

Betonarme Kolonların Olası Eğilme Momenti Kapasitelerinin Belirlenmesi İçin Bir Yöntem

Cem AYDEMİR*
Mustafa ZORBOZAN**

ÖZ

Bu çalışmada, kolon eğilme momenti kapasitesi M_p 'yi etkileyen parametrelerin istatistik dağılımları dikkate alınarak, bu parametrelerdeki belirsizliklerin eğilme momenti kapasitesi üzerindeki etkileri incelenmiştir. Bu amaçla; malzeme dayanımları, kesit boyutları ve farklı beton davranış modellerinin kullanıldığı analitik moment-eğrilik ilişkilerinin deneysel sonuçlarla gözlenen değişkenlikleri Monte Carlo benzeşim yöntemi yardımıyla sayısal olarak modellenmiştir. Hazırlanan bir bilgisayar programı yardımıyla, donatı düzeni, kesit boyutu, beton sınıfı, donatı sınıfı ve yanal donatı mekanik indeksi farklı örnek kolon kesitleri için eğilme momenti taşıma gücü artış katsayıları ($\lambda_r = M_{maks}/M_r$) hesaplanmış ve elde edilen sonuçlar istatistiksel değerlendirmeye tabi tutulmuştur. Ayrıca temel tasarım değişkenlerinin kolon moment kapasitesi artış katsayılarına (λ_r) etkileri incelenerek, aşılma olasılığı belirli bir düzeydeki moment kapasitesi artış katsayısının ($\lambda_{r, \%10}$) tasarım aşamasında belirli olan karakteristik malzeme dayanımları yardımıyla hesabı için basit bir bağıntı türetilmiştir. Önerilen bağıntı yardımıyla belirlenen eğilme momenti kapasiteleri, D.B.Y.B.H.Y' 07, ACI-318 ve Eurocode 8 yaklaşımları ile karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: kolon olası moment kapasitesi, eğilme momenti taşıma gücü artış katsayıları, Monte Carlo benzeşim yöntemi, pekleşme etkisi, sargılı beton

ABSTRACT

A Method for Estimation of Probable Flexural Strength of R/C Columns

In this study, the effects of uncertainties on column flexural moment capacity are investigated taking into consideration the statistical distributions of effective parameters on column flexural moment capacity M_p . For this purpose, the variability on material strengths, section properties and analytical moment curvature responses (M_{max}) which use different confined and unconfined concrete models are modeled with Monte Carlo simulation. Flexural overstrength ratios based on ultimate moment capacity M_r ($\lambda_r = M_{maks}/M_r$) are obtained for sample column sections with different reinforcement configuration, section dimension, concrete strength, reinforcement strength and mechanical

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 25.08.2010 günü ulaşmıştır.
- 30 Haziran 2012 gününe kadar tartışmaya açıktır.

* Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - caydemir@yildiz.edu.tr

** Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - zorbozan@yildiz.edu.tr

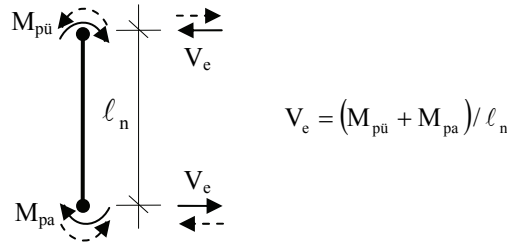
index of lateral reinforcement with a computer program and statistical evaluation is performed for analysis results. Also, the effects of basic design variables on column moment capacity are investigated and a simple expression is derived for the estimation of the probable flexural strength ratio with the 10% probability of being exceeded ($\lambda_{r,10}$) using characteristic material strengths. Finally, the proposed method is compared to ACI 318, Eurocode 8 and Turkish seismic design code provisions.

Keywords: column probable moment capacity, flexural overstrength ratio, Monte Carlo simulation, strain hardening, confined concrete.

1. GİRİŞ

Bir yapının maruz kalabileceği şiddetli depremlerde ayakta kalabilmesi, ancak açığa çıkan enerjinin sönmülenebilmesiyle mümkündür. Bu enerjinin sönmülenebilmesi, yapının aşırı zorlanan kesitlerinin plastik şekil değiştirme yapabilme yetenekleriyle ilgilidir. Bunun için yapı elemanlarında kritik bölgelerin yeterli süneklığe sahip olması ve meydana gelecek güç tükenmesinin sünek olarak oluşmasının sağlanması gerekmektedir. Betonarme kolonlarda eğilme momenti kapasitesine dolayısıyla kesme kuvvetinin en büyük değerine, aksel yük ve boyuna donatı oranının düşük olduğu kolonlar dışında genelde plastik şekil değiştirme kapasitesinden önce ulaşılır. Bir başka ifadeyle, maksimum moment kapasitesine karşı gelen şekil değiştirme, çoğu zaman maksimum momentin ötesinde oluşan gerçek şekil değiştirme kapasitesini göstermez. Plastik şekil değiştirme kapasitesi için gerekli yanal donatıya sahip olması gereken bir kolonda, -genelde- eğilme momenti kapasitesinde ihtiyaç duyulan (şekil değiştirme kapasitesine ulaşmadan) yanal donatı gereksinimi karşılanamaz ise kesit plastik şekil değiştirme kapasitesine ulaşmadan, gevrek bir biçimde kırılır.

1998 Deprem Yönetmeliği'nin getirdiği yeni kavramlardan biri olan *kapasite tasarımı* ilkesi [1, 2], depremin söz konusu olduğu durumlarda kesme hesabında temel alınacak kesme kuvvetinin yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin tam olarak saptanmasının olanaksız olmasından hareketle, yapı elemanlarının eğilme kapasiteleri yardımıyla belirlenmesinin daha sağlıklı sonuç vereceği kabulüne dayanmaktadır (bkz. Şekil 1). Bu durum, kolon uçlarında oluşabilecek olası en büyük eğilme momenti kapasitesi olan M_p 'nin mümkün olduğunca gerçeğe yakın belirlenmesini gerektirir.



Şekil 1 Deprem yönetmeliğine göre kolonlarda kesme kuvveti V_e 'nin hesabında temel alınan eğilme momentleri [1, 2]

Betonarme kolonların davranışına yönelik geçmişte yapılan deneysel çalışmalardan da bilindiği gibi, yönetmeliklerde tanımlanan taşıma gücü yöntemine göre hesaplanan eğilme momenti taşıma güçleri M_r [3] ve M_n [4], donatı çeliğindeki pekleşme etkisinin, betonda sargı etkisiyle değişen gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin göz önüne alınmaması ve tasarımda kullanılan katsayılar gibi nedenlerle, gerçek eğilme momenti kapasitesinden küçük olmaktadır. Kolon moment kapasitesindeki sözü edilen ihmallerin moment taşıma gücünde neden olacağı artışın belirlenmesine yönelik çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalarda, deneysel kolon moment kapasitesinin, betondaki sargı etkisiyle değişen gerilme-şekil değiştirme ilişkisini, betonun çekme dayanımını, kabuk betonundaki ezilmeyi, donatı çeliğindeki pekleşme gibi etkileri dikkate alacak bir çözümlemeden elde edilecek moment-eğrilik ilişkisi yardımıyla belirlenebileceği belirtilmiş ve ayrıca M_p moment kapasitesinin, taşıma gücü yönteminde verilen varsayımlar gözetilerek, arttırılmış malzeme dayanımı yardımıyla [5, 6, 7] ya da doğrudan taşıma gücü momentinin eksenel yük seviyesine göre arttırılması yardımıyla [7, 8] belirlenmesine yönelik bazı basit yaklaşımlar sunulmuştur. Ang vd. [8] tarafından yapılan deneysel incelemede, M_n taşıma gücü momentine göre belirlenen artış katsayılarının (M_{maks}/M_n) incelenen eksenel yük seviyesi (0~0.7) aralığında 1.04~2.26 aralığında değiştiği ve eksenel yük seviyesinin artmasıyla belirginleştiği rapor edilmiştir. Çalışmada, M_{maks}/M_n oranlarının boyutsuz eksenel yük seviyesine göre değişimlerinden yararlanarak aşağıda verilen (1) bağıntısı türetilmiştir.

$$\frac{M_{maks}}{M_n} = 1.13 \quad n \leq 0.1 \quad (1)$$

$$\frac{M_{maks}}{M_n} = 1.13 + 2.35 \times (n - 0.1)^2 \quad n > 0.1$$

Ersoy [6] tarafından yapılan çalışmada, kolon moment kapasiteleri üzerinde donatı pekleşmesinin daha az, sargılı beton davranışının ise daha fazla etkili olmasından hareketle, M_p 'nin hesabında taşıma gücü yönteminin [3] f_{yd} yerine f_{yk} ve f_{cd} yerine f_{cc} ($f_{cc} \approx 1.15f_{ck}$ olmak üzere) alınması şartıyla aynen kullanılabilirliği önerilmektedir. Aschheim vd. [5] tarafından yapılan çalışmada ise, arttırılmış donatı çeliği akma dayanımı ve beton basınç dayanımı ($f_y = 1.3f_{yk}$, $f_c = 1.3f_{ck}$) yardımıyla bulunan nominal moment kapasiteleri ile deneysel moment kapasiteleri arasındaki oranların, kolon eksenel yük seviyesi ve donatı oranına göre değişimleri incelenmiştir. Aydemir vd. [7] tarafından yapılan çalışmada, M_r taşıma gücü momentine göre belirlenen artış katsayılarının (M_{maks}/M_r) incelenen eksenel yük seviyesi (0~0.6) aralığında 1.13~2.94 aralığında değiştiği ve eksenel yük seviyesinin artmasıyla belirginleştiği rapor edilmiştir. Çalışmada, M_{maks}/M_r oranlarının boyutsuz eksenel yük seviyesine (n) ve taşıma gücü momentine (m) göre değişimlerinden yararlanarak aşağıda verilen (2) bağıntısı türetilmiştir.

$$\frac{M_{maks}}{M_r} = 1.4 \quad n < 0.25 \quad (2)$$

$$\frac{M_{maks}}{M_r} = 1.4 + \frac{0.34n - 0.24m - 0.07}{m} \geq 1.4 \quad 0.25 \leq n \leq 0.5$$

Aynı çalışmada [7], arttırılmış donatı çeliği akma dayanımı ve beton basınç dayanımı ($f_y=1.19f_{yk}$, $f_c=1.15f_{ck}$) yardımıyla bulunan nominal moment kapasitelerinin, deneysel moment kapasiteleri yakın sonuçlar verdiği gösterilmiştir. Ayrıca, çeşitli tasarım yönetmeliklerinde ayrıntılı hesap yapılmadığı durumlarda kolon M_p moment kapasitesinin belirlenmesi için basit yöntemler önerilmektedir. Örnek olarak, ACI 318'de [4] M_p' nin, donatı çeliği akma dayanımı %25 arttırılıp eğilme dayanım azaltma katsayısı 1 alınarak hesaplanabileceği, Eurocode 8'de [9] yüksek süneklilikli yapılarda $M_p/M_r \approx 1.3$ alınabileceği ve Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelikte (DBYBHY'07) [2] ise $M_p/M_r \approx 1.4$ olarak alınabileceği önerilmektedir.

