



CURVATURE DUCTILITY OF UNCONFINED REINFORCED HIGH-STRENGTH CONCRETE BEAM SECTIONS

Ercan CİHANLI, Güray ARSLAN*

Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yıldız-İSTANBUL

Received/Geliş: 13.01.2009 Revised/Düzeltilme: 20.05.2009 Accepted/Kabul: 22.05.2009

ABSTRACT

Energy absorption capacities of reinforced concrete structural members depend on the level of ductility which can be defined in various ways. Among those, section curvature ductility is one of the most important measures of energy absorption capacities. In this study, unconfined reinforced high-strength concrete beam sections have been considered separately and a computer code has been developed for analyzing each case. Major parameters are the strengths of concrete, yield strength of steel and tensile reinforcement ratio. The change of section curvature ductility with the major parameters has been analyzed using the developed code.

Keywords: Reinforced concrete, beams, ductility, high-strength concrete, reinforcement ratio.

YÜKSEK BETON DAYANIMLI SARGISIZ BETONARME KIRIŞ KESİTLERİNDE EĞRİLİK SÜNEKLİĞİ

ÖZET

Betonarme elemanlarının enerji yutma kapasiteleri süneklik oranlarının büyüklüğüne bağlı olarak değişmektedir. Bunlardan kesit eğrilik sünekliği, enerji yutma kapasitesinin en önemli göstergelerinden birini oluşturmaktadır. Bu çalışmada, kuşatılmamış (sargısız) betonarme dikdörtgen kiriş kesitleri ayrı ayrı ele alınmış ve analitik çözümleme için bilgisayar yazılımı hazırlanmıştır. Analitik çözümlerle beton dayanımı, çekme donatısı oranı ve çelik donatı akma dayanımı değişiminin kesit eğrilik sünekliğini nasıl etkilediği incelenmiştir.

Anahtar Sözcükler: Betonarme, kirişler, süneklik, yüksek dayanımlı beton, donatı oranı.

1. GİRİŞ

Deprem etkisindeki betonarme yapılarda büyük hasarın veya toptan göçmenin önlenmesi, taşıyıcı sistemin enerji yutma kapasitesi ile ilgilidir. Deprem etkisinde açığa çıkan enerji, aşırı zorlanan kolon-kiriş birleşimlerinde yutulabilmelidir. Bu enerjinin yutulabilmesi, kiriş plastik mafsallarının kiriş uçlarında ve eğilme-dönme mafsalları olarak gerçekleşebilmesi ile mümkün olabilir. Ancak, bu aşamaya gelmeden önce kesme ve aderans kaybı yolu ile göçme oluşmasının önlenmiş olması gerekir [1]. Bir başka anlatımla; deprem etkilerine maruz yapılarıdaki taşıyıcı elemanlar, taşıma kapasitelerini hiçbir zaman kesme kırılmasıyla kaybetmeyecek biçimde tasarlanmalıdır [2]. Bu çalışmada, yalnızca eğilme ile güç tükenmesi oluşan yüksek dayanımlı betondan üretilen dikdörtgen kesitli betonarme kirişler incelenmiştir. Beton basınç dayanımının $f_c \geq 50MPa$ olması durumu yüksek dayanımlı, $f_c < 50MPa$ ise normal dayanımlı beton olarak tanımlanmıştır.

*Corresponding Author/Sorumlu Yazar: e-mail/e-ileti: aguray@yildiz.edu.tr, tel: (212) 383 52 07

Sargısız normal dayanımlı betonlar için geliştirilen modeller yüksek dayanımlı betonlar için uygulanamamaktadır. Bu modellerin yüksek dayanımlı betonlara uygulanması durumunda sünekliğin olduğundan daha fazla tahmin edildiği görülmektedir [3,4]. Son dönemlerde yüksek dayanımlı betonların gerilme-şekil değiştirme eğrisi tahmininde normal dayanımlı betonlar için geliştirilmiş modellerin yeniden düzenlenmiş şekilleri önerilmektedir. Li [5] tarafından önerilen modellerin dışında daha önce önerilmiş olan modellerden hiçbirisi normal ve yüksek dayanımlı betonları içerisine alan geniş bir beton dayanımı aralığını içermemektedir. Mevcut modellerin Razvi [4] tarafından incelenmesiyle; kullanımı basit, kesit şeklini ve donatı dağılımını kapsadığı kadar genel olarak yeterli derecede normal dayanımlı ve yüksek dayanımlı malzemeleri de içine alan analitik bir modele ihtiyaç duyulduğu görülmüştür [6]. Ancak sargısız yüksek dayanımlı betonlarda yapılan analitik çözümlelerde Razvi ve Saatçioğlu [6] tarafından önerilen modelin beton dayanımının 108MPa'dan büyük değerlerinde yeteri kadar doğru sonuç vermediği görüldüğünden Bölüm 2.3.3'de tanımlanan model önerilmiştir.

Betonarme taşıyıcı sistemin veya elemanlarının enerji yutma kapasiteleri süneklik oranlarının büyüklüğüne bağlı olarak değişmektedir. Bunlardan kesit eğrilik sünekliği, enerji yutma kapasitesinin en önemli göstergelerinden birini oluşturmaktadır. Bu çalışmada; eğilme ile güç tüketmesi oluşan sargısız yüksek beton dayanımlı betonarme kiriş kesitlerinde kesit eğrilik sünekliğinin beton dayanımı, donatı çeliği oranı ve donatı çeliği dayanımına göre değişimi irdelenmiştir.

