

Betonarme yapıyı oluşturan elemanlar, genelde eğilmeye ek olarak kesme kuvveti de taşımaktadır. Kesme kuvvetine maruz betonarme yapı elemanlarının dayanım hesabı, kayma gerilmeleri de dikkate alınarak yapılır. Betonun kayma dayanımı oldukça yüksek olduğundan, betonarme elemanlarda kesme kırılmasına pek rastlanmaz. Buna karşın kayma ve normal gerilmelerin neden olduğu asal çekme gerilmeleri, betonun düşük çekme dayanımı nedeniyle önemli sorunlar ortaya çıkarır.

Betonarme elemanlarda taşıma gücü tükenmesinin kesme ile değil eğilme ile oluşması sağlanmalıdır. Başka bir deyişle taşıma gücünü belirleyen etki eğilme momenti olmalıdır. Gerçekte, kesme kuvveti ve eğilme momentinin bileşik etkisiyle oluşan kesme kırılması, küçük deformasyonlarla oluşan bir kırılma biçimidir. Ani ve gevrek olduğu, uyarıcı bir niteliği olmadığı için sakınılması gerekir. Özellikle deprem bölgeleri içinde kalan yapılardaki taşıyıcı elemanlar, taşıma güçlerini hiçbir zaman kesme kırılmasıyla kaybetmeyecek biçimde boyutlandırılmalıdır. Bu nedenle kesme mukavemeti, eğilme mukavemetinden yüksek tutulmalıdır. Bu tür gerilmelere bir elemanın hesabı yapılırken malzemenin homojen olduğu varsayımına dayanan klasik teoriler kullanılmamalıdır. Çünkü çekme dayanımına erişmiş beton çatlamış olacağından, homojenlik söz konusu olmaz. Yeni yapıların boyut ve karmaşıklığındaki artışın bir neticesi olarak dizayn maksadıyla bir çok değişik metot kullanılmaktadır. Bu metotlar çatlamış betonarme elemanın non-lineer davranışını hesaba katmaktadırlar. Betonarme elemanın davranışı eğilme hali için fazla miktarda araştırılmış iken, kesme kuvvetinin modellenmesi ve kendisi hakkında bir bilgi eksikliği söz konusudur. Emniyetli ve ekonomik dizayn yapabilmek için çeşitli yüklemelere maruz bu çatlakların davranışlarını incelemek gerekir. Ayrıca sismik kuvvetlere maruz betonarme kiriş - kolon bağlantılarındaki başlıca hasar tipi kiriş - kolon arakesitindeki kayma - kesme olayı sonucunda oluşur. Bu tip hasar betonarme istinad duvarlarının temellerinde de gözlenmiştir. Kayma - kesme hasarı, genellikle kirişin boyuna donatılarını bağlantının dışına doğru çekerek ara kesit çatlağını açan, depremin yüklediği yük çevrimlerinden sonra meydana gelir.

Günümüzde kıydan uzak endüstrilerin, deniz derinliklerinde ve kutuplardaki büyük petrol ve gaz rezervuarların işletilmesine imkan veren platformlara ihtiyacı vardır. Ağır ve yüksek mukavemetli betonarme yapılar, aşırı dalga ve rüzgar atakları ile karakterize edilen derin denizlerde, kutuplarda, buz adalarının etken olduğu kutupsal çevrede sert yükleme şartlarına karşı koymada etkilidirler. Böyle yapıların taşıyıcı duvarları kesme düzlemine maruz kalmışlardır. Düzensiz oturmalar ve sıcak petrolün depolanmasından dolayı termal deformasyonlar temel duvarlarının ilave çatlamasına neden olabilirler. Bu sebeple çevrimli düzlem kesme yükleri ve çatlamış betonarmenin tepkisi üzerine çalışmalar yapılmıştır (Pruijssers, 1988).

Uygulanan yükler ve deformasyonlardan ötürü yapı elemanları betonun çatlamasına neden olan çekme gerilmesine maruz kalırlar.

Betonarme yapı elemanlarının boyutlandırılmasında gerek boyutlandırma şartnameleri ve gerekse de araştırmacılar tarafından bir çok formül önerilmektedir. Ancak bu formüllerin çoğu sadece çatlama yükünü dikkate aldığından, ya çok emniyetli yönde kalmakta yada boyut etkisini içermemektedir. Oysa çatlamış bir betonarme kesit, çatlama yükünden daha fazla bir taşıma gücüne sahip olmaktadır. Taşıma gücündeki bu artış ancak çatlamış kesitte oluşan mekanizma ile açıklanabilir.

Çatlamış bir betonarme kesit, kendisine etkiyen kesme kuvvetini, basınç bölgesindeki beton, donatıdaki kaldıraç kuvveti [(Pim)(Perçin) (Dowel etkisi)] ve oluşan eğik çatlak yüzeyindeki sürtünme kuvveti ile karşılanmaktadır. Eğilmeye çalışan betonarme yapı elemanları üzerinde yapılan deneysel çalışmalar, gelen kesme kuvvetinin % 15 – 25 mertebesindeki kısmının kaldıraç etkisi tarafından karşılandığı ve uygulanan yüke göre ilk önce kaldıraç mekanizmasının kapasitesine ulaşıldığını göstermektedir (Gündüz, 1980).

Kaldıraç kuvveti bu özelliği ile deprem gibi tekrarlı yüklemeye maruz betonarme yapılardaki kiriş – kolon birleşim bölgelerinde öncü bir direnme kuvveti olması sebebiyle büyük önem arz etmektedir. Bununla beraber bu direnme kuvveti bir çok araştırmacı tarafından klasik mekanik bağıntılarla açıklanmaya çalışılmış ise de, genel bir göçme kriteri elde edilememiştir (Dulacska,1972; Soroushian, 1986). Çünkü perde ve kabuk yapılarda çatlak açısının yükleme

durumuna göre değişmesi bir çok problemi de beraberinde getirmektedir. Ancak enerji tabanlı teorisi ile kırılma mekaniği bu konudaki ağı tamamlayacak seviyededir.

Kırılma mekaniği 1920 ' lerde Griffith (1920) tarafından ilk olarak ortaya atılmış, ve II. Dünya savaşı sırasında meydana gelen feci mühendislik kazaları sonucu bu konuya olan ilgiyi arttırmıştır. 1950' li yıllarda metallere ve 1960' lı yıllarda betona uygulanan Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM) kavramları ile bir çok mühendislik problemine çözüm getirilmiştir. Ancak 1980'li yıllarda deneysel teorik alandaki gelişmeler, betonda neme ve zamana bağlı olarak mekanik sabitlerin değişimi ve bünyesel kusurlardan dolayı meydana gelen boyut etkisi LEKM kanunlarının betonda yetersiz olduğunu göstermiştir (Kesler vd., 1971). Bu amaçla araştırmacılar tarafından, betonun yüksek mertebeden heterojenliğini dikkate alan bir çok lineer olmayan kırılma mekaniği yaklaşımları ileri sürölmüştür (Hillerborg, 1976; Nallathambi 1986).

Bu yaklaşımlar temelde, çatlamış bir beton kesitte gerilme transferini mümkün kılan, kırılma süreci bölgesi varlığını dikkate alırlar. Yapı şartnameleri ve LEKM tarafından ihmal edilen bu bölge, metallerde plastik zonun yanında çok küçük olmasına karşın, betonda çok büyük yer işgal ederler (Hillerborg, 1976). Diğer taraftan bu bölgedeki gerilmeler, metallerdeki plastik bölgeden farklı olarak sabit kalmayıp azalmaktadır. Davranış ve güvenliği olumsuz etkileyen bu gerilmedeki düşüşün sebebi büyük olasılık ile boyut etkisidir (Bazant, 1990).

Boyut etkisi kabaca, geometrik olarak benzer numunelerde nominal dayanım (Kırılma yükünün kesit alanına oranı) ile numune boyutu arasındaki negatif eğimli ilişki olarak tanımlanabilir. Bu etki sünnek malzemelerde de görölmesine karşın, gevrek malzemelerde daha da belirgindir (Bazant, 1990). Geçen yüzyılın ilk yarısında Weibull (1939) tarafından tamamen istatistiksel karakterli olarak geliştirilen boyut etkisinin formölasyonu, günümüzde ampirik ifadelere oturtularak deterministik hale getirilmiştir.

Bazant (1987), maksimum yükle çatlağın ilerlemesi sonucu serbest kalan şekil değiştirme enerjisi ile çatlamış beton yüzeyi tarafından absorbe edilen enerji arasındaki basit denge bağıntısını boyut analizi yardımı ile kurarak kendi adıyla anılan, Boyut Etkisi Kanunu (BEK) geliştirmiştir. Lineer olmayan kırılma

mekanığının temeli olarak kabul edilen kanun, son yıllarda yapılan araştırmalar ve özellikle silindir yarma deneyine ait sonuçlar, teorinin limit durumdaki davranışlarındaki eksiklikleri ortaya koymuştur (Bazant, 1991). Daha sonraları Kim ve Eo (1990), Bazant'ın teorisine bazı adaptasyonlar uygulayarak Değiştirilmiş Boyut Etkisi Kanununu (DBEK) geliştirmişlerdir.

Son yıllarda gerek BEK ve gerekse de DBEK yaklaşımlarındaki eksiklikleri gören Carpinteri (1994), çatlağın formunu fraktal geometri ile modelleyerek Fraktal Boyut Etkisi Kanununu (FBEK) geliştirmiştir. FBEK, gerçek yapı boyutunda DBEK yaklaşımına yakın sonuçlar vermesine karşın, küçük ölçeklerde BEK ve DBEK yaklaşımları ile karşılaştırıldığında taban tabana zıt olarak görülmektedir. Bununla beraber bu yaklaşım temelde malzemenin heterojenlik mertebesini dikkate aldığından, beton gibi yarı-gevrek malzemelerde çok daha iyi sonuçlar vermekte ve stokastik boyut etkisi teorileri ile uyusmaktadır (Carpinteri, 1995).

Sunulan tez çalışmasında bir seri dowel numuneleri üzerinde test yapılmıştır. Numuneler ön-çatlaklı ve monolitik olmak üzere iki farklı mekanizmayı içermekte olup, boyut değişim aralığı 1:4 ve 1:8 alınmış ve ön-çatlaklı numunelere ait toplam 51, monolitik numunelere ait toplam 26 tepe basınç yük değeri mevcut deterministik boyut etkisi kanunları ile analiz edilmiştir. Ayrıca literatürdeki sürtünme-kesmeli numunelere ait deneysel veriler kullanılarak, bu mekanizma için de boyut etkisi formülleri geliştirilmiştir.

2. BETONUN KIRILMA MEKANİĞİ VE BOYUT ETKİSİ

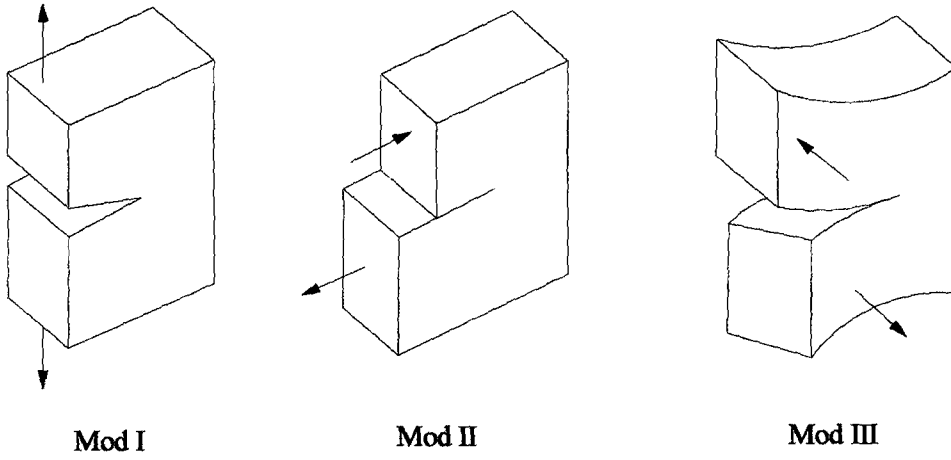
2.1. Lineer Elastik Kırılma Mekaniği (LEKM)

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

$$\begin{Bmatrix} K_I \\ K_{II} \\ K_{III} \end{Bmatrix} = \sqrt{\pi a_0} \begin{Bmatrix} \sigma \\ \tau \\ \tau \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

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

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 adını alır ve her malzeme için farklı bir değer alır.



Şekil 2.1 Kırılma Modları.

Mod I durumu için b numune genişliği, d numune karakteristik boyutu ve P_u kırılma yükü olarak alınırsa, nominal dayanım $\sigma_N = P_u / (bd)$ olmak üzere kritik gerilme şiddet çarpanının ifadesi

$$K_{Ic} = \sigma_N \sqrt{\pi a_0} f(g, p) \quad (2.2)$$

şeklindedir. Burada $f(g, p)$ yapının veya numunenin geometrisine (g) ve yükleme (p) durumuna bağlı boyutsuz bir fonksiyondur. $f(g, p)$, elastik sonlu eleman analizinden veya tipik numune geometrileri için elkitaplarından elde edilebilir. İfade (2.2) deki $f(g, p)$ fonksiyonu benzer geometri ve yüklemeye maruz yapılarda bir sabit olur ve sadece $f(\alpha = a/d)$ oranına bağlı kalır.

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

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

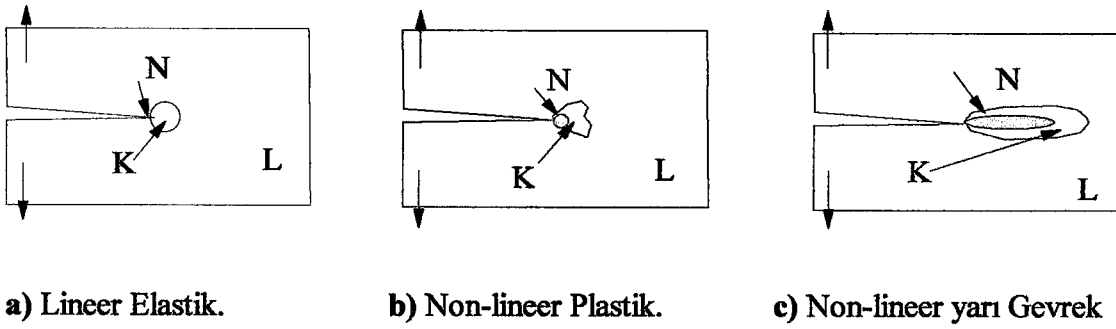
LEKM kanunları betona ilk olarak Kaplan (1961) ve Glucklish (1963) tarafından betona uygulanmış, ancak betonda çatlağın yayılcı bir tarzda gelişmesi ve boyuta ve zamana bağlı olarak mukavemetin değişmesi gibi sebeplerle LEKM prensiplerinin betonu tam olarak tasvir edemeyeceğini ortaya konmuştur (Swamy, 1979). Bu amaçla birçok araştırmacı tarafından teknolojik ve nümerik alanlardaki gelişmelere paralel olarak, lineer olmayan kırılma mekaniği yaklaşımları geliştirilmiştir.

2.2. Betonun Lineer Olmayan Kırılma Teorileri

Bu yaklaşımlar temelde, çatlamış bir beton kesitte gerilme transferini mümkün kılan, kırılma süreci bölgesinin varlığını dikkate alırlar. Yapı şartnameleri ve LEKM tarafından ihmal edilen Şekil 2.2 de görüldüğü gibi bu bölge, metallerde plastik zonun yanında çok küçük olmasına karşın, betonda 100 mm'nin üzerinde değerler alarak büyük yer işgal ederler (Hillerborg, 1976). Diğer taraftan bu bölgedeki gerilmeler, metallerdeki plastik bölgeden farklı olarak sabit kalmayıp azalmaktadır (ACI Report 446.1R.91).

Betonun lineer olmayan kırılma davranışını karakterize etmek için önerilen metotlar, Kohezif Çatlak Modelleri ve Efektif Çatlak Modelleri olarak iki kategoride sınıflandırılmaktadır. Kohezif çatlak modelleri içerisinde Hillerborg (1976) tarafından önerilen kırılma-işi-enerjisi (KİE) yaklaşımı ve Bazant ve Pfeiffer (1987) Boyut Etkisi Modeli (BEM) yer almaktadır. Efektif Çatlak Modelleri sınıfında ise Jenq ve Shah (1985) tarafından önerilen İki Parametereli Model (İPM) ve Efektif Çatlak Modeli (EÇM) (Nallathambi ve Karihaloo, 1986) gibi iki model yaygın olarak kullanılmaktadır.

KİE yaklaşımı, kırılma enerjisi G_f ve kritik çatlak ucu açılımı w_c gibi iki parametre içermektedir ve bu parametreler betonu sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesinde kullanılır. BEM modeli, sonsuz boyutlu bir numunede geçerli olan kırılma enerjisi G_f ve efektif çatlak uzunluğu c_f olmak üzere iki parametre içermektedir. Bu parametreleri tesbit etmek için geometrik olarak birbirine benzer en az üç farklı boyda numunelere ait göçme yüklerinin bulunması gerekir.



Şekil 2.2. Değişik malzeme sınıfları için süreci bölgeleri (L:lineer, N:non-lineer ve K:kırılma).

Efektif çatlak modellerinden İPM modeli, betonun modellemek için, kritik gerilme şiddet çarpanı K_{Ic}^s ve kritik çatlak ucu açılımı $CTOD_c$ olmak üzere iki parametre kullanmaktadır. Ancak bu parametreleri tespit etmek için kapalı devre gelişmiş deney ekipmanı kullanmak gerektiğinden yöntem etkili olmasına karşın zordur. EÇM modeli ise, İPM modeline benzer bir yaklaşımla betonun kırılmasını modellemek için kritik gerilme şiddet çarpanı K_{Ic}^e ve efektif çatlak boyu a_e gibi iki parametre önermektedir.

2.3 Boyut Etkisi

Lineer Elastik Kırılma Mekanizmasının (LEKM) temelini atan Griffith (1921) mikron mertebesindeki cam lifler üzerine yapmış olduğu deneylerde, cam liflerin dayanımının elemanter düzeydeki dayanımdan çok daha büyük olduğunu tesbit etmiştir. Griffith, aradaki bu farkın cam numune yüzeyindeki kusurlardan kaynaklandığını deneylerinde gözlemlemiştir. Daha sonra Weibull (1939) hiçbir malzemenin kusursuz olamayacağı görüşünden hareket ederek, istatistiksel tabanlı ilk boyut etkisi teorisini geliştirmiştir. Weibull'ın teorisi, uzun süre malzemelerin emniyet faktörlerini tayin etmek için kullanılmış, ancak beton gibi heterojen malzemelere uygulanmasında yetersiz kaldığı gözlenmiştir (Bazant, 1984). Daha sonraları araştırmacılar tarafından, heterojen malzemelere uygulanabilen deterministik (mekanik) yaklaşımlar önerilmiştir.

Deterministik yaklaşımlarda boyut etkisinin formülasyonunu elde etmek için iki farklı yöntem kullanılmaktadır. Bunlar, (1) herhangi bir teori olmaksızın, her bir problem için deneylerden elde edilmiş istatistiksel eğriler, (2) numunenin boyutu ile dayanımı arasında ilişki kuran teorik, boyut etkisi kanunlarıdır. Birinci yöntem uygulama yönünden kesindir ve belirli bir problem türü için sadece sınır değişim aralığını verir. İkinci (teorik) yaklaşım ise laboratuvar şartlarında geçerliliğini ispatlamış ve bazı kabuller üzerine oturtulmuştur. Günümüzde laboratuvar ölçeğinde çıkan ancak diğer ölçeklerde birbirine zıt iki farklı boyut etkisi teorisi beton/betonarme yapılarda kullanılmaktadır.

2.3.1. Boyut Etkisi Kanunu (BEK)

Bazant (1984), en büyük yükte çatlağın ilerlemesi sonucu serbest kalan enerji ile beton tarafından absorbe edilen enerji arasındaki basit dengeyi boyut analizi (Buckingham Pi Teoremi) yardımıyla kurarak boyut etkisi teorisini geliştirmiştir. Doğrusal olmayan kırılma mekaniğinin temelini oluşturan bu teori, malzemenin kırılma özelliklerini belirleyen, çatlak boyu ve çatlak alanı gibi iki parametreye bağlıdır. Bazant, nominal dayanım σ_N ile numune boyutu d arasındaki ilişkiyi

$$\sigma_N = (C + dA)^{-1/2} \quad (2.4)$$

şeklinde tanımlamıştır. Burada A ve C deney verilerinin $Y=(1/\sigma_N^2)$ ve $X=(d)$ olmak üzere, lineer regresyon sonucu elde edilen $Y=AX+C$ doğrusunun sabitleridir. Ancak uygulamada genel bir formülasyon elde etmek için (2.4) ifadesi yerine aşağıdaki şekilde verilen, boyutsuz formun kullanılması daha uygun olmaktadır.

$$\sigma_N = Bf_t(1 + \beta)^{-1/2} \quad , \quad \beta = d/l_0 \quad (2.5)$$

Burada f_t betonun çekme dayanımıdır. B ve l_0 ise $Y=(f_t/\sigma_N)^2$ ve $X=(d)$ olmak üzere $Y=AX+C$ doğrusundan, $B=(1/C)^{1/2}$ ve $l_0=(C/A)$ şeklinde elde edilen ampirik sabitlerdir. Burada Y boyutsuz ve X uzunluk boyutunda olduğundan, l_0 uzunluk

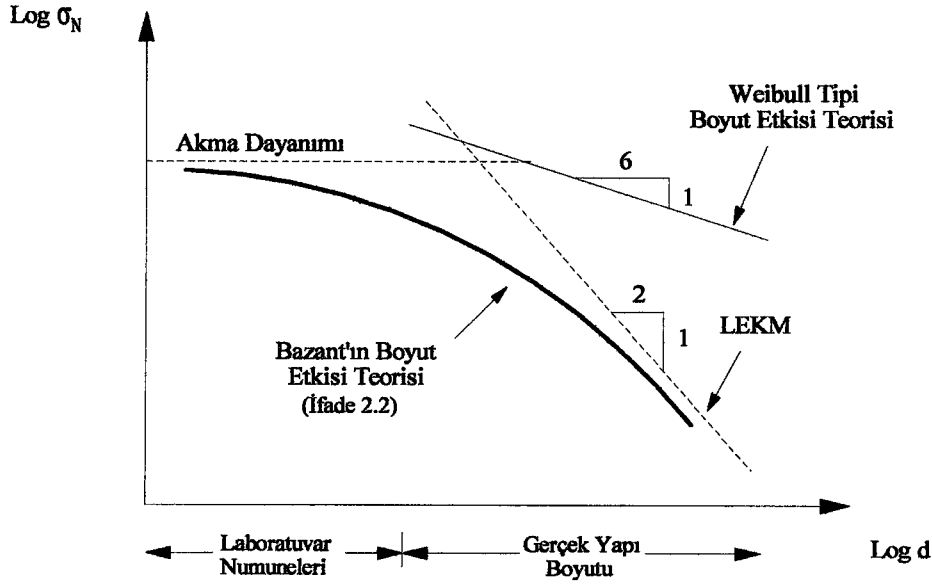
boyutunda elde edilmektedir. Yapılan araştırmalar l_0 ampirik sabitinin malzemenin maksimum agrega çapı ile orantılı olduğunu ortaya koymaktadır

$$l_0 = \lambda_0 d_{\max} \quad (2.6)$$

Burada λ_0 ampirik sabit ve $d_{\max}$ maksimum agrega çapıdır. İfade (2.5) de d numune boyutu çok kk olduğu zaman ikinci taraf yaklaşık 1 olmakta ve malzemede dayanım kriteri veya akma kriteri geçerli olmaktadır. Bu durumda $\text{Log } \sigma_N - \text{Log } d$ arasındaki ilişki yatay bir doğru şeklinededir. Diğer taraftan numune boyutu d nin çok bk olduğu durumlarda $\text{Log } \sigma_N - \text{Log } d^{-1/2}$ şeklinde bir ilişkiden bahsedilebilir (Weibull teorisinde bu ilişki $\text{Log } \sigma_N - \text{Log } d^{-1/6}$ şeklinededir). Bu durumda LEKM kriteri geçerli olmaktadır. Oysa gerçekte mhendislik yapıları bu iki limit durum arasında kalmaktadır. Bazant'ın boyut etkisi teorisi (ifade (2.5)) ise, şekil 2.3 de görüldüğü gibi LEKM ile dayanım kriteri arasında bir geçiş eğrisini temsil etmektedir. Ancak son yıllarda yapılan araştırmalar ve özellikle de silindir yarma deneyi (Bazant vd., 1991) teoride bazı eksikliklerin olduğunu ortaya koymuştur.

2.3.2. Değiştirilmiş Boyut Etkisi Kanunu (DBEK)

Hasegawa vd. (1985), Brezilya silindir yarma numuneleri üzerine yaptıkları deneyde, nominal dayanımın, numune boyutunun artmasıyla azaldığını tespit etmişlerdir. Ancak belirli bir boyuttan sonra bu azalmanın tamamen durduğu ve asimtotik bir değere yaklaştığını gözlemişlerdir. Bu sonuçtan hareketle Bazant ve Kazemi, deneyleri tekrarlamışlar ve bu durumun, numunelerde göçme anında oluşan mekanizmaya bağlı olduğunu ortaya koymuşlardır (ACI-4461R, 1990; Bazant vd., 1991).



Şekil 2.3 Bazant'ın Boyut Etkisi Teorisi

Şekil 2.4 dikkatle incelenirse, silindir yarma deneyinin, klasik mukavemette iki cismin temas problemine benzediği görülmektedir. Temas probleminde, yükleme düzlemine paralel olarak, yükleme levhasının hemen altında basınç gerilmeleri orta bölgede ise çekme gerilmeleri meydana gelmektedir (Şekil 2.4a). Bunun doğal sonucu olarak göçme, yükleme levhasının hemen altında kama şeklinde bir çatlak gelişimi ve eksenel yönde meydana gelen bir yarıma çatlağıyla meydana gelmektedir (Şekil 2.4 b,c).

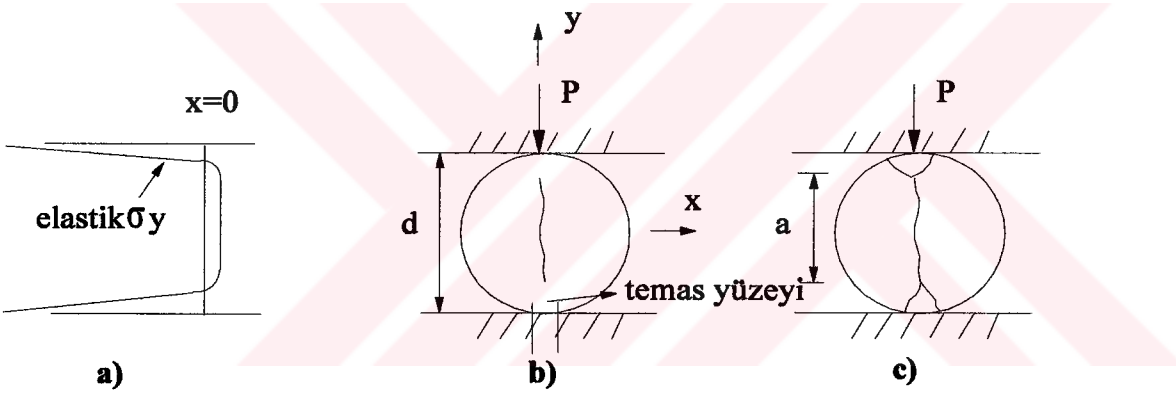
Ancak burada temel sorun, yükleme düzlemine paralel olarak meydana gelen basınç ve çekme gerilmelerinin dağılım bölgesinin, numune çapı ile orantılı olarak değişmemesidir. Yani Şekil 2.4c de tanımlanan a/d oranı numune boyutunun artmasıyla, büyümektedir. Buna bağlı olarak, küçük boyutlarda, yarıma çatlağına sebep olan yük, kama şekilli bölgenin sürtünme sıyrılmasına sebep olan yükten çok büyük olmaktadır. Diğer taraftan, büyük boyutlarda, yarıma göçmesine sebep olan nominal dayanım, kama yüzeyinde meydana gelen içsel sürtünme gerilmelerinden çok küçük olmaktadır. Dolayısıyla belirli bir boyuttan sonra, gevrek davranıştan tekrar sünek bir davranışa geçiş gözlenmektedir. Bu durumda, bir üst limitin yanında (Şekil 2.3) boyut etkisi

kanununa bir alt limitin eklenmesi gerekmektedir. Bu yaklaşım aynı zamanda, özellikle de bu tür çatlakların gözlemlendiği basınç etkisine maruz sistemlerde de geçerlidir.

Bu düşünceden hareketle Kim ve Eo (1990), (2.7) ifadesini aşağıdaki şekilde değiştirmişlerdir.

$$\sigma_N = Bf'_t (1 + \beta)^{-1/2} + \alpha f'_t \quad (2.7)$$

burada B ve α ampirik sabitlerdir. Bu yaklaşım, Değiştirilmiş Boyut Etkisi Kanunu (DBEK) olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 2.4. Silindir yarma deneyinin detayları ve temas problemi (Bazant vd., 1991)

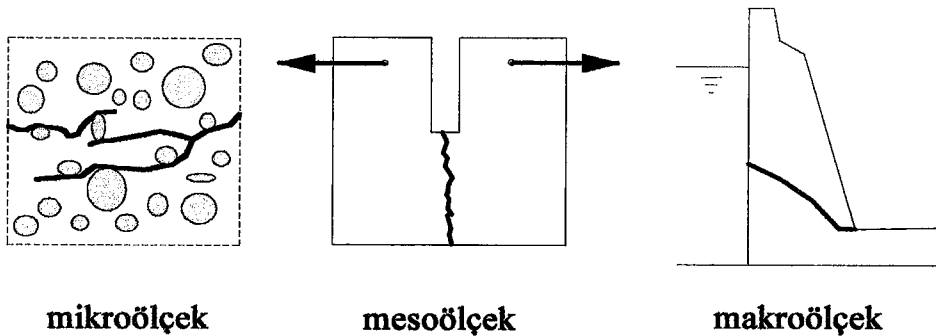
Diğer taraftan yapay sinir ağları ile yapılan çalışmalar, deneysel verilerden elde edilen boyut etkisi eğrilerinin DBEK'a uygunluğunu doğrulamıştır (İnce, 1994; Arslan ve İnce, 1995). İfade (2.7) deki ampirik sabitler lineer olmayan eğri uydurma algoritmaları ile bulunabilir. Bununla beraber λ_0 sabiti, bir çok uygulamada problemin durumuna göre 2-3 arasında sabit olarak alınmıştır (Kim vd., 2000).