Betonarme bir kolonun tasarım aşamasında kullanılan mekanik özelliklerin karakteristik değerleri (örneğin malzeme dayanımları, kesit boyutları vb.) altına düşülme olasılığı belirli bir düzeydeki değeri simgeler (genelde %5 ya da %10). Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kolonların boyutlandırılmasında kesit boyutları ve malzeme dayanımlarındaki değişkenliklerin göz önüne alındığı birçok istatistiksel çalışma yapılmıştır [10, 11, 12, 13, 14, 15, 16]. Buna karşın, kapasite tasarımı gereği belirlenmesi gereken moment kapasitesinin kabul edilebilir bir aşılma olasılığı ile saptanmasına yönelik bilgi sınırlıdır. Bu çalışmada, malzeme dayanımları, kesit boyutları ve farklı beton davranış modellerinin kullanıldığı analitik moment eğrilik ilişkilerinden elde edilen eğilme momenti kapasitesindeki değişkenlikler, Monte Carlo benzeşim yöntemi kullanılarak analiz edilmiştir. Analizlerde, moment eğrilik ilişkileri yardımıyla, donatı düzeni, kesit boyutu, beton sınıfı, donatı sınıfı ve yanal donatı mekanik indeksi farklı örnek kolon kesitlerinde, kolon taşıma gücü artış katsayıları hesaplanarak, istatistiksel incelemeler yapılmıştır. Ayrıca temel tasarım değişkenlerinin kolon moment kapasitesi artış katsayılarına etkileri incelenerek, aşılma olasılığı belirli bir düzeydeki moment kapasitesi artış katsayısının doğrudan hesabı için basit bir bağıntı önerilmiştir.

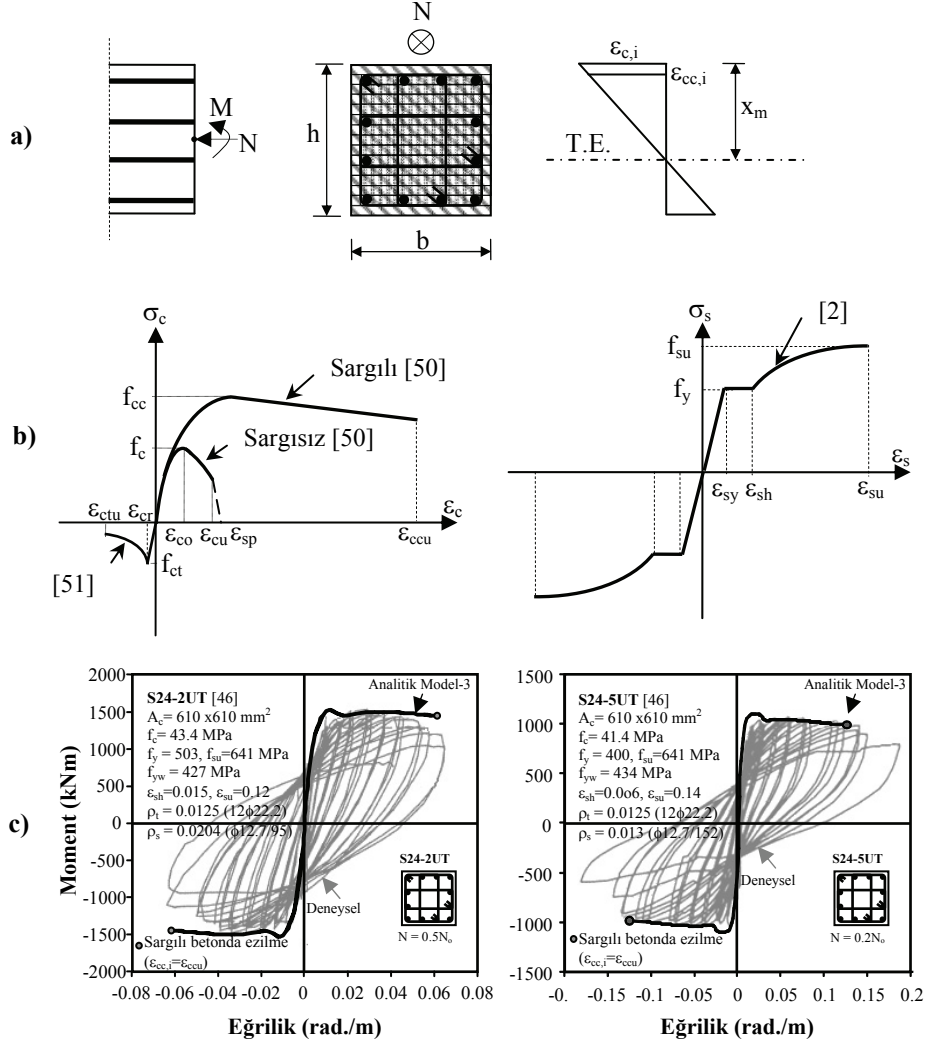
2. TEMEL BELİRSİZLİK KAYNAKLARI

Betonarme yapı elemanların gözlenen davranış parametreleri üzerinde etkisi olan belirsizlik kaynakları, fiziksel özelliklerdeki belirsizlikler ve modellemedeki belirsizlikler olmak üzere iki temel başlık altında toplanabilir. Fiziksel özelliklerdeki belirsizlikler; yükler, malzeme özellikleri ve kesit boyutlarındaki istatistiksel değişkenlikleri kapsar. Bu değişkenlikler, olasılık dağılımları gibi stokastik modellerle betimlenebilir. Modellemedeki belirsizlikler ise herhangi bir parametreyi (örneğin sargılı beton etkili birim kısalması) bazı basit değişkenlere (sargı donatısı özellikleri) bağlayan matematiksel modellerle ilgili belirsizliği ifade eder. Genellikle, model belirsizliği, etkisi ve etkileşimi kesin olarak bilinmeyen değişkenlerin, modellemede basitleştirilmesinin bir sonucu olarak ortaya çıkar.

2.1 Analitik Model Belirsizlikleri

Bu bölümde, betonarme bir kolonun analitik hesap modeli (şeritli veya lifli model) yardımıyla elde edilen eğilme momenti kapasitesi *rasgele değişken* olarak kabul edilecek ve modellemedeki belirsizlikler, olasılıksal dağılım süreciyle tanımlanacaktır. Olasılık dağılım sürecinde kullanılan model belirsizlik katsayısı (χ_m) aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$\chi_m = \frac{\text{Gerçekleşen Değer}}{\text{Tahmin edilen değer}} \quad (3)$$



Şekil 2. Şeritli (Lifli) Model: (a) Kesitin geometrik tanımlaması, (b) Beton ve donatı çeliği gerilme-birim şekil değiştirme davranış modelleri (c) Analitik moment eğrilik ilişkileri ve deneysel sonuçlarla [46] karşılaştırılması

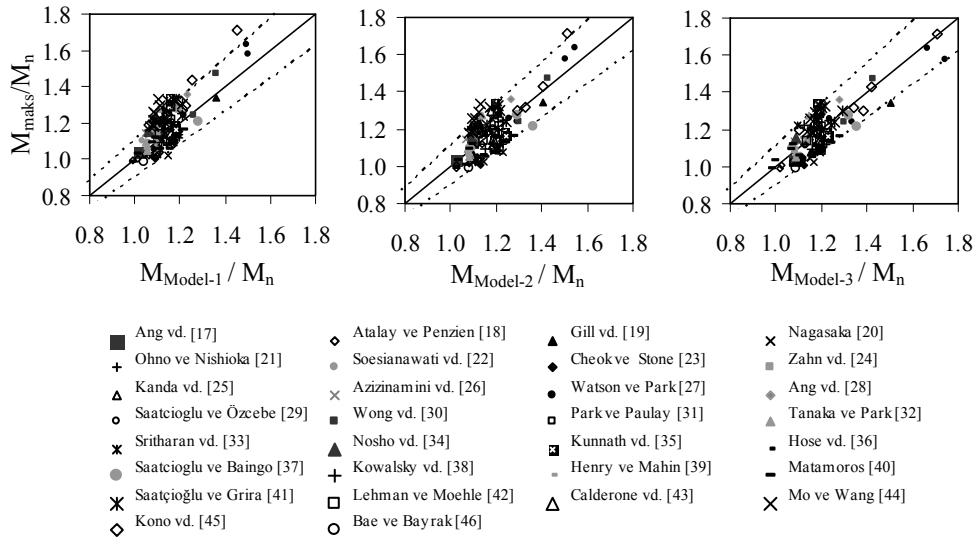
Şekil 2 'de, örnek bir kolon kesiti için, şeritli (lifli) model tekniği kullanılarak elde edilen analitik moment eğrilik ilişkileri, deneysel olarak elde edilmiş olan moment eğrilik ilişkileri ile birlikte görülmektedir. Model belirsizlik katsayısına ait istatistiksel bilgilerin

Betonarme Kolonların Olası Eğilme Momenti Kapasitelerinin Belirlenmesi İçin Bir Yöntem

belirlenmesi amacıyla yapılan örneklemede, çeşitli araştırmacılar tarafından, sabit düşey yük ve çevrimsel yatay yük altında deprem yüklerine benzeştirilerek test edilmiş ve taşıma güçlerine eğilme kırılmasıyla ulaşılan 120 adet deney elemanı [17 ~ 46] ele alınmıştır. Göz önüne alınan kolonların deneysel kapasiteleri, basınç etkisindeki sargılı ve sargısız beton davranışı için üç farklı modelin adapte edildiği şeritli (lifli) model tekniği sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Yapılan örnekleme ile, göz önüne alınan üç farklı model için model belirsizliği katsayısının istatistiksel verileri Çizelge 1’de verilmiştir. Deneysel ve analitik olarak elde edilen nominal moment kapasitesi artış oranlarının (M_{maks}/M_n) %10 hata bandı ile karşılaştırılması ise Şekil 3’de gösterilmiştir.

Çizelge 1. Deneysel ve analitik olarak belirlenen eğilme momenti kapasitelerinin karşılaştırılması

| Model | Model-1 | Model-2 | Model-3 |
|--|--------------------------------|--|-----------------|
| Sargılı ve sargısız beton davranış modelleri | Geliştirilmiş Kent & Park [47] | Saatçioğlu ve Ravzi [48], Hognestad [49] | Mander vd. [50] |
| γ_{Mmaks} Ortalama | 1.03 | 1.01 | 0.99 |
| Standart sapma (%) | 7.42 | 7.17 | 6.14 |
| Olasılık dağılımı | Normal | Normal | Normal |



Şekil 3. Farklı davranış modellerine göre belirlenen analitik moment kapasitelerinin deneysel moment kapasiteleriyle karşılaştırılması

Çalışmada analitik moment-eğrilik ilişkilerinde son limit durumun sayısal olarak modellenmesinde kullanılan temel parametrelerden sargılı beton etkili birim kısalması (ϵ_{ccu})

da rasgele değişken olarak kabul edilmiştir. Analitik sargılı beton etkili birim kısalmasının [47] çeşitli hasar sınırları gözetilerek (beton dayanımında azalma, enine donatıda kopma ve boyuna donatıda burkulma) deneysel verilerle karşılaştırılmasından, model belirsizliği katsayısının (χ_{eccu}) istatistiksel betimlenmesinde, normal dağılım kabulü ile ortalama değer 1.084, varyasyon katsayısı %34.7 alınmıştır [16].

2.2 Fiziksel Özelliklerdeki Değişkenlikler

Fiziksel özelliklerdeki değişkenlikler, bir başka deyişle malzeme özellikleri ve kesit boyutlarının doğasından kaynaklanan değişkenlikler, seçilen rasgele değişkenin (beton basınç dayanımı, donatı çeliği akma dayanımı vb.) istatistiksel dağılımı, ortalama ve standart sapma değerleri yardımıyla betimlenebilir. Bu çalışmada, beton basınç dayanımı, sargısız beton etkili birim kısalması, donatı çeliği akma ve kopma dayanımları, donatı çeliği pekleşme başlangıç birim şekil değiştirmesi ve kopma uzaması rasgele değişken olarak seçilmiştir. Çizelge 2'de, kesit analizlerinde kullanılacak olan tüm malzeme sınıfları için seçilen rasgele değişkenlere ait istatistikler verilmiştir.