2. MOMENT-EĞRİLİK İLİŞKİSİ

2.1. Eğrilik Kavramı

Eğrilik, birim boydaki dönme açıdır ve kesitteki şekil değişimini simgeleyen geometrik bir parametredir. Eğrilik, iki kesit arasındaki dönme açısından veya kesitteki birim şekil değiştirmelerden hesaplanabilir [7].

$$\phi = \frac{d\phi}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{1}{r} \quad (1)$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_i}{y_i} \quad (2)$$

(2)'deki bağıntı, şekil değiştirmiş eleman parçasının geometrisinden düzlem kesitlerin eğilmeden sonrada düzlem kalacağı varsayımından elde edilmiştir. Bağıntılarda r eğrilik yarıçapı, ϕ eğrilik, ε_i birim şekil değiştirme ve y_i tarafsız eksenenden olan uzaklıktır. Eğriliğin hesabında genelde (2) bağıntısından yararlanır [8]. Moment-eğrilik ilişkisi, çelik ve betonun gerilme-şekil değiştirme ($\sigma_c-\varepsilon_c$) eğrileri için uygun modeller seçildikten sonra, yazılacak iki denge ve yeterli sayıda uygunluk denkleminde hesaplanır.

2.2. Süneklik Kavramı

Binaların depreme dayanıklı tasarımının ana ilkesi; “hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlanmasıdır” [9]. Yönetmelik sınırlamalarının temel amacı kesitlerin ve dolayısıyla yapının sünek davranış sergilemesini sağlayabilmektir. Betonarme bir kirişte süneklik; kesit dayanımında önemli azalma olmadan elastik ötesi şekil değiştirme yapabilme yeteneği olarak tanımlanabilir. Betonarme kiriş kesitinin özellikleriyle ilgili olan eğrilik sünekliği;

$$\mu = \phi_u / \phi_y \quad (3)$$

burada, ϕ_u basınç altında betonun ezilmesine tekabül eden eğriliği, ϕ_y ise çekme donatısının akmasına karşılık gelen eğriliği ifade etmektedir.

Genellikle, yatay yükler ve momentlerin yeniden dağılımı göz önüne alınarak yapılan tasarımda yeterli sünekliğin sağlanması için yerdeğiştirme sünekliği alt sınır değerinin 3 ile 5 arasında olduğu düşünülmektedir [10]. Ahmad ve Barker [10] tarafından yapılan çalışmada; eğilme elemanlarının sünek davranışını temin etmek için kabul edilen yerdeğiştirme sünekliği alt sınır değeri 3.0 alınmıştır. Rashid and Mansur [11] tarafından yapılan çalışmada, beton dayanımı 30MPa ve denge altı donatı oranına sahip tek donatılı dikdörtgen kesitte minimum eğrilik sünekliğinin 3.0 olduğu ifade edilmiş ve bu sınır değere göre deneysel ve analitik çalışma sonuçları değerlendirilmiştir. Ho vd. [12] tarafından bazı yönetmeliklerin getirdiği sınırlamalar göz önüne alınarak normal ve yüksek dayanımlı betondan üretilen iki örnek kesit için eğrilik sünekliği değerleri karşılaştırılmıştır. Normal dayanımlı beton için, ACI318 [13] ve BS8110 [14] yönetmeliklerinin kesit ve donatı oranı sınırlamaları göz önüne alındığında eğrilik sünekliği yaklaşık 3.2 bulunmuştur. Yüksek dayanımlı betonda ise, eğrilik sünekliği değerleri ACI318 [13]'e göre 2.2; BS8110 [14]'da tanımlanan sınırlara göre ise 1.8 bulunmuştur. Söz konusu çalışmadan, eğrilik sünekliği için minimum alt sınır değerinin 3'e yaklaştığı söylenebilir. Yüksek dayanımlı beton kesitlerin eğrilik sünekliğinin incelendiği bu çalışmada, normal dayanımlı beton kesitler için getirilen sınırlamalar ile bulunan alt sınır eğrilik sünekliğinin yüksek dayanımlı betondan üretilen betonarme kiriş kesitleri için de geçerli olabileceği düşünülerek eğrilik sünekliği 3 alınmıştır.

2.3. Malzeme Modelleri

2.3.1. Hognestad Modeli

Hognestad tarafından önerilen ve yaklaşık elli yıldır yaygın bir şekilde kullanılan model sargısız kesitlerde kullanılmakla birlikte daha sonra önerilmiş birçok modelin temelini oluşturmaktadır. Betonun σ_c - ε_c eğrisinde maksimum gerilmeye ulaştığı noktaya kadar olan kısım ikinci derece parabolüdür ve (6) bağıntısıyla tanımlanmıştır. Gerilme-şekil değiştirme eğrisinin azalan bölümünün doğrusal olduğu varsayılmıştır. Betonun maksimum birim kısalma değeri için 0.0038 verilmiştir. Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma (ε_{co}) bağıntı (4)'den hesaplanabilir veya genel olarak 0.002 alınabilir.

$$\varepsilon_{co} = 2f_c / E_c \quad (4)$$

Bağıntıda f_c beton basınç dayanımıdır. (4) bağıntısındaki elastisite modülü (E_c) için aşağıdaki bağıntı tanımlanmıştır.

$$E_c = \tan(\alpha) = 12860 + 460 f_c \quad (MPa) \quad (5)$$

$$\sigma_c = f_c \left[2\varepsilon_{ci} / \varepsilon_{co} - (\varepsilon_{ci} / \varepsilon_{co})^2 \right] \quad (6)$$

Hognestad modeli ile ilgili ayrıntılı bilgi temel kaynakta, Park ve Paulay [15] ve Ersoy ve Özcebe [7]'in çalışmalarında bulunabilir.

2.3.2. Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli

Bu model Roy ve Sözen tarafından sargılı beton için önerilen σ_c - ε_c ilişkisinden esinlenerek geliştirilmiştir. Geliştirilmiş Kent ve Park modelinde sargılı ve sargısız beton için iki ayrı σ_c - ε_c eğrisi önerilmektedir. Sargı etkisi nedeniyle beton dayanımının f_c 'den f_{cc} 'ye, maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalmanın ise ε_{co} 'dan ε_{coc} 'ye yükseldiği varsayılmaktadır.

