

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

**KENDİLİĞİNDEN SIKIŞAN BETONDAKİ DONATI
ADERANSININ DENEYSEL VE SAYISAL OLARAK
İNCELENMESİ**

Ahmet BENLİ

Tez Yöneticisi

Prof. Dr. Yusuf CALAYİR

DOKTORA TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ELAZIĞ, 2007

T. C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KENDİLİĞİNDEN SIKIŞAN BETONDAKİ DONATI
ADERANSININ DENEYSEL VE SAYISAL OLARAK
İNCELENMESİ

AHMET BENLİ

DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Bu tez, / / tarihinde, aşağıda belirtilen jüri üyeleri tarafından oybirliği ile başarılı / başarısız olarak değerlendirilmiştir.

Danışman : Prof. Dr. Yusuf CALAYİR

Üye : Prof. Dr. Rüstem GÜL

Üye : Prof. Dr. Ali Sayıl ERDOĞAN

Üye : Prof. Dr. Aydın TURGUT

Üye : Prof. Dr. Mehmet ÜLKER

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

TEŞEKKÜR

Bu tezin önerilmesi ve yönlendirilmesinde gerekli yardım ve ilgisini esirgemeyen danışman hocam Sayın Prof.Dr. Yusuf CALAYİR'a

Tezin yönlendirilmesinde, deneylerin yürütülmesinde birlikte çalıştığımız ve tezin her aşamasında bilgilerinden istifade ettiğim Sayın Yrd.Doç.Dr. Kazım TÜRK'e,

Nümerik çözümün yapılmasında değerli bilgi ve tecrübeleriyle önemli bir katkı sağlayan Yrd.Doç. Dr. Muhammet KARATON'a,

Betonlara ait elastisite modülünün belirlenmesi için yapılan deneylerde Harran Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Laboratuvarı'ndan faydalandıran ve deneyleri gerçekleştiren değerli arkadaşım Yrd.Doç.Dr. Paki TURĞUT'a,

Çalışmam esnasında büyük yardımlarını gördüğüm laboratuvar teknisyeni Sayın Seyfettin ÇİÇEK'e, arkadaşım Mehmet KARATAŞ'a ve bitirme ödevi öğrencilerimiz Adem ÜNVERMEZ, Fatih BAYDEMİR, Selahattin ÖZEREN, Mehmet ANNAK, Altan BÖYÜK ve M. Mutlu BİRCAN'a,

Bu çalışma süresince bilgilerini esirgemeyen Sayın Doç.Dr. Ragıp İNCE'ye,

Her zaman maddi ve manevi destek olan sevgili arkadaşım Doç.Dr. Ahmet BAYLAR'a,

Donatıların tasarıma uygun şekilde teşkilini sağlayan Tunceli Meslek Yüksek Okulu öğrencisi Metin DEMİRCİ' ye,

Agrega ve donatı tedariği sırasında bize gerekenden fazlasını yapan Yapı İşleri ve Teknik Daire Başkanlığından Sayın Erhan YALÇIN'a,

Sonsuz teşekkürler.

İÇİNDEKİLER

İÇİNDEKİLER.....	I
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	IV
TABLolar LİSTESİ.....	VII
SİMGELER LİSTESİ.....	VIII
KISALTMALAR LİSTESİ.....	IX
ÖZET.....	X
ABSTRACT.....	XI
1. GİRİŞ.....	1
2. KİRİŞ NUMUNELERİNİN ÜRETİMİNDE KULLANILAN BETON TİPLERİ.....	5
2.1 Normal Beton.....	5
2.2 Kendiliğinden Yerleşen Beton.....	6
2.2.1 Kendiliğinden Yerleşen Betonun Karışım Bileşenlerinin Seçimi.....	7
2.2.2 EFNARC' a göre Kendiliğinden Yerleşen Beton için İşlenebilirlik Deney Yöntemleri..	14
2.2.2.1 Çökme-Yayılma ve T_{500} Zamanı Deneyi.....	16
2.2.2.2 L-Kutusu Deneyi.....	18
2.2.2.3 Elek Ayırışma Direnci Deneyi.....	19
3. BETON VE DONATI ARASINDAKİ ADERANS	19
3.1 Giriş.....	21
3.2 Aderans Dayanımını Etkileyen Faktörler	21
3.2.1 Donatının Özelliği İle İlgili Etkenler	22
3.2.2 Betonla İlgili Etkenler.....	23
3.2.3. Betonarme Kesit ile İlgili Etkenler.....	24
3.2.4 Kesitin Mekanik Özellikleri ile İlgili Etkenler.....	25
3.2.5 Diğer Etkenler.....	25
3.3 Aderans Çeşitleri.....	26
3.3.1 Kenetlenme Aderansı.....	28
3.3.2 Eğilme Aderansı.....	29
3.4 Aderans Deneyleri.....	29
3.4.1 Çekip-Çıkarma Deneyi.....	30
3.4.2 Kiriş Deneyleri	31
3.4.2.1 Bureau of Standards Deneyi	31
3.4.2.2 Teksas Deneyi.....	32

3.4.2.3 Standard Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi.....	33
3.4.2.4 Kiriş Çatlama Deneyi.....	34
3.5 Çatlama Olayı	35
3.5.1 Aderansta Göçme Mekanizmaları (Sıyırılma ve yarıлма).....	36
3.5.2 Aderans Mekanizmaları.....	39
3.6 Aderans Kırılmasının (Yarıлма) Mekanığı.....	41
3.7 Bindirmeli Eklemeler.....	
4.BETONARME KİRİŞLERDE DONATI ADERANSININ HESABINDA ANALİTİK VE NÜMERİK YAKLAŞIM.....	45
4.1 Analitik Yaklaşım.....	45
4.1.2 Bindirmeli Ekli Kirişlerde Aderans Dayanımının Bulunması.....	46
4.1.3 Elastik Hesap Yöntemi.....	47
4.1.4 Eğilme Etkisi Altındaki Çift Donatılı Betonarme Elemanların Çözümlemesi.....	48
4.2 Beton İçin Malzeme Modelleri.....	49
4.2.1 Betonun Lineer Davranışı.....	49
4.2.2 Betonun Lineer Olmayan Davranışı.....	50
4.2.3 Çatlağın Modellenmesi.....	53
4.2.4 Ezilmenin Modellenmesi.....	53
4.2.5 Betonda Kırılmanın Modellenmesi.....	55
4.2.5.1 $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ Bölgesi.....	59
4.2.5.2 $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ Bölgesi.....	59
4.2.5.3 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ Bölgesi.....	60
4.2.5.4 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ Bölgesi.....	60
5. DENEYSEL ÇALIŞMA	62
5.1 Malzemeler.....	62
5.2 Deney Numunelerinin Hazırlanması.....	64
5.3 Deney Düzeneği ve Test İşlemi.....	67
5.4 Deney Bulguları.....	68
6. NÜMERİK ANALİZ.....	74
6.1 Giriş.....	74
6.2 Beton ve Çeliğin Sonlu Eleman Modeli	74
6.2.1 Beton Sonlu Elemanı ve Malzeme Modeli	76
6.2.2 Betonda Çatlağın Modellenmesi.....	77
6.3 Donatı Çeliği Sonlu Elemanı ve Malzeme Modeli	78

6.4 Betonarme Kirişin Sonlu Eleman Modeli	79
6.5 Betonarme Kirişlerin Nümerik Çözümleri.....	80
6.5.1 K.Normal.16 Kirişinin Çözümü.....	82
6.5.2 K.Normal.20 Kirişinin Çözümü.....	84
6.5.3 K.KYB.16 Kirişinin Çözümü.....	86
6.5.4 K.KYB.20 Kirişinin Çözümü.....	88
6.6 Deneysel Bulgular ile Nümerik Çözümün Karşılaştırılması.....	91
6.7 Orangun ve diğ.(1977) ve Esfahani ve Rangan (1998) ile Karşılaştırma.....	93
7. SONUÇLAR	96
KAYNAKLAR.....	102
ÖZGEÇMİŞ.....	
EK-1. DENEY KİRİŞ NUMUNELERİNE AİT ÇATLAK MODELLERİ.....	

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 1.1 İdealize edilmiş kuvvet transfer mekanizması.....	1
Şekil 1.2 Nervürlü donatı ve çevresini saran beton arasındaki aderans ve yarıлма gerilmeleri.....	1
Şekil 2.1 Normal betonda çökme deneyi.....	5
Şekil 2.2 Kimyasal katkı tipinin akışkanlık artırıcı etkisi.....	10
Şekil 2.3 Çökme-yayıлма tablası.....	15
Şekil 2.4 L-kutusu deney seti, a) Perspektif, b) Yandan görünüş, d) Üstten görünüş....	17
Şekil 3.1 Betona gömülü donatı çubuğu parçasının serbest cisim diyagramı ve aderans dayanımı bileşenleri	20
Şekil 3.2 Beton örtü kalınlığının aderans dayanımına etkisi	24
Şekil 3.3 Betona gömülü donatı çubuğunda kenetlenme boyunca etkiyen aderans gerilmeleri.....	27
Şekil 3.4 Eğilme Aderansı.....	28
Şekil 3.5 Çekip-Çıkarma (Pull-out) Deneyleri.....	30
Şekil 3.6 Bureau of Standards deneyi.....	31
Şekil 3.7 Teksas deneyi.....	32
Şekil 3.8 Standart Mafsallı Belçika Deneyi.....	32
Şekil 3.9 Çekme donatısı sabit moment bölgesinde bindirmeli ekli olarak yerleştirilmiş kiriş deneyi.....	34
Şekil 3.10 Etriye, montaj donatılı ve çekme donatısı ekli olarak yerleştirilmiş kiriş deneyi	34
Şekil 3.11 Nervürlü çubuğun iki çıkıntısı arasındaki bölgesel davranış.....	35
Şekil 3.12 Kimyasal adezyon çöküşünden sonraki mekanizma.....	37
Şekil 3.13 Enine çatlaklar ve yarıлма çatlakları.....	38
Şekil 3.14 Beton örtü tabakası.....	38
Şekil 3.15 Yarıлма kırılmasının modellenmesinde “iç basınçlı boru analogisi”.....	39
Şekil 3.16 Yarıлма çatlakları.....	41
Şekil 3.17 Bindirmeli eklemelerde çubuklardaki gerilmelerin birinden diğerine aktarılması.....	42
Şekil 3.18 Eklenmiş çubukların yarıлма çatlak modelleri.....	43
Şekil 3.19 Eğilmeye maruz bir elemanda çubuk rijitliği sebebiyle beton örtünün göçmesi	44
Şekil 4.1 Çift donatılı dikdörtgen kesitte şekil değiştirme ve gerilmeler.....	47
Şekil 4.2 Çatlamış durum mukavemeti.....	50
Şekil 4.3 Asal gerilme uzayında üç boyutlu göçme yüzeyi.....	56

Şekil 4.4 ξ_a fonksiyonu olarak göçme yüzeyi profili.....	58
Şekil 4.5 Asal gerilme uzayında kayma yüzeyi (σ_{zp} sıfıra yakın).....	61
Şekil 5.1 Kendiliğinden yerleşen beton için a) çökme-yayılma ve T_{500} b) L-kutusu c) elek segregasyon deneyleri.....	64
Şekil 5.2 Normal betonu için çökme deneyi.....	64
Şekil 5.3 Kirişlerde kullanılan donatının teşkili.....	65
Şekil 5.4 Deney numunelerine ait geometrik özellikler.....	65
Şekil 5.5 Kiriş ve küp numunelerinin kür edilmesi.....	66
Şekil 5.6 Betonların elastisite modülü tayini.....	66
Şekil 5.7 Deney düzeneği.....	68
Şekil 5.8 K.KYB.16 kirişine ait çatlak modelleri.....	69
Şekil 5.9 Lineer regresyon analizi yardımıyla kiriş numunelerine ait deney sonuçlarından elde edilen ampirik denklem grafikleri.....	70
Şekil 5.10 K.Normal.16 kirişine ait numunelerin yük-sehim eğrileri.....	72
Şekil 5.11 K.Normal.20 kirişine ait numunelerin yük-sehim eğrileri.....	72
Şekil 5.12 K.KYB.16 kirişine ait numunelerin yük-sehim eğrileri.....	73
Şekil 5.13 K.KYB.20 kirişine ait numunelerin yük-sehim eğrileri.....	73
Şekil 6.1 Betonarme kirişlerin 3 boyutlu sonlu eleman modeli; a)beton elemanı ve b)ara donatı elemanı.....	74
Şekil 6.2 Beton katı elemanın a) integrasyon noktaları ve b) hasar yüzeyi.....	75
Şekil 6.3 Betonun tipik tek eksenli gerilme-şekil değiştirme eğrisi.....	75
Şekil 6.4 Betonun iki eksenli kırılma zarf eğrisi.....	76
Şekil 6.5 Donatı çeliğinin İdealize Edilmiş Tek Eksenli gerilme-Şekil değiştirme Bağıntısı.....	78
Şekil 6.6 Bindirmeli ekli kiriş donatılarının a) önden ve b) üç boyutlu görünüşü.....	78
Şekil 6.7 Bindirmeli ekli betonarme kirişin sonlu eleman modelinin a) önden ve b) üç boyutlu görünüşü.....	79
Şekil 6.8 K.Normal.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen sehimler.....	80
Şekil 6.9 K.Normal.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen ilk çatlak durumu....	81
Şekil 6.10 K.Normal.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen a) kırılma yükündeki çatlak durumu, b) A bölgesi, c) B bölgesi ve d) C bölgesi çatlak detayları.....	81
Şekil 6.11 K.Normal.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen sehimler.....	83
Şekil 6.12 K.Normal.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen ilk çatlak durumu..	84
Şekil 6.13 K.Normal.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen a)kırılma yükündeki çatlak durumu, b) A bölgesi, c) B bölgesi ve d) C bölgesi çatlak detayları.....	84

Şekil 6.14 K.KYB.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen sehimler.....	85
Şekil 6.15 K.KYB.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen ilk çatlak durumu....	86
Şekil 6.16 K.KYB.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen a) kırılma yükündeki çatlak durumu, b) A bölgesi, c) B bölgesi ve d) C bölgesi çatlak detayları.....	86
Şekil 6.17 K.KYB.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen sehimler.....	87
Şekil 6.18 K.KYB.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen ilk çatlak durumu...	88
Şekil 6.19 K.KYB.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen a) kırılma yükündeki çatlak durumu, b) A bölgesi, c) B bölgesi ve d) C bölgesi çatlak detayları.....	88
Şekil 6.20 Lineer regresyon analizi yardımıyla kiriş numunelerine ait deney ve nümerik sonuçlarından elde edilen ampirik denklem grafikleri.....	90
Şekil Ek-1.1 K.Normal.16 kirişine ait çatlak modelleri.....	103
Şekil Ek-1.2 K.Normal.20 kirişine ait çatlak modelleri.....	104
Şekil Ek-1.3 K.KYB.16 kirişine ait çatlak modelleri.....	105
Şekil Ek-1.4 K.KYB.20 kirişine ait çatlak modelleri.....	106

TABLolar LİSTESİ

Tablo 2.1 Taze Beton Kıvam Sınıfları.....	7
Tablo 2.2 EFNARC' a göre KYB karışım oranları.....	9
Tablo 2.3 EFNARC' a göre mineral katkı sınıflandırılması.....	12
Tablo 2.4 Silis dumanlarının kimyasal bileşenleri, %.....	14
Tablo 2.5 Betonda katkı malzemesi olarak kullanılan silis dumanının beton özelliklerine etkisi	15
Tablo 2.6 KYB tasarımında kullanılan deney yöntemleri.....	11
Tablo 2.7 Taze beton deney yöntemlerine göre yapılan sınıflandırma.....	17
Tablo 2.8 KYB' lar için uygunluk ölçütü.....	21
Tablo 5.1 Portland çimentosu ve silis dumanının kimyasal bileşimi ve fiziksel özellikleri	62
Tablo 5.2 Beton karışım oranları (kg/m ³).....	63
Tablo 5.3 Normal ve kendiliğinden yerleşen betonun işlenebilirlik özellikleri.....	63
Tablo 5.4 Donatı çubuklarına ait mekaniksel özellikler.....	65
Tablo 5.5 Kiriş numunelerine ait özellikler.....	66
Tablo 5.6 Deney bulgularının özeti.....	66
Tablo 6.1 Bindirmeli ekli çekme donatılı kirişlerin donatı aderansının deneysel ve nümerik sonuçları.....	68 89
Tablo 6.2 Elde edilen deneysel ve nümerik sonuçlara göre Orangun ve diğ.(1977) ile Esfahani ve Rangan (1998)'ın aderans yeterlilikleri.....	92

SİMGELER LİSTESİ

PA	: Kendiliğinden yerleşen betonun dar aralıklardan geçme yeteneği (%)
SR	: Elek ayrışma direnci (%)
σ_s	: Çekme donatısındaki gerilme (MPa)
σ'_s	: Basınç donatısındaki gerilme (MPa)
A_s	: Çekme donatısı alanı (mm ²)
A'_s	: Basınç donatısı alanı (mm ²)
d_b	: Çekme donatısının çapı (mm)
l_s	: Bindirme uzunluğu (mm)
u	: Aderans dayanımı (MPa)
ρ	: Donatı oranı
f_{cd}	: Hesapta kullanılan beton basınç dayanımı (MPa)
a	: Eşdeğer dikdörtgen basınç bloğu derinliği (mm)
b	: Kiriş genişliği (mm)
h	: Kiriş yüksekliği (mm)
M	: Kesitin taşıyabileceği moment (Nmm)
c	: Tarafsız eksen derinliği (mm)
f'_c	: 28 günlük beton basınç dayanımı (MPa)
ϕ	: Donatı çapı (mm)
P_{max}	: Göçme yükü (kN)
M_{max}	: Kesitin taşıyabileceği maksimum moment (Nmm)
δ	: Kiriş kesitinin orta noktasındaki sehim (mm)
G_f	: Betonun kırılma enerjisi (N/m)
f_{eq}	: Betonun eşdeğer çekme dayanımını (MPa)
h_k	: Elemanların karakteristik boyutu

KISALTMALAR LİSTESİ

KYB : Kendiliğinden yerleşen beton

SD : Silis dumanı

ACI : American Concrete Institute

RILEM: Reunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Resherches sur les Materiaux el
les Constructions

T.E. : Tarafsız eksen

TSE : Türk Standartları Enstitüsü

ÖZET

DOKTORA TEZİ

KENDİLİĞİNDEN SIKIŞAN BETONDAKİ DONATI ADERANSININ DENEYSEL VE SAYISAL OLARAK İNCELENMESİ

AHMET BENLİ

Fırat Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

2007, Sayfa: 101

Çalışmanın asıl amacı, bindirmeli ekli donatıya sahip normal ve kendiliğinden yerleşen betondan (KYB) üretilmiş tam ölçekli betonarme kirişlerdeki donatı aderansının deneysel ve nümerik olarak incelenmesidir.

Bu çalışmada, normal ve KYB' dan üretilmiş ve 200*300*2000 mm boyutundaki 12 adet kiriş numunesi dört noktalı eğilmeye maruz bırakılarak test edilmiştir. Deney sonuçlarıyla karşılaştırmak amacıyla aderans hesabı için kirişler nümerik olarak da sonlu eleman programı ANSYS yardımıyla da çözülmüştür. Her bir kiriş, açıklık ortasında bindirmeli ekli iki çekme donatısı yerleştirilerek ve kayma donatılı olarak tasarlanmıştır. Ekleme uzunluğu, donatı akma noktasına ulaşmadan önce, ekleme bölgesindeki beton örtünün yarılması ile aderans göçmesi olabilecek şekilde seçilmiştir. Deneyler esnasında, kiriş boyutları ve su/(çimento ve çimento+silis dumanı) sabit tutulurken değişken parametre olarak donatı çapı ($\Phi 16$ ve $\Phi 20$) alınmıştır. Sonuç olarak, hem deneysel bulgulardan hem de nümerik çözümden, her iki beton tipi için de donatı çapı arttıkça, aderans dayanımının azaldığı tespit edilirken, bu durumun nümerik çözümde daha belirgin olduğu görülmüştür. Nümerik ve deneysel olarak ölçülen aderans gerilmeleri, Orangun ve diğ.(1977) ve Esfahani ve Rangan (1998) tarafından bulunan bağıntılarla karşılaştırıldığında her iki denklemin de nümerik çözümlerden elde edilen değerleri deneysel olarak elde edilenlerden daha iyi tahmin ettiği tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Sonlu eleman metodu (ANSYS), donatı-beton aderansı, kendiliğinden yerleşen beton, tam ölçekli kiriş, basit eğilme, bindirmeli ekleme.

ABSTRACT

Phd Thesis

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL INVESTIGATION OF BOND IN SELF-COMPACTING CONCRETE

AHMET BENLİ

Firat University

Graduate School of Natural and Applied Sciences

Department of Civil Engineering

2007, Page: 101

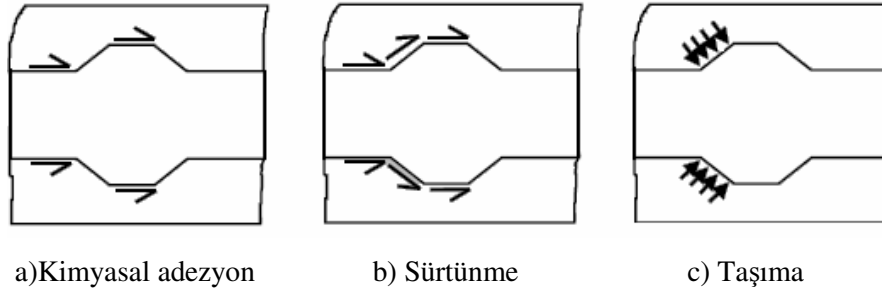
The primary aim of this study is to investigate the bond of lap-spliced reinforcing bars in full scale beams produced from normal and self-compacting concrete (SCC) as experimentally and numerically.

In this study, twelve beams, which have 200*300*2000 mm dimensions, are subjected to four points bending and tested. To compare with the experimental results, beam specimens are analyzed for bond of reinforcement using finite element ANSYS programme. Each beam was designed to include two bars in tension, spliced at the center of the span. The splice length was selected so that bars would fail in bond, splitting the concrete cover in the splice region, before reaching the yield point. During experiments, reinforcing bar diameters ($\Phi 16$ ve $\Phi 20$) are the variables while dimensions of beam, and ratio of water to (cement and cement+silica fume) are constant. As a conclusion, from numerical solution and experimental tests, it is seen that bond of reinforcement decreases while diameter of bars increases, especially this is more obvious in numerical solution. Comparing bond stress measured numerically and experimentally with the methods developed by Orangun et al.(1977) and Esfahani and Rangan (1998), both equations provides a better estimate of bond strength obtained from numerical solution than that of experimental tests.

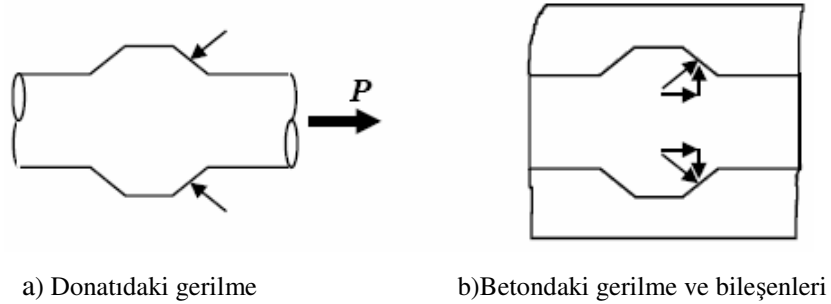
Key Words: Finite element method (ANSYS), bond between reinforcement and concrete, self-compacting concrete, full-scale beam, bending, lap-splice.

1. GİRİŞ

Donatı çubukları ve çevresini saran beton arasındaki gerilme aktarımı betonarme teorisinin temelini oluşturmaktadır. Bu gerilme aktarımı, beton ve betona gömülü donatı çubuğunun yüzeyi arasındaki rölatif harekete veya kaymaya karşı direnç ile mümkün olmaktadır. Beton ve donatı arasındaki kaymaya karşı gösterilen direnç aderans olarak tanımlanır. Betonarme elemanların analiz ve tasarımı yapılırken beton ve donatı arasındaki kenetlenme ve bindirmeli ekli donatılar beton ve donatı arasındaki aderans açısından büyük bir öneme sahiptir. Aderans mekanizması, üç farklı mekanizmanın sonucu olarak dikkate alınır: kimyasal adezyon, sürtünme direnci ve donatı çubuklarının çıkıntıları ve beton arasındaki mekaniksel kenetlenme (Şekil 1.1). Ancak mekanik kenetlenme mekanizmasının dikkate alındığı seviyeye bağlı olarak sürtünme şeklinde değerlendirilebilir. Kimyasal adezyondan kaynaklanan aderans direnci küçüktür; donatı ile beton arasındaki kayma başladığında etkisini hemen kaybeder [1,2]. Ancak, donatı çubuk çıkıntılarının taşıma etkisinden kaynaklanan eğik kuvvetler, donatı ile beton arasındaki kuvvetlerin transferinin devamını mümkün kılmaktadır. Bu durum, aderans etkisinin betonda dışa doğru yayılan eğik kuvvetleri oluşturduğunu gösterir. Eğik gerilme çoğunlukla aderans gerilmesi ve normal veya yarma gerilmesi olarak iki bileşene ayrılır(Şekil 1.2)



Şekil 1.1 İdealize edilmiş kuvvet transfer mekanizması [1]



Şekil 1.2 Nervürlü donatı ve çevresini saran beton arasındaki aderans ve yarıma gerilmeleri [3].

Larrard ve diğ., (1993) [4] aderans dayanımı üzerinde donatı çapının etkisini incelemek için, basınç bölgesinde çelik mafsal ve çekme bölgesine yerleştirilmiş donatı ile açıklık ortasında bağlanmış iki dikdörtgen bloktan oluşan kirişler üzerinde aderans deneyleri gerçekleştirmiştir. Deney sonuçlarından, yüksek mukavemetli betondan üretilen numunelere ait aderans dayanımının yüksek olduğunu gözlemlemişlerdir. Normal mukavemetli betondan üretilmiş numunelere ait aderans dayanımları ile karşılaştırdıklarında, yüksek mukavemetli betondan üretilen numunelere ait aderans dayanımının 10 mm çaplı nervürlü çubuklar için, % 80 arttığını ve 25 mm çaplı nervürlü çubuklar için ise, % 30 azaldığını tespit etmişlerdir. Yapılan birçok çalışmada, aderans dayanımının donatı çapının artmasıyla azaldığı ve yükleme durumuna bağlı olarak değiştiği görülmüştür [5, 6].

Zhu ve diğ., [7] tarafından yapılan çalışmada, donatı çapının değişmesine karşılık, kendiliğinden yerleşen beton (KYB) karışımlarına ait aderans dayanımlarının normal beton karışımlarından %10 ile 40 oranında daha yüksek olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca, Esfahani ve Rangan, [8] ise, çalışmalarında nervürlerin önündeki betonun ezilme yayılmasının, beton mukavemetine bağlı olarak değiştiğini ve yüksek mukavemetli beton durumunda, nervür önündeki betonun daha az ezildiğini tespit etmişlerdir.

Bütün bunlara ilaveten, betonarme yapıların inşasında, beton yerleşme kalitesini temin etmek için beton karışımına sıkıştırma işleminin uygulanması kaçınılmazdır. Yetersiz sıkıştırma, betonarme elemanlarda peteğimsi ve boşluklu yapı gibi kusurlara sebep olabilir. Bu eksiklikler durabilite ve yapısal performansta azalmalara yol açacaktır. Bununla birlikte, sık donatılı ve büyük boyutlu elemanlarda sıkıştırma işlemi daima kolay olmayabilir. Uygun işlenebilirliğe sahip bir beton seçimi, genellikle betonun yerleştirilmesindeki zorlukları çözmek için yapılır. Betonun yerleştirilmesiyle ilgili problemleri çözmek için, KYB olarak isimlendirilen ve hiçbir şekilde sıkıştırılmaya ihtiyaç duyulmayan özel bir beton tipi geliştirilmiştir. Deprem bölgelerindeki çok sık donatılı yapılarda kullanmak amacıyla 1980'li yılların sonunda Japonya'da [9] geliştirilen KYB, mükemmel şekil değiştirebilen, segregasyona karşı yüksek dirence sahip olan ve herhangi bir sıkıştırma işlemi olmaksızın kolaylıkla yerleşebilen bir beton olarak tanımlanır [10].

KYB' da segregasyon direncini sağlamak için $500-600 \text{ kg/m}^3$ 125 mm göz açıklıklı eleğin altında kalan ince toz malzeme kullanılması gerektiği EFNARC [11] tarafından önerilmektedir. Çimento miktarını artırmak hem beton maliyetini artırdığından hem de betona artan termal gerilmeler ve rötre gibi olumsuz etkiler kattığından, genelde beton karışımlarına puzzolanik ya da daha az reaktif mineral katkıları (uçucu kül, silis dumanı, kireçtaşı tozu ve serbest fırın cürufu gibi) ilave edilerek ince toz malzeme oranını arttırma yoluna gidilmiştir.

Betonda mineral katkıların kullanımı, maliyeti arttırmadan beton akıcılığını arttırmak için faydalı olmaktadır. KYB’ da uçucu kül kullanımının, maliyet ve hidrasyona olumlu etkisi gibi avantajları bakımından %30 ve/veya %40 oranlarında kullanılmasının 28 günlük basınç mukavemetine ve hem erken hem de daha sonraki kür yaşları için çekme mukavemetine önemli katkı sağladığı görülmüştür [12]. Ayrıca, hem KYB hem de normal betondan üretilen numunelerin basınç ve çekme dayanımlarının 20 °C su içindeki kür şartları altında, kapalı naylon içinde ve havada kür edilen numunelere göre daha yüksek değerlere ulaştığı gözlenmiştir [13].

Aderans dayanımının incelenmesi ile ilgili yapılan deneylerde, genellikle sabit moment bölgesinde bindirmeli ekli çekme donatısına sahip kirişler yaygın olarak kullanılmaktadır. Birçok araştırmacı, dört noktalı eğilmeye maruz bindirmeli ekli kirişlerin davranışını, aderans dayanımını etkileyen farklı değişken parametreler kullanarak incelemektedir. Dolayısıyla literatürde, basit eğilme etkisi altında yüklenen betonarme elemanlara ait ekleme dayanımı hakkında çok sayıda deney sonuçları ve teorik bağıntılar yer almaktadır [14]. Yapılan deneylerde, bindirmeli ekli kirişlerin davranışının, donatı çubukları boyunca oluşan yarıma ve donatı ekleme uçlarında gelişen eğilme çatlaklarından önemli bir şekilde etkilendiğini görmüşlerdir [15]. Bu sebeple, betonarme yapı elemanlarını aderans açısından en iyi karakterize edecek numune şeklinin, basit eğilme etkisine maruz büyük boyutlu ve bindirmeli ekli çekme donatısına sahip kirişler olduğu açıktır.

1855’ten sonra hızla yaygınlaşmaya başlayan betonarme için hesap yöntemleri geliştirilmesiyle ilgili çalışmalar başlamıştır. Ancak beton, davranışı zamana ve yük geçmişine bağlı, elastik olmayan heterojen ve anizotrop bir malzemedir. Betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışını araştırmak için laboratuvarlarda model deneylerinin yapılması veya bilgisayar simülasyon tekniklerinin kullanılması gereklidir. Deneysel çalışmalar gerçekçi sonuçlar vermekle birlikte betonarme elemanın büyüklüğü, boyutları, şekli, yükleme ve mesnetlenme koşullarıyla sınırlı kalmaktadır. Ayrıca, deneysel çalışmalar uzun zamana ihtiyaç duyulan, maliyeti yüksek ve laboratuvar olanakları ile çok yakından ilişkili çalışmalardır. Bunun yanında araştırılmak istenen betonarme yapı ya da eleman, bahsedilen sınırlamalar olmadan bilgisayar ortamında modellenenebilir. Bilgisayarda oluşturulan modelin doğruluğunun büyük ölçüde malzeme varsayımlarına, modelin ve mesnetlenme şartlarının gerçeğe uygun olmasına bağlı olduğu unutulmamalıdır. Bilgisayar yazılımları henüz tam olarak deneysel çalışmaların yerini tutmasalar da büyük kolaylıklar sağlamakta ve tasarım aşamasına yön vermektedirler. Bu çalışmada, modelleme ve analizin gerçekleştirileceği bilgisayar programı olarak dünyada değişik mühendislik dallarınca yaygın şekilde kullanılan ve ülkemizde de son zamanlarda sıkça adını duyduğumuz ANSYS yazılımı seçilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi, farklı mühendislik dallarınca, özel analizler gerektiren mühendislik problemlerinin çözümünde kullanılan nümerik

bir yöntemdir. Sonlu elemanlar yönteminin ilk kullanımı 1900'li yıllara dayanır. Sonlu elemanlar yöntemini temel alan ANSYS programı, 1971 yılından günümüze kendisine giderek daha büyük bir uygulama alanı bulacak şekilde geliştirilmiştir [16,17]. Beton malzemesi ve doğal olarak betonarme elemanlar küçük yüklemeler dışında doğrusal davranış sergilemeyen elemanlardır. Doğrusal olmayan bir analiz, yükün adım adım etkiltilip, her adımın kendinden bir önceki adımın sonuçlarını temel alarak analize devam edilmesiyle gerçekleştirilir. Bu sayede analiz edilen elemanın başlangıcından göçmesine kadar yük – şekil değiştirme grafiği çizilebilir. Analiz edilen elemanın artan yükleme etkisi altındaki davranışının gerçeğe en yakın olarak elde edilebilmesi için doğrusal olmayan çözümleme tercih edilmiştir [18-23]. Literatür incelendiğinde bünyesinde betonarme elemanların modellenmesi için özel bir eleman içeren ANSYS yazılımı ile ilgili olarak çok sınırlı sayıda çalışmaya rastlanmıştır [24-26]. Bu nedenle diğer mühendislik dallarında oldukça yaygın olarak kullanılan ancak inşaat mühendisliği problemlerinin analizi alanında yaygınlaşmaya başlayan ANSYS yazılımı ile monotonik yükleme etkisi altındaki dikdörtgen kesitli betonarme kirişlerin analizine yönelik bir örnekleme yapılması amaçlanmıştır [27].

Yapılan tez çalışması altı bölümden oluşmaktadır. İkinci bölümde, kiriş numunelerinin üretiminde kullanılan beton tipleri bahsedilmiştir. Üçüncü bölümde, beton ve donatı arasındaki aderans hakkında temel bilgiler verilmiştir. Dördüncü bölümde, betonarme kirişlerde donatı aderansının hesabında analitik ve nümerik hesap yönteminin takdimi yapılmıştır. Beşinci bölümde ise, sabit moment bölgesinde iki farklı çapa ($\Phi 16$ ve $\Phi 20$) sahip bindirmeli ekli çekme donatısı yerleştirilerek eğilme yüklemesine maruz etriyeli tam ölçekli betonarme kirişlere ait deneysel çalışmaya ve altıncı bölümde bu kirişlerin nümerik çözümlerine yer verilmiştir. Yedinci bölümde ise tez çalışmasının genel bir değerlendirilmesi yapılmıştır.

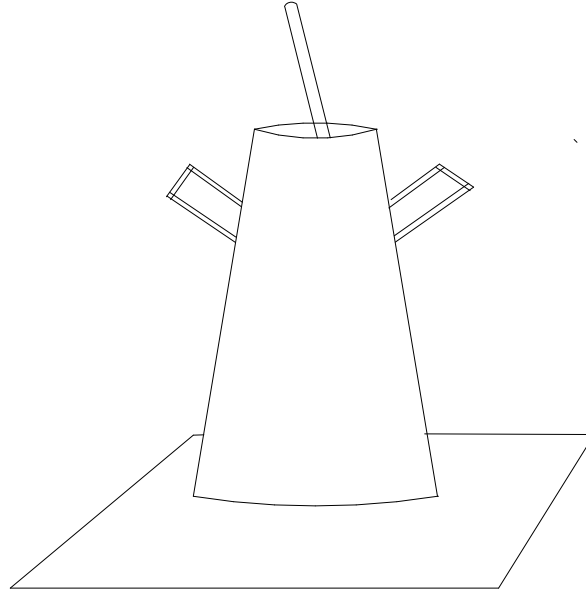
Bu çalışmada, bindirmeli ekli çekme donatısına sahip normal ve kendiliğinden yerleşen betondan üretilmiş etriyeli kirişlerdeki donatı aderansının deneysel ve nümerik olarak incelenmesi amaçlanmıştır.

2. KİRİŞ NUMUNELERİNİN ÜRETİMİNDE KULLANILAN BETON TİPLERİ

2.1 Normal Beton

Beton, çimento, su, agrega ve kimyasal veya mineral katkı maddelerinin homojen olarak karıştırılmasından oluşan, başlangıçta plastik kıvamda olup, şekil verilebilen, zamanla katılaşarak sertleşerek mukavemet kazanan bir yapı malzemesidir. Betonun mutlak hacmini %70 oranında agrega (kum, çakıl, mıcır), %10 oranında çimento, % 20 oranında su oluşturur. Gerektiğinde, çimento ağırlığının %5'inden fazla olmamak kaydıyla, katkı malzemesi ilave edilebilir.

Taze betonun işlenebilirliği bütün beton tiplerinde olduğu gibi, normal betonda da diğer beton özelliklerine etkisi bakımından büyük önem arz etmektedir. İşlenebilirlik tayini için Şekil 2,1'de görüldüğü gibi slump hunisi düz bir zemine konur. Standart slump hunisi üç eşit kademede doldurulup, her kademede 25 kez standart şişleme çubuğuyla şişlenir. Huni tamamen dolunca üst yüzeyi mala ile düzlenir. Huni yavaşça yukarı doğru kaldırılır; bu sırada taze beton kendi ağırlığıyla çöker. Şişleme çubuğu huninin üzerine konur ve çöken betonun üst seviyesinden çubuğun altına kadar olan mesafe ölçülür. Bu uzunluk, taze betonun çökme (slump) değeri olarak adlandırılır. Ayrıca, TS EN 206'da kabul edilen kıvam sınıfları Tablo 2,1'de verilmiştir. Bu çalışmada, normal betondan üretilen kirişler için kıvam sınıfı olarak S2 seçilmiştir.



Şekil 2.1 Normal betonda çökme deneyi

Tablo 2.1 Taze Beton Kıvam Sınıfları - TS EN 206

Sınıf	S1	S2	S3	S4	S5
Çökme (mm)	10 – 40	50 – 90	100 – 150	160 – 210	≥220

Beton yerleştirme işlemi sırasında vibratör kullanılması kaçınılmazdır. "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönelmelik" de vibratör kullanmadan beton dökümü işlemi yasaklamıştır. Şişleme, tokmaklama v.b. elle sıkıştırma usulleri, yalnızca vibratör kullanımıyla beraber, yardımcı usuller olarak kullanılabilir.

2.2 Kendiliğinden Yerleşen Beton

Deprem bölgelerindeki çok sık donatılı yapılar için kullanmak amacıyla 1980’li yılların sonunda Japonya’da [28] geliştirilen kendiliğinden yerleşen beton (KYB), mükemmel şekil değiştirebilen ve segragasyona karşı yüksek dirence sahip olan bir beton olarak tanımlanır. KYB herhangi bir sıkıştırma işlemi olmaksızın sık donatılı alanlara da kolaylıkla yerleşebilir [29]. Kendiliğinden yerleşen taze beton; gereken homojenliğini korurken, sadece kendi ağırlığı vasıtasıyla kalıbı tamamen doldurmak ve donatı çubuklarını sarmak kabiliyetine sahip bir beton olarak da tanımlanır [30]. Bu kabiliyet, taze betona uygun reolojik özelliklerin (yeterli plastik viskoziteyle birlikte düşük akma gerilmesi değeri) sağlanmasıyla başılır. Süper akışkanlaştırıcı ve ince taneli dolgu malzemesi kullanımı ve böylece akma davranışının optimize edilmesi, KYB’ un karışım oranının ayarlanmasında esas teşkil etmektedir [31]. KYB’ un kullanımı, daha hızlı inşaat zamanı, yerinde beton yapımı maliyetlerinin düşürülmesi, işlenebilirliğin artırılması ve sık donatılı kesitlerde donatı çevresindeki akışın kolaylığı gibi avantajlar sağlar. KYB kullanıldığında zaman kazancının, geleneksel yerleştirme ve sıkıştırma metodlarından % 40 daha hızlı olacağı tahmin edilir [32]. Kimya alanındaki gelişmeler ve polimer teknolojisinin ilerlemesi, 1980’li yılların ortalarından itibaren çok etkili akışkanlaştırıcıların keşfine sebep olmuştur. Yüksek oranda su azaltma yeteneğine sahip bu akışkanlaştırıcılar aynı zamanda taze betonun işlenebilirliğini de artırmaktadır. Yeni nesil akışkanlaştırıcıların sağladığı bu etki bilim adamlarını taze betonun yerleştirilmesi sırasında gereken sıkıştırma işlemi ortadan kaldırmak için araştırma yapmaya yöneltmiştir. Böylece KYB kavramı ortaya çıkmıştır.