Çizelge 2. Fiziksel özelliklere ait temel tasarım değişkenleri ve istatistikleri

| Rasgele değişken | Ortalama | Standart sapma | Varyasyon katsayısı | İstatistiksel dağılım | Referans |
|---|----------|----------------|---------------------|-----------------------|----------|
| <i>a) Beton (C20)</i> | | | | | |
| f_c ($f_{ck}=20$ MPa) | 28 MPa | 5 MPa | 0.18 | Normal | [16] |
| <i>b) Beton (C30)</i> | | | | | |
| f_c ($f_{ck}=30$ MPa) | 43 MPa | 7.7 MPa | 0.18 | Normal | [52] |
| <i>c) Beton (C40)</i> | | | | | |
| f_c ($f_{ck}=40$ MPa) | 56 MPa | 10.1 MPa | 0.18 | Normal | [52] |
| <i>d) Donatı çeliği ($f_{yk}=400$ MPa)</i> | | | | | |
| f_y ($f_{yk}=400$ MPa) | 496 MPa | 23 MPa | 0.047 | Normal | [53] |
| f_{su} | 598 MPa | 20 MPa | 0.033 | Normal | [53] |
| ϵ_{sh} | 0.022 | 0.0044 | 0.20 | Normal | [53] |
| ϵ_{su} | 0.118 | 0.0169 | 0.143 | Normal | [53] |
| <i>e) Donatı çeliği ($f_{yk}=500$ MPa)</i> | | | | | |
| f_y ($f_{yk}=500$ MPa) | 585 MPa | 30 MPa | 0.052 | Normal | [53] |
| f_{su} | 680 MPa | 28 MPa | 0.042 | Normal | [53] |
| ϵ_{sh} | 0.014 | 0.0043 | 0.31 | Normal | [53] |
| ϵ_{su} | 0.094 | 0.0140 | 0.149 | Normal | [53] |
| <i>f) Kesit boyutları</i> | | | | | |
| b, h, R (mm) | +1.6 mm | 6.4 mm | | Normal | [54] |

Moment-eğrilik ilişkilerinin belirlenmesinde, beton elastisite modülü (E_c), sargılı beton basınç dayanımı (f_{cc}), beton çekme dayanımı (f_{ct}), betonun maksimum çekme dayanımına karşılık gelen birim uzama değeri (ϵ_{cr}), betonun etkili birim uzaması ($\epsilon_{ctu} \approx 10\epsilon_{cr}$ [51]) ve











sargılı beton etkili birim kısalması (ϵ_{ccu}) rasgele değişkenlere bağlı olarak belirlenmiştir. İkili değişken (birbirine bağımlı değişkenler) olan boyuna donatı çeliği akma ve kopma dayanımlarının tam korelasyonlu olduğu varsayılmıştır [16]. Ayrıca, analizlerde kullanılan tüm beton sınıfları için sargısız beton etkili birim kısalması (ϵ_{cu}) rasgele değişken olarak dikkate alınmış ve istatistiksel betimlenmesinde ortalama değer 0.0035, standart sapma 0.0005 alınarak, normal dağılım kabulü kullanılmıştır [55].

3. KESİT ANALİZLERİ

Çalışmada göz önüne alınan temel belirsizlik kaynaklarındaki değişkenliklerin kolon taşıma gücü artış katsayıları üzerindeki etkilerinin incelenmesinde, yaygın olarak kullanılan Monte Carlo benzeşim yönteminden yararlanılmıştır. Monte Carlo benzeşim yönteminde iki aşamalı bir hesap algoritması izlenmiştir. Birinci aşamada, istatistiksel dağılımı kabulü, ortalama ve standart sapma değerleri kullanılarak belirli sayıda örneklenen rasgele değişkenler -bir başka anlatımla inşaat aşamasında her biri eşit olasılığa sahip eleman özellikleri- rasgele eşleştirilerek analiz girdi bilgileri elde edilmiştir. İkinci aşamada ise her bir örnekleme için, Şekil 2’de görülen analitik hesap modelinde; birinci aşamadan elde edilen girdi bilgileri yardımıyla kolonun olası moment kapasitesi tespit edilmiştir. Yeter sayıda örnekleme ile bir başka deyişle kabul edilebilir hesap duyarlılığı ile elde edilen moment kapasiteleri, deterministik yaklaşımla elde edilen kolon moment taşıma gücü M_r ile oranlanarak, olası kolon taşıma gücü momenti artış katsayıları belirlenmiştir. Örnekleme sayısının hesaplara etkisi bir sonraki bölümde ayrıntılı olarak incelenecektir.

Analizlerde, kesit tipi, donatı düzeni, malzeme özellikleri, yanal donatı mekanik indeksi ve boyuna donatı oranları farklı 1512 adet örnek kolon kesiti ele alınmıştır. Kolon toplam boyuna donatı oranı ($\rho_f=A_{st}/A_c$) 0.01 ile 0.04 arasında yedi farklı düzeyde, yanal donatı mekanik indeksi ($\omega_s=\rho_s \times f_{yw}/f_{ck}$) 0.12 ile 0.18 arasında üç farklı düzeyde, boyutsuz eksenel yük seviyesi ($N/(A_c f_{ck})$) ise 0 ile 0.5 arasında onbir farklı düzeyde incelenmiştir. Sözü edilen kolonların boyuna ve enine donatı düzenleri ile malzeme özellikleri sırasıyla Çizelge 3 ve Çizelge 4’den görülebilir. Örnek kolonların kesit boyutları, malzeme özellikleri ve yanal donatı mekanik indeksleri ise Çizelge 5’de verilmiştir. Şekil 4’de ise, dairesel ve dikdörtgen kesitli örnek kolonların isimlendirilmesinde kullanılan kısaltma açıklanmıştır.

Çizelge 3. Kesit analizlerinde kullanılan tip donatı düzenleri

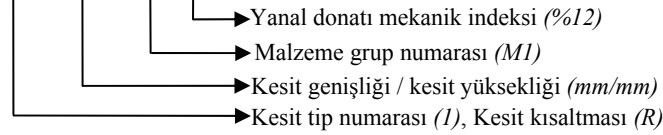
| Kesit | Sembol | Tip numarası | | | | |
|------------|--------|---|---|--|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| Dikdörtgen | R |  |  |  |  |  |
| Dairesel | C |  |  |  |  |  |

Çizelge 4. Kesit analizlerinde kullanılan malzeme özellikleri

| Karakteristik dayanım | Sembol | | | | | |
|-----------------------|--------|-----|-----|-----|-----|-----|
| | M1 | M2 | M3 | M4 | M5 | M6 |
| f_{ck} (MPa) | 20 | 20 | 30 | 30 | 40 | 40 |
| f_{yk} (MPa) | 400 | 500 | 400 | 500 | 400 | 500 |
| f_{ywk} (MPa) | 400 | 500 | 400 | 500 | 400 | 500 |

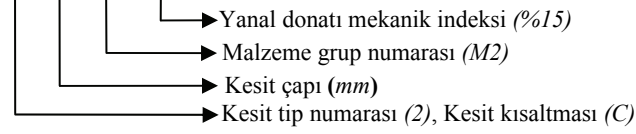
Dikdörtgen kesitli kolonlar

S1R300/300M1W,12



Dairesel kesitli kolonlar

S2C300M2Ws15



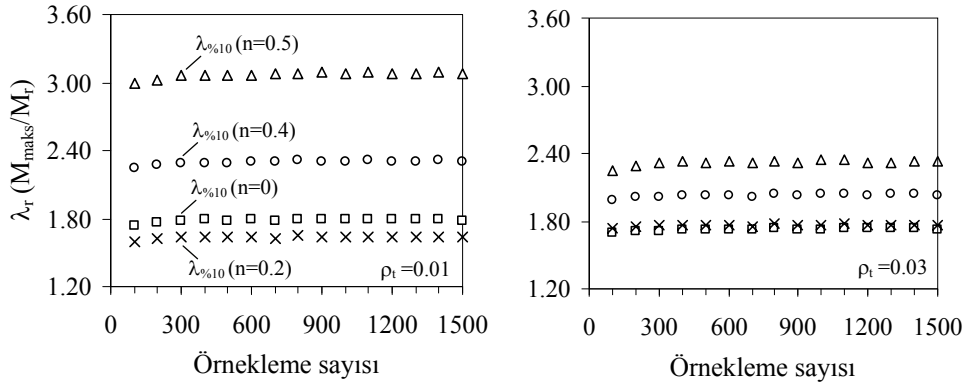
Şekil 4. Örnek kolon kesitlerinin isimlendirilmesinde kullanılan kısaltma

Çizelge 5. Kesit analizlerinde kullanılan örnek kolonlar

| Kesit sembolü | Kesit boyutları (mm) | Malzeme sembolü | Yanal donatı mekanik indeksi (ω_s) |
|---------------|----------------------|-----------------|---|
| S1R | 400/400 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S2R | 500/500 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S3R | 600/600 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S4R | 800/800 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S2R | 400/600 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S5R | 250/500 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S1C | 400 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S2C | 500 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S3C | 600 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S3C | 700 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S4C | 800 | M1~M6 | 0.12~0.18 |
| S5C | 1000 | M1~M6 | 0.12~0.18 |

3.1 Örnekleme Sayısı

Betonarme kolonların davranışı üzerine yapılan istatistiksel çalışmalarda gözlenen davranış parametresine (kesitin limit eğriliği, dönme kapasitesi vb.) bağlı olarak farklı örnekleme sayıları kullanılabilir [14, 16, 56]. Monte Carlo benzeşim yönteminde esas alınan örnekleme sayısı, elde edilen sonuçları, bir başka ifadeyle duyarlılığı etkileyen önemli bir parametredir. Bu çalışmada, örnekleme sayısının taşıma gücü artış katsayısı üzerine etkilerinin araştırılması amacıyla çeşitli sayıda örnekleme (100~1500) ile ön denemeler yapılmış ve örnekleme sayılarındaki farklılığın gözlenen davranış parametresi (taşıma gücü artış katsayısı) üzerindeki etkileri incelenmiştir. Şekil 5'de, çalışmada ele alınan örnek bir kolon kesitinde, kolon taşıma gücü artış katsayılarının örnekleme sayısına bağlı değişimleri görülmektedir. Karşılaştırmalarda, farklı eksenel yük düzeyleri için belirlenen artış katsayılarını tek bir diyagram üzerinde ve sade bir biçimde gösterebilmek için her bir örnekleme sayısına karşı gelen ve aşılma olasılığı %10 olan artış katsayısı kullanılmıştır. Şekilden de görüleceği üzere, örnekleme sayısının 300 ve üzerindeki değerleri için, artış katsayısı ile örnekleme sayısı arasında sabite yakın bir ilişki vardır. Analiz sayısının minimize edilmesi ve sonuçların duyarlılığı bağlamında kesit analizlerinde esas alınabilecek minimum örnekleme sayısının 300 olduğu söylenebilir. Bu çalışmada da örnekleme sayısı 300 olarak alınmıştır.



4. ANALİZ SONUÇLARI VE İNCELEMELER

Kesit analizlerinde toplam 4.989.600 adet moment-eğrilik analizi gerçekleştirilmiştir (12 farklı kolon kesiti, 6 farklı malzeme grubu, 3 farklı yanal donatı mekanik indeksi, 11 farklı eksenel yük düzeyi, 7 farklı boyuna donatı oranı ve 300 adet örnek boyutu ile). Bu bölümde, Monte Carlo benzeşim yönteminde moment eğrilik analizinden elde edilen maksimum eğilme momenti kapasiteleri (M_{maks}), deterministik taşıma gücü momenti (M_r) ile oranlanarak elde edilen taşıma gücü artış katsayılarının, çeşitli tasarım değişkenleri ile etkileşimi karşılaştırmalı olarak irdelenecektir.