2.3.3. Fraktal Boyut Etkisi Kanunu (FBEK)

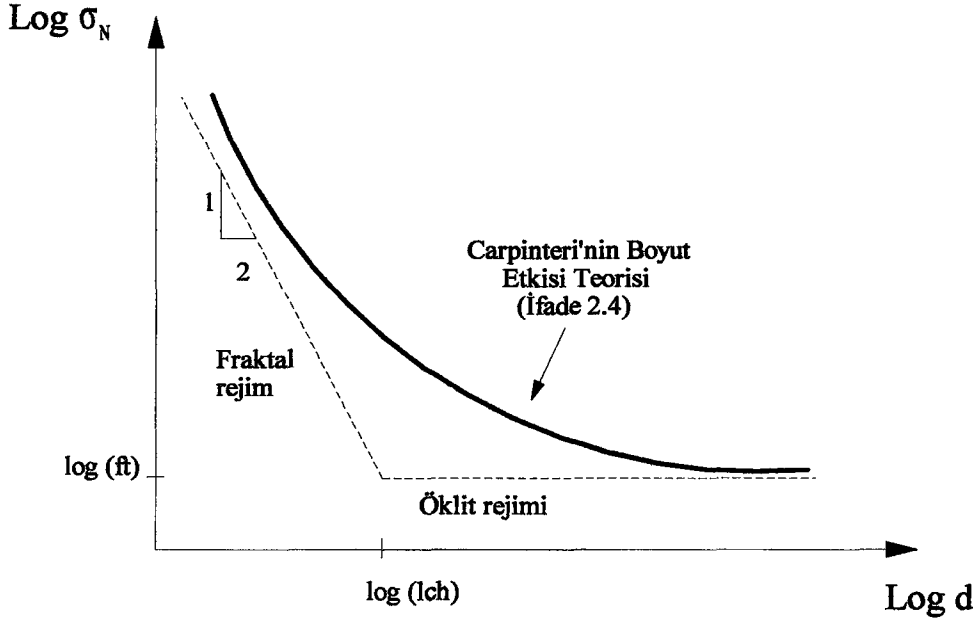
Carpinteri (1994), en büyük yükte çatlak yüzeyinde meydana gelen hasarı, fraktal geometri ile modelleyerek, boyut etkisi kavramına geometrik olarak yaklaşmıştır. Teori temelde numunenin homojenlik derecesini esas almaktadır. Şekil 2.5 de görüldüğü gibi küçük beton yapılarda, agrega boyutu yapı boyutunun yanında ihmal edilemeyecek mertebede olduğundan, homojenlik minimum seviyededir. Aksi durumda büyük beton yapılarda agrega boyutu, yapı boyutuna göre küçüktür ve malzeme mükemmel homojen davranış sergiler. Bu açıdan bu ölçekte boyut etkisi görülmez. Fraktal hasar kavramına göre boyut etkisi

$$\sigma_N = \left(C + \frac{A}{d} \right)^{1/2} \quad (2.8)$$

şeklinde tanımlanmaktadır (Şekil 2.6). Burada A ve C deney verilerinin $Y=(\sigma_N^2)$ ve $X=(1/d)$ olmak üzere, lineer regrasyon sonucu elde edilen $Y=AX+C$ doğrusunun sabitleridir. Ancak uygulamada genel bir formülasyon elde etmek için, Bazant'ın boyut etkisi teorisinde olduğu gibi (2.8) ifadesi yerine aşağıdaki şekilde verilen, boyutsuz formun kullanılması daha uygun olmaktadır.



Şekil 2.5. Betonda kırılmanın çok ölçekli yayılması



Şekil 2.6 Carpinteri'nin Boyut Etkisi Teorisi.

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

burada f_t sonsuz boyuttaki bir numune için asimtotik çekme dayanımıdır. lch ise karakteristik uzunluk adı verilen ampirik bir sabittir. Burada ampirik sabitler (2.8) ifadesindeki lineer-regresyon analizinden $f_t = \sqrt{C}$ ve $lch = A/C$ den bulunabilir.

İfade (2.9) de görüldüğü gibi $d \rightarrow \infty$ olduğunda boyut etkisi eğrisi sıfırdan farklı bir sabite, homojen davranış sınırına (öklit rejimi) asimtot olur. $d \rightarrow 0$ için, $\sigma_N \rightarrow \infty$ olmakta ve küçük boyutlarda σ_N - d bağıntısı logaritmik ölçekte eğik bir asimtota sahip olmaktadır (fraktal rejim). Şekil 2.3 ve 2.6 karşılaştırıldığında, Bazant'ın boyut etkisi teorisi sınırlı bir boyut aralığında geçerli olmasına karşın, Carpinterinin boyut etkisi teorisi diğerinin aksine sınırsız bir boyut aralığında kullanılmaktadır.

2.4 Beton/Betonarmenin Kırılma Mekanizmasında Boyut Etkisine ait Uygulamalar

Bu uygulamalar iki kategoride incelenebilir. Birincisi BEK ve DBEK yaklaşımlarının ikincisi FBK yaklaşımının kullanıldığı çalışmalardır.

Birinci grup yaklaşımlar içerisinde beton için, temel kırılma modları Bazant ve Pfeiffer (1987) (Mod I ve Mod II) ve Bazant ve Prat (1988) (Mode III) ve Tokatly ve Barr vd. (1991) (Mode III) tarafından incelenmiştir. Bunun yanında Brezilya silindir yarma deneyinde boyut etkisi Bazant vd. (1991), beton silindir numunelerde zift zımbalama deneyinde boyut etkisi Marti (1989), donatısız beton borularda boyut etkisi Bazant ve Cao (1987a), betonun basınç-eğilme mukavemetinde boyut etkisi Kim vd. (2001), betonun yatak mukavemetinde boyut etkisi, İnce ve Arıcı (2002) çalışmaları ayrıca verilebilir. Betonarme için, öngerilmeli beton kirişlerde boyut etkisi Bazant ve Cao (1986), diyagonal kesme göçmesinde agreganın ve etriyenin boyut etkisi Bazant ve Sun (1987), döşemelerin zımbalama göçmesinde boyut etkisi Bazant ve Cao (1987b), Çekip-çıkarma (Pull-out) deneyinde boyut etkisi Bazant ve Şener (1988), Etriyersiz betonarme kirişlerde boyut etkisi Bazant ve Kazemi (1991), Kim vd. (1994), İnce (1998), İnce ve Arslan (2000) ve İnce ve Arslan (2001), Eksenel yüklü kolonlarda boyut etkisi Şener vd. (1996), Eksenel yüklü fretli kolonda boyut etkisi Kim vd (1999), kare prizmatik betonarme kirişlerde burulma mukavemetinde boyut etkisi Bazant ve Şener (1987).

İkinci grup çalışmalarda ise araştırmalar sınırlı olmakla beraber, betonda mode I durumunun incelendiği Carpinteri vd. (1994), kayma donatısız betonarme kirişlerde boyut etkisi İnce (1998) ve İnce (2001) gibi araştırmalar verilebilir. Bununla beraber birçok araştırmacı tarafından yapılan deneysel çalışmaların toplandığı bir raporda FBK yaklaşımı uygulanmış ve müspet sonuçlar elde edilmiştir (Carpinteri vd. 1995)

3. BETONARMEDE ÇATLAKLAR ÜZERİNDE GERİLME TRANSFERİ VE KALDIRAÇ ETKİSİ

3.1. Betonarme Çatlaklar Üzerinde Gerilme Transferi

Betonarmede Çatlaklar üzerinde gerilme transferini etkileyen başlıca mekanizmalar :

3.1.1. Donatının Kaldıraç Etkisi (Dowel Etkisi)

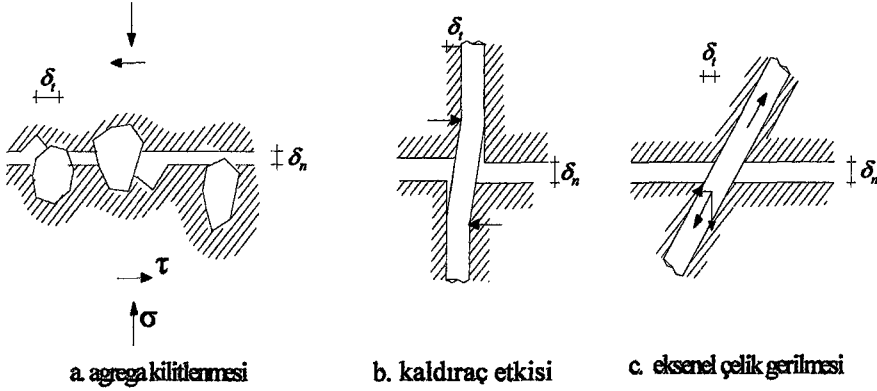
Kaldıraç etkisi betonun desteklediği donatının, yatay deplasman yapana kadar ki davranışını baz almaktadır (Şekil 3.1.b.)

3.1.2. Donatılardaki Eksenel Çelik Gerilmesi

Çatlamış bir betonarme elemanında donatılar genellikle çatlak düzlemini farklı açılarda geçerler. Çatlak düzlemine paralel çelik gerilme bileşenlerinin çatlak boyunca kesme transferine katkısı olur (Şekil 3.1.c.).

3.1.3. Çatlak Yüzeylerinde Agrega Kilitlenmesi

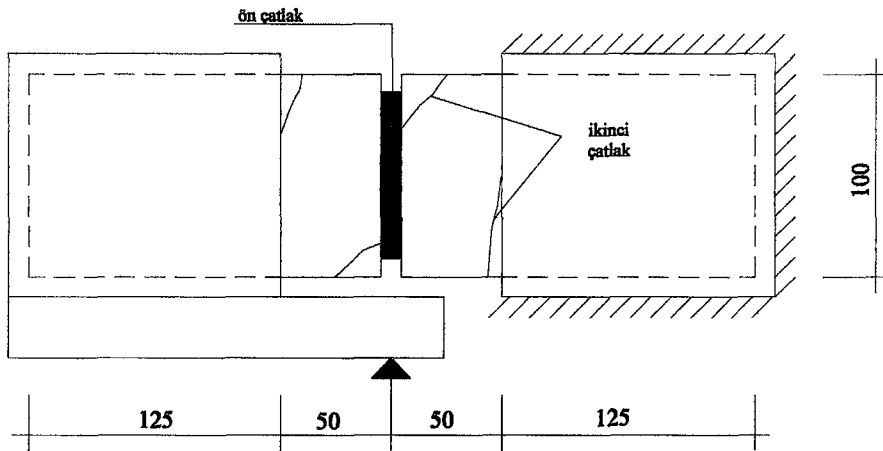
Çatlak yüzeylerinin pürüzlülüğünden dolayı betondan betona gerilme transferi yapılabilir. Fenwick (1968), tarafından agrega kilitlenmesi olarak ifade edilen bu mekanizma orta mukavemetten düşük, çakıllı betondaki partiküllerin matrix materyalinden daha yüksek mukavemete sahip olması gerçeğine dayandırılmaktadır. Bu nedenle bir çatlak, matrix ve partiküller arasında iç yüzeyler boyunca matrix içinden hızla ilerler (Şekil 3.1.a.). Rijit partiküllerin çatlak düzleminden çıkıntı oluşturması sonucunda böyle kesme kayması olduğunda karşıt çatlak yüzeyin matrix materyali ile temas sağlanır.



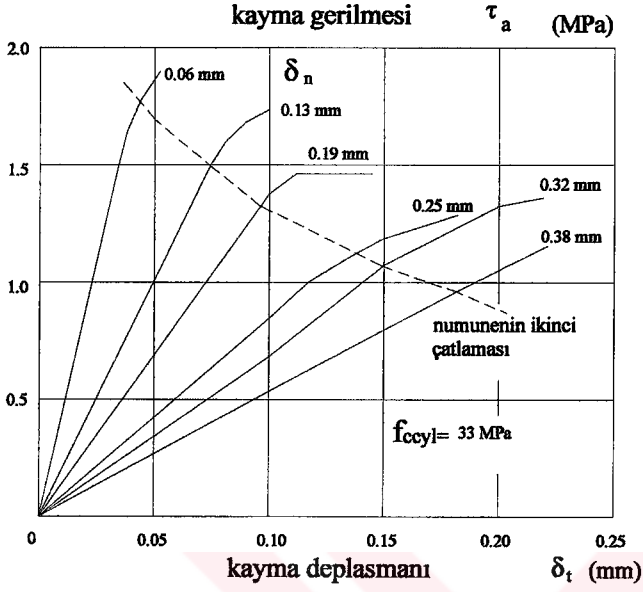
Şekil 3.1. Çatlamış betonarmede transfer mekanizması.

3.1.3.1. Monotik Yüklemede Agrega Kilitlenmesi

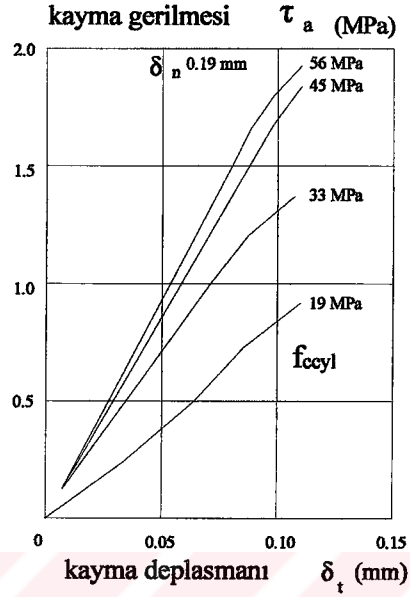
Taylor (1959) ve Moe (1962) çatlamış betonda yük transferinde agrega kilitlenmesinin rolüne dikkat çekmişlerdir. Bununla birlikte Fenwick (1968) 'de ilk olarak agrega kilitlenmesi üzerinde detaylı deneysel çalışma gerçekleştirmiştir. Bu araştırmaların amacı çatlak deplasmanları ve çatlamış düzlem betonu arasındaki ilişkiyi tayin etmektir. Bu testlerde değişkenler sırasıyla; 0,06 mm den 0,38 mm. ye kadar çatlak genişliği ve 19 MPa'dan 56 MPa'ya kadar değişen beton mukavemetleridir.



Şekil 3.2. Fenwick (1968)' in kullandığı test aparatı.



Şekil 3.3. Fenwick' in deneyleri için çatlak genişliğine bağlı kayma gerilmesi-kayma deformasyonu



Şekil 3.4. Fenwick' in deneylerinde beton mukavemetine bağlı kayma gerilmesi-kayma deformasyonu

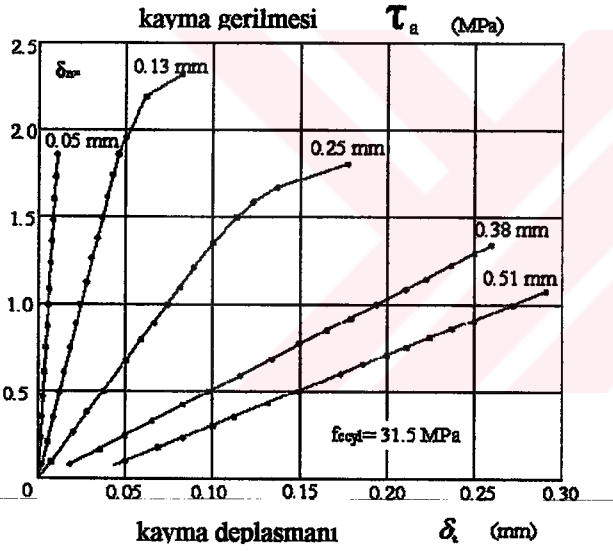
Kesme direnci üzerine beton mukavemetinin tesirini tayin etmek için değişik beton sınıfları ve 0.19 mm. sabit çatlak genişliği ikinci test serilerinde kullanılmıştır. Şekil 3.4. de elde edilen ortalama deneysel eğri gösterilmiştir. Deneysel sonuçlardan aşağıdaki amprik ifade çıkartılmıştır.

$$\tau_a = \left(\frac{0.928}{\delta_n} - 0.658 \right) \left(\sqrt{f_{ccyl}} - 1.447 \right) (\delta_t - 0.044 \delta_n) \quad [\text{MPa}] \quad (3.1.)$$

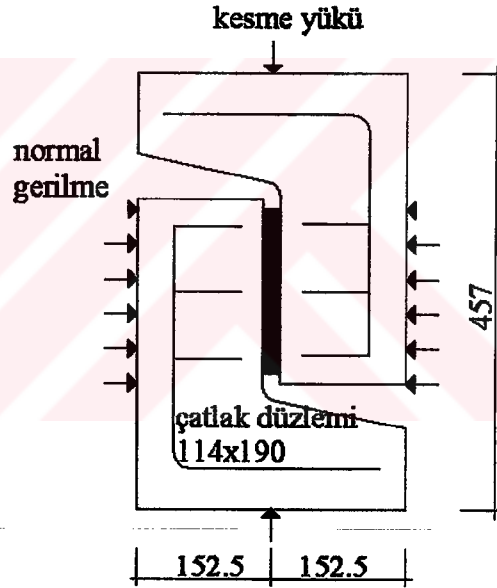
$$\tau_a, f_{ccyl}, [\text{MPa}], \delta_n, \delta_t, [\text{mm}]$$

Bu deneysel çalışmalara ek olarak, Houde ve Mirza, Fenwick tarafından kullanılan ekipmanlara benzeyen test tertibatından 32 deney yapmışlardır. Beton mukavemeti ve çatlak genişliğinden başka maksimum dane boyutları sırasıyla 9,5

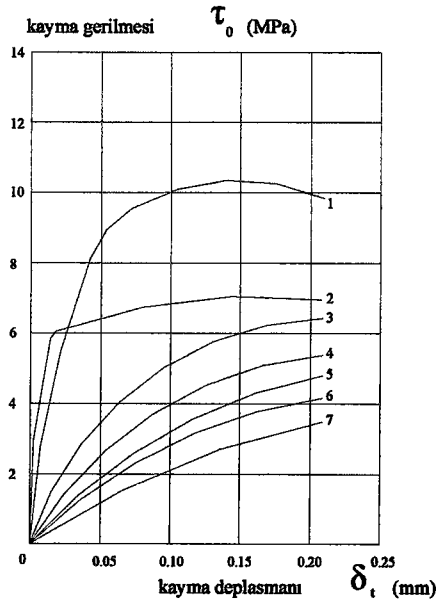
mm. den 19 mm. ye kadar değişkendir. Beton numunelerin sınırları herhangi bir ikinci çatlakları önleyecek şekilde takviye edilmiştir. Şekil 3.5. de Fenwick'in sonuçları ile karşılaştırılabilen bazı test sonuçları gösterilmiştir. Maksimum dane çapının kesme direncini hemen hemen hiç etkilemediği bulunmuştur. Kesme mukavemeti, sırasıyla 16,5 MPa dan 51 MPa kadar beton mukavemetleri için $\sqrt{f_{cyl}}$ 'ye orantılı olduğu bulunmuştur. Fenwick ve Paulay (1968) Houde ve Mirza'nın test sonuçları önemli dağılma artışını veren, nispi küçük kesme alanı ve müsaade edilen eğilme çatlama nedeniyle test set-up dan etkilenebilir.



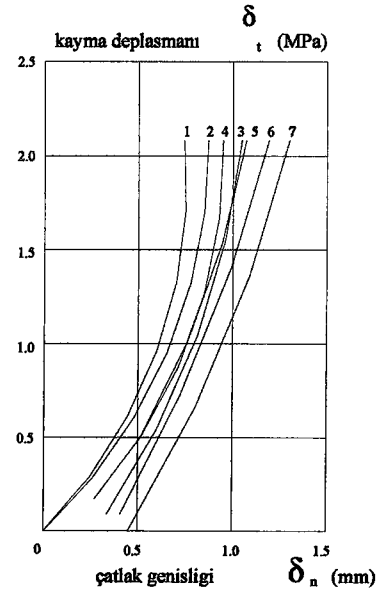
Şekil 3.5. Houde ve Mirza'nın test sonuçları



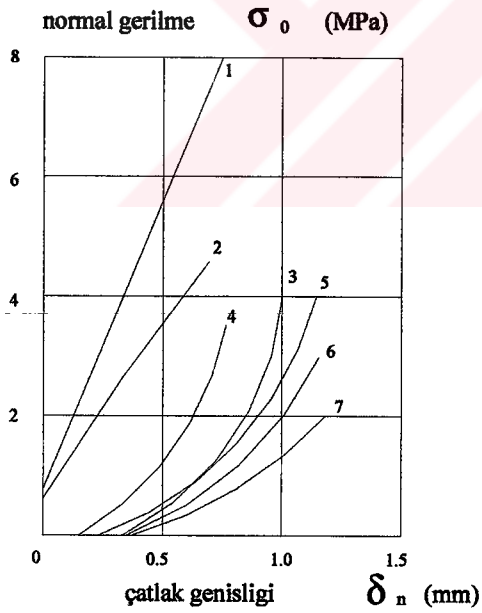
Şekil 3.6. Paulay ve Loeber'in test numunesi



a. Kayma gerilmesi - kayma deplasmanı bağıntısı



b. Çatlak açılma yolu



c. Normal gerilme - çatlak genişliği bağıntısı

No	Numune
1	1 / 0 / 6.8
2	1 / 0 / 3.6
3	1 / 0.4 / 1.0
4	1 / 0.2 / 1.6
5	1 / 0.2 / 1.4
6	1 / 0.2 / 0.4
7	1 / 0.4 / 0.3

Şekil 3.7. Düzlem betonlu numuneler için Walraven'in (1980) test sonuçları.

Bu nedenle Şekil 3.6' da görülen geliştirilmiş test numunesi ile Paulay ve Loeber testler yaptılar. Şimdi ön çatlaklı kesme itme numunelerinin kesme düzlemi 21.660 mm^2 dir. Numunenin üst parçası sabitlenmiş, alt parçanın üzerinden kesme düzlemi boyunca kayabilecek şekildedir. Araştırmacılar kesme transferinin doğasını araştıran 44 test yapmışlardır. Bu testlerin bir kısmı çevrimli kesme yükü altında gerçekleştirilmiştir. Beton silindir mukavemeti 37 MPa ' dır. Agreganın tipi, (17 mm. ezilen maksimum boyut ve ve 9,5-17 mm. maksimum boyut çevresi), çatlak genişliği (0,13 mm – 0,25 mm. ve 0,51 mm.)ve yük uygulama yolu test değişkenleridir. Sabit çatlak genişliği için monolitik olarak artan kesme kuvveti ve kayma deplasmanları arasındaki deneylerden elde edilen bağıntıdan, kayma direncine, ne agregası boyutunun nede onun şeklinin güçlü tesir etmediği görülmüştür.

Kirşler için çatlak genişliğinin kayma kesmesine oranı artan çatlak genişliği ile artmaktadır (Walraven, 1978) . Bu yüzden Walraven (1980) harici takviye edilmiş ön çatlaklı itme numuneleri üzerinde testler yapmıştır.

Bu numuneler için çatlak düzleminde iç dengelerden dolayı çatlağın açılmasını sağlamak için çatlak açıklığı dışarıdan sınırlandırılmıştır. Çatlak deplasmanları springeç ile ölçülmüştür. Deplasmanlar numunenin her iki tarafında üç ayrı yerde ölçülmüştür. Harici normal kuvvetler, sınırlayan dış çubuğa bağlanan strengerlerle ölçülmüştür. Testler post - peak davranışını ölçmek için deplasman kontrolü yapılmıştır. Değişkenler, beton mukavemeti ve karışım harcı, donatı rijitliği ve başlangıç çatlak genişliğidir.

Karışımın bileşimi fuller eğrisine uygun olarak normal ve hafif beton 16 mm. – 32 mm. ye kadar maksimum agregası boyutlarıdır. Betonun basınç küp mukavemeti $13,4 \text{ MPa}$ ile 59 MPa arasında değişmektedir. Testler için başlangıç çatlak genişliği 0,01 mm. ile 0,40 mm. arasındadır. 150 mm. küp mukavemeti $37,6 \text{ MPa}$ ve maksimum dane çapı 16 mm. olan test sonuçları gösterilmiştir (Şekil 3.7.a-c).

Her numunenin tanımlama numarası, sırası ile karışım numarası, başlangıç çatlak genişliği ve 0,6 mm ye eşit çatlak genişliğindeki sınırlı gerilmeyi kapsar. Normal kuvvetin artması sebebiyle, çok büyük kayma deplasmanları için kesme kuvvetinde az bir artış olmuştur. Testlerde kesme mukavemeti üzerinde maksimum dane boyutunun hafif bir etkiye sahip olduğu görülmüştür. Bu yüzden basit lineer

olmayan ifadeler, test sonuçlarından maksimum dane boyutunun etkisi ihmal edilerek ampirik olarak çıkarılmıştır.

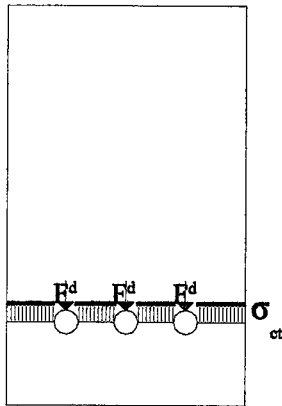
$$\tau_a = -\frac{f_{ccm}}{30} + \left[\frac{1.8}{\delta_n^{0.80}} + \left(\frac{0.234}{\delta_n^{0.707}} - 0.20 \right) f_{ccm} \right] \delta_t \quad (\tau_a > 0) \quad (3.2.)$$

$$\sigma_a = -\frac{f_{ccm}}{20} + \left[\frac{1.35}{\delta_n^{0.63}} + \left(\frac{0.191}{\delta_n^{0.592}} - 0.15 \right) f_{ccm} \right] \delta_t \quad (\sigma_a > 0) \quad (3.3.)$$

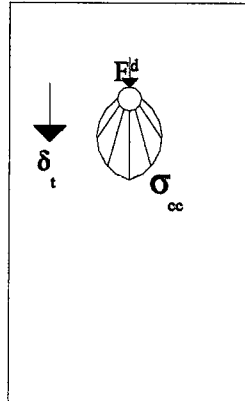
τ_a , σ_a , f_{ccm} , [MPa], δ_n , δ_t , [mm]

3.2. Kaldıraç Etkisi

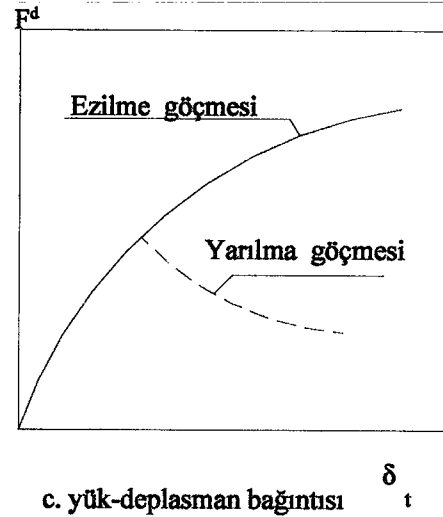
Çatlağı geçen takviye donatıyı çatlak deplasmanlarının etkisini yok edecektir. Çatlak düzlemini dik olarak geçen donatıların davranışı donatıyı yanal ve eksenel rijitliği diye ikiye ayrılabilir. Eksenel rijitlik beton ve çelik arasındaki aderans tarafından sağlanır. Yanal rijitlik betonun çevresindeki reaksiyon gerilmesinden dolayıdır ve bu dowel rijitliği olarak isimlendirilir.



a. Yanılma göçmesi



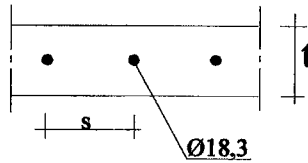
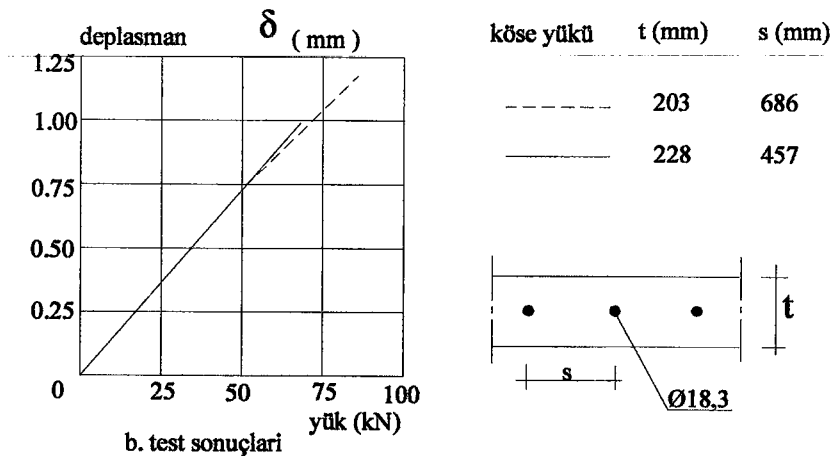
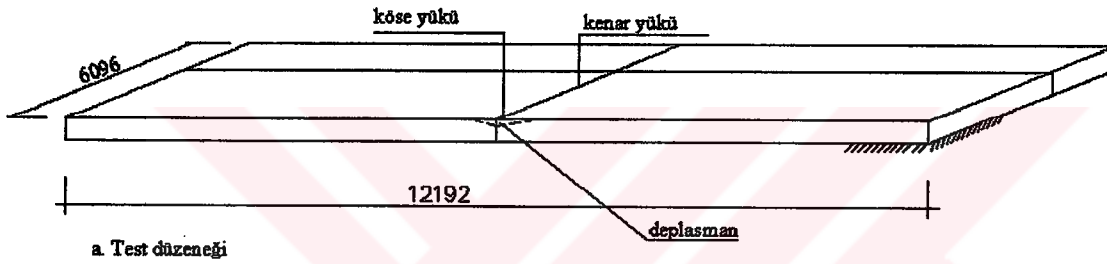
b. Ezilme göçmesi



c. yük-deplasman bağıntısı

Şekil 3.8. Kaldıraç etkisi için göçme modları.

Perçin etkisinde birkaç göçme modü olabilir. Şekil 3.8.a. ' da beton kabuğunun sıyrıılma göçmesi görülmektedir. Bu tip göçme perçin kuvvetini dengelemeyecek kadar az beton örtü olduğu zaman genellikle kirişin dibindeki donatılarda oluşur. Eğer betonun sıyrılmasını önleyecek uygun şartlar sağlanırsa Şekil 3.1.b. ' de görülen donatının etrafındaki betonda ezilme meydana gelir. Bu betondaki reaksiyon kuvveti, donatıyı çevreleyen betondaki çok eksenli gerilme şartlarından dolayı nispeten beton mukavemetine bağlıdır. Şekil 3.8.c. ' de her iki göçme modunun davranış farklılıkları sunulmaktadır.



Şekil 3.9. Yük ve tabaka kalınlıklarına göre tabaka deplasmanı ve test düzeneği (Teller, 1936).