KYB, kendi ağırlığı altında akıp sağlamlaşabilen, deprem bölgelerindeki sık donatılı durumdaki bile kalıbı tamamen doldurabilen, dayanım kazanıncaya kadar ayrışma ve terleme gibi

problemler olmadan homojen kalabilen ve herhangi bir ek sıkıştırma işlemi gerektirmeden kendiliğinden sıkışabilen bir yapı malzemesidir.

Klasik beton tasarımından farklı olarak KYB karışımında, çok miktarda mineral katkı ve işlenebilirliği artırmak için bir miktar da kimyasal katkı bulunmaktadır. Bu malzemelerin seçimi ve beton tasarımında uygun oranlarda kullanılmasına yönelik yeni deney yöntemleri ve standartlar geliştirilmektedir.

KYB günümüz beton teknolojisinde uygulamaya geçiş dönemini yaşamaktadır. Gelişmiş ülkelerde KYB teknolojisine geçiş daha kolay ve hızlı; gelişmekte olan ülkelerde ise yavaş ve problemlili olacaktır [33]. Bu dönemin uzunluğu, yapılacak teorik ve pratik çalışmaların uygulanabilirliğinin sektör tarafından değerlendirilmesine bağlıdır.

2.2.1 Kendiliğinden Yerleşen Betonun Karışım Bileşenlerinin Seçimi

KYB' ların karışım oranları geleneksel vibrasyonla sıkıştırılan betonla karşılaştırıldığında şu hususlar öne çıkmaktadır:

- Karışımındaki kaba agregası miktarı daha azdır
- toz hamuru muhtevası çok fazladır
- Su/toz oranı düşüktür
- Süper akışkanlaştırıcı miktarı fazladır
- Bazen viskozite ayarlayan bir katkı kullanılır

KYB' lar için karışım oranlarını veren bir standart metot henüz yoktur, ancak birçok akademik kuruluş ve hazır beton firmaları kendi karışım oranlarını geliştirmiştir. Karışım tasarımları, agregalar arasındaki boşlukların tamamen doldurulma gereksiniminin öneminden dolayı genellikle hacim parametresini kullanır. EFNARC tarafından önerilen KYB karışım oranları Tablo 2.2' de özetlenmiştir:

Tablo 2.2 EFNARC'a göre KYB karışım oranları

Muhteva	Kütle olarak oran (kg/m ³)	Hacim olarak oran (litre/m ³)
toz	380 - 600	–
toz hamuru	–	300 - 380
Su	150 - 210	150 - 210
Kaba agregası	750 - 1000	270 - 360
İnce agregası (kum)	Toplam agregası ağırlığının 48 – 55%'i	
Su/toz oranı (hacim olarak)	0.85 – 1.10	

KYB’ da çimento dozajının belirlenmesinde temel kriter dayanım sınıfıdır. Pozolanik filler kullanılması halinde, göreceli olarak daha düşük çimento dozajları yeterli olacaktır. Dayanım ve dayanıklılık açısından çimento dozajının 350 - 450 kg/m³ arasında seçilmesi tavsiye edilmektedir. 500 kg/m³’ün üstünde kullanımı rötreyi arttıracığından tavsiye edilmez. 350 kg/m³’ün altında kullanımı ise, ilave fillerle veya viskozite arttırıcı kimyasal katkılarla birlikte kullanılması halinde uygundur. Eğer viskozite ayarlayıcı kimyasal katkı kullanılmıyorsa, KYB’ da toplam toz madde miktarı hiçbir zaman 500 kg/m³’ün altına inmemelidir. Çimento dozajının bu miktarın altında olması durumunda, ilave toz katkılar kullanılabilir [11].

Agrega açısından taze betonun kendiliğinden sıkışabilirliğini etkileyen en önemli parametre iri agrega/kum oranıdır. İçsel sürtünme katsayısını azaltmak için bu oran mümkün olduğunca düşük tutulmalıdır [34]. Geleneksel betona göre daha çok kum ve daha az iri agrega kullanımı donatılar arasından geçiş yeteneğini de artırır [35]. Ancak iri agrega oranının azalması basınç dayanımını da bir miktar azaltır. Bu konuda Fang vd’ nin [36] yaptığı çalışmaya göre karışımdaki kum oranı arttıkça yayılma çapı da artmaktadır. Basınç dayanımı belli bir orandan sonra düşüş göstermektedir. Dolayısıyla, kum oranının toplam hacmin % 45 - 48’i arasında tutulması halinde kendiliğinden sıkışabilirliğin en yüksek dayanımda sağlanacağı sonucuna varılmıştır.

KYB’ larda toz maddeler, 0.125 mm’ den daha küçük her türlü inorganik madde olarak tanımlanabilir. Toz maddeler KYB’ da viskozite arttırmak amacıyla kullanılırlar [37]. Parçacık boyutunun küçülmesi parçacıklar arası etkileşimin artmasına sebep olur ve bu etkileşim viskoziteyi artırır [38]. Toz malzemeler için gerek mineralojik ve kimyasal köken, gerekse reaktivlik açısından bir sınıflandırma EFNARC Komitesi [11] tarafından yapılmıştır (Tablo 2.3).

Tablo 2.3 EFNARC’ a göre mineral katkı sınıflandırılması

Tip I	Etkisiz ya da yarı etkisiz	– Mineral filler (kireçtaşı tozu, dolomit, vb.) – Pigmentler
Tip II	Puzzolanik	– TS EN 450’ye uygun uçucu kül – TS EN 13263’e uygun silis dumanı
	Hidrolik	– Standartlara uygun Yüksek fırın cürufu

Silikon metalinin veya silikonlu metal alaşımların üretiminde, yüksek saflıktaki kuvars, elektrik fırınlarında yaklaşık 2000°C sıcaklıkta kömür yardımıyla indirgenmeye tabi tutulmaktadır. Üretim işleminde çok büyük miktarı SiO’ dan oluşan gazlar çıkmaktadır. Gaz halindeki SiO’ nun,

fırının soğuk bölgelerinde havayla temas etmesiyle ve çok çabuk yoğunlaştırılmasıyla, gazın içerisindeki SiO₂, amorf yapıya sahip SiO₂ durumuna dönüşmektedir.

Silikon metalinin veya silikonlu metal alaşımların üretimi esnasında ortaya çıkan gazın hızlı soğutularak yoğunlaştırılması sonucu elde edilen %85-%98 kadar silis içeren amorf yapıya sahip çok ince katı parçacıklardan oluşan malzemeye silis dumanı adı verilmektedir.

Silis dumanındaki %85' in üzerindeki SiO₂' nin yanı sıra başka maddeler de bulunabilmektedir. Tablo 2.4 ABD, Norveç ve Türkiye' de üretilen silis dumanlarının kimyasal bileşenlerini vermektedir [39].

Tablo 2.4 Silis dumanlarının kimyasal bileşenleri, %

İçerik	ABD	Norveç	Türkiye
SiO ₂	90.0–93.0	90.0–96.0	93.0–95.0
C	1.3–2.6	0.5–1.4	0.8–1.0
Fe ₂ O ₃	0.4–0.7	0.2–0.8	0.4–1.0
Al ₂ O ₃	0.5–1.6	0.5–3.0	0.4–1.4
MgO	0.3–0.5	0.5–1.5	1.0–1.5
CaO	0.5–0.8	0.1–0.5	0.6–1.0
Na ₂ O	0.1–0.3	0.2–0.7	0.1–0.4
K ₂ O	1.0–1.2	0.4–1.0	0.5–1.0
S	0.1–0.2	0.1–0.4	0.1–0.3
(kızdırma kaybı)	1.4–2.8	0.7–2.5	0.5–1.0

Silis dumanı, amorf yapıya sahip çok ince taneli ve yüksek oranda SiO₂ içeren bir malzeme olduğundan, mükemmel derecede puzolanik özellik gösterir ve sulu ortamda kalsiyum hidroksitle reaksiyona girerek mükemmel bir hidrolik bağlayıcılık sergiler. Diğer puzolanik toz maddeler gibi, amorf yapısı nedeniyle kalsiyum silika hidrat (CSH) oluşturuca çekirdekler meydana getirir. Çekirdeklerde ilave kristal yapısı oluşumuna katkıda bulunarak prizi hızlandırır ve erken dayanımı dolaylı yoldan artırır [34]. Puzolanik reaksiyon hızı da diğer puzolanlara göre yüksektir [40]. Aynı uçucu kül ve diğer puzolanlar gibi C₃S ve C₂S hidratasyonundan gelen serbest kireci bağlar ve ilave CSH oluşumuna neden olur. Buradaki CSH yapısı normal çimento hidratasyonundan oluşan CSH yapısından farklıdır. Tablo 2.5' de, silis dumanının beton özelliklerine etkileri özetlenmektedir [39].

KYB üretiminde yüksek işlenebilirlik ve ayrışmaya karşı yüksek direnç sağlamak gibi birbirinin tersi iki koşul bir arada sağlanmalıdır. Bu da ancak etkili bir kimyasal akışkanlaştırıcı kullanımıyla mümkün olabilir [41].

Tablo 2.5 Betonda katkı malzemesi olarak kullanılan silis dumanının beton özelliklerine etkisi

Olumlu Etkileri	Olumsuz Etkileri
– Betonda yüksek basınç dayanımının elde edilmesini sağlar. – Taze betondaki terlemeyi ve ayrışmayı azaltır. – Betonun hidratasyon ısını azaltır. – Sertleşmiş betonun su geçirimsizliğini azaltır. – Sertleşmiş betondaki alkali silika reaksiyonunu azaltır. – Sertleşmiş betonun sülfatlara karşı dayanıklılığını artırır.	– Silis dumanı kullanılarak üretilen betonların yüksek miktarda karışım suyu ihtiyacı vardır. Bunu telafi edebilmek için su azaltıcı katkılarla birlikte kullanılmaları gerekmektedir. – Çok ince taneli olduğundan ve terlemeyi azalttığından, betonun yüzeyinin düzeltilmesi işlemi daha zor olabilmektedir. – Silis dumanı kullanılması durumunda, daha çok miktarda plastik büzülme çatlağına yol açabilmektedir. – Silis dumanı, nispeten daha koyu renkli beton elde edilmesine neden olmaktadır.

Kimyasal katkıları; akışkanlaştırıcı, hava sürükleyici, hava uzaklaştırıcı, priz kontrol edici ve viskozite arttırıcı olmak üzere beş ana grupta toplanabilir.

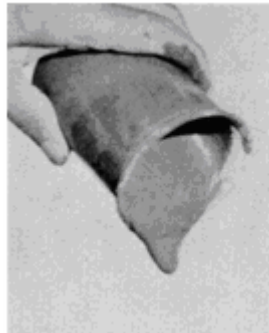
KYB tasarımında akışkanlaştırıcılardan beklenenler, üç grupta toplanabilir [42]:

- 1- Su azaltmada ve akışkanlık sağlamada etkinlik.
- 2- Diğer kimyasal katkılarla uyumluluk, priz ayarlayıcı özellikleri sağlama.
- 3- İşlenebilirlik ihtiyacını sağlama (istenilen sürede akışkanlığını koruma).

KYB tasarımında kullanılan polikarboksilat bazlı katkıların, modifiye lignosulfonatlar, melamin ve naftalin formaldehit kondensatlarına göre akışkanlığı arttırma açısından önemli üstünlükleri vardır. Şekil 2.2 a), b), c) ve d)' de görülen çimento hamuru karışımlarının tümünün S/Ç oranları eşittir [a): Sadece su ve çimento, b): Hamura % 0.4 Lignosülfonat ilavesi yapıldığında görülen akışkanlık, c): % 0.8 Melamin formaldehit bazlı katkı ilavesiyle görülen akışkanlık, d): % 0.8 Polikarboksilat bazlı katkı ilavesiyle görülen akışkanlık].



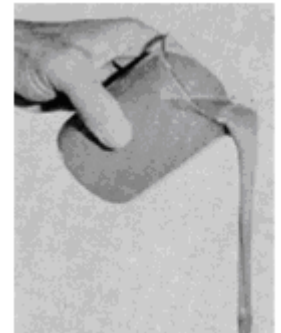
a)



b)



c)



d)

Şekil 2.2 Kimyasal katkı tipinin akışkanlık arttırıcı etkisi.

Şekil 2.2-c) ve d)'de görüldüğü gibi, aynı dozajda katkı kullanımında polikarboksilat bazlı katkıların akışkanlığı arttırmada daha etkilidirler. Şekil 2.2-b)'de görülen lignosülfonat bazlı katkının dozajının % 0.4'de tutulmasının sebebi daha yüksek dozajlarda bu katkının priz geciktirici özelliğinin bulunmasıdır [43].

2.2.2 EFNARC' a göre Kendiliğinden Yerleşen Beton için İşlenebilirlik Deney Yöntemleri

KYB' un taze özelliklerini ölçmek ve belirlemek için çok sayıda deney metodu geliştirilmiştir. Tablo 2.6' de özellik tesbit etmeye göre gruplandırılmış en yaygın olan deney yöntemleri listelenmektedir. Avrupa'da en yaygın kullanılan yöntemler çökme-yayılma, T_{500} , V-hunisi, L-kutusu ve Elek ayrışma deneyleridir [11].

Tablo 2.6 KYB tasarımında kullanılan deney yöntemleri

Özellik	Deney Metodu	Ölçülen değer
Akıcılık/doldurma yeteneği	Çökme-yayılma	Toplam yayılma
	Kajima kutusu	Görsel doldurma
Viskozite/akıcılık	T_{500}	Akma zamanı
	V-hunisi	Akma zamanı
	O-hunisi	Akma zamanı
	Orimet	Akma zamanı
Engeller Arasından Geçme yeteneği	L-kutusu	Geçme oranı
	U-kutusu	Yükseklik farkı
	J-halkası	Adım yüksekliği, toplam akma
	Kajima kutusu	Görsel geçme yeteneği
Ayrışma direnci	Penetrasyon	Derinlik
	Elek ayrışma	Laitance yüzdesi
	Oturan kolon	
Laitance: Karışım suyunun çok kullanılması durumunda suyun yukarı doğru hareketi nedeniyle taze beton yüzeyi üzerinde ince malzemenin birikmesi		

Hiçbir deney yalnız başına tüm anahtar parametreleri belirleyemez, bu yüzden bir KYB karışımı tasarlayabilmek için bu deneylerin birleşimi gerekmektedir. EFNARC Komitesi de, KYB tasarımı için bu beş deney yöntemini önermektedir.

KYB' ların kendiliğinden yerleşebilirlik sınır değerleri, önerilen taze beton deney yöntemlerinden faydalanarak elde edilen sınıflandırmalara göre EFNARC Komitesi tarafından tespit edilmiştir. Bu sınıflandırmalar aşağıdaki gibi özetlenmektedir:

Çökme-yayılma değeri, taze betonun akıcılığını tanımlayabilir. Deney boyunca yapılan gözlemler ve T_{500} ölçümü, ayrışma direnciyle ilgili bilgi de verebilir. Viskozite sınıfı, çökme-

yayılma deneyinden T_{500} zamanı veya V-hunisi deneyinden akma zamanı ile belirlenebilir. Elde edilen zaman değeri KYB' un viskozitesini ölçmez, fakat onun akma oranını tanımlamaya yardımcı olur. Düşük viskoziteli beton akmaya hızlı başlar ve durur. Düşük ya da yüksek olsun beton viskozitesi, sadece özel durumlarda belirlenmelidir Ancak çökme-yayılma deneyinden T_{500} zamanını kaydetmek, üniform betonlar elde etmek için yararlı olabilir. Engeller arasından geçme, taze beton karışımının herhangi bir ayrışmaya, üniform yapısında herhangi bir bozulmaya ve topaklaşmaya uğramadan yoğun donatıların olduğu dar alanlar boyunca akabilme yeteneğidir. Engeller arasından geçme yeteneğini tanımlarken; donatının geometrisi ve yoğunluğunu, betonun akma ve doldurma yeteneğini ve maksimum agrega dane çapını göz önünde bulundurmak gerekir. Bu sınıflandırma yapılırken betonun akacağı alandaki en küçük açıklık dikkate alınmaktadır. Ayrışma direnci ise, homojen ve kaliteli bir beton elde etmek için temel bir ölçüttür. KYB, yerleştirme sırasında, hatta yerleştirmeden sonra da ayrışmaya uğrayabilir. Özellikle uzun ve ince döşeme türü elemanlarda yerleştirmeden sonra ayrışma meydana gelebilir; bu da çatlama veya zayıf yüzey gibi kusurlar meydana getirebilmektedir. KYB uygulamaları için Tablo 2.7' de taze beton deney yöntemlerine göre yapılan sınıflandırmalar verilmiştir.

Tablo 2.7 Taze beton deney yöntemlerine göre yapılan sınıflandırma

Sınıf	Çökme-yayılma (mm)	T_{500} (sn)	Geçme yeteneği	Ayrışma direnci (%)
Çökme-yayılma sınıfı				
SF1	550 ~ 650			
SF2	660 ~ 750			
SF3	760 ~ 850			
Viskozite sınıfı				
VS1		≤ 2		
VS2		> 2		
Dar engeller arasından geçme sınıfı				
PA1			$\geq 0,80$ 2 çubuklu	
PA2			$\geq 0,80$ 3 çubuklu	
Ayrışma direnci sınıfı				
SR1				≤ 20
SR2				≤ 15

Çökme-Yayılma Sınıfları:

- SF1 (550-650 mm) sınıfı aşağıdaki şekilde dökülen betonlar için uygundur: Üstten serbest olarak dökülen donatısız veya çok az donatılı beton yapılar, bir pompa püskürtme sistemi yardımıyla dökülen betonlar (tünel kaplamaları gibi) ve yatay doğrultudaki akışı önleyecek kadar küçük kesitli betonlar (kazıklar ve bazı derin temeller gibi) için uygundur.
- SF2 (660-750 mm) sınıfı birçok normal KYB uygulamaları için (duvarlar ve kolonlar gibi) uygundur.
- SF3 (760-850 mm) sınıfı, betondaki maksimum agrega dane çapı 16 mm'den daha az olan çok komplike yapılar için uygundur. SF3 sınıfı, yüzeyi çok düzgün olan betonlar elde edilmesini sağlar; ancak bu betonun ayrışma direncini kontrol etmek çok zordur. Eğer çok düzgün yüzeyler elde etmek için çökme-yayılma değeri olarak 850 mm ve üstü hedeflenmişse, ayrışma direnci kontrol altına alınmalıdır ve betonda kullanılan maksimum agrega dane çapı 12 mm alınmalıdır.

Viskozite Sınıfları:

- VS1 sınıfı dar kesitlerde bile iyi doldurma yeteneğine sahiptir. Kendi kendine seviyelenme çok iyi olduğu için pürüzsüz yüzeyler elde etmek için de iyidir. Ancak ince malzemeyi kusma ve ayrışma ihtimali daha yüksektir.
- VS2 sınıfının üst limiti yoktur, ancak akma zamanının artmasıyla tiksotropik (viskozitedeki zamana bağlı değişim) etkilerin sergilenme olasılığı da artar. Bunu önlemek için kalıp basıncını ya da ayrışma direncini sınırlandırmak gerekir.

Dar Engeller Arasından Geçme Sınıfları:

- PA1 sınıfı 80~100 mm donatı aralıklı yapılar (konut ve düşey yapılar gibi) için uygundur.
- PA2 sınıfı 60~80 mm donatı aralıklı yapılar (inşaat mühendisliği yapıları) için uygundur.
- 60 mm' den küçük aralıklı kompleks yapılar için tekrar bir sınıflandırma yapmak gerekebilir.

Ayrışma Direnci Sınıfları:

- SR1 sınıfı genellikle ince döşemeler için ve 5 m' den daha az bir akma mesafesi ve 80 mm' den daha büyük sınırlı aralığı olan düşey uygulamalar için uygundur.
- SR2 sınıfı akma sırasında ayrışmayı kontrol altına almak için 5 m' den daha az bir akma mesafesi ve 80 mm' den daha büyük sınırlı aralığı olan düşey uygulamalar için uygundur.

KYB' lar için uygunluk ölçütü Tablo 2.8' de verilmiştir [11]:

Tablo 2.8 KYB' lar için uygunluk ölçütü

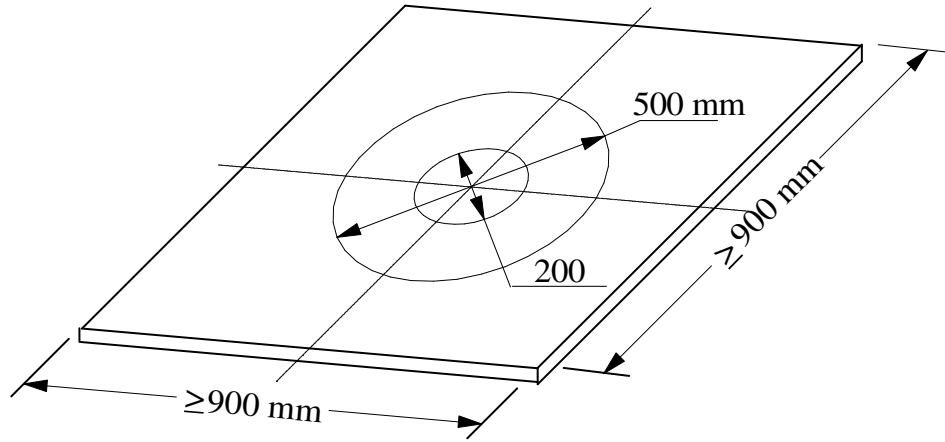
Özellik	Ölçüt
Çökme-yayılma sınıfı SF1	$\geq 520 \text{ mm}, \leq 700 \text{ mm}$
Çökme-yayılma sınıfı SF2	$\geq 640 \text{ mm}, \leq 800 \text{ mm}$
Çökme-yayılma sınıfı SF3	$\geq 740 \text{ mm}, \leq 900 \text{ mm}$
Hedef değer olarak belirlenen Çökme-yayılma sınıfı	hedef değerden $\pm 80 \text{ mm}$
L-kutusu sınıfı PA1	$\geq 0,75$
L-kutusu sınıfı PA2	$\geq 0,75$
Hedef değer olarak belirlenen L-kutusu	Hedef değer 0,05 aşağısından fazla değil
Elek ayrışma direnci sınıfı SR1	≤ 23
Elek ayrışma direnci sınıfı SR2	≤ 18

2.2.2.1 Çökme-Yayılma ve T_{500} Zamanı Deneyi

Çökme-yayılma ve T_{500} zamanı, KYB' un, bir engel olmadığında akma oranını ve akabilirliğini belirleyen bir deneydir. Çökme deneyi TS EN 12350-2' ye göre yapılır. Sonuç, KYB' un dolma yeteneğinin bir belirtisidir. T_{500} zamanı da akma hızının ve bu yüzden KYB' un viskozitesinin bir ölçümüdür.

Taze beton, TS EN 12350-2 çökme deneyindeki gibi bir koniye boşaltılır. Koni yukarı çekildiğinde, koninin yukarı çekilmesinden itibaren betonun 500 mm' lik bir çapa yayılma zamanı ölçülür. Bu zaman T_{500} zamanıdır. Betonun en büyük akma yayılma çapı ve ona dik açıdaki yayılma çapı ölçülür. Bu iki ölçümün aritmetik ortalaması çökme-yayılma değerini vermektedir.

Çökme-yayılma deneyi, üzerinde betonun yerleşebileceği, en az 900 mm×900 mm' lik düzlem bir alana sahip yatay bir plaktan oluşan tabla üzerinde yapılır. Plaka düzgün ve pürüzsüz, emici olmayan, minimum kalınlığı 2 mm olan bir yüzeye sahip olmalıdır. Yüzey çimento hamurundan kolayca etkilenmemelidir ve paslanmaya eğilimli olmamalıdır. Plakanın yapısı çarpılmayı, yamulmayı önleyecek tarzda olmalıdır. Zıt kenarların merkezleri arasına düz bir kenar yerleştirildiğinde herhangi bir noktadaki düzlük sapması 3 mm'yi geçmemelidir. Şekil 2.3' deki gibi tabakanın merkezi bir çaprazlamayla işaretlenmeli ve tabakanın merkezinden 200 mm ve 500 mm çapları çizilmelidir (Şekil 2.3).



Şekil 2.3 Çökme-yayılma tablası

Deney modeli TS EN 12350-2'ye uygun olmalıdır. Deney şu şekilde yapılır:

- Koni ve tabla TS EN 12350-2' deki tanıma göre hazırlanır.
- Kullanılmışsa, koniye ağırlıklı halka yerleştirilir.
- Koni tabla üzerindeki 200 mm' lik daireyle çakışacak şekilde yerleştirilir ve betonun koni altından sızmasını engelleyecek şekilde koniye bastırılır (veya ağırlıklı halka kullanılır).
- Koni sallanmadan ve şişlenmeden doldurulur; beton, koninin üstünden taşmayacak şekilde düz bir cisimle silinip düzeltilir. Koninin dolu bir şekilde 30 sn' den fazla olmayan bir süre kalması sağlanır; bu zaman esnasında tabladan taşan beton varsa temizlenir ve tablanın fazla sulu olmadan, nemli olması sağlanır.
- Akan betona müdahale olmadan, bir hareketle düşey olarak koni kaldırılır. T_{500} istenmişse, tabla ile temasın son bulunduğu anda süreölçer çalıştırılır ve betonun 500 mm' ye varması için geçen zaman 0,1 sn hassasiyetle kaydedilir. Tablayı veya betonu sarsmadan yayılan en büyük çap ölçülür ve 10 mm hassasiyetle d_m olarak kaydedilir. Sonra da d_m ' ye dik doğrultuda yayılma çapı 10 mm hassasiyetle ölçülür ve bu da d_r olarak kaydedilir. Çökme-yayılma değeri $\frac{d_m + d_r}{2}$ den hesaplanır.
- Ayırışma için betonun yayılması kontrol edilir. Çimento harcı kaba agregadan ayrışabilir. Ayırışan kaba agregada merkezi bölgede gözlemlenebilir. Ayırışmanın meydana gelip gelmediği ve bu yüzden deneyin yeterli olup olmadığı rapor edilir.

2.2.2.2 L-Kutusu Deneyi

L-kutusu deneyi, KYB' un, donatı çubukları ve diğer engeller arasındaki yüzeyleri içeren dar açıklıklar boyunca ayrışmadan ve topaklanmadan akarak geçme yeteneğini belirlemek amacıyla yapılmaktadır. Bu deney, iki veya üç donatı çubuğuyla yapılan deneyleri içermektedir. Üç çubukla yapılan deney, daha yoğun donatılamayı tasvir etmektedir.

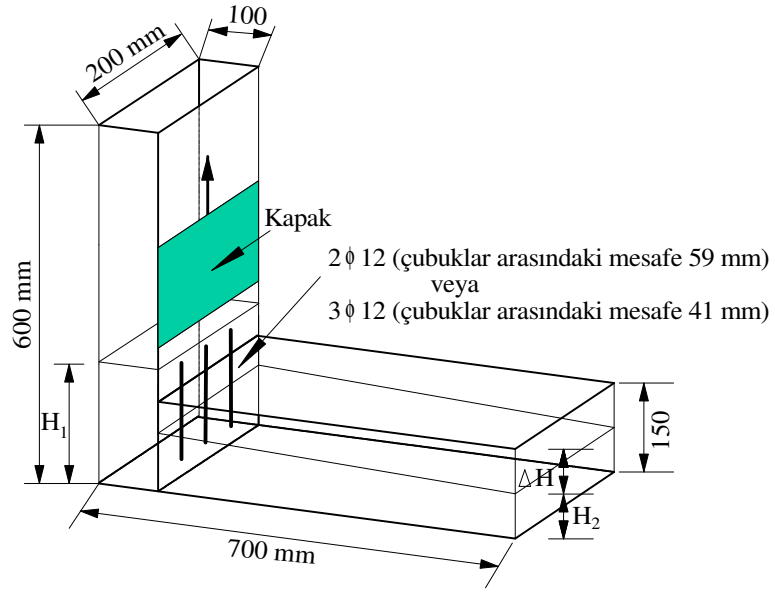
L-kutusu, Şekil 2.4' teki genel düzenlemeye ve boyutlara (tolerans ± 1 mm) sahip olan bir deney aparatıdır. L-kutusu, pürüzsüz, düz ve çimento hamurundan kolayca etkilenmeyecek veya pasa maruz kalmayacak bir yüzeye sahip ve rijit yapılı olmalıdır. Temizlenmenin kolay olması için düşey kısmının çıkarılabilir olması gerekir. Kapağın kapatılması ile üst seviyeye kadar tam doldurulduğunda, düşey huninin hacmi (12,6~12,8) litre olmalıdır.

Donatı çubuklarını tutan takım, 2 çubuklu deney için 12 mm çapında 59 mm aralıklı 2 pürüzsüz çubuğa sahip olmalı; 3 çubuklu deney için yine 12 mm çapında ve 41 mm aralıklı 3 pürüzsüz çubuğa sahip olmalıdır. L-kutusundaki çubukların kutu genişliği boyunca düşey ve eşit mesafede kalmalarını sağlamak için bu takım, çıkarılıp yerleştirilebilir olmalıdır.

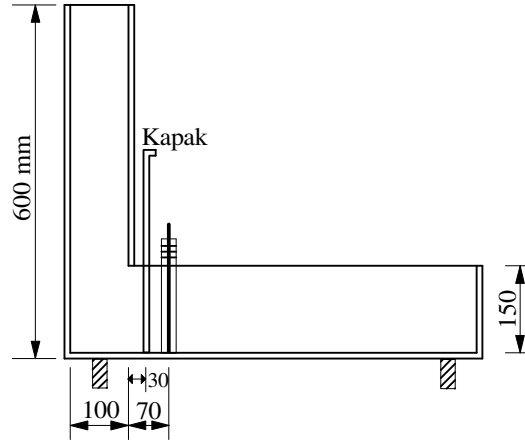
L-kutusu deney seti için çelik kalıp önerilir, fakat son tabakası kurşunla kaplanmış 12 mm kalınlığında kontrplak da uygun bulunmuştur.

Yaklaşık olarak 17 litrelik KYB karışımı hazırlanır. L-kutusu yatay bir düzlemde sabitlenir ve yatay ile düşey kesitler arasındaki kapak kapatılır. Karışım haznedan L-kutusunun doldurma hunisine dökülür ve karışımın (60 ± 10) sn orada kalması sağlanır. Herhangi bir ayrışma olup olmadığı gözlemlenir ve sonra kapak aniden açılarak betonun, kutunun yatay bölümüne akması sağlanır. Hareket bittiğinde; kutunun yatay kesitinin ucundaki betonun üstü ile kutunun yatay kesitinin üstü arasındaki düşey mesafe, baş taraflar ve orta olmak üzere üç noktadan ölçülür. Yatay bölümün yüksekliğindeki fark ile bu üç ölçüm, H_2 (mm) ile ifade edilen beton yüksekliğini hesaplamak için yapılır. Aynı yöntemle H_1 (mm) olarak verilen hemen kapağın arkasındaki beton derinliği de hesaplanır. Geçme yeteneği (PA) denklem 2.1' dan hesaplanır.

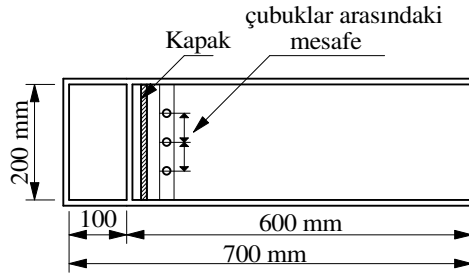
$$PA = \frac{H_2}{H_1} \quad (2.1)$$



a)



b)



c)

Şekil 2.4 L-kutusu deney seti, a) Perspektif, b) Yandan görünüş, d) Üstten görünüş

2.2.2.3 Elek Ayrışma Direnci Deneyi

Elek ayrışma direnci deneyi, KYB' un ayrışmaya karşı direncini belirlemek için yapılır. Numune haznesine ($10 \pm 0,5$) litre beton yerleştirilir ve kapağı kapatılır. Düz bir pozisyonda ($15 \pm 0,5$) dakika sarsılmadan kalması sağlanır. Terazı sıfırlanır ve ibrenin hareket etmediği görülür. Eleğin üzerine yerleştirileceği kova teraziye yerleştirilir ve kütlesi (W_p) gram olarak kaydedilir. Sonra elek bu kova üzerine yerleştirilir ve tekrar kütle kaydedilir. Elek 5 mm kare delikli, 300 mm çapında ve 40 mm yüksekliğinde standarda uygun bir elek olmalıdır. 15 dakikalık periyodun sonunda numune haznesinin kapağı açılır ve betonun yüzeyi üzerinde su sızıntısı olup olmadığı kontrol edilir. Elek ve yerleştirildiği kova terazinin üstünde olduğu halde, elekle numune haznesinin arasında (500 ± 50) mm mesafe kalacak şekilde ($4,8 \pm 0,2$) kg lık beton -herhangi sızan su da içerecek şekilde- aniden eleğin ortasına dökülür. Betonun elekte (120 ± 5) s kalması sağlanır ve bu sürenin sonunda elek sarsılmadan kaldırılır. Eleğin üzerinde kalan mevcut beton kütlesi (W_c) gram olarak kaydedilir. Eleğin altındaki kova, içindeki betonla birlikte tartılır ve (W_{ps}) gram olarak kaydedilir. Terazı, elek ve üstüne oturduğu kovayı alabilen, düz bir platforma sahip ve 20 gram hassasiyetli, en az 10 kg kapasiteli bir terazı olmalıdır. Bundan sonra ayrışma oranı (SR), elekten geçen numune oranı olarak denklem 2.2' den hesaplanır ve %1 hassasiyetle kaydedilir:

$$SR = \frac{W_{ps} - W_p}{W_c} 100 \% \quad (2.2)$$

3. BETON VE DONATI ARASINDAKİ ADERANS

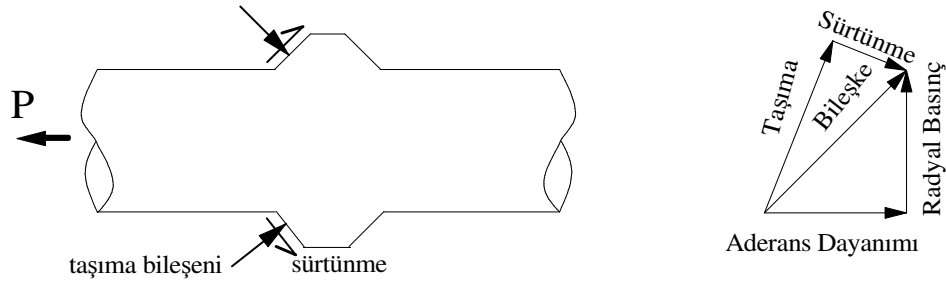
3.1 Giriş

Beton ve donatı arasındaki aderans, betonarmenin işlevini yerine getirmesi için önemli şartlardan birisidir. Bu bağlamda, aderans donatı çubuklarının boylamasına yöndeki beton ve donatı arasındaki yük taşıma mekanizmasının tanımıdır. Aderans etkisi, örneğin, düz demirlerin veya tel liflerin ankraj uçlarında, donatı çubuklarının bindirmeli eklemelerinde veya çatlaklara yakın bölgeler içinde belirgin olur. Bütün bu durumlarda donatı çubuğundaki toplam kuvvet donatıdan betona veya tersine olarak iletilir. Betonarme yapıların analizinde, genellikle beton ve donatı arasında tam uyumluluk varsayımı yapılır. Esasen bu varsayım sadece donatı ve beton arasında ihmal edilebilir gerilme transferinin meydana geldiği veya hiç gerilme transferinin oluşmadığı bölgelerde geçerlidir. Ankraj uçları veya çatlaklara yakın temas ara yüzeyindeki yüksek gerilme durumlarında aderans gerilmeleri, donatı ve beton arasındaki rölatif deplasmanlarla alakalıdır. Aderans-kayma olarak adlandırılan bu rölatif deplasmanlar, beton ve donatıdaki farklı ortalama şekil değiştirmelerden kaynaklanır.

Donatı-beton temas ara yüzü boyunca aderans gerilme dağılımı, çekme kuvvetine maruz betonarme elemanlardaki çatlaklar arası mesafe ve onların genişliği üzerinde kesin bir etkiye sahiptir. Donatı çubuklarının korozyonu ve sonuç olarak yapının faydalı ömrü bu niceliklere bağlı olduğundan dolayı, aderans gerilmelerinin değerlendirilmesi betonarme elemanların esas problemlerinden biridir. Çelik ve beton arasındaki aderans, betonarmenin başlangıcından beri birçok araştırmacı ve uygulayıcının dikkatlerini kendi üzerinde toplamış ve bu konuda büyük sayıda araştırma yapılmıştır. Yüksek dayanımlı çeliklerin uygulama alanındaki öncüleri, yuvarlak ve düz yüzeyli enkesitleriyle, klasik yumuşak betonarme demirlerinden pek farklı olmayan aderans özelliklerine sahiptirler. Ancak bir süre sonra bu yeni tip çeliklerin yüksek dayanımlarından bütünüyle yararlanabilmek için betonla bağlantılarının artırılması gerektiği anlaşılmış ve yüzeylerindeki çıkıntı, girinti ve nervürlerle aderansı geliştirilmiş modern betonarme donatısı türleri uygulama alanına yayılmışlardır [44]. Nervürlü çubukların aderans dayanımı, öncelikle nervürlerin çevresini saran betona karşı gösterecekleri taşıma gücüne bağlıdır. Çubuk nervürü yüzü boyunca, çelik ve beton arasındaki sürtünme, nervüre göre rölatif kayma sonucu beton dışı önlemeye yardım etmekle aderans dayanımını geliştirmede önemli rol oynar. Sürtünmeden dolayı oluşan kuvvet, nervüre dik etki eden aderans taşıma bileşenine vektörel olarak eklenir. Bileşke aderans kuvvetinin

düşey bileşeni ise, donatıyı çevreleyen betona dik etki eden radyal basınctır. Yatay bileşen ise, etkin aderans dayanımıdır (Şekil 3.1). Aderans olayının nedenleri henüz kesin olmamakla beraber, genellikle donatı ile beton arasındaki üç ana sebepten ileri geldiği kabul edilmektedir.

- Çelik ve beton arasında yapışmaya sebep olan molekül sel ve kapiler bağ kuvvetleri.
- Çubukların düz denilen kısımlarının yüzeyinde yeni imal edilmiş bile olsalar varolan pürüzlerin betona tutunmasından ileri gelen sürtünme kuvvetleri.
- Çubuk yöresindeki betonun makaslama ve basınç dirençlerini de olaya karıştıran, helisel, tek veya çok sayıda, sürekli veya süreksiz nervürlerden ve enine çıkıntılardan ileri gelen mekanik dış kuvvetleri.



Şekil 3.1 Betona gömülü donatı çubuğu parçasının serbest cisim diyagramı ve aderans dayanımı bileşenleri [45]

Bu problemlerin çözüm zorluğu esasen betona aktarılan gerilmeler çok küçük olduğu zaman sadece donatı ve beton arasındaki tam uygunluk varsayımı yapılabilmesinden dolayıdır. Genel durumda bir enine kesitteki aderans gerilmesi, mekaniksel ve geometrik parametreler, donatı çubuklarının çıkıntı geometrisi ve donatıyı saran beton üzerindeki yanal basınca bağlı bölgesel aderans gerilme-kayma ilişkisi ile donatı ve beton arasındaki rölatif kayma ile alakalıdır.