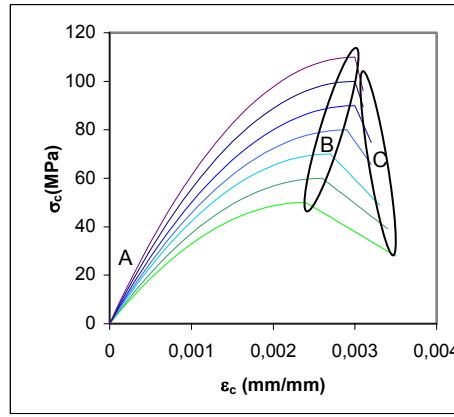
Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma (ε_{co}) normal dayanımlı betonlarda 0.002 alınabilir. Sargılı ve sargısız kesitler için önerilen σ_c - ε_c eğrilerinin gerilme artışı gösteren kısımları ikinci derece parabol ile tanımlanmıştır. Eğrilerin gerilme azalması gösteren ikinci bölümleri ise, eğimi negatif olan doğrularla gösterilmiştir. Sargısız betonun maksimum birim kısalma değeri (ε_{cu}) için 0.004 veya $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{50u}$ alınabilir (ε_{50u} , beton gerilmesinin %50'ye düştüğündeki birim şekil değişimi). Sargılı betonun maksimum birim şekil değişimi ile ilgili herhangi bir sınırlama getirilmemiştir. Geliştirilmiş Kent ve Park modeli ile ilgili ayrıntılı bilgi temel kaynakta, Park ve Paulay [15] ve Ersoy ve Özcebe [7]'in çalışmalarında bulunabilir.

2.3.3. Sargısız Yüksek Dayanımlı Beton Modeli

Bu çalışmada önerilen modelde, betonun göçme birim şekil değiştirme değeri (ε_{cu}) için Ko vd. [16] tarafından yapılan deneysel çalışmada üretilen

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 + 1.44(1/f_c^2) + 0.00054(\rho'/\rho) \quad (MPa) \quad (7)$$

bağıntısı kullanılmıştır (Şekil 1'deki C noktası). Burada f_c beton basınç dayanımının ρ ve ρ' , sırasıyla, çekme ve basınç donatısı oranlarını ifade etmektedir. Normal dayanımlı betonda maksimum gerilmeye ulaşan betonun birim şekil değiştirme değeri yaklaşık 0.002 iken, yüksek dayanımlı betonda bu değer 0.003'e yaklaşmaktadır [17]. Modelde, maksimum gerilmeye ulaşan betonda birim şekil değiştirme değeri, Şekil 1'deki B noktası, (8) bağıntıları ile tanımlanmıştır.



Şekil 1. Sargısız yüksek dayanımlı beton için gerilme-şekil değiştirme eğrisi

$$50MPa \leq f_c \leq 90MPa \quad \varepsilon_{co} = 0.002 + 0.001(f_c - 20) / 70 \quad (8a)$$

$$f_c > 90MPa \quad \varepsilon_{co} = 0.003 \quad (8b)$$

Beton maksimum gerilmeye ulaşması sonrasında dayanımındaki azalma, Şekil 1'deki BC bölgesi, (9)-(10) bağıntıları ile tanımlanmıştır.

$$\sigma_c = f_c [1 - \psi(\varepsilon_{ci} - \varepsilon_{co})] \quad (9)$$

$$50MPa \leq f_c \leq 90MPa \quad \psi = \frac{0.5 - 0.35(f_c - 40) / 50}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}} \quad (10a)$$

$$f_c > 90MPa \quad \psi = 0.15 / (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}) \quad (10b)$$

Sargısız yüksek dayanımlı beton için tanımlanan gerilme-şekil değiştirme ($\sigma_c-\varepsilon_c$) eğrisi Şekil 1'de görülmektedir [18].

2.3.4. Çekme Altındaki Beton için $\sigma_c-\varepsilon_c$ Modeli

Ersoy ve Özcebe [8] tarafından önerilen modelde, çekme gerilmelerine maruz betonun gerilme-şekil değiştirme eğrisinin artan bölümü ikinci derece parabol, azalan bölümü ise bir doğruyla tanımlanmıştır. Çekme gerilmeleri, basınç gerilmeleri kadar önem taşımadığından eğrinin ilk bölümü için parabol yerine, sıfır noktasını betonun çekme dayanımına birleştiren bir doğru kullanılabilir. Analitik çözümlerinde çekme gerilmelerine maruz beton dayanımı için Ersoy ve Özcebe [8] tarafından tanımlanan gerilme-şekil değiştirme modeli kullanılmıştır. Model ile ilgili ayrıntılı bilgi Ersoy ve Özcebe [7,8]'nin çalışmalarında bulunabilir. Betonun karakteristik çekme dayanımı EC 92 [19]'de belirtildiği şekilde $f_{ct} = 0.3f_c^{2/3}$ alınmıştır.

3. ANALİTİK ÇÖZÜMLEMELERİN KARŞILAŞTIRILMASI

Bu çalışmada, literatürde kabul görmüş yayınlardan yeterli deneysel verilere sahip betonarme kirişlerin analitik çözümleri yapılarak, analitik çözümlerle sonuçları ile deney sonuçları karşılaştırılmıştır. Analitik çözümlerinde, Ersoy ve Özcebe [8], Yalcin ve Saatçioğlu [20] ve Aydemir [21] çalışmalarındaki gibi, şerit modelleme yapılarak visual basic dilinde bilgisayar yazılımı [18] geliştirilmiştir. Betonarme kesitlerin gerçek davranışı sergilemeye daha yakın malzeme modelleri kullanılmış, betondaki çekme, donatıdaki pekleşme ve aşama aşama betonun ezilmesi gibi etkenler göz önünde bulundurulmuştur [18].