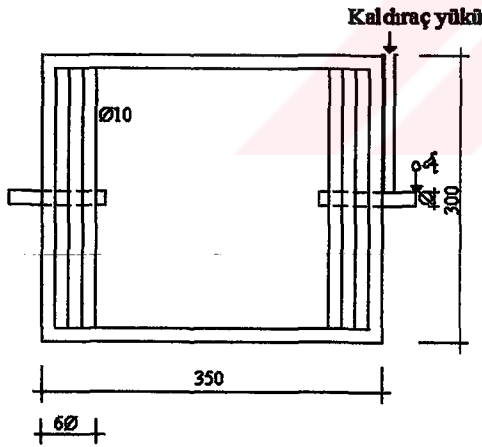
Şekil 3.9.a.b.' de görüldüğü gibi tabaka deplasmanı, tabakanın üzerindeki yükün şiddeti ile direk orantılıdır (Teller ve Sutherland, 1936).

Şekil 3.10.a.' da görülen geniş beton bloktan dik olarak çıkan perçin donatıları üzerinde testler gerçekleştirmiştir (Rasmussen, 1962). Donatının altındaki betonun ezilmesiyle donatıda plastik halka oluşmuştur. Deneysel olarak nihai perçin kuvveti Şekil 3.10.b. de gösterilmiş ve aşağıdaki bağıntı yardımı ile ifade edilmektedir.

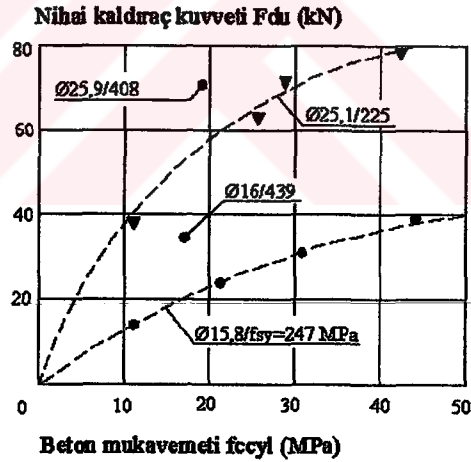
$$F_{du} = c \Phi^2 \cdot \sqrt{f_{ccyl} \cdot f_{sy}} \quad [N] \quad (3.4.)$$

$c = 1, 3$ yükün eksantrisitesiz olduğu durumlar için

Φ , [mm], f_{ccyl} , f_{sy} (Mpa)

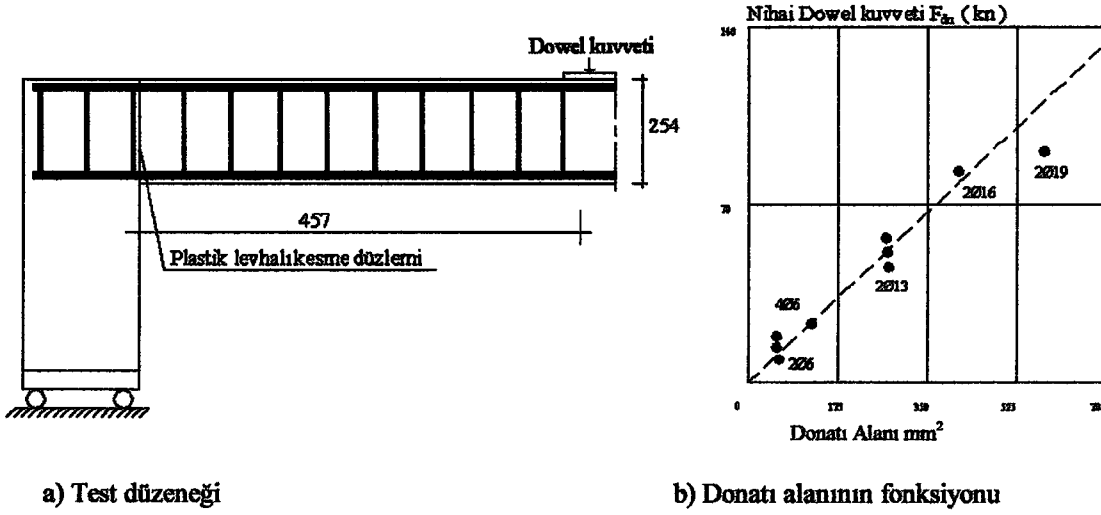


a) Test düzeneği



b) Beton mukavemetine bağlı Dowel mukavemeti

Şekil 3. 10. Rasmussen (1962)'in Test Aparatı ve Sonuçları .



Şekil 3.11. Bennett ve Dig. (1976) 'in Test Aparatı ve Sonuçları .

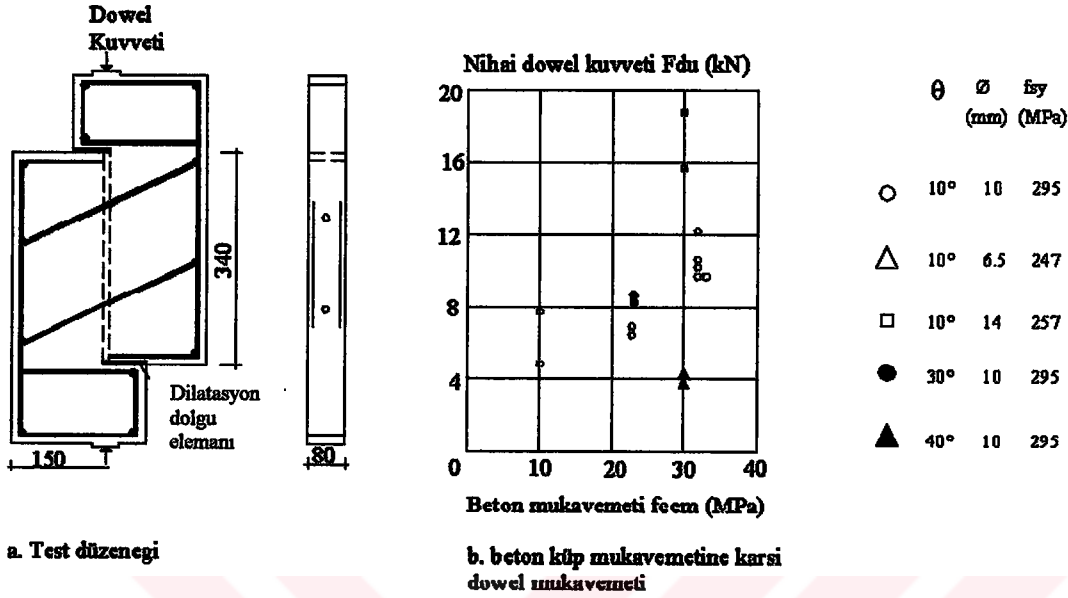
Bennet ve Bannerjee (1976) tarafından elde edilen deneysel sonuçlar ile Rasmussen (1962)' nin test sonuçları arasında bir uyum görülmüştür. Şekil 3.11' de gösterilen test numunesinde testler alt ve üst donatının kombinasyonu ile sadece alt ve üst donatılı olacak şekilde gerçekleşmiştir. Alt donatılı testler için Şekil 3.11.b' deki sonuçlarda dowel mukavemetinin geçiş donatısının kesit alanı ile direkt orantılı olduğu görülmüştür.

Uygulamada donatılar çatlak düzlemlerini değişik açılardan geçerler (Dulacska, 1972). Dowel mukavemeti üzerinde iki yüzeyin yaptığı açının etkisini araştırmıştır. Şekil 3.12.a.' da görülen 0,2 mm. kalınlığında çelik levha yardımıyla agrega kilitlenmesi önlenmiş, itme numunesi kullanmıştır. Deneysel sonuçlar Şekil 3.12.b' de gösterilmiştir. Nihai dowel kuvveti aşağıdaki ampirik bağıntı vasıtasıyla ifade edilmiştir.

$$F_{du} = 0.2 f_{sy} \sin(\theta) \left[\sqrt{1 + \frac{f_{ccm}}{0.003 f_{sy} \sin(\theta)^2}} - 1 \right] \quad (3.5)$$

θ = Eğim açısı (Çatlak düzlemine normal $\theta = 0^\circ$)

f_{ccm}, f_{sy} (MPa)



Şekil 3.12. Dulacska (1972) 'nın deneysel sonuçları ve test aparatı

$\theta = 0$ için Rasmussen formülünde $C = 1.25$ olduğu görüldü.

Deneysel olarak uygulanan dowel yükünün fonksiyonuna benzer bulunan kesme deplasmanı aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

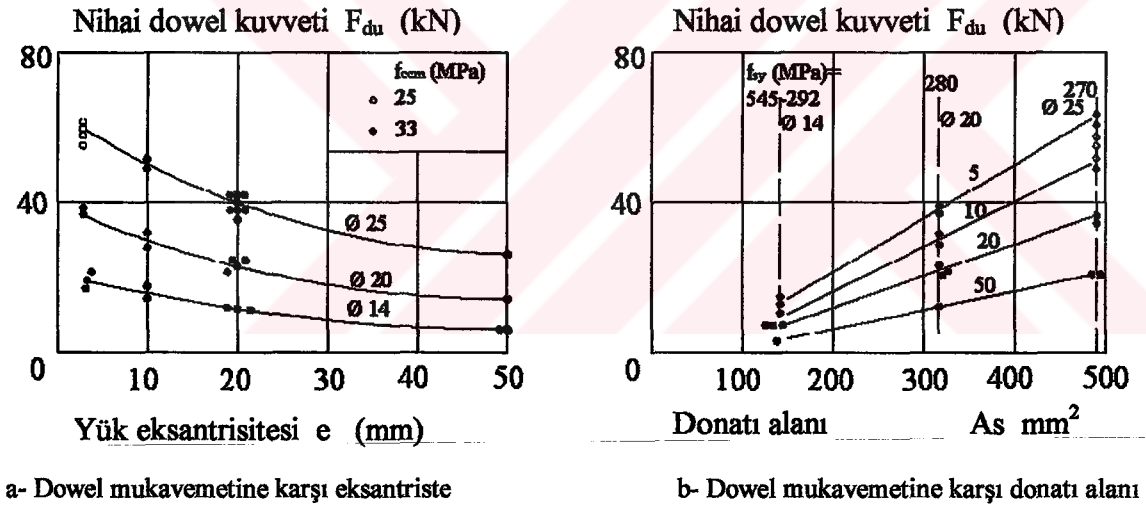
$$\delta_t = \frac{11.35 \cdot 10^{-4} \cdot F_d}{\phi} \sqrt{\tan\left(\frac{F_d \pi}{F_{du}^2}\right) \frac{1}{f_{cm}}} \quad [\text{mm}] \quad (3.6)$$

ϕ , δ_t [mm], F_d , F_{du} , [N] olarak.

Mills (1975) 45° eğim açılı üç dowel testi gerçekleştirmiştir. Beton silindir mukavemeti 36 MPa ve akma mukavemeti 210 MPa olan 38 mm çapındaki donatı için ortalama dowel mukavemeti 76 kN elde etmiştir. Utescher ve Hermann (1983)

dowel mukavemeti üzerindeki yük eksantrisitesi ve donatı çapının etkisini araştıran çok sayıda dowel testleri yaptı. Şekil 3.13.a-b. deney sonuçları verilmiştir. Yük eksantrisitesi beton yüzeyinden 5, 10, 20 ve 50 mm mesafede yük uygulamasıyla değişmektedir. O yük eksantrisitesi nihai dowel kuvvetini güçlü bir şekilde etkilediği bulunmuştur. Kullanılan test donanımının Rasmussen (1962)' in test düzeneğine çok benzer olduğu görülmüştür. Bu yüzden Rasmussen'in testlerinin sıfır eksantrisite ile başarılıp-başarısızlığı şüpheli olmaktadır.

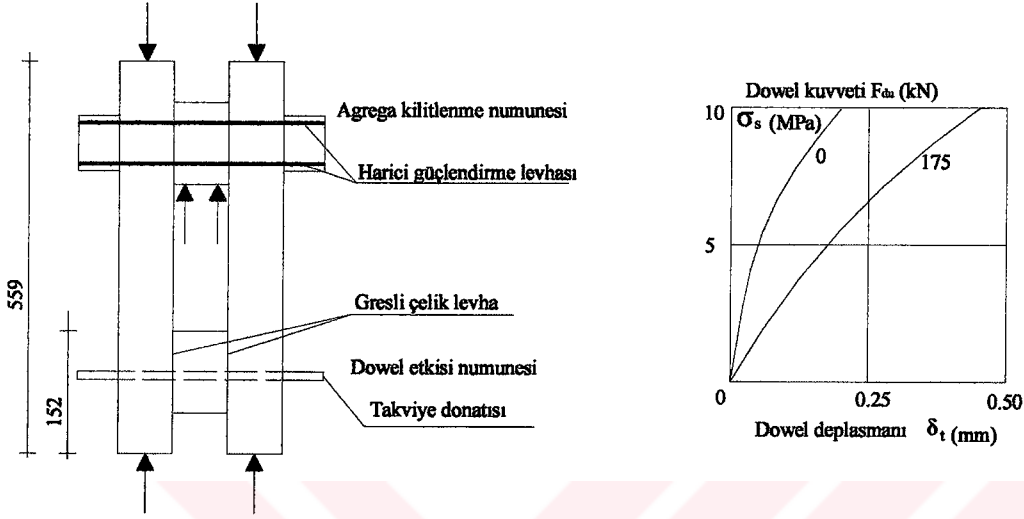
Şekil 3.13.b.' de gösterildiği gibi dowel mukavemeti çelik alanına orantılıdır. Utescher ve diğerleri Şekil 3.13.' de görülen çatlak düzlemine yakın betonunun önemli ezilmesini inceledi.



Şekil 3.13. Utescher ve Herrmann' (1983) ın deney sonuçları.

Pratikte doweller çatlaklardan geçerler. Bu yüzden çatlak genişliğinden dolayı yük eksantrisiteye neden olur. Beton ve çelik donatı arasındaki kenetlenmeden dolayı yük eksantrisitesi aksenal çelik gerilmesi tarafından karşılanmaktadır. Eleiott (1974) öngerilme donatılı dowel testleri gerçekleştirmiştir. Çevrimli dowel kuvveti uygulamıştır. İlk statik çevrimde aksenal çelik kuvveti tarafından dowel rijitliği güçlü bir şekilde azaltıldığı görülmüştür (Şekil 3.14).

Maalesef çatlak genişliği üzerinde kaydedilen detaylı bir bilgi yoktur (Eleiot, 1974).

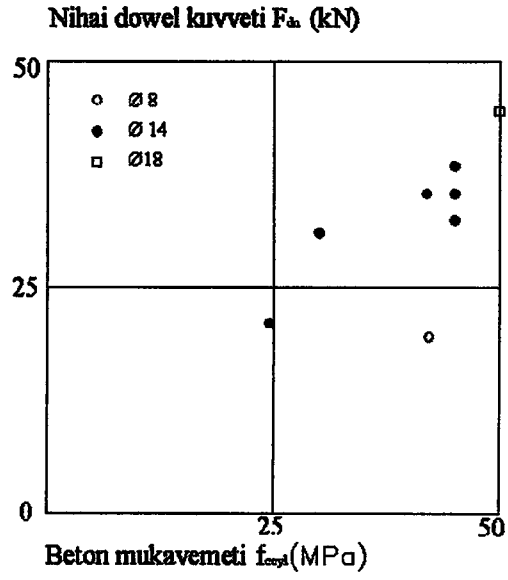


Şekil 3.14. Dowel kuvveti üzerinde aksel gerilmelerin etkisi (Eleiot, 1974).

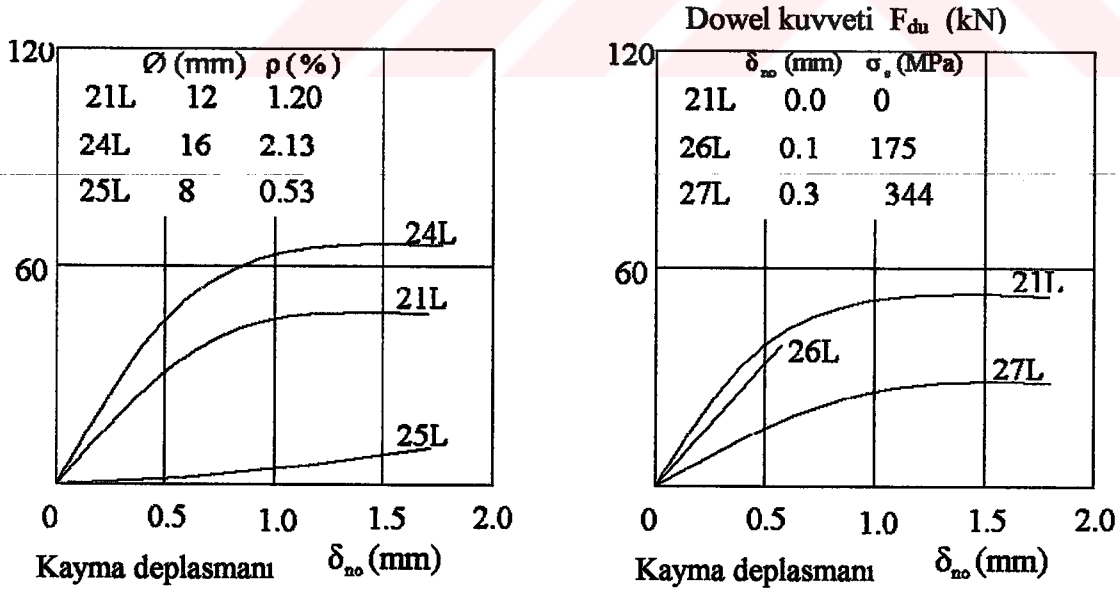
Vintzeleou (1984) yaptığı testlerde donatı donatıları 4 mm ara mesafede iki blok arasındaki bağlantı noktasını dik olarak geçmektedir, böylece agrega kilitlenme mekanizması önlenmektedir. Dowel mukavemetini yaklaşık olarak beton mukavemetinin karekökü ile orantılı olduğu görülmekte ve 420 MPa akma mukavemetli çelik için deneysel sonuçlar aşağıda sunulmuştur (Şekil 3.15.).

Millard (1984) dowel mukavemeti üzerindeki aksel gerilme kuvvetinin ve beton mukavemetinin, donatı çapının tesirini açıklayan dowel etkisi testleri gerçekleştirmiştir.

Deneysel sonuçlarda Şekil 3.16.'da görüldüğü gibi Utescher (1983), Bennett (1976), Rasmussen (1962) ve Vintzeleou (1984) bunlar arasında ittifak vardır.



Şekil 3.15. Vintzeleou (1984)'nın deneysel sonuçları.



Şekil 3.16. Millard (1984) test sonuçları.

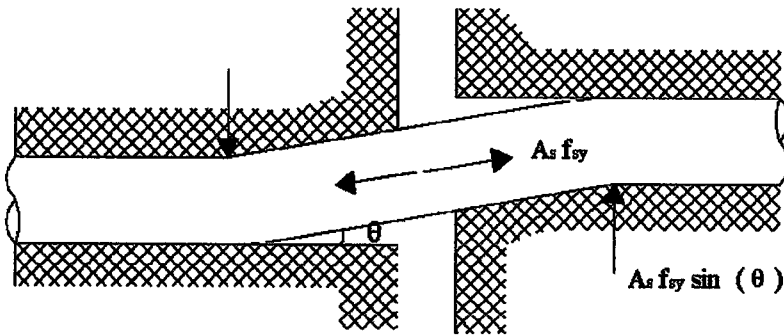
3.3. Kaldıraç Etkisi Mekanizması

Kaldıraç etkisi mekanizması, donatı ve onu çevreleyen betonun, yanal donatı deplasmanına olan tepkisini esas almıştır. Bölüm 3.2.' de tanımlandığı gibi, bir dowel göçmesi, beton örtü kalınlığı yarıлма göçmesini önleyecek kadar büyükse beton ezilmesi ve donatı akması sebebiyle oluşur. Paulay (1974)' e göre ezilme göçmesi üç kategoride incelenir.

a) Eğilme : Dowel kuvveti donatının eğilmesi ile iletilir. Bu mekanizmada nihai yüke donatının akması ile ulaşılır.

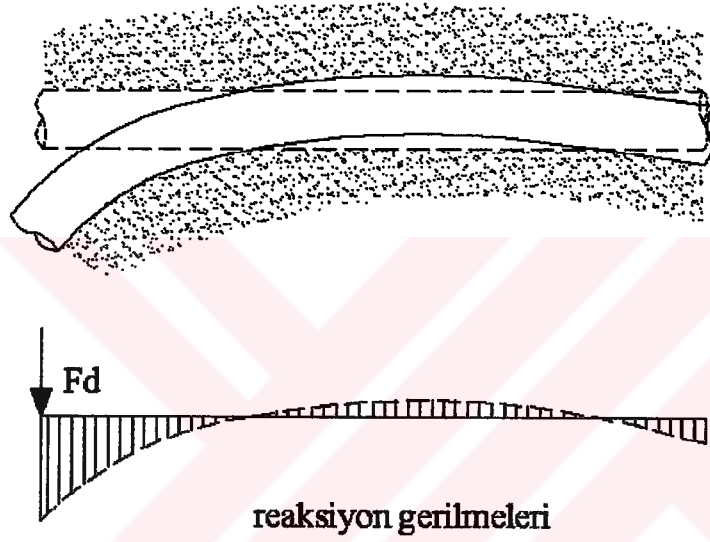
b) Kesme Kuvveti : Sadece kesme vasıtasıyla dowel kuvvetinin transferi kesin olarak donatının etrafındaki betonun bozulmasından dolayıdır. Bu yüzden çatlak düzleminin her iki tarafında oluşan dowel kuvvetleri eğilmeden dolayı donatının akması ile sonuçlanan rölatif olarak büyük bir eksantrisiteye sahiptir.

c) Kinking : Büyük bir yanal donatı deplasmanında, çatlak düzlemi içindeki eksenel donatı kuvveti çatlak yönüne paralel bir bileşene sahiptir (Şekil 3.17.). Çatlamış beton durumu için donatı çapına göre çatlak genişliği izafi olarak küçük kalır. Bu yüzden donatının kinking etkisi küçük olacaktır (Küçük donatı çapları kombinasyonunda geniş çatlak durumu hariç).



Şekil 3.17. Paulay (1974) ya göre donatının kinkingi.

Donatıda plastik mafsallar geliştiği zaman nihai dowel kuvvetine ulaşılır. Bu yüzden bu mekanizma hem beton hem de çeliğin özelliklerinden etkilenir. En önemli parametreler donatının çapı, beton mukavemeti eksenel çelik gerilmesi ve çeliğin akma mukavemetidir.



Şekil 3.18. Elastik temel üzerine oturduğu düşünölen donatı

Dowel yükü - yanal deplasman ilişkisi Timoshenko ve Lesses (1925) tarafından yayınlanan elastik temel üstündeki kiriş teorisinden faydalanılarak tanımlanabilir. Şimdi Şekil 3.18.' de görölen donatı elastik temel üzerinde mesnetlenmiş sonsuz uzunluklu esnek bir kiriş gibi düşünöldü. Bu mekanizma ilk olarak Friberg (1940) tarafından kullanıldı ve bu mekanizma donatı çapı ve beton mukavemeti ile açıklanabilir. Bu mekanizmaya göre aşağıdaki bağıntı çıkarabilir.

$$\delta_t = F_d \cdot \frac{1}{2\beta^3 E \cdot I} \quad [\text{mm}] \quad (3.7)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_f \phi}{4EI}}$$

K_f = Betonun yataklanma modülü [MPa / mm]

ϕ (mm), E (MPa), I (mm⁴)

Finney (1956) göre betonun yataklanma modülünün değeri, 200 – 2400 MPa/mm arasında büyük bir dağılım göstermektedir. Yaklaşık olarak ortalama 700 MPa/mm dir. Donatının altındaki boydan boya davranış için, betonun hala çatlamamış olduğu farz edilmesine rağmen, bu dağılım muhtemelen donatı çevresindeki betonun bozulmasından kaynaklanmaktadır. Sonuçta yükün uygulanış şekli ve dowel kuvvetinin eksantrisitesi (dowel yükü ile beton yüzeyi mesafesi) deneysel çalışmada elde edilen yataklanma modülü şiddetinden etkilenebilir.

Finney, donatının serbest uzunluğunun deformasyonundan kaynaklanan yanal deplasmanı hesaba katan donatı deplasmanını tanımlamıştır. Bu serbest uzunluk çatlak düzlemini dik olarak kesen donatılar için çatlak genişliğini de içine alır. Bununla beraber çatlak düzlemine eğik olan donatılar için, Schafer (1976), çatlak düzlemi çevresindeki betonun eğik çatlamasını hesaba katmak için serbest boyu genişletmeyi önermiştir. Walraven; Friberg (1940), Finney (1956) ve Schafer (1976) in analitik çözümlerini birleştirmiştir. Böylece

$$F_d = 3,56 \cdot \phi^{1,75} \cdot K_f^{0,75} \cdot \delta_t \quad (N) \quad (3.8)$$

K_f = Betonun temel modülü (MPa/mm)

ϕ , δ_t (mm)

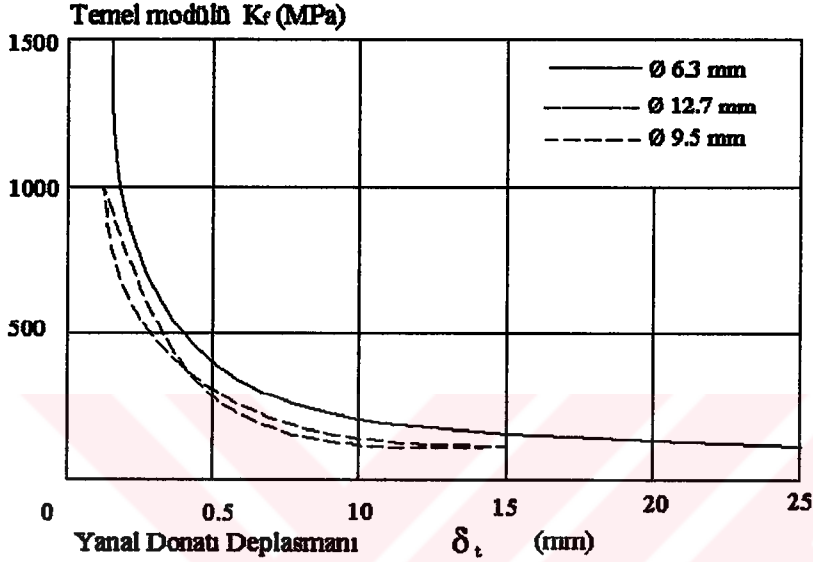
Böylece dowel kuvveti $\phi^{1,75}$ ile orantılıdır. Jimenez (1982) elastik temel üzerindeki bir kirişe benzer bağıntıyı esas almaktadır.

$$F_d = 190 \cdot \phi^{1,75} \cdot \delta_t \quad (N) \quad (3.9)$$

ϕ , δ_t (mm)

Vintzeleou (1986) donatı çapının iki misli mesafesi kadar mesafede dowel kuvveti tarafından sağlanmış, donatıyı destekleyen betonun kabul edilen yataklanma modeli aşağıdaki ifade ile çıkarılmıştır.

$$K_f = \frac{E_c}{2\phi} \quad [\text{MPa/mm}] \quad (3.10)$$

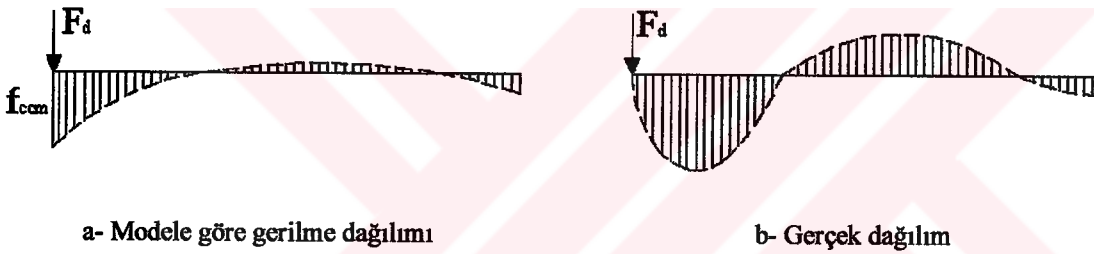


Şekil 3.19. Yanal donatı deplasmanı temel modülü bağıntısı

Denklem 3.10' un nihai dowel kuvvetinin % 50' sinden daha az dowel yükleri için geçerli olduğu görülmüştür. Gerçekten çok düşük dowel kuvvetleri için donatıya yakın dowel yükü tarafından betona gerilme uygulandı. Bu durum donatı çapının iki mislinden daha küçük mesafede olacaktır. Sonuçta temel modülü artacaktır. Şüphesiz şekil 3.19. da görüldüğü gibi yanıl donatı deplasmanının artması ile temel modülün azalması deneysel verilere göre kaydedilmiştir (Paulay, 1974). Millard (1984) orta mukavemetli betonlar için başlangıç temel modülünün 750 MPa/mm ye eşit olduğunu deneysel olarak bulmuştur. Yüksek mukavemetli betonlar için temel modülünün değeri beton mukavemetinin karesi ile orantılı olduğu bulunmuştur. Şekil 3.20. de görülen

betondaki reaksiyon gerilmelerinin gerçek dağılımı ile Timoshenko' nun teorisine göre gerilme dağılımının aynı olmadığı dikkat edilmelidir.

Dowel kuvvetinin artmasıyla donatının etrafındaki beton gerilmeleri aksel olmayan basınç mukavemetini aşar. Bununla birlikte çevreleyen beton önemli miktarda sınırlı bir basınç kuvveti sağlar. Böylece donatının altındaki üç eksenli basınç zonu bozulur. Bu yüzden beton mukavemeti zaman zaman yüksek ve aksel olmayabilir. Donatıda akma olduğu zaman donatının üzerinde zayıf hat ve nihai dowel kuvveti gerçekleşir.



Şekil 3.20. Teorik ve gerçek gerilme dağılımı.