Betonarme yapıların analizinde sonlu eleman metodu uygulaması ile ilgili ilk yayın Ngo ve Scordelis (1967) [46] tarafından sunuldu. Çalışmalarında, basit kirişler beton ve donatının sabit şekil değiştiren üçgen elemanlarla gösterildiği bir model ile analiz edildi. Bu analizde, donatı ile betonu birleştirmek ve aderans-kayma etkisini tanımlamak için özel bir aderans bağlantı elemanı kullanıldı. Betondaki esas gerilmeleri, donatıdaki gerilmeleri ve aderans gerilmelerini tayin etmek için önceden tanımlanmış çatlak modellere sahip kirişler üzerinde lineer elastik analiz yapıldı.

Ancak, yüksek dayanımlı betonların da geniş ölçüde kullanılmaya başlanmasıyla aderans problemi yeniden önem kazanmıştır. Aderans üzerine geniş çapta ilk araştırmalar Abrams

tarafından 1909 – 1912 yıllarında Illinois Üniversitesinde, çekip – çıkarma ve kiriş deneyleri kullanılarak yapılmış, daha sonra birçok araştırmacı bu problemi ele almıştır.

3.2 Aderans Dayanımını Etkileyen Faktörler

Yüksek dayanımlı ve aderansı geliştirilmiş modern betonarme donatıların (nervürlü) meydana çıkması ile aderansın nedenleri ve aderansa etki eden faktörler gibi pek çok konunun yeniden incelenmesi ihtiyacı doğmuştur. Yapılan araştırmalar, aderansa çok daha fazla faktörün etki ettiğini ortaya çıkarmıştır.

Aderans dayanımında, kesme-aderans etkileşimi ve boyut etkisi çok önemli rol oynadıklarından, yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen bulguları genelleştirmek doğru değildir. Bu sebeple öncelikle aderans dayanımını etkilediği kabul edilen başlıca faktörler bilinmelidir. Fakat bu etkenlerden bazıları sadece aderansı geliştirilmiş çubuklar veya çok korozyona uğramamış (pas tabakası bağlamamış) düz yüzeyli çubuklar için geçerlidir.

3.2.1 Donatının Özelliği İle İlgili Etkenler

Çelik çubuğun çapı, akma veya elastiklik sınırı, özel profil şekli ve yüzeyinin niteliği aderans açısından önemlidir.

Donatı çapı değiştikçe, kenetlenmeyi sağlayan çevrenin, uygulanan kuvveti etkileyen alana oranı değişmektedir. Yani, donatı çapı artıkça hem kesit alanı artan donatıya gelen kuvvetin artması sonucu kenetlenme azalmakta, hem de donatı dış kuvvetlerinin oluşturduğu ve yarıma çatlağına sebep olan radyal gerilmelerin artması da söz konusu olmaktadır. Buradan, yarıma kırılmasında, betonda oluşan çekme gerilmelerinin çapla orantılı olarak arttığı ortaya çıkmaktadır. Kullanılan boyuna donatının çapının aderansa etkisi, yapılan önerilere göre artan donatı çapına karşılık lineer bir şekilde azalan aderans dayanımı hesaplanarak gözönüne alınabilir [47, 44, 48].

Donatının akma dayanımı, kenetlenme boyunca aderans gerilmesinin dağılımında ve bindirmeli eklerde ise, gerilme aktarımında büyük rol oynamaktadır. Donatıdaki yüksek gerilmeler, aderansı olumsuz yönde etkilemekte, dolayısı ile düşük dayanımlı çelikler diğerlerine kıyasla daha avantajlı duruma gelmektedirler.

Çubuk yüzeyinin düz ya da nervürlü olması da aderansı etkilemektedir. Düz yüzeyli çubuklarda aderans, yapışmaya ve sürtünmeye dayanmaktadır. Nervürlü çubukların aderansında bu iki nedenin etkisi ihmal edilebilecek kadar azdır. Bu tür çubukların aderansı çubuk üzerindeki çıkıntılarının betona yaslanmasıyla sağlanmaktadır. Çubuğun yüzey geometrisinin (nervür) aderansı arttırdığı kesin olarak bilinmekte ise de hangi profilin en uygun profil olduğu ve profil seçiminde hangi kıstasların geçerli olduğu sorunları henüz tamamen çözülememiştir.

Çubuk yüzeyinin niteliği faktörü, donatının profil şekli etkenine benzerdir. Asıl sorun beton ile çeliğin birlikte çalışması olduğuna göre çubuk yüzeyinin niteliğinin önemi açıktır. Pürüzlülük ve hafif bir pas aderansı artırırken, ilerleyip kabuk görünüşünü almış pas zararlı olmaktadır. Benzer olarak, topraklı, çamurlu, yağlanmış çubukların aderansı da yok denecek kadar azdır [49].

3.2.2 Betonla İlgili Etkenler

Betonun çekme ve basınç dayanımları, bileşimi, yaşı, sıkıştırılması ve korunması aderans dayanımını etkileyen önemli etkenlerdir. Sürtünme kuvvetlerinin beton çekme dayanımına bağlı olarak değiştiği yapılan deneylerle belirlenmiştir. Nervürlü çubuklardaki çıkıntılarının betona uyguladığı eğik kuvvetlerin, betonda çekme gerilmesi meydana getirdiği ve yarılmanın bu nedenle olduğu daha önce belirtilmişti. O halde yarıma dayanımını etkileyen en önemli faktörlerden birisi, betonun çekmeye karşı dayanımıdır. Betonun çekme dayanımı faktörü, aderansı geliştirilmiş çubuklarda önem kazanmaktadır. Çünkü nervürlü çubuklarla donatılmış elemanlarda kırılma, genelde yarıma ile olacağından, betonun çekme dayanımı özellikle önem kazanmaktadır. Dolayısıyla, beton dayanımının artmasının, aderans dayanımını arttıracığı açıktır.

Beton bileşimi aderansı etkilemektedir. Karışıma giren çimento, kum veya çakıl miktarında yapılacak değişiklikler, aderans dayanımını $\pm \% 20$ oranında değiştirebilmektedir. Yapılan deneyler, çimento türünün de önemli olduğunu göstermiştir. Portland tipi normal ve yüksek dayanımlı çimentolar aderans yönünden en iyi sonuçları vermektedir. Puzzolanlı, yüksek fırın cürufu çimentoların ise yuvarlak düz demirlerde Portland tipine göre %75'e varan bir aderans düşmesine sebep olabildikleri gözlenmiştir [50]. Kullanılan agreganın cinsi ve katkı maddeleri de aderansı etkiler. Örneğin, hafif agregası ile yapılan betonun aderans dayanımı, normal agregası ile yapılan oranla daha düşüktür.

Betonun plastikliği azaldıkça daha yüksek aderans direnci gösterir. Beton vibrasyonla sıkıştırılarak, yüksek bir aderans direnci elde edilebilir. Çeşitli usullerle sıkıştırma beton içindeki

hava ve su boşluklarını yok ederek betonun donatıları daha iyi sarmasını sağlamaktadır. W.I. Larnach, priz başladıktan sonra betonun yeniden vibrasyonla sıkıştırılmasının, betonun aderans direnci üzerinde olumsuz etki yaptığını tespit etmiştir. Örneğin karılıp kalıba yerleştirildikten 3 saat sonra aderans direncinde ortalama %33 bir azalma olduğu gözlenmiştir [50].

Betonun yaşı, aderans dayanımını, gerek beton dayanımının zamanla artması ve gerekse plastikliğinin azalması yönlerinden etkilemektedir.

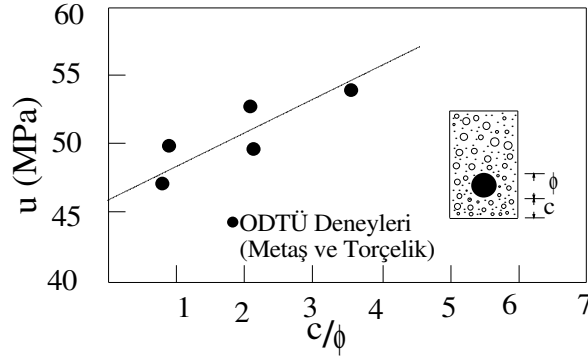
3.2.3. Betonarme Kesit ile İlgili Etkenler

Betonarme kesit ile ilgili aderans dayanımı üzerinde önemli faktörler şunlardır:

a. kenetlenme boyu, b. donatıyı örten betonun kalınlığı, c. çelik çubuğun betonlama sırasındaki konumu ve seviyesi, d. boyuna donatının kesit alanına ve çekme bölgesi alanına göre yüzdesi, e. betonarme kesitin şekil ve boyutları, f. betonarme taşıyıcı sistemin türü, g. çubuğun diğer kesitteki çubuklara göre konumu ve enine donatı gibi betonarme kesitin geometrik özellikleri.

Genellikle donatı çapının belirli bir katı olarak alınan kenetlenme boyunun, aderansı değiştirdiği günümüze kadar yapılan çalışmalarda görülmüştür. Ancak aderans dayanımı kenetlenme boyu ile direkt orantılı değildir, yani kenetlenme boyunun belli bir oranda artmasıyla, aderansın da aynı oranda artacağı beklenemez. Çünkü aderans açısından önemli olan, yeterli kenetlenme boyunun sağlanmasıdır.

Donatı etrafındaki beton örtünün kalınlığı, özellikle aderansı geliştirilmiş çubuklarla donatılmış betonarme elemanlar için önemlidir. Beton örtü kalınlığının, yaklaşık donatı çapının üç katından daha az olduğu durumlarda, yapısal açıdan tehlike arz etmeyen yarıma göçmesi meydana gelmektedir [51]. Yarıma göçmesinin daha iyi anlaşılması bakımından, iç basınç altındaki boru analogisinden hareket edilirse, betonda oluşan radyal çekme gerilmesinin beton örtü kalınlığı ile ters orantılı olduğu görülür. Aderans dayanımının beton örtü kalınlığı ile değişimi ise, Şekil 3.2' te görülmektedir [52].



Şekil 3.2 Beton örtü kalınlığının aderans dayanımına etkisi

Betonlama sırasında düşey duran çubukların aderans dayanımının yatay olanlara oranla daha yüksek olduğu yapılan deneylerle saptanmıştır (%50 fazla olduğu ileri sürülmüştür). Ancak nervürlü düşey bir çubuk betonlamanın yapıldığı yönde çekilecek olursa, yatay çubuğa kıyasla daha büyük kayma göstermektedir. Dayanımı etkilemeyen bu olayın nedeni, döküm sırasında çubuk çıkıntıları altında oluşan, sünger andıran gevşek beton kütleleridir [53].

Enine donatı ise, nervürlü çubukların aderansını etkileyen en önemli faktörlerden biridir. Bu donatı beton kütleyle sararak, yarılmaya karşı dayanımı önemli ölçüde arttırmakta olup, yarıma çatlaklarının açılmasını da sınırlamaktadır.

Donatıyı saran betondan çubuk eksenine dik basınç gerilmesi, aderansı büyük ölçüde olumlu yönde etkilemektedir. Ayrıca betonun boyuna doğrultuda çekmeye çalışması ise, enine doğrultuda bir büzülme oluşturmaktadır. Bu olay da rötreye benzer şekilde, betonun donatıyı sıkıştırması ile aderans dayanımının artmasına önemli katkıda bulunur.

3.2.4 Kesitin Mekanik Özellikleri ile İlgili Etkenler

Donatıdaki çekme veya basınç gerilmelerinin büyüklüğü ve çubuğu saran betonun çubuk eksenine doğrultusundaki ve bu eksene dik doğrultudaki gerilme durumları, aderansı etkileyen önemli etkenlerdendir.

Aderans gerilmesi, donatıdaki çekme veya basınç gerilmesinin bir fonksiyonu olmasından ayrı olarak, çubuk boyunca oluşan gerilme yayılımının değişmesinden de etkilenmektedir.

Çubuğu saran betondan çubuk eksenine dik basınç gerilmesi, aderansı büyük ölçüde olumlu yönde etkilemektedir. Ayrıca betonun boyuna doğrultuda çekmeye çalışması ise, enine doğrultuda

bir büzölme oluşturmaktadır. Bu olay da rötreye benzer şekilde, betonun donatıyı sıkıştırması ile aderans mukavemetinin artmasına önemli katkıda bulunur.

3.2.5 Diğer Etkenler

Bu etkenler arasında zorların etkisi ve yükleme hızı gibi zamanla ilgili etkenler, yorulma ve elektro-kimyasal etkenleri sayılabilir.

Zamanla ilgili etken denilince, betonda büzölmeye ek olarak, kalıcı yük altında oluşan sünme etkisi söz konusu olmaktadır. Aderans direncinin, bu kalıcı zorların etki süresi arttıkça azaldığı ve bu azalmanın bir asimtota ulaştığı düşünülmektedir. Yükleme hızı ise, aderans dayanımı üzerindeki etkisini beton ve çeliğin birbirlerine göre kaymalarıyla gösterir.

Malzemenin diğer bütün mekanik özellikleri gibi aderans direnci de dinamik ve tekrarlanan yükler altında yorulma göstermektedir.

Elektro-kimyasal etken ile ilgili olarak J. Kolek [54], yaptığı çalışmada demirin haricindeki maddelerden yapılan kalıpların betonlamada kullanılması halinde aderansı azalttığını ortaya çıkarmıştır. Çünkü, donatı demirleri ile farklı madenden yapılmış kalıp arasındaki potansiyel farktan dolayı bir pil oluşmakta; bu da donatı çevresinde aderansı büyük ölçüde azaltan gaz kabarcıklarının meydana gelmesine yol açmaktadır.

3.3 Aderans Çeşitleri

Beton bir bloğa bir çelik çubuk gömülsün ve beton sertleştikten sonra çekip çıkarılmak istensin. Çelik çubuğun beton içindeki bir noktasında çelik uzaması (çekme kuvveti, betonun rötresi, sünmesi gibi tesirlerin etkisi dahil olmak üzere) ϵ_c ve bu noktada çelikle temasta olan beton lifteki uzama da ϵ_b olsun.

İki malzeme arasında kayma olmadığına göre,

$$\epsilon_c = \epsilon_b \quad (3.3)$$

bağıntısı yazılabilir. Bu tanım, beton bir bloğa gömülmüş, bir çelik çubuk ile beton arasındaki aderansın, birim uzamalar tipinden ifadesidir. Bu bağıntı gergilere ve eğilmeye maruz elemanların

çekme bölgelerinde uzamanın belirli bir değerine kadar doğrudur. Betonun uzama limitinin çeliğin uzama kapasitesi yanında çok küçük olması nedeniyle, çelikte uzamalar belirli bir değeri geçince beton çatlaklar ve (3.3) bağlantısı çatlama yerlerinde geçerliliğini kaybeder. Bu tip elemanlarda eleman boyunca mevcut çatlakların çubuk hizasındaki genişlikleri toplamının çubuk boyunca oranı ϵ_o olsun. Çelikle beton arasında kayma olmadığını gösteren ve aderansı deformasyonlar tipinden ifade edildiği bağıntı, bu defa

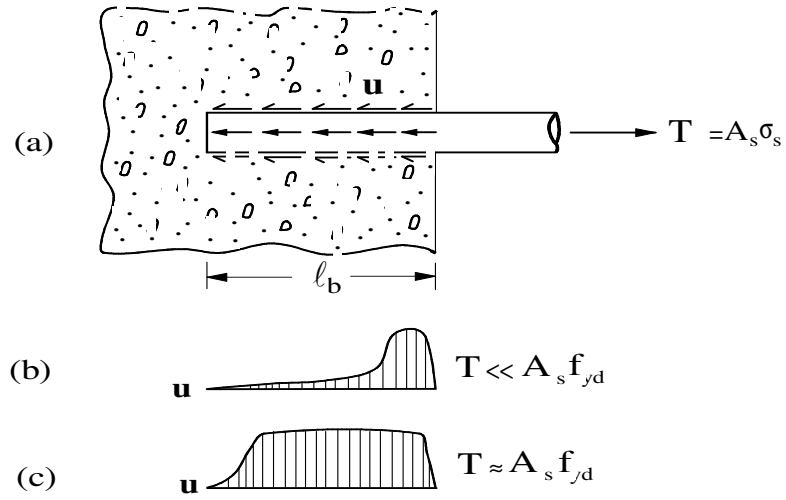
$$\epsilon_e = \epsilon_b + \epsilon_o \quad (3.4)$$

olarak yazılabilir. Buna göre betonarme elemanlarda aderansın, birbirinden farklı iki şekilde var olduğu söylenebilir.

1. Betonarme bir bloğa gömülmüş, ankre edilmiş çubukların maruz kaldığı çekme veya basınç kuvveti ile çıkıp gelmesine engel olan aderans. Bu tür aderansa kenetlenme (ankraj) aderansı denir ve bunun için (3.3) bağıntısı geçerlidir.
2. Betonarme bir taşıyıcı elemanda iki malzemenin beraber çalışmasını temin eden ve böylece o elemanlarda çatlama durumunun şekli üzerinde en önemli rolü olan aderans. (örneğin eğilmeye maruz bir kirişte çekme donatısı ile gövde betonu arasındaki aderans.) Eğilme aderansı denen bu aderans türü için (3.4) bağıntısı geçerlidir [55].

3.3.1 Kenetlenme Aderansı

Kenetlenme, beton örtünün yarılması ile beraber çubuğun sıyrılması sonucu elde edilecek test sonuçlarına dayanan çekip-çıkarma deneyleri ile değerlendirilebilir. Betonarme bir elemandaki donatı, beton kütle içine yeterli uzunlukta gömülmüşse, çubuğu çekip çıkartmak mümkün olmaz. Gömülme boyunun yeterli olmadığı durumlarda ise, çubuk yüzeyinin geometrisine bağlı olarak çubuk sıyrılıp çıkabilir veya beton kütleyle yarılar. Çubuğun betona gömülü uzunluğuna “kenetlenme boyu” ve bu tür aderansa da “kenetlenme aderansı” denir. Kenetlenme boyunun yeterli olabilmesi için, donatı akma gerilmesine ulaştığında çubuk betondan sıyrılmamalı ve betonu yarmamalıdır.



Şekil 3.3 Betona gömülü donatı çubuğunda kenetlenme boyunca etkiyen aderans gerilmeleri

$$\sum u = T$$

$$u(\pi\phi)\ell_b = A_s f_{yd}$$

$$u\pi\phi\ell_b = \frac{\pi\phi^2}{4} f_{yd}$$

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4u} \quad (3.4)$$

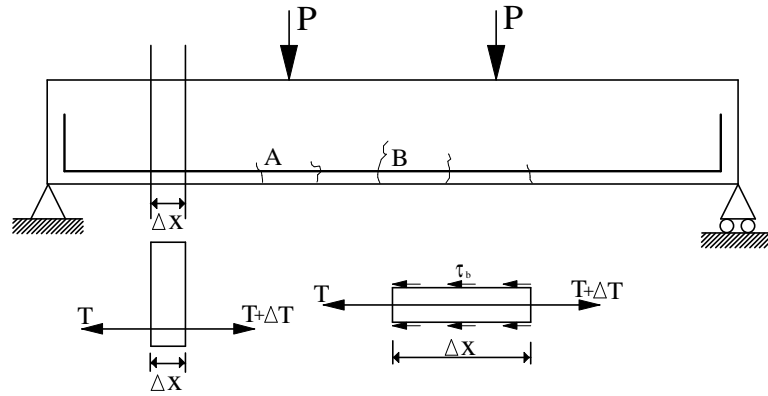
Şekil 3.3'deki beton kütleyle gömülü olan çubuğa kenetlenme boyunca etkiyen (τ_b) bağ kuvvetleri, uygulanan ($T = A_s \sigma_s$) çekme kuvvetini dengelemek durumundadır. Yeterli kenetlenmenin sağlanması için $\sigma_s = f_{yd}$ olduğunda, çubuk çevresinde oluşan bağ kuvvetlerinin toplamının çekme kuvvetine eşit olması gerekir ($\sum \tau_b = A_s f_{yd}$). Fakat aderans gerilmelerinin kenetlenme boyunca düzgün yayılmadığı ve gerçek dağılımın birçok değişkene bağlı olduğu yapılan deneylerde görülmüştür. Bu nedenle temel kenetlenme boyunun hesabı zorlaşmaktadır. Aderans gerilmeleri kenetlenme boyunca düzgün yayılı olsaydı veya bu gerilmelerin dağılımı kesin olarak bilinseydi, gerekli kenetlenme boyunun hesabı oldukça kolay olurdu. Burada A_s donatı kesit

alanını, f_{yd} çelik donatının akma gerilmesini, T çekme kuvvetini, τ_b aderans gerilmesini ve σ_s donatıdaki gerilmeyi göstermektedir.

Deneyssel ve teorik incelemeler, çubuğun kenetlenme türünün ve farklı sargıların, kenetlenme üzerinde önemli etkiye sahip olduklarını göstermiştir. Bu amaçla yapılan bir çalışmada, kenetlenme uzunluğu boyunca çubuk gerilmesi ve kayma dağılımı, kenetlenme türüne bağlı olarak karşılaştırılmıştır. Yeterli enine donatı, düz kenetlenmede olduğu gibi, kancalı ve enine kaynaklanmış düz yüzeyli çubuk durumunda da daha az kenetlenme uzunluğu ile aynı çubuk gerilmesi sağladığı görülmüştür [56].

3.3.2 Eğilme Aderansı

Eğilmeye çalışan bir betonarme elemanda momentin bir kesitten diğerine değişebilmesi için, donatıdaki gerilmenin de değişmesi gerekir. Şekil 3.4’ da gösterildiği gibi, donatıdaki gerilmenin değişebilmesi, ancak donatı çevresinde oluşan ve aderans gerilmesi olarak adlandırılan kayma gerilmeleri ile mümkündür. Denge koşulu nedeniyle Δx uzunluğundaki çubuk çevresindeki etkiyen aderans gerilmelerinin toplamı, çubuğun iki ucundaki çekme kuvvetleri farkına eşit olmalıdır.



Şekil 3.4 Eğilme Aderansı

$$\tau_b(v)\Delta x = \Delta T = \frac{\Delta M}{z}$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta x} = V \text{ kesme kuvveti değeri yerine yazılırsa,}$$

$$\tau_b = \frac{V}{z(v)} \quad (3.7)$$

(3.7) bağıntısında τ_b aderans gerilmesi, v , çelik donatının çevre uzunluğu ve V de kesme kuvvetidir.

3.4 Aderans Deneyleri

Bu konuda yapılan deneyler genelde dış aderans denilen direkt aderansla ilgili özellikleri (kenetlenme, bindirmeli ekleme, sınır gerilme) konu alan çekip-çıkarma (pull-out) deneyleri ile iç aderans denilen çatlama özelliklerini konu alan kiriş deneyleri olmak üzere iki türdür. Yaygınlığı daha az olan itip-çıkarma (push-out) deneyleri de yapılmaktadır.

3.4.1 Çekip-Çıkarma Deneyi

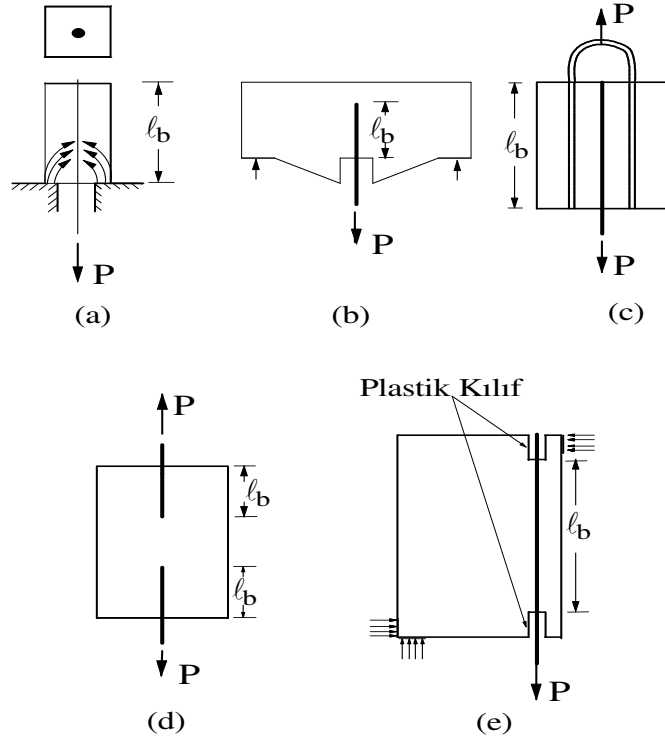
Aderans deneyleri arasında en eskisi, en yaygın olarak kullanılanı, en basit ve en pratik olanı eksenel çekip-çıkarma deneyleridir (Şekil 3.5). Bu deneyde alt tabandan mesnetlenmiş prizmatik veya silindirik bir beton kütlesi içine yerleştirilmiş olan çelik çubuk, alt serbest ucundan, eksenini doğrultusunda üniform artan bir P kuvveti ile betondan çekilip çıkarılmaya çalışılır. Çubuğun yüksüz ve yüklenmiş uçlarının beton kütlesine göre kaymaları (sıyrılma) P ile bağıntılı olarak ölçülür. Bu ölçmeler ile çelik gerilmesine bağlı gerilme-sıyrılma diyagramları elde edilmektedir. Ayrıca değişik kenetlenme boyları kullanılarak yapılan deneylerle kenetlenme boyunun belirlenmesi de mümkündür.

Bu tür deney elemanında donatıya dik kesme kuvvetinin bulunmayışı, mesnetin uyguladığı yerel basınç gerilmeleri ve beton örtüsünün gerçekte olandan çok büyük olması ve çekme çatlaklarının oluşmaması gibi sakıncalar söz konusudur. Bu sebeple bu deney elemanı aderans dayanımı ve kenetlenme boyunun saptanmasında uygun değildir. Ancak iki tür donatının izafi aderans ve kenetlenme özelliklerinin saptanıp karşılaştırılmasında bu tür deneyden yararlanılabilir.

Eksenel çekip-çıkarma deneylerinde gözlenen sakıncaları gidermek amacı ile bazı değişiklikler yapılarak, yeni deney elemanları geliştirilmiştir. Bunlardan bazıları Şekil 3.5 de gösterilmiştir.

Şekil 3.5 (b), (c) ve (d)'de gösterilen deney düzeneklerinde, mesnet nedeni ile donatı çevresinde oluşan yerel basınç gerilmeleri yok edilmiş, ancak sakıncalar giderilememiştir. Şekil 3.5 (e)'de gösterilen eksantrik çekip çıkarma deneyinde eksenel çekme elemanı için sayılan sakıncaların bir çoğu yok edilmiştir. Bu deneyde, beton örtü kalınlığı gerçekçi olarak

ayarlanabilmekte ve yerel basınç gerilmeleri, uçlarda donatıya geçirilen kılıflarla yok edilebilmektedir. Ayrıca, donatıya dik kesme kuvvetinin bulunması ve eğilme nedeni ile çatlamanın olabilmesi, bu deney türünün daha gerçekçi olmasını sağlamaktadır [57].



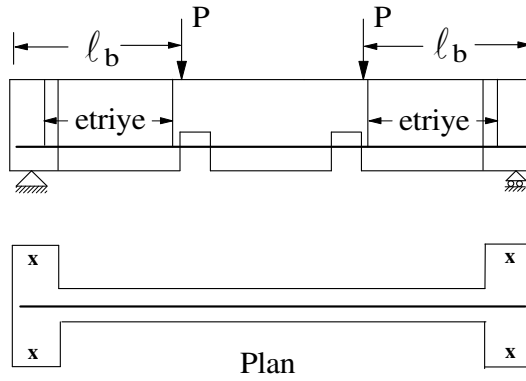
Şekil 3.5 Çekip-Çıkarma (Pull-out) Deneyleri

3.4.2 Kiriş Deneyleri

Çekip-Çıkarma deneylerinin eğilmeye çalışan bir elemandaki gerçek durumu yansıtamamasından dolayı kiriş deneyleri geliştirilmiştir. Özellikle eğilme çekme çatlaklarının aderans davranışını etkilediği kabul edildiğinden beri, çekip-çıkarma deneyleri, kiriş testlerinden daha az güvenilir olarak dikkate alınmıştır. Kiriş deneylerinden en yaygın olarak kullanılanları, Bureau of Standards Deneyi, Texas Deneyi, Standard Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi ve büyük boyutlu betonarme kirişler üzerinde yapılan Kiriş Çatlama Deneyidir.

3.4.2.1 Bureau of Standards Deneyi

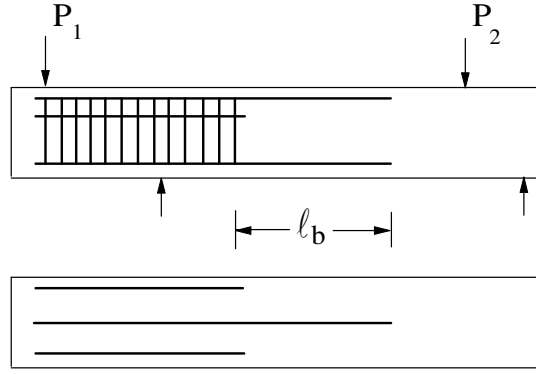
Kenetlenme boyunun saptanmasında daha gerçekçi şartları sağlayan bir deney türüdür. Şekil 3.6' de gösterilen Bureau of Standards deney elemanında kesme kırılmasını önlemek için aşırı etriye kullanmak gerekmektedir. Bu durum ise aderansı büyük ölçüde etkilemektedir. Dolayısıyla, gerçeğe daha yakın sonuçlar elde etmek açısından önemli bir sakınca doğmaktadır.



Şekil 3.6 Bureau of Standards deneyi

3.4.2.2 Teksas Deneyi

Bureau of Standards deneyine benzer şekilde kenetlenme boyunun incelendiği bu deney türünün sakıncası, donatının gerçekte bağdaşmayacak genişlikte bir beton kütleyle gömülmüş olmasıdır (Şekil 3.7). Bu kiriş tipinde de başlıca önemli olan, donatıyı örten betonu sınırlayabilecek olan mesnetin uyguladığı yerel basınç gerilmelerinin önlenmesidir. Böylece, yarıлма göçmesinin önlenmesi ortadan kaldırılmaktadır.

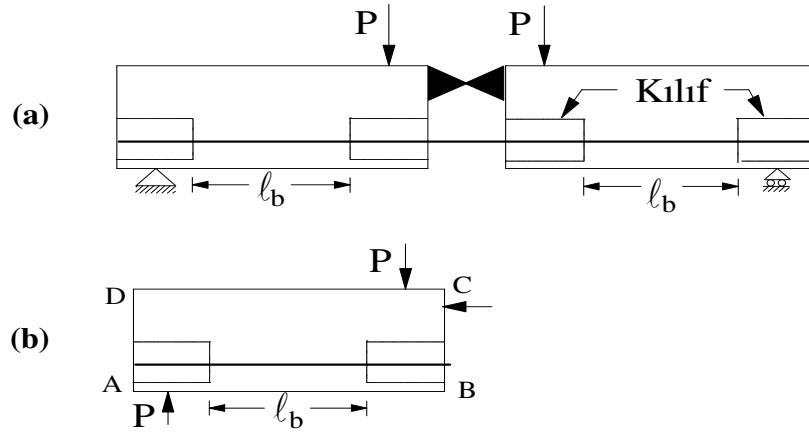


Plan

Şekil 3.7 Teksas deneyi

3.4.2.3 Standard Belçika Mafsallı Kiriş Deneyi

Donatı çubuklarının çekme durumundaki betonla sarılı olmalarını sağlayan bu tür bir deney elemanı ile gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edilebilir. Kiriş ortasındaki mafsalın amacı, çubuğa etkiyen kuvvetin kesin olarak belirlenmesidir (Şekil 3.8). Denenen çubuklara etkiyen kuvvet, epruvete yüklenen P kuvveti ile orantılı olup, kademeli olarak arttırılmaktadır. Kademeler çubukta belirli çekme gerilmeleri oluşturmak üzere düzenlenmiştir.



Şekil 3.8 Standart Mafsallı Belçika Deneyi

Şekil 3.8 b deki serbest cisim diyagramından görüleceği gibi, bu deney elemanının yarısı, Şekil 3.5(e)'de gösterilen eksantrik çekip-çıkarma deney numunesine benzemektedir. Ancak,

O.D.T.Ü.' de yapılan deneyler, bu iki tür deney elemanından elde edilen sonuçların oldukça farklı olduğunu göstermiştir. Belçika deneyinde, mesnet ile yük uygulanan nokta arasındaki deplasman farkının, eksantrik çekip-çıkarma deneyine oranla çok fazla olması, iki deney türü arasındaki tek fark olduğundan, gözlenen dayanım farkı bu nedene bağlanmıştır. Daha sonra özel bir deney düzeni geliştirilerek, eksantrik çekip çıkarma deneyinde, Belçika deneyine yakın deplasmanlar verildiğinde, sonuçların birbirine yaklaştığı gözlenmiştir [41].

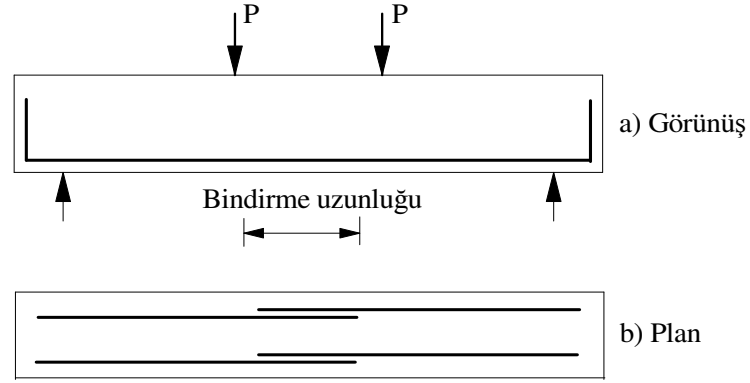
3.4.2.4 Kiriş Çatlama Deneyi

Eğilme çekme çatlaklarının aderans davranışını etkilediği kabul edildiğinden beri, bu tür deney testleri daha çok önem kazanmıştır. Bu deney tipinde, belirli bir türdeki donatının kullanılmasıyla oluşan kiriş çatlama durumunun incelenmesi ve donatıdaki gerilmenin tespiti esastır. Genellikle dikdörtgen kesitli olarak alınan bu betonarme deney kirişi, belli bir L açıklığında iki mesnete oturtulmaktadır. Yükleme, düşey, simetrik ve belli bir aralıkta olan iki tekil yük aracılığıyla yapılmaktadır. Yükleme esnasında, açıklık ortası sehim ölçümlerinin de yapılabilmesi bu deney türüne ayrı bir önem kazandırmaktadır. Bu deney türünde, test numunesinin büyük boyutlu olması ve dolayısıyla daha gerçekçi sonuçlara götürmesi oldukça önemlidir .

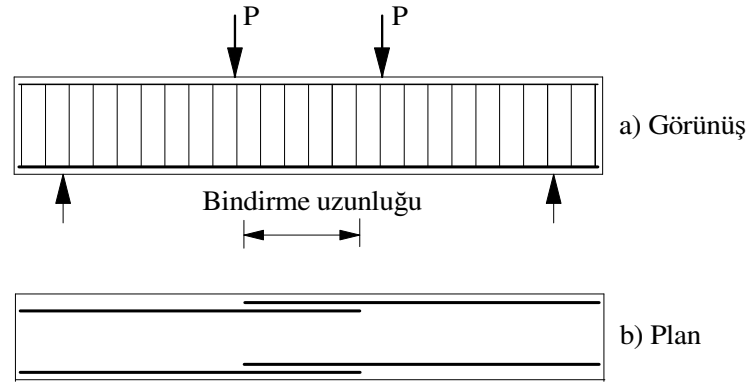
Şekil 3.9'de görüldüğü gibi, çekme donatısı, sabit moment bölgesinde bindirmeli ekli olarak yerleştirilmektedir. Böylece nihai yükte, donatı akmadan önce, yarıma göçme modu ile numunenin göçmesi söz konusu olmaktadır. Bu durum ise, bindirmeli ekli donatıların maksimum kapasitesine ulaştığını göstermektedir. Dolayısıyla aderans dayanımı direkt olarak donatıda meydana gelen gerilmeden tayin edilebilmektedir [58].

Bu çalışmada da kullanılan bu deney türü, pratikte karşılaşılabilecek ve aderans dayanımını etkileyen bir çok faktörün (donatı çapı ve yüzey şekli, beton basınç mukavemeti, kenetlenme ve ekleme uzunlukları, beton örtü kalınlığı, çelik çubuğun betonlama esnasındaki konumu, enine donatı, yükleme durumu ve hızı v.b.), değişken parametre olarak incelenmesini sağlaması açısından büyük bir avantaja sahiptir.

Diğer taraftan, yapılan bu çalışmada donatı detaylandırması kapsamlı tutularak (etkiye ve montaj donatısı) daha gerçeğe yakın bir kiriş davranışı amaçlanmıştır (Şekil3.9)



Şekil 3.9 Çekme donatısı sabit moment bölgesinde bindirmeli ekli olarak yerleştirilmiş kiriş deneyi



Şekil 3.10 Etriye, montaj donatılı ve çekme donatısı ekli olarak yerleştirilmiş kiriş deneyi

3.5 Çatlama Olayı

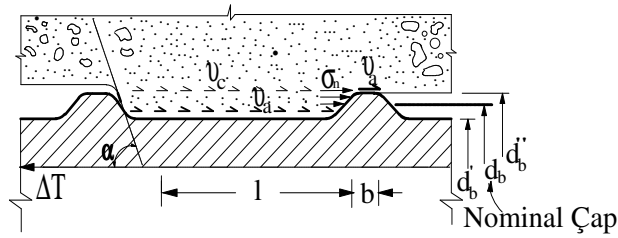
Betonun çekme altındaki kopma uzaması değerinin çeliğe göre çok düşük olması ($\epsilon_{ck}=0.0001$), betonun, donatı çubuklarının şekil değiştirmesini belirli bir sınır gerilmeden sonra izleyememesi çatlama sonucunu doğurur.

Aderansı geliştirilmiş yüksek mukavemetli çeliklerle donatılan yapılarda, servis yükleri altındaki çatlama rahatça gözlenebilecek bir düzeydedir. Donatı çubuğunun betona nervür kuvvetleri aracılığıyla tutunması kaymayı azalttığından, betonun, çeliğin uzamasını takip

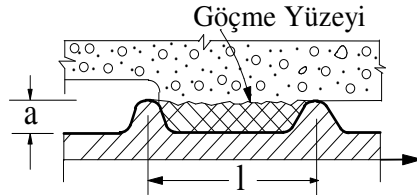
edememesinden ileri gelen çatlakların sayısı artar. Böylece çeliğin toplam uzaması ile betonun toplam uzaması arasındaki fark, az açılmış çok sayıda çatlağa bölünmüş olur [59].

3.5.1 Aderansta Göçme Mekanizmaları (Sıyrılma ve yarıлма)

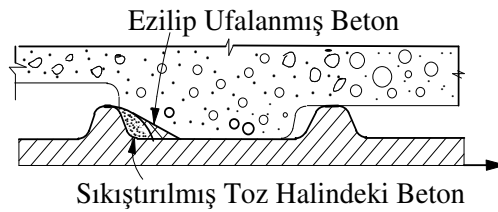
Aderansı geliştirilmiş yüksek mukavemetli donatı çubuğu kullanılması durumunda beton ile donatı arasındaki bağ ve etkileşim ile ilgili olarak oluşan gerilmeler söz konusudur. Nervürlü çubuğun komşu iki dişi arasında sağlanan aderans direnci, bölgesel seviyede, kimyasal adezyon nedeniyle çubuk yüzeyinde oluşan kayma gerilmesi (v_a), iki nervür arasındaki silindirik beton yüzeyi üzerindeki kayma gerilmesi (v_c), beton basınç mukavemeti (f'_c) ve nervür yüzüne etkiyen basınç gerilmesine (σ_n) bağlıdır (Şekil 3.11a).



a) İki komşu nervür arasında oluşan gerilmeler



b) Nervürlerde kesme sıyrılması göçme modu



c) Bölgesel ezilme ile betonun yarılanması sonucu oluşan göçme

Şekil 3.11 Nervürlü çubuğun iki çıkıntısı arasındaki bölgesel davranış [60]

Rehm (1961), aderans probleminin birçok yönlerinin dişler arası uzaklık (l) ile diş yüksekliği (a) oranı geometrik parametresine göre ele alınabileceğini göstermiştir. Park ve Paulay (1975), Rehm' in bulguları ışığında ve l/a değerine göre aderans göçüşünü veren iki türlü mekanizmayı önermişlerdir [61].