Analitik çözümlerinin doğruluğu, kullanılan modelin davranışı doğru yansıtabilmesi yeteneğine, deneylerden sağlanan bilgilerin güvenilirliğine, doğrulanabilirliğine ve deneylerin tekrarlanabilirlik derecesine bağlı olarak değişmektedir [18]. Bu amaçla; Cihanlı [18] tarafından yapılan tez çalışması kapsamında hazırlanan yazılım yardımıyla Bertero vd. [22] tarafından yapılan deneysel çalışmadaki dikdörtgen kesitli R1, R2, R3 ve R4 kirişlerinin analitik çözümleri yapılmıştır. Analitik çözümlerle deney sonuçlarının yeteri kadar tutarlı olduğu görülmüştür. Bu tutarlılık göz önüne alınarak, yüksek dayanımlı betondan üretilen betonarme kirişlerin [23] analitik çözümleri yapılmıştır.

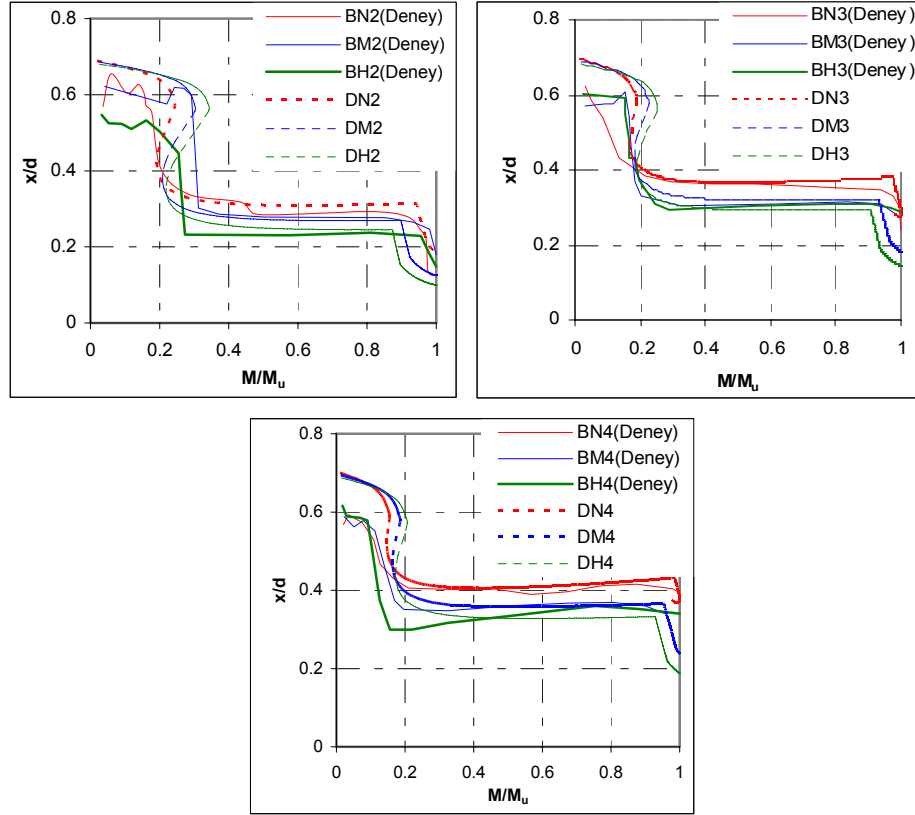
3.1. Kiriş Kesitlerinin Çözülmesi

Ashour [23] tarafından yapılan deneysel çalışmada yük-deplasman ilişkilerine yer verilmiş olup, moment-eğrilik ilişkileri yer almadığından moment-eğrilik ilişkileri arasında bir karşılaştırma yapılamamıştır. Bu nedenle, deneysel çalışmada verilen $x/d-M/M_y$ (tarafsız eksen derinliğinin kiriş etkili derinliğine oranı-eğilme momentinin son limit durum eğilme momentine oranı) değerleri analitik çözümlerle sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Yüksek dayanımlı betondan üretilen betonarme kiriş kesitlerinde geliştirilmiş Kent ve Park modeli kullanılarak yapılan analitik çözümlerinde deney sonuçlarının yeterli yaklaşıklıkta tahmin edilemediği görülmüştür [18]. Bu nedenle; sargısız kesitli kirişlerin analitik çözümlerinde kesit davranışını daha iyi yansıtılabilmesi için, Hognestad modeli Bölüm 2.3.3'deki tanımlamalarla geliştirilmeye çalışılmıştır. Analitik çözümlerinde, betonun basınç altındaki davranışı için Bölüm 2.3.3, betonun çekme altındaki davranışı için ise Bölüm 2.3.4'deki malzeme modelleri kullanılmıştır.

3.2. Analitik Çözümleme ile Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması

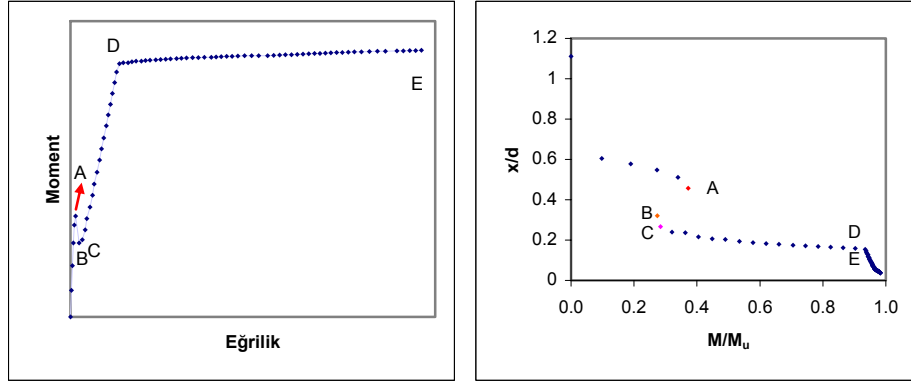
Ashour [23] tarafından yapılan deneysel çalışmada üç farklı çekme donatısı oranı(0,0118; 0,0177 ve 0,0237) ve akma dayanımlı 530MPa olan donatı çeliği kullanılmıştır. Kiriş kesitlerinin