Rasmussen (1962) geniş beton bloklar üzerinden çıkan dowel donatıları üzerinde testler gerçekleştirmiştir. Onun bu deneysel çalışmasından başka Rasmussen ahşap yapılarda dowel çeliklerinin davranışına göre dowel etkisini modellemiştir. Şekil 3.21. de çatlak düzlemine belli bir mesafede plastik mafsall geliştiği zamandaki göçme mekanizması gösterilmiştir. Plastik mafsalda donatının plastik momenti oluşur ve bu $0,167 \cdot f_{sy} \cdot \phi^3$ eşittir. Böylece denge şartları oluşur.

$$F_d = B \phi^2 \sqrt{f_{ccyl} \cdot f_{sy}} \quad (N) \quad (3.11.a)$$

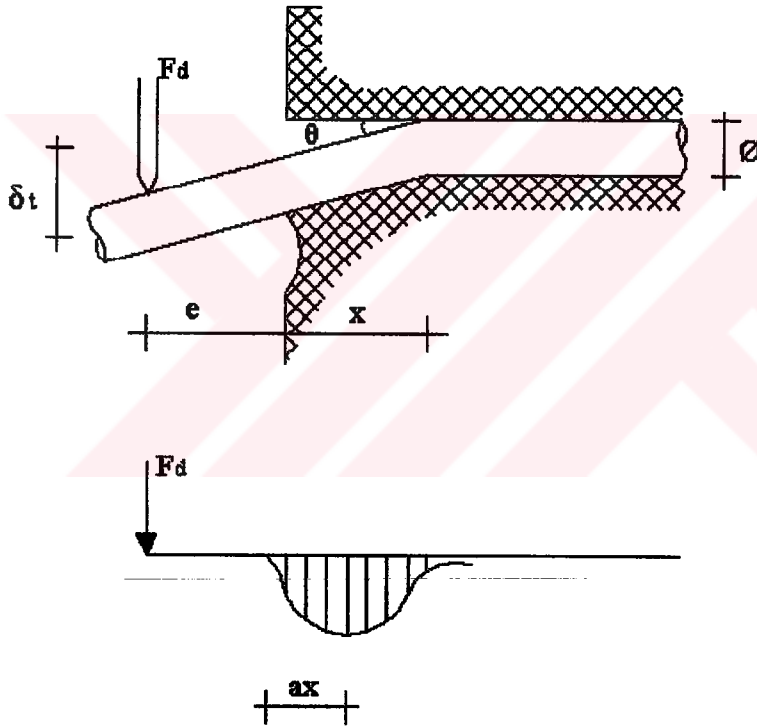
$$B = C \left(\sqrt{1 + (\epsilon C)^2} - \epsilon \cdot C \right) \quad (3.11.b)$$

$$\varepsilon = 3 \frac{e}{\phi} \cdot \sqrt{\frac{f_{ccyl}}{f_{sy}}} \quad (3.11.c)$$

e = Dowel yükünün eksantrisitesi (mm)

C = Amprik sabit

F_{ccyl} , f_{sy} , [MPa], ϕ (mm)



Şekil 3.21. Rasmussen (1962)'e göre göçme mekanizması.

Dowel donatısının eksantrisitesinin sıfıra eşit olduğu durum için deneysel çalışmalarda $C = 1,3$ ' e eşit olduğu elde edilmiştir.

Dulascka (1972) ya göre nihai dowel kuvveti

$$F_{du} = 0.2 f_{sy} \sin(\theta) \left[\sqrt{1 + \frac{f_{cm}}{0.003 f_{sy} \sin(\theta)^2}} - 1 \right] \quad (2.2)$$

Yüzeyden belli bir mesafeden yerleşmiş olan zeminden daha az yoğun yüzey reaksiyonlarının etrafındaki zeminde, yaklaşık olarak basınç mukavemetinin beş misli büyüklüğünde aksinel olmayan bir mukavemet elde edilir. Vintzeleou ya göre betonda yerleşmiş olan donatı için çatlak düzleminin etrafındaki rijitlikte bir azalma yoktur.

Şekil 3.23'de gösterilen göçme mekanizması için Vintzeleou aşağıdaki ifadeyi çıkarmıştır.

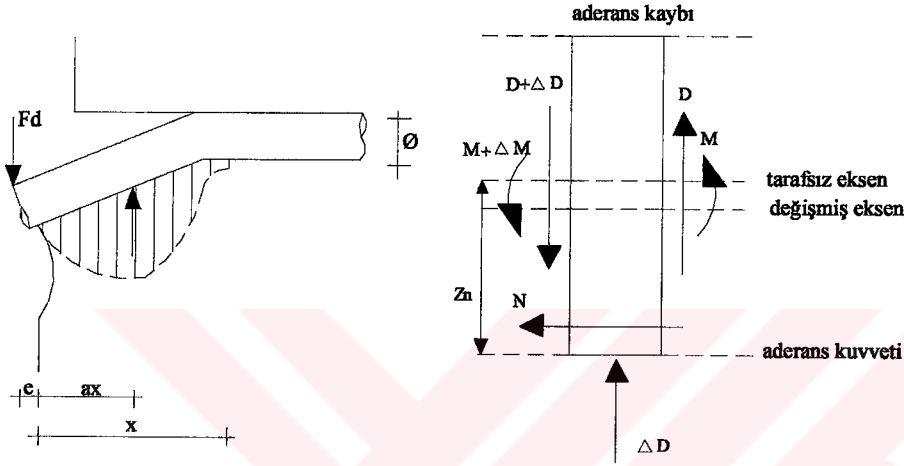
$$F_{du}^2 + (10 f_{ccyl} \cdot e \cdot \phi) F_{du} - 1,7 \cdot \phi^4 \cdot f_{ccyl} \cdot f_{sy} = 0 \quad (3.12)$$

F_{du} (N), f_{ccyl} , f_{sy} (Mpa), ϕ , e (mm)

Sıfır eksantrisite için denklem Rasmussen' in formülüne eşit olur. Deneysel sonuçlar birbirine yakın olmasına rağmen şekil 3.23.' de görülen göçme mekanizması geçerlidir. Utescher (1983) ve Dulascka (1972) deneysel verilerinde çatlak düzlemine yakın beton önemli miktarda ayrılma göstermiştir.

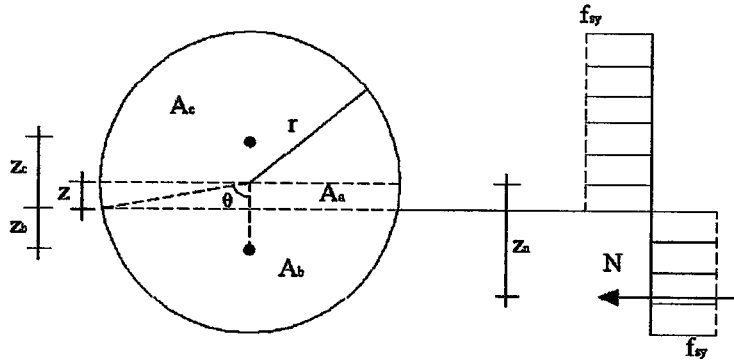
Betonun bu ayrılmasından dolayı Rasmussen ve Broms'un tanımladığı gerilme dağılımı Vintzeleou'nun yaklaşımından, gerçek gerilme dağılımına daha uygun görülmektedir. Bu yüzden Dowel etkisi mekanizmasının ileriki analizlerinde Rasmussen'in gerilme dağılımı kullanılacaktır. Şekil 3.24.' de beton bloktan dik olarak çıkan donatı görülmektedir. Çatlak düzleminden X kadar uzakta plastik mafsall gelişmiştir. Donatının altındaki reaksiyon gerilmelerinin dağılımı ve şiddeti önceden bilinmemektedir. Plastik teoriye göre donatının plastik momenti $0,166 \phi^3 f_{sy}$ eşittir. Bununla birlikte bu plastik moment etrafında beton olmayan çıplak donatıya uygulanabilmektedir. Betona yerleştirilmiş dowel donatısı durumu için betonun desteklediği kesite yerleştirilmiş konumdaki donatıya, plastik mafsall yanal donatı deplasmanından dolayı oluşur. Sonuçta donatının üzerindeki beton ile donatı arasındaki aderans kırılmaktadır. Aksine donatıyı destekleyen beton ile donatı arasındaki aderans yüksek reaksiyon gerilmesinden dolayı fazlasıyla iyi olacaktır. Plastik mafsallın konumladığı kesit için denge durumu Şekil 3.24.' de gösterilmektedir.

Donatı ve donatıyı destekleyen beton arasındaki aderans gerilmelerinden dolayı oluşan kuvvet donatının tarafsız ekseninden z_n kadar mesafede gelişmiştir. Aderans kuvvetinden dolayı donatının tarafsız eksenini, z mesafesi kadar değişmiştir (Şekil 3.25). Dengenin elde edilmesi için, aderans kuvveti $N = 2 \cdot A_a \cdot f_{sy}$ eşit olmalıdır.



Şekil 3.24. Plastifikasyondan dolayı donatının göçme mekanizması.

Şekil 3.25. Plastik mafsall için denge şartları.



Şekil 3.26. Tarafsız eksenin değişmesi

Denge durumuna göre denklem :

$$\Sigma N = 0 : (A_a + A_c) f_{sy} = (A_b + 2 A_a) f_{sy} \quad (3.13.a)$$

$$\Sigma M = 0 : (A_a + A_c) f_{sy} z_c = A_b f_{sy} z_b + 2 A_a f_{sy} (z_n - z) \quad (3.13.b)$$

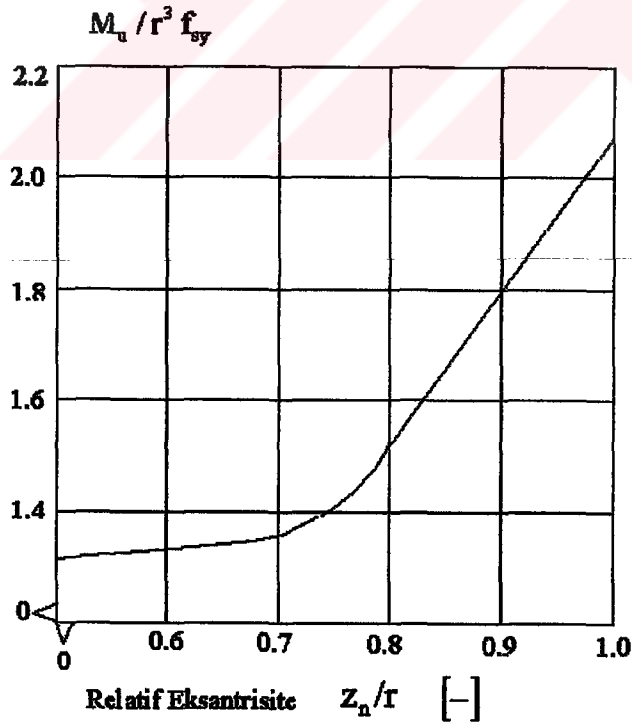
$$A_a = \frac{\pi}{2} r^2 - A_b \quad (3.13.c)$$

$$A_b = r^2 [\theta - 0.5 \sin (2\theta)] \quad (3.13.d)$$

$$A_c = 0.5 \pi r^2 \quad (3.13.e)$$

$$z_b = \frac{0.67 r^3 \sin^3 (\theta)}{A_b} - z \quad (3.13.f)$$

$$z_c = \frac{0.67 r^3 \sin^3 (\theta)}{A_a + A_c} + z \quad (3.13.g)$$



Şekil 3.27. Aderans kuvveti eksantrisitesinin fonksiyonu olarak plastik moment

Plastik moment, şimdi Denklem (3.13a-g)'e göre z_n 'nin bir fonksiyonu olarak hesaplanabilir. Bu z_n mesafesinin donatı yarıçapı ile ilişkili olduğu Şekil 3.27'de gösterilmektedir. Eğer aderans kuvvetinin eksantirisitesi bilinirse, donatının tarafsız eksenin değişimi tayin edilebilir. Aderans kuvvetinin eksantirisitesi, aderans gerilmelerinin dağılımına bağlıdır. Bu dağılım kesin olarak bilinmemektedir fakat makul bir doğruluk ile tayin edilebilmektedir.

İlk olarak, aderans gerilmeleri, çelik gerilmesine bağlıdır. Bu yüzden, aderans gerilmesi $\cos\alpha$ ile orantılıdır (Şekil 3.28). İkinci olarak, aderans gerilmeleri donatı üzerindeki normal basınç ile etkilenmektedir. Aderans gerilmesinin $\sqrt{\sigma_n}$ ile orantılı olduğu bulunmuştur (Untrauer,1965). Lineer elastik tepkiye göre yaklaşık olarak;

$$\sigma_n = \frac{\Delta D}{\pi r} \cos(\alpha) \quad (3.14)$$

olabilir.

Böylece aderans gerilmesi için akma:

$$\tau_{\text{aderans}} = f(\cos^{1.5}(\alpha)) \quad (3.15.)$$

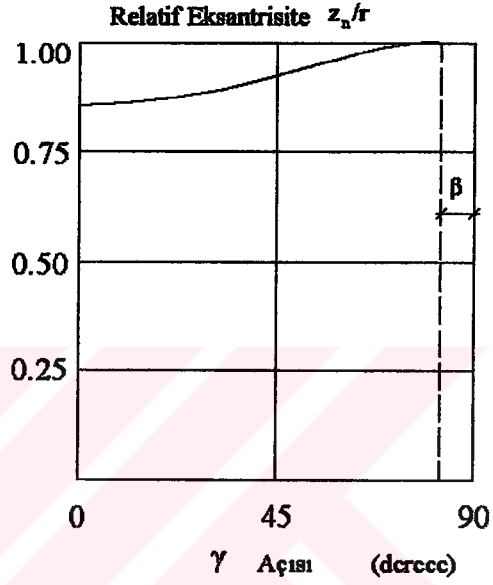
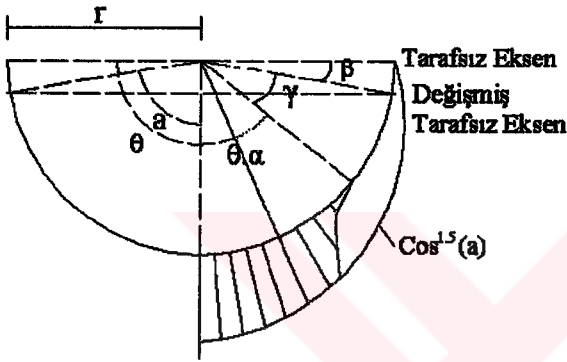
Aderans kuvvetinin eksantirisitesinin şiddeti, Şekil 3.28'e göre hesaplanabilmektedir.

$$z_n = r \frac{\int_0^{\pi/2-\beta} \tau_{\text{aderans}} \cos(\theta) d\theta}{\int_0^{\pi/2-\beta} \tau_{\text{aderans}} d\theta} = r \frac{\int_0^{\pi/2-\beta} \cos^{1.5}(\alpha) \cos(\theta) d\theta}{\int_0^{\pi/2-\beta} \cos^{1.5}(\alpha) d\theta} \quad (3.16.)$$

$$\alpha = \frac{\pi}{\pi - 2\beta} \theta$$

Değişmiş olan tarafsız eksene yakın çelik donatı düşük normal gerilmenin bir sonucu olarak azalan aderans kuvveti sebebiyle betona göre rölatif olarak

kayacaktır. Bu yüzden değişmiş tarafsız eksenin etrafındaki beton aderans kuvvetine sadece küçük bir katkı sağlayacaktır. Bu γ açısı için çelik ve beton arasında az bir aderans olduğunu varsayan Şekil 3.28.' de kesikli çizgiyle gösterilmiştir.



Şekil 3.28. Aderans gerilmelerinin dağılımı.

Şekil 3.29. γ açısına bağlı aderans eksantrisitesi.

$$z_n / r = \frac{\int_0^{\pi/2-\beta-\gamma} \cos^{1.5}(\alpha) \cos(\theta) d\theta}{\int_0^{\pi/2-\beta-\gamma} \cos^{1.5}(\alpha) d\theta} \quad (3.17.)$$

Denklem (3.17), $\beta=10$ için Şekil 3.29' da gösterilmektedir. Aderans kuvvetinin eksantrisitesinin ortalama değeri $0.93 * r$ 'ye eşit olarak alınmasıyla birlikte, Şekil 3.27' de plastik momentin;

$$M_u = 1.78 r^3 f_{sy} = 0.223 \Phi^3 f_{sy} \quad (3.18.)$$

eşit olduğu bulunmuştur. Plastik teoriye göre, plastik moment betonsuz donatı plastik momentinden % 34 daha fazladır. Bu durum için, tarafsız eksen $0.14 r'$ ye eşit bir mesafe üzerinde değiştirilmektedir. Sonuçta $\beta = 8^0$ ki bu kabul edilen 10 derece ile uyum göstermektedir. Şekil 3.24.' ye göre denge ;

$$F_{du} (e + aX) = 0.223 \Phi^3 f_{sy} \quad (3.19)$$

$$F_{du} = X f_{ccyl}^* \Phi \quad (3.20)$$

f_{ccyl}^* = Çok eksenli yüklenen betonun ortalama basınç mukavemeti.

Denklem (3.19) ve Denklem (3.20) denklemleri birleştirilirse:

$$F_{du} = 0.5 C [\sqrt{4 \times 0.223 + (C\varepsilon)^2} - C\varepsilon] \Phi^2 \sqrt{f_{sy} f_{ccyl}} \quad [N] \quad (3.21)$$

$$C = \sqrt{n / a}$$

$$n = f_{ccyl}^* / f_{ccyl}$$

$$\varepsilon = \frac{e}{\Phi} \sqrt{\frac{f_{ccyl}}{f_{sy}}}$$

$$\Phi, e, [mm], f_{ccyl}, f_{sy}, [MPa]$$

C sabiti Rasmussenin deneysel sonuçları vasıtasıyla amprik olarak çözülebilmektedir. Rasmussen sıfır eksantrisite kabul ederek test sonuçlarından

$$0.5 C \sqrt{4 \times 0.223} = 1.3 \quad (3.22)$$

bulmuştur.

Böylece $C = 2.75'$ tir. Bununla birlikte 3.2 bölümünde ifade edildiği gibi testler esnasında bir miktar eksantrisitenin olması kaçınılmazdır. Bu yüzden

$$0.5 C [\sqrt{4 \times 0.223 + (C\varepsilon)^2} - C\varepsilon] = 1.3 \quad (3.22.a)$$

Rasmussenin formülüne göre nihai dowel kuvveti :

$$F_{du} = 1.3 \Phi^2 \sqrt{f_{sy} f_{ccyl}} \quad [N] \quad (3.23)$$

eşittir.

Donatı ve yükleme çerçevesi arasındaki temas bölgesinin nihai şekil değiştirmeye kadar donatının akma şekil değiştirmesinin ötesinde yüklenilmesinin varsayılmasıyla, temas bölgesi uzunluğu tayin edilebilir. Rasmussen'in testlerinde kullanılan çelik için, akma ve nihai mukavemet arasındaki oran yaklaşık olarak 0.6' dır. Şekil 3.30' a göre eksantrisite :

$$e = 0.5 L = \frac{0.5 F_{du}}{\Phi f_{sy} / 0.6} \quad [mm] \quad (3.24)$$

$$e = 0.39 \Phi \sqrt{\frac{f_{ccyl}}{f_{sy}}} \quad [mm]$$

Rasmussen'in testleri için çelik mukavemeti ile beton mukavemeti arasındaki ortalama oran 10.77' ye eşittir.

Denklem (3.22.a) ile denklem (3.24) denklemlerinin birleşmesinden;

C = 3.1 böylece:

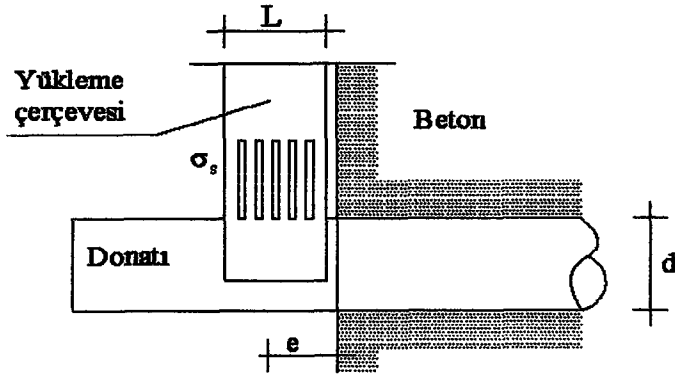
$$F_{du} = 1.55 \left[\sqrt{0.892 + (3.1\varepsilon)^2} - 3.1\varepsilon \right] \Phi^2 \sqrt{f_{sy} f_{ccyl}} \quad [N] \quad (3.25.a)$$

$$\varepsilon = \frac{e}{\Phi} \sqrt{\frac{f_{ccyl}}{f_{sy}}}$$

$$F_{du} = 1.35 \left[\sqrt{1 + 9\varepsilon^2} - 3\varepsilon \right] \Phi^2 \sqrt{f_{sy} f_{ccm}} \quad [N] \quad (3.25.b)$$

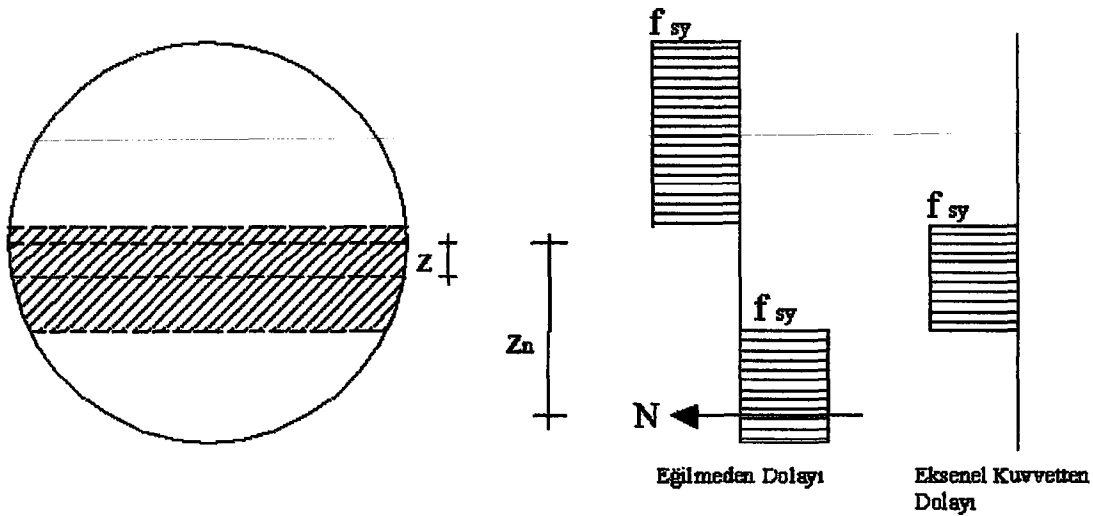
$$\varepsilon = \frac{e}{\Phi} \sqrt{\frac{f_{ccm}}{f_{sy}}}$$

Pratikte kesme kayması esnasında çatlak açılmasından dolayı çatlak düzlemini geçen yerleştirilmiş donatılar şekil değiştirdiği için eksenel çelik gerilmeleri gelişir.



Şekil 3.30. Rasmussen'in testlerinde yük eksantritesi

Sonuçta artan bu eksenel çelik çekme kuvveti, donatıdaki kuvvetler ve eğilme momentleri dengesini etkileyecektir. Eksenel çelik kuvveti donatının tarafsız eksenini (değişmiş) etrafında eksenel gerilmeler ile birlikte dengeyi sağlayacaktır (Şekil 3.31) .

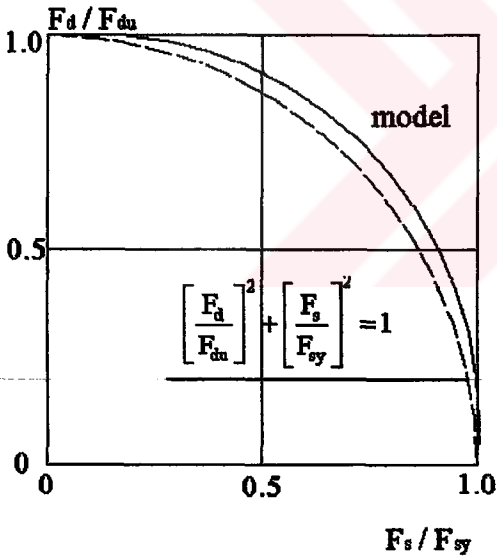


Şekil 3.31. Plastik mafsalda kuvvetlerin dengesi.

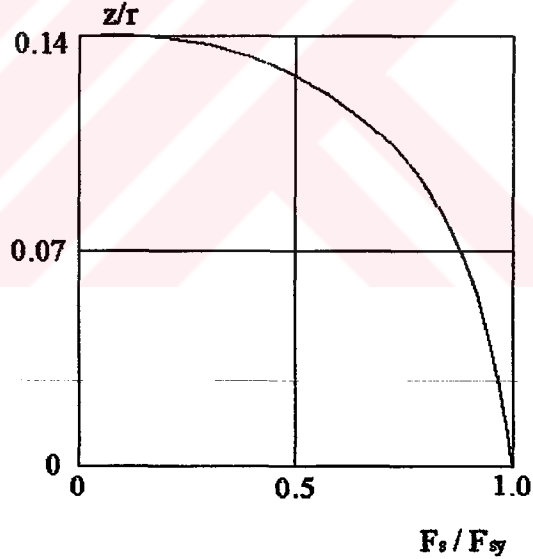
Şekil 3.31, aksel kuvvetin etkisi hariç, Şekil 3.26' a benzemektedir. Aksel kuvvetin dengeye katkısı denklem (3.13.a-g)' de kolaylıkla hesaba katılabilir. Nihai dowel kuvvetinin şiddeti üzerindeki aksel kuvvetin etkisi Şekil 3.32.' de gösterilmiştir.

Eksel kuvvetin küçük değerleri tarafsız eksenin değişimini hemen hemen hiç etkilememektedir. Artan aksel kuvvet tarafsız eksenin değişmesini azaltır, aksel kuvvet akma kuvvetine eşit olduğu zaman tarafsız eksenindeki değişim sıfır olur (Şekil 3.33).

Donatı aksel kuvveti ve nihai dowel kuvveti arasındaki etkileşim n ve m değerleri 2' ye eşit olan Vintzeleou tarafından önerilen denklem (3.26) ile yeterince tahmin edilebilmektedir (Şekil 3.32).



Şekil 3.32. Donatının aksel kuvvetine bağlı dowel kuvveti.



Şekil 3.33. Aksel kuvvete bağlı tarafsız eksenin değişmesi.

$$\left(\frac{F_d}{F_{du}}\right)^n + \left(\frac{F_s}{F_{sy}}\right)^m = 1 \quad \text{veya} \quad \gamma_d = \sqrt[n]{1 - \left(\frac{F_s}{F_{sy}}\right)^m} \quad (3.26)$$

F_d = Dowel kuvveti

F_{du} = Denklem (3.25.b)' ye göre limit dowel kuvveti

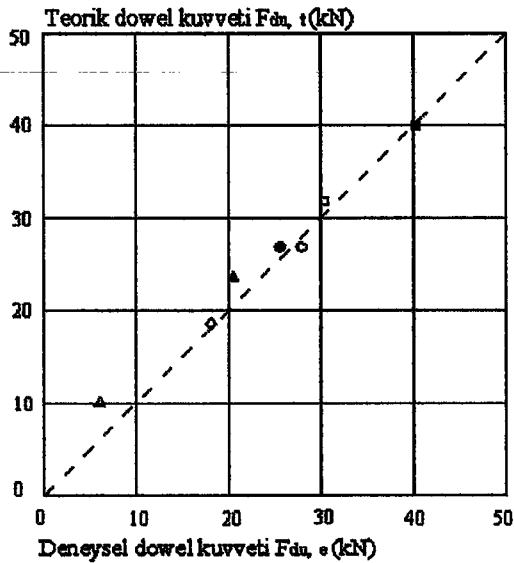
F_s = Donatı aksenal kuvveti

F_{sy} = Donatı akma limiti

$\gamma_d = F_d / F_{du}$

Denklem (3.25.b) ve denklem (3.26), aksenal kuvvete sahip donatılarda nihai dowel kuvveti bir ifade elde edebilmek amacıyla birleştirilebilir. Bu ifade Millard (1945) deneysel sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır (Şekil 3.34).

25 L nolu deney sonucu açık bir şekilde sapma göstermiştir. Bu muhtemelen donatı ile betonun aderansını etkileyen ve donatı yüzeyine yapıştırılan deformasyon ölçerlerin kullanıldığı testteki 8 mm küçük çaplı donatılardan kaynaklanmaktadır. Bu sonuç ihmal edildiğinde deneysel olarak elde edilmiş dowel mukavemetinin tahmin edilen ortalama değere oranı 1.02 olarak bulunmuştur.



Numune No	Φ [mm]	σ_s MPa
21 L °	12	0
22 L •	12	0
23 L □	12	0
24 L ⊕	16	0
25 L ▽	8	0
26 L ◆	12	175
27 L ◇	12	344

Şekil 3.34. Millard (1945)' in teorik ve deneysel sonuçları.

Donatılar genellikle çatlak düzlemini farklı açılarda geçerler. Eğimli donatılar için eğim açısı nihai dowel kuvvetini etkilemektedir. Eğimli donatılar iki durumda incelenebilir; Birincisi küçük açılı eğimler için, burada donatıyı destekleyen beton yanal donatı deplasmanlarına çatlak düzlemine dik donatılara nazaran daha az rijitlik göstermektedir. Bu eğik çatlama sebep olabilen daha az uygun şekilli betondan kaynaklanmaktadır. İkinci olarak daha büyük eğim açıları için beton, yanal donatı deplasmanlarına rijit davranış göstermektedir. Bununla birlikte bu durum için kaçınılmaz olan donatının eksenel kuvveti, denklem (3.26)' ya göre dowel kuvvetinin büyüklüğünü etkileyecektir.

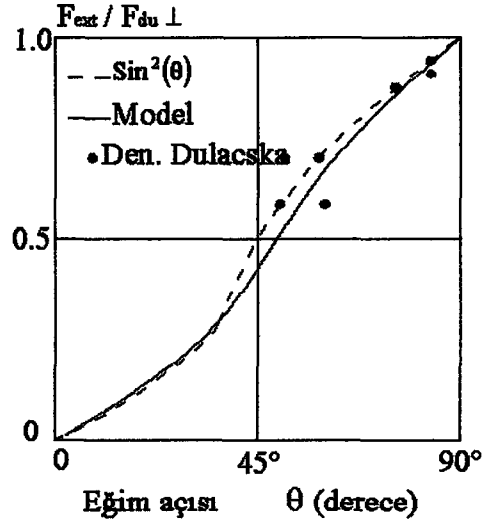
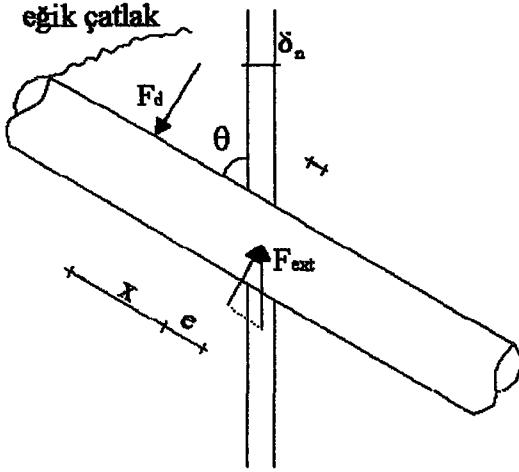
3.3.1. Kaldıraç Etkisinin Donatının Eğim Açısına Göre Değişimi

3.1.1.1. 0° ile 90° Arasındaki Eğim Açısının Değişimi

Şekil 3.35., çatlak düzlemiyle θ açısı yapan bir donatıyı göstermektedir. Donatı çatlak düzlemine paralel F_{ext} yüküne maruz bırakılmıştır. Vintzeleou (1984)' e göre beton reaksiyon kuvveti donatı çapının iki katına eşit derinlikteki beton tabakasıyla sağlanmaktadır. Küçük donatı eğimleri için, çatlak düzlemi etrafındaki donatıyı destekleyen beton örtüsü, donatı çapının iki katından çok daha az bir derinliğe sahiptir. Bundan başka eğik çatlama betonda da meydana gelir (Şekil 3.35).