Aderans göçüş türü üzerinde belirleyici olan l/a oranı, yaklaşık olarak 10' dan daha az olduğu zaman beton kesme kuvveti, tipik olarak sıyırılma davranışına sebep olacaktır ve çubuk Şekil 3.11b'de gösterildiği gibi sıyırılacaktır. Yani, göçme, donatının dişler arasındaki parçalanmış beton ile birlikte sıyrılıp çıkması ile gerçekleşecektir. Bunun yanında, sıyırılma göçmesi, beton örtü kalınlığının donatı çapından çok büyük olması ($c > 3\phi$) veya yarılma kuvvetine karşı koyan etkili enine basınç olması durumunda da meydana gelmektedir. Bu çalışmada da kullanılan donatı çubuklarında olduğu gibi, l/a oranı 10' dan büyük olduğu zaman, parçalanıp ufalanan betonun, nervürün önünde daha büyük kayma değerlerinde yarılma çatlaklarına neden olabilecek bir kama oluşturduğu görülmektedir (Şekil 3.11c). Böylece, donatının sıyırılma davranışı, yarılma çatlakları oluşacak şekilde kendini gösterir ve yapısal açıdan tehlike arz eden sıyrılıp-çıkma davranışı önlenmiş olur. Yani, donatı çubuğunun çevresini saran betona göre relatif kayması sonucu, nervürlerin betonda oluşturduğu düşey radyal çekme kuvvet beton örtü üzerinde halka gerilmeler oluşturur. Aderans kuvvetinden kaynaklanan söz konusu çekme kuvveti, beton çekme kapasitesini aşarsa, beton kaplamanın yarılması sonucu, aderans göçmesi oluşur.

Bunun yanında, söz konusu bu kamanın üst yüzeyi boyunca sıyırılma olabileceğinden yarılma çatlakları oluşabilmesi için Şekil 3.11a' da gösterilen α açısının 40° den büyük olması koşulunun sağlanması zorunludur [60].

Donatı çubuğunun sıyırılması, nihai davranışı ve yapı elemanlarının kırılmasını etkileyen başlıca faktörlerden biridir. Sıyırılma davranışı, yukarıda da değinildiği gibi, çubuk özelliklerinin (geometrisi ve çelik tipi), beton özelliklerinin, beton örtü kalınlığının, ve enine donatı miktarının bir fonksiyonudur.

3.5.2 Aderans Mekanizmaları

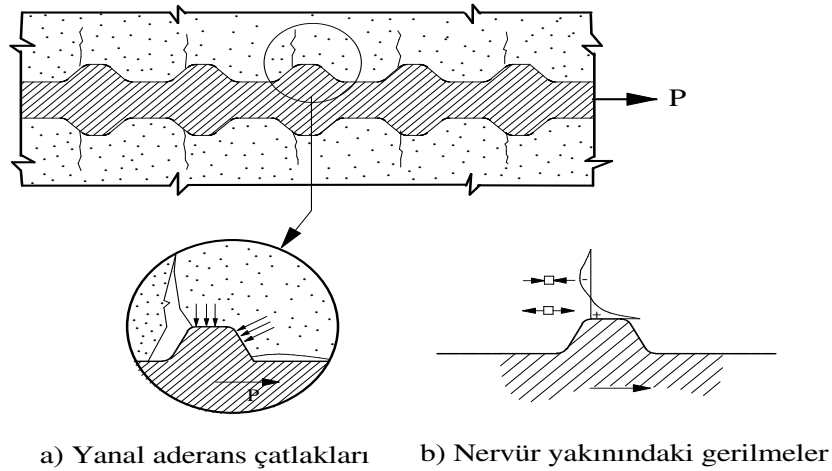
Aderans mekanizmaları sırasıyla, donatı ile beton arasındaki bağı sağlayan kimyasal yapışmanın çözülmesi ve sonuçta donatının betondan sıyırılması ile meydana gelir.

Kimyasal adezyon, nervürlü çubuk kullanılması durumunda ortalama aderans gerilmesinin çok küçük değerlerinde kaymaya karşı koyan tek mekanizma olmaktadır. Kimyasal adezyon

nedeniyle beton, aralarında relatif bir kayma olmaksızın veya ihmal edilecek bir kayma olacak şekilde çelikle aynı deformasyonu yapar. Kimyasal adezyonun göçmesine neden olan aderans gerilmesi, Mikhailov ve Taylor-Broms' a göre $0.5 - 1.5 \text{ N/mm}^2$ arasında olmaktadır [62].

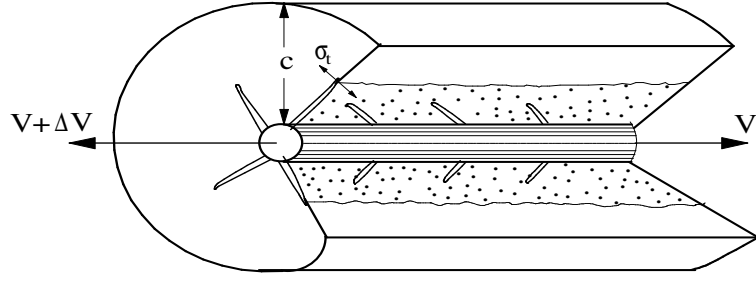
Kimyasal adezyon, ortalama aderans gerilmesinin artan değerlerinde nervürlerin kamalama etkisi oluşturan davranışı nedeniyle göçmeye başlamaktadır. Bu arada nervürlerin kamalama etkisi sonucu beton, kayarak çubuktan sıyrılma durumuna gelmektedir (Şekil 3.10a)

Kimyasal adezyonun çöküşünden sonraki mekanizma çubuk nervürleri ile beton arasındaki etkileşimden doğmaktadır. Bu etkileşim, nervürlerin altında büyük basınç gerilmeleri ve hemen üstünde ise, enlemesine çatlakların açılmasına neden olan yüksek yerel çekme gerilmelerini meydana getirmektedir (Şekil 3.12b). Bu etkileşim sonucu oluşan ilk çatlaklar, çubuk yakınındaki gerilme durumuna büyük çapta bağlı olarak ve normal basınç uygulanmadığı durumlarda, kayma gerilmesinin $0.5f_{ct}$ ile $0.8f_{ct}$ arasında olan değere ulaşmasıyla hızla büyümeye başlamaktadır [61].



Şekil 3.12 Kimyasal adezyon çöküşünden sonraki mekanizma [61]

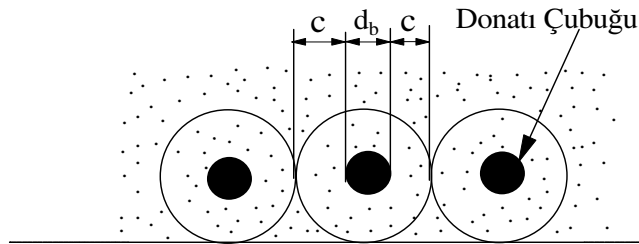
İlk çatlamadan sonra beton dayanımını azaltan ve kaymayı arttıran enine çatlaklar, nervürlerin önünde ezilmiş durumda ve üçgen bir şekil almış olan parçalanmış beton ile birlikte nervürlü çubukların, etrafını saran beton karşısındaki kama etkisi gösteren davranışlarını arttırıcı bir etki oluşturmaktadır (Şekil 3.11c). Bu kamalama davranışı sonucu, çubuğun etrafındaki beton tabakasında oluşan halka gerilmeleri, çubuk gerilmelerini içine alan düzlemlerde uzunlamasına olarak yer alan yerel yarıma çatlaklarının başlamasına neden olmaktadır (Şekil 3.13).



Şekil 3.13 Enine çatlaklar ve yarıлма çatlakları [63]

Artan çekme yükleri, enine ve uzunlamasına çatlakların artarak yayılmasına neden olmaktadır. Enine çatlaklar çubuk eksenine ile kabaca dik (eksenle çatlaklar arasındaki açı gerçekte genellikle 60° ile 70° arasındadır) açı yapmaktadır. Yarıлма ise, çatlak genişliğinin en büyük olduğu çubuk yüzeyinden başlayarak beton örtü kalınlığının tümünü kapsamaktadır (Şekil 3.12). Hem enine ve hem boyuna oluşan bu çatlaklar, betonu, yekpare konsol kütleler halinde böler (Şekil 3.11).

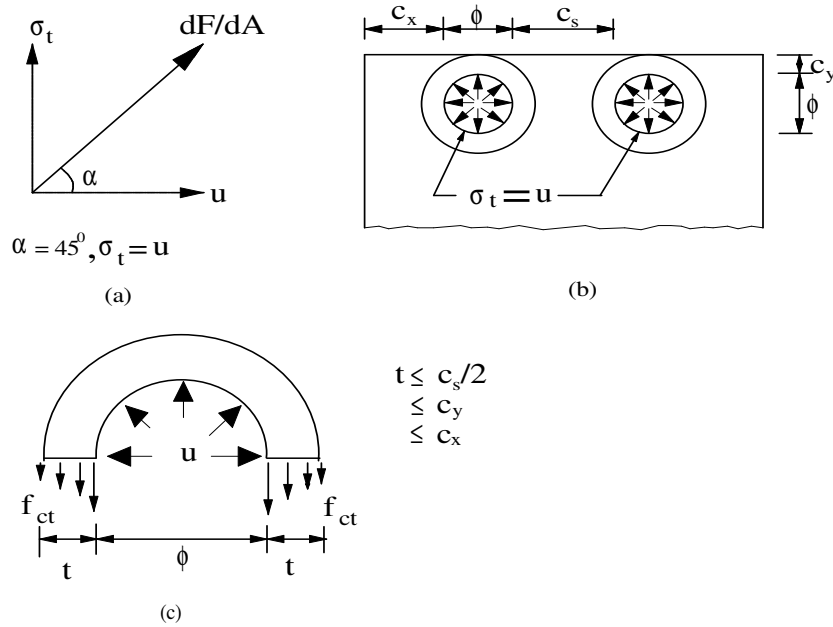
Çubuğu saran betonun yeterli miktarda enine donatı ile sarılması sonucu oluşan enine basınç etkisi söz konusu olduğu durumda aderans göçmesi, yukarıda sözü edilen ve basınç çubuğu gibi davranan beton konsolların çökmesi sonucu oluşur. Eğer enine basınç etkisi oluşturacak donatı yoksa, aderans göçüşü, yarıлма çatlaklarının çubuk üzerindeki beton örtünün tüm kalınlığını kaplar kaplamaz olur.



Şekil 3.14 Beton örtü tabakası

3.6 Aderans Kırılmasının (Yarılma) Mekanizması

Aderans göçüşünün, yarıma ile olması için, kullanılan donatının nervürlü olması, l/a oranının 10' dan büyük olması ve α açısının 40° den büyük olması şartlarının sağlanması gerekir (Şekil 3.11).



Şekil 3.15 Yarıлма kırılmasının modellenmesinde “iç basınçlı boru analojisi”[64]

Yarılma çatlaklarının oluşma mekanizmasını daha iyi açıklamak için iç basınç altındaki boru analogisinden yararlanılabilir. Nervürlü donatıdaki çıkıntıların betona uyguladığı dış kuvvetleri, donatıya dik ve paralel iki bileşene ayrılabilir (Şekil 3.15a). Donatıya dik bileşeni, yarılma gerilmesi, paralel olan ise klasik aderans gerilmesidir. Betona uygulanan dış kuvvetlerinin eğimi genelde 45° dolaylarındadır. Bu sebeple, $\sigma_t = u$ varsayımı yapılabilir.

σ_t gerilmesi, iç basınç etkisi altındaki bir borunun iç basınç şiddetine eşittir. Kamalama kuvvetlerinin bu radyal bileşkeleri (σ_r), boru olarak düşünebileceğimiz beton örtü tabakasına basınç kuvvetleri şeklinde etkir (Şekil 3.15b). Bu beton örtünün (borunun) birimleri olarak tasarlanabilecek beton halkalarda ise, çekme gerilmeleri oluşur (Şekil 3.15c). Yarılma olarak adlandırılan kırılma, betonda oluşan bu çekme gerilmelerinin, betonun çekme dayanımını aşması sonucu oluşur ve ana

donatı boyunca çatlama şeklinde görülür. Yarılma çatlaklarının tüm çubuk eksenini boyunca yayılmaları ile sonuçlanan bu göçüş ani ve tahripkar olmaktadır.

Bu tür kırılmanın modellenmesinde uygun görülen “iç basınçlı boru analojisi” için bazı geometrik özelliklerin tanımlanması gerekir. Boru iç çapının donatı çapı olması, boru et kalınlığının, donatı çubuğu ile en yakın beton yüzü arasındaki uzaklık olarak alınması uygun olacaktır (Şekil 3.15b).

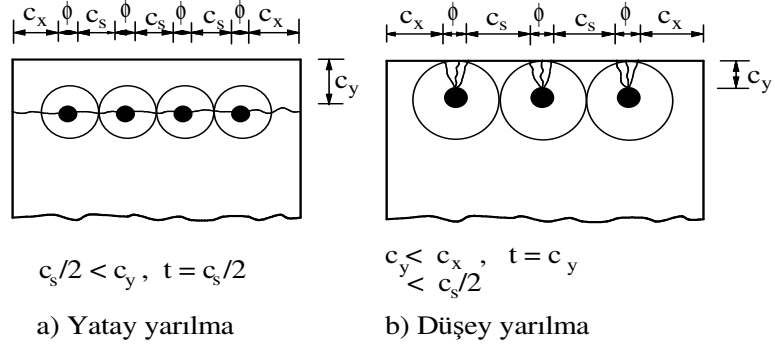
Eğer donatı ile betonarme elemanın yan yüzü arasındaki uzaklık, betonun alt yüzüne olan uzaklıktan az ise, et kalınlığı c_x alınmalıdır. Aynı şekilde iki donatı arasındaki uzaklık $2c_x$ ve $2c_y$ ’den küçük olması durumunda et kalınlığı $t = c_s/2$ olarak alınmalıdır. Yani boru et kalınlığı $c_s/2$, c_x ve c_y ’den en küçük olanı alınmalıdır. Bu durumda borunun dış çapı, $(\phi + 2t)$ olur ve $\sigma_t = u$ olduğundan iç basınç u olarak alınabilir.

u iç basıncı etkisinde, kalın çeperli bir silindirde oluşan maksimum ve minimum çekme gerilmelerinin ortalaması, Şekil 3.15c’den faydalanarak Denklem (3.3) ile ifade edilebilir.

$$f_{ct} = \frac{ur_1}{\left(\frac{r_2}{r_1}\right)r_2 - r_1} \left(1,5 + 0,5 \frac{r_2^2}{r_1^2}\right) \quad (3.3)$$

Burada r_1 , boru iç yarıçapını ($r_1 = \phi/2$), r_2 dış yarıçapını ($r_2 = \phi/2 + t$) göstermektedir (Ersoy ve Atımtay, 1975).

Çekmeye maruz aderansı geliştirilmiş donatının betondan sıyrılması ve yukarıda bahsedilen şartlar göz önüne alındığında, betonarme bir kirişte aderans nedeni ile meydana gelecek yarılmanın, donatı sıklığına bağlı olarak değişeceği açıktır. Bu durumda yarılma, donatı dizisi düzeyinde yatay bir düzlemde veya donatı çubuklarının beton örtüyü yırtması ile düşey bir düzlemde oluşabilir (Şekil 3.16a, b). Yarılmanın nasıl olacağı c_s/c_y oranına bağlıdır. Yani, $c_s/c_y > 2.0$ olduğunda yatay yarılma, $c_s/c_y < 2.0$ olduğunda ise, düşey yarılma (beton örtünün yırtılması) meydana gelir. Prof. Ferguson’ un deneyleri bu yargının doğruluğunu kanıtlamaktadır [65].

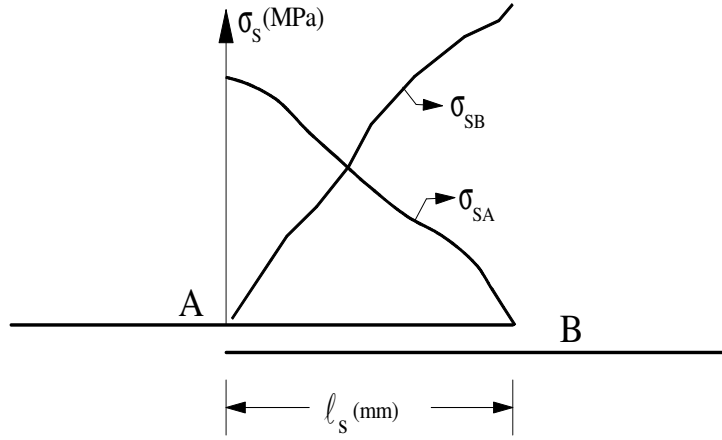


Şekil 3.16 Yarıılma çatlakları [65]

3.7 Bindirmeli Eklemeler

Yapım zorlukları ile ilgili teknik zorlamalar ve taşınmada kolaylık sağlamak amacıyla betonarme çelik çubukların boyları belirli sınırları aşmaz. Fakat uygulamanın üretilen donatı boylarından daha uzun olmasını gerektirmesi durumunda, çubukların eklenmesi yoluna gidilir. Başka pratik zorunluluklar da çubukların eklenmesini gerektirebilir. Çekme donatısında yapılan bindirmeli eklerde düz yüzeyli çubuk kullanılıyorsa, kanca yapılması zorunludur. Nervürlü çubuklar için böyle bir zorunluluk yoktur.

Bindirmeli eklemelerde gerilme, bir çubuktan diğerine aktarılmaktadır. Şekil 3.17’de gösterildiği gibi, bu aktarma tek bir noktada sağlanamaz. Bindirme boyu kısa tutulduğunda, aşırı gerilme yığılmaları kaçınılmaz olur. Bu nedenle yönetmeliklerde, minimum bindirme boyu, “temel kenetlenme boyu” ℓ_b ’ye göre belirlenir.



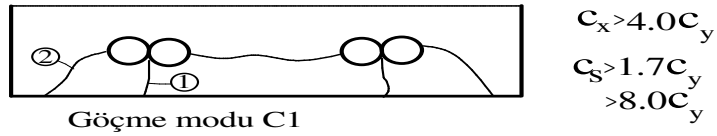
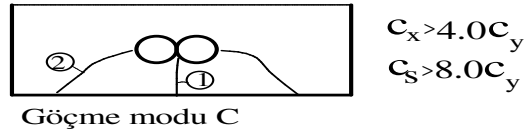
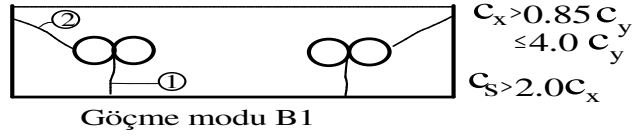
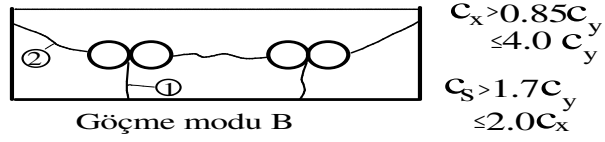
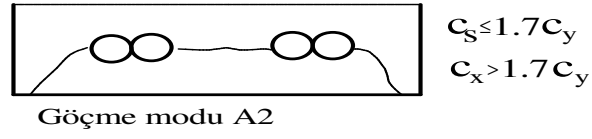
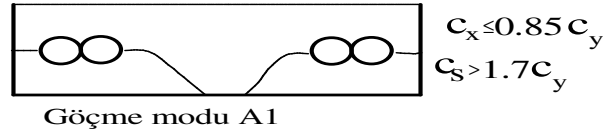
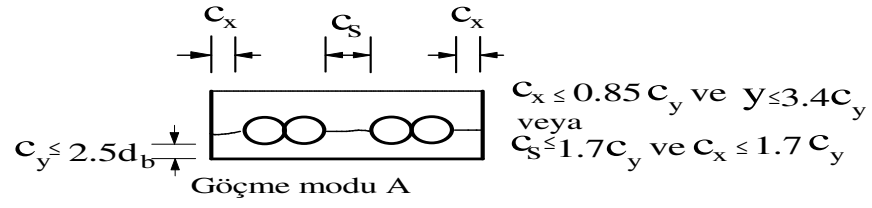
Şekil 3.17 Bindirmeli eklemelerde çubuklardaki gerilmelerin birinden diğerine aktarılması [65]

Eklenmiş çubuklarda meydana gelen gerilmeler sonucu, olası yarıлма çatlak modelleri Şekil 3.18’de gösterilmektedir. Şekil 3.19’de, eğilmeye maruz bir elemanda eklenmiş çubukların, beton örtüyü yararak kırılmaya fazlasıyla eğilimli durumda olan beton ve çelik ara yüzeyinde, yüksek kontak gerilmeleri ürettiği görülmektedir.

Ayrıca donatı çubuk gerilmesi, beton basınç mukavemeti, yan ve alt beton örtü kalınlığı, enine donatı miktarı ve aderans durumu gereken ekleme uzunluğunun belirlenmesinde önemli etkiye sahiptirler.

Yapılan test sonuçlarına göre, gerekli ekleme uzunluğu, donatı aralığının ve etriye miktarının artmasıyla azalmaktadır. Bunun yanında, boylamasına uzun çatlaklardan sakınmak için minimum enine donatı kaçınılmazdır [66]. Bununla beraber, enine donatı olarak düz çubuklar (duvarlarda ve döşemelerde eklemeler için yaygın olarak kullanılır), gerekli bindirme uzunluğu üzerinde hemen hemen hiçbir etkiye sahip değildir.

Kenetlenme davranışı ve uzunluğu ile ekleme davranışı ve uzunluğunu farklı kabul edilmektedir [14]. Bununla beraber, CEB-FIP MC90’da kenetlenme uzunluğu ile ekleme uzunluğu aynı kabul edilmektedirler.

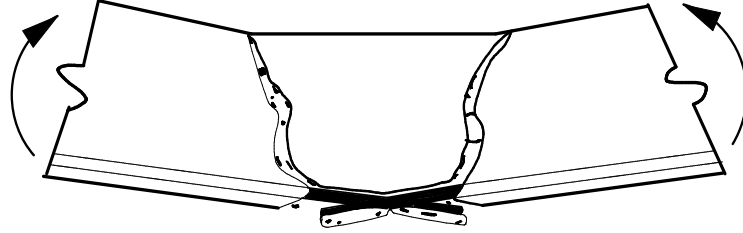


- ① göçme öncesi çatlak
② göçme çatlağı

Bindirmeli Ekli Kirişlerde Göçme modları

Şekil 3.18 Eklenmiş çubukların yarılma çatlak modelleri [66]

Bindirmeli eklerin ucunda yoğunlaşan gerilme yığılmaları nedeni ile, özellikle nervürlü donatı kullanılan durumlarda, beton örtünün yarılmaya olasılığı artar. Bu nedenle, kiriş eksenine dik ölçülen ekler arası uzaklık ve beton örtü kalınlığı mümkün olduğu kadar büyük olmalıdır.



Şekil 3.19 Eğilmeye maruz bir elemanda çubuk rijitliği sebebiyle beton örtünün göçmesi [66]

Bindirmeli eklemelerin, bindirme boyunca etriye ile sarılması son derece yararlı olacaktır. Bu tür etriyeler betonu sararak yarılmaya karşı dayanımı artırmalarının yanısıra, özellikle büyük çaplı donatı durumunda, Şekil 3.19 'da gösterildiği gibi, rijit cisim dönmesi sonucu betonun yırtılmasını da önler [65].

4. BETONARME KİRİŞLERDE DONATI ADERANSININ HESABINDA ANALİTİK VE NÜMERİK YAKLAŞIM

4.1 Analitik Yaklaşım

20. y.y.'lin başlarından itibaren ortalama aderans dayanımının ve kenetlenme boyunun saptanmasında çok sayıda çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalar, daha çok kenetlenme ve ekleme boyunun belirlenmesinde önemli gelişmeler sağlamıştır. Kullanılan deney türlerinin sadece rölatif değerlendirmelere müsaade edebilen özellikte ve gerçek durumu yansıtmaktan uzak olması da bu konuda yoğunlaşmaya sebep olmuştur.

1970'lerden sonra, yapılan çalışmalar daha çok donatı aderans dayanımının belirlenmesine yönelik olmuştur. Günümüze kadar süre gelen bu çalışmalarda, deney türü olarak, genelde gerçeğe daha yakın sonuçlar verebilen bindirmeli ekli kiriş numuneleri kullanılmaktadır. Bu konuda yapılan çalışmaların çoğu, ACI Şartnamesi'ne paralel yürütülmektedir.

4.1.2 Bindirmeli Ekli Kirişlerde Aderans Dayanımının Bulunması

Aderans ile ilgili birçok deney türünün olduğu bilinmektedir. Fakat donatı aderans dayanımının belirlenmesinde ve daha gerçekçi bir sonuca gidebilmede, büyük boyutlu ve çekme donatısı sabit moment bölgesinde bindirmeli ekli olarak yerleştirilen kiriş deneylerin en uygun olduğu bu konuda yapılan son çalışmalardan görülmektedir. Bu deney türünde, çekme donatısı olarak genelde nervürlü demir kullanılmaktadır. Deney kiriş numuneleri, etriyeli veya etriyesiz olarak tasarlanabilmektedir.

Basit mesnetli ve çekme donatısı bindirmeli ekli yerleştirilmiş kiriş numuneleri, açıklık ortasında sabit moment bölgesinden dört noktalı pozitif eğilme ile yüklenirler. Kiriş numunelerde, sabit moment bölgesinde üst üste eklenen donatıların ekleme uzunlukları, donatı akmaya ulaşmadan önce, aderans kırılması (yarılma göçme modu) olabilecek şekilde seçilir. Yarılma göçme modu, bindirmeli ekli donatıların maksimum kapasitesine ulaştığını göstermektedir. Çünkü yükleme esnasında donatı nervürleri, beton dişleri zorlayarak, donatı çubuğunun etrafını saran betonda çubuk eksenine dik radyal gerilmeler oluşturmaktadır. Söz konusu gerilmeler ise, çok sayıda yarılma çatlağının oluşmasına ve dolayısıyla donatı akmaya ulaşmadan önce numunenin göçmesine sebep olmaktadır. Bu sebeple, aderans dayanımı, donatıda meydana gelen gerilme ile direkt alakalı olmaktadır. Donatı çubuğundaki gerilme (σ_s) ise, elastik hesap yöntemi kullanılarak tamamen çatlamış kesit analizi ile hesaplanabilir.

Donatıdaki gerilmenin hesabında, her bir numune için elde edilen maksimum yük esas alınır. Ortalama aderans gerilmesini belirlemek için, donatıdaki toplam kuvvet ($A_s \sigma_s$), bindirme uzunluğu boyunca olan donatı yüzey alanına ($\pi d_b l_s$) bölünür:

$$u = \frac{(A_s \sigma_s)}{\pi d_b l_s} = \frac{\sigma_s d_b}{4 l_s} \quad (4.1)$$

Denklem (4.1) ile deneylerden elde edilen datalar kullanılarak ortalama aderans dayanımı belirlenir. Bu değerler ise, gerçek aderans dayanımının tayininde gerekli olan amprik denklemin elde edilmesinde kullanılır.

4.1.3 Elastik Hesap Yöntemi

Betonarme hesaplarının başlangıcı, mukavemet derslerinde kullanılan ilkelerin betonun çekme gerilmesi taşınaması şeklindeki ek kabul ile genişletilmesi şeklinde olmuştur. Bu nedenle 1900’lerde başlayan devrede, kullanım yüklemesi altında malzemeler için belirlenecek emniyet gerilmelerinin aşılmamasını esas alarak boyutlama yapılmıştır. Emniyet Gerilmeleri Yöntemi veya Elastik Hesap Yöntemi olarak bilinen bu hesap şekli, 1960’lara kadar uzun süre kullanılmıştır. 1985’de yayınlanan TS 500 yönetmeliğinde de Elastik Hesap Yöntemi, kesitlerin boyutlandırılmasında kullanılacak bir seçenek olarak bulunmaktadır [67, 68].

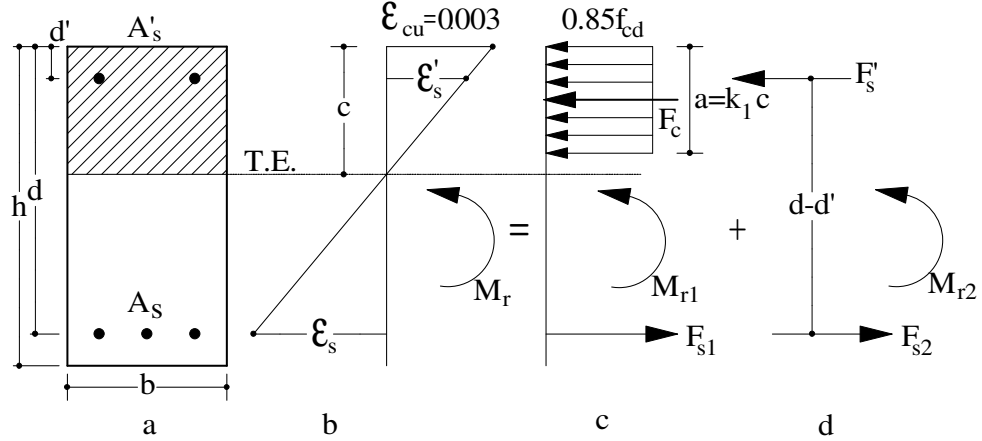
Herhangi bir kesit hesabında olduğu gibi elastik hesap yöntemi için de bazı temel varsayımların yapılması gerekir. Bu varsayımlar denge ve uygunluk denklemlerinin yazılabilmesi ve çözümlenebilmesi için zorunludur. Söz konusu varsayımlar:

1. Bernouilli-Navier varsayımı geçerlidir. Yani, şekil değiştirmelerin, tarafsız eksen den uzaklıklarıyla doğru orantılı olarak değiştiği kabul edilir (Şekil 4.1a)
2. Betonun çekme dayanımı ihmal edilmektedir. Betonun çekme bölgesinde tamamen çatlamış olduğu kabul edilir.
3. Beton ile donatı arasındaki aderans veya yapışma tamdır.
4. Hem beton hem de çelik gerilmeleri yayılışının doğrusal olduğu kabul edilir. Yani, lineer gerilme-şekil değiştirme davranışı varsayımı esas alınır.
5. Gerilme diyagramı, beton gerilmeleri esas alınarak çizilir. Betonun ve donatının yan yana bulunduğu bölgede şekil değiştirmeleri eşit olduğundan, donatı gerilmeleri, beton gerilmelerinin $n = E_s / E_c$ katıdır.
6. Kesitte birkaç sıra donatı varsa, hesaplarda, bunların şekil merkezindeki gerilme değeri esas alınır.

4.1.4 Eğilme Etkisi Altındaki Çift Donatılı Betonarme Elemanların Çözümlemesi

Kiriş kesitlerinde basınç bölgesinde montaj donatısı bulunur. Bu donatının momentin taşınmasına katkısının göz önüne alınması için çift donatılı kesit düzeni tercih edilebilir (Şekil 4.1). Çift donatılı bir kesitin boyutlandırılmasında izlenecek en uygun yol, önce kesitin tek donatı ile taşıyabileceği en büyük eğilme momenti değerinin bulunmasıdır. Çift donatılı kesit düzenlemesinde $\rho = 0.85\rho_b$ durumuna karşı gelen şekil değiştirme durumu esas alınarak taşınabilecek eğilme momenti ve gerekli çekme donatısı bulunur. Geri kalan momentin karşılanması için çekme ve basınç bölgesine konulması gerekli ek donatı hesap edilir.

Şekil 4.1’ de çift donatılı kesite ait iç kuvvetler gösterilmiştir. Kesitin geometrik boyutları ve malzeme değerleri verildiğine göre taşıma gücünün bulunması, tek donatılı kesitlerde olduğu gibi yapılabilir. Bu işlem, ifadelerinin basitliği bakımından dikdörtgen, gerilme bloğu kabulü esas alındığında, aşağıdaki gibi yapılabilir: Kesitteki basınç kuvveti, betondaki ve basınç donatısındaki olmak üzere ikiye bölünür. Basınç donatısının akma gerilmesine erişip erişmemesi tarafsız eksenin kesitteki yerine bağlıdır. Şekil 4.1 esas alınarak aşağıdaki bağıntılar yazılabilir:



Şekil 4.1 Çift donatılı dikdörtgen kesitte şekil değiştirme ve gerilmeler

$$F_c = 0.85f_{cd}ab$$

$$F'_s = A'_s\sigma'_s$$

$$M_{r1} = 0.85f_{cd}ab(d - 0.5a)$$

$$M_{r2} = A'_s\sigma'_s(d - d')$$

$M_r = M_{r1} + M_{r2}$ Bağıntısında M_{r1} ve M_{r2} değerleri yerine yazılırsa

$$M_r = 0.85f_{cd} a b (d - 0.5 a) + A'_s \sigma'_s (d - d') \quad (4.2)$$

$$\sigma'_s = E_s \epsilon'_s = E_s \epsilon_{cu} \frac{c - d'}{c} \quad (4.3)$$

(4.3) bağıntısı ve tarafsız eksen $c = \frac{a}{k_1}$, (4.2) bağıntısında yerine yazılarak,

$$(0.425f_{cd} b_w) a^3 - (0.85f_{cd} b_w d) a^2 - E_s A'_s \epsilon_{cu} (a - k_1 d') (d - d') + M_r a = 0 \quad (4.4)$$

bağıntısı bulunur.

Bu bağıntıda k_1 değeri beton sınıfına bağlı bir katsayıdır ve $k_1 = 0.85 - (f_{ck} - 25)0.006$ bağıntısından hesaplanır. Üçüncü dereceden bir bilinmeyenli (4.4) bağıntısından bulunan a değeri ile c mesafesi hesaplanıp, (4.3) bağıntısında yerine yazılırsa σ'_s gerilmesi elde edilir.

$$F_t = 0.85f_{cd} b_w a + \sigma'_s A'_s \quad (4.5)$$

(4.5) bağıntısından asal donatının karşıladığı kuvvet hesaplanır ve

$$F_t = \sigma_s A_s \quad (4.6)$$

(4.6) bağıntısında yerine yazılırsa asal donatının karşıladığı gerilme σ_s bulunur.

4.2 Beton İçin Malzeme Modelleri

Beton malzemesinin nümerik olarak modellenmesi hakkında literatürde bir çok yaklaşım bulunmaktadır. Beton malzemesi için, davranış olarak lineer ve lineer olmayan yaklaşımlar kullanılarak çeşitli bünye denklemleri elde edilmiştir. Yalnız, beton için geliştirilen malzeme modelleri arasında lineer davranışın gerçeği yansıtmadığı, bunun yerine betonun malzeme

olarak lineer olmayan davranışını dikkate almak gerektiği çeşitli literatürlerde belirtilmektedir [69]. Beton malzemesinin, çekme altında kırılma ve basınç altında ise plastik olarak davrandığı kabul edilmiştir. Aynı zamanda betonun sünme, sıcaklık etkisi altında davranışı, yorulma gibi etkileri de içerecek şekilde dikkate alınması gerekliliği yine aynı literatürlerde belirtilmektedir.

4.2.1 Betonun Lineer Davranışı

Betonun lineer elastik ve izotrop haldeki gerilmelerle şekil değiştirmeler arasındaki matrisi,

$$[D^c] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

Şeklinde dir. Burada, E, betonun elastisite modülünü ve ν , betonun poisson oranını göstermektedir.

4.2.2 Betonun Lineer Olmayan Davranışı

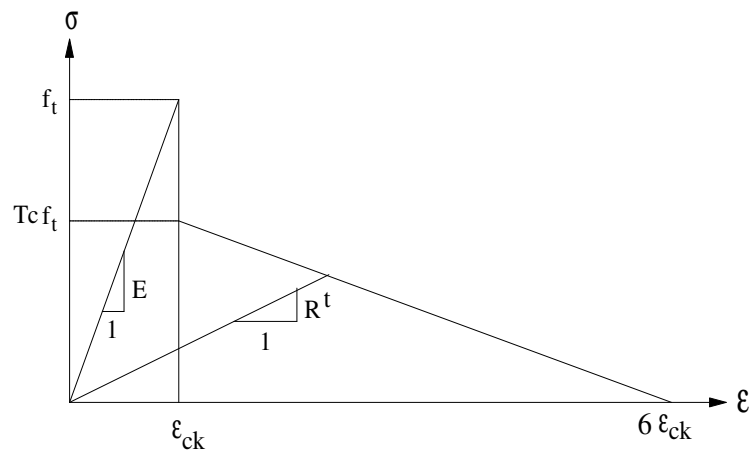
Beton malzemesi, bilindiği üzere agrega, su ve matris malzemesinden oluşmaktadır. Bu malzemelerden, matris malzemesi plastik şekil değiştirme, sünme, çatlama ve ezilme yapabilir [69]. Dolayısıyla, beton malzemesinin gerçeğe yakın bir analizinin yapılabilmesi için plastik davranışının aynı zamanda kırılma ve ezilme davranışlarını ayrı ayrı dikkate alınarak incelenmesi gerekmektedir. Bu amaçla betonun nümerik olarak modellenmesi için pratikte geçerliliği olan bazı yaklaşımlardan bahsetmek gerekir. Bu modeller arasında literatürde en çok bahsedilen tek, iki, üç, dört ve beş parametrelilik üzere beş gruba ayrılmıştır. Burada üç parametrelilik (William ve Warnke) modeli dikkate alınmıştır.

4.2.3 Çatlağın Modellenmesi

Bir integrasyon noktasındaki çatlağın varlığı çatlak yüzeyine dik yöndeki zayıflık düzleminin tanıtılmasıyla gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinin modifikasyonu vasıtasıyla gösterilir. Aynı zamanda, çatlak yüzeyine çapraz kesmeye sebep olan sonradan gelen yükler için kesme mukavemeti azaltmasını gösteren bir kesme transfer katsayısı β_t tanıtılır. Bir yönde çatlamış bir malzeme için gerilme şekil değiştirme ilişkisi;

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} \frac{R^t(1+\nu)}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{1}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

olur. Ck üst indisi çatlak yüzeyine dik x^{ck} eksenli asal gerilme yönlerine paralel koordinat sistemini gösteren gerilme şekil değiştirme ilişkilerini belirtir.