genişliği 200mm, yüksekliği 250mm ve etkili derinliği 215mm'dir. BN2, BN3 ve BN4 kirişleri beton dayanımı 48MPa, donatı oranları sırasıyla 0.0118, 0.0177 ve 0.0237; BM2, BM3 ve BM4 kirişleri beton dayanımı 78MPa, donatı oranları sırasıyla 0.0118, 0.0177 ve 0.0237; BH2, BH3 ve BH4 kirişleri beton dayanımı 102MPa, donatı oranları sırasıyla 0.0118, 0.0177 ve 0.0237'dir [23].



Şekil 2. Deney [23] ve analitik zleme sonuçlarının karşılaştırılması

Şekil 3'de denge altı donatı oranına sahip yalnız çekme donatılı bir kesitte moment-eğrilik ve $x/d-M/M_u$ değişimi verilmiş, eğrilerde ani değişimlerin bulunduğu noktalar işaretlenmiştir. A ile işaretlenen nokta; eğilme çatlakları oluşmadan kesitin taşıdığı maksimum momenti işaret etmektedir. Eğilme atlağı oluşumu ile kesit moment taşıma gücü B noktası, eğilme donatısının çalışmaya başladığındaki moment taşıma gücü C noktası, kesitteki donatının akma gerilmesine ulaştığı andaki moment taşıma gücü D noktası ile işaretlenmiştir. E ile gösterilen nokta ise kesitin gc tükenmesi konumuna ulaşmasını göstermektedir. Söz konusu noktaların $x/d-M/M_u$ grafiğindeki değişimi incelendiğinde ise, kesitte eğilme çatlakları oluşumu ile tarafsız eksen yüksekliğinin ve kesit moment taşıma gücünün A noktasından B noktasına azaldığı gözlenebilmektedir.



Şekil 3. Tipik bir kiriş kesitinde moment-eğrilik ve $x/d-M/M_u$ değişimi

4. PARAMETRİK ÇALIŞMA

Bölüm 3’de yapılan karşılaştırmalar sonucu analitik çözümlerlerin yeterli tutarlılıkla deney sonuçlarını tahmin ettiği söylenebilir. Söz konusu tutarlılık göz önünde bulundurularak; yalnız çekme donatılı kiriş kesitlerinde kesit eğrilik sünekliğini etkileyen temel parametreler değişken alınarak ilave analitik çözümler yapılmıştır. Çözümlerlerde, karşılaştırma parametresi olarak göz önüne alınan değişkenlerden biri çekme donatısı oranının dengeli donatıya oranıdır. Karşılaştırmada göz önüne alınan dengeli donatı oranı (11) bağıntısında tanımlanmıştır [13].

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (MPa) \quad (11)$$

$$f_c > 30MPa \quad \beta_1 = 0.85 - 0.008[f_c - 30] \geq 0.65 \quad (12a)$$

$$f_c \leq 30MPa \quad \beta_1 = 0.65 \quad (12b)$$

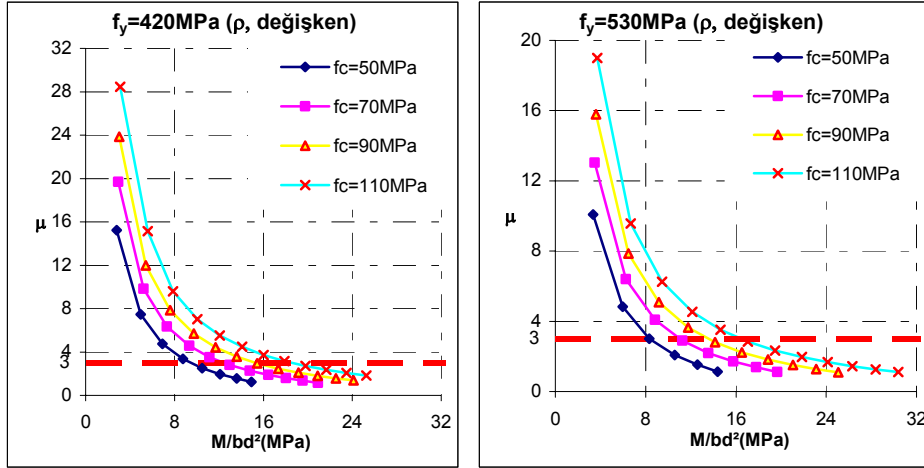
Dengeli durumdaki tarafsız eksen derinliği:

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} d \quad (MPa) \quad (13)$$