Sonuçta nihai dowel kuvveti, çatlak düzlemine dik bir donatı durumunda dowel mukavemetinden daha az olacaktır. Yanal donatı deplasmanına tepki olarak beton üzerinde oluşan eğik açının etkisi kabaca tahmin edilmeli, çünkü betondaki gerçek gerilme dağılımı tam olarak bilinmemektedir. Bu etkinin hesabı için, dowel mukavemeti denklem (3.27)'e göre eğimle alakalıdır.

$$F_{du} = F_{du, 90} \cdot \sin(\theta) \quad (3.27)$$



Şekil 3.35. Küçük eğik açılı donatılar.

Şekil 3.36. Eğim açısına bağlı dowel mukavemeti

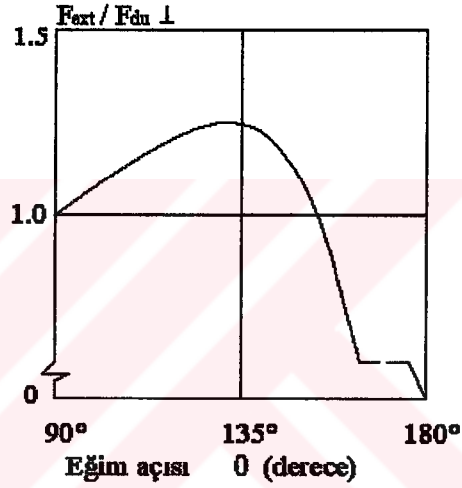
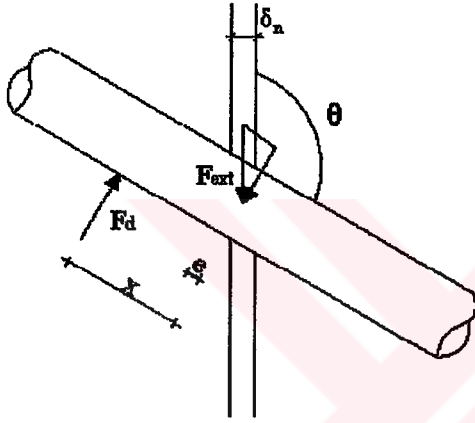
Sonuçta dıştan ölçülmüş kuvvet $F_{du, 90}$ ' a eşittir. Ayrıca çatlaktaki dowel kuvveti beton ile "e" eksantrisiteye sahiptir. Bu eksantrisite;

$$e = 0.5 \Phi \cotan(\theta) + 0.5 \delta_n / \sin(\theta) = \text{yaklaşık} . 0.5 \Phi \cotan(\theta) \quad (3.28)$$

Şimdi bu eksantrisite denklem (3.25.b)' den çıkarılabilir. Sonuç $f_{sy} / f_{ccm} = 10$ oranı için Şekil 3.36.' da gösterilmiştir. Dowel kuvveti, 0 eksantrisiteli çatlak düzlemine dik olan bir donatıdaki dowel kuvveti ile orantılanır. Denklem (3.28)'ün Dulacska tarafından (θ) açı aralığı için araştırılan deneysel sonuçlara uygun bir tahmin sağladığı görülmüştür. Denklem (3.28), Mattock [1974]' ın önerdiği gibi $\sin^2(\theta)$ ' ya göre azalma ile yakın uyuşma içindedir. Küçük eğimlerin etkisinin, eksantrisitenin ilave edildiği ve $\sin(\theta)$ ile birlikte oluşan dowel kuvvetinin çarpıldığı denklem (3.25.b) ile hesaplanabileceği sonucu çıkarılabilmektedir.

3.3.1.2. 90° ile 180° Arasındaki Eğim Açısının Değişimi

Şekil 3.37., 90° ile 180° aralığında (θ) eğim açılı bir donatıyı göstermektedir. Şimdi ilave edilen eksantrisite negatif (-) işarete sahiptir. Yanal donatı deplasmanlarına betonun tepkisini çatlak düzleminde dik olarak geçen donatılardan daha rijit olduğu kabul edilmektedir.



Şekil 3.37. Büyük eğik açılı donatılar.

Şekil 3.38. Eğim açısına bağlı dowel mukavemeti

Bununla beraber bu artmanın çatlak düzlemine yakın betonla sınırlandırılması gerçeğinden dolayı, rijitlikteki artma küçük eğim açıları için rijitlikteki azalmadan daha az belirgindir. Beton rijitliğinin küçük bir artışı burada ihmal edilecektir.

Dowel yükünün eksantrisitesi denklem (3.29) ile ifade edilebilir.

$$e = 0.5 \Phi \tan (\theta - 0.5 \pi) \quad (3.29)$$

Dowel kuvveti ile aynı anda şekilde bir eksenel kuvvet denklem (3.19)' a göre dowel kuvvetinin şiddetini etkileyen donatıda meydana gelmektedir. Eksenel kuvvet, $F_d \tan (\theta - 0.5 \pi)$ 'e eşittir. Böylece denklem (3.26)' ya bu eksenel kuvveti yerine yazmakla ve denklem (3.25.b) ile birleştirmekle dowel kuvveti için tam ve kesin bir ifade elde edilmektedir. Bu nedenle, bu ifade nümerik olarak çözülür. Şekil 3.38., eğim açısının bir fonksiyonu olarak dowel kuvvetini göstermektedir. f_{sy} / f_{cem} oranı 10' a eşit alınmaktadır. Dowel kuvveti, sıfır eksantrisiteli çatlak düzlemine dik olarak geçen donatının dowel mukavemeti ile alakalıdır. Dıştan ölçülmüş kuvvet, dowel kuvveti ve donatının eksenel kuvvetinin katkısından oluşmaktadır. Büyük eğim açılı bir donatının dowel kuvveti, eksantrisitenin ilave edildiği denklem (3.25.b)' ye göre hesaplanabilmektedir.

3.4. Çatlamış Bir Betonarme Kesitin Kesme Mukavemeti

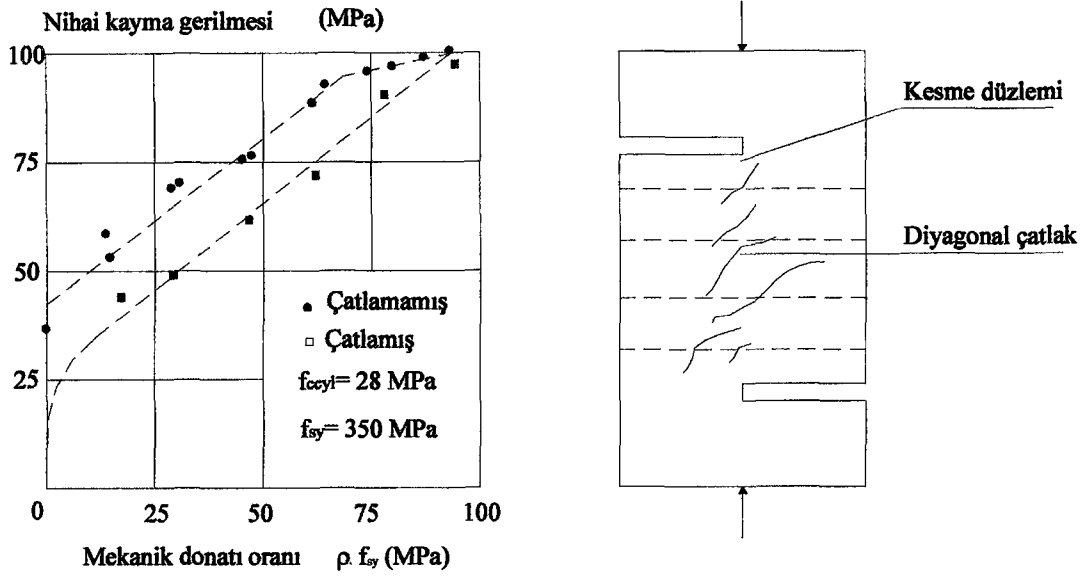
Tasarım amaçları için Mast [1968], Birkeland [1966] tarafından bir basit kesme – sürtünme modeli sunulmuştur. Bu modele göre çatlamış bir betonarmenin kesme mukavemeti, kesme düzlemindeki sürtünmeyle sağlanmaktadır. Kesme mukavemeti, o zaman sürtünme açısının (Ψ) donatıdan dolayı normal basınç gerilmesiyle çarpılması sonucu hesaplanabilmektedir. Nihai kesme gerilmesi donatı donatılarının akmasının başlangıcında ulaşılır. Böylece ;

$$\tau_u = \rho \cdot f_{sy} \cdot \tan (\Psi) \quad [\text{MPa}] \quad (3.30)$$

Sürtünme açısı, kesme düzlemine normal (dik) donatılar için (Ψ)= 55° , ($\tan (\Psi)$ = 1.4)'e eşit akma testlerinde ampirik olarak çıkartılmıştır. Mast [1968] testlerinde uygulanan normal çekme gerilmesini akan çeliğin katkısından ($\rho \cdot f_{sy}$) çıkarılabileceğini öne sürmüştür [çekme gerilmesi(-) işarete sahiptir] .

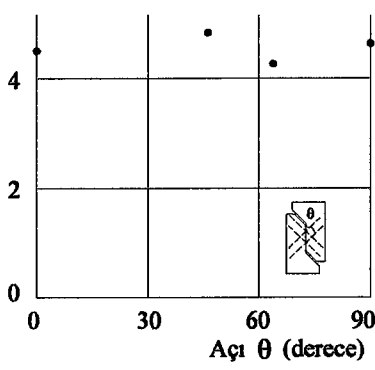
$$\tau_u = (\rho \cdot f_{sy} + \sigma_n) \tan (\Psi) \quad [\text{MPa}] \quad (2.30.a)$$

$$\tau_u, \sigma_n, f_{sy}, [\text{MPa}]$$

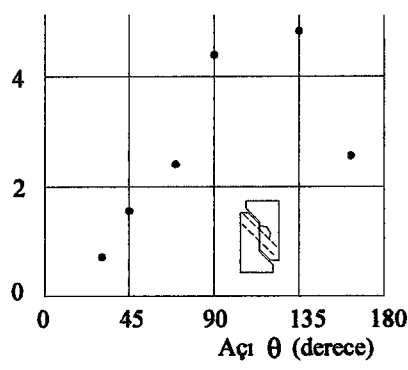


Şekil 3.39. Çatlamamış ve çatlamış betonarmenin kesme göçmesi (Hofbeck vd., 1969).

Bu kesme – sürtünme analogisinin uygulanabilirliğini ortaya koyan bir deneysel çalışma yürüten Hofbeck, İbrahim ve Mattock [1969] tarafından gerçekleştirilen deneylerle ispat edilmiştir. Onlar, testleri çatlamamış ve ön çatlaklı push – off donatı elemanları ile yapmışlardır. Şekil 3.39.a. Çatlamamış numuneler için göçme mekanizmasının çatlamış numunelerin göçme modundan basit bir şekilde farklı olduğunu belirten bir kaç test sonuçlarını göstermektedir. Şekil 3.39.b. Çatlamamış numunelerin kesme düzlemini geçen kısa diyagonal çatlakların şekillenmesi ile göçtüğünü göstermektedir. Fazlasıyla takviye edilmiş ön çatlaklı numuneler için kesme düzlemi kilitlendi ve benzer göçme tipi bulundu. Orta derecede takviye edilmiş ön çatlaklı numuneler için kesme mukavemeti, çatlak düzleminin tepkisiyle tayin edilmiş ve kesme – sürtünme analogisiyle tanımlanabilmiştir. Bununla beraber, sürtünme açısının 39^0 ($\tan \Psi = 0.8$) olduğu



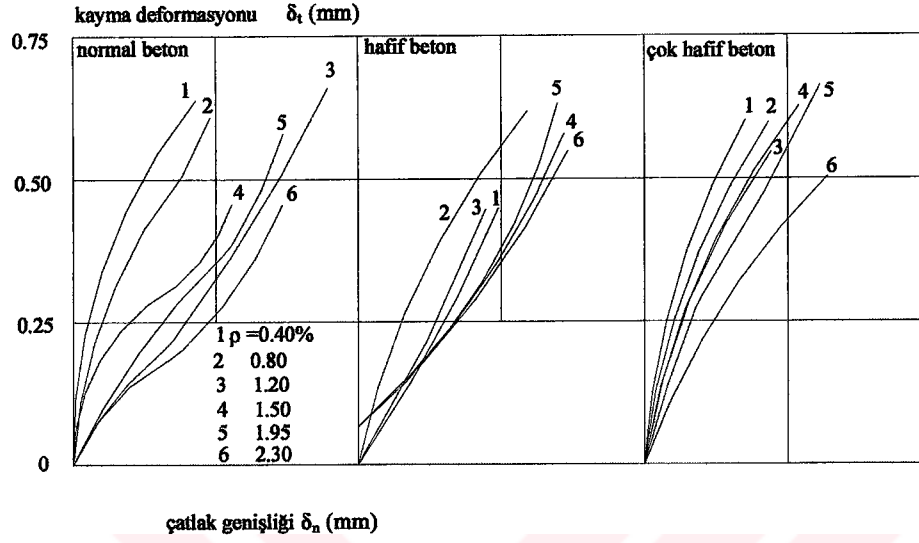
a. Ortogonal donatı



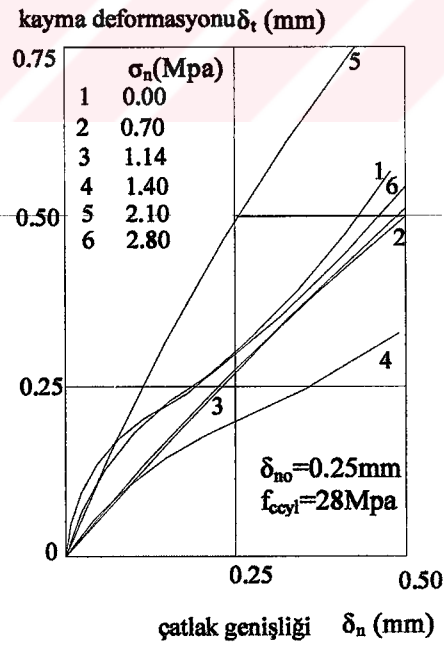
b. Paralel donatı

Şekil 3.40. Eğik Donatılı testlerin (deneysel) sonuçları (Mattock, 1974.a).

Çoğu testlerde, Mattock [1974], kesme düzlemi ile eğimli açrıya sahip paralel ve ortogonal donatıyla kesişmiş çatlakların kesme kapasitesini incelemiştir. Şekil 3.40.a-b. ortogonal donatılı numuneler için donatı eğiminin etkisinin az olduğunu gösteren deneysel sonuçlarını sunmaktadır. Bununla beraber paralel donatılar için kesme kapasitesi üzerinde donatının eğiminin etkisinin güçlü olduğu tayin edilmiştir. Yaklaşık olarak $\theta = 120^\circ$ için bir maksimum bulunmuştur. Kesme – sürtünme analogisinin sınırlamalarını ortaya çıkaran testlerden başka, Mattock [1974] kesme yüklerine temel çatlak tepkisi üzerine bilgi elde etmek için testler gerçekleştirmiştir.



Şekil 3.41. Farklı agrega tiplerine göre deneysel sonuçlar (Mattock, 1974.b).



Şekil 3.42. Normal kuvvetli testlerin sonuçları (Mattock, 1974.c).

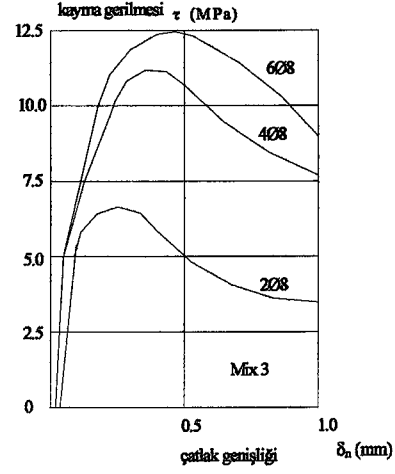
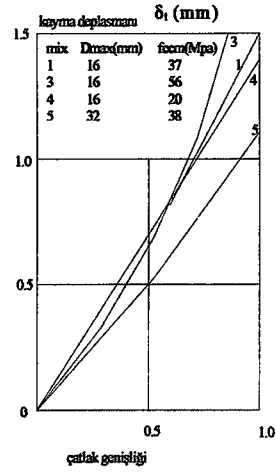
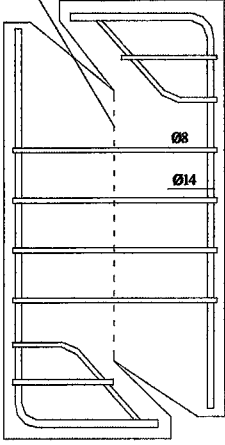
Kum – çakıl betonu, kumlu hafif beton ve çok hafif beton elde edecek şekilde agrega tipi değiştirilmiştir. Çatlak düzlemini dik olarak geçen donatıların sayısı donatı oranları % 0.4 ile % 2.3 arasında olacak şekilde değiştirilmiştir. Şekil 3.41.a-c.' de 28 MPa silindir beton mukavemeti ve ortalama 0.25 mm başlangıç çatlak genişliği için test sonuçları gösterilmiştir. Mattock [1974.b] kum – çakıl ve kumlu hafif betonun aynı çatlak açılma yolu fakat bunun aksine çok hafif betonun daha dik açılma yolu sergilediğini bulmuştur. Bu yüzden küçük daneler çatlak açılma yönü üzerinde büyük etkiye sahip olmalıdır.

Diğer test serilerinde Mattock [1974.c] çatlak düzlemine dik çekme kuvvetli deneyler yapmıştır. Şekil 3.42.' de incelenmiş çekme kuvvetleri için çatlak açılma yollarında sistematik farklılıklar bulunmamıştır.

Walraven [1980, 1979], Mattock tarafından kullanılan numunelere benzer push – off elemanları üzerine testler yapmıştır. Donatısız beton üzerine yapılan testlere ilaveten, Walraven donatılı numuneler üzerinde deplasman kontrollü testler yapmıştır. Şekil 3.43.a kullanılan numuneleri göstermektedir. Test değişkenleri, 6 mm den 16 mm aralığındaki donatı çapı, % 0.56 ve % 3.36 arasında değişen donatı oranı ve 19.9 MPa' dan 56.1 Mpa aralığında beton küp mukavemetidir. 32 mm maksimum dane çapı kullanılan karışım 5 hariç, maksimum dane çapı 16 mm alınmıştır. İlk çatlak genişliği küçük (< 0.1 mm) kalmıştır. Çelik akma mukavemeti 460 MPa' dır. Ölçülmüş çatlak açılma yollarının, donatı çapı ve donatı oranı değişkenlerinden etkilenmediği görülmüştür (Şekil 3.43.b). Bununla beraber donatıların sayısı limit kesme mukavemetini önemli bir şekilde etkilemiştir (Şekil 3.43.c).

Donatısız beton ve dowel testlerine ilaveten, Millard [1985] çatlamış betonarme kesitler üzerinde push – off tipi testler gerçekleştirmiştir. Test değişkenleri; başlangıç çatlak genişliği ve 8 – 16 mm aralığındaki donatı çapı alınmıştır. Çelik akma mukavemeti 485 MPa, beton küp mukavemeti maksimum dane çapı 10 mm için 25.5 MPa ile 45.4 MPa aralığındadır. Başlangıç çatlak genişliği değişkeni, başlangıç eksenel donatı gerilmesi değişkenini oluşturmuştur. Test sonuçları Şekil 3.44.a-b' de gösterilmiştir. Deneysel olarak elde edilen çatlak açılma yolları çatlak düzlemine sabit bir açı göstermiştir. Bununla beraber, bu çatlak açılma yönü, Walraven tarafından bulunan ortalama çatlak açılma yolundan sapmıştır (Şekil 3.44b).

çatlak düzlemi 120 x 300

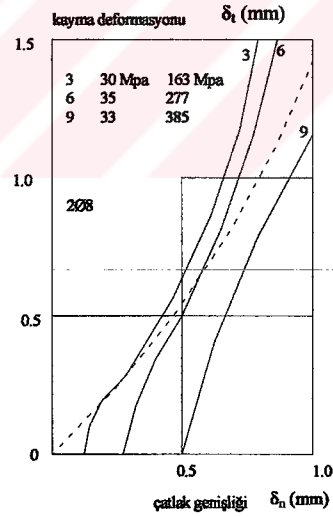
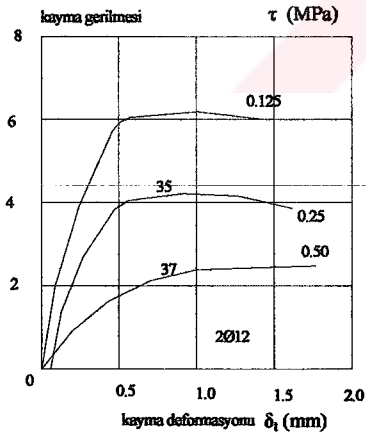


a) Test numunesi

b) Çatlak açılma yolu

c) Kayma gerilmesi-çatlak genişliği

Şekil 3.43. Walraven (1979)' in test sonuçları.



a) Kayma gerilmesi-kayma deformasyonu

b) Çatlak açılma yolu

Şekil 3.44. Millard (1985)' in test sonuçları.

4. DENEYSEL ÇALIŞMA

Geniş bir literatür çalışması sonucunda çatlamış bir betonarme kesitte gerilme transfer mekanizmalarından kaldırıcı etkisinin bir çok araştırmacı tarafından incelendiği görülmüştür. Bu araştırmalarda genellikle çatlak düzlem boyutu sabit tutulmuştur. Değişken ara yüzeyli numuneler üzerinde deneyler yapılmamıştır. Bu yüzden sunulan tez çalışmasında deney numuneleri farklı boyutlarda ön çatlak ve kesme düzlemine sahip olacak şekilde dizayn edilerek numuneler üzerinde boyut etkisinin tesiri incelenmeye çalışılmıştır.

4.1. Ön Çalışma

Deney numunelerini konstrüktif olarak teşkil edebilmek için bir kaç seri deneme numunesi dökülmüştür.

İlk dökülen deney numunelerinde; ara donatı olarak S 220 çeliği kullanılmıştır. Deney numunelerinin testi esnasında ara donatı betonu yarmadan akarak kopmuştur. Yani donatı, mukavemet olarak yetersiz kalmıştır.

İkinci deneme serisinde; numunelerin ara yüzeyindeki donatıların pas payları 50 mm olarak sabit tutulmuştur. İlk deneme serisi dikkate alınarak bu seride ara yüzeyi geçen donatı olarak S 420 çeliği kullanılmıştır. Numunelerin ara yüzeyleri 100 x 160, 200 x160, 400x160 mm ön çatlaklı olacak şekilde üç ayrı ebatta boyutlandırılmıştır. Numunelerdeki beton istenilen mukavemeti sağladıktan sonra yapılan deneylerde, ilk iki numunede donatılar arasındaki beton kesit düşey olarak yarılmıştır. Üçüncü numunedeki (400x160 mm ara yüzeyli) donatılar arasındaki beton yarılmadan donatının üzerindeki pas payı kabuk şeklinde ayrılmıştır. Bu tip numune beton örtüye karşı donatının kaldırıcı etkisinin örneğini teşkil etmektedir.

Üçüncü deneme serisinde; numunelerin boyu büyüdükçe aynı oranda donatının pas payları da büyütülmüştür. Bu seriye 50x160 mm ara yüzeyli bir numune daha ilave edilerek seri dört boyutlu olacak şekilde düzenlenmiştir. Son ilave edilen numunenin ara yüzeyinde donatı olarak Φ 5 mm çapında S 500 çeliği kullanılmıştır. Numunelerdeki beton istenilen mukavemete ulaştığında, yapılan

deneylerde 50x160 mm ebatlı ara yüzeyli numune hariç, diğer numunelerde donatılar arasındaki beton yarılmıştır. Bu tip numunede donatının üzerindeki nervür dış derinliğinin az olması nedeniyle donatı sıyrılması gözlenmiştir.

Dördüncü deneme serisinde; iki parça halinde olan numunenin, düşey deplasman yapabilmesi için dilatasyon dolgu elemanı kalınlığı 25 mm olarak alınmıştır. Bu seride ara donatılar ön çatlak düzlemini açılı olarak geçecek şekilde yerleştirilmiştir. Numunelerin yüklenmesi sonucunda donatılar aktıktan sonra deplasman devam ederek donatılar arasındaki beton yarılmadan dilatasyon dolgu elemanı tamamen sıkıştığından iki parça halindeki numune bir birinin üzerine oturarak yekpare çalışmıştır. Bu dikkate alınarak sonraki serilerde dilatasyon dolgu elemanı kalınlığı numunenin yeterli deplasmanı yapabilmesi için 50 mm olarak seçilmiştir.

4.2. Deney Numunelerinin Geometrik Özellikleri

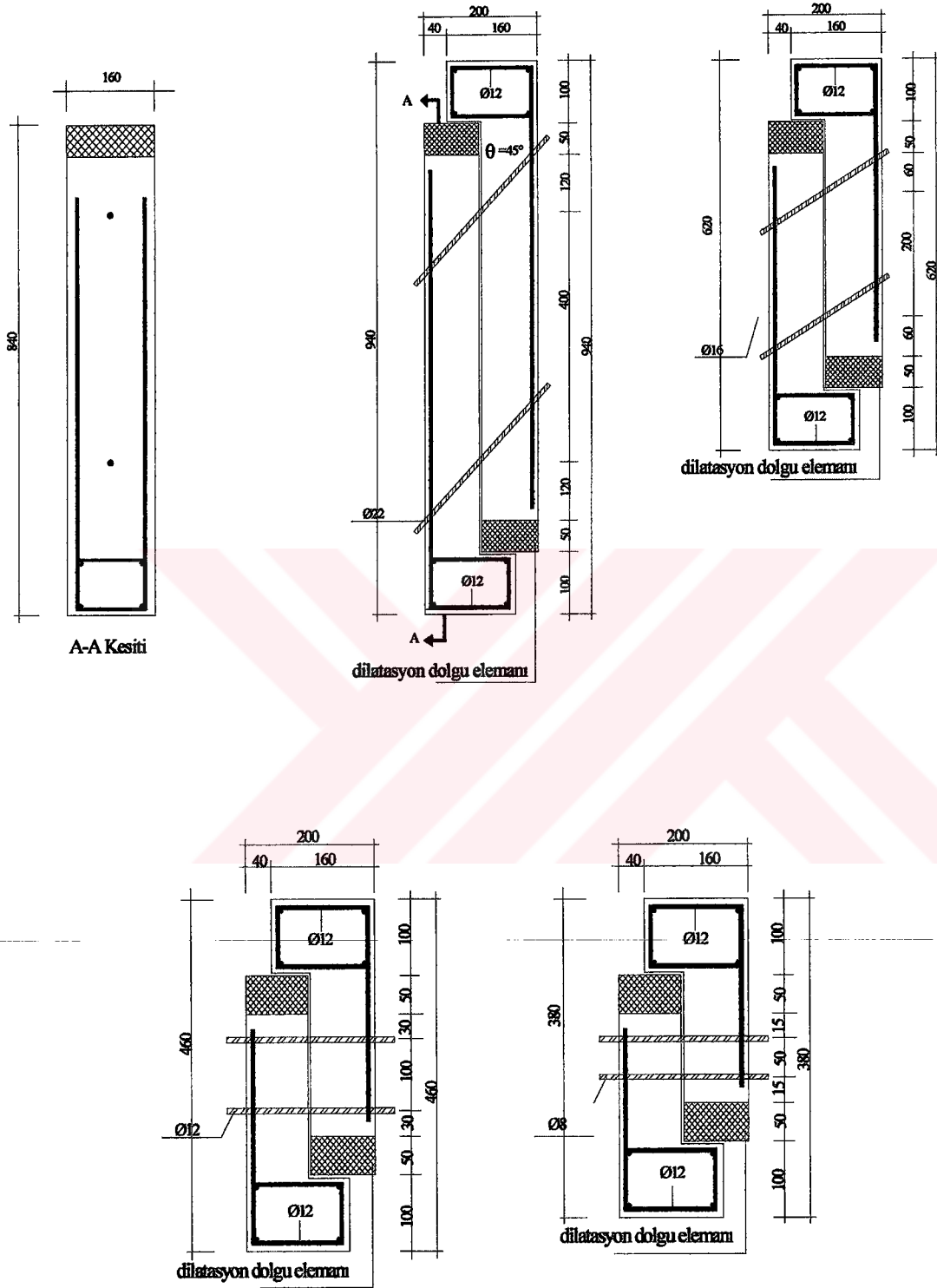
Literatürde betonarmede kaldıraç etkisini inceleyen çalışmalar, ön çatlaklı ve monolitik olmak üzere iki farklı mekanizma durumu incelenmiştir. Sunulan tez çalışmasında bu iki davranış durumu dikkate alınmıştır.

4.2.1. Ön Çatlaklı Deney Numuneleri

Numuneler; kesme gerilmesi transferinde agrega kilitletlenmesinin etkisini yok edecek şekilde ön çatlaklı (ara yüzeyli) olarak şekilde, iki parça halinde dökülmüştür. Test numunelerinin geometrisi Dulacska [1972] tarafından kullanılan itme numunelerine benzemektedir. Numunelerin boyutları Şekil 4.1.' de gösterilmiştir.

Burada numunelerin ara yüzeyleri 160 X 50 mm, 160 X 100 mm, 160 X 200 mm, 160 X 400 mm olacak şekilde dört ayrı boyutta teşkil edilmiştir.

Numunelerin kalıpları ahşaptan yapılmış olup, her kullanımdan önce koruyucu yağ ile yağlanmıştır. Numunelerde konstriktif donatı olarak $\Phi 12$ çapında S 220 çeliği kullanılıp, yatay olarak yerleştirilmiştir.

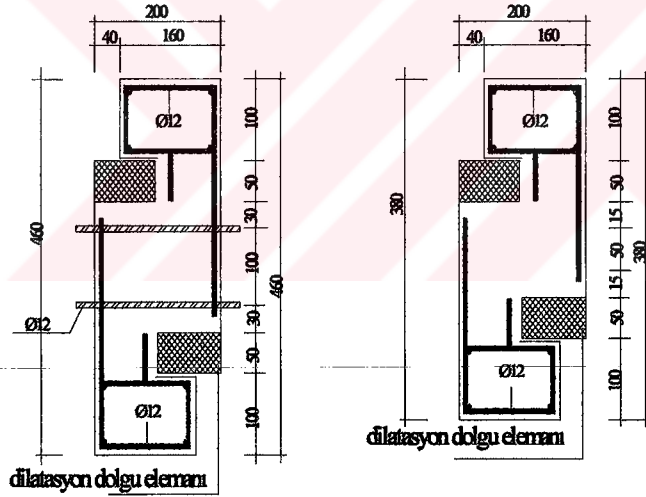


Şekil 4.1. Deney numunelerinin geometrik özellikleri.