Şekil 4. 2 Çatlamış durum mukavemeti

Yukarıdaki şekilde(Şekil 4.2), f_t tek eksenli çekme çatlak gerilmesini ve T_c çekme gerilme gevşemesi miktarı için çarpanı göstermektedir. Eğer çatlak kapanırsa, o zaman çatlak

düzlemine dik bütün basınç gerilmeleri çatlaktan karşı tarafa aktarılır ve kapalı bir çatlak için sadece bir kesme transfer katsayısı β_c sunulur. O zaman $[D_c^{ck}]$ aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

Üç boyutlu bir betonarme elemanda çatlak durumuna göre gerilme-şekil değiştirme ilişkileri aşağıda belirtildiği gibi tanımlanır:

1-İki yönde çatlamış beton için gerilme-şekil değiştirme ilişkisi,

$$[D_c^{ck}] = E \begin{bmatrix} \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

2-Her iki yönde çatlakların tekrar kapanması durumunda gerilme-şekil değiştirme ilişkisi,

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

3-Bütün üç yönde çatlamış beton için gerilme-şekil değiştirme ilişkisi,

$$[D_c^{ck}] = E \begin{bmatrix} \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+2\nu)} \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

Eğer bütün üç çatlaklar tekrar kapanırsa, (4.11) denklemi takip edilir. SOLİD65 de toplamda on altı muhtemel çatlak düzenlemesi kombinezonu ve gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinde uygun değişiklikler birleştirilmiştir. Eğer $1 > \beta_c > \beta_t > 0$ doğru değilse $[D_c^{ck}]$ 'nin eleman koordinatlarına dönüşümü şu şekli alır;

$$[D_c] = [T^{ck}]^T [D_c^{ck}] [T^{ck}] \quad (4.13)$$

İntegrasyon noktası çatlamlarının açık veya kapalı durumları çatlak şekil değiştirmesi diye adlandırılan ϵ_{ck}^{ck} şekil değiştirme değerine bağlıdır. x yönündeki muhtemel bir çatlak durumu için, şekil değiştirme şu şekilde hesaplanır;

$$\text{Eğer çatlak oluşmazsa, } \epsilon_{ck}^{ck} = \left\{ \epsilon_x^{ck} + \frac{\nu}{1-\nu} (\epsilon_y^{ck} + \epsilon_z^{ck}) \right\}$$

$$\text{Eğer y yönünde oluşursa, } \epsilon_{ck}^{ck} = \left\{ \epsilon_x^{ck} + \nu \epsilon_z^{ck} \right\} \quad (4.14)$$

$$\text{Eğer y ve z yönünde oluşursa, } \epsilon_{ck}^{ck} = \epsilon_x^{ck}$$

ϵ_x^{ck} , ϵ_y^{ck} ve ϵ_z^{ck} ise, çatlak doğrultusundaki şekil değiştirmenin üç normal bileşenidir. $\{\epsilon^{ck}\}$ vektörü,

$$\{\epsilon^{ck}\} = [T^{ck}] \{\epsilon'\} \quad (4.15)$$

ile hesaplanır. Burada, $\{\epsilon'\}$ eleman koordinatında modifiye edilmiş toplam şekil değiştirmedir.

$$\{\epsilon'\} = \{\epsilon_{n-1}^{e1}\} + \{\Delta\epsilon_n\} - \{\Delta\epsilon_n^{pl}\} \quad (4.16)$$

$\{\epsilon'\}$ (4.16) denkleminde hesaplanır. Burada, n, alt adım sayısı, $\{\epsilon_{n-1}^{e1}\}$, bir önceki adımdan gelen şekil değiştirme, $\{\Delta\epsilon_n\}$, toplam şekil değiştirme artımı ve $\{\Delta\epsilon_n^{pl}\}$, plastik şekil değiştirme artımıdır. Eğer ϵ_{ck}^{ck} sıfırdan küçükse, ilgili çatlakın kapalı olduğu kabul edilir. Eğer ϵ_{ck}^{ck} sıfırdan büyük veya eşitse, ilgili çatlakın açık olduğu kabul edilir. Bir integresyon noktasında çatlama ilk oluştuğu zaman, çatlakın bir sonraki iterasyon için açık olduğu kabul edilir.

4.2.4 Ezilmenin Modellenmesi

Eğer malzeme bir integrasyon noktasında tek eksenli, iki eksenli veya üç eksenli basınçta geçerse, malzemenin bu noktada ezildiği kabul edilir. SOLID65’de ezilme malzemenin yapısal bütünlüğünün tümünden bozulması olarak tarif edilir. Ezilmenin olduğu şartlar altında, malzeme mukavemetinin düştüğü kabul edilir öyle ki sorgulanan integrasyon noktasındaki elemanın rijitliğine katkısı ihmal edilebilir.

4.2.5 Betonda Kırılmanın Modellenmesi

Çok eksenli gerilme durumundan dolayı betonun göçme kriteri,

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (4.17)$$

F = Asal gerilme durumuyla ilgili bir fonksiyon ($\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$)

S = Asal gerilmeler ve beş giriş parametresi $f_t, f_c, f_{cb}, f_1, f_2$ ile ifade edilen göçme yüzeyi

f_c = tek eksenli kırılma mukavemeti

$\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$ = asal yönlerdeki asal gerilmeler

Eğer (4.7) eşitliği sağlanmazsa, devam eden çatlama ve ezilme olmaz. Diğer taraftan, eğer herhangi bir asal gerilme çekme durumunda ise, malzeme çatlayacak, eğer bütün asal gerilmeler basınç durumunda ise ezilme oluşur. Göçme yüzeyini tanımlamak için toplam beş input gerilme parametresine ihtiyaç vardır. Ancak, göçme yüzeyi minimum iki sabitle (f_t ve f_c) açıklanabilir. Diğer üç sabit William ve Warnke' varsayılanıdır.

$$f_{cb} = 1.2 f_c \quad (4.18)$$

$$f_1 = 1.45 f_c \quad (4.19)$$

$$f_2 = 1.725 f_c \quad (4.20)$$

Ancak, bu varsayılan değerleri,

$$|\sigma_h| \leq \sqrt{3} f_c \quad (4.21)$$

Şartını sağlayan gerilme durumları için geçerlidir.

$$\left(\sigma_h = \text{hidrostatik gerilme durumu} = \frac{1}{3} (\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}) \right) \quad (4.21.1)$$

Böylece (4.11) şartı düşük bir hidrostatik gerilme bileşenli gerilme durumlarına uygulanır. Bütün beş göçme parametresi büyük bir hidrostatik gerilme bileşeni beklendiğinde tanımlanmalıdır. Eğer (4.11) şartı sağlanmazsa ve (4.8) den (4.10) olan denklemlerde gösterilen varsayılan değerler kabul edilirse, beton malzemesinin mukavemeti yanlış hesaplanabilir. F fonksiyonu ve göçme yüzeyi S asal gerilmeler $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ cinsinden ifade edilir.

$$\sigma_1 = \max (\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad (4.22)$$

$$\sigma_3 = \min (\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad (4.23)$$

Ve $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ şeklindedir. Betonun göçmesi dört bölgede kategorize edilir:

1. $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (basınç-basınç-basınç)

2. $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (çekme-basınç-basınç)

3. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (çekme-çekme-basınç)

4. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (basınç-basınç-basınç)

Her bir bölgede, bağımsız fonksiyonlar F ve göçme yüzeyi S yi tanımlar. Genel F fonksiyonunu tanımlayan dört fonksiyon F_1, F_2, F_3 , ve F_4 ile gösterilirken, S yi tanımlayan fonksiyonlar S_1, S_2, S_3 ve S_4 şeklinde gösterilir. Asal gerilmelerden herhangi birinin işaret değiştirdiği zaman yüzey eğimleri sürekli değilken, S_i ($i=1,4$) fonksiyonları tanımladıkları yüzeyin sürekli olduğu özelliklerine sahiptirler. Yüzey Şekil 4.3 ve 4.5 de gösterilmiştir. Bu fonksiyonlar aşağıda her bir bölge için detaylı açıklanmıştır.

4.2.5.1 $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ Bölgesi

Basınç-basınç-basınç rejiminde, William ve Warnke göçme kriteri yerine getirilmiştir. Bu durumda F ve S aşağıdaki şekilde tanımlanır.

$$F=F_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.24)$$

$$S=S_1 = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos\eta + r_2(2r_1 - r_2)[4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\eta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]^{\frac{1}{2}}}{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\eta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad (4.25)$$

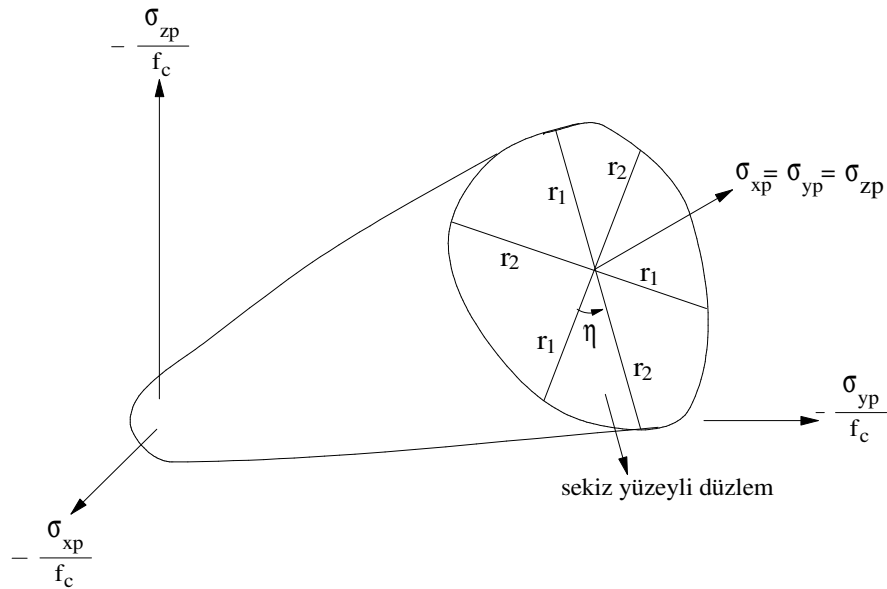
olarak tanımlanır. S tanımlamak için kullanılan terimler;

$$\cos \eta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (4.26)$$

$$r_1 = a_0 + a_1\xi + a_2\xi^2 \quad (4.27)$$

$$r_2 = b_0 + b_1\xi + b_2\xi^2 \quad (4.28)$$

$\xi = \frac{\sigma_h}{f_c}$ formülünden hesaplanır. σ_h (4.11.1) denkleminde tanımlanmıştır ve tespit edilmemiş katsayılar a_0, a_1, a_2, b_0, b_1 ve b_2 aşağıda ifade edilmiştir. Bu göçme yüzeyi şekil 4.3 de gösterilmiştir. Benzerlik açısı η asal gerilmelerin nispi büyüklüklerini açıklar. (4.15) denkleminde, $\eta = 0^\circ$ $\sigma_3 = \sigma_2 > \sigma_1$ (tek eksenli basınç, iki eksenli çekme) olan herhangi bir gerilme durumuna, $\xi = 60^\circ$ ise $\sigma_3 > \sigma_2 = \sigma_1$ (tek eksenli çekme, iki eksenli basınç) karşılık gelir. Diğer bütün çok eksenli gerilme durumları $0^\circ \leq \eta \leq 60^\circ$ arasında benzerlik açılarına sahiptir. $\eta = 0^\circ$ Olduğu zaman, S_1 (denklemler(4.15)) r_1 e eşit olur, eğer $\eta = 60^\circ$ ise S_1 r_2 ' ye eşit olur. Bundan dolayı, r_1 fonksiyonu $\eta = 0^\circ$ ile bütün gerilme durumlarının göçme yüzeyini gösterir, r_1, r_2 ve η açısı şekil 4.3 de gösterilmiştir.



Şekil 4. 3 Asal gerilme uzayında üç boyutlu göçme yüzeyi

Göçme düzleminin kesiti benzerlik açısının $0^\circ \leq \eta \leq 60^\circ$ aralığından dolayı sekiz yüzeyle düzleminin her bir 120° dilimine göre dairesel simetriye sahip olduğu görülebilmektedir. r_1

fonksiyonu a_0 , a_1 ve a_2 ' yi, f_t , f_{cb} , ve f_1 'nin hepsinin kayma yüzeyi üzerinde bulunmasını sağlayacak şekilde ayarlanmasıyla tespit edilebilir. Bu katsayıların uygun değerleri yapılan denklem çözümleri içinden tespit edilir.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = f_t, \quad \sigma_2 = \sigma_3 = 0) \\ \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = 0, \quad \sigma_2 = \sigma_3 = -f_{cb}) \\ \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = -\sigma_h^a, \sigma_2 = \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_1) \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & \xi_t & \xi_t^2 \\ 1 & \xi_{cb} & \xi_{cb}^2 \\ 1 & \xi_1 & \xi_1^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix} \quad (4.29)$$

$$\xi_t = \frac{f_t}{3f_c}, \quad \xi_{cb} = -\frac{2f_{cb}}{3f_c}, \quad \xi_1 = -\frac{\sigma_h^a}{f_c} - \frac{2f_1}{3f_c} \quad (4.30)$$

r_2 fonksiyonu şartları sağlamak için b_0 , b_1 , ve b_2 ayarlamasıyla hesaplanır:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_c} (\sigma_1 = \sigma_2 = 0, \quad \sigma_3 = -f) \\ \frac{F_1}{f_c} \left(\sigma_1 = \sigma_2 = -\sigma_h^a, \sigma_3 = -\sigma_h^a - \frac{f_2}{f_c} \right) \\ 0 \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & -\frac{1}{3} & \frac{1}{9} \\ 1 & \xi_2 & \xi_2^2 \\ 1 & \xi_0 & \xi_0^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{Bmatrix} \quad (4.31)$$

$$\xi_2 = -\frac{\sigma_h^a}{f_c} - \frac{f_2}{3f_c} \quad (4.32)$$

ile tanımlanır. Ve ξ_0 aşağıdaki denklemin pozitif köküdür.

$$r_2(\xi_0) = a_0 + a_1 \xi_0 + a_2 \xi_0^2 = 0 \quad (4.33)$$

a_0 , a_1 ve a_2 (4.19) denkleminde hesaplanır. Göçme yüzeyi konvex kalması gerektiğinden, her ne kadar üst sınır birçok malzeme için $r_1/r_2 < 1$ olmasından sınırlayıcı olduğu kabul edilmezse de r_1/r_2 oranı,

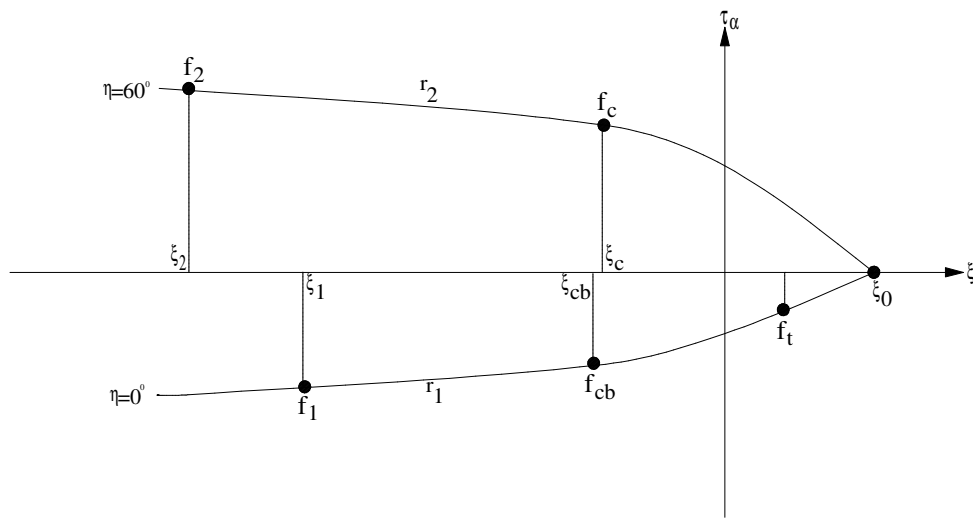
$$0.5 < r_1/r_2 < 1.25 \quad (4.34)$$

1. Aralığında sınırlandırılmıştır [70]. Aynı zamanda a_0, a_1, a_2, b_0, b_1 , ve b_2 katsayıları şartları sağlaması gerekir [71].

$$a_0 > 0, a_1 \leq 0, a_2 \leq 0 \quad (4.35)$$

$$b_0 > 0, b_1 \leq 0, b_2 \leq 0 \quad (4.36)$$

Bundan dolayı, akma yüzeyi kapalıdır ve yüksek hidrostatik basınç altında ($\xi > \xi_2$) göçmeyi tahmin eder. Akma yüzeyi kapatması deneysel olarak tahkik edilmemiştir ve bir von Mises tipi silindirin σ_h 'nın büyük basınç değerleri için daha geçerli bir akma yüzeyi olduğu önerilmiştir [71]. Sonuç olarak, f_1 ve f_2 değerleri yapıda beklenen maksimum hidrostatik gerilmenin üstünde veya civarındaki bir hidrostatik gerilmeden (σ_h^a) seçilmesi önerilir. Denklem(4.23) göçme yüzeyinin $\xi = \xi_0$ de zirve yaptığı şartını vurgular (Şekil 4.4).



Şekil 4.4 ξ_a fonksiyonu olarak göçme yüzeyi profili

Alt eğri $\eta = 0$ olduğu bütün gerilme durumlarını gösterir, üst eğri $\eta = 60^\circ$ olduğu gerilme durumlarını gösterir, eğer göçme kriteri sağlanırsa malzemenin ezileceği kabul edilir.

4.2.5.2 $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ Bölgesi

Çekme-basınç-basınç rejiminde F ve S ise aşağıdaki gibi tanımlanır;

$$F = F_2 = \frac{1}{\sqrt{15}} \left[(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + \sigma_2^2 - \sigma_3^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (4.37)$$

$$S = S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t} \right) \frac{2p_2(p_2^2 - p_1^2)\cos\eta + p_2(2p_1 - p_2) \left[4(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\eta + 5p_1^2 - 4p_1p_2 \right]^{\frac{1}{2}}}{4(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\eta + (p_2 - 2p_1)^2} \quad (4.38)$$

$\cos \eta$ (4.26) denklemiyle p_1 ve p_2 ise, aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$p_1 = a_0 + a_1x + a_2x^2 \quad (4.39)$$

$$p_2 = b_0 + b_1x + b_2x^2 \quad (4.40)$$

$a_0, a_1, a_2, b_0, b_1, b_2$ katsayıları (4.19) ve (4.21) denklemlerinde tanımlanmıştır.

$$x = \frac{1}{3}(\sigma_2 + \sigma_3) \quad (4.41)$$

Eğer göçme kriteri sağlanırsa, çatlama asal gerilme σ_1 'e dik düzlemde oluşur.

4.2.5.3 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ Bölgesi

Çekme-çekme-basınç rejiminde, F ve S ise,

$$F = F_3 = \sigma_i ; i = 1, 2 \quad (4.42)$$

$$S = S_3 = \frac{f_t}{f_c} \left(1 + \frac{\sigma_3}{S_2(\sigma_i, 0, \sigma_3)} \right) ; i=1, 2 \quad (4.43)$$

şeklinde tanımlanır. Eğer her iki $i = 1, 2$ için göçme kriteri sağlanırsa çatlama σ_1 ve σ_2 asal gerilmelerine dik düzlemde oluşur. Eğer göçme kriteri sadece $i=1$ için sağlanırsa, çatlama sadece σ_1 asal gerilmesine dik düzlemde oluşur.

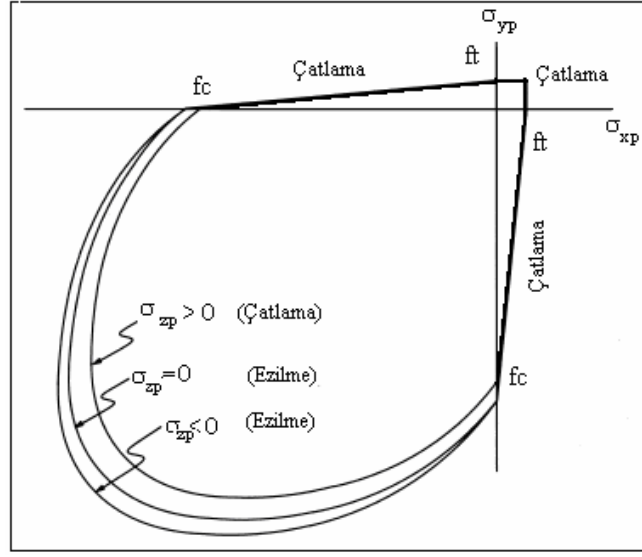
4.2.5.4 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ Bölgesi

Çekme –çekme-çekme rejiminde F ve S ise,

$$F = F_4 = \sigma_i ; i = 1, 2, 3 \quad (4.44)$$

$$S = S_4 = \frac{f_t}{f_c} \quad (4.45)$$

ile tanımlanır. Eğer göçme kriteri 1, 2 ve 3 yönlerinde sağlanırsa, çatlama σ_1, σ_2 ve σ_3 asal gerilmelerine dik düzlemde oluşur. Eğer göçme kriteri 1 ve 2 yönlerinde sağlanırsa, çatlama σ_1 ve σ_2 asal gerilmelerine dik düzlemde oluşur, eğer göçme kriteri sadece 1 yönünde sağlanırsa, çatlama σ_1 asal gerilmesine dik düzlemde oluşur.



Şekil 4. 5 Asal gerilme uzayında kayma yüzeyi (σ_{zp} sıfıra yakın)

Şekil 4.5 iki eksenli veya iki eksenliye yakın gerilme durumları için üç boyutlu kayma yüzeyini göstermektedir. Eğer en önemli sıfır olmayan gerilmeler σ_{xp} ve σ_{yp} yönündeyseler, sunulan üç yüzey σ_{zp} sıfırdan az büyük, sıfıra eşit ve sıfırdan az küçük içindir. Her ne kadar üç yüzey, $\sigma_{xp} - \sigma_{yp}$ düzlemindeki izdüşümde gösterildiği gibi, hemen hemen eşit ve üç boyutlu yüzey kayma yüzeyi sürekli ise de, malzeme göçme modu σ_{zp} 'nin işaretinin bir fonksiyonudur. Mesela, eğer σ_{xp} ve σ_{yp} her ikisi de negatif ve σ_{zp} hafifçe pozitif ise, çatlama σ_{zp} yönüne dik yönde tahmin edilebilir. Ancak, eğer σ_{zp} sıfır veya hafifçe negatif ise, malzemenin ezildiği kabul edilir.

5. DENEYSEL ÇALIŞMA

Günümüze kadar yapılan çalışmalarda çoğunlukla normal betondan üretilmiş betonarme elemanların aderans dayanımı incelenmiştir. Bu çalışmada, kendiliğinden yerleşen ve karşılaştırma amaçlı normal betondan üretilmiş basit eğilmeye maruz kayma donatılı kirişlerdeki aderans dayanımının incelenmesi esas almıştır.

5.1 Malzemeler

Bu çalışmada, Oyak Elazığ Çimento Fabrikası'ndan temin edilen Portland Çimentosu (CEM I 42,5) kullanılmıştır. Ayrıca, kendiliğinden yerleşen betondaki ince toz malzeme (<0.125 mm) miktarına da katkı sağlamak amacıyla Eti Elektro Metalurji A.Ş.'den temin edilen silis dumanı karışıma mineral katkı olarak katılmıştır. Agregalar ise Elazığ Murat nehrinden elde edilmiştir. Beton karışımındaki mümkün olabilecek en yüksek homojenlik ve doluluğu sağlamak amacıyla, agregalar 0–7, 7–15 ve 15–20 mm tane sınıflarına ayrılmış olup, karışım hesaplarında agregaların doygun kuru yüzey özgül ağırlıkları sırasıyla 2.63, 2.64 ve 2.66 gr/cm^3 olarak alınmıştır. Agregalara ait su emme yüzdeleri ise sırasıyla %1.57, %1.0 ve %0.7 olarak hesaplanmıştır. Kullanılan silis dumanı ve Portland çimentosuna ait kimyasal bileşim ve fiziksel özellikler ise Tablo 5.1' de verilmiştir.

Tablo 5.1 Portland çimentosu ve silis dumanının kimyasal bileşimi ve fiziksel özellikleri

Muhteva	PC (%)	SD (%)
SiO ₂	20.2	91
Al ₂ O ₃	5.8	0.58
Fe ₂ O ₃	3.23	0.24
CaO	64.1	0.71
MgO	-	0.33
SO ₃	2.66	-
Klorür (Cl ⁻)	0.006	-
Kızdırma kaybı	2.58	1.84
Özgül ağırlık (g/cm^3)	3.1	2.2
Özgül yüzey alanı (cm^2/g)	3484	96.5% <45 m

Bu çalışmada, Portland çimentosu yerine mineral katkı olarak % 10 oranında silis dumanı kullanılarak kendiliğinden yerleşen beton ve karşılaştırma amaçlı olarak sadece Portland çimentosu içeren normal betonu olmak üzere 2 tip beton kullanılmıştır. Beton karışımlarının karşılaştırılabilirliği için normal betonu ve KYB karışımlarının su/bağlayıcı oranları sırasıyla, 0.39 ve 0.38 olarak ayarlanmıştır. Elde edilen betonlara ait karışım oranları Tablo 5.2’ de verilmiştir.

Tablo 5.2 Beton karışım oranları (kg/m³)

Karışım	su/bm ^a	Çimento	Silis dumanı	Agrega Büyüklüğü (mm)			Visco-crete 3075	Sika ment-FFN
				0-7	7-15	15-20		
Normal Beton	0.39	350	-	800	500	650	-	5.50
KYB	0.38	405	45	990	450	285	8.00	-

^a : Su/Bağlayıcı malzeme (Çimento+Silis dumanı)

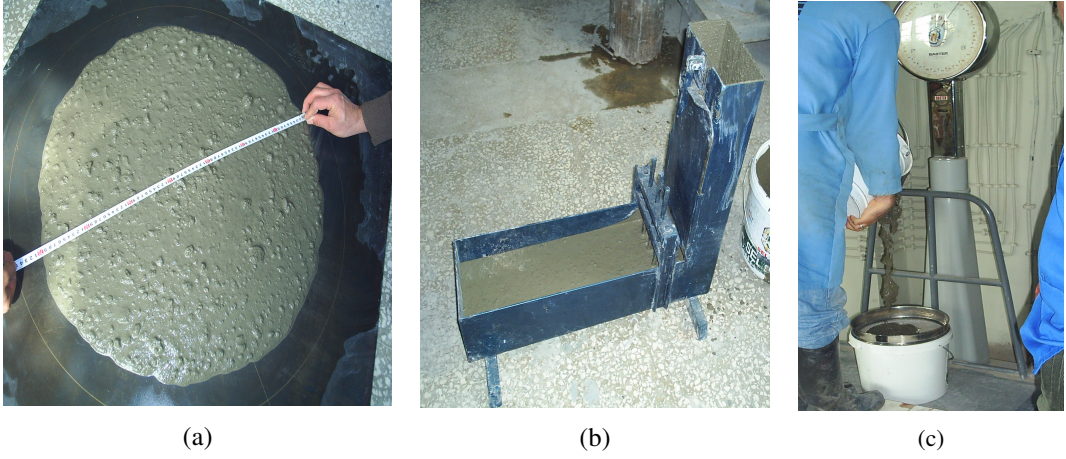
Tablo 5.3 Normal ve kendiliğinden yerleşen betonun işlenebilirlik özellikleri

Karışım	Çökme (mm)	T ₅₀₀ (s)	L-kutusu;	Segregasyon
Normal Betonu	68	-	-	-
KYB	701 ^b	1.80	0.876	17.9

^b: çökme-yayılma değerleri

Betonların üretiminde maksimum tane çapı 20 mm olan doğal çakıl ve nehir kumu kullanılmıştır. Tablo 5.3’ de elde edilen çökme-yayılma değerleri 1.06 gr/cm³ yoğunluğa sahip modifiye polikarboksilat esaslı bir süper akışkanlaştırıcı (SA) olan Viscocrete 3075 karışıma (çimento+silis dumanı) miktarının %1.78’ i oranında katılarak bulunmuştur.

KYB karışım oranları deneme testleri ile birlikte EFNARC esas alınarak tayin edilmiştir. KYB karışımı için çökme-yayılma, T₅₀₀, L-kutusu ve elek segregasyon (Şekil 5.1) işlenebilirlik deneylerine ait değerleri karışımlardaki su miktarları ayarlanarak elde edilmiştir. Normal betona ait karışım oranlarının belirlenmesinde ise, yine su miktarı değiştirilip Şekil 5.2’ de gösterildiği gibi çökme deneyi kullanılarak karışım kıvamı ayarlanmıştır. Üretilen betonların Tablo 5.3’ de verilen işlenebilirlik testlerine ait değerler göstermiştir ki, KYB karışım oranları iyi bir doldurma ve geçme kabiliyetinin yanında, yeterli segregasyon direncine sahiptir ve normal betonu ise, kabul edilebilir çökme değerleri arasındadır (Tablo 5.3).



Şekil 5.1 Kendiliğinden yerleşen beton için a) çökme-yayılma ve T_{500} b) L-kutusu c) elek segregasyon deneyleri

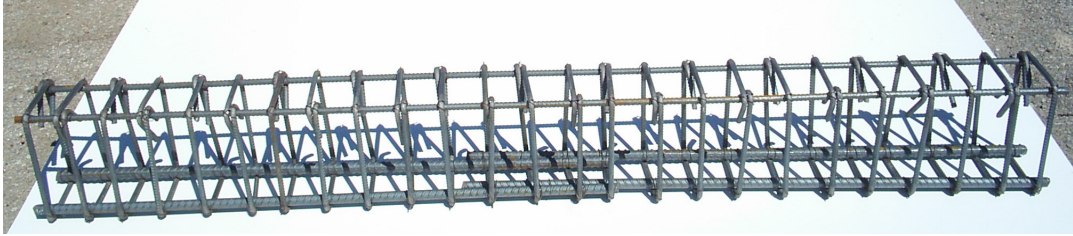


Şekil 5.2 Normal betonu için çökme deneyi

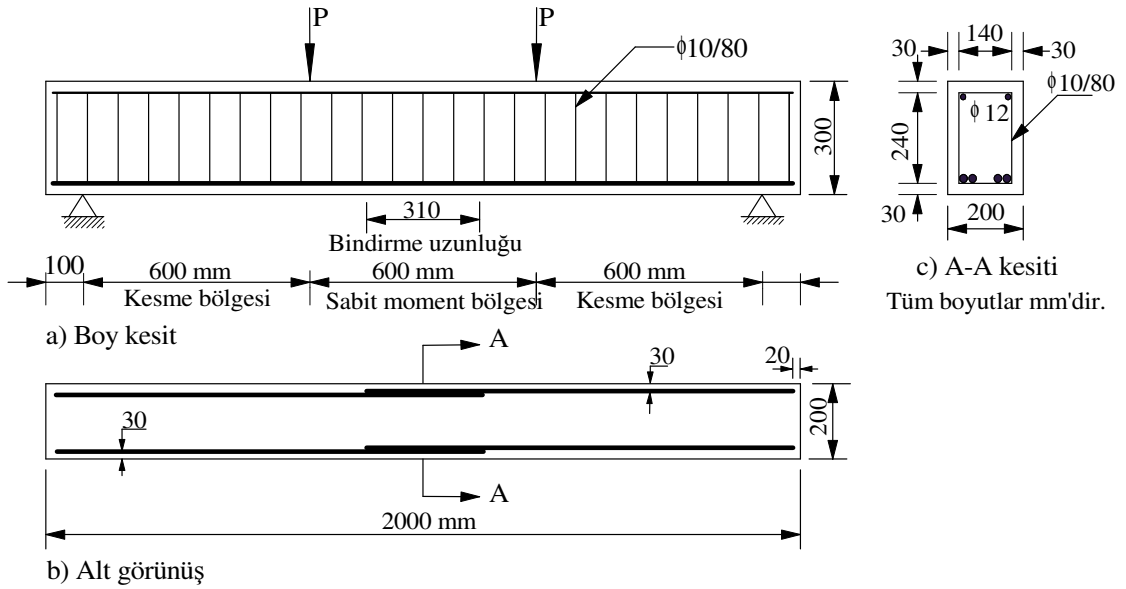
5.2 Deney Numunelerinin Hazırlanması

Çalışmanın esasını teşkil eden basit eğilme deneyi için toplam 12 adet tam ölçekli ve dikdörtgen kesitli kayma donatılı kiriş numuneleri hazırlanmıştır. Her bir kiriş, açıklık ortasında üst üste bindirilmiş çekmeye maruz iki adet nervürlü donatı çubuğu, iki adet $\phi 12$ montaj donatısı ve 25 adet $\phi 10$ kayma donatısının yerleştirilmesiyle tasarlanmıştır. Çekme donatısı $\phi 16$ ve $\phi 20$ olmak üzere iki farklı donatı çapı kullanılmıştır. Bindirme uzunluğu, donatı akmaya ulaşmadan önce, bindirme bölgesindeki beton örtüyü yararak, aderans göçmesi olabilecek şekilde seçilmiştir (Şekil 5.3). Şekil 5.4’ de, deney numunelerine ait geometrik durum, kesit ve görünüş verilmiştir. Çekme ve montaj donatısına ait numuneler üzerinde, üniversitemiz Makine Mühendisliği bölümünde TS 708’e göre çekme deneyleri yapılmıştır. Çekme deneyleri

sonucunda donatı çubuklarının Tablo 5.4'te gösterilen mekanik özelliklere sahip oldukları tespit edilmiştir. Bütün numuneler için, donatı elastisite modülü 200.000 MPa olarak alınmıştır [72].



Şekil 5.3 Kirişlerde kullanılan donatının teşkili



Şekil 5.4 Deney numunelerine ait geometrik özellikler

Tablo 5.4 Donatı çubuklarına ait mekaniksel özellikler

Donatı Tipi	ϕ (mm)	A_s (mm ²)	σ_a (MPa)	σ_{ϵ} (MPa)	Uzama Yüzdesi
BÇ III	12	113.10	490.44	789.80	20.00
	16	200.96	503.18	636.94	26.00
	20	314.16	509.55	780.25	23.60

Normal betonu ve KYB karışımlarına ait karıştırma işlemi 250 L hacimli betoniye ile yapıldıktan sonra karışımlar el arabası yardımıyla yaklaşık 10 m mesafedeki çelik kalıplara

dökülmüştür. Normal betonu numunelerinde kalıba yerleştirildikten sonra vibratörle sıkıştırma işlemi yapılırken, KYB' lar için herhangi bir sarsma ya da sıkıştırma işlemine gerek duyulmadan betonlar kalıba yerleştirilmiştir. Üretilen kirişlere ait beton basınç mukavemetinin belirlenmesi amacıyla, her deney serisi için üç adet 150x150 küp numune alınmıştır. Hazırlanan küp ve kiriş numuneleri 1 gün kalıpta bekledikten sonra, kalıptan çıkarılıp aynı şartlarda toplam 28 gün süreyle naylon altında ıslak bezlerle kür edilmiştir (Şekil 5.5). Beton Elastisite modülleri ise, Harran Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Laboratuvarı'nda, Şekil 5.6'de görüldüğü gibi, $\phi 100 \times 200$ mm silindir numuneler üzerinde yapılan deneylerle bulunmuştur. Deneyler sonucunda, normal ve kendiliğinden yerleşen betondan üretilen numunelere ait elastisite modülü ortalama değerleri sırasıyla, 33.589 ve 35.713 N/mm² olarak tespit edilmiştir.



Şekil 5.5 Kiriş ve küp numunelerinin kür edilmesi



Şekil 5.6 Betonların elastisite modülü tayini

Test edilecek olan kiriş numunelerine ait yükseklik (h) ve genişlik (b) ile birlikte beton basınç dayanımı (f_c), donatı çapı (ϕ), çekme donatısı bindirme uzunluğu (l_s) ve donatı oranı (ρ) gibi detaylar Tablo 5.5’ de verilmiştir.

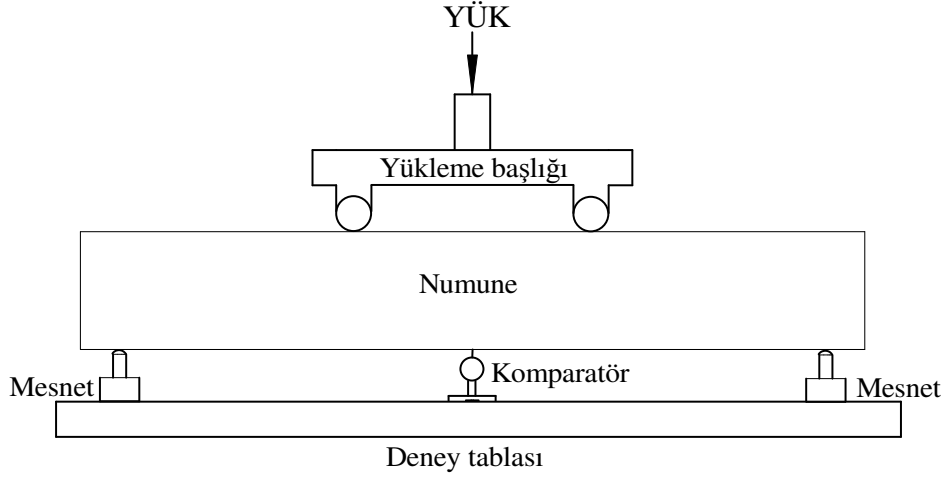
Tablo 5.5 Kiriş numunelerine ait özellikler

Numune No	f_c (MPa)	ϕ (mm)	l_s (mm)	b (mm)	h (mm)	ρ
K. Normal.16	41.48	16	310	200	300	0.0116
K.Normal.20	41.48	20	310	200	300	0.0158
K.KYB.16	43.11	16	310	200	300	0.0116
K.KYB.20	44.05	20	310	200	300	0.0158

5.3 Deney Düzeneği ve Test İşlemi

Deney kirişleri, 1800 mm açıklıklı, basit mesnetli kirişlerdir (Şekil 5.4). Numuneler yükleme kapasitesi 250 kN olan hidrolik ve yük kontrollü makine ile yüklenmiştir. Test makinesinden yük, deney kirişi üzerindeki rijit çelik başlık vasıtasıyla eşit olarak yoğunlaştırılmış iki tekil yük ve iki mesnet olmak üzere dört noktali eğilme şeklinde sağlanmıştır. Sehimler ise, açıklık ortasına yerleştirilen komparatör yardımıyla ölçülmüştür. Bütün kirişlerde pik yüke ortalama 8 dakika civarında erişilmiştir. Şekil 5.7’ de deney düzeneğine ait detaylar görülmektedir.

Bu çalışmada, basit eğilme yüklemesi altında normal ve %10 silis dumanı ikameli kendiliğinden yerleşen betondan üretilmiş ve çekme donatısı iki farklı çaptan ($\Phi 16$ ve $\Phi 20$) oluşan toplam 12 adet kayma donatılı kiriş numunesi kullanılarak aderans olayı incelenmiştir. Deney numunelerinin tanımlanmasında ilk harf K, kiriş numunesi olduğunu, Normal karşılaştırma amaçlı üretilmiş geleneksel betonu, KYB kendiliğinden yerleşen betonu ve daha sonraki sayısal değer de donatı çapını göstermektedir. Örneğin, K.KYB.16 tanımlaması, kendiliğinden yerleşen betondan üretilmiş ve 16 mm çapında çekme donatılı kiriş numunesini temsil etmektedir.



Şekil 5.7 Deney düzeneği

Deneyler esnasında kiriş numunelerine ait genişlik (b), yükseklik (h), faydalı yükseklik (d), montaj ve kayma donatısı çapları bütün testlerde sabit tutulmuş, değişken parametre olarak donatı çapı (ϕ) seçilmiştir. Uygulanan yükler ve 350 kg yük artımındaki açıklık ortası sehimleri, yükleme esnasında göçme anına kadar sürekli olarak kaydedilmiş olup, çatlak gelişimi ve kırılma türü gözlemlenmiştir. Bütün kirişler, gevrek bir davranış ile bindirme uzunluğu üzerindeki beton örtünün yarılması sonucu, aderans göçmesiyle kırılmıştır.