4.1. Yalnız Çekme Donatılı Kiriş Kesitlerinin Çözülmesi

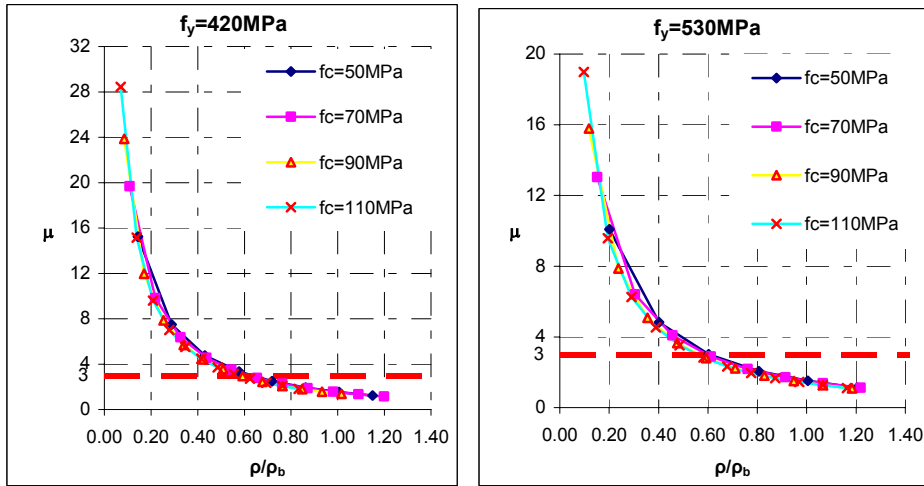
Yapılan ilave analitik çözümlerlerde, Ashour [23] tarafından deneyleri yapılmış kirişlerin kesit özellikleri kullanılmıştır. Kiriş kesitinin genişliği 200mm, yüksekliği 250mm ve etkili yüksekliği 215mm kabul edilmiştir. Analitik çözümlerlerde kullanılan donatı çeliği modeli ve mekanik özellikleri DBYBHY [9] Bölüm 7B.2’den alınmıştır.

Analitik çözümlerlerde, beton basınç dayanımı ($f_c=50MPa, 70MPa, 90MPa, 110MPa$), çekme donatısı oranı ve kullanılan çelik sınıfı ($f_y=420MPa, 530MPa$) değişken alınarak 96 adet kesit çözümü yapılmıştır. Çözümleme sonuçlarına göre her bir çelik sınıfı için $\mu-M/bd^2$, $\mu-\rho/\rho_b$, $\mu-x_u/x_b$, $\mu-x_u/d$ ve $\mu-f_c$ değişimleri Şekil 4~8’de incelenmiştir. Şekillerde, x_u/x_b son limit durumdaki tarafsız eksen yüksekliğinin dengeli durumdaki tarafsız eksen yüksekliğine oranı ve x_u/d son limit durumdaki tarafsız eksen yüksekliğinin kiriş etkili yüksekliğine oranını ifade etmektedir.



Şekil 4. Beton dayanımı değişime göre eğrilik sünekliği-eğilme dayanımı ilişkisi

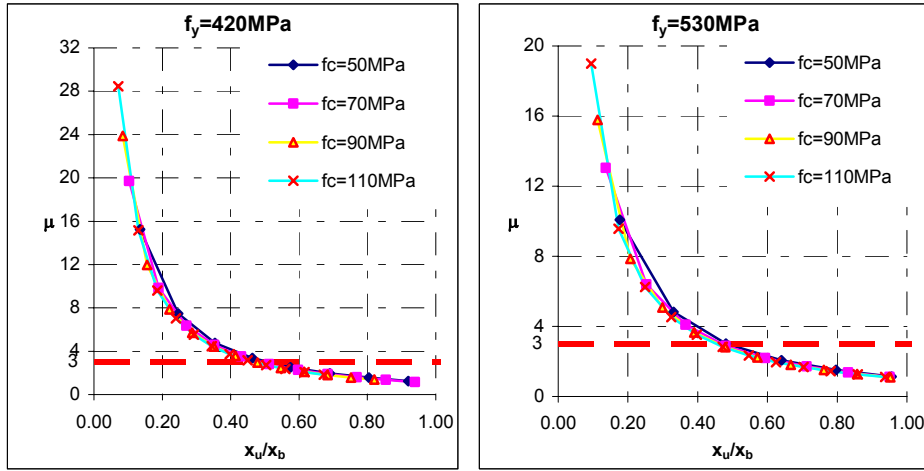
Şekil 4'den görüldüğü gibi, yalnız çekme donatılı kiriş kesitlerinde donatı oranı artışına bağlı olarak beton dayanımı (f_c) arttığında eğrilik sünekliği oranında artış eğilimi görülmektedir. Aynı eğrilik sünekliği için beton dayanımının artması kesit eğilme dayanımında (M/bd^2) artış oluşturmaktadır. Sargısız kesitlerde çelik donatısı akma dayanımının (f_y) artması süneklikte azalma eğilimi oluşturmaktadır. Buradan çekme donatısı akma dayanımı daha az olan kesitlerin daha sünek davrandığı söylenebilir.



Şekil 5. Beton dayanımı değişime göre μ - ρ/ρ_b ilişkisi

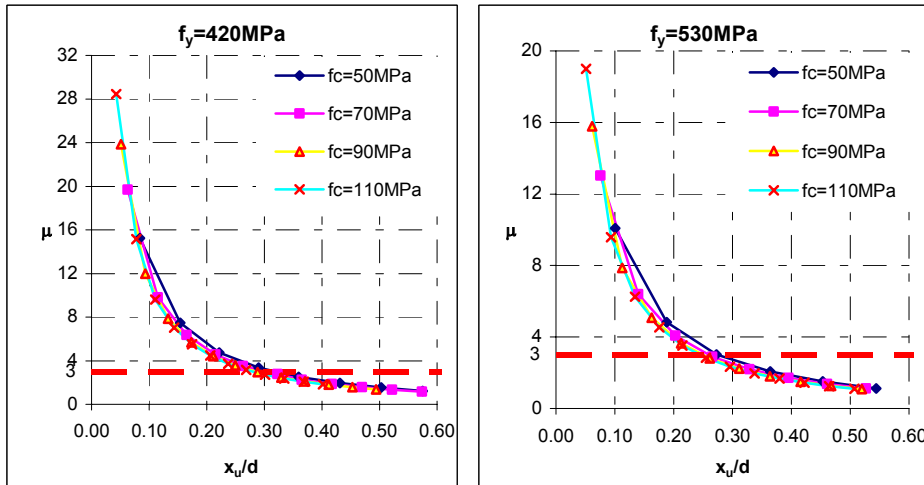
Şekil 5'deki μ - ρ/ρ_b ilişkilerine incelendiğinde, ρ/ρ_b değerindeki artış eğrilik sünekliğinin azalmasına neden olmakta ve kesit daha gevrek bir davranış sergilemektedir. Beton dayanımı (f_c) artışı, dengeli donatı oranını arttırdığından kesitte aynı çekme donatısı kullanılmasına rağmen ρ/ρ_b

değerinde azalma eğilimi görülmektedir. Donatı akma dayanımının 420MPa ve 530MPa, beton dayanımının 50MPa'dan büyük değerlerinde eğrilik sünekliliğinin yaklaşık 3'den büyük değerler alabilmesi için ρ/ρ_b 'nin alabileceği en büyük değerin 0.60 olduğu söylenebilir.