4.1 Kolon Taşıma Gücü Artış Katsayılarının Olasılıksal Dağılımı

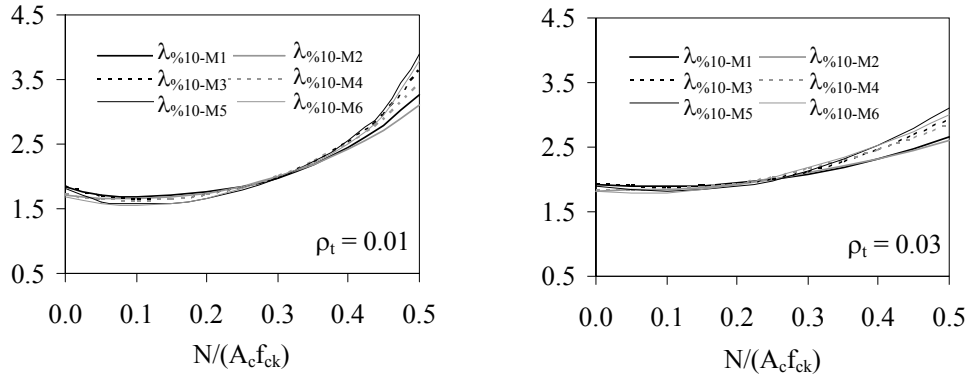
Taşıma gücü artış katsayıları için khi-kare sınaması yapılarak istatistiksel dağılımlarının betimlenmesinde en uygun modelin normal dağılım olduğu belirlenmiştir. Çizelge 6'da, örnek kolonların malzeme ve kesit özelliklerindeki farklılıklar göz ardı edilerek elde edilen moment taşıma gücü artış katsayılarının istatistiksel bilgilerinin eksenel yük düzeyi, boyuna donatı oranı ve yanal donatı mekanik indeksine göre değişimleri görülmektedir. Çizelgeden de görüleceği üzere, kolon taşıma gücü momenti artış katsayıları taşıma gücü hesaplarında ihmal edilen parametreler ile temel belirsizlik kaynaklarındaki değişkenliklerden -başta eksenel yük düzeyi olmak üzere, boyuna donatı oranı ve yanal donatı mekanik indeksinin değişimiyle- belirgin derecede etkilenmektedir. Analizlerde esas alınan rasgele değişkenlerin ve malzeme ile kesit farklılıklarının kolon taşıma gücü artış katsayıları üzerine etkileri sonraki bölümlerde ayrıntılı olarak incelenecektir.

Çizelge 6. Kolon moment taşıma gücü artış katsayılarına ait istatistikler

| Eksenel yük düzeyi $N/(A_c f_{ck})$ | Boyuna donatı oranı (A_{st}/A_c) | Taşıma gücü artış katsayısı (M_{maks}/M_r) | | | |
|--|---------------------------------------|--|----------------|-------------------|----------------|
| | | $\omega_s = 0.12$ | | $\omega_s = 0.18$ | |
| | | Ortalama | Standart sapma | Ortalama | Standart sapma |
| 0 | 0.01 | 1.58 | 0.14 | 1.60 | 0.14 |
| 0 | 0.02 | 1.61 | 0.15 | 1.64 | 0.15 |
| 0 | 0.03 | 1.62 | 0.16 | 1.67 | 0.16 |
| 0 | 0.04 | 1.63 | 0.17 | 1.68 | 0.17 |
| 0.1 | 0.01 | 1.43 | 0.13 | 1.45 | 0.13 |
| 0.1 | 0.02 | 1.53 | 0.15 | 1.57 | 0.15 |
| 0.1 | 0.03 | 1.59 | 0.16 | 1.63 | 0.17 |
| 0.1 | 0.04 | 1.62 | 0.17 | 1.67 | 0.18 |
| 0.2 | 0.01 | 1.51 | 0.14 | 1.53 | 0.14 |
| 0.2 | 0.02 | 1.59 | 0.16 | 1.63 | 0.17 |
| 0.2 | 0.03 | 1.64 | 0.18 | 1.69 | 0.19 |
| 0.2 | 0.04 | 1.67 | 0.19 | 1.72 | 0.20 |
| 0.3 | 0.01 | 1.74 | 0.17 | 1.77 | 0.18 |
| 0.3 | 0.02 | 1.77 | 0.20 | 1.82 | 0.21 |
| 0.3 | 0.03 | 1.79 | 0.21 | 1.84 | 0.23 |
| 0.3 | 0.04 | 1.79 | 0.23 | 1.85 | 0.24 |
| 0.4 | 0.01 | 2.16 | 0.23 | 2.21 | 0.24 |
| 0.4 | 0.02 | 2.09 | 0.24 | 2.15 | 0.26 |
| 0.4 | 0.03 | 2.05 | 0.26 | 2.11 | 0.27 |
| 0.4 | 0.04 | 2.01 | 0.27 | 2.07 | 0.28 |
| 0.5 | 0.01 | 2.99 | 0.44 | 3.07 | 0.44 |
| 0.5 | 0.02 | 2.55 | 0.35 | 2.64 | 0.37 |
| 0.5 | 0.03 | 2.38 | 0.34 | 2.46 | 0.36 |
| 0.5 | 0.04 | 2.27 | 0.33 | 2.35 | 0.35 |

4.2 Malzeme Sınıflarındaki Farklılıkların Etkileri

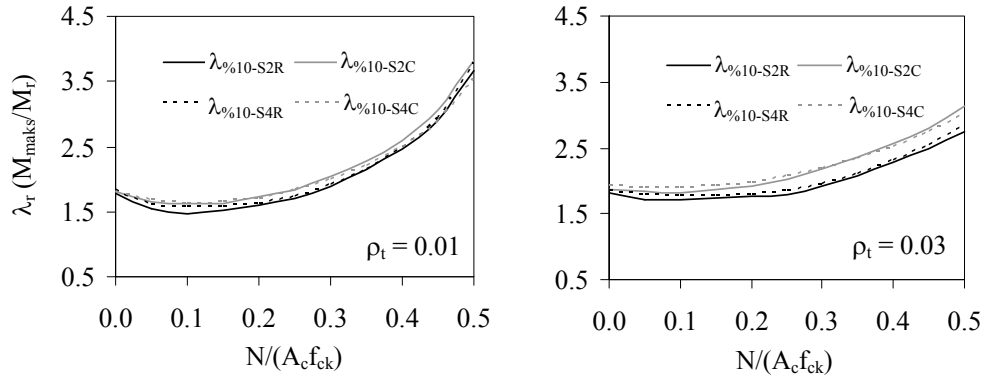
Beton ve donatı çeliği sınıflarındaki değişimin taşıma gücü momenti artış katsayıları üzerine etkileri, aşılma olasılığı belirli bir düzeydeki taşıma gücü artış katsayılarının karşılaştırılmasıyla incelenecektir. Şekil 6'da, malzeme grupları (Bkz. Çizelge 4) ortak olan tüm örnek kolon kesitlerinde aşılma olasılığı %10 olan taşıma gücü artış katsayılarının aksel yük düzeyi ve boyuna donatı oranına göre değişimleri verilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi, donatı çeliği sınıfı ve/veya beton sınıfı farklılığının kolon taşıma gücü artış katsayısı üzerinde meydana getirdiği değişkenlikler sadece yüksek aksel yük düzeylerinde bir miktar büyük olmakla beraber genelde sınırlı olmaktadır.



Şekil 6. Malzeme sınıfının kolon taşıma gücü momenti dayanım fazlalığı üzerine etkileri

4.3 Donatı Düzeni ve Kesit Boyut Farklılıklarının Etkileri

Şekil 7'de, donatı düzeni, kesit geometrisi ve kesit boyut farklılıklarının taşıma gücü momenti artış katsayıları üzerine etkileri karşılaştırmalı olarak gösterilmektedir. Karşılaştırmalarda, irdelenen parametresi ortak örnek kolon kesitlerinde aşılma olasılığı %10 olan artış katsayılarının aksel yük düzeyi ve boyuna donatı oranlarına göre değişimleri incelenmiştir.

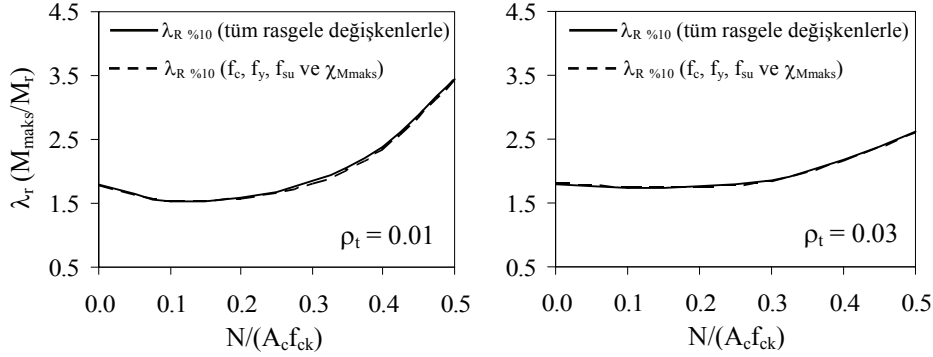


Şekil 7. Donatı düzeni, kesit geometrisi ve boyutlarındaki farklılıkların kolon taşıma gücü momenti dayanım fazlalığı üzerine etkileri

Şekilden de görüleceği üzere, donatı düzeni ve kesit boyutlarının farklılığının kolon taşıma gücü artış katsayısı (dayanım fazlalığı katsayısı) üzerinde meydana getirdiği değişkenlikler genelde sınırlıdır. Kesit geometrisindeki farklılığın (dikdörtgen veya dairesel) etkileri ise, özellikle boyuna donatı oranının artmasıyla belirginleşmekle birlikte, donatı oranının göreceli küçük değerleri için genelde sınırlı olmaktadır.

4.4 Temel Belirsizlik Kaynaklarındaki Değişkenliklerin Etkileri

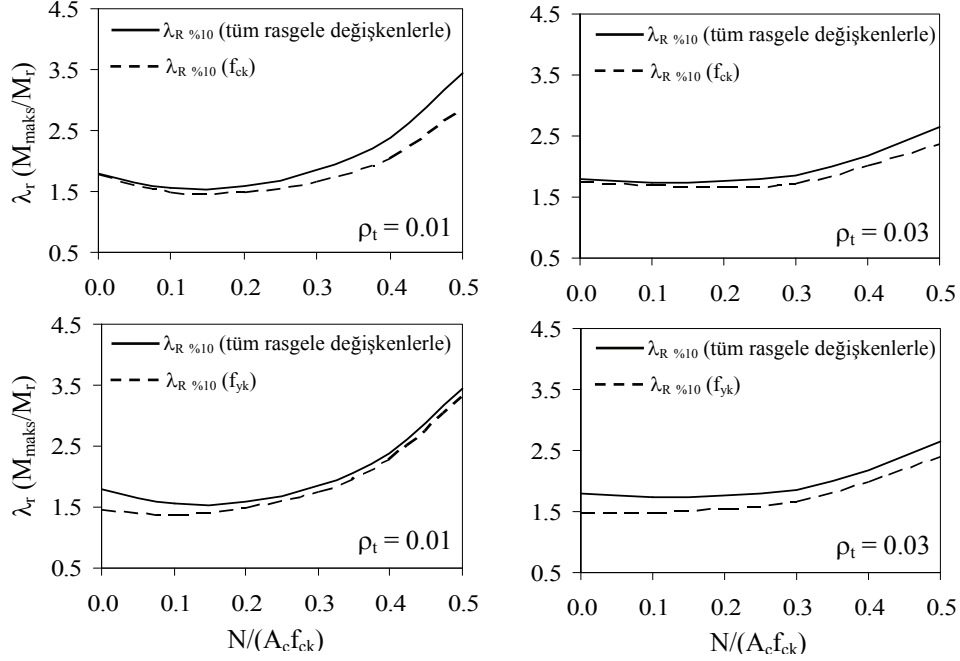
Önceki bölümlerde de değinildiği üzere, malzeme özellikleri ve kesit boyutlarının doğasından kaynaklanan değişkenlikler ile analitik model belirsizliklerinin kolon eğilme momenti kapasitesi üzerine ortak etkilerinin incelenmesi amacıyla, sözü edilen parametreler rasgele değişken olarak kabul edilerek elde edilen sonuçlar istatistiksel incelemeye tabi tutulmuştur. İncelemeler sonunda, kolon taşıma gücü momenti kapasitesi üzerinde belirgin değişkenliklere neden olan başlıca parametrelerin beton basınç dayanımı, donatı çeliği akma dayanımı ve analitik model belirsizlikleri olduğu tespit edilmiştir. Şekil 8'de, örnek bir kolon kesitinde, analizlerde ele alınan tüm rasgele değişkenlerin ortak etkisi ve sadece beton basınç dayanımı, donatı çeliği akma ve kopma dayanımları ile analitik model belirsizliğinin ortak etkisi altında, aşılma olasılığı %10 olan dayanım artış katsayılarının aksel yük düzeyi ve boyuna donatı oranına göre değişimleri verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere, beton basınç dayanımı, donatı çeliği akma dayanımı ve analitik model belirsizliği dışındaki diğer belirsizlik kaynaklarındaki değişkenliklerin, kolon taşıma gücü artış katsayısı üzerindeki etkileri oldukça sınırlıdır.