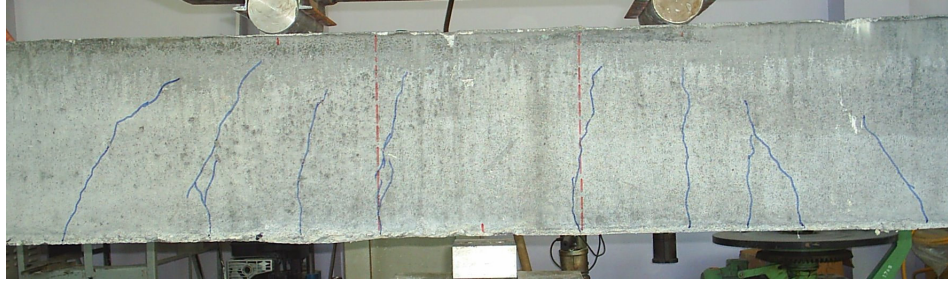
5.4 Deney Bulguları

Tablo 5,6'daki deney sonuçlarından, hem normal hem de kendiliğinden yerleşen betondan üretilen kiriş numunelerinde, donatı çapı arttıkça, tarafsız eksen derinliğinin (c) ve göçme yükünün (P_{max}) artmasına karşılık, donatıda oluşan gerilmelerin (σ_s) ve dolayısıyla aderans dayanımların azaldığı görülmektedir. Bunun yanında, her iki betonda üretilen kirişlere ait basınç mukavemetleri birbirine çok yakın olmasına karşın, KYB'dan üretilen kiriş numunelerine ait aderans dayanımlarının her iki donatı çapında da normal betondan üretilenlerinkinden daha yüksek olduğu görülmüştür. Diğer taraftan, KYB'dan üretilen kirişlerde her iki donatı çapı için donatı aderans dayanımlarının yanında, numunelere ait sehimlerin de arttığı deney sonuçlarından anlaşılmaktadır. Hesaplamalarda kullanılan maksimum moment (M_{max}), kiriş zati ağırlığı ve yükleme sisteminden dolayı oluşan momentten oluşmaktadır.

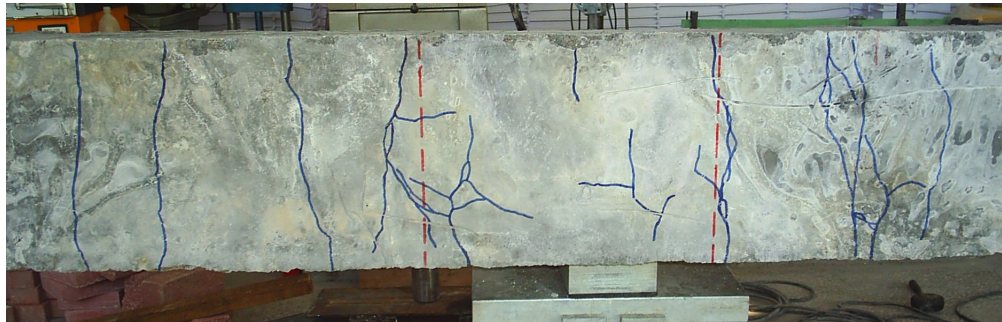
Tablo 5.6 Deney bulgularının özeti

Numune No	f_c (MPa)	P_{max} (kN)	δ (mm)	a (mm)	c (mm)	σ_s (MPa)	u_{test} (MPa)
K.Normal.16	41.48	156.90	5.35	24.73	32.97	463.71	5.98
K.Normal.20	41.48	188.23	5.27	28.09	37.46	358.23	5.77
K. KYB.16	43.11	167.00	6.36	24.56	33.18	493.26	6.36
K. KYB.20	44.05	202.00	5.45	28.32	38.43	384.22	6.19

Şekil 5.8’de, bir kiriş numunesine ait çatlaklar görülmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi, tüm numunelerin yan yüzlerinde eğilme çatlakları oluşmuş olup, deneyler esnasında yapılan gözlemlerden bütün numunelerin donatı bindirme bölgesindeki beton örtünün yarılması sonucu, ani ve gevrek bir kırılmayla göçtüğü tespit edilmiştir. Tüm kiriş numunelerine ait çatlak modelleri Bölüm Ek-1’ de resimlenmiştir.



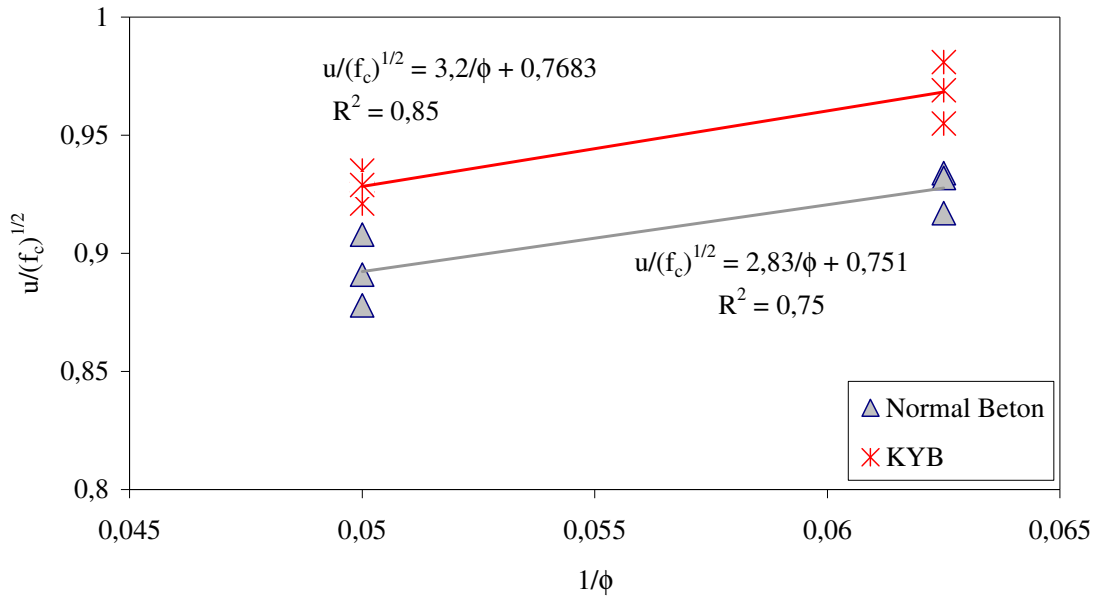
a) Yan görünüş



b) Alt (çekme bölgesi) görünüş

Şekil 5.8 K.KYB.16 kirişine ait çatlak modelleri

Yarılma göçme modu, bindirmeli ekli donatıların maksimum kapasitesine ulaştığını göstermektedir. Bu nedenle aderans dayanımı direkt olarak donatıda meydana gelen gerilmeden tayin edilebilir. Donatıdaki gerilme (σ_s) ise Bölüm 4'te değinilen, elastik hesap yöntemi esaslarına göre tamamen çatlamış kesit analizi ile hesaplanmıştır. Analizde, tarafsız eksenin altındaki betonda çekme gerilmeleri ihmal edilmiş olup, lineer gerilme-şekil değiştirme davranışı varsayımı esas alınmıştır.



Şekil 5.9 Linear regresyon analizi yardımıyla kiriş numunelerine ait deney sonuçlarından elde edilen ampirik denklem grafikleri

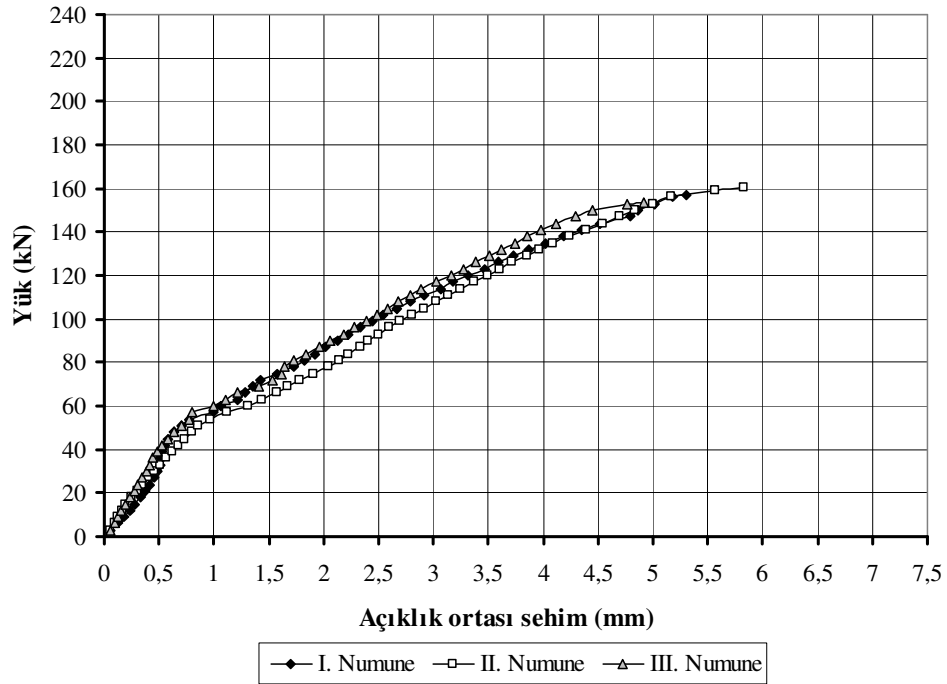
Bu sebeple, Tablo 5.6'daki ortalama aderans dayanımı (u_{test}), Denklem (4.1) ile bulunmuştur. Normal ve kendiliğinden yerleşen betondan üretilmiş kiriş numunelerine ait deney sonuçlarından elde edilen bu değerler kullanılarak, Şekil 5.9'da gösterildiği gibi, $u/\sqrt{f_c}$ değerlerine karşılık, $1/\phi$ apsis olmak üzere ampirik denklem için en uygun eğri çizilmiştir. Elde edilen denklemlerin korelasyon katsayıları, normal betonu ve KYB için sırasıyla, 0.75 ve 0.85 olarak bulunmuştur. Deney sonuçlarına ait dataların lineer regresyon analizi sonucu elde edilen Şekil 5.9'daki eğrilere ait ampirik denklemler normal betonu ve KYB için sırasıyla,

$$u = \left(0.751 + \frac{2.83}{\phi} \right) \sqrt{f_c} \quad (5.1)$$

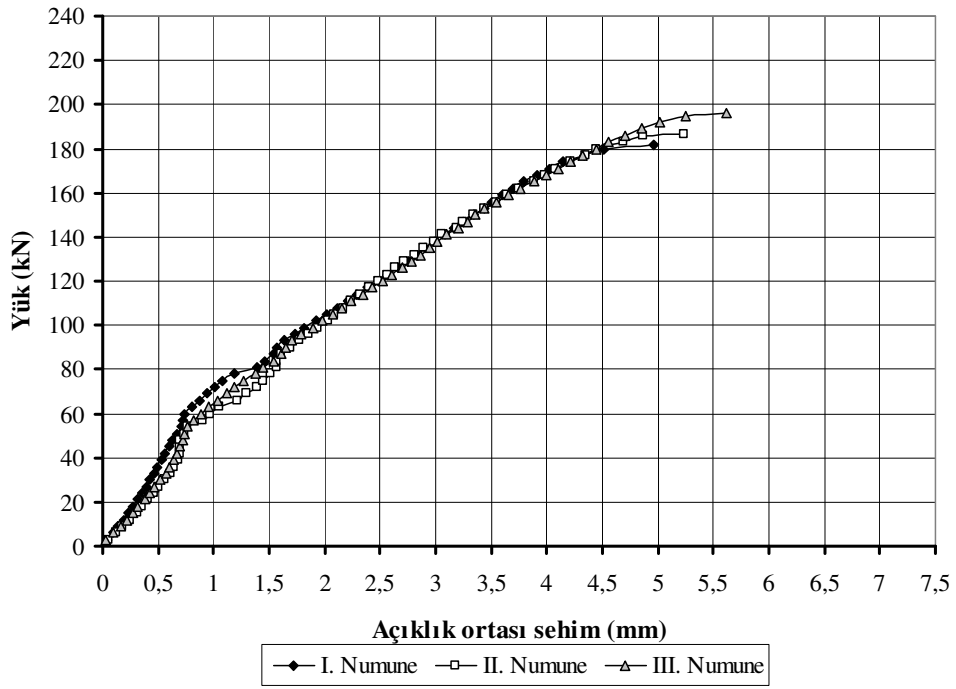
$$u = \left(0.7683 + \frac{3.2}{\phi} \right) \sqrt{f_c} \quad (5.2)$$

şeklinde elde edilmiştir.

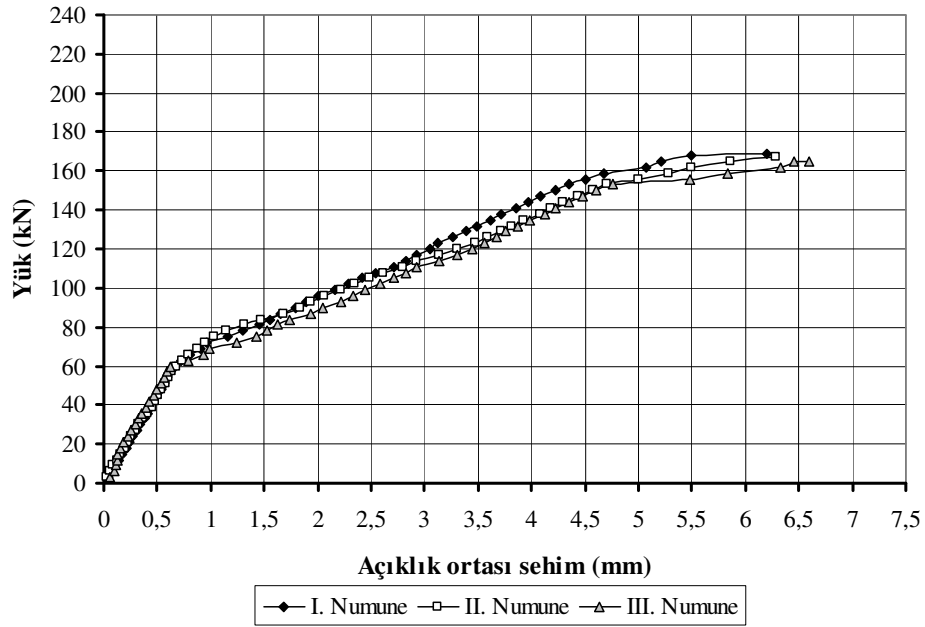
Şekil 5.10–13’ deki deney numunelerine ait yük-sehim eğrilerinden, her iki donatı çapı ($\Phi 16$ ve $\Phi 20$) için de KYB’den üretilen kiriş numunelerinin rijitliğinin normal betondan üretilen kiriş numunelerinkine göre daha fazla olduğu görülmüştür. Buna ilaveten, her iki beton tipinde (Normal beton ve KYB) de çekme donatı çapı 20 mm olan kiriş numunelerinin rijitliklerinin daha büyük olduğu gözlemlenmiştir.



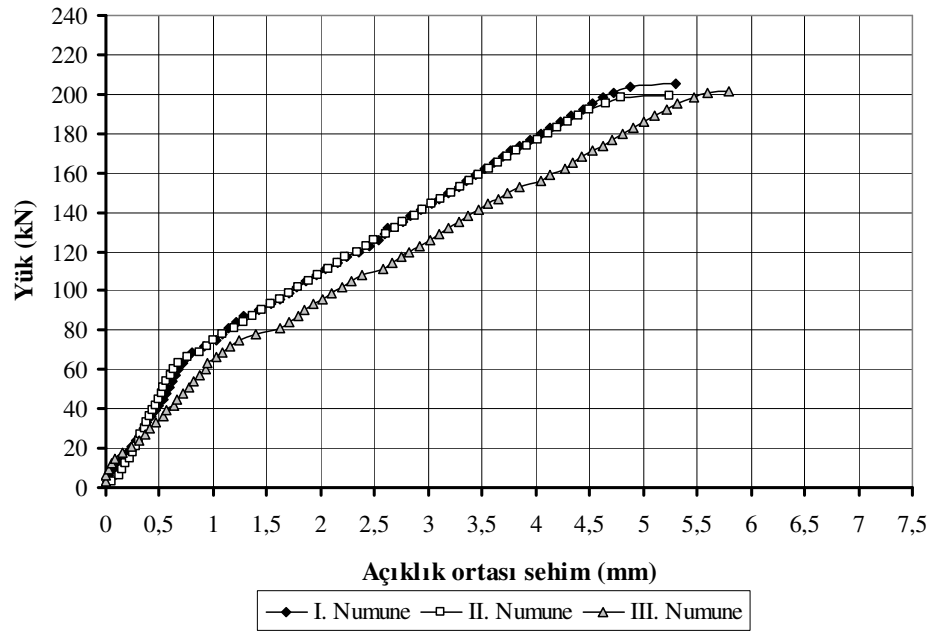
Şekil 5.10 K.Normal.16 kirişine ait numunelerin yük-sehim eğrileri



Şekil 5.11 K.Normal.20 kirişine ait numunelerin yük-sehim eğrileri



Şekil 5.12 K.KYB.16 kirişine ait numunelerin yük-sehim eğrileri



Şekil 5.13 K.KYB.20 kirişine ait numunelerin yük-sehim eğrileri

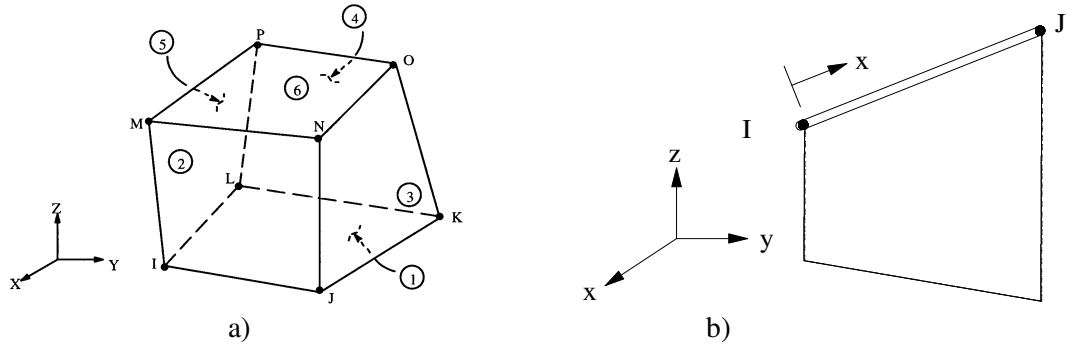
6. NÜMERİK ANALİZ

6.1 Giriş

Bölüm 5’ de dört farklı kiriş üzerinde 4 noktalı eğilme deneylerine ait bulgular verilmiştir. Bu bölümde ise yapılan deneysel çalışmaların nümerik olarak modellenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla ANSYS sonlu eleman paket programı kullanılmıştır.

6.2 Beton ve Çeliğin Sonlu Eleman Modeli

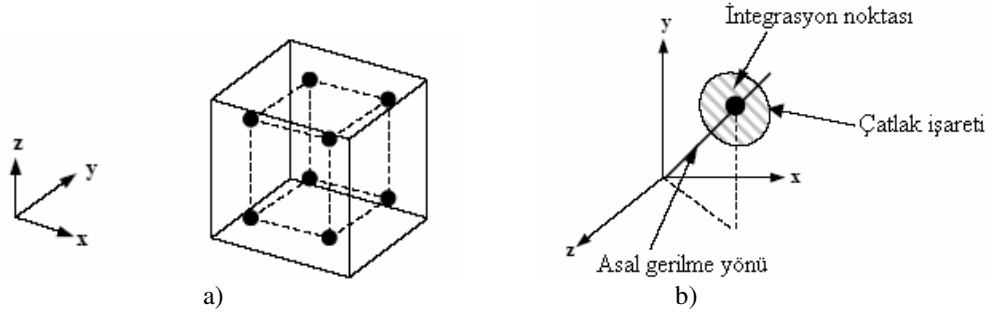
ANSYS programı içerisinde üç boyutlu beş adet katı sonlu eleman bulunmaktadır. Beton malzemesi için kırılma ve ezilme özelliklerini içeren Solid 65 elemanı seçilmiş olup donatı çeliği için Link 8 elemanı kullanılmıştır (Şekil 6.1).



Şekil 6.1 Betonarme kirişlerin 3 boyutlu sonlu eleman modeli; a)beton elemanı ve b)ara donatı elemanı.

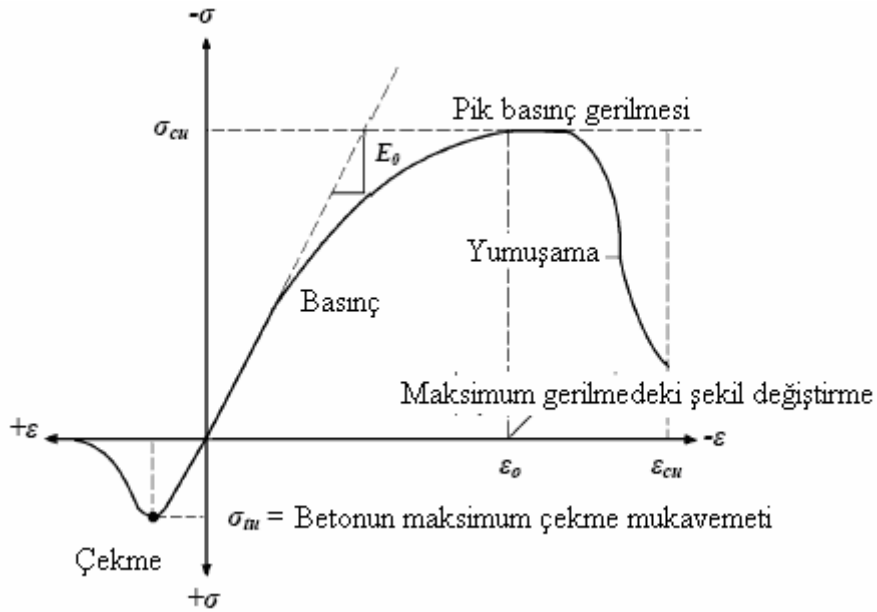
6.2.1 Beton Sonlu Elemanı ve Malzeme Modeli

Betonun modellenmesinde sekiz düğüm noktalı katı eleman kullanılmış olup her bir düğüm noktası x, y ve z yönlerinde yer değiştirme serbestliğine sahiptir. Bu elemanın rijitlik ve kütle matrisleri $2 \times 2 \times 2$ Gauss integrasyon yöntemiyle elde edilmekte olup integrasyon noktaları Şekil 6.2.a’ da verilmiştir. Kırılma veya ezilmenin nümerik modellenmesinde her bir integrasyon noktasının kırılma/ezilme durumu dikkate alınmakta olup bu hasarlar bir bölge olarak elemana tanıtılmaktadır (Şekil 6.2.b).



Şekil 6.2 Beton katı elemanın a) integrasyon noktaları ve b) hasar yüzeyi

Son 25 yılı aşkın bir zamandır betonun lineer olmayan çatlak modelleri üzerinde çalışmalar yapılmaktadır. Beton yarı gevrek bir malzeme olup çekme ve basınç yükleri altında farklı davranış göstermektedir. Betonun çekme mukavemeti basınç mukavemetinin yaklaşık olarak % 8-15' i civarındadır [73]. Normal bir betonun tek eksenli çekme ve basınç altındaki gerilme-şekil değiştirme eğrisi Şekil 6.3' de sunulmuştur [69].



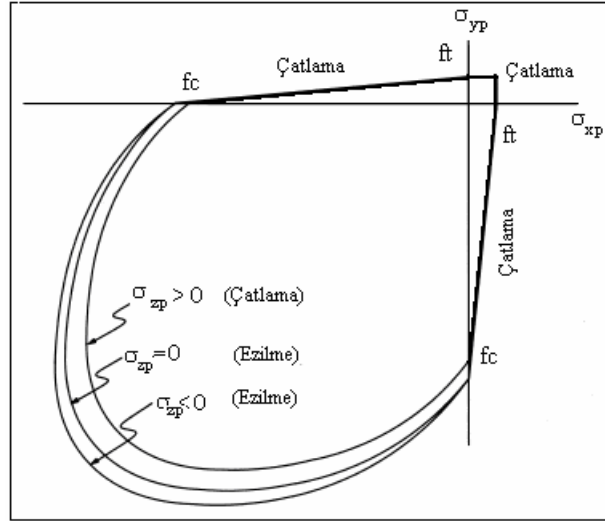
Şekil 6.3 Betonun tipik tek eksenli gerilme-şekil değiştirme eğrisi.

Basınçta, betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisi maksimum gerilme mukavemetinin yaklaşık % 30' u kadar lineer elastiktir. Bu noktadan büyük gerilmeler, maksimum gerilme mukavemetine kadar artar ve maksimum gerilme mukavemetine ulaştıktan sonra σ_{cu} , eğri yumuşama bölgesine girmektedir. Bu noktadan sonra ϵ_{cu} ezilme şekil değiştirmesine kadar malzemede dayanım azalmaması oluşur ϵ_{cu} değerinde ezilme göçmesi oluşur. Çekmede,

betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisi maksimum çekme mukavemetine kadar hemen hemen lineer elastiktir. Bu noktadan sonra betonda çatlaklar meydana gelir ve mukavemet tedrici olarak azalıp sıfıra inmektedir [69].

6.2.2 Betonda Çatlağın Modellenmesi

Beton elemanda gerilme ve şekil değiştirmeler, elemanların integrasyon noktalarında elde edilmekte olup çatlaklar ise bu integrasyon noktalarında hesaba katılmaktadır. Söz konusu bu çatlaklar daire şeklinde gösterilmekte olup betonun çekme mukavemetini aşan asal gerilmelere dik doğrultuda oluşmaktadır.



Şekil 6.4 Betonun iki eksenli kırılma zarf eğrisi.

Şekil 6.4' de ise betonun idealize edilmiş 2 eksenli kırılma zarf eğrisi görülmektedir. Beton içerisinde oluşan asal gerilmeler çoğunlukla x ve y yönlerinde oluşmakta ve bu doğrultularda hasarlar meydana gelmektedir. Eğer z yönünde elde edilen asal gerilme değeri sıfırdan büyük olursa bu doğrultuya dik yönde çatlaklar oluşmaktadır. Aynı zamanda z doğrultusunda elde edilen gerilme sıfıra eşit veya küçük olursa bu integrasyon noktasında ezilme meydana gelecektir. Beton elemanlar içerisindeki herhangi bir integrasyon noktasında elde edilen asal çekme gerilmeleri Şekil 6.4' de verilen kırılma zarf eğrisinin dışında kalan değerler için ilgili doğrultularda çatlaklar meydana gelir. Çatlamadan sonra betonun tek eksenli gerilme şekil değiştirme bağıntısında tanımlanan yumuşama bölgesi içerisine girer ve beton malzemesinin dayanımı sıfıra doğru azalır (Şekil 4.5). Beton eleman içerisinde elde edilen bütün

asal gerilme değerleri sıfırdan küçük ve kırılma zarf eğrisinin dışında kaldığı zaman ezilme meydana gelmektedir. Bu durumda tüm yönlerdeki elastisite modülü sıfır değerini alır.

Nümerik çözümlerde betonların elastisite modülleri ve basınç dayanımları tek eksenli basınç deneyi (Şekil 5.6) yardımıyla bulunmuş olup betonlara ait çekme dayanımları ise, aşağıda belirtilen boyut etkisi teorisine göre belirlenmiştir. Yani, betonarme kirişin lineer olmayan analizinde elemanların karakteristik boyutu h_k , maksimum agrega dane çapı d_{max} 'ın üç veya beş katından küçük olması halinde çözümlerde boyut etkisi teorisi dikkate alınmalıdır. Nümerik çözümlerde kullanılan sonlu eleman ağ sisteminin karakteristik boyutu h_k , 20 mm ve deneyde kullanılan agregaların maksimum dane çapı 20 mm olduğu için boyut etkisi teorisi dikkate alınmıştır. Betonarme kirişlerin nümerik çözümlerinde boyut etkisi teorisi ,

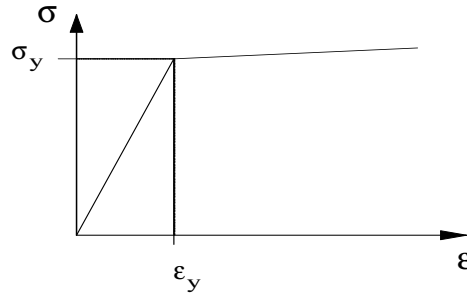
$$h_k \geq \frac{2EG_f}{f_t^2} \quad \text{için} \quad f_{eq} = \sqrt{\frac{2EG_f}{h_k}} \quad (6.1)$$

şeklinde eşdeğer bir çekme veya basınç dayanımı önermektedir [74]. Bu denklemde G_f betonun kırılma enerjisi, f_{eq} ise betonun eşdeğer çekme dayanımını göstermektedir.

6.3 Donatı Çeliği Sonlu Elemanı ve Malzeme Modeli

Donatı çeliğini modellemek için üç boyutlu kafes eleman olan Link8 sonlu elemanı kullanılmıştır. Bu eleman iki düğüm noktasına sahip olup her bir düğüm noktası için x, y ve z yönlerinde yer değiştirme serbestliğine sahiptir.

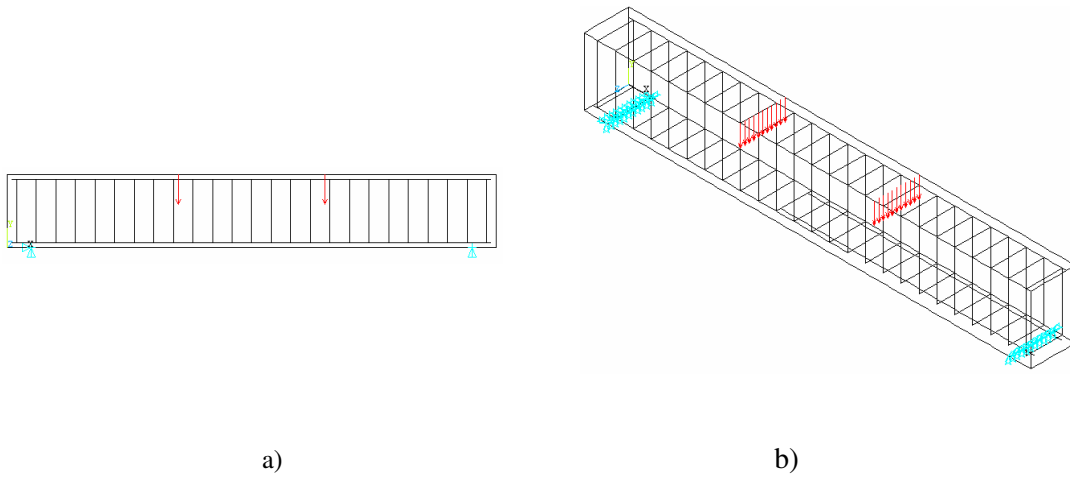
Çelik, homojen ve izotrop bir malzeme olup gerilme-şekil değiştirme ilişkisi başlangıçta lineer elastiktir. Bu bölgede kalıcı şekil değiştirmeler oluşmamaktadır. Çelik içerisinde elde edilen gerilme değerleri çeliğin akma dayanımını aştıktan sonra malzemede pekleşme olayı görölmektedir. Çeliğin idealize edilmiş tipik bir gerilme şekil değiştirme eğrisi Şekil 6.5' de görölmektedir. Bu eğride σ_y çeliğin akma gerilmesi olup bu değerinin üzerindeki gerilmeler için malzeme içerisinde plastik (kalıcı) şekil değiştirmeler oluştuğu kabul edilmektedir. Nümerik analizlerde çeliğin elasto-plastik davranışı modellenirken plastisite teorilerinden faydalanılmaktadır. Bu çalışmada çeliğin akma yüzeyi için von Mises akma kriterini esas almıştır. Akma gerilmesinden sonraki davranış için ise iki kollu (bilineer) lineer kinematik pekleşmeli akma kuralı dikkate alınmıştır (Şekil 6.5).



Şekil 6.5 Donatı çeliğinin İdealize Edilmiş Tek Eksenli gerilme-Şekil değiştirme Bağlantısı.

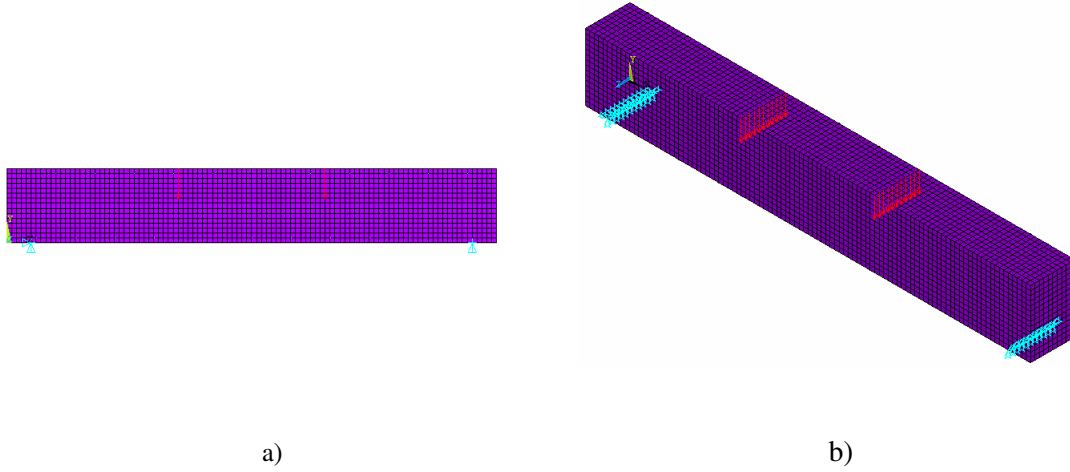
6.4 Betonarme Kirişin Sonlu Eleman Modeli

Betonarme kirişin sonlu eleman modeli tüm sistemi dikkate alacak şekilde üç boyutlu olarak modellenmiştir. Deney düzeneğine uygun olarak kirişe mesnetlerden 600 mm uzaklıkta iki ayrı noktadan tekil yük etki ettirilmiştir. Deney düzeneğinde kiriş kenarından 100 mm uzaklıkta bulunan mesnetler oluşturulmuştur. Sol taraftaki mesnet sabit, sağdaki ise yatay yönde hareketlidir. Böylece kiriş, x-y düzleminde hareket edecektir. Şekil 6.6.a'da bindirmeli ekli çekme donatısına sahip kirişin sonlu eleman ağ yapısıyla birlikte mesnetleri ve üzerine etki ettirilen yükler için kirişin önden görünüşü verilmiştir. Kiriş elemanlara ait çekme ve basınç donatıları ile etriye detayları ise Şekil 6.6.b'de gösterildiği gibi modellenmiştir. Betonarme kirişlerin etriyeleri $\Phi 12/10$ olarak basınç donatısı için ise $2\Phi 12$ nervürlü çelik kullanılmıştır. Çekme donatısı için ise ayrı ayrı kirişler için sırasıyla $2\Phi 16$ ve $2\Phi 20$ kullanılmış olup iki farklı beton malzemesi için (Normal ve Kendiliğinden yerleşen beton) toplam 4 adet kiriş sonlu eleman modeli (K.Normal.16, K.Normal.20, K.KYB.16 ve K.KYB.20) teşkil edilmiştir.



Şekil 6.6 Bindirmeli ekli kiriş donatılarının a) önden ve b) üç boyutlu görünüşü.

Betonun lineer olmayan davranışının modellenmesi için sonlu elemanlar küp şeklinde modellenmiş olup her bir sonlu küp elemanın boyutunun belirlenmesinde beton üretiminde kullanılan agreganın maksimum dane çapı olan 20 mm esas alınmıştır. Bu nedenle 2000 mm uzunluğunda ve kesit boyutları 200 mm×300 mm olan kirişlerin sonlu eleman modellenmesinde toplam 600 adet kafes elemanı ile birlikte 20 mm boyutunda 15700 kare prizmatik sonlu eleman kullanılmış olup tüm sistemin çözümünde toplam 17776 adet düğüm noktasına karşılık 53328 adet serbestlik derecesi kullanılmıştır (Şekil 6.7). Kirişlerdeki asal donatı ve etriyelerin modellenmesinde ise Şekil 6.6’da verilen üç boyutlu kafes eleman (Link 8) kullanılmış olup aynı malzeme özelliklerine sahip olduğu kabul edilmiştir. Bu donatıların kesit özellikleri alanlarının değişimiyle hesaba katılmış ve deneysel çalışmadaki yerleriyle uyumlu olacak şekilde beton sonlu elemanlarla bağlantıları yapılmıştır.



Şekil 6.7 Bindirmeli ekli betonarme kirişin sonlu eleman modelinin a) önden ve b) üç boyutlu görünüşü.

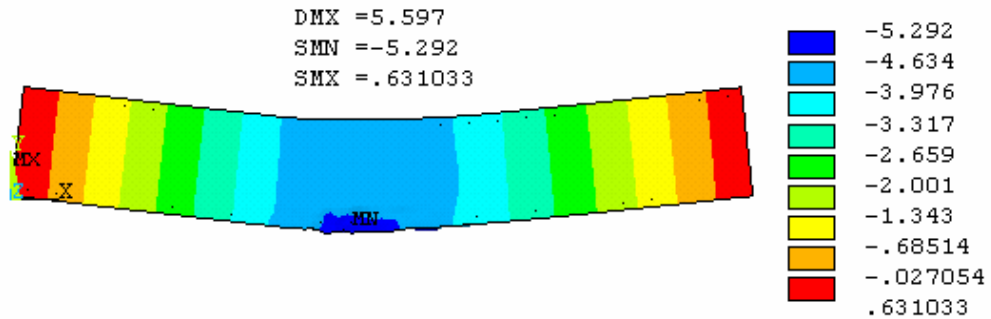
6.5 Betonarme Kirişlerin Nümerik Çözümleri

Kirişlerin lineer olmayan nümerik analizlerinde, normal ve kendiliğinden yerleşen betonların elastisite modülleri ve yoğunlukları sırasıyla, 33589 MPa ve 35713 MPa ile 2.40 ve 2.36 gr/cm³ olarak belirlenmiş olup poisson oranı her iki beton için 0.25 olarak hesaba katılmıştır. Kirişlerin çatlak analizinde, kullanılacak betonların basınç ve çekme dayanımları ise, K.Normal.16, K.Normal.20, K.KYB.16 ve K.KYB.20 kirişleri için sırasıyla, 41.48, 41.48, 43.11 ve 44.05 MPa ile 16.16, 16.16, 16.60 ve 16.85 MPa olarak hesaplanmıştır. ANSYS 5.4 ile çözüm yapılırken Bölüm 4.2’de verilen formüller esas alınmış olup lineer olmayan çözüm için “Newton-Raphson” ve “Predictor-Corrector” metotları birlikte kullanılarak çözümler elde edilmiştir. Aynı zamanda bindirme bölgesindeki yer değiştirmelerin doğru bir şekilde hesaplanması amacıyla malzeme olarak lineer olmayan davranışın yanı sıra geometrik olarak

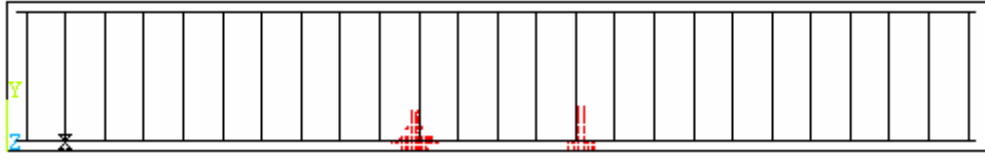
lineer olmayan davranışta dikkate alınmıştır. lineer olmayan yakınsama kriteri olarak yer değiştirme büyüklüğü seçilmiş olup 0.0001 gibi düşük bir değer kullanılarak çözümler elde edilmiştir. Kırılma analizlerinde çatlağın açılıp kapanması durumları olduğu için kayma iletim (Shear transfer, β_D) katsayısı hesaplarda kullanılmıştır. Bu katsayı, bir integrasyon noktasında meydana gelen çatlağın açık durumu için 0.001 ve çatlağın kapalı durumu için ise 0.85 olarak seçilmiştir [75]. Kirişler yükleme hızından etkilendiği için, en uygun yükleme adımının belirlenmesi amacıyla farklı adım sayıları (4, 5 ve 6 gibi) denenerek çözümler elde edilmiştir. Bu yükleme adımlarından en uygun çözümün etkiyen yükün 4 adımda alınmasıyla elde edilebileceği belirlenmiştir. Böylece, bu çalışmadaki bütün nümerik çözümlerde maksimum iterasyon sayısı 10 ve yükleme adımı ise 4 alınarak elde edilmiştir.