4.2.2. Monolitik Deney Numuneleri

İkinci seri numunelerinin betonu yekpare olarak ön çatlaksız (monolitik) dökülmüşlerdir. Burada amaç, daha önce dökülen numuneler ile aradaki davranış farkını bulmak, ara yüzeydeki betonun gerilme transferine katkısını tayin etmektir. Bu yüzden numune boyutları, ön çatlaklı olarak dökülen numuneler ile aynı olacak şekilde seçilmiştir. Yalnız ilk dökülen serilerde yarma yükü fazla olduğundan büyük boy numunelerde, üst başlıkta eğilme ve betonunda ezilme meydana geldi. Bunu ortadan kaldırmak için üst başlık donatı detayı değiştirildi ve başlığın altına ilave donatı konuldu (Şekil 4.2.a.)

Diğer bir seride de numunelerdeki ara yüzeylerde donatı olmayacak şekilde numunelerin betonu döküldü. Burada da sadece ara yüzdeki betonun kesme mukavemeti tayin edilmeye çalışıldı (Şekil 4.2.b.)



a) Dowel donatılı

b) Dowel donatısız

Şekil 4.2. Monolitik deney numuneleri.

4.2.3. Numunelerin Malzeme Özellikleri

Deney numunelerinin ara yüzeylerinde kesme donatısı olarak kullanılan farklı çaplardaki çelik çubuklara ait numuneler üzerinde Fırat Üniversitesi Teknik Bilimler Meslek Yüksekokulu laboratuvarında TS 708' e göre çekme deneyleri yapılmıştır. Deneyler sonucunda çelik çubuklarının Tablo 4.1. de gösterilen mekanik özellikleri sahip oldukları tespit edilmiştir. Bütün numunelerdeki donatılar için elastisite modülü 203.000.000 N/mm olarak alınmıştır (ACI 318-89).

Tablo 4.1 Donatı çubuklarına ait mekaniksel özellikler

Donatı Tipi	Φ (mm)	A_s (mm ²)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{su} / f_{sy}	Uzama Yüzdesi
BÇ III	8	50.24	479.15	753.17	1.57	12.7
	12	113.10	476.48	719.97	1.51	13.7
	16	201.06	454.63	671.63	1.47	14.3
	22	380.13	446.13	663.18	1.48	15.8

Deney numunelerine ait beton uygun karışım oranlarında laboratuvar ortamlarında hazırlanarak dökülmüştür. Beton üretiminde, Elazığ Altınova çimento fabrikasında üretilen iki günlük basınç dayanımı 19 MPa (28 günlük basınç mukavemeti 32,5 MPa) olan normal portland çimentosu kullanılmıştır. Numunelerin üretiminde kullanılan çimentonun fiziksel ve kimyasal özelliklerine ait değerler Tablo 4.2. de verilmiştir.

Tablo 4.2 Beton üretiminde kullanılan çimentonun özellikleri

Çimento Tipi : PÇ 32.5								
Fiziksel Özellikler		Kimyasal Özellikler Analiz Sonuçları (%)						
Özgül ağırlığı (gr/cm ³)	Özgül yüzey (cm ² /gr)	Silisyum dioksit SiO ₂	Alüminyum oksit Al ₂ O ₃	Demir oksit Fe ₂ O ₃	Kalsiyum oksit CaO	Magnezyum oksit MgO	Kükürt oksit SO ₃	Tayin edilemeyen
3.12	3216	20.81	5.89	3.17	62.28	3.81	2.1	1.94

Tablo 4.3. Beton üretiminde kullanılan agregaya ait özellikler .

Agrega Türü	Özgül ağırlığı (gr/cm ³)	Su emme (%)	Aşınma kaybı (%)	Kil miktarı (%)	Donma kaybı (%)
Nehir kumu	2.05	4	16.6	2.0	1.83

Beton üretiminde kullanılan agrega, minerolojik olarak nehir kumu niteliğindedir. Agreganın maksimum dane çapı numune boyutları dikkate alınarak 15 mm seçilmiş, betonun daha homojen davranması için ikinci karışım için 4 mm. lik agrega çapı seçilmiştir. Granülometrik dağılımın standarda uygun hale getirilebilmesi için TS 706'daki sınır eğrilerinden faydalanılmıştır. Maksimum dane çapı küçük seçilerek, hem nervürlü donatı ile beton arasındaki mekanik aderans için mümkün olduğu kadar tam doluluğun hem de betonun kalıba daha iyi yerleşmesinin sağlanması amaçlanmıştır. Elazığ ili, Palu ilçesinden geçen Murat Nehri'nden temin edilen agregaya ait fiziksel, kimyasal ve mekanik özellikler Tablo 4.3' te görülmektedir.

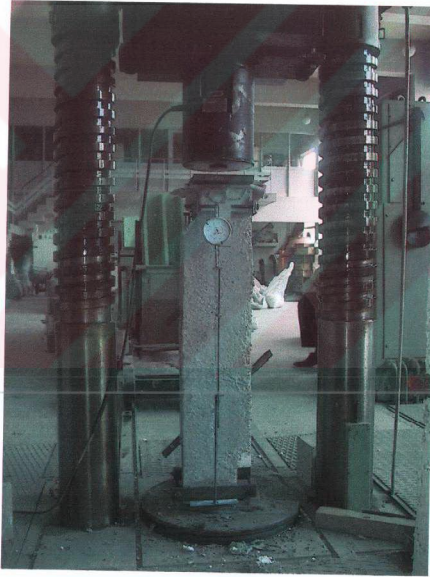
Tablo 4.4 Beton karışım oranları

Karışım Tipi	Su	Çimento	Su Çimento	Kum (0-2 mm)	Kum (2-4 mm)	Çakıl (4-8 mm)	Çakıl (8-15 mm)	Slamp (mm)	Birim
A Karışımı d _{max} 15 mm	213	388	0.55	290	445	795	194	60	Kg/m ³
B Karışımı d _{max} 4 mm	248	450	0.55	1058	458	—	—	65	Kg/m ³

4.3. Deneylerin Gerçekleştirilmesi

Numuneler üzerindeki testler, Şekil 4.3 görüldüğü gibi kesme yüklemesi 5.000 kN. kapasiteli hidrolik pres kullanılarak yapılmıştır. Numune, yük çerçevesinin

alt tablası üzerine yerleştirilmiştir. Kesme yüklemesi 0,10 kN. hassasiyetinde yük hücresi tarafından ölçülmüştür. Deneyler yük kontrollü olarak yapılmıştır. Deformasyonlar, Şekil 4.3 deki detayda numune yüzeyine yerleştirilen, 0.01 mm hassasiyetle ölçüm yapan mekanik komparatör tarafından ölçülmüştür. Numunelere , çatlak düzlemini geçen donatılar arasındaki betonda düşey bir çatlak oluşuncaya kadar kesme yüklemesi yapılmıştır. Numunenin göçme anındaki tepe yükleri göçme yükü olarak değerlendirilmektedir. Şekil 4.4 de monolitik ve Şekil 4.5 de ise önçatlıkları numunelere ait kırılma detayı verilmiştir.



Şekil 4.3 Hidrolik pres altında numunenin yüklenmesi



Şekil 4.4 Önçatlıklı numunelerin kırılma detayları



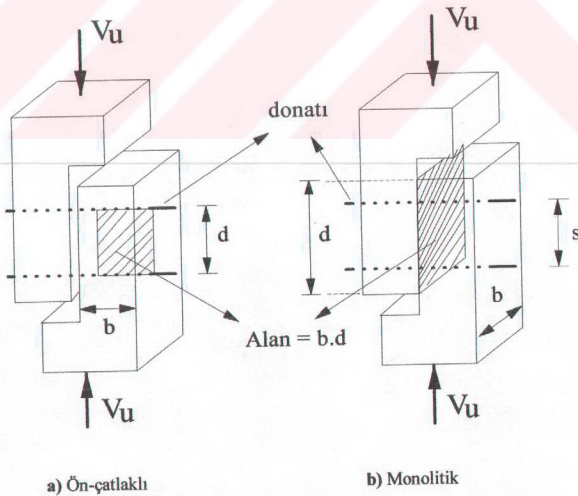
Şekil 4.5 Monolitik numunelerin ön ve yan yüzündeki kırılma detayları

4.4 Deney Sonuçlarının Analizi

Tablo 4.5 de önçatlaklı, Tablo 4.6 da monolitik numunelere ait geometrik karakteristikler, göçme yükleri ve nominal dayanım değerleri verilmiştir. Tablolardaki nominal değerleri ön çatlaklı numune için Şekil 4.6a da görüldüğü gibi iki donatı arasındaki efektif alan, monolitik numuneler için ise Şekil 4.6b deki gibi çentikler arasındaki net bölge esas alınarak İfade (4.1) deki gibi hesaplanmıştır.

$$v_u = \frac{V_u}{bd} \quad (4.1)$$

burada v_u nominal dayanım, V_u göçme yükü, b efektif alanın genişliği ve d ise karakteristik boyut olup, ön-çatlaklı numunelerde donatı aralığı (s), monolitik numunelerde iki çentik arasındaki net açıklıktır. Şekil 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, ve 4.11 de ön-çatlaklı numunelere ait logaritmik ölçekte, sırasıyla BEK, DBEK ve FBK yaklaşımları için boyut etkisi kanunlarının grafikleri görülmektedir.



Şekil 4.6 Nominal dayanım için esas alınacak alanın detayı

Analizler bir lineer eğri-uydurma algoritması olan Gauss-Newton yöntemi ile yapılmıştır (Chapra and Canale, 1988).

Şekil 4.12 de ise ön-çatlaklı 5 seriye ait toplam 51 numuneye ait genel boyut etkisi grafikleri görülmektedir. Burada boyut etkisinin genel ifadesini elde etmek için daha önceki çalışmalar baz alınarak, boyut etkisi formülasyonlarındaki mukavemet ifadesinde, betonun çekme mukavemeti, mekanik donatı oranı ve donatının yerleşim açısı dikkate alınmıştır. Buna göre BEK ve FBK yaklaşımları için boyut etkisi ifadeleri

$$\begin{aligned} v_u &= B * C \left[1 + \frac{d}{l_o} \right]^{-1/2} , C = a \sqrt{f'_c} + \theta^n \rho f_{yk} \\ v_u &= B * C \left[1 + \frac{lch}{d} \right]^{-1/2} \end{aligned} \quad (4.2)$$

şeklinde kullanılmıştır. Burada B , a , n , l_o ve lch ampirik sabitler, f'_c betonun 28 günlük ortalama basınç mukavemeti, ρ donatı oranı, f_{yk} donatının karakteristik akma mukavemeti ve θ donatının önçatlak düzlemi ile yaptığı açığı göstermektedir. Buradaki ampirik sabitleri elde etmek için yine Gauss-Newton yöntemi kullanılmıştır. DBEK yaklaşımı için, α değeri negatif olarak elde edildiğinden, tutarsız yaklaşım olarak kabul edilmiş, ve dikkate alınmamıştır.

Monolitik numunelerinin boyut etkisi analizi, her bir seride yetersiz miktarda veri bulunduğundan dolayı, genel tarzda elde edilmeye çalışılmıştır. Burada boyut etkisi kanunlarındaki mukavemet ifadesi için İfade (4.2) ye benzer olarak aşağıda verilen bağıntı kullanılmıştır.

$$C = a \sqrt{f'_c} + \rho f_{yk} \quad (4.3)$$

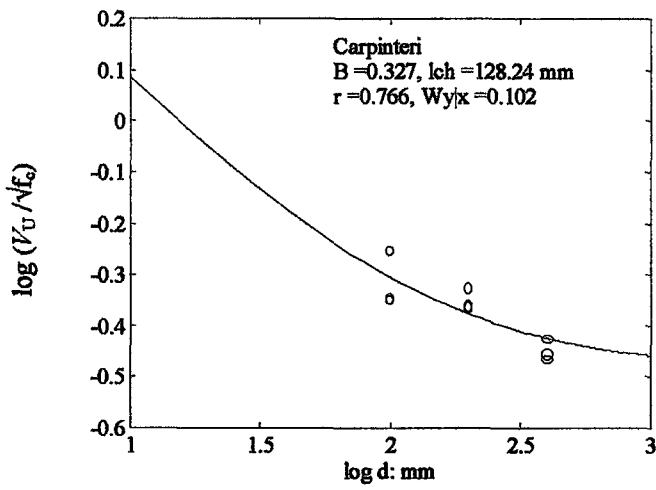
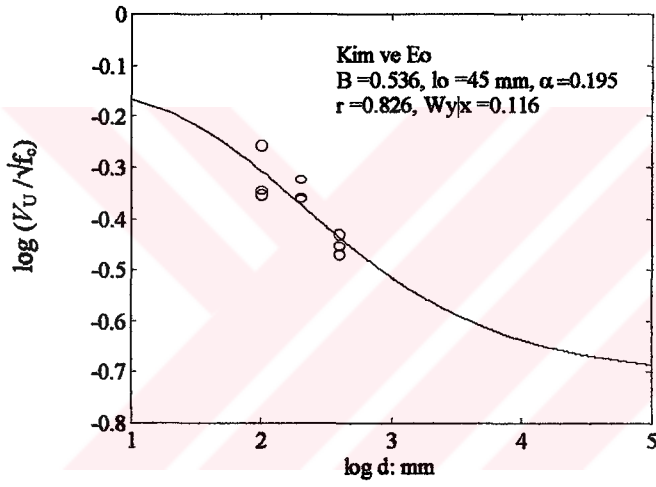
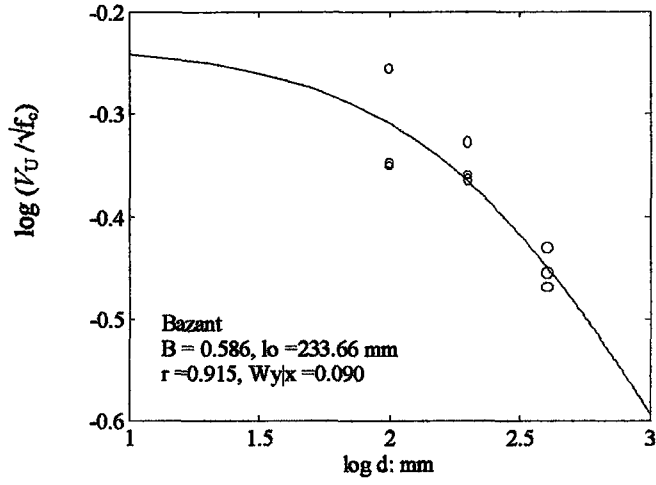
Burada da DBEK için tutarsız ampirik sonuçlar elde edilmiştir. Toplam 26 numuneye ait BEK ve FBK yaklaşımları için boyut etkisinin grafikleri Şekil 4.13 de verilmiştir.

Tablo 4.5 Ön-çatlaklı numunelere ait geometrik karakteristikler, göçme yükleri ve nominal dayanımları

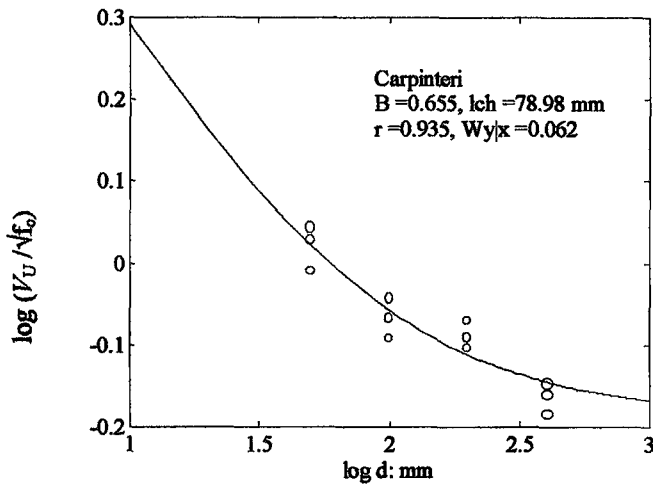
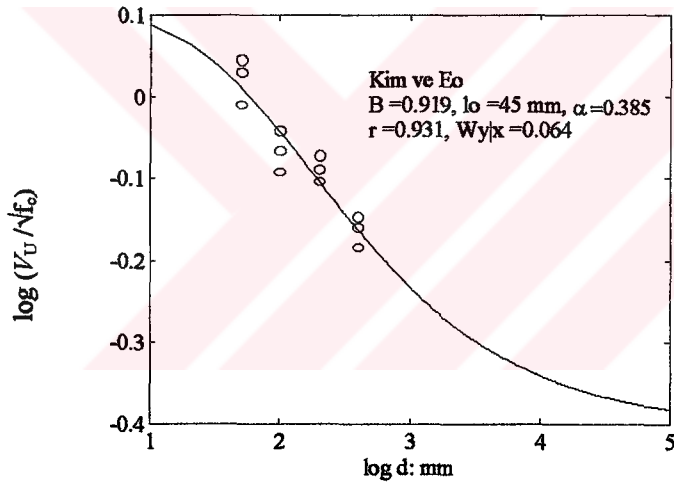
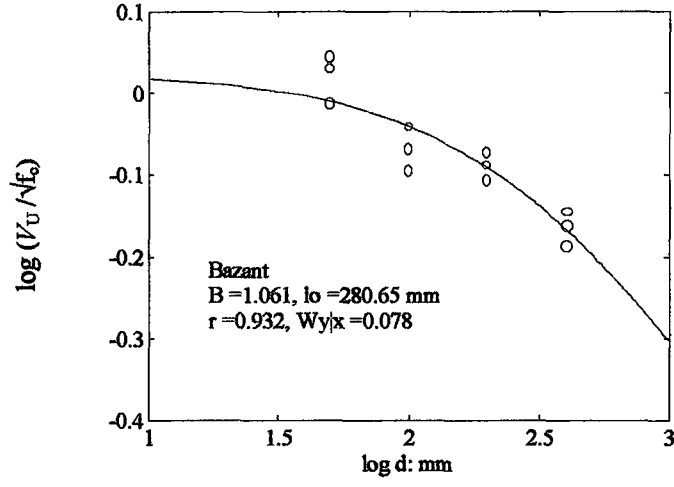
Seri	d [mm]	f'_c [MPa]	d_{max} [mm]	Φ	θ (derece)	ρ'_{fk} [MPa]	P_u [kN]			v_u [MPa]		
							1	2	3	1	2	3
I	100	31.7	15	8	90	4.22	31.3	25.1	25.8	3.13	2.51	2.58
	200	31.7	15	12	90	4.76	53.1	48.8	49.1	2.66	2.44	2.46
	400	31.7	15	16	90	4.22	83.7	79.0	76.4	2.09	1.98	1.91
II	50	32.4	4	5.2	90	4.24	19.4	20.2	-	3.88	4.04	-
	100	32.4	4	8	90	4.22	23.2	24.2	27.5	2.32	2.42	2.75
	200	32.4	4	12	90	4.76	44.0	47.7	45.4	2.20	2.39	2.27
	400	32.4	4	16	90	4.22	77.9	70.6	73.9	1.95	1.77	1.85
III	100	30.2	15	8	60	4.22	27.2	29.2	30.0	2.72	2.92	3.00
	200	30.2	15	12	60	4.76	42.6	39.7	-	2.13	1.99	-
	400	30.2	15	16	60	4.22	62.1	57.6	61.0	1.55	1.44	1.53
IV	50	22.8	15	8	45	8.44	22.1	19.1	20.3	4.42	3.82	4.06
	100	22.8	15	12	45	9.50	35.8	47.6	43.8	3.58	4.76	4.38
	200	22.8	15	16	45	8.44	50.7	57.0	-	2.54	2.85	-
V	400	22.8	15	22	45	7.98	81.4	82.0	86.0	2.04	2.05	2.15
	50	25.3	15	8	90	8.44	24.5	26.9	27.9	4.90	5.38	5.58
	100	25.3	15	12	90	9.50	45.7	40.6	43.1	4.57	4.06	4.31
	200	25.3	15	16	90	8.44	79.0	81.9	85.4	3.95	4.10	4.27
	400	25.3	15	22	90	7.98	139.0	143.6	131.2	3.48	3.59	3.28

Table 4.6 Monolitik numunelere için geometrik karakteristikler, göçme yükleri ve nominal dayanımlar

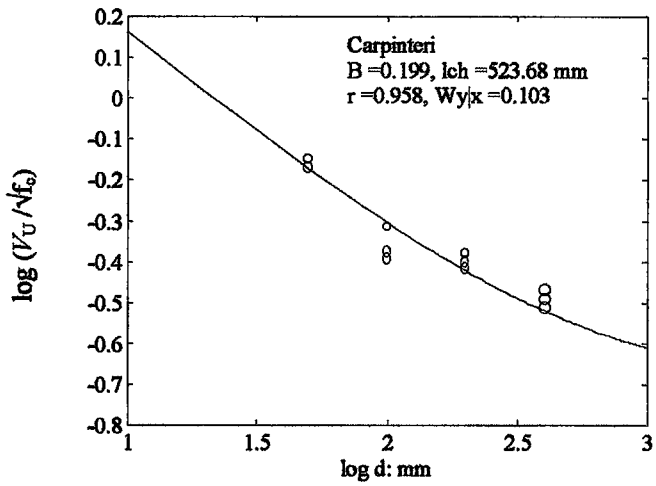
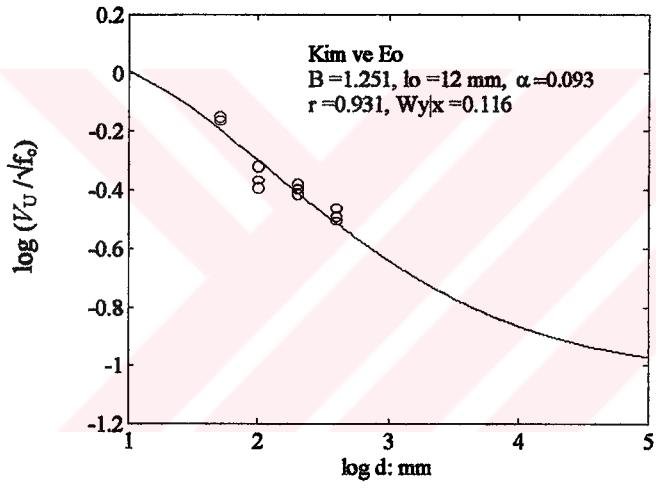
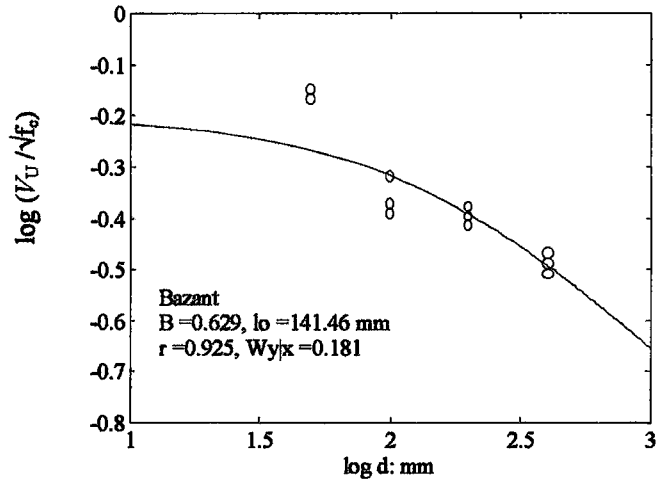
s [mm]	d [mm]	Φ	f'_c [MPa]	d_{max} [mm]	ρ_{fyk} [MPa]	V_u [kN]	v_u [MPa]
50	90	5.2	26.3	15	1.57	109.0	8.07
50	90	5.2	26.3	15	1.57	105.0	7.78
50	90	5.2	21.5	15	1.57	105.4	7.81
100	160	8	26.3	15	1.76	188.7	7.86
100	160	8	21.5	15	1.76	155.2	6.47
100	160	8	21.5	15	1.76	163.2	6.80
200	320	12	21.5	15	1.98	278.0	5.79
50	90	8	27.0	15	3.13	124.0	9.19
50	90	8	25.0	15	3.13	123.0	9.11
50	90	8	27.0	15	3.13	132.0	9.78
100	160	12	27.0	15	3.96	161.0	6.71
100	160	12	27.0	15	3.96	162.0	6.75
200	320	16	27.0	15	3.52	265.0	5.52
50	90	5.2	28.9	4	1.57	100.2	7.42
100	160	8	28.9	4	1.76	165.0	6.88
200	320	12	28.9	4	1.98	212.0	4.42
200	320	12	28.9	4	1.98	216.2	4.50
200	320	12	28.9	4	1.98	204.4	4.26
50	90	-	27.0	15	0.00	95.3	7.06
50	90	-	24.0	15	0.00	98.0	7.26
100	160	-	27.0	15	0.00	120.0	5.00
100	160	-	24.0	15	0.00	111.0	4.63
200	320	-	25.0	15	0.00	204.0	4.25
200	320	-	24.0	15	0.00	194.0	4.04
400	640	-	25.0	15	0.00	236.0	2.46
400	640	-	25.0	15	0.00	264.0	2.75



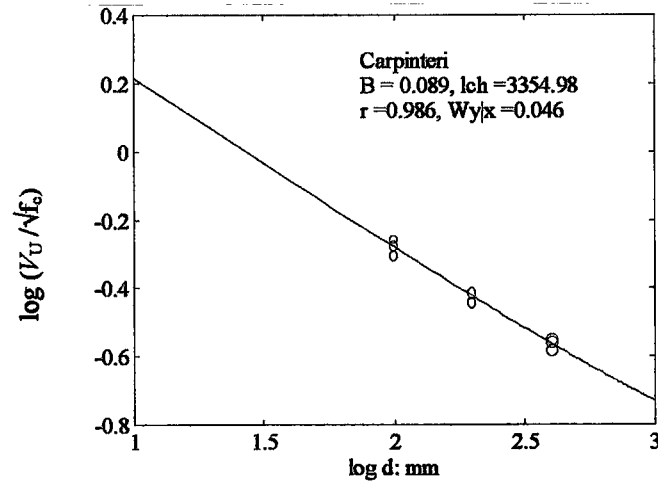
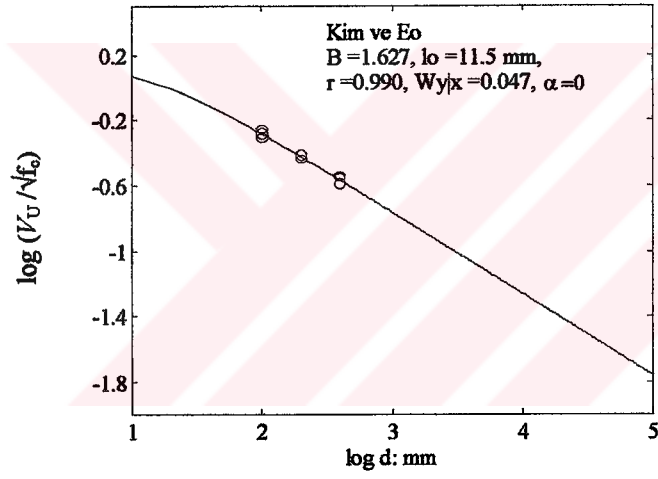
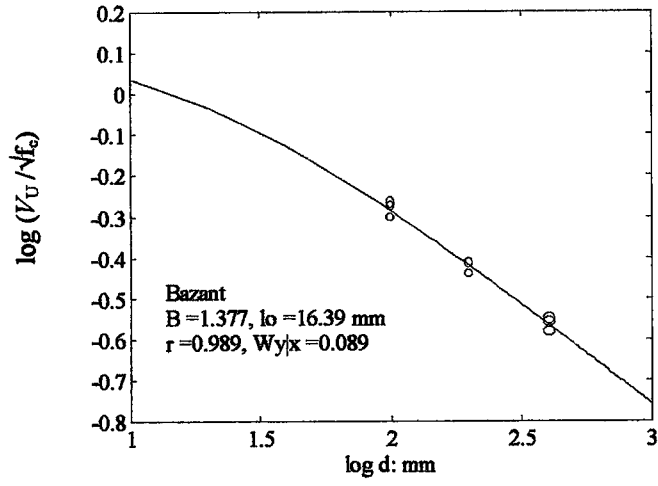
Şekil 4.7 Seri I ($\theta = 90^\circ$, $d_{max} = 15$ mm, $f_c = 31.7$ MPa, $\rho = \% 1.0$)



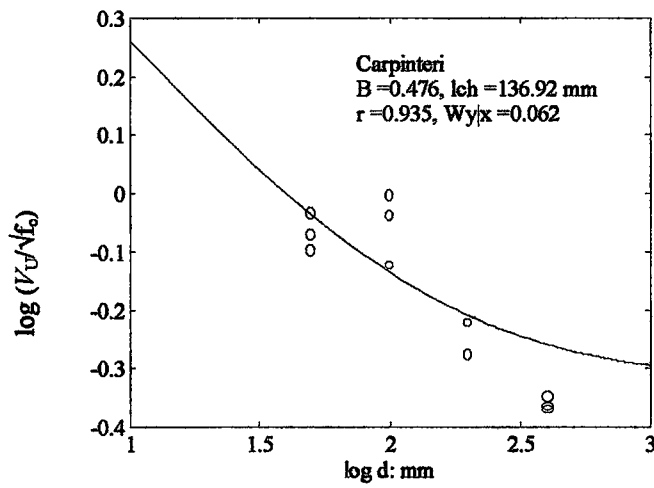
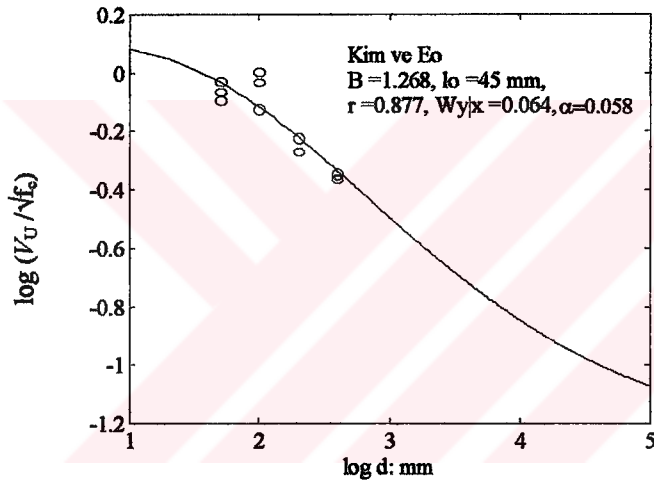
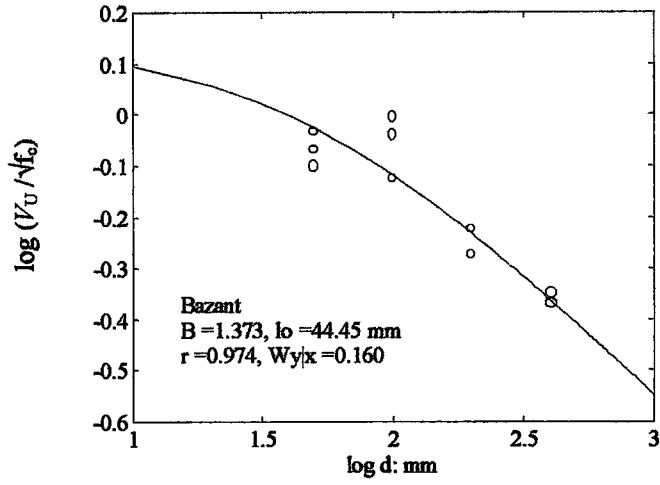
Şekil 4.8 Seri II ($\theta=90^\circ$, $d_{max}=15 \text{ mm}$, $f_c=25.3 \text{ MPa}$, $\rho=\% 2.0$)