Şekil 8. Taşıma gücü momenti dayanım fazlalığı üzerine etkin olan rasgele değişkenler

Beton basınç dayanımı veya donatı çeliği akma dayanımının deterministik (karakteristik dayanım kullanılarak) ya da rasgele değişken (olasılık modeliyle) olarak kabulünün taşıma gücü artışı üzerindeki etkileri aksel yük düzeyi ve donatı oranına göre farklı eğilimler sergilemektedir. Beton basınç dayanımının deterministik ya da rasgele değişken olarak kabulünün etkileri, aksel yük seviyesinin artması ve donatı oranının azalmasıyla daha belirginleşmekteyken, donatı çeliğinde aksel yük seviyesinin azalması ve donatı oranının artmasıyla belirginleşmektedir. Sözü edilen değişkenlik %30'lara varan oranlara ulaşabilmektedir. Şekil 9'da, örnek bir kolon kesitinde, analizlerde ele alınan tüm rasgele

değişkenlerin ortak etkisi ile beton basınç dayanımı veya donatı çeliği dayanımının deterministik kabulünün etkisi altında, aşılma olasılığı %10 olan dayanım artış katsayılarının eksenel yük düzeyi ve boyuna donatı oranına göre değişimleri verilmiştir.



Şekil 9. Beton basınç dayanımı veya donatı çeliği akma dayanımının deterministik (f_{ck} , f_{yk}) olarak kabul edilmesinin taşıma gücü artış katsayısı üzerine etkileri

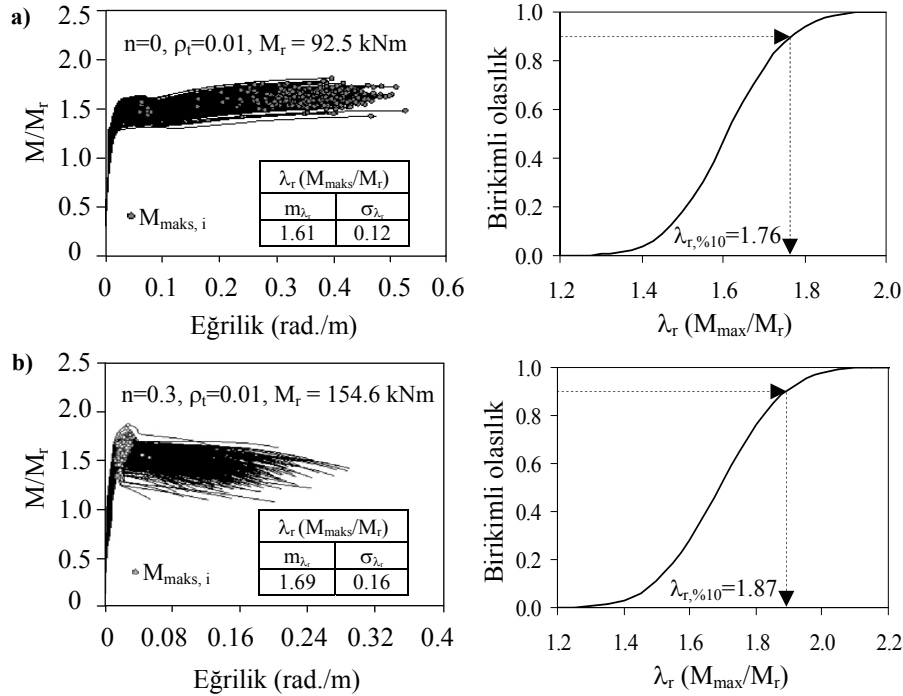
5. BETONARME KOLONLARIN MOMENT TAŞIMA GÜCÜ DAYANIM ARTIŞININ BELİRLENMESİ İÇİN ÖNERİLEN YÖNTEM

Betonarme kolonun taşıma gücü momenti dayanım fazlalığı, taşıma gücü momenti ve dayanım artış katsayısına bağlı olarak aşağıda verilen bağıntı ile ifade edilebilir.

$$M_p = \lambda_{r,\%p} \times M_r \quad (4)$$

Bağıntıda, M_r malzeme hesap dayanımlarına ($f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$, $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$) göre belirlenen eğilme momenti taşıma gücünü [4], $\lambda_{r,\%p}$ aşılma olasılığı belirli bir düzeydeki (% p) dayanım artış katsayısını ve M_p ise kolonun olası eğilme momenti kapasitesini göstermektedir. Çalışmada, betonarme kolonların olası moment kapasitesinin saptanmasında izlenen yol iki aşamada özetlenebilir. Birinci aşamada, temel tasarım değişkenlerindeki rastgelelik; istatistiksel dağılım, ortalama ve standart sapma değerleri yardımıyla betimlenip, örnek kolon kesitleri için yeterli sayıda örnekleme ile olası taşıma gücü momenti artış katsayıları

belirlenmiştir. Böylece, taşıma gücü hesaplarında ihmal edilen parametrelerin (sargı etkisi vb.), malzeme dayanımları ile kesit boyutlarında gerçekleşebilecek değişkenliklerin ve analitik model belirsizliklerinin (lifli ya da şeritli modelleme) kolon moment kapasitesi üzerindeki ortak etkileri belirlenmeye çalışılmıştır. İkinci aşamada ise, örnek kolon kesitinde belirli bir eksenel yük düzeyi ve boyuna donatı oranı için elde edilen olası taşıma gücü momenti artış katsayıları istatistiksel değerlendirmeye tabi tutularak, aşılma olasılığı %10 olan taşıma gücü momenti artış katsayısı belirlenmiştir. Şekil 10'da, örnek bir kolon kesitinde (*SIR400/400MİWs18*) belirli bir donatı oranı ve iki farklı eksenel yük düzeyi değerleri için yukarıda söz edilen iki aşamalı çözümlemenin bir örneği gösterilmiştir.



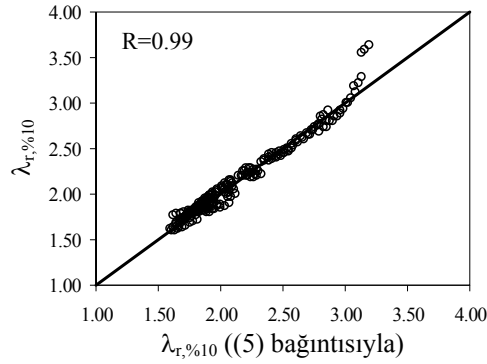
Şekil 10. $\lambda_{r,\%10}$ katsayısının belirlenmesi: **a)** *SIR400/400MİWs18* kolonu, $n=0$ ve $\rho_t = 0.01$
b) *SIR400/400MİWs18* kolonu, $n=0.3$ ve $\rho_t = 0.01$

Bir önceki bölümde yapılan karşılaştırmalarda da değinildiği üzere, malzeme sınıfı, donatı düzeni, kesit boyutları ve geometrisindeki farklılıkların kolon taşıma gücü artış katsayıları üzerindeki etkileri genelde sınırlı olmaktadır. Bu bağlamda, Şekil 10'da gösterilen iki aşamalı çözümleme ile elde edilen $\lambda_{r,\%10}$ katsayıları, kolon taşıma gücü artış katsayıları üzerinde etkin tasarım değişkenlerine bağlı biçimde yaklaşık bir bağıntı ile tahmin edilebilir. Bu amaçla, Statistica programı [57] yardımıyla doğrusal olmayan regresyon analizi yapılarak, aşağıdaki (5) bağıntısı elde edilmiştir.

Betonarme Kolonların Olası Eğilme Momenti Kapasitelerinin Belirlenmesi İçin Bir Yöntem

$$\lambda_{r,\%10} = 1.37 + 1.06 \cdot \omega_s - 0.40 \cdot n + 7.81 \cdot n^2 + 12.35 \cdot \rho_t + 10.76 \cdot \rho_t^2 - 48.09 \cdot n \cdot \rho_t \quad (5)$$

(5) bağıntısında, n karakteristik beton dayanımına (f_{ck}) göre belirlenecek eksenel yük düzeyini, ρ_t toplam boyuna donatı oranını ve ω_s karakteristik malzeme dayanımlarına (f_{ck} , f_{ywk}) göre belirlenecek yanal donatı mekanik indeksini göstermektedir. (5) bağıntısının korelasyon katsayısı (R) 0.99 olarak hesaplanmıştır. Şekil 11'de söz konusu bağıntının sonuçları ile aşılma olasılığı %10 olan kolon taşıma gücü artış katsayılarının ($\lambda_{r,\%10}$) karşılaştırılması verilmiştir.



Şekil 11. Önerilen (5) bağıntısının sonuçlarının karşılaştırılması

Çizelge 7'de, Türk Deprem Yönetmeliği ve Eurocode 8' de kolon moment kapasitesinin belirlenmesi için önerilen yaklaşık yöntemler ile bu çalışmada önerilen yöntemin karşılaştırması verilmiştir. Karşılaştırmalarda, kesit analizlerinde ele alınan tüm kolon kesitleri, iki farklı yanal donatı mekanik indeksine, beş farklı eksenel yük düzeyine ve dört farklı boyuna donatı oranına göre gruplandırılmıştır. Her bir grup için analiz sonucunda elde edilen kolon taşıma gücü artış katsayıları, göz önüne alınan yaklaşık yöntemlerle belirlenen artış katsayıları ile karşılaştırılıp, ilgili deterministik yöntemin verdiği sonuçların aşılma olasılıkları belirlenmiştir.