Şekil 6. Beton dayanımı değişime göre $\mu-x_u/x_b$ ilişkisi

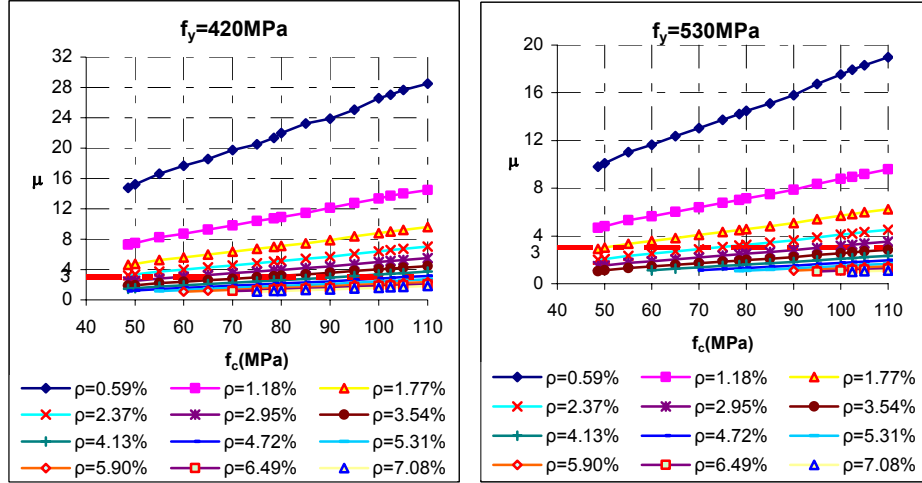
Şekil 6 incelendiğinde; x_u/x_b (son limit durumdaki tarafsız eksen yüksekliğinin dengeli durumdaki tarafsız eksen yüksekliğine oranı) artışının, ρ/ρ_b artışa paralel bir değişim gösterdiği ve bu değişim ile birlikte eğrilik sünekliliğinin azaldığı görülmektedir. Aynı çekme donatısı oranı için beton dayanımı arttıkça x_u/x_b değerinin azaldığı ve eğrilik sünekliliğinin arttığı görülmektedir. Çekme donatısı akma mukavemetinin (f_y) artması x_u/x_b değerinde sınırlı artışa neden olmaktadır. Donatı akma dayanımının 420MPa ve 530MPa, beton dayanımının 50MPa'dan büyük değerlerinde eğrilik sünekliliğinin yaklaşık 3'den büyük değerler alabilmesi için x_u/x_b 'nin alabileceği en büyük değerin 0.45 olduğu söylenebilir.



Şekil 7. Beton dayanımının değişime göre $\mu-d$ ilişkisi

Şekil 7'deki $\mu-x_u/d$ ilişkileri incelendiğinde, x_u/d değerinin ρ/ρ_b ve x_u/x_b artışına paralel bir değişim gösterdiği söylenebilir. Donatı akma dayanımının 420MPa ve 530MPa, beton dayanımının 50MPa'dan büyük değerlerinde eğrilik sünekliğinin yaklaşık 3'den büyük değerler alabilmesi için x_u/d 'nin alabileceği en büyük değerin 0.25 olduğu söylenebilir.

Şekil 8'de, her bir donatı akma dayanımı için donatı oranı değişime göre eğrilik sünekliği ile beton dayanımı arasındaki ilişki görülmektedir. Ashour [23] tarafından deneyleri yapılmış kirişlerin kesitlerinde 2Ø18, 3Ø18 ve 4Ø18 çekme donatısı kullanılmıştır. İlave analitik çözümler yapıldığı kesitlerde çekme donatısının en az 1Ø18 olduğu kabul edilmiş ve donatı kademeli olarak artırılarak çözümlenmeler yapılmıştır.



Şekil 8. Donatı oranı değişime göre $\mu-f_c$ ilişkisi

Analitik çözümler sonuçları değerlendirildiğinde; aynı çekme donatısı oranı için beton dayanımı artışının sünekliğe olumlu yönde katkısı olduğu söylenebilir. Çekme donatısı oranındaki azalma ile beton dayanımı artışının sünekliğe olumlu yönde katkısının olduğu görülmektedir (Şekil 8). Örneğin, $\rho=0.0708$ için beton dayanımının düşük değerlerinde donatı akma dayanımına ulaşmadan kesit son limit duruma ulaşarak basınç kırılmasının gerçekleştiği görülmektedir.

Çizelge 1. Analitik çözümlerden bulunan maksimum donatı oranları

f _c (MPa)	ρ _{max}	
	S420	S530
50	0.0237	0.0177
70	0.0354	0.0237
90	0.0413	0.0295
110	0.0472	0.0354

Bölüm 2.2'de özetlenen analitik ve deneysel çalışma sonuçlarından, eğrilik sünekliği için minimum alt sınır değerinin 3 alınabileceği sonucu çıkarılabilir. Beton basınç dayanımının 50MPa'dan düşük değerler için TS500 [24]'de tanımlanan maksimum donatı oranı 0.02; 50MPa'dan daha yüksek dayanımlı beton için ise, maksimum donatı oranı sınırı

tanımlanmamıştır. TS500 [24]'de normal dayanımlı betonlar için verilen maksimum donatı oranı sınırının yüksek dayanımlı betondan üretilen kesitler için de geçerliliği Çizelge 1'de karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucu, beton dayanımı artışı ile maksimum donatı oranı sınırının artırılacağı söylenebilir.