6.5.1 K.Normal.16 Kirişinin Çözümü

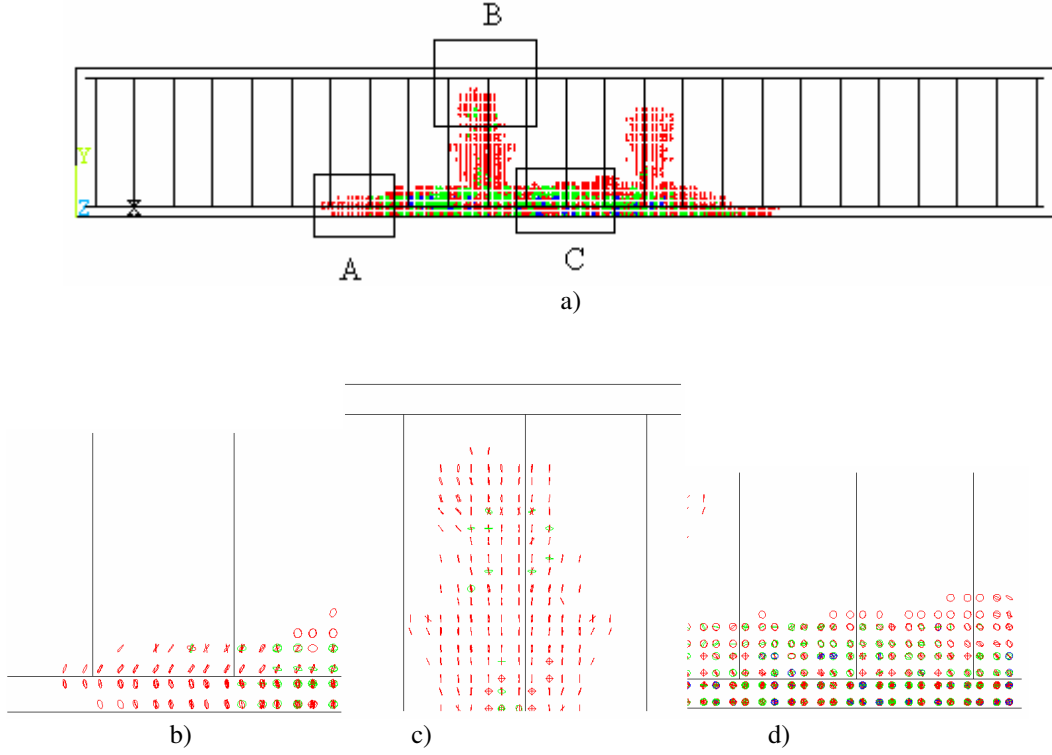
K. normal 16 kirişi normal betondan üretilmiş olup Bölüm 6.3’ de belirtilen malzeme özellikleri dikkate alınarak Şekil 6.6. ve 6.7’ de verilen sonlu eleman modeline tanımlanmıştır. Bu kirişin lineer olmayan analizleri neticesinde kırılma yükünün 179.90 kN olduğu değer için 5.597 mm sehim hesaplanmıştır. Deneysel testlerden elde edilen kırılma yükü ve sehim değerleri ise sırasıyla, 156.90 kN ve 5.35mm (Şekil 6.8) olarak belirlenmiştir. Çekme donatısının aksel normal gerilmesi; nümerik çözüm ve deneysel çalışmadan sırasıyla 463.08 MPa ve 463.71 MPa olarak elde edilmiştir. Bu gerilmeler 4.1 denkleminde yerine yazılırsa nümerik ve deneysel çalışmalar için aderans gerilmeleri sırasıyla 5.97 ve 5.98 MPa olarak elde edilir. Bu deneysel çalışma ve nümerik çözümler karşılaştırıldığında, nümerik olarak elde edilen kırılma yükünün ve sehimlerin deneysel olarak elde edilen değerden sırasıyla % 12 ve % 4 daha büyük olduğu aderans gerilmelerinin ise % 0.16 daha küçük olduğu belirlenmiştir.



Şekil 6.8 K.Normal.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen sehimler.



Şekil 6.9 K.Normal.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen ilk çatlak durumu.



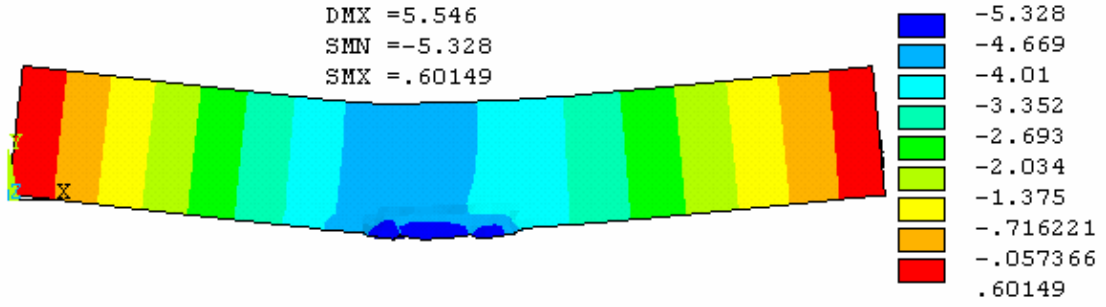
Şekil 6.10 K.Normal.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen a) kırılma yükündeki çatlak durumu, b) A bölgesi, c) B bölgesi ve d) C bölgesi çatlak detayları.

Nümerik çözümlerde maksimum asal çekme gerilmeleri kiriş üzerinde iki kuvvetin uygulandığı bölge içerisinde bulunan kirişin alt yüzeyinde ve genelde x doğrultusunda meydana gelmektedir. Şekil 6.9' da görüldüğü gibi ilk çatlaklar K.Normal.16 kiriş üzerine etkiyen yükün 134.92 kN olduğu durum için söz konusu bu bölge içerisinde x eksenine dik y ve z eksenlerine paralel bir çatlak bölgesi oluşturacak şekilde elde edilmektedir. Şekil 6.10' da ise K.Normal.16 kirişinin kırılma yükü altında elde edilen çatlak bölgeleri ve 3 ayrı bölgenin detay görüntüsü verilmiştir. Çatlaklar her bir elemanın integrasyon noktasında görülen daireler şeklinde gösterilmiştir. Şekil 6.10.b' de hem normal hem de kesme gerilmelerinin beton elemanlar üzerine etki ettiği A bölgesi içerisinde yer alan çatlaklar görülmektedir. Normal çekme gerilmeleri x yönünde geliştiğinden ve kesme gerilmeleri xy düzleminde olduğundan dolayı A bölgesinde asal çekme gerilmelerinin yönü yataydan yükün uygulandığı bölgeye doğru eğilmiş

olmaktadır. Bu bölgede de asal çekme gerilmeleri betonun nihai çekme dayanımını aştığında asal gerilmelerin yönlerine dik düz çizgiler olarak gözükür ve eğilmiş daireler şeklinde olan diyagonal çekme çatlakları beton elemanların integrasyon noktalarında oluştuğu görülmektedir. B bölgesi yükleme bölgesi altında beton elemanlarda gözlenen çatlak işaretlerini göstermektedir. Tek eksenli basınca maruz beton bir yapı için, Poisson etkisiyle gelişen çekme şekil değiştirmelerden kaynaklanan çatlaklar ilk olarak uygulanan basınç yükünün yönüne paralel yayılırlar [76]. Bu bölgede, y yönünde uygulanan yüklerin Poisson etkisiyle z yönünde çekme şekil değiştirmelere sebep olduğu görülmektedir. Böylece, yükleme bölgesi altında beton elemanlardaki integrasyon noktalarında z yönünde asal çekme şekil değiştirmelerine dik olarak basınç çatlakları oluşmuştur (Şekil 6.10.c). C bölgesinde ise asal çekme gerilmeleri çoğunlukla açıklık ortasında kirişin altında x yönünde (boyuna) oluşmaktadır. Bu bölgede asal gerilmeler betonun nihai çekme dayanımını aştığında, çatlak işaretleri olarak dairelerin x yönündeki asal gerilmelere dik oluştuğu görülmektedir. Bundan dolayı, Şekil 6.10.d’de gösterilen çatlak işaretleri beton katı elemanların integrasyon noktalarında oluşan dikey düz çizgiler olarak görülecektir.

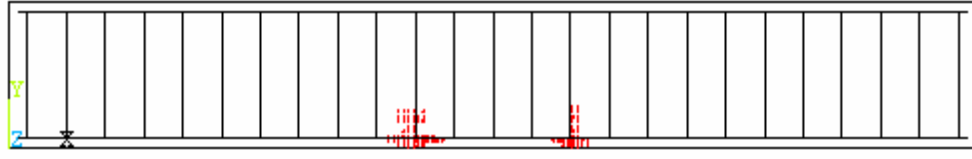
6.5.2 K.Normal.20 Kirişinin Çözümü

K. normal 20 kirişi normal betondan üretilmiş olup Bölüm 6.3’ de belirtilen malzeme özellikleri dikkate alınarak Şekil 6.6. ve 6.7’de verilen sonlu eleman modeline tanımlanmıştır. Bu kirişin lineer olmayan analizleri neticesinde kırılma yükünün 189.15 kN olduğu değer için 5.54 mm sehim hesaplanmıştır. Deneysel testlerden elde edilen kırılma yükü ve sehim değerleri ise sırasıyla, 188.23 kN ve 5.27 mm (Şekil 6.11)olarak belirlenmiştir. Çekme donatısının eksenel normal gerilmesi; nümerik çözüm ve deneysel çalışmadan sırasıyla 315.22 MPa ve 358.23 MPa olarak elde edilmiştir. Bu gerilmeler 4.1 denkleminde yerine yazılırsa nümerik ve deneysel çalışmalar için aderans gerilmeleri sırasıyla 5.08 ve 5.77 MPa olarak elde edilir. Bu deneysel çalışma ve nümerik çözümler karşılaştırıldığında, nümerik olarak elde edilen kırılma yükünün ve sehimlerin deneysel olarak elde edilen değerden sırasıyla % 0.48 ve % 5 daha büyük olduğu aderans gerilmelerinin ise % 12 daha küçük olduğu belirlenmiştir.

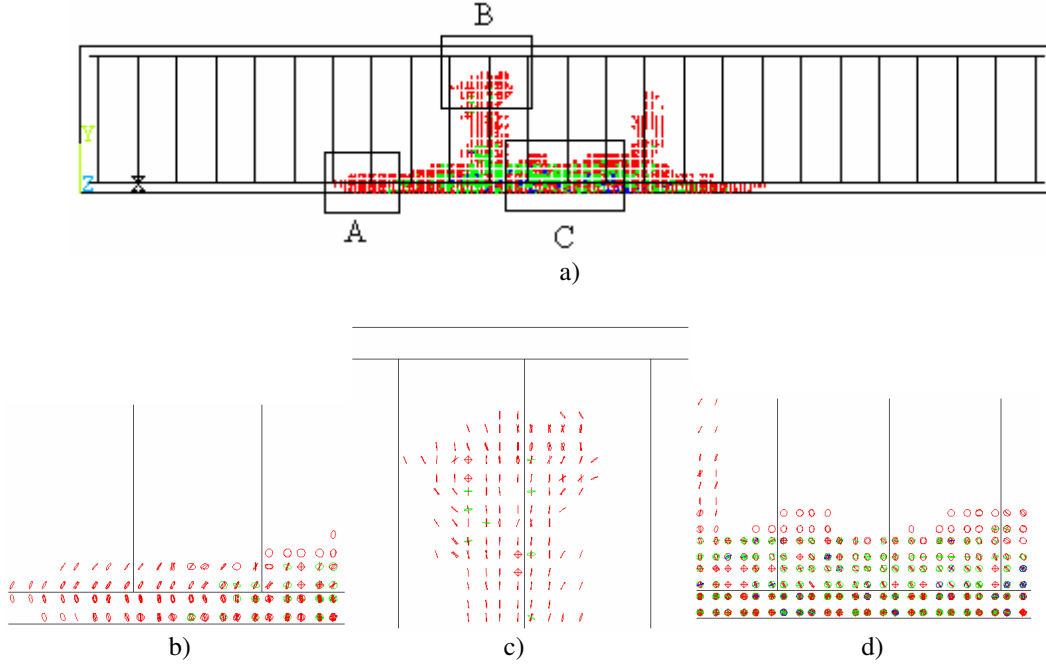


Şekil 6.11 K.Normal.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen sehimler.

Nümerik çözümlerde maksimum asal çekme gerilmeleri kiriş üzerinde iki kuvvetin uygulandığı bölge içerisinde bulunan kirişin alt yüzeyinde ve genelde x doğrultusunda elde edilmektedir. Şekil 6.12’ de görüldüğü gibi ilk çatlaklar K.Normal.20 kiriş üzerine etkiyen yükün 141.86 kN olduğu durum için söz konusu bu bölge içerisinde x eksenine dik y ve z eksenlerine paralel bir çatlak bölgesi oluşturacak şekilde elde edilmektedir. Şekil 6.13’ da ise K.Normal.20 kirişinin kırılma yükü altında elde edilen çatlak bölgeleri ve 3 ayrı bölgenin detay görüntüsü verilmiştir. Çatlaklar her bir elemanın integrasyon noktasında görülen daireler şeklinde gösterilmiştir. Şekil 6.13.b’ de hem normal hem de kesme gerilmelerinin beton elemanlar üzerine etki ettiği A bölgesi içerisinde yer alan çatlaklar görülmektedir. Normal çekme gerilmeleri x yönünde geliştiğinden ve kesme gerilmeleri xy düzleminde olduğundan dolayı A bölgesinde asal çekme gerilmelerinin yönü yataydan yükün uygulandığı bölgeye doğru eğilmiş olmaktadır. Bu bölgede de asal çekme gerilmeleri betonun nihai çekme dayanımını aştığında asal gerilmelerin yönlerine dik düz çizgiler olarak gözüken ve eğilmiş daireler şeklinde olan diyagonal çekme çatlakları beton elemanların integrasyon noktalarında olduğu görülmektedir. B bölgesi yükleme bölgesi altında beton elemanlarda gözlenen çatlak işaretlerini göstermektedir. Tek eksenli basınca maruz beton bir yapı için, Poisson etkisiyle gelişen çekme şekil değiştirmelerden kaynaklanan çatlaklar ilk olarak uygulanan basınç yükünün yönüne paralel yayılırlar [76]. Bu bölgede, y yönünde uygulanan yüklerin Poisson etkisiyle z yönünde çekme şekil değiştirmelere sebep olduğu görülmektedir. Böylece, yükleme bölgesi altında beton elemanlardaki integrasyon noktalarında z yönünde asal çekme şekil değiştirmelerine dik olarak basınç çatlakları oluşmuştur (Şekil 6.13.c). C bölgesinde ise asal çekme gerilmeleri çoğunlukla açıklık ortasında kirişin altında x yönünde (boyuna) oluşmaktadır. Bu bölgede asal gerilmeler betonun nihai çekme dayanımını aştığında, çatlak işaretleri olarak dairelerin x yönündeki asal gerilmelere dik olduğu görülmektedir. Bundan dolayı, Şekil 6.13.d’ de gösterilen çatlak işaretleri beton katı elamanların integrasyon noktalarında oluşan dikey düz çizgiler olarak görülecektir.



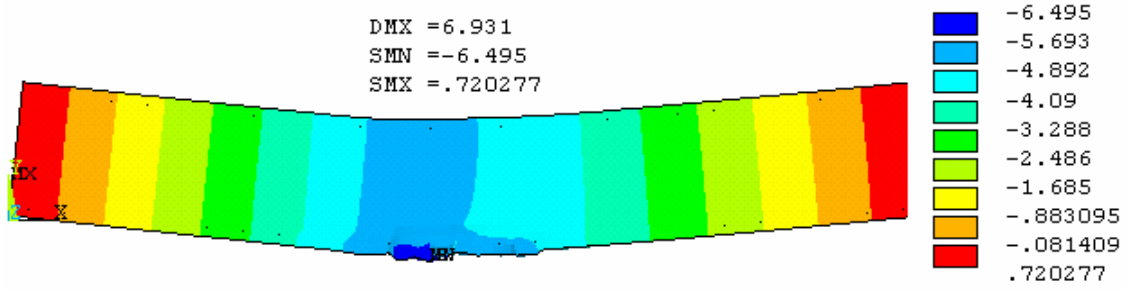
Şekil 6.12 K.Normal.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen ilk çatlak durumu.



Şekil 6.13 K.Normal.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen a) kırılma yükündeki çatlak durumu, b) A bölgesi, c) B bölgesi ve d) C bölgesi çatlak detayları.

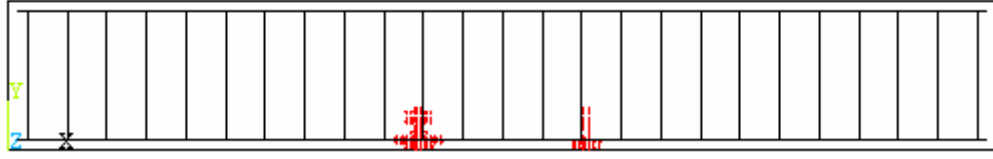
6.5.3 K.KYB.16 Kirişinin Çözümü

K.KYB.16 kirişi normal betondan üretilmiş olup Bölüm 6.3' de belirtilen malzeme özellikleri dikkate alınarak Şekil 6.6. ve 6.7 ' de verilen sonlu eleman modeline tanımlanmıştır. Bu kirişin lineer olmayan analizleri neticesinde kırılma yükünün 184.35 kN olduğu değer için 6.93 mm sehim hesaplanmıştır. Deneysel testlerden elde edilen kırılma yükü ve sehim değerleri ise sırasıyla, 167.00 kN ve 6.36 mm (Şekil 6.14)olarak belirlenmiştir. Çekme donatısının eksenel normal gerilmesi; nümerik çözüm ve deneysel çalışmadan sırasıyla 488.88 MPa ve 493.26 MPa olarak elde edilmiştir. Bu gerilmeler 4.1 denkleminde yerine yazılırsa nümerik ve deneysel çalışmalar için aderans gerilmeleri sırasıyla 6.30 ve 6.36 MPa olarak elde edilir. Bu deneysel çalışma ve nümerik çözümler karşılaştırıldığında, nümerik olarak elde edilen kırılma yükünün ve sehimlerin deneysel olarak elde edilen değerden sırasıyla % 9.4 ve % 8 daha büyük olduğu aderans gerilmelerinin ise % 0.94 daha küçük olduğu belirlenmiştir.

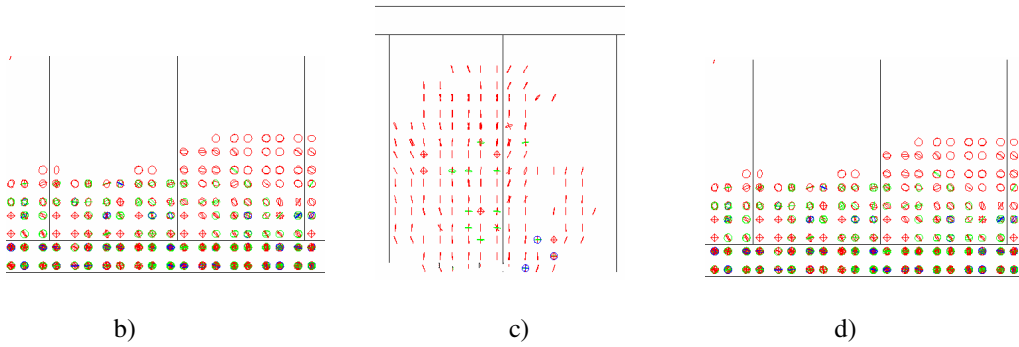
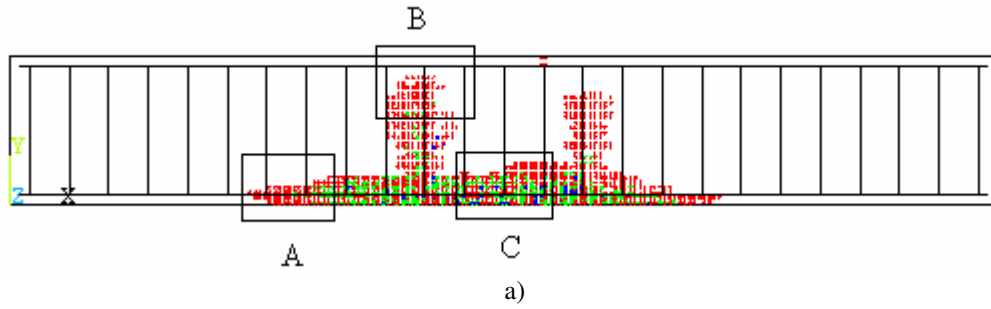


Şekil 6.14 K.KYB.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen sehimler.

Nümerik çözümlerde maksimum asal çekme gerilmeleri kiriş üzerinde iki kuvvetin uygulandığı bölge içerisinde bulunan kirişin alt yüzeyinde ve genelde x doğrultusunda elde edilmektedir. Şekil 6.15’ de görüldüğü gibi ilk çatlaklar K.KYB.16 kiriş üzerine etkiyen yükün 138.26 kN olduğu durum için söz konusu bu bölge içerisinde x eksenine dik y ve z eksenlerine paralel bir çatlak bölgesi oluşturacak şekilde elde edilmektedir. Şekil 6.16’ da ise K.KYB.16 kirişinin kırılma yükü altında elde edilen çatlak bölgeleri ve 3 ayrı bölgenin detay görüntüsü verilmiştir. Çatlaklar her bir elemanın integrasyon noktasında görülen daireler şeklinde gösterilmiştir. Şekil 6.16.b’ de hem normal hem de kesme gerilmelerinin beton elemanlar üzerine etki ettiği A bölgesi içerisinde yer alan çatlaklar görülmektedir. Normal çekme gerilmeleri x yönünde geliştiğinden ve kesme gerilmeleri xy düzleminde oluştuğundan dolayı A bölgesinde asal çekme gerilmelerinin yönü yataydan yükün uygulandığı bölgeye doğru eğilmiş olmaktadır. Bu bölgede de asal çekme gerilmeleri betonun nihai çekme dayanımını aştığında asal gerilmelerin yönlerine dik düz çizgiler olarak gözüken ve eğilmiş daireler şeklinde olan diyagonal çekme çatlakları beton elemanların integrasyon noktalarında oluştuğu görülmektedir. B bölgesi yükleme bölgesi altında beton elemanlarda gözlenen çatlak işaretlerini göstermektedir. Tek eksenli basınca maruz beton bir yapı için, Poisson etkisiyle gelişen çekme şekil değiştirmelerden kaynaklanan çatlaklar ilk olarak uygulanan basınç yükünün yönüne paralel yayılırlar [76]. Bu bölgede, y yönünde uygulanan yüklerin Poisson etkisiyle z yönünde çekme şekil değiştirmelere sebep olduğu görülmektedir. Böylece, yükleme bölgesi altında beton elemanlardaki integrasyon noktalarında z yönünde asal çekme şekil değiştirmelerine dik olarak basınç çatlakları oluşmuştur (Şekil 6.16.c). C bölgesinde ise asal çekme gerilmeleri çoğunlukla açıklık ortasında kirişin altında x yönünde (boyuna) oluşmaktadır. Bu bölgede asal gerilmeler betonun nihai çekme dayanımını aştığında, çatlak işaretleri olarak dairelerin x yönündeki asal gerilmelere dik oluştuğu görülmektedir. Bundan dolayı, Şekil 6.16.d’ de gösterilen çatlak işaretleri beton katı elemanların integrasyon noktalarında oluşan dikey düz çizgiler olarak görülecektir.



Şekil 6.15 K.KYB.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen ilk çatlak durumu.

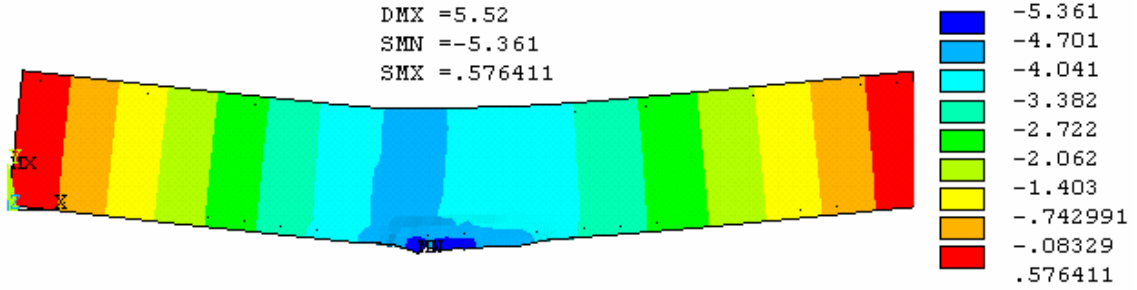


Şekil 6.16 K.KYB.16 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen a) kırılma yükündeki çatlak durumu, b) A bölgesi, c) B bölgesi ve d) C bölgesi çatlak detayları.

6.5.4 K.KYB.20 Kirişinin Çözümü

K.KYB.20 kirişi normal betondan üretilmiş olup Bölüm 6.3' de belirtilen malzeme özellikleri dikkate alınarak Şekil 6.6. ve 6.7 ' de verilen sonlu eleman modeline tanımlanmıştır. Bu kirişin lineer olmayan analizleri neticesinde kırılma yükünün 197.85 kN olduğu değer için 5.52 mm sehim hesaplanmıştır. Deneysel testlerden elde edilen kırılma yükü ve sehim değerleri ise sırasıyla, 202.00 kN ve 5.45 mm (Şekil 6.17) olarak belirlenmiştir. Çekme donatısının eksenel normal gerilmesi; nümerik çözüm ve deneysel çalışmadan sırasıyla 326.04 MPa ve 384.22 MPa olarak elde edilmiştir. Bu gerilmeler 4.1 denkleminde yerine yazılırsa nümerik ve deneysel çalışmalar için aderans gerilmeleri sırasıyla 5.25 ve 6.19 MPa olarak elde edilir. Bu deneysel çalışma ve nümerik çözümler karşılaştırıldığında, nümerik olarak elde edilen kırılma

yükünün ve aderans gerilmelerinin deneysel olarak elde edilen değerden sırasıyla % 2 ve % 15 daha küçük olduğu sehımlerin ise % 1.3 daha büyük olduğu belirlenmiştir.



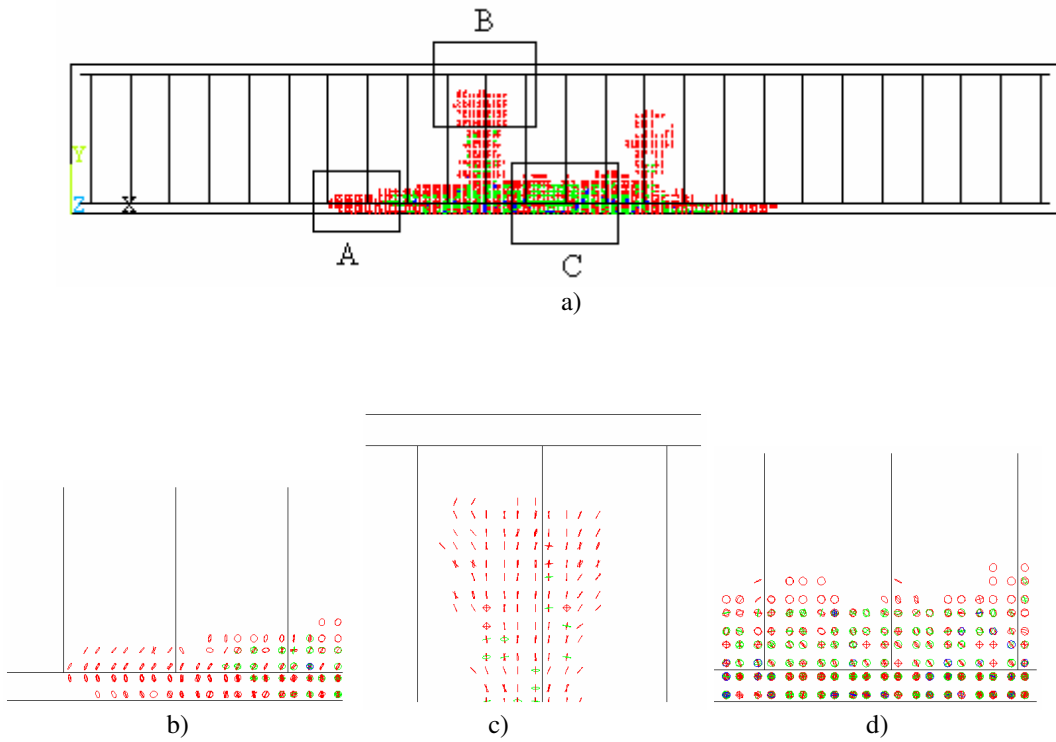
Şekil 6.17 K.KYB.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen sehımler.

Nümerik çözümlerde maksimum asal çekme gerilmeleri kiriş üzerinde iki kuvvetin uygulandığı bölge içerisinde bulunan kirişin alt yüzeyinde ve genelde x doğrultusunda elde edilmektedir. Şekil 6.18’ da görüldüğü gibi ilk çatlaklar K.KYB.20 kiriş üzerine etkiyen yükün 148.38 kN olduğu durum için söz konusu bu bölge içerisinde x eksenine dik y ve z eksenlerine paralel bir çatlak bölgesi oluşturacak şekilde elde edilmektedir. Şekil 6.19’ da ise K.KYB.20 kirişinin kırılma yükü altında elde edilen çatlak bölgeleri ve 3 ayrı bölgenin detay görüntüsü verilmiştir. Çatlaklar her bir elemanın integrasyon noktasında görülen daireler şeklinde gösterilmiştir. Şekil 6.19.b’ de hem normal hem de kesme gerilmelerinin beton elemanlar üzerine etki ettiği A bölgesi içerisinde yer alan çatlaklar görülmektedir. Normal çekme gerilmeleri x yönünde geliştiğinden ve kesme gerilmeleri xy düzleminde olduğundan dolayı A bölgesinde asal çekme gerilmelerinin yönü yataydan yükün uygulandığı bölgeye doğru eğilmiş olmaktadır. Bu bölgede de asal çekme gerilmeleri betonun nihai çekme dayanımını aştığında asal gerilmelerin yönlerine dik düz çizgiler olarak gözüken ve eğilmiş daireler şeklinde olan diyagonal çekme çatlakları beton elemanların integrasyon noktalarında olduğu görülmektedir. B bölgesi yükleme bölgesi altında beton elemanlarda gözlenen çatlak işaretlerini göstermektedir. Tek eksenli basınca maruz beton bir yapı için, Poisson etkisiyle gelişen çekme şekil değiştirmelerden kaynaklanan çatlaklar ilk olarak uygulanan basınç yükünün yönüne paralel yayılırlar [76]. Bu bölgede, y yönünde uygulanan yüklerin Poisson etkisiyle z yönünde çekme şekil değiştirmelere sebep olduğu görülmektedir. Böylece, yükleme bölgesi altında beton elemanlardaki integrasyon noktalarında z yönünde asal çekme şekil değiştirmelerine dik olarak basınç çatlakları oluşmuştur (Şekil 6.19.c). C bölgesinde ise asal çekme gerilmeleri çoğunlukla açıklık ortasında kirişin altında x yönünde (boyuna) oluşmaktadır. Bu bölgede asal gerilmeler betonun nihai çekme dayanımını aştığında, çatlak işaretleri olarak dairelerin x yönündeki asal gerilmelere dik olduğu görülmektedir. Bundan dolayı, Şekil 6.19.d’ de

gösterilen çatlak işaretleri beton katı elamanların integrasyon noktalarında oluşan dikey düz çizgiler olarak görülecektir.



Şekil 6.18 K.KYB.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen ilk çatlak durumu.



Şekil 6.19 K.KYB.20 kirişinin nümerik çözümlerinden elde edilen a) kırılma yükündeki çatlak durumu, b) A bölgesi, c) B bölgesi ve d) C bölgesi çatlak detayları.

6.6 Deneysel Bulgular ile Nümerik Çözümün Karşılaştırılması

Tablo 6.1’de bindirmeli ekli çekme donatısına sahip ve basınç mukavemetleri birbirine çok yakın olan normal ve kendiliğinden yerleşen betondan üretilmiş kirişlerin deneysel çalışma ve nümerik analizden elde edilen göçme yükü ve bu yükteki sehim, basınç blok yüksekliği, tarafsız eksen derinliği, donatıdaki gerilme ve aderans dayanımı verilmiştir. Görüldüğü gibi, nümerik çözümlerden elde edilen K.Normal.16, K.Normal.20 ve K.KYB.16 ait göçme yükleri

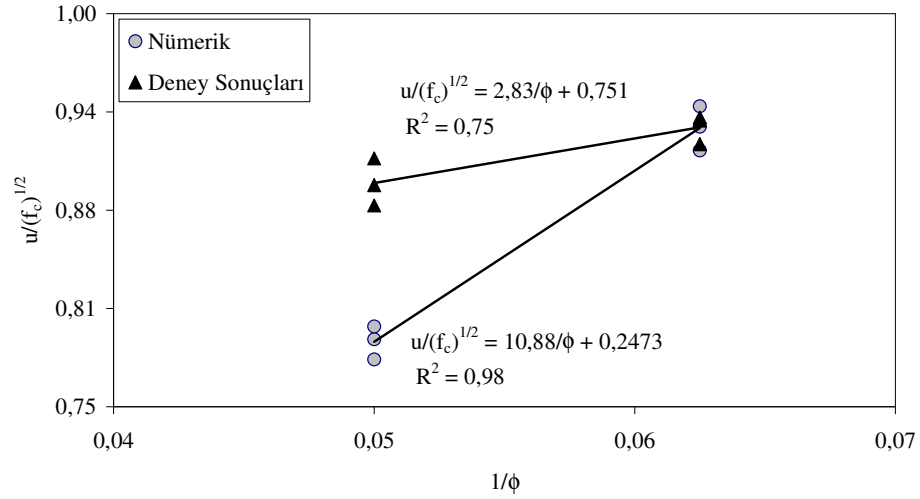
deneysel bulgularla kıyaslandığında sırasıyla %13, %0.5 ve %9.5 oranında daha fazla iken, nümerik çözümde sehim kontrollü yüklemekten dolayı K.KYB.20 kirişinin göçme yükü deneysel bulgulardan elde edilen değere göre %2 daha düşüktür. Nihai yükteki sehimlerde ise, nümerik çözümlerden elde edilen değerlerin deneysel bulgulardakinden çok az farklı olduğu gözlenmektedir. Ayrıca, nümerik çözümlerden elde edilen aderans dayanımlarının deneysel bulgulardan elde edilenlerle makul bir şekilde uyumlu olduğu görülmektedir. Diğer taraftan, her iki sonuçta da donatı çapının artmasıyla aderans dayanımının azaldığı görüldürken, bu durum nümerik çözümde daha açık bir şekilde ortaya çıkmaktadır.

Tablo 6.1 Bindirmeli ekli çekme donatılı kirişlerin donatı aderansının deneysel ve nümerik sonuçları

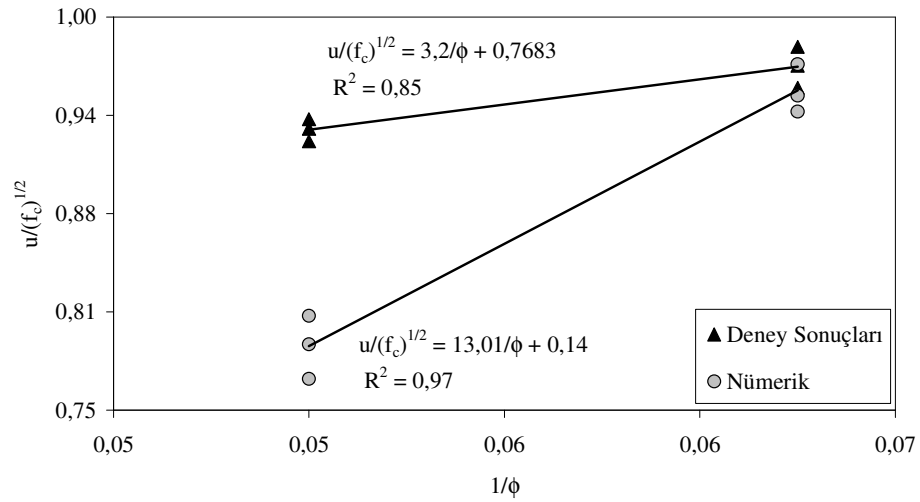
Veri	Numune No	f_c (MPa)	P_{max} (kN)	δ (mm)	a (mm)	c (mm)	σ_s (MPa)	u (MPa)
Deneysel	K.Normal.16	41.48	156.90	5.35	24.73	32.97	463.71	5.98
	K.Normal.20	41.48	188.23	5.27	28.09	37.46	358.23	5.77
	K.KYB.16	43.11	167.00	6.36	24.56	33.18	493.26	6.36
	K.KYB.20	44.05	202.00	5.45	28.32	38.43	384.22	6.19
Nümerik	K.Normal.16	41.48	179.90	5.59	30.02	39.97	463.08	5.97
	K.Normal.20	41.48	189.15	5.54	30.08	40.05	315.22	5.08
	K.KYB.16	43.11	184.35	6.93	29.65	40.00	488.88	6.30
	K.KYB.20	44.05	197.85	5.52	30.17	41.02	326.04	5.25

Tablo 6.1'deki nümerik çözümde elde edilen donatıdaki gerilme (σ_s) kullanılarak da aderans dayanımları ($u_{nümerik}$), Denklem (4.1) ile bulunmuştur. Nümerik ve deneysel bulgulardan elde edilen bu değerler kullanılarak, Şekil 6.20 a ve b'de gösterildiği gibi,

$u/\sqrt{f_c}$ değerlerine karşılık, $1/\phi$ apsis olmak üzere ampirik denklem için en uygun eğri çizilmiştir.



a) Normal betonu



b) KYB

Şekil 6.20 Lineer regresyon analizi yardımıyla kırış numunelerine ait deney ve nümerik sonuçlarından elde edilen ampirik denklem grafikleri

Normal ve kendiliğinden yerleşen beton için nümerik çözümden elde edilen veriler yardımıyla lineer regresyon analizi sonucu elde edilen ampirik denklemlerin korelasyon katsayıları sırasıyla

$R^2=0.98$ ve 0.97 olarak bulunmuştur. Deneysel bulgulardan elde edilenlere göre oldukça iyi korelasyona sahip olan bu ampirik denklemler,

$$u = \left(0.247 + \frac{10.88}{\phi} \right) \sqrt{f_c} \quad (6.1)$$

$$u = \left(0.140 + \frac{13.01}{\phi} \right) \sqrt{f_c} \quad (6.2)$$

olarak bulunmuştur.

6.7 Orangun ve diğ.(1977) ve Esfahani ve Rangan (1998) ile Karşılaştırma

İki farklı donatı çapına sahip kirişlerin deneysel ve nümerik aderans dayanım bulguları bazı araştırmacılar tarafından geliştirilen ve bindirmeli ekli çekme donatısına sahip tam ölçekli kirişler kullanılarak yapılan deney sonuçları esas alınarak geliştirilen ampirik denklemler kullanılarak tahmin edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Orangun ve diğ.(1977):

$$u = [1.2 + 3(c/d_b) + 50(d_b/l_s) + K_{tr}] \sqrt{f_c} \quad (6.1)$$

$$\text{burada } K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{500s d_b},$$

Esfahani ve Rangan (1998) :

$$U = u_c \frac{1 + 1/M}{1.85 + 0.024\sqrt{M}} \left(0.88 + 0.12 \frac{c_{med}}{c_m} \right) \quad (6.2)$$

burada $u_c = 4.9 \frac{c_m / d_b + 0.5}{c_m / d_b + 3.6} f_{ct}$ $f_c < 50$ MPa için, $u_c = 4.9 \frac{c_m / d_b + 0.5}{c_m / d_b + 3.6} f_{ct}$ $f_c \geq 50$ MPa için,

ve

$$M = \cosh \left(0.0022 L_d \sqrt{R \frac{f_c}{d_b}} \right), \text{ and } U \text{ and } f_c \text{ are in MPa; } f_{ct} = 0.55 \sqrt{f_c} ; \text{ alt, yan beton}$$

örtüsü veya çekme donatılarının merkezden merkeze aralığının yarısının en küçük değeri c_m ; ikinci büyük değeri ise c_{med} dir. R donatı tipine bağlı olarak 3 ve 4.25 arasında değişir.