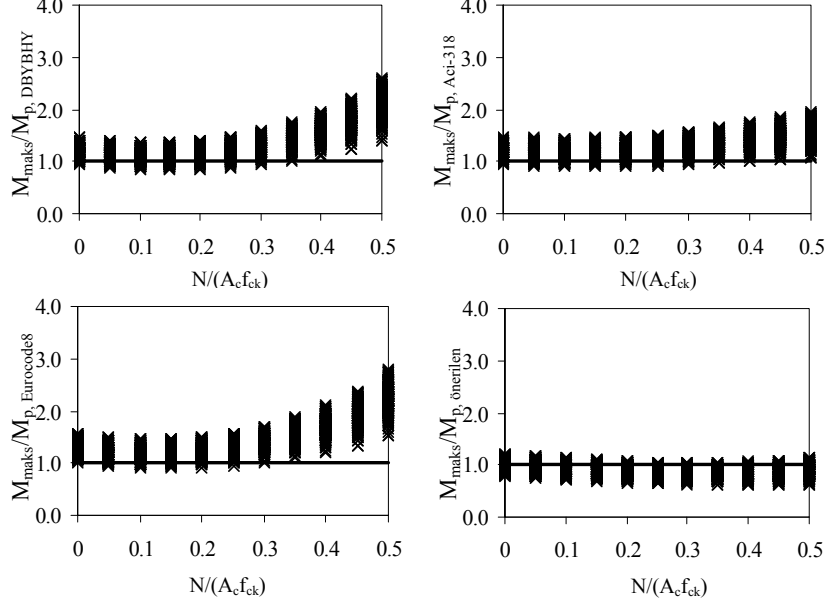
Çizelgeden de görüleceği üzere, göz önüne alınan yönetmeliklerde kolon moment kapasitesinin temel tasarım değişkenlerinden bağımsız olarak sabit bir katsayı yardımıyla hesaplanması durumunda, belirlenen kapasitenin aşılma olasılığı tasarım bağlamında kabul edilebilir sınırların çok üstündedir. Kolon moment kapasitesinin $1.4M_r$ yaklaşımıyla belirlenmesi durumunda aşılma olasılıklarının ortalaması %94, $1.3M_r$ yaklaşımıyla belirlenmesi durumunda %98 ve önerilen (5) bağıntısı yardımıyla belirlenmesi durumunda ise %11 dir.

Çizelge 7. Analizlerde kullanılan tüm kolon kesitleri için farklı yöntemlerle belirlenen moment kapasitelerinin aşılma olasılıkları

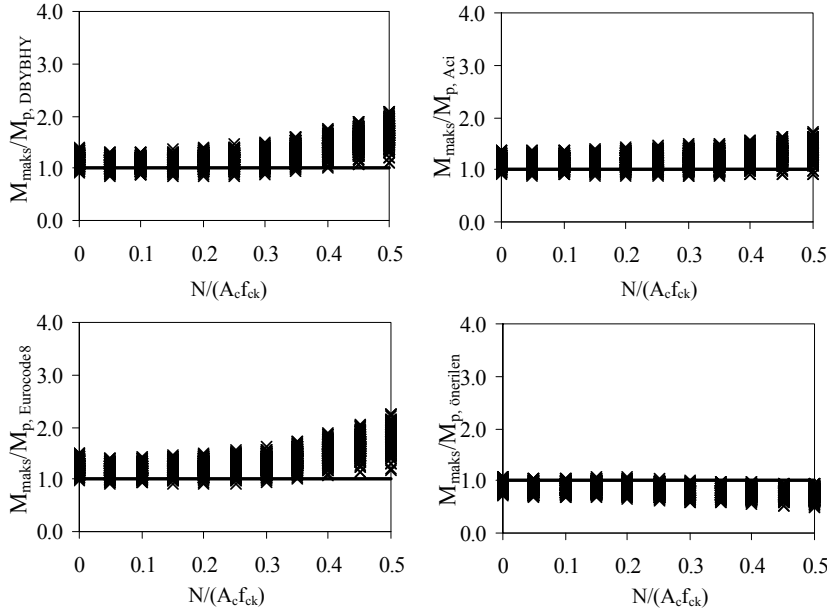
| Eksenel yük düzeyi | Boyuna donatı oranı | Aşılma olasılığı (%) | | | | | |
|--------------------|---------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------|
| | | $\omega_s = 0.12$ | | | $\omega_s = 0.18$ | | |
| | | $(\approx 1.4M_r)$ [2] | $(\approx 1.3M_r)$ [9] | (5) bağıntısıyla | $(\approx 1.4M_r)$ [2] | $(\approx 1.3M_r)$ [9] | (5) bağıntısıyla |
| $N/(A_c f_{ck})$ | (A_{st}/A_c) | | | | | | |
| 0.1 | 0.01 | 59.3 | 84.3 | 8.0 | 65.9 | 87.6 | 5.0 |
| 0.1 | 0.02 | 81.4 | 94.1 | 14.4 | 87.1 | 96.3 | 12.2 |
| 0.1 | 0.03 | 87.3 | 96.0 | 12.8 | 91.6 | 97.5 | 11.9 |
| 0.1 | 0.04 | 89.6 | 96.7 | 8.7 | 93.1 | 97.9 | 8.6 |
| 0.2 | 0.01 | 78.1 | 93.2 | 3.7 | 81.8 | 94.6 | 2.2 |
| 0.2 | 0.02 | 88.5 | 96.6 | 11.3 | 91.7 | 97.6 | 9.9 |
| 0.2 | 0.03 | 91.5 | 97.3 | 15.7 | 94.0 | 98.2 | 15.0 |
| 0.2 | 0.04 | 92.5 | 97.5 | 16.5 | 94.7 | 98.3 | 16.3 |
| 0.3 | 0.01 | 97.7 | 99.5 | 3.3 | 98.2 | 99.6 | 2.3 |
| 0.3 | 0.02 | 97.2 | 99.2 | 8.5 | 97.9 | 99.4 | 8.3 |
| 0.3 | 0.03 | 96.5 | 98.9 | 13.3 | 97.3 | 99.1 | 13.7 |
| 0.3 | 0.04 | 95.8 | 98.5 | 16.4 | 96.8 | 98.8 | 17.1 |
| 0.4 | 0.01 | 99.9 | 100.0 | 6.3 | 100.0 | 100.0 | 5.5 |
| 0.4 | 0.02 | 99.8 | 99.9 | 6.8 | 100.0 | 100.0 | 7.6 |
| 0.4 | 0.03 | 99.4 | 99.8 | 9.0 | 99.7 | 100.0 | 10.5 |
| 0.4 | 0.04 | 98.9 | 99.6 | 11.3 | 99.2 | 99.8 | 13.0 |
| 0.5 | 0.01 | 100.0 | 100.0 | 30.8 | 100.0 | 100.0 | 32.8 |
| 0.5 | 0.02 | 99.9 | 100.0 | 9.2 | 100.0 | 100.0 | 11.5 |
| 0.5 | 0.03 | 99.8 | 99.9 | 5.7 | 100.0 | 100.0 | 7.7 |
| 0.5 | 0.04 | 99.6 | 99.9 | 5.4 | 99.8 | 100.0 | 7.3 |

Şekil 12 ve Şekil 13'de, analizlerde göz önüne alınan iki farklı örnek kolon kesitinde 300 örnekleme için Monte Carlo benzeşim yöntemi ile elde edilen ve her biri eşit olasılıktaki moment kapasitelerinin, deterministik yöntemlerle elde edilen moment kapasitelerine oranlarının eksenel yük düzeyi ile etkileşimi verilmiştir. Diyagramlarda, $M_{p, \text{önerilen}}$ bu çalışmada önerilen (5) bağıntısı yardımıyla hesaplanan moment kapasitesini göstermektedir. $M_{p, \text{DBYBHY}}$, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelikte [2] önerilen yöntemle ($\approx 1.4M_r$) hesaplanan moment kapasitesini, $M_{p, \text{ACI-318}}$ [4]' de önerilen yöntemle ($f_y=1.25f_{yk}$ ve $\phi=1$) hesaplanan moment kapasitesini, $M_{p, \text{Eurocode8}}$, yüksek süneklikli yapılar için [9] önerilen yöntemle ($\approx 1.3M_r$) hesaplanan moment kapasitesini göstermektedir.

Betonarme Kolonların Olası Eğilme Momenti Kapasitelerinin Belirlenmesi İçin Bir Yöntem



Şekil 12. Önerilen (5) bağıntısının sonuçlarının çeşitli yöntemlerle karşılaştırılması, S3C600M1Ws18 kolonu $\rho_t = 0.01$



Şekil 13. Önerilen (5) bağıntısının sonuçlarının çeşitli yöntemlerle karşılaştırılması, S1R400/400M1Ws18 kolonu $\rho_t = 0.02$

6. DENEYSEL KARŞILAŞTIRMALAR

Çalışmanın bu bölümünde, çeşitli araştırmacılar tarafından, sabit düşey yük ve çevrimsel yatay yük altında deprem yüklerine benzeştirilerek test edilmiş ve taşıma güçlerine eğilme kırılmasıyla ulaşan kolon deney elemanlarının sonuçlarından yararlanılacaktır. Söz konusu deney elemanlarının genel özellikleri, deneysel eğilme momenti kapasiteleri ve *tasarım aşamasında rapor edilen karakteristik malzeme dayanımları* Çizelge 8'de özetlenmiştir.

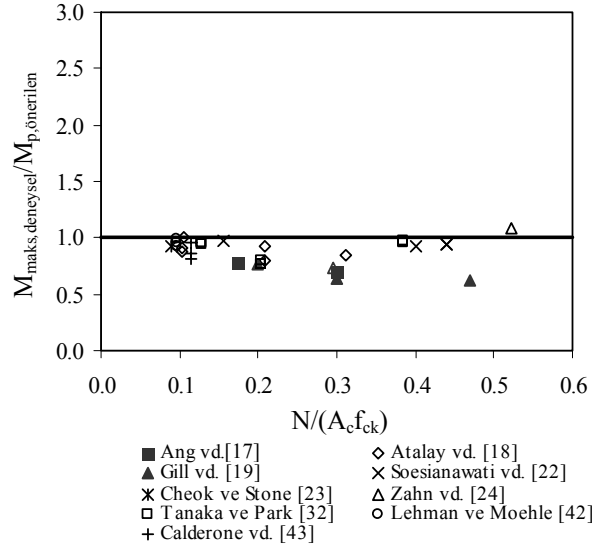
Şekil 14'de, ele alınan deneysel kolonların *tasarım aşamasında rapor edilen malzeme dayanımları* yardımıyla, bu çalışmada önerilen denklemlerle belirlenen olası eğilme momenti kapasitelerinin ($M_p = \lambda_r \% 10 M_r$), deneysel eğilme momenti kapasiteleriyle karşılaştırılmaları verilmiştir. Çizelge 8'den de görüleceği üzere, karşılaştırmalarda karakteristik malzeme dayanımları (f_{ck} , f_{yk} , f_{ywk}) gerçek malzeme dayanımlarının (f_c , f_y , f_{yw}) üzerinde olan kolonlar olabildiği gibi; altında olan kolonlar da (bu tip elemanlar diyagramlarda iç bölümü taranmış işaretçilerle gösterilmiştir) olabilmektedir.