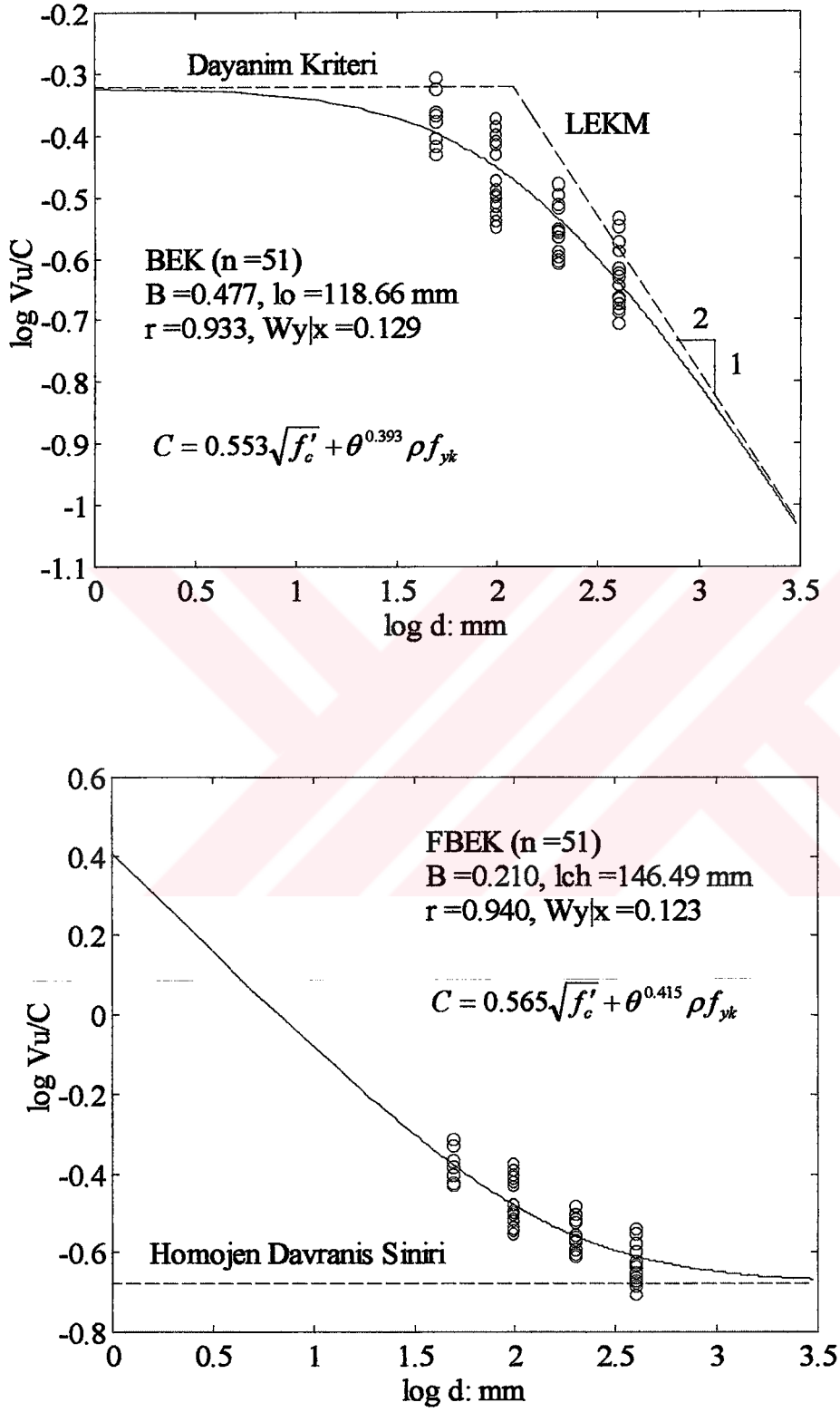
Şekil 4.9 Seri III ($\theta=90^\circ$, $d_{max}=4$ mm, $f_c=32.4$ MPa, $\rho=\% 1.0$)



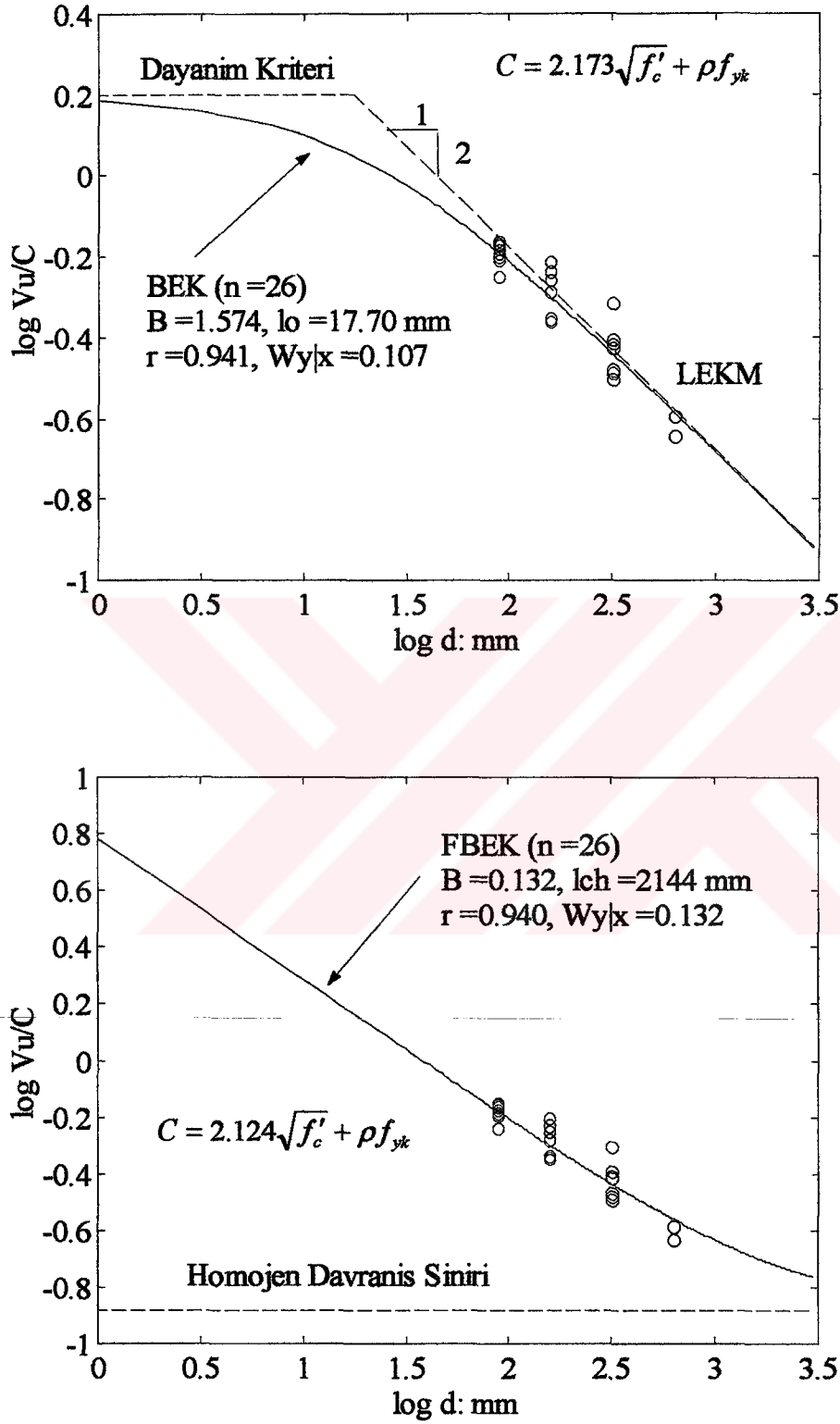
Şekil 4.10 Seri IV ($\theta = 60^\circ$, $d_{max} = 15$ mm, $f_c = 30.2$ MPa, $\rho = \% 1.0$)



Şekil 4.11 Seri V ($\theta = 45^\circ$, $d_{max} = 15$ mm, $f_c = 22.8$ MPa, $\rho = \% 1.0$)



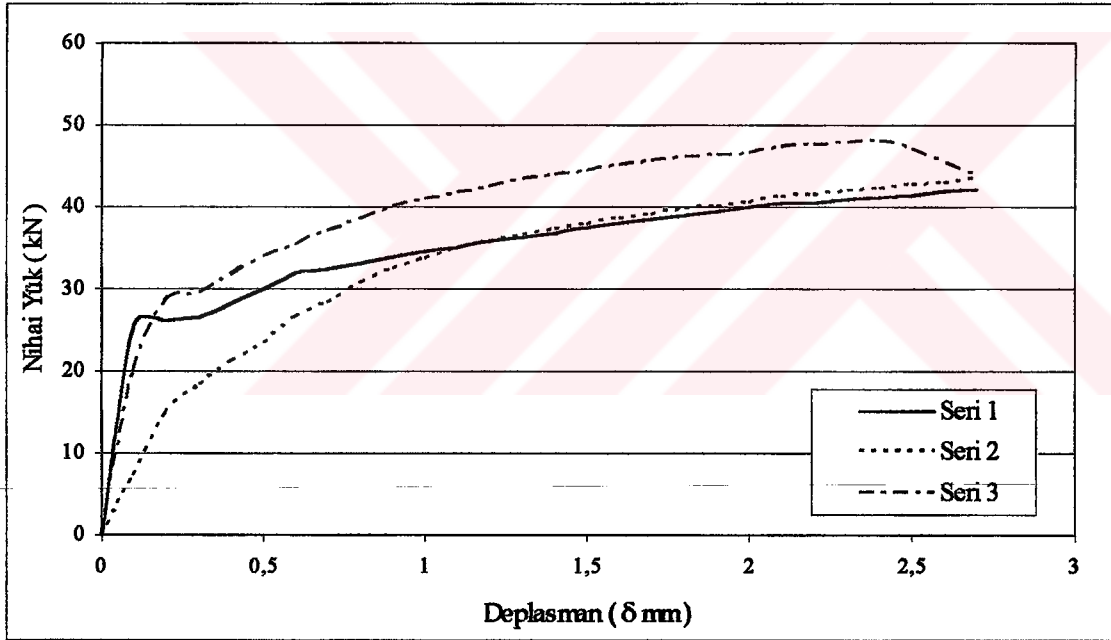
Şekil 4.12. Önceatlaklı numuneler için genel boyut etkisi grafikleri



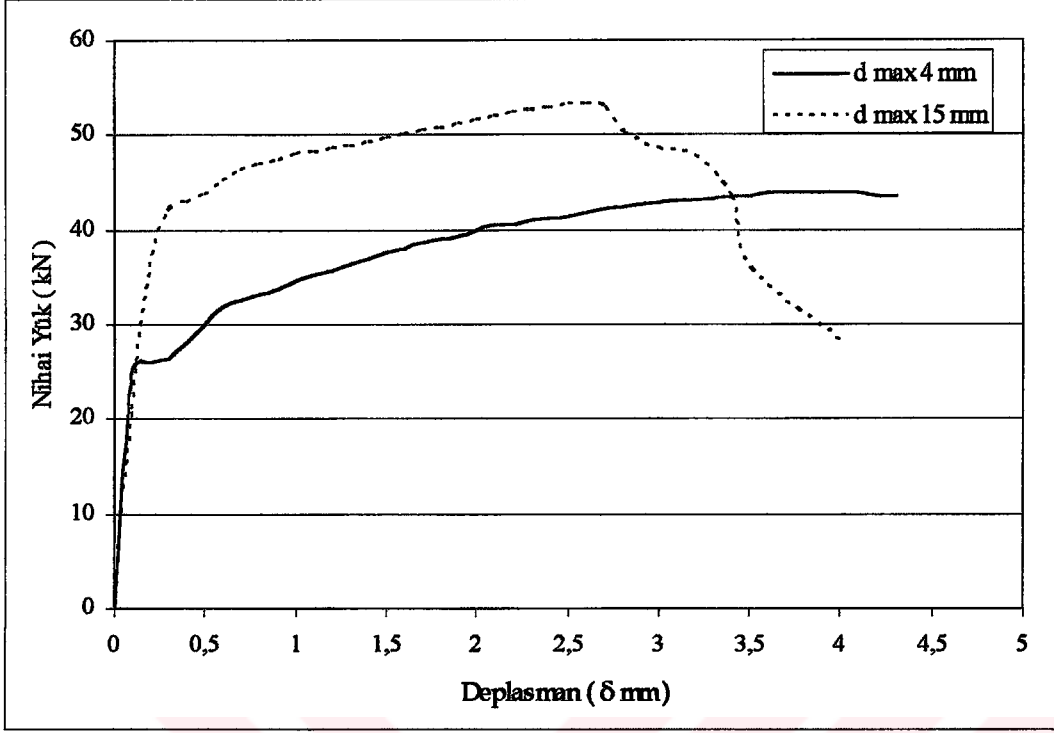
Şekil 4.13 Monolitik numunelere ait genel boyut etkisi grafikleri

4.5 Numunelerin Yük-Deplasman Diyagramları

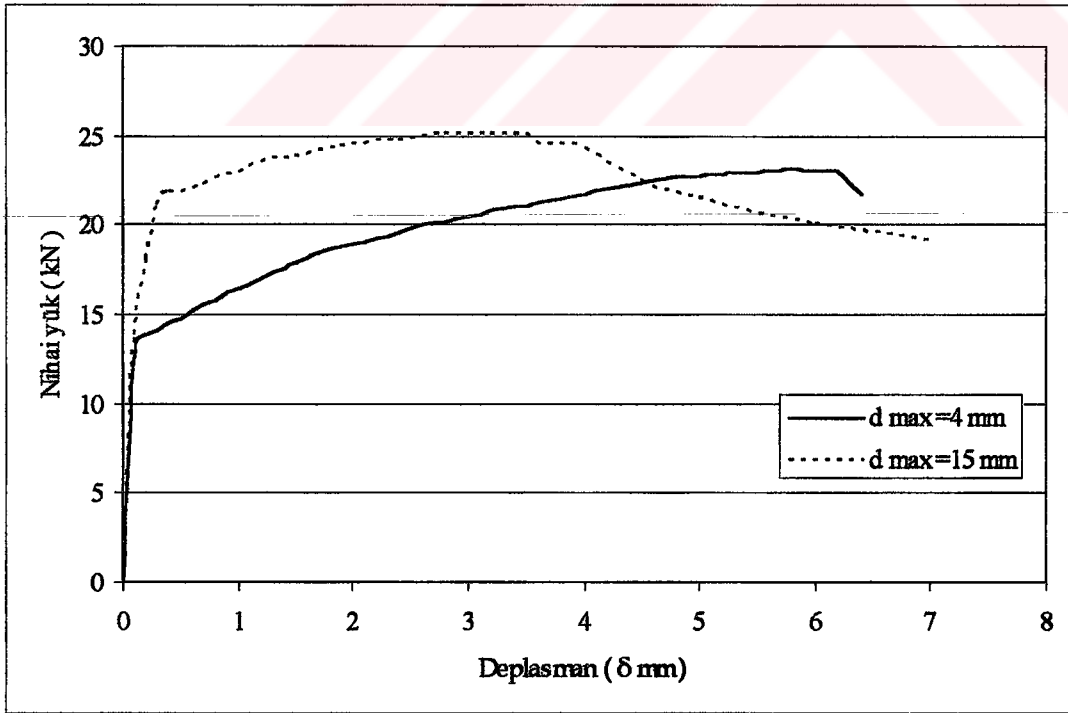
Ön-çatlaklı numunelerin Yük-deplasman (P- δ) ölçümleri Şekil 4.4 de görüldüğü gibi ölçülmüştür. Şekil 4.14 de aynı ebatta üç farklı numune için P- δ ilişkisi, Şekil 4.15 ve 4.16 de maksimum dane çapına bağlı olarak P- δ ilişkisi, Şekil 4.17 ve 4.18 de ara yüzeyi kesen donatı açısına bağlı olarak P- δ ilişkisi, Şekil 4.19 ve 4.20 de donatı çapına bağlı olarak P- δ ilişkisi ve Şekil 4.21 de donatı oranına bağlı olarak P- δ ilişkisi incelenmiştir.



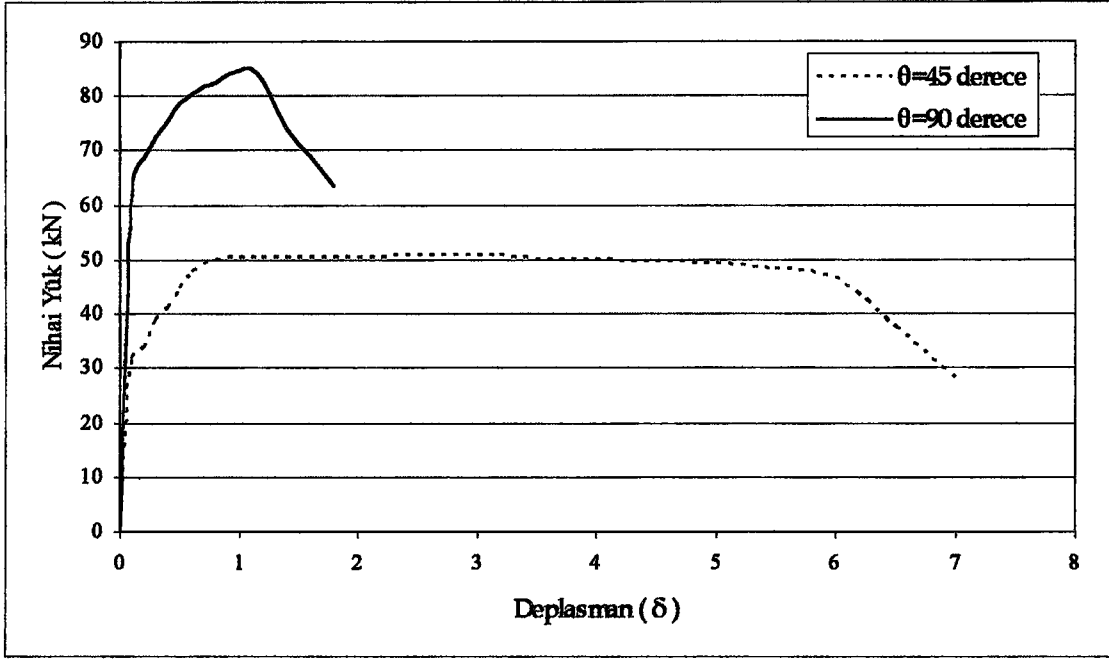
Şekil 4.14 $d_{max}=4$ mm, Φ 12 mm ve 200 mm arayüzeyli numunelerin yük-deplasman grafiği



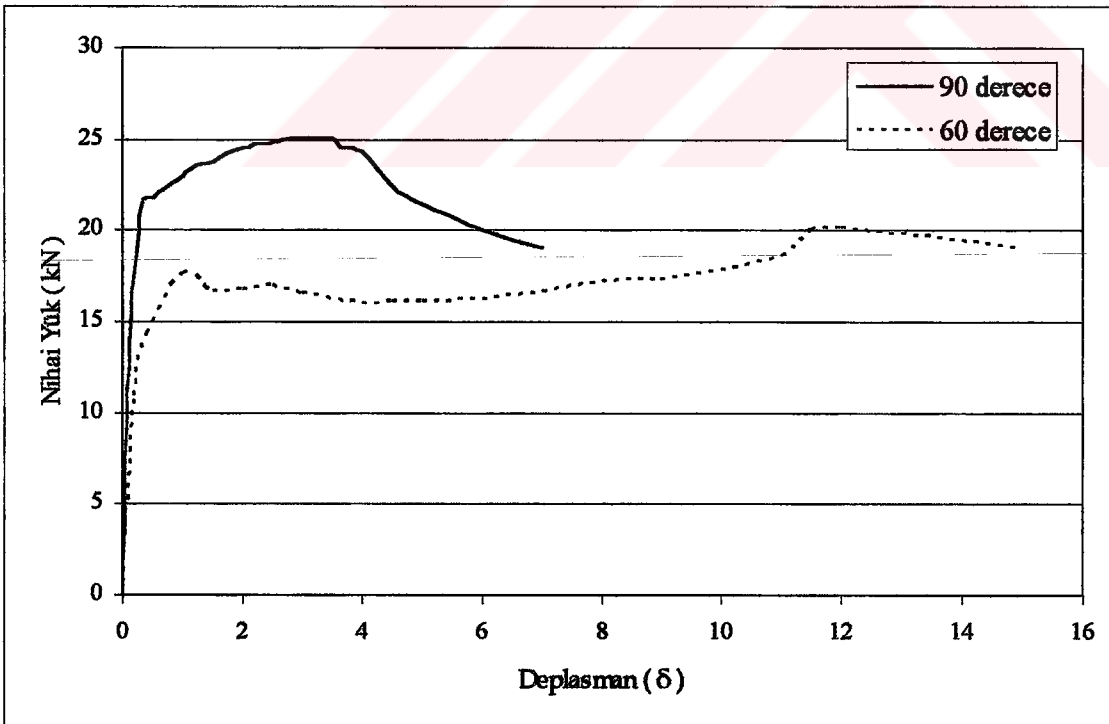
Şekil 4.15 200 mm arayüzeyli max. dane çapına göre numunelerin yük-deplasman grafiği



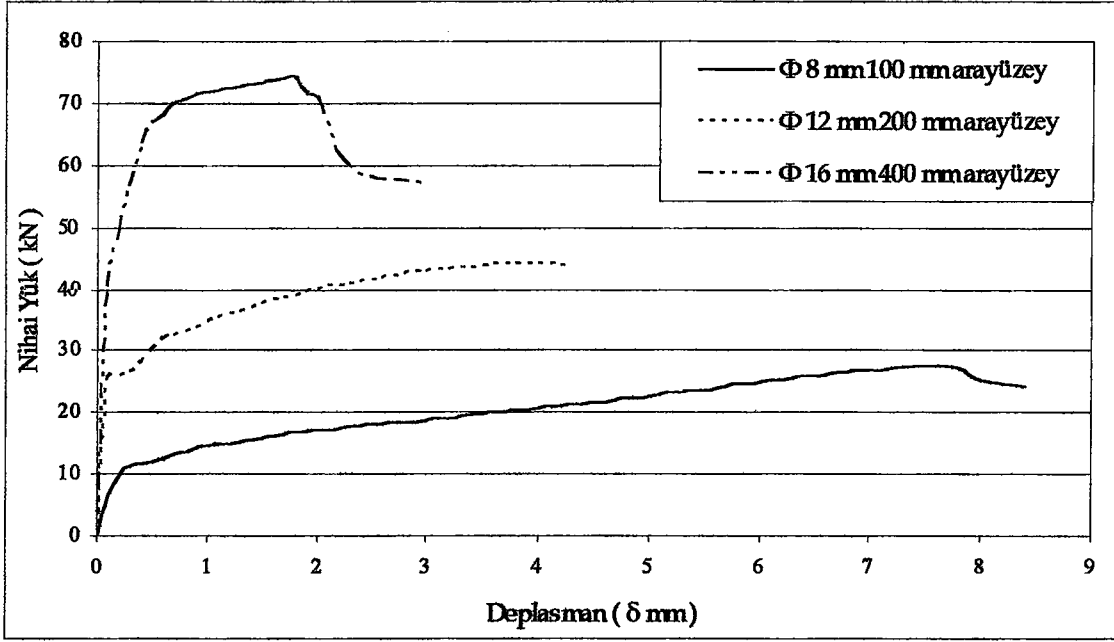
Şekil 4.16 100 mm arayüzeyli max. dane çapına göre numunelerin yük-deplasman grafiği



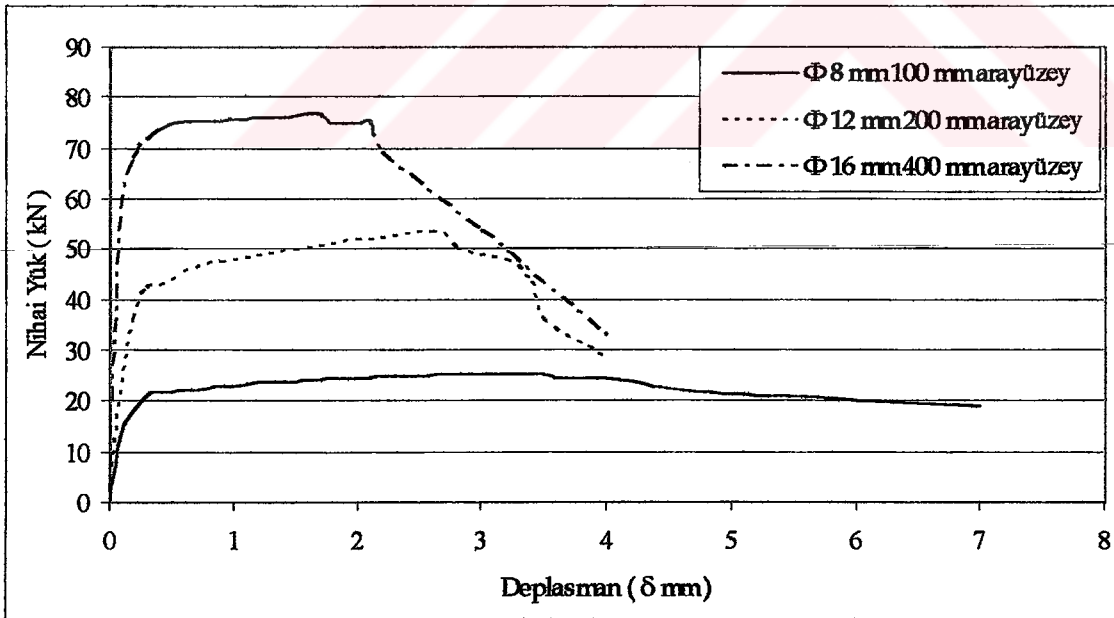
Şekil 4.17 200 mm arabölgeci numunelerdeki donatı açılarına göre yük-deplasman grafiği



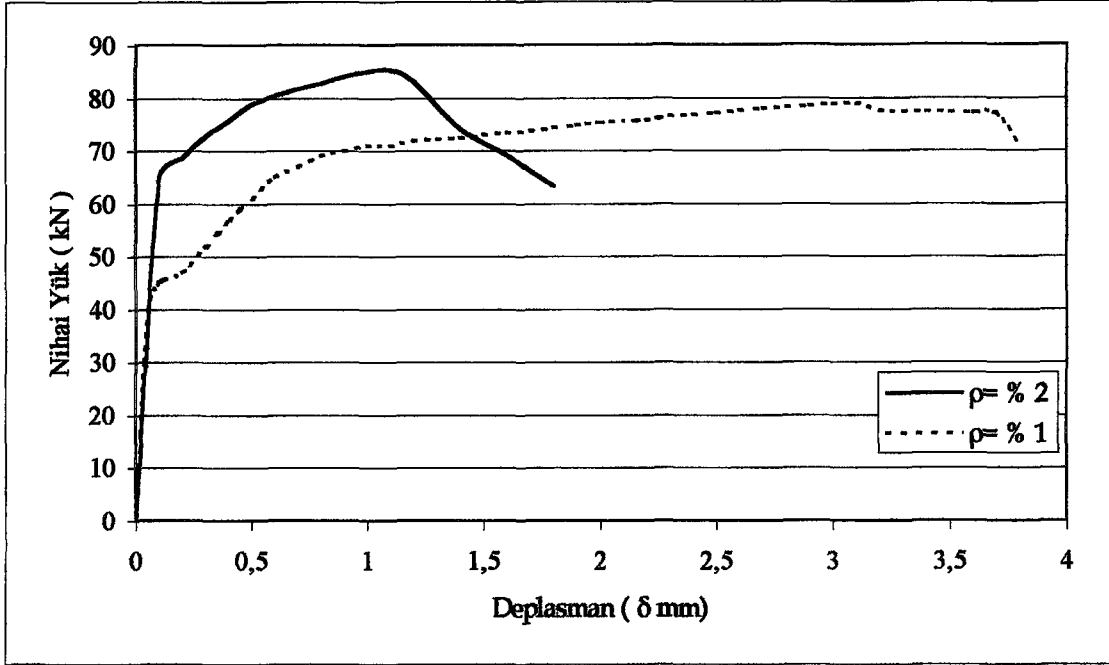
Şekil 4.18 100 mm arayüzeyli numunelerdeki donatı açılarına göre yük-deplasman grafiği



Şekil 4.19 $d_{max} = 4$ mm $\Phi 8$ -12-16 mm çaplı numunelerin yük-deplasman grafiği



Şekil 4.20 $d_{max} = 15$ mm $\Phi 8$ -12-16 mm çaplı numunelerin yük-deplasman grafiği



Şekil 4.21 d_{max} = 15 mm donatı oranı % 1-2 numunelerin yük-deplasman grafiği

4.6 Boyut Etkisi Formüllerinin Kontrolü, Sürtünme-kesmeli Elemanlarda Boyut Etkisi

Şekil 4.12 ve 4.13 te verilen BEK ve FBK yaklaşımına ait formüller açık formda aşağıda verilen şekilde yazılabilir:

Ön-çatlaklı numuneler için

$$\text{BEK,} \quad v_u = 0.477 \left(0.553 \sqrt{f'_c} + \theta^{0.393} \rho f_{yk} \right) \left[1 + \frac{d}{118.66} \right]^{-1/2} \quad (4.4)$$

$$\text{FBK,} \quad v_u = 0.21 \left(0.565 \sqrt{f'_c} + \theta^{0.415} \rho f_{yk} \right) \left[1 + \frac{146.49}{d} \right]^{1/2} \quad (4.5)$$

Monolitik numuneler için

$$\text{BEK,} \quad v_u = 1.574 \left(2.173 \sqrt{f'_c} + \rho f_{yk} \right) \left[1 + \frac{d}{17.7} \right]^{-1/2} \quad (4.6)$$

$$\text{FBK}, \quad v_u = 0.132 \left(2.124 \sqrt{f'_c} + \rho f_{yk} \right) \left[1 + \frac{2144}{d} \right]^{1/2} \quad (4.7)$$

Bununla beraber birçok araştırmacı, ön-çatlaklı numuneler için Şekil 4.6a da kullanılan efektif alan kavramını monolitik numunelerde kullanıldığı gibi arayüzey bölgesinin alanı (Şekil 4.6b) şeklinde kullanımı öngörmektedir (Mattock vd., 1969; Walraven, 1979; Hamadi, 1976) . Bu amaçla arayüzey alanına göre analiz yapılmış ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

$$\text{BEK}, \quad v_u = 0.462 \left(0.228 \sqrt{f'_c} + \theta^{0.384} \rho f_{yk} \right) \left[1 + \frac{d}{217.26} \right]^{-1/2} \quad (4.8)$$

$$\text{FBK}, \quad v_u = 0.212 \left(0.229 \sqrt{f'_c} + \theta^{0.404} \rho f_{yk} \right) \left[1 + \frac{247.47}{d} \right]^{1/2} \quad (4.9)$$

İfade (4.8) deki korelasyon katsayısı $r = 0.925$ ve verilerin tahmin eğrisinden standart sapması $W_{YX} = 0.128$ ' dir. Aynı şekilde İfade (4.9) için $r = 0.930$ ve $W_{YX} = 0.123$ olarak elde edilmiştir.