5. SONUÇLAR

Yalnız çekme donatılı yüksek beton dayanımlı betonarme dikdörtgen kiriş kesitlerinin davranışı incelendiğinde; Geliştirilmiş Kent ve Park modeli kullanılarak yapılan analitik çözümlerinin daha önce deneyleri yapılmış yüksek dayanımlı betondan üretilen betonarme kirişlerin deney sonuçlarını yeteri kadar tutarlı tahmin edemediği görülmüştür. Bu nedenle; sargısız yüksek dayanımlı beton için Bölüm 2.3.3'de önerilen model kullanılarak yapılan analitik çözümlerinde;

- Donatı akma dayanımının 420MPa ve 530MPa, beton dayanımının 50MPa'dan büyük değerlerinde eğrilik sünekliğinin yaklaşık 3'den büyük değerler alabilmesi için ρ/ρ_b 'nin alabileceği en büyük değerin 0.60 olduğu söylenebilir.
- Donatı akma dayanımının 420MPa ve 530MPa, beton mukavemetinin 50MPa'dan büyük değerlerinde eğrilik sünekliğinin yaklaşık 3'den büyük değerler alabilmesi için x_u/x_b 'nin alabileceği en büyük değerin 0.45 olduğu söylenebilir.
- Donatı akma dayanımının 420MPa ve 530MPa, beton dayanımının 50MPa'dan büyük değerlerinde eğrilik sünekliğinin yaklaşık 3'den büyük değerler alabilmesi için x_u/d' 'nin alabileceği en büyük değerin 0.25 olduğu söylenebilir.
- Eğrilik sünekliğinin yaklaşık 3 değerini aldığı donatı oranı ile normal dayanımlı beton için TS500 [24]'de tanımlanan maksimum donatı oranı karşılaştırıldığında, beton dayanımı artışı ile maksimum donatı oranı sınırının artırılacağı söylenebilir.

REFERENCES / KAYNAKLAR

- [1] Arslan G. (2005), "Tersinir Yükler Altında Betonarme Çubukların Kesme Mukavemeti", Doktora Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [2] Polat Z., Köksal H.O. ve Arslan G. (2007), "Tersinir Yükler Altında Betonarme Çubukların Kesme Mukavemeti", 24-05-01-02'nolu Proje, YTÜ BAP Koordinatörlüğü.
- [3] Yong Y.K., Nour M.G. ve Nawy E.G. (1988) "Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete under Axial Loads", J.Struct. Engrg., ASCE, 114(2), 332-351.
- [4] Razvi, S. (1995), "Confinement of Normal and High-strength Concrete columns," PhD Thesis, University of Ottawa, Ottawa, ON, Canada, 416.
- [5] Li, B. (1994), "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members and Frames Constructed Using High Strength Concrete." Res. Rep. No. 94-5, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 389.
- [6] Razvi, S. ve Saatçioğlu M. (1999), "Confinement Model for High-Strength Concrete", J. Struct. Engrg., ASCE, 125(3), 281-289.
- [7] Ersoy U. ve Özcebe G. (2001), "Betonarme", Evrim Yayınevi.
- [8] Ersoy, U. ve Özcebe, G. (1998), "Sarılmış Betonarme Kesitlerde Moment-Eğrilik ilişkisi Analitik Bir İrdeleme", Teknik Dergi, Cilt 9, Sayı 4, 1799-1827.
- [9] "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik", Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, 2007, Ankara.
- [10] Ahmad S. H. ve Barker R. (1991), "Flexural Behavior of Reinforced High-Strength Lightweight Concrete Beams", ACI Struct. J., 88(1), 69-77.
- [11] Rashid M.A. and Mansur M.A. (2005), "Reinforced High-Strength Concrete Beams in Flexure", ACI Struct. J., 102(3), 462-471.
- [12] Ho J.C.M., Kwan A.K.H. ve Pam H.J. (2004), "Minimum Flexural Ductility Design of

- High Strength Concrete Beams" , Mag. Concrete Res., 56(1), 13-22.
- [13] ACI Committee 318 (2002), "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 443pp.
- [14] British Standards Institution (1997), Part 1: Structural Use of Concrete: Code of Practice for Design and Construction, BSI, London, BS 8110.
- [15] Park, R. ve Paulay, T. (1975), Reinforced Concrete Structures, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [16] Ko M.-Y., Kim S.-W. Ve Kim J.-K. (2001), "Experimental Study on the Plastic Rotation Capacity of Reinforced High Strength Concrete Beams", Materials and Structures, 34, 302-311.
- [17] Nilson A.H. (1997), "Design of Concrete Structures", McGraw-Hill İnt. Ed., 12th Ed.
- [18] Cihanlı E. (2009), "Yüksek Mukavemetli Beton Kirişlerin Eğilme Davranışı", YL Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [19] European Committee for Standardisation. Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardisation, Brussels, 1992, EC 2.
- [20] Yalcin C. ve Saatcioglu M. (2000), "Inelastic analysis of reinforced concrete columns", Computers and Structures 77, 539–555.
- [21] Aydemir C., (2004), "Simetrik Donatılı Dikdörtgen Kesitli Betonarme Kolonların Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitelerinin Belirlenmesi", YL Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [22] Bertero, V.V., Popov, E.P. ve Ma S.-Y.M. (1976), "Experimental and Analytical Study on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams", Report No. EERC 76-2, University of California, Berkeley, California.
- [23] Ashour S.A. (2000) "Effect of Compressive Strength and Tensile Reinforcement Ratio on Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams, " Eng. Struct., 22(5), 413-423.
- [24] "Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS500", TSE, 2000, Ankara.