Çizelge 8. Deney elemanlarının genel özellikleri

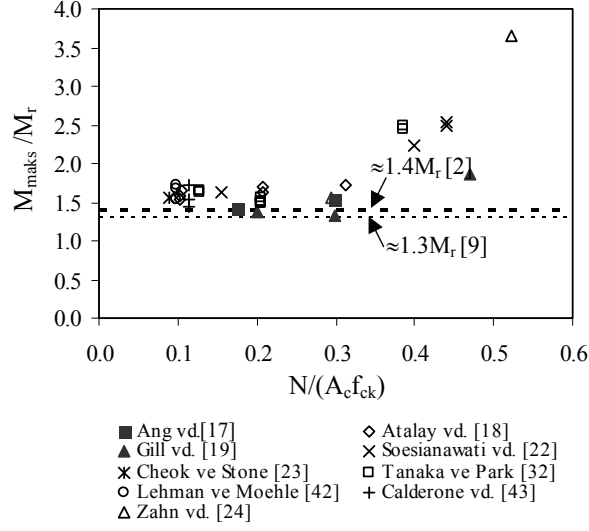
| Referans/ Eleman ismi/ Kesit tipi | Tasarım aşaması | | | | Deney aşaması | | |
|---|----------------------------------|-------------|----------|----------|---------------|---------------------------|---------------------|
| | $f_{ck}/f_{yk}/f_{ywk}$ (MPa) | b/h (mm) | ρ_t | ρ_s | N (kN) | $f_c/f_y/f_{yw}$ (MPa) | M_{maks} (kNm) |
| [17]/No3/R | 30/380/275 | 400/400 | 0.0151 | 0.028 | 1435 | 23.6/427/320 | 337 |
| [17]/No4/R | 30/380/275 | 400/400 | 0.0151 | 0.022 | 840 | 25/427/280 | 298 |
| [18]/1S1/R | 27.6/275/275 | 305/305 | 0.0163 | 0.015 | 267 | 29.1/367/363 | 112 |
| [18]/2S1/R | 27.6/275/275 | 305/305 | 0.0163 | 0.009 | 267 | 20.7/367/363 | 113 |
| [18]/3S1/R | 27.6/275/275 | 305/305 | 0.0163 | 0.015 | 267 | 29.2/367/363 | 105 |
| [18]/5S1/R | 27.6/275/275 | 305/305 | 0.0163 | 0.015 | 534 | 29.4/429/392 | 139 |
| [18]/6S1/R | 27.6/275/275 | 305/305 | 0.0163 | 0.009 | 534 | 31.8/429/392 | 143 |
| [18]/No9/R | 27.6/275/275 | 305/305 | 0.0163 | 0.015 | 801 | 33.3/363/392 | 148 |
| [18]/No10/R | 27.6/275/275 | 305/305 | 0.0163 | 0.009 | 801 | 32.4/363/392 | 151 |
| [19]/No1/R | 30/380/275 | 550/550 | 0.0179 | 0.015 | 1815 | 23.1/375/297 | 838 |
| [19]/No2/R | 30/380/275 | 550/550 | 0.0179 | 0.023 | 2680 | 41.4/375/316 | 953 |
| [19]/No3/R | 30/380/275 | 550/550 | 0.0179 | 0.020 | 2719 | 21.4/375/297 | 817 |
| [19]/No4/R | 30/380/275 | 550/550 | 0.0179 | 0.031 | 4265 | 23.5/375/294 | 903 |
| [22]/No1/R | 30/380/275 | 400/400 | 0.0151 | 0.009 | 744 | 46.5/446/364 | 354 |
| [22]/No2/R | 30/380/275 | 400/400 | 0.0151 | 0.012 | 2112 | 44/446/360 | 481 |
| [22]/No3/R | 30/380/275 | 400/400 | 0.0151 | 0.008 | 2112 | 44/446/364 | 474 |
| [22]/No4/R | 30/380/275 | 400/400 | 0.0151 | 0.006 | 1920 | 40/446/255 | 457 |
| [23]/FSF/C | 27.6/414/414 | 1520 | 0.0200 | 0.006 | 4450 | 35.8/475/493 | 13300 |
| [24]/No8/R | 30/380/380 | 400/400 | 0.0151 | 0.020 | 2502 | 40.1/440/466 | 554 |

Çizelge 8. Deney elemanlarının genel özellikleri (devam)

| Referans/ Eleman ismi/ Kesit tipi | Tasarım aşaması | | | | Deney aşaması | | |
|---|---------------------------------|-------------|----------|----------|---------------|---------------------------|---------------------|
| | $f_{ck}/f_{yk}/f_{yw}$ (MPa) | b/h (mm) | ρ_t | ρ_s | N (kN) | $f_c/f_y/f_{yw}$ (MPa) | M_{maks} (kNm) |
| [32]/No1/R | 25/380/275 | 400/400 | 0.0157 | 0.025 | 819 | 25.6/474/333 | 290 |
| [32]/No2/R | 25/380/275 | 400/400 | 0.0157 | 0.025 | 819 | 25.6/474/333 | 291 |
| [32]/No3/R | 25/380/275 | 400/400 | 0.0157 | 0.025 | 819 | 25.6/474/333 | 302 |
| [32]/No4/R | 25/380/275 | 400/400 | 0.0157 | 0.025 | 819 | 25.6/474/333 | 292 |
| [32]/No5/R | 25/380/275 | 550/550 | 0.0125 | 0.017 | 968 | 32/511/325 | 704 |
| [32]/No6/R | 25/380/275 | 550/550 | 0.0125 | 0.017 | 968 | 32/511/325 | 717 |
| [32]/No7/R | 25/380/275 | 550/550 | 0.0125 | 0.021 | 2913 | 32.1/511/325 | 1070 |
| [32]/No8/R | 25/380/275 | 550/550 | 0.0125 | 0.021 | 2913 | 32.1/511/325 | 1090 |
| [42]/407/C | 22.8/414/552 | 610 | 0.0075 | 0.007 | 654 | 31/462/607 | 443 |
| [42]/415/C | 22.8/414/552 | 610 | 0.0149 | 0.007 | 654 | 31/462/607 | 708 |
| [42]/430/C | 22.8/414/552 | 610 | 0.0298 | 0.007 | 654 | 31/462/607 | 1180 |
| [43]/328/C | 27.6/414/414 | 610 | 0.0273 | 0.009 | 912 | 34.5/441/607 | 1030 |
| [43]/828/C | 27.6/414/414 | 610 | 0.0273 | 0.009 | 912 | 34.5/441/607 | 975 |
| [43]/1028/C | 27.6/414/414 | 610 | 0.0273 | 0.009 | 912 | 34.5/441/607 | 1160 |



Şekil 14. $M_{maks,deneysel}/M_p, önerilen$ ($M_p = \lambda_r \cdot \%10 \cdot M_r$) oranlarının kolon eksenel yük seviyelerine göre değişimleri



Şekil 15. $M_{maks,deneysel}/M_r$ oranlarının kolon aksel yük seviyelerine göre değişimleri

Deneysel moment kapasitelerinin tasarım aşamasındaki malzeme dayanımları yardımıyla ($f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$, $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$) elde edilen taşıma gücü momentlerine (M_r) oranlarının (λ_r) kolon aksel yük seviyesine göre değişimleri Şekil 15'de verilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi, boyutsuz aksel yük seviyesi arttıkça eğilme momenti artış katsayısının büyüdüğü görülmektedir. Boyutsuz aksel yük seviyesi arttıkça taşıma gücü momentinin (M_r), gerçek kapasitenin altında olması ve gerçek kapasiteyi gösteren karşılıklı etkileşim diyagramına (M-N) göre daha küçük bir aksel yük seviyesinden (dengeli aksel yük) itibaren azalım eğilimine geçmesi nedeni ile bu tip bir eğilim doğaldır. Ayrıca hesap beton dayanımı ($f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$) ile gerçek dayanım (f_c) arasındaki farklılık arttıkça sözü edilen bölgedeki artış miktarının daha da büyüyeceği beklenebilir. Aksel yük seviyesinin görece küçük değerlerinde söz edilen oranlar 1.75 değerini bulabilmektedir. Bu durum özellikle donatı çeliği akma dayanımında meydana gelen dayanım fazlalığı ve donatı oranına bağlıdır. Bilindiği gibi malzeme dayanımlarının deterministik kabulüyle, boyuna donatı oranındaki büyüme, gerçekleşmesi durumunda pekleşme etkisinin moment kapasitesi üzerinde doğuracağı artış eğilimini azaltır. Buna karşın donatı çeliği hesap dayanımı ile gerçek dayanımı arasındaki farklılığın bulunması ve/veya artması, boyuna donatı oranının artan değerleri için sözü edilen eğilimi artışa geçirebilir (donatı miktar ve dayanım artışının ortak etkileri). Bu duruma örnek olarak Çizelge 8'de 407, 415 ve 430 nolu elemanlar [42] verilebilir. Söz konusu deney kolonlarında M_{maks}/M_r oranları, boyuna donatı oranının artan değerleri için sırasıyla 1.53, 1.66 ve 1.73 olarak gerçekleşmiştir.

7. SONUÇLAR

Bu çalışmada, taşıma gücü hesaplarında ihmal edilen parametrelerin ve temel belirsizlik kaynaklarında (malzeme dayanımları vd.) gerçekleşebilecek değişkenliklerin kolon moment kapasitesi üzerindeki ortak etkileri incelenmiştir. Bu amaçla, donatı düzeni, kesit boyutu, beton sınıfı, donatı sınıfı ve yanal donatı mekanik indeksi farklı örnek kolon kesitleri için toplam 4.989.600 adet eğilme momenti taşıma gücü artış katsayısı, moment-eğrilik ilişkileri yardımıyla hesaplanmıştır ($\lambda_r = M_{maks}/M_r$). Elde edilen sonuçlar istatistiksel incelemeye tabi tutulmuştur ve tasarım aşamasında belirli olan karakteristik özellikler (malzeme dayanımları vb) yardımıyla kolon olası moment kapasitesinin kabul edilebilir bir aşılma olasılığıyla (%10) saptanması amacıyla (5) bağıntısı önerilmiştir.

Temel belirsizlik kaynaklarındaki değişkenliklerin göz önüne alındığı analiz sonuçları ile (M_{maks}) deterministik yaklaşımla belirlenen eğilme momenti taşıma gücü ile (M_r) karşılaştırılmasıyla aşağıdaki sonuçlara varılabilir:

- Örnekleme sayısının taşıma gücü artış katsayısı üzerine etkilerinin araştırılması amacıyla çeşitli sayıda örnekleme ile ön denemeler yapılmış ve örnekleme sayısının 300 ve üzerindeki değerleri için, taşıma gücü momenti artış katsayısı ile örnekleme sayısı arasında sabite yakın bir ilişki gözlenmiştir.
- Beton ve/veya donatı çeliği sınıflarındaki farklılığın taşıma gücü momenti artış katsayılarındaki değişkenlikler üzerindeki etkileri, sadece yüksek eksenel yük düzeylerinde bir miktar büyük olmakla beraber genelde sınırlı olmaktadır.
- Donatı düzeni ve kesit boyutlarındaki farklılıkların kolon taşıma gücü artış katsayısı üzerinde meydana getirdiği değişkenlikler genelde sınırlıdır. Kesit geometrisindeki farklılığın (dikdörtgen veya dairesel) etkileri ise, özellikle boyuna donatı oranının artmasıyla belirginleşmekle birlikte, donatı oranının nispeten küçük değerleri için genelde sınırlı olmaktadır.
- Kolon eğilme momenti artış katsayılarındaki değişkenlikler (saçılma) başta boyutsuz eksenel yük seviyesinin artması ve boyuna donatı oranının azalmasıyla belirginleşmektedir. Sözü edilen artış katsayıları üzerinde belirgin değişkenliklere neden olan başlıca temel belirsizlik kaynakları; beton basınç dayanımı ve donatı çeliği akma ve kopma dayanımlarındaki değişkenliklerdir.
- Kolon taşıma gücü momenti artış katsayıları, taşıma gücü hesaplarında ihmal edilen parametreler ve temel belirsizlik kaynaklarındaki değişkenliklerden belirgin düzeyde etkilenmektedir. Sözü edilen artış katsayılarının temel tasarım değişkenlerinden bağımsız olarak sabit bir katsayı yardımıyla hesaplanması durumunda, belirlenen kapasitenin aşılma olasılığı tasarım bağlamında kabul edilebilir sınırların çok üstündedir. Analizlerde esas alınan tüm örnek kolonlar için, kolon moment kapasitesinin $1.4M_r$ yaklaşımıyla belirlenmesi durumunda aşılma olasılıklarının ortalaması %94, $1.3M_r$ yaklaşımıyla belirlenmesi durumunda %98 ve önerilen (5) bağıntısı yardımıyla belirlenmesi durumunda ise %11'dir.