Sunulan tez çalışmasında elde edilen boyut etkisi formüllerinin kontrolü amacıyla, birçok dizayn kitabında sürtünme kesmesinin açıklanmasında yaygın olarak kullanılan çalışma olan Mattock (1969) nın deneysel çalışma sonuçları kullanılmıştır.

Mattock, deneysel çalışmasında maksimum dane çapı $d_{\max} = 22$ mm olan ve küp mukavemeti $f_{cu} = 20-35$ MPa arasında değişen beton ile monolitik 12 ve ön-çatlaklı 18 olmak üzere toplam 30 adet numune üzerinde deney yapmıştır. Tüm numunelerin efektif derinliği $d = 300$ mm ve kalınlığı $b = 127$ mm olarak alınmıştır. Numunelerin donatıları bu tez çalışmasından farklı olarak 4 sıra halinde gövdeye yatay olarak yerleştirilmiştir. Ön-çatlaklı numunelerin arayüzeyi 0.3 mm olarak teşkil edilmiştir. Numunelerin nominal dayanımının hesabında Şekil 4.6b de tanımlanan arayüzey bölgesi esas alınmıştır.

Şekil 4.22a da Mattock'un deneysel verilerinin noktaları verilmiştir. Şekil 4.22b de ise kesik çizgilerle deneysel verilerin lineer regresyon sonuçları, sürekli çizgilerle İfade (4.6) ve (4.8) in tahmin değerleri verilmiştir (Burada BEK ve FBK yaklaşımları laboratuvar şartlarında yaklaşık olarak aynı sonuçları verdiği için, sadece BEK yaklaşımı

kullanılmıştır). BEK yaklaşımının monolitik deneysel verilerine uygunluğunun istatistiksel değerleri $r = 0.715$ ve $w_{yx} = 0.153$ olarak elde edilmiştir. Bu sonuçlar, farklı beton dayanımlarının aynı koordinat takımında gösterilmesi ve farklı donatı yerleşimi göz önüne alındığında oldukça iyi bir tahmin değerinin elde edildiğini ortaya koymaktadır.

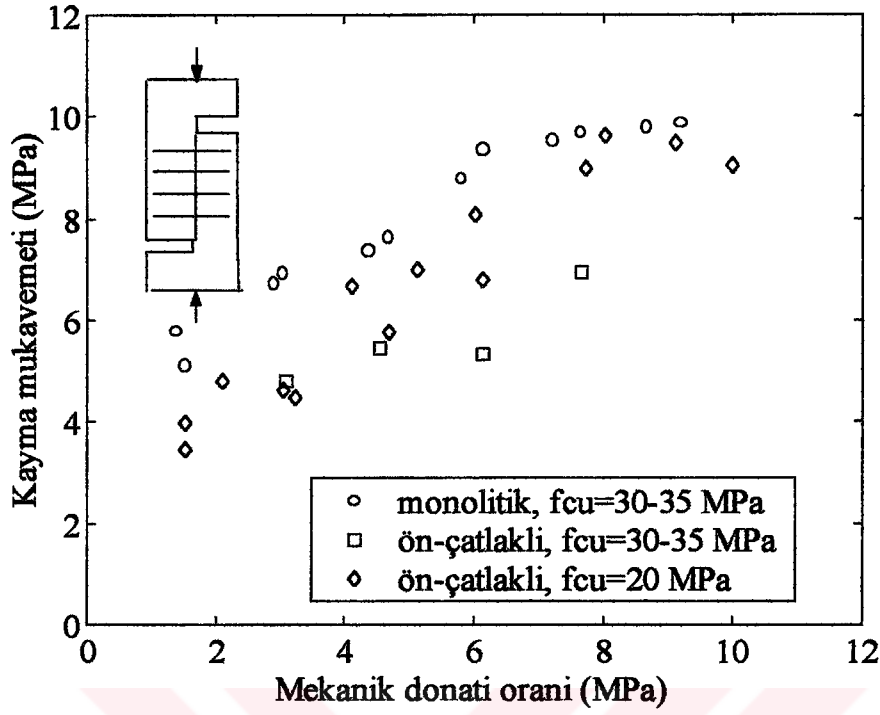
Sunulan tez çalışmasında betonda kaldırıcı etkisi incelendiğinden arayüzey bölgesi yaklaşık olarak 3 mm kalınlığında alınmıştır. Mattock çalışmasında ise, çatlamış beton yüzeyde sürtünme kesmesinin dayanımdaki katkısını incelemiştir (arayüzey bölgesi 0.3 mm). Bu amaçla sunulan tez çalışmasında, sürtünme kesmesindeki boyut değişimini incelemek amacıyla Mattock'un deneysel verilerine bağlı olarak Şekil 4.22b de noktalı doğrudan oluşan tahmin eğrisi elde edilmiştir. Bu eğri, Mattock'un deneysel verilerine ait lineer regresyon doğrularının $\rho f_{yk} = 6$ MPa daki farkı, bu çalışmasında ait monolitik regresyon doğrusundan çıkarılarak elde edilmiştir. Bu yaklaşım, regresyon doğrularının eğimlerinin yaklaşık olarak aynı olduğu dikkate alındığında yeterli bir doğruluk sağlamaktadır. Buna göre kesme-sürtünmeli sistemlerde BEK yaklaşımı için boyut etkisinin ifadesi

$$v_u = 0.462 \left(1.806 \sqrt{f'_c} + \theta^{0.384} \rho f_{yk} \right) \left[1 + \frac{d}{217.26} \right]^{-1/2} \quad (4.10)$$

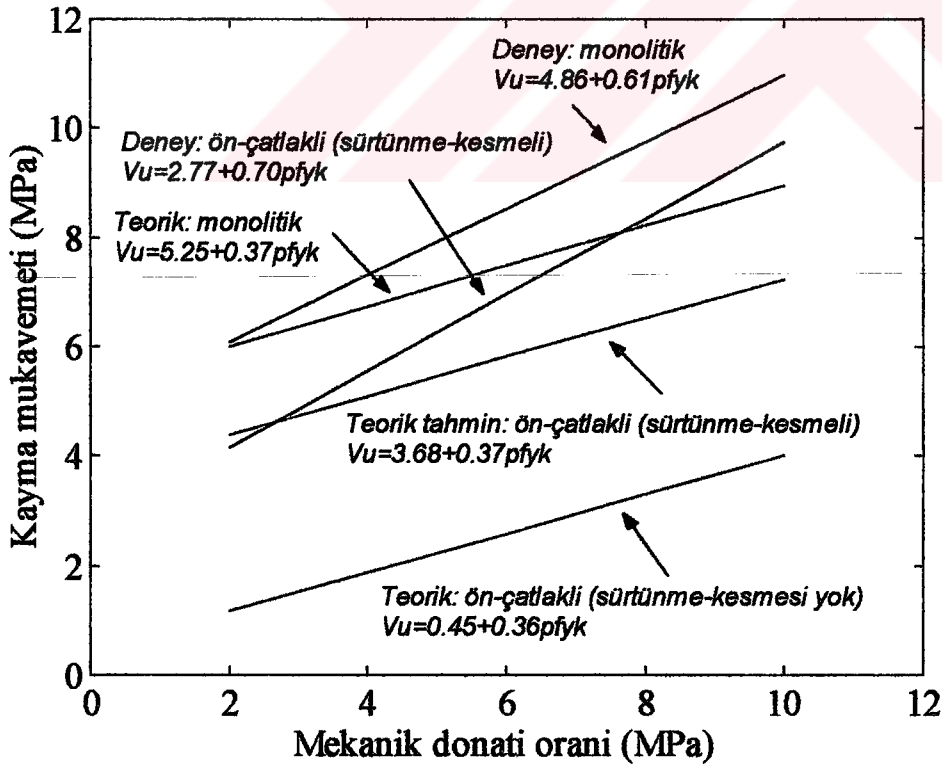
şeklinde elde edilmiştir. Doğal olarak sadece betonun katkısı artmıştır. Aynı şekilde FBK yaklaşımı için boyut etkisinin ifadesi

$$v_u = 0.212 \left(1.814 \sqrt{f'_c} + \theta^{0.404} \rho f_{yk} \right) \left[1 + \frac{247.47}{d} \right]^{1/2} \quad (4.11)$$

olarak elde edilmiştir.



Şekil 4.22a. Mattock (1969) deney sonuçları



Şekil 4.22b. Mattock'un deney sonuçlarına göre teorik, deneysel ve tahmin regresyon sonuçları

4.6.1 Sürtünme-kesmeli boyut etkisi formüllerinin kontrolü

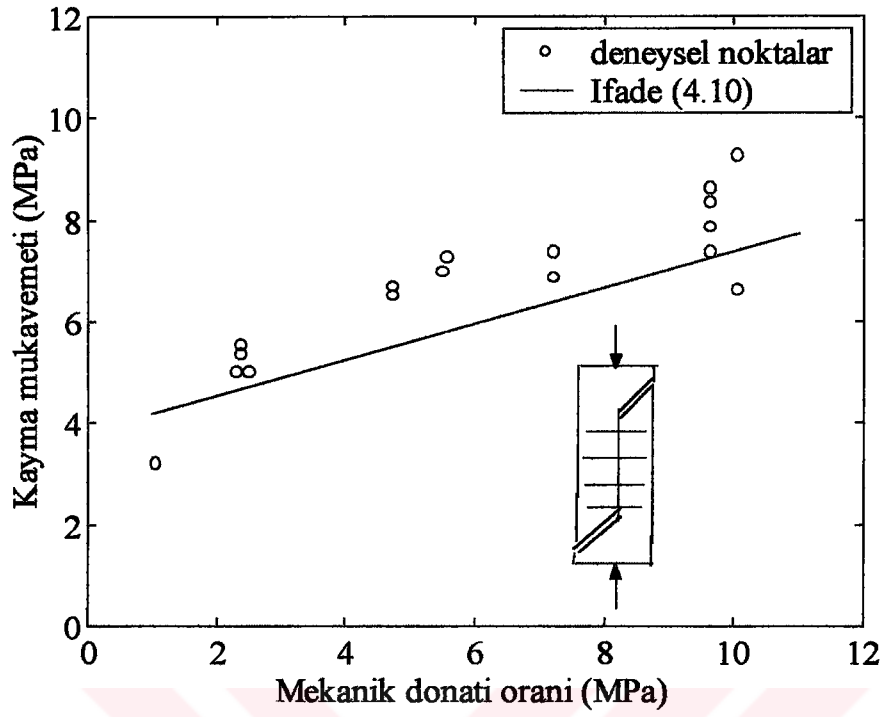
Sunulan tez çalışmasında elde edilen sürtünme-kesmeli boyut etkisi formüllerinin (İfade (4.10) ve (4.11)) kontrolü amacıyla, Walraven (1979) nın deneysel çalışmasının sonuçları kullanılmıştır.

Walraven, deneysel çalışmasında maksimum dane çapı $d_{max} = 16$ mm olan ve küp mukavemeti $f_{cu} = 30-40$ MPa arasında değişen beton ile ön-çatlaklı toplam 17 adet numune üzerinde deney yapmıştır. Tüm numunelerin efektif derinliği $d = 300$ mm ve kalınlığı $b = 120$ mm olarak alınmıştır. Numunelerin donatıları 4 sıra halinde gövdeye yatay olarak yerleştirilmiştir. Ön-çatlaklı numunelerin arayüzeyi 0.01-0.05 mm olarak teşkil edilmiştir. Numunelerin nominal dayanımının hesabında Şekil 4.6b de tanımlanan arayüzey bölgesi esas alınmıştır.

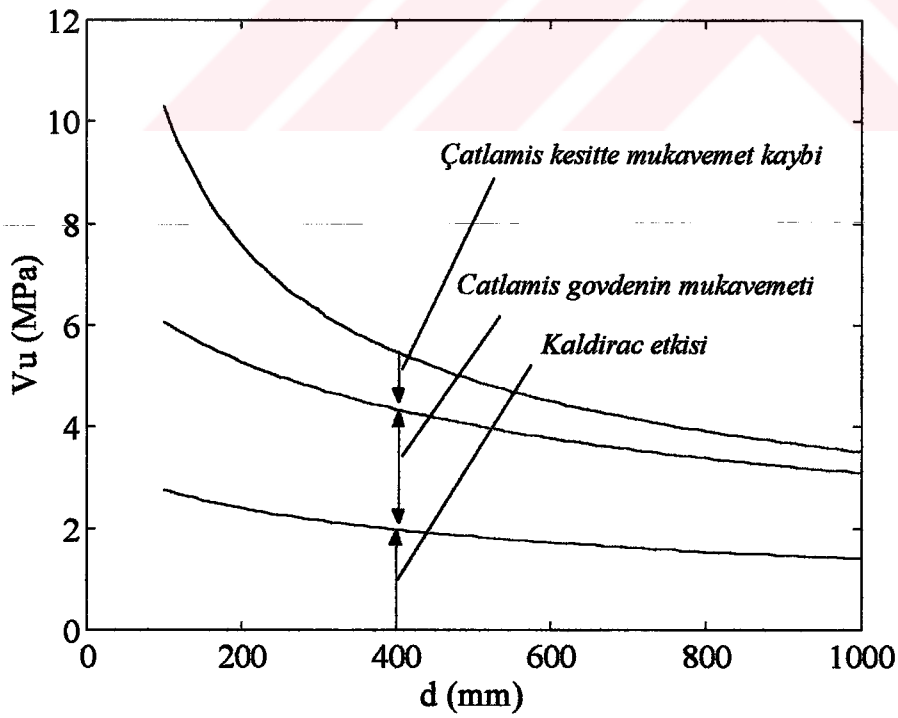
Şekil 4.23 de deneysel verilere ait noktalar ile İfade (4.10) un tahmini (burada BEK ve FBK yaklaşımları laboratuvar boyutlarında aynı sonuçları verdiğinden sadece BEK yaklaşımı kullanılmıştır) bir arada gösterilmiştir. Buna göre istatistiksel değerler $r = 0.734$ ve $w_{YX} = 0.159$ olarak elde edilmiştir. Bu sonuçlar, farklı laboratuvar şartları ve farklı donatı yerleşimi göz önüne alındığında oldukça iyi bir tahmin değerinin elde edildiğini ortaya koymaktadır. Buradan İfade (4.10) ve (4.11), sürtünme-kesmeli yapı elemanların davranışını çok iyi karakterize ettiği sonucuna varılabilir.

4.7 Parametrik Çalışma

Şekil 4.24 de BEK yaklaşımına göre $f_c = 30$ MPa $f_{yk} = 5$ MPa ve $\theta = 90^\circ$ için, monolitik, sürtünmeli kesme ve pürüzsüz arayüzey için kayma mukavemeti ve boyut etkisi ilişkisine ait grafik görülmektedir. Buna göre monolitik bir numune çatlak meydana gelirse mukavemet % 15-20 civarında azalırken, çatlamış bir kesitte donatının taşıma gücüne katkısı (kaldıraç etkisi) yaklaşık olarak % 45 civarında olduğu söylenebilir.



Şekil 4.23. Walraven'in deneysel sonuçlarına göre İfade (4.10) un tahmini



Şekil 4.24. BEK yaklaşımına göre $f'_c = 30$ MPa, $\rho f_{yk} = 5$ MPa ve $\theta = 90^\circ$ için parametrik çalışma

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Yapılan deneysel ve teorik çalışma sonucunda, betonarme sistemlerde meydana gelebilen perçin etkisinde boyut etkisinin varlığı araştırılmıştır. Buna göre aşağıdaki sonuçlara varılmıştır:

- 1) Kesme yüklemesine maruz betonarme numunelerde dowel mukavemetinin, karakteristik boyutun artmasıyla azaldığı gözlenmiştir. Gerek Bazant'ın ve gerekse de Carpinteri'nin boyut etkisi kanunlarının genel ifadesinin uygulanmasında elde edilen korelasyon katsayılarının yüksek olması bu savı desteklemektedir ($r > 0.900$).
- 2) Dowel mukavemetinin betonun çekme dayanımı ile orantılı olduğu tespit edilmiştir. Nitekim, farklı serilerin bir arada analiz edilmesine karşın, deneysel verilerin dar bir bant içerisinde yer alması bu durumu gerçeklemektedir ($w_{yx} < 0.150$).
- 3) Teorik analiz sonucunda, BEK, DBEK ve FBK yaklaşımları, laboratuvar ölçeğinde birbirine çok yakın sonuçlar vermiş ($r = 0.940$), buna karşın DBEK ve FBK diğer ölçeklerde daha büyük bir mukavemete sahip olduğu gözlenmiştir.
- 4) Dizayn şartnamelerinde kullanılan ve boyut etkisini içermeyen betonun çekme dayanımı ve mekanik donatı oranına bağlı $C = a\sqrt{f'_c} + \rho f_{yk}$ ifadesi boyut etkisi formülasyonu için yeterli bir çarpan değerini taşımaktadır. Zira ön-çatlaklı ve monolitik numunelerde genel boyut etkisi formülasyonunda ρ ve w_{yx} istatistiksel faktörlerinin uygunluğu bunu kanıtlamaktadır.
- 5) Ön-çatlaklı numunelerin yük-deplasman (P- δ) diyagramlarında da boyut etkisinin varlığı açıkça görülmektedir. Örneğin maksimum dane çapı ile ilişkili P- δ diyagramında maksimum dane çapı küçük olan numune daha gevrek bir davranış sergilemiştir. Bu durum boyut etkisi kavramında rölatif yapı boyutu (d/d_{max}) ile açıklanabilir. Zira d/d_{max} oranı arttıkça gevreklik artar. Diğer taraftan mekanik

donatı oranı aynı olmasına karşın P- δ diyagramlarında, küçük numunelerin daha sünek, büyük numuneler daha gevrek bir davranış sergilediği açıkça gözlenmektedir. Bununla beraber numunelerin P- δ ilişkisinde, donatının yükleme düzlemi ile yaptığı açının azalmasıyla ve mekanik donatı oranının azalmasıyla süneklik artmıştır.

- 6) Gerek monolitik numunelere ait boyut etkisi formülleri ((4.6) ve (4.7)) gerekse de sürtünme – kesmeli numunelere ait boyut etkisi formülleri ((4.10) ve (4.11)) prefabrik elemanların birleşim yerlerinde, kompozit kirişlerde ve kısa konsolları v.s. gibi elemanlarının boyutlandırılmasında kullanılabilir. Ancak burada malzeme mukavemetleri için taşıma gücü yöntemindeki malzeme katsayıları ve gerilme hesabında da yük katsayıları dikkate alınmalıdır.



KAYNAKLAR

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

ACI-318 (1989) **Building code requirements for reinforced concrete**, Detroit.

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

Bazant Z. P., Kazemi, M. T., Hasegawa T. and Mazars J. (1991) **Size effect in Brezilian split-cylinder tests: measurements and fracture analysis**, ACI Mater. J., 88(3), 325-332.

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

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

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

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

Bazant, Z.P., and Cao, Z. (1986a). **Size effect in shear failure of prestressed concrete beams**. Am. Concrete Inst. Journal, 83, 260-268.

Bazant, Z.P., and Cao, Z. (1986b). **Size effect in brittle failure of unreinforced pipes.** Am. Concrete Institute Journal, 83, 365–373.

Bazant, Z.P., and Prat, P. C. (1988). **Measurement of mode III fracture energy of concrete.** Nuclear Engineering and Design 106, 1–8.

Bazant, Z.P., and Sener, S. (1987). **Size effect in torsional failure of concrete beams.** J. of Struct. Engrg. ASCE, 113 (10), 2125–2136.

Bazant, Z.P., and Sener, S. (1988). **Size effect in pullout tests.** ACI Materials Journal 85, 347–351.

Bazant, Z.P., and Sun, H-H. (1987). **Size effect in diagonal shear failure: Influence of aggregate size and stirrups.** ACI Materials Journal, 84 (4), 259–272.

Bazant, Z.P., Sener, S., and Prat, P. C. (1988). **Size effect tests of torsional failure of plain and reinforced concrete beams.** Materials and Structures RILEM.

Bennet, E.W. and Banerjee, S. (1976), **Strength of beam-column connections with dowel reinforcement**, The Structural Engineer, Vol. 51, No. 4, April 1976.

Birkeland, P.W. and Birkeland, H.W. (1966), **Connections in pre cast concrete constructions**, ACI-journal, Vol. 63, No. 3, March 1966, pp. 345-368.

Broms, B. B. (1964), **Lateral resistance of pile in cohesive soils**, ASCE, Journal of Soil Mechanics, Vol. 90, No. 2, March 1964, pp. 27-59.

Carpinteri A. And Ferro G. (1994) **Size effect on tensile fracture properties: a unitary explanation based on fractality of concrete microstructure**, Materials and Structures, 27, 563-571

Carpinteri A. Chiaia B. And Ferro G. (1995) **Multifractal Scalling Law: an Extensive Application to Nominal Strength Size Effect of Concrete Structures**, Politecnico di Torino, Diritimento di ingegneria strutturale, Report No. 51, Torino, Italy.

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

Chapra, S. C. and Canale, R. P., (1988), **Numerical method for engineers**, Mc Graw Hill Int. Edi. Newyork.

Dulacska, H. (1972), **Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete**, ACI-journal, Vol. 69, No. 3, Dec. 1972, pp. 754-757.

Eleiot, A. F. (1974), **An experimental investigation of shear transfer across cracks in reinforced concrete**, M.S. Thesis, Cornell University, Ithaca, June 1974.

Fenwick, R. C. and Paulay, T. (1968), **Mechanisms of shear resistance of concrete beams**, ASCE, Structural Division, Vol. 94, No. 10, Oct. 1968, pp. 2325-2350.

Finney, E. A. (1956), **Structural design considerations for pavement joints**, Subcommittee III, ACI-committee 325, ACI-journal, Proceeding Vol. 53, No. 1, 1956, pp. 17-30.

Friberg, B. F. (1940), **Design of dowels in transverse joints of concrete pavements**, Transactions, ASCE, Vol. 105, 1940, pp. 1078-1080.

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

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

Hasegawa, T., Shioya, T. and Okada, T., (1985), **Size effect on splitting tensile strength of concrete**, Proceedings, Japan Concrete Institute 7th Conference, June, 309-312.

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

Houde, J., Mirza, M.S., **A finite element analysis of shear transfer in reinforced concrete beams**, ACI-special Publication 42, "Shear transfer in reinforced concrete", pp. 103-128.

Hofbeck, J. A., Ibrahim, I. O. and Mattock, A. H. (1969), **Shear transfer in reinforced concrete**, ACI-journal, Vol. 66, Febr. 1969, pp. 119-128.

İnce R. (2001) **Kayma Donatısız Betonarme Kirişlerde Boyut Etkisinin Fraktal Modeli**, 5. Uluslararası Kırılma Konferansı, 6-8 Eylül 2001, Elazığ

İnce R. ve Arıcı E. (2002) **Betonarme sistemlerde yatak mukavemetinde boyut etkisi**, V. Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi, 25-27 Eylül, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye

İnce R. ve Arslan A. (2000) **Kesme Açıklığı Kısa Kayma Donatısız Betonarme Kirişlerde Boyut Etkisi**, Tr. J. Engin. Environ. Sci., 69-77

İnce R. ve Arslan A. (2001) **Basınç-Kesme Kırılmasına Maruz Etriyesiz Betonarme Kirişlerde Boyut Etkisi**, F.Ü. Fen ve Müh. Bil. Derg. 13/2, 109-116

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

İnce, R., (1998) **Betonarme yapı elemanlarında basınç-kesme kırılmasının ve boyut etkisinin deneysel ve nümerik olarak incelenmesi**, Doktora Tezi, F. Ü. Fen Bilimleri Ens., Elazığ,

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

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

Jimenez, R., White, R. N. and Gergeley, P. (1982), **Cyclic shear and dowel action models in reinforced concrete**, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 108, No. 5, May 1982, pp. 1106-1123.

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

Kim J. K., Yi S. T., Park C. K. Ve Eo S. H. (1999) **Size effect on compressive strength of plain and spirally reinforced concrete cylinders**, ACI Struct. J. V. 96, No. 1, 88-94

Kim, J. K. and Eo, S. H. (1990) **Size effect in concrete specimens with dissimilar initial cracks**, Magazine of Concrete Res., 42, 233-238.

Kim, J. K. And Park, Y. D., (1994) **Shear strength of reinforced high strength concrete beams without web reinforcement**, Magazine of Concrete Res., 46 (166), 7-16.

Kim, J. K., Yi, A. T. and Yang, E. I., (2000) **Size effect on flexural compressive strength of concrete specimens**, ACI Structural J., 97, 291-296.

Marti P. (1989) **Size effect in Double-Punch Tests on Concrete Cylinders**, ACI materials J., V. 86, No 6, 597-601.

Mast, R. F. (1968), **Auxiliary reinforcement in concrete connections**, ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 94, No. 6, June 1968, pp. 1485-1499.

Mattock, A. H. (1974a), **Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane**, ACI-Special publication 42, Shear in reinforced concrete, Vol. 1, pp. 17-42.

Mattock, A. H. (1974b), **Effect of aggregate type on single direction shear transfer strength in monolithic concrete**, Report SM 74-2, Dept. of Civil Eng., University of Washington, Seattle, Washington, Aug. 1974.

Mattock, A. H. (1974c), **Effect of moment torsion across the shear plane on single direction shear transfer strength in monolithic concrete**, Report SM 74-3, Dept. of Civil Eng., University of Washington, Seattle, Washington, Aug. 1974.

Millard, S. C. and Johnson, R. P. (1984), **Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and dowel action**, Mag. of Concrete Research, Vol. 36, No. 126, March 1984, pp. 9-21.

Millard, S. C. and Johnson, R. P. (1984), **Shear transfer in cracked reinforced concrete**, Mag. of Concrete Research, Vol. 37, No. 130, March 1985, pp. 3-15.

Moe, J. (1962), **Discussion of "shear and diagonal tension"**, by ACI-ASCE committee 326, Proceeding ACI, Vol. 56, No. 9, Sept. 1962, pp. 1334-1339.

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

Paris) 21, pp. 425–430.

Paulay, T., Loeber, P.J., **Shear transfer by aggregate interlock**, ACI-Special Publication 42, 'Shear in reinforced concrete', pp. 1-15

Paulay, T., Park, R. and Philips, M. H. (1974), **Horizontal construction joints in cast in place reinforced concrete**, ACI-Special Publication SP 42, Shear in reinforced concrete, Vol. 2, pp. 599-61

Pruijssers, A.F., (1988) **Aggregate interlock and dowel action under monotonic and cyclic loading**, Ph. D. Thesis Delft University of Technology, Juni. 1988, pp. 165

Rasmussen, B.H., (1962), **Strength of transversely loaded bolts and dowels cast into concrete**, laboratoriet for Bugningastatik, Denmark Technical University, Meddelelse, Vool.34, No. 2, 1962, (in Danish).

Schaefer, H., (1976), **Zur Berechnung von Stahlbetonplatten**, Dissertation, University of Technology Darmstadt, 1976.

Soroushian, P., Obaeski, K., Rojas, M. and Sim, J., (1986), **Analysis of dowel bars acting against concrete core**, ACI Journal Vol. 83. No. 4, July-Aug. 1986, pp. 642-649.

Soroushian, P., Obaeski, K., Rojas, M. and Najm, H. S., (1987), **Behaviour of bars in dowel action against concrete cover**, ACI Journal Vol. 83. No. 4, March-April 1987, pp. 170-176.

Şener S., Belgin Ç. Akyıldız A., Okkalı S. Köybaşı (1996) **Size effect in axially loaded reinforced concrete columns**, Concrete Technology for Developing Countries IV. Int. Conf., EMU, North Cyprus, 640-646

Swamy, R N (1979) **Fracture mechanics applied to concrete**, Developments in concrete technology-1, Applied science publishers ltd. 221-281

Taylor, R., (1959), **A note on the mechanism of diagonal cracking in reinforced concrete beams without web reinforcement**, Mag. of Concrete Research, Vol. 111, No. 31, March 1959, pp. 151 - 158.

Teller, L.W., and Sutherland, E.J., (1936), **A study of structural action of several types of transverse and longitudinal joint design**, Public Roads, vol.17,Sept.1936

Timoshenko, S.and Lessels, J.M.,(1925), **Applied elasticity** Westinghouse Technical Night School Press, East Pittsburg,1925

Tokatly Z. Y. and Barr B. (1991), **Size effect in Mode III fracture**, Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics, Published by E & F. N. Spon, London, 473-482.

Untrauer, R.E. and Henry, R. L.,(1965), **Influence of normal pressure on bond strength**, ACI-Journal , vol. 62 , No .5, May 1965 , pp . 557-586 .

Utescher ,G .and Herrmann ,M .,(1983), **Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit in Beton eingespannter Rundstahldollenaus nichtrostendem austenitichem Stahl**, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 346, Berlin 1983, pp. 49-104.

Walraven, J.C., and Vos, E., and Reinhardt, H.W., (1979), **Experiments on shear transfer in cracks in concrete. Part I, Description, of results**, Report No. 5-79-3, Jan. 1979, Stevin Laboratory, Delft University of Technology.

Walraven, J.C., (1980), **Aggregate interlock, a theoretical and experimental analysis**, dissertation, Delft University of Technology, Oct. 1980, pp.197.

Weibull, W., (1939), **A statistical theory of the strength of materials**, Royal Swedish Inst. for Engng. Res, Stockholm.

Vintzeleou, E.N., (1984), **Mechanisms of load transfer along reinforced concrete interfaces under monotonic and cyclic actions**, Ph.D. Thesis (in Greek). Department of Civil Eng., National Technical University of Athens, December 1984, pp. 549.

Vintzeleou, E. and Tassios, T.P., (1986), **Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions**, Mag. of Concrete Research, Vol.38, No. 134, March 1986, pp. 13-22.