Sonuçlar Tablo 6.2 ve Şekil 6.25 gösterilmiştir. Her bir kiriş numunesi için nümerik ve deneysel olarak ölçülen aderans gerilmeleri, Orangun ve diğ.(1977) ve Esfahani ve Rangan (1998) tarafından bulunan bağıntılardan elde edilen değerlere bölünerek aderans yeterlilikleri hesaplanmıştır. Orangun ve diğ.(1977)'ne ait Denklem (6.1) yardımıyla deneysel veriler kullanılarak bütün bindirmeli ekli donatı çubukları için ortalama aderans yeterliliği ve standart sapması sırasıyla, 1.22 ve 0.07 iken, nümerik veriler kullanılarak bu değerler 1.13 ve 0.08 olarak bulunmuştur. Buna ilaveten, Esfahani ve Rangan (1998)'ne ait Denklem (6.2) yardımıyla deneysel veriler kullanılarak bütün bindirmeli ekli donatı çubukları için ortalama aderans yeterliliği ve standart sapması sırasıyla, 1.35 ve 0.04 iken, nümerik veriler kullanılarak bu değerler 1.25 ve 0.08 olarak bulunmuştur. Yapılan istatistiksel hesaplardan görüldüğü gibi, Denklem (6.1) kullanılarak tahmin edilen adarens dayanımı değerleri, hem deneysel hem de nümerik olarak ölçülen aderans dayanımı değerlerine Denklem (6.2)'ye göre daha yakın iken, her iki denklem de nümerik çözümlerden elde edilen değerleri deneysel olarak elde edilenlerden daha iyi tahmin etmiştir.

Tablo 6.2 Elde edilen deneysel ve nümerik sonuçlara göre Orangun ve diğ.(1977) ile Esfahani ve Rangan (1998)'in aderans yeterlilikleri

Numune No	Ölçülen aderans, u (MPa)		Tahmin edilen aderans geril. (MPa)		Aderans yeterliliği			
	Deneysel (u_{deney})	Nümerik ($u_{nümerik}$)	$u_{oran.}$	$u_{esfh.}$	$u_{den.}/u_{Oran}$	$u_{nüm.}/u_{Oran}$	$u_{den.}/u_{esfh}$	$u_{nüm.}/u_{esfh}$
K.Normal.16	5.98	5.97	5.06	4.60	1.18	1.17	1.30	1.29
K.Normal.20	5.77	5.08	4.80	4.27	1.20	1.05	1.35	1.18
K.KYB.16	6.36	6.30	5.15	4.68	1.23	1.22	1.35	1.34
K.KYB.20	6.19	5.25	4.95	4.43	1.25	1.06	1.39	1.18

7. SONUÇLAR

Bu çalışmada, çekme donatısı sabit moment bölgesinde bindirmeli ekli olarak yerleştirilmiş kayma donatılı 12 adet kiriş numunesi deneysel olarak test edilip, aynı kiriş numuneleri sonlu eleman metoduyla (ANSYS sonlu eleman programı) modellenip donatı aderans dayanımı incelenmiştir. Su/çimento oranı 0.38 ve 0.39 oranına sahip kendiliğinden yerleşen ve normal betondan üretilmiş olan 2000*300*200 mm boyutlarındaki dikdörtgen kesitli kiriş numuneleri için $\Phi 16$ ve $\Phi 20$ donatı çapları değişken olarak kullanılmıştır. Yapılan deneyler ve nümerik çözümler ait bulgular analiz edildiğinde aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

1. Deney sonucu elde edilen nihai yükün, beton ve donatının karakteristik değerleri esas alınarak klasik hesap (elastik hesap yöntemi) ile bulunan değerlerden daha düşük olduğu görülmüştür. Bu sebeple, numune göçmesinin, beton örtünün yarılmaya sonucu üst üste bindirilmiş ekleme donatısının aderans göçmesinden dolayı meydana geldiği anlaşılmaktadır. Bu ise, çalışmanın amacına ulaştığını göstermektedir.
2. Hem deneysel bulgulardan hem de nümerik çözümde, her iki beton tipinde de (normal ve kendiliğinden yerleşen beton) kiriş numunelerinde kullanılan boyuna donatının çapı arttıkça, donatı aderans dayanımının azaldığı tespit edilirken, bu durumun nümerik çözümde daha açık bir şekilde ortaya çıktığı görülmüştür. Aderansdaki azalmanın sebebi ise donatı çapının artmasıyla birlikte, hem kesit alanı artan donatıya gelen kuvvetin artması sonucu kenetlenmenin azalmasına, hem de donatı dış kuvvetlerinin oluşturduğu ve yarılmaya çatlağına sebep olan radyal gerilmelerin artmasına dayandırılabilir.
3. Ayrıca, yaklaşık aynı basınç mukavemetine (Normal beton için 41.48 MPa ve KYB için ortalama 43.58 MPa) sahip olmasına rağmen, deneysel ve nümerik çözümde KYB numunelerine ait aderans dayanımlarının normal beton numunelerinin aderans dayanımından sırasıyla %6–7 ve %3–5 oranında daha yüksek olduğu görülmektedir. Bu ise, KYB' un daha homojen bir yapıya sahip olmasının sonucu olarak tarafsız eksen derinliğinin artması ve dolayısıyla beton basınç bölgesindeki gerilmenin artmasının yanında KYB' un reolojik yapısının sonucu olarak donatıyı daha iyi sarmasından kaynaklanmaktadır.
4. Deneye tabi tutulan kiriş numunelerine ait yük-sehim eğrilerinden ve nümerik çözümdeki nihai yükteki sehim değerlerinden görüldüğü gibi, her iki beton tipinde de donatı çapı arttıkça kiriş numunelerinin rijitliği (herhangi bir sehim değerine karşılık gelen yük) artmaktadır. Bunun ise, deneyler esnasında yapılan gözlemlerden, rölatif bakımdan büyük çaplı donatıya sahip numunelerde, çatlak oluşumuna kadar hızlı bir yük artışından sonra, az sayıda büyük genişlikli çatlakların meydana gelmesiyle birlikte, numunenin sehim yapma özelliğini kaybetmesinden kaynaklandığı tespit edilmiştir. Diğer taraftan, her iki çözümde

de nihai yükteki sehim değerleri göz önüne alındığında, KYB kiriş numunelerine ait rijitliğin normal beton kiriş numunelerine göre daha az olduğu gözlenmektedir.

5. Nümerik çözümlerde, bütün kiriş numunelerinde hem normal hem de kesme gerilmelerinin etki ettiği kesme açıklığı bölgesinde asal çekme gerilmeleri betonun nihai çekme dayanımını aştığında asal gerilmelerin yönlerine dik düz çizgiler olarak gözüken ve eğilmiş daireler şeklinde olan diyagonal çekme çatlakları beton elemanların integrasyon noktalarında olduğu görülmektedir. Yükleme bölgesinin hemen altında y yönünde uygulanan yüklerin Poisson etkisiyle z yönünde çekme şekil değiştirmelere sebep olduğu beton elemanlardaki integrasyon noktalarında z yönünde asal çekme şekil değiştirmelerine dik olarak basınç çatlakları oluşmuştur. Açıklık ortasında kirişin altında ise, asal gerilmeler betonun nihai çekme dayanımını aştığında, daire şeklinde olan çatlak işaretleri x yönündeki asal gerilmelere dik olduğu görülmektedir. Bunun yanında, hem deneysel hem de nümerik çözümlerden elde edilen kiriş çatlak durumları dikkate alındığında $\Phi 16$ çekme donatısına sahip kirişlerde daha fazla sayıda çatlak olduğu görülmüştür. Bunun ise, deneyler esnasında yapılan gözlemlerden, rölatif bakımdan büyük çaplı donatıya sahip numunelerde, çatlak oluşumuna kadar hızlı bir yük artışından sonra, az sayıda büyük genişlikli çatlakların meydana gelmesinden kaynaklandığı tespit edilmiştir.
6. Deneysel ve nümerik çözüm karşılaştırıldığında, nümerik çözümlerden elde edilen göçme yüklerinin genelde deneysel bulgulardakinden daha fazla olduğu ortaya çıkmaktadır. Nihai yükteki sehimlerde ise, nümerik çözümlerden elde edilen değerlerin deneysel bulgulardakinden çok az farklı olduğu gözlenmiştir. Ayrıca, nümerik çözümlerden elde edilen aderans dayanımlarının deneysel bulgulardan elde edilenlerle makul bir şekilde uyumlu olduğu görülmüştür.
7. Her bir kiriş numunesi için nümerik ve deneysel olarak ölçülen aderans gerilmeleri, Orangun ve diğ.(1977) ve Esfahani ve Rangan (1998) tarafından bulunan bağıntılarla karşılaştırıldığında Orangun ve diğ.(1977)'ne ait Denklem (6.1) kullanılarak tahmin edilen adarens dayanımı değerleri, Esfahani ve Rangan (1998)'a ait Denklem (6.2)'ye göre hem deneysel hem de nümerik olarak ölçülen aderans dayanımı değerlerine daha yakın olduğu görülmüştür. Ayrıca, her iki denklemin de nümerik çözümlerden elde edilen değerleri deneysel olarak elde edilenlerden daha iyi tahmin ettiği tespit edilmiştir.

Yapılan bu çalışma daha önce yapılan literatürdeki çalışmalarla karşılaştırıldığında, kendiliğinden yerleşen betonun kullanılması yanında bulguların hem deneysel hem de nümerik olarak elde edilmesi çalışmayı farklı kılmaktadır. Ayrıca, deney numunelerinin büyük boyutlu olması ve kiriş numunelerinin üretilmesinde kullanılan beton karışımlarının genelde yüksek mukavemetli olması çalışmaya ayrı bir önem kazandırmaktadır. Deney sonuçlarındaki sapmanın

az olmasının: nervürlü donatı ile beton arasındaki mekanik aderansın sağlanması amacıyla KYB ve uygun kıvama sahip normal beton kullanılması, su/çimento oranının düşük tutulması, uygun kür şartları ve sistemli bir deney düzeneğinden kaynaklandığı açıktır. Tüm deney numunelerine ait nihai göçme yükünün, klasik hesapla bulunan değerlerden daha düşük olması, yani, kırılmanın donatı akmadan önce beton örtünün yarılması sonucu ekleme donatısının göçmesiyle meydana gelmesi, deneyin amacına ulaştığını göstermektedir.

KAYNAKLAR

- [1] State-of-the-Art Report on Bond Under Cyclic Loads. Reported by ACI Committee 408. ACI 408.2R-92, ACI, Michigan, 1992.
- [2] Bond Action and Bond Behaviour of Reinforcement. State-of-the-Art Report. CEB Bulletin d'Information No. 151, December 1981.
- [3] Magnusson, J. (1997): Bond and Anchorage of Deformed Bars in High-Strength Concrete. Licentiate Thesis. Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Publication 97:1, Göteborg, 1997.
- [4] De Larrard, F., Scahaller, I. And Fuchs, J., 1993, Effect of bar diameter on the bond strength of passive reinforcement in high-performance concrete. ACI Mater. Journal 93, 333–339.
- [5] Turk, K. and Yildirim, M. S., 2003, Bond strength of reinforcement in splices in beams, Structural Engineering and Mechanics, 16(4), p. 469-478.
- [6] Turk, K., Caliskan, S. and Yildirim, M. S., 2005, Influence of loading condition and reinforcement size on the concrete / reinforcement bond strength, Structural Engineering and Mechanics, 19(3), p. 337-346.
- [7] Zhu, W., Sonebi, M. and Bartos, P. J. M., 2004, Bond and interfacial properties of reinforcement in self-compacting concrete, Vol.37, Materials and Structures, p.442-448.
- [8] Esfahani, M. R. and Rangan, B. V., 1998, Local bond strength of reinforcing bars in normal strength and high-strength concrete, ACI Journal 98, p. 96-106.
- [9] Ozawa, K., Maekawa, K., Kunishima, M. and Okamura, 1989, H., Development of High Performance Concrete Based on the Durability Design of Concrete Structures, The second East-Asia and Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-2), Proceedings book, Chiang Mai, Thailand, p. 445-450.
- [10] Shindoh, T., Yokota, K. and Yokoi, K., 1996, Effect of mix constituents on rheological properties of super workable concrete, In: Bartos P.J.M., Marrs D.L., Cleland D.J. (Eds.), Proceedings of the International RILEM Conference Production Methods and Workability of Concrete, Paisley, Scotland, June 3–5, 1996, E & FN Spon, London, p. 263–270.
- [11] EFNARC, May 2005, European Guidelines for Self-Compacting Concrete, Specification and Production and Use, Association House, UK, (www.efnarc.org).

- [12] Türk, K., Karataş, M. ve Ulucan, Z. Ç., 2006, Farklı oranlarda F sınıfı uçucu kül içeren kendiliğinden sıkışan betonun dayanım özellikleri, Fırat Üniversitesi Fen ve Mühendislik Bilimleri Dergisi, Fırat Üniversitesi, Elazığ, s. 513-520.
- [13] Yazicioglu, S., Caliskan, S. and Turk, K., 2006, Effect of curing conditions on the engineering properties of self-compacting concrete, Indian Journal of Engineering & Materials Sciences, Vol. 13, No. 1, pp. 25–29.
- [14] Orangun, C. O., Jirsa, J. O. And Bren, J. E., 1977, A revaluation of test data on development length and splices, ACI Journal 77, p 114-122.
- [15] Tepfers, R., 1973, A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars, Publication No.73:2, Division of concrete structures, Chalmers University of Technology, Goteborg, 328 s.
- [16] Moaveni, S., Finite Element Analysis, Theory and Applications with ANSYS, Bill Stenquist, Prentice Hall Inc., New Jersey, 1999.
- [17] Lawrence, K. L., “ANSYS Tutorial Release 7.0 and 6.1”, SDC Publications, Canonsburg, 1.1-2.25, 2002.
- [18] Arnesen, A., Sorensen, S., I., Bergan, P.G., “Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete”, Computers and Structures, 12, 571-579, 1979.
- [19] Bergan, P. G. and Holand, I., “Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures”, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 17, pp. 443-467, 1979.
- [20] Chen, W. F., Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw Hill, New York, 1982.
- [21] Kwak, H. G. and Filippou, F. C., “Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Monotonic Loads”, UCB/SEMM-90/14, California, 13-37, 1990.
- [22] Ashour, A. F. and Morley, C. T., “Three Dimensional Nonlinear Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures”, Finite Elements in Analysis and Design, 15, 43-55, 1993.
- [23] Chan, H. C., Cheung, Y., K., Huang, Y.,P., “Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Structures”, Computers & Structures, 53 (5), 1099-1107, 1994.
- [24] Fanning, P., “Nonlinear Models of Reinforced and Post-tensioned Concrete Beams”, Electronic Journal of Structural Engineering, 2, 111-119, 2001.

- [25] Wolanski, A. J., “Flexural Behavior of Reinforced and Pre-stressed Concrete Beams Using Finite Element Analysis”, Degree of Master of Science, Faculty of Graduate School, Marquette University, Wisconsin, 48, 2004.
- [26] Barbosa, A., F., Riberio, G., O, Analysis of Reinforced Concrete Structures Using ANSYS Nonlinear Concrete Model, Computational Mechanics New Trends and Application, S. Idelsohn, E. Onate, and E. Dvorlin (editors), CIMNE, Barcelona, Spain, (1998).
- [27] Yavuzer, M., Monotonik Yükleme Etkisi Altındaki Dikdörtgen Kesitli Betonarme Kirişlerin Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Nonlineer Analizi, Gazi Üniv. Fen Bilimleri Enstitüsü, Y. Lisans Tezi, 54 sf., 2005.
- [28] Ozawa K., K. Maekawa, M. Kunishima and H. Okamura (1989). Development of High Performance Concrete Based on the Durability Design of Concrete Structures. The second East-Asia and Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-2), Proceedings book, Chiang Mai, Thailand, pp. 445-450.
- [29] T. Shindoh, K. Yokota & K. Yokoi. Effect of mix constituents on rheological properties of super workable concrete, In: P.J.M. Bartos, D.L. Marrs, D.J. Cleland (Eds.), Proceedings of the International RILEM Conference Production Methods and Workability of Concrete, Paisley, Scotland, June 3–5, 1996, E & FN Spon, London, 1996, pp. 263–270.
- [30] A. Skarendahl, Definitions, in: A. Skarendahl, O. Petersson (Eds.). Self-Compacting Concrete, State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee, 174-SCC, RILEM Report 23, RILEM, Cachan Cedex, 2000, pp. 3-5.
- [31] S. Tangtermsirikul, K. Khayat, Fresh concrete properties, in: A. Skarendahl, O. Petersson (Eds.). Self-Compacting Concrete, State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee, 174-SCC, RILEM Report 23, RILEM, Cachan Cedex, 2000, pp. 17-22.
- [32] Mrs M Nocher, Flowing Smoothly And Quietly. Advanced Concrete and Masonry Centre, Concrete Quarterly – Spring 2001 – Issue 198, UK.
- [33] Said, A. and Nehdi, M., 2002. Reinforced Self-Consolidating Concrete Structural Frames, First North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete, p.191-196.
- [34] Sari, M., Prat, E., Labastire, J.-F., 1999. High strength self-compacting concrete – Original solutions associating organic and inorganic admixtures, Cem. Concr. Res., Vol: 29, p. 813-818.

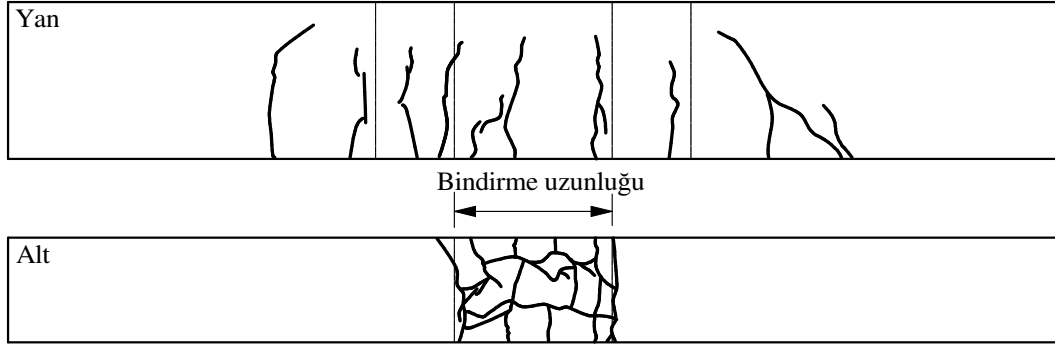
- [35] Su, N., Hsu, K.-C., Chai, H.-W., 2001. A simple mix design of self-compacting concrete, *Cem. Concr. Res.*, Vol: 31, p. 1799-1807.
- [36] Fang, W., Jianxiong, C., Changhui, Y., 1999. Studies on self-compacting high performance concrete with high volume mineral additives, *Proceedings of the First International RILEM Symposium*, Edited by A.Skarendahl and Ö. Petersson, p. 569-578.
- [37] Ulucan, Z. Ç., Turk, K. and Karatas, M., 2007. Effect of mineral admixtures on correlation between ultrasonic velocity and compressive for self-compacting concrete, *Russian Journal of Nondestructive Testing*, Accepted for publication.
- [38] Karataş, M. ve Ulucan, Z. Ç., 2007. Su/toz oranının kendiliğinden sıkışan betonun reolojik özelliklerine etkisi, *Doğu Anadolu Bölgesi Araştırmaları Dergisi (DAUM)*, Cilt 5, Sayı 3, s. 39-43.
- [39] Erdoğan, Y. T., Mayıs 2003, *Beton*, ODTÜ Geliştirme Vakfı Yayıncılık ve İletişim A.Ş. Yayını, Ankara, 741 s.
- [40] Skarp, U., Engstrand, J., Jansson, I., 2002. A Concept for Enhancing Early Strength Development in Self-Consolidating and Normal Concrete by Means of Increased Stability and Homogeneity, *First North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete*, p. 363–370.
- [41] Hollingsworth, D., 2002, *Design and Use of Self-Consolidating Concrete*, *First North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete*, p. 429–432.
- [42] Danzinger, M.W., Saitoh, K., Jost, P., 2002. Self-Consolidating Concrete: Key Learning and Their Effects on Current Applications, *First North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete*, p. 417-422.
- [43] Felekoğlu, B., Temmuz 2003, *Kendiliğinden Yerleşen Betonun Fiziksel ve Mekanik Özelliklerinin Araştırılması*, Yüksek Lisans Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir, 246 s.
- [44] Arda, T. S. 1968a, *Betonarmede Aderans Konusunda Bir Derleme*, İ.T.Ü. Mimarlık Fakültesi Yayını, İstanbul.
- [45] Hamad, B. S., Harajili, M. H. and Jumaa, G., 2001, Effect of fiber reinforcement on bond strength of tension lap splices in high-strength concrete. *ACI Structural Journal* 2001, p. 638–647.
- [46] D. Ngo and A. C. Scordelis, “Finite element analysis of reinforced concrete beams”, *J. Am. Concr. Inst.*, Vol. 64, pp. 152-163, 1967.

- [47] Riessauw, F., 1957, Essais comparatifs d'adherence entre acier tor verrous 40 et acier a. 37 lisse. Symposium on bond crack formation in reinforced concrete-Vol. III, subject I Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri- RILEM- Stockholm.
- [48] Türk, K. 2002, Bileşik eğilmeye maruz betonarme elemanlarda donatı aderansının beton özelliklerine bağlı olarak incelenmesi, Doktora tezi, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Elazığ, 96 s.
- [49] Arda, T. S. 1968b, Enine donatının aderansa etkisi, Doktora tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 97 s.
- [50] Bayram, M. 1994, Betonarmede Aderans ve Kenetlenme, Bitirme Projesi, D.E.Ü. Mühendislik Fakültesi, İzmir.
- [51] Cairns, J. And Jones, K., 1996, An evaluation of the bond-splitting action of ribbed bars. ACI Materials Journal, p. 10–19.
- [52] Ersoy, U., 1985, Betonarme (Temel ilkeler ve taşıma gücü hesabı), ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü yayını, yayın no:3, Ankara, 634 s.
- [53] Ersoy, U. ve Atımtay E., 1975, Betonarme (Temel ilkeler ve hesap yöntemleri), ODTÜ yayını, Yayın No: 1, Ankara, 623 s.
- [54] Kolek, J., 1963, An effect on bond, Structural Concrete, Vol.1, No: 9- Research Commity of Cast Stone and Cast Concrete Products Industry, London.
- [55] Baradan, S. 1997. Çimento Tipinin Donatı Beton Aderansına Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, EÜ Fen Bil. Enst. İzmir.
- [56] Schießl, P., 1975, Nachrechnung von Verankerungen mit Verbundgrund-gesetzen, Report of the Institut für Betonstahl-und Stahlbeton-bau München, Sept. 1975, München.
- [57] Petersson, Ö., 2002, Limestone Powder as Filler in Self-Compacting Concrete – Frost Resistance, Compressive Strength and Chloride Diffusivity, First North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete, p. 391-396.
- [58] Bouzoubaa, N., Lachemi, M., 2001. Self-compacting concrete incorporating high volumes of class F fly ash Preliminary results, Cem. Concr. Res., Vol: 31, p. 413-420.

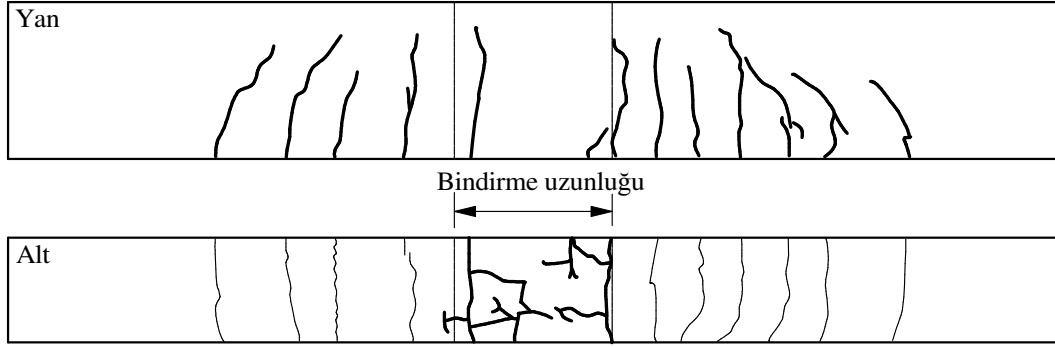
- [59] Aka, İ., Keskinel, F. ve Arda, T. S., 1985, Betonarmeye giriş. İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Yayını, yayın no: 7, İstanbul, 424
- [60] Park, R. and Paulay, T., 1975 Reinforced Concrete Structures. John Wiley and Sons, New York.
- [61] Karakoç, C., 1985, Aderansta mekanik etkileşim olayı. Doktora tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bil. Enst., İstanbul, 83 s.
- [62] Gambarova, G. P. and Karakoç, C., 1981, In tema di aderenza fra barre nervate e calcestruzzo, in presenza di fessure longitudinali da spacco. Studi e Ricerche, n. 3,1981, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in c.a. Fratelli Pesenti, Politecnico di Milano, pp. 143-176.
- [63] Tepfers, R., 1979, Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. Magazine of Concrete Research, 1979, No. 106, 3-12.
- [64] Ersoy, U. ve Atımtay, E., 1975, Betonarme (Temel ilkeler ve hesap yöntemleri), ODTÜ yayını, yayın no:1, Ankara, 623 s.
- [65] Ersoy, U., 1985, Betonarme (Temel ilkeler ve taşıma gücü hesabı). O.D.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü yayını, yayın no: 3, Ankara, 634 s.
- [66] Eligehausen, R., 1979, Tensile Lapped-Spliced of Ribbed Bars with Straight Ends. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 301, Berlin.
- [67] Celep, Z. ve Kumbasar, N., 2005, Betonarme Yapılar, Dördüncü Baskı, Beta Dağıtım, İstanbul, 861 s.
- [68] Karataş, M., 2007. Mineral katkı dozajının ve türünün kendiliğinden sıkışan betondaki donatı aderansına etkisi, Doktora tezi, Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Elazığ, 90s.
- [69] Bangash, M. Y. H., Concrete and Concrete Structures: Numerical Modelling and Applications, Middlesex Polytechnic Faculty of Engineering-Science and Mathematics, London, 1989
- [70] William, K. J., University of Colorado, Boulder, (Private Communication) (1982)

- [71] William, K.J. and Warnke, E.D. “Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete”, Proceedings of the International Association for Bridge and Structural Engineering, 1975, 19, p.174, ISMES, Bergamo, Italy
- [72] TS 500, 2000, Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, T.S.E., Ankara.
- [73] Shah, S. P., Swartz, S. E., and Ouyang, C., Fracture Mechanics of Concrete, John Wiley & Sons, Inc., New York, New York, 1995.
- [74] Bazant Z. P. (1976) Instability, ductility and size effect in strain-softening concrete, ASCE Journal Engineering Mech., 102, 331-344.
- [75] Karaton, M. ve Calayır, Y., Beton Ağırlık Barajların Dinamik Çatlak Analizi, IV Mühendislik Mimarlık Sempozyumu, 347-356, Balıkesir, 2002
- [76] Mindess, S. and Young, J. F., *Concrete*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1981.

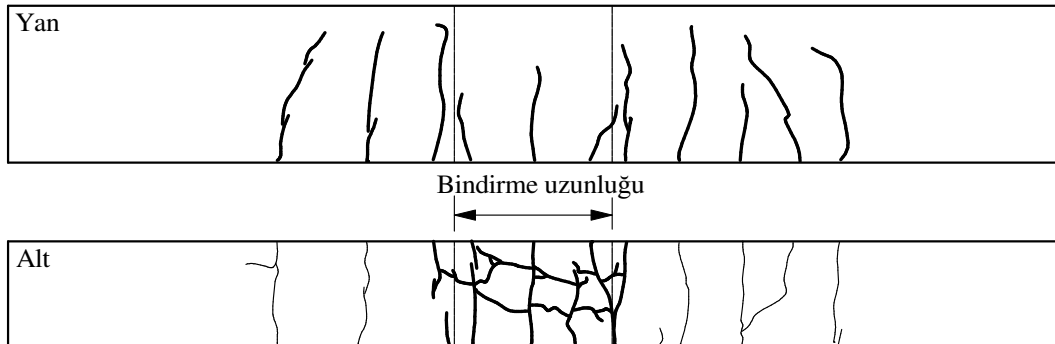
EK-1. DENEY KİRİŞ NUMUNELERİNE AİT ÇATLAK MODELLERİ



a) I. Numune

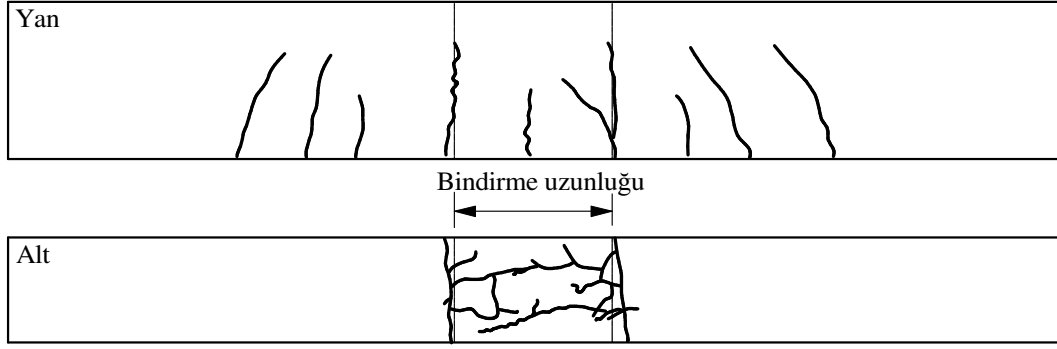


b) II. Numune

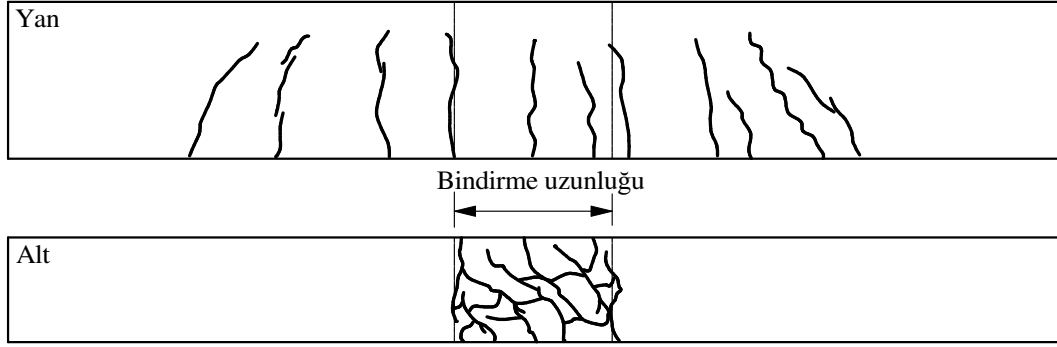


c) III. Numune

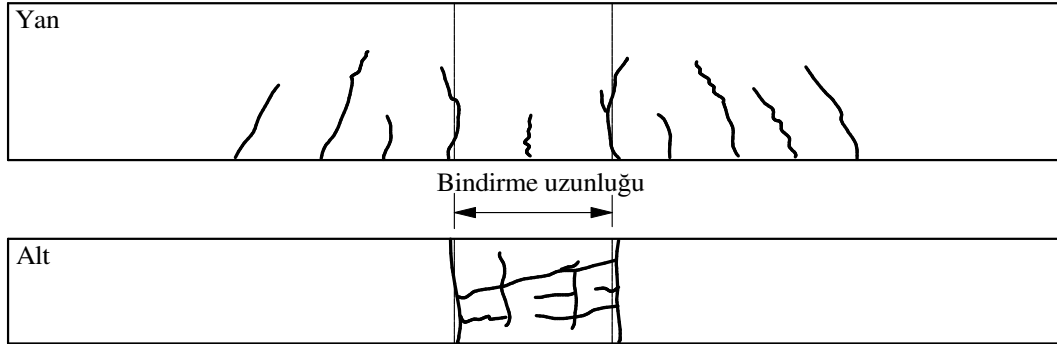
Şekil Ek-1.1 K.Normal.16 kirişine ait çatlak modelleri



a) I. Numune

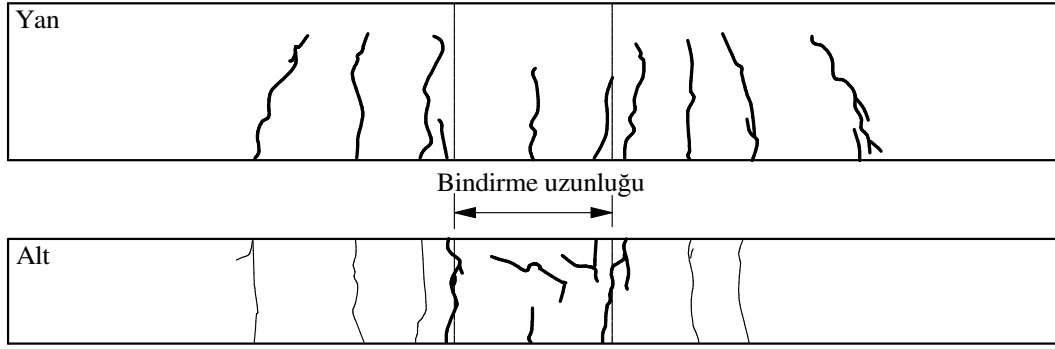


b) II. Numune

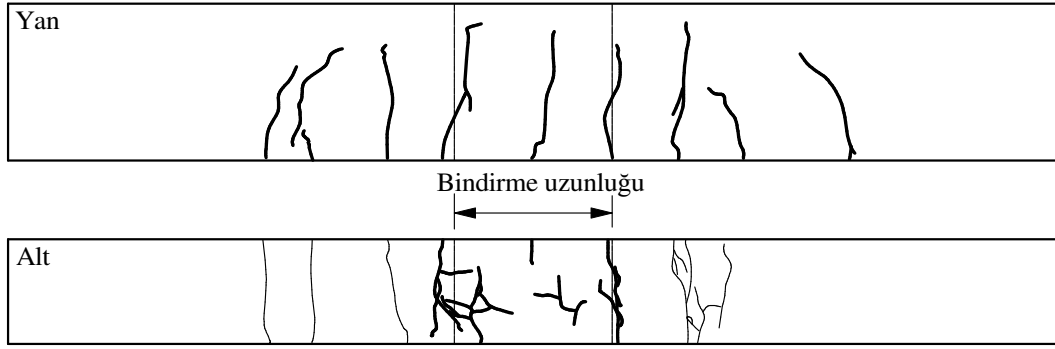


c) III. Numune

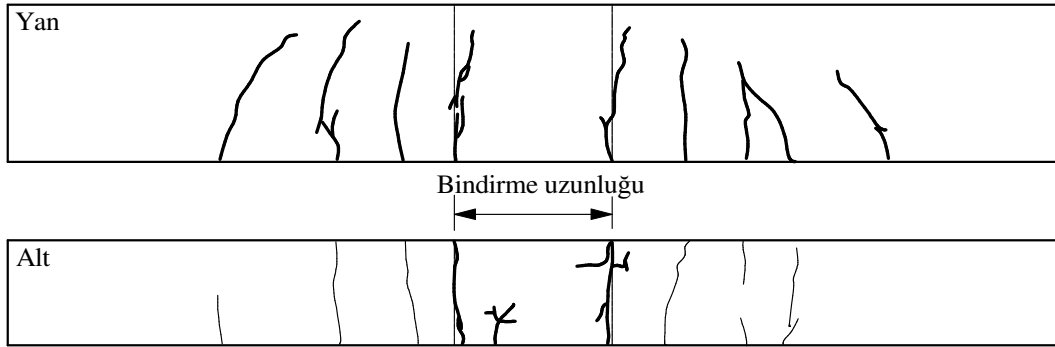
Şekil Ek-1.2 K.Normal.20 kirişine ait çatlak modelleri



a) I. Numune

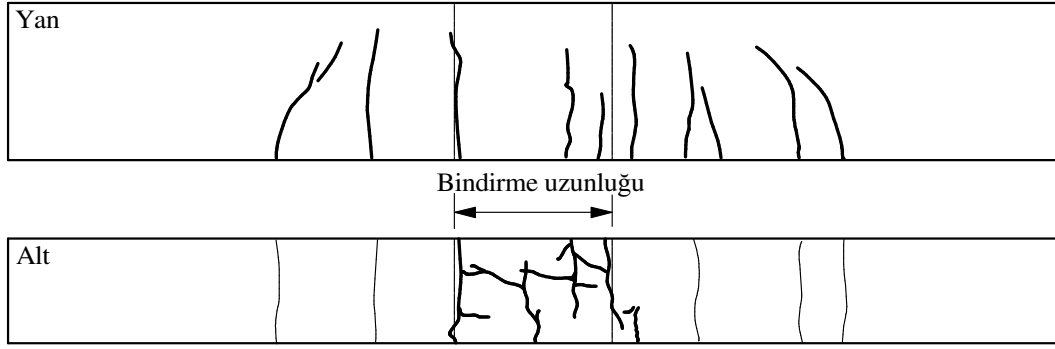


b) II. Numune

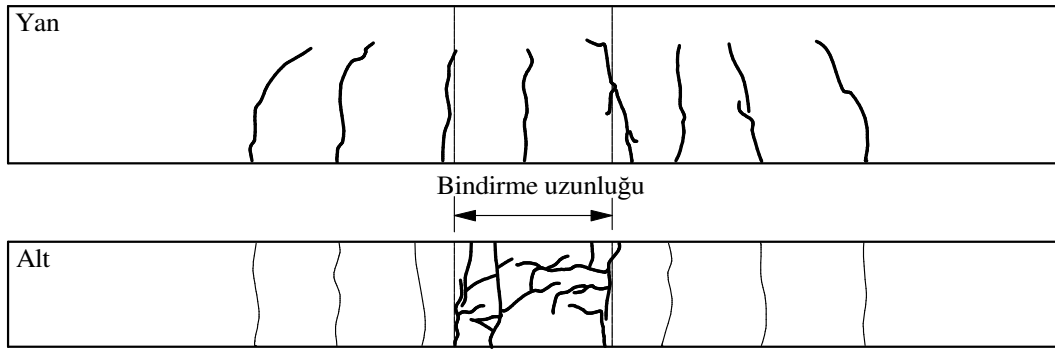


c) III. Numune

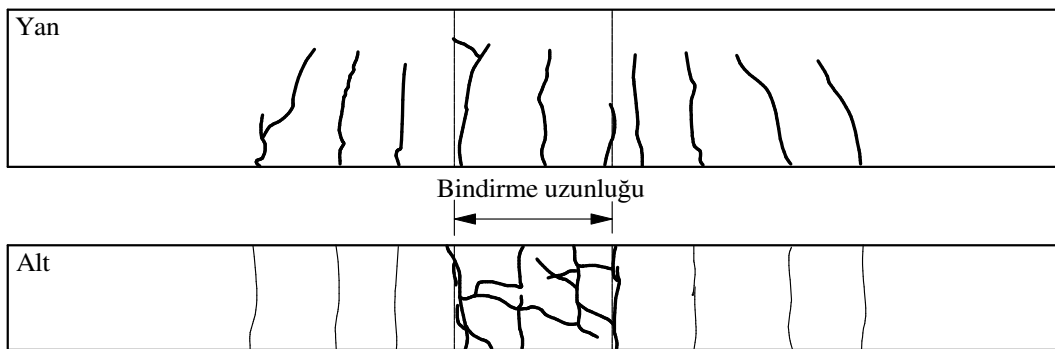
Şekil Ek-1.3 K.KSB.16 kirişine ait çatlak modelleri



a) I. Numune



b) II. Numune



c) III. Numune

Şekil Ek-1.4 K.KSB.20 kirişine ait çatlak modelleri

ÖZGEÇMİŞ

1969 yılında Altınçevre/Elazığ'da doğdu. İlk, orta ve lise eğitimini Elazığ'da tamamladı. 1992 yılında Orta Doğu Teknik Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünden mezun oldu. 1996 yılında Fırat Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde “Kemer Barajların Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Analizi” isimli yüksek lisans tezini tamamlayarak aynı yıl doktora eğitimine başladı. Evli ve bir çocuk babasıdır.