Çalışmada kullanılan deney sonuçları uzun süreli eksenel yük etkisini yansıtmamaktadır. Gerçekte mevcut yapıların uzun süreli kalıcı eksenel yük etkisinde kalabileceği göz önüne alınarak, bu durumun etkileri ayrıca incelenmelidir.

Semboller

| | |
|-------------------|---|
| b | : Kesitin eğilme doğrultusuna dik boyutu |
| E_c | : Beton elastisite modülü |
| f_c | : Deneysel olarak belirlenmiş olan beton basınç dayanımı |
| f_{cc} | : Sargılı beton basınç dayanımı |
| f_{ck} | : Karakteristik beton basınç dayanımı |
| f_{ct} | : Beton çekme dayanımı |
| f_{su} | : Donatı çeliği kopma dayanımı |
| f_y | : Deneysel olarak belirlenmiş olan boyuna donatı akma dayanımı |
| f_{yk} | : Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı |
| f_{yw} | : Enine donatının karakteristik akma dayanımı |
| f_{yw} | : Deneysel olarak belirlenmiş olan yanıl donatı akma dayanımı |
| h | : Kesitin eğilme doğrultusundaki boyutu |
| ℓ_n | : Kolonun kirişler arasında kalan serbest yüksekliği |
| m | : Boyutsuz taşıma gücü momenti ($M_r/(A_c \times h \times f_{ck})$) |
| M_{maks} | : Deneysel yada moment-eğrilik analizinden belirlenen eğilme momenti kapasitesi |
| M_n | : Karakteristik taşıma gücü momenti |
| M_p | : Eğilme momenti kapasitesi |
| M_{pa} | : Kolon alt ucu en büyük eğilme momenti kapasitesi |
| $M_{p,Acı-318}$ | : $f_y=1.25f_{yk}$ ve dayanım azaltma katsayısı $\phi=1$ alınarak ACI-318'de verilen taşıma gücü yöntemine göre hesaplanan eğilme momenti kapasitesi |
| $M_{p,DBYBHY}$ | : Taşıma gücü momentinin (M_r) %40 artırılmasıyla elde edilen moment kapasitesi |
| $M_{p,Eurocode8}$ | : Yüksek süneklikli yapılar için taşıma gücü momentinin (M_r) %30 artırılmasıyla elde edilen moment kapasitesi |
| $M_{pü}$ | : Kolon üst ucu en büyük eğilme momenti kapasitesi |
| M_r | : Karakteristik malzeme dayanımları ve malzeme katsayıları ($\gamma_c=1.5$, $\gamma_s=1.15$) ile TS-500'de verilen taşıma gücü yöntemine göre hesaplanan taşıma gücü momenti |
| n | : Boyutsuz eksenel yük seviyesi ($N/(A_c \times f_{ck})$) |
| N | : Eksenel yük |
| V_e | : Kolon uç bölgelerinde enine donatı hesabında esas alınacak kesme kuvveti |
| χ_m | : Analitik model belirsizlik katsayısı |
| χ_{Mmaks} | : Lifli (şeritli) model ile belirlenen eğilme momenti kapasitesi belirsizlik katsayısı |

Betonarme Kolonların Olası Eğilme Momenti Kapasitelerinin Belirlenmesi İçin Bir Yöntem

| | |
|---------------------|--|
| χ_{eccu} | : Sargılı beton etkili birim kısalması için model belirsizlik katsayısı |
| ϵ_{cr} | : Betonun maksimum çekme dayanımına karşılık gelen birim uzama |
| ϵ_{ccu} | : Sargılı beton etkili birim kısalması |
| ϵ_{cu} | : Sargısız beton etkili birim kısalması |
| ϵ_{ctu} | : Betonun etkili birim uzaması |
| ϵ_{sh} | : Donatı çeliği pekleşme başlangıç birim şekil değiştirmesi |
| ϵ_{su} | : Donatı çeliği kopma birim şekil değiştirmesi |
| ϵ_{sy} | : Donatı çeliği akma birim şekil değiştirmesi |
| γ_c | : Beton hesap basınç dayanımının belirlenmesinde kullanılan malzeme katsayısı |
| γ_s | : Donatı çeliği hesap dayanımının belirlenmesinde kullanılan malzeme katsayısı |
| λ_r | : Eğilme momenti artış katsayısı |
| $\lambda_{r, \%10}$ | : Aşılma olasılığı %10 olan eğilme momenti artış katsayısı |
| ρ_s | : Yanal donatı hacimsel oranı |
| ρ_t | : Toplam boyuna donatı oranı (A_{st}/A_c) |
| ω_s | : Yanal donatı mekanik indeksi ($\rho_s \times f_{yk}/f_{ck}$) |

Kaynaklar

- [1] Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, Ağustos 1997.
- [2] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, Mart 2007.
- [3] Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS-500, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 2000.
- [4] Building Codes Requirements for Reinforced Concrete, ACI-318-02, American Concrete Institute, Detroit, 2005.
- [5] Aschheim M., Moehle J.P., and Mahin S.A., Design Evaluation of RC Bridges for Seismic Resistance, Report No. EERC 97-04, University of California, Berkeley, March 1997, 198 pages.
- [6] Ersoy, U., Betonarme Kiriş ve Kolonların Moment Kapasitelerinin Saptanması, İMO Teknik Dergi, 1998, Cilt 9, Sayı 4, Sayfa 1781-1797.
- [7] Aydemir, C., Zorbozan M., Alacalı S.N., Dikdörtgen Kesitli Betonarme Kolonların M_p Moment Kapasitelerinin Belirlenmesi, İMO Teknik Dergi, 2009, Cilt 20, Sayı 1, Sayfa 4545-4565.

- [8] Ang B. G., Priestley, M.J.N., and Paulay, T., Seismic Shear Strength of Circular Bridge Piers, Report 85-5, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, July 1985.
- [9] CEN Techn.Comm., Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Building., *CEN*, Brussels, 2004.
- [10] Tichy, M., Vorlicek, M., Safety of Eccentrically Loaded Reinforced Concrete Columns, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 1962, 88(ST5), 1-10.
- [11] Grant L.H., Mirza S.A., MacGregor J.G., Monte Carlo Study of Strength of Concrete Columns., *ACI Structural Journal* 1978; 75(8):348–57.
- [12] Israel M., Ellingwood B., Corotis R., Reliability-Based Code Formulations for Reinforced Concrete Buildings, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1987; 113(10):2235–52.
- [13] Kareem A., Hsieh J., Statistical Analysis of Tubular R/C Sections, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1988; 114(4):900–16.
- [14] Ruiz S.E., Aguilar J.C., Reliability of Short and Slender Reinforced Concrete Columns, , *Journal of the Structural Division, ASCE*, 1994, 120(6), 1850-65.
- [15] Frangopol DM, Yutuka I., Spacone E., Iwaki I., A New Look at Reliability of Reinforced Concrete Columns, *Structural Safety*, 1996; 18(2/3):123–50.
- [16] Kappos AJ, Chryssanthopoulos MK, Dymiotis C., Uncertainty Analysis of Strength and Ductility of Confined Reinforced Concrete members, *Journal of Engineering Structures*, 1999; vol. 21:195–208.
- [17] Ang Beng G., Priestley, M.J.N., and Park, R., Ductility of Reinforced Bridge Piers Under Seismic Loading, Report 81-3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, February 1981.
- [18] Atalay, M.B., and Penzien, J., The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment, Shear and Axial Force, Report No. EERC 75-19, 1975, University of California, Berkeley, California.
- [19] Gill, W. D., Park, R., and Priestley, M.J.N., Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns With Axial Load, Report 79-1, 1979, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [20] Nagasaka, T., Effectiveness of Steel Fiber as Web Reinforcement in Reinforced Concrete Columns, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 1982, 4.
- [21] Ohno, T., and Nishioka, T., An Experimental Study on Energy Absorption Capacity of Columns in Reinforced Concrete Structures, *Proceedings of the JSCE, Structural Engineering/Earthquake Engineering*, 1984, 1(2).
- [22] Soesianawati MT, Park R, and Priestley MJN., Limited Ductility Design of Reinforced Concrete Columns, Report 86-10, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, March 1986, 208 pages.

- [23] Cheok, G.S., and Stone, W. C., Behavior of 1/6-Scale Model Bridge Columns Subjected to Cycle Inelastic Loading, NBSIR 86-3494, 1986, U.S. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.
- [24] Zahn, F.A., Park, R., and Priestley, M.J.N., Design of Reinforced Bridge Columns for Strength and Ductility, Report 86-7, 1986, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [25] Kanda, M., Shirai, N., Adachi, H., and Sato, T., Analytical Study on Elasto-Plastic Hysteretic Behaviors of Reinforced Concrete Members, Transactions of the Japan Concrete Institute, 1988, 10.
- [26] Azizinamini, A., Johal, L. S., Hanson, N. W., Musser, D. W., and Corley, W.G., Effects of Transverse Reinforcement on Seismic Performance of Columns – A Partial Parametric Investigation, Project No. CR-9617, 1988, Construction Technology Laboratories, Skokie, Illinois.
- [27] Watson, S., and Park, R., Design of Reinforced Concrete Frames of Limited Ductility, Report 89-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, January 1989, 232 pages.
- [28] Ang B. G., Priestley M.J.N., and Paulay, T., Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns, ACI Structural Journal, January-February 1989, pp. 45-59.
- [29] Saatcioglu, M., and Özcebe, G., Response of Reinforced Concrete Columns to Simulated Seismic Loading, ACI Struct. J., 1989, 86(1), 3-12.
- [30] Wong, Y.L., Paulay, T., and Priestley, M.J.N., Squat Circular Bridge Piers Under Multi-Directional Seismic Attack, Report 90-4, 1990, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [31] Park, R., and Paulay, T., Use of Interlocking Spirals for Transverse Reinforcement in Bridge Columns.” Strength and Ductility of Concrete Substructures of Bridges, RRU (Road Research Unit) Bulletin 84, 1, 1990, 77-92.
- [32] Tanaka, H., and Park, R., Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behavior of Reinforced Concrete Columns, Report 90-2, 1990, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [33] Sritharan, S., Priestley, M.J.N., Seible F., Seismic Response of Column/Cap Beam Tee Connections with Cap Beam Prestressing, Structural Systems Research Project, Report No. ssrcp-96/09, 1996, University of California, San Diego.
- [34] Nosho, K., Stanton, J., and MacRae, G., Retrofit of Rectangular Reinforced Concrete Columns using Tonen Forca Tow Sheet Carbon Fiber Wrapping, Report No. SGEM 96-2, 1996, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle.
- [35] Kunnath, S., El-Bahy, A., Taylor, A., and Stone, W., Cumulative Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Piers, Technical Report NCEER-97-0006, 1997, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.

- [36] Hose, Y.D., Seible, F. and Priestley, M.J.N., Strategic Relocation of Plastic Hinges in Bridge Columns, Structural Systems Research Project, 97/05, University of California, San Diego, La Jolla, September 1997
- [37] Saatcioglu, M., and Baingo, D., Circular High-Strength Concrete Columns Under Simulated Seismic Loading, *J. Struct. Eng.*, 125(3) 1999, 272-280.
- [38] Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N., and Seible, F., Shear and Flexural Behavior of Lightweight Concrete Bridge Columns in Seismic Regions, *ACI Struct. J.*, 1999, 96(1),136-148.
- [39] Henry, L., and Mahin, S. A., Study of Buckling of Longitudinal Bars in Reinforced Concrete Bridge Columns, Report to the California Department of Transportation, 1999.
- [40] Matamoros, A.B., Study of Drift Limits for High-Strength Concrete Columns. Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1999.
- [41] Saatcioglu, M., and Grira, M., Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Reinforcement Grids, *ACI Struct. J.*, 1999, 96(1), 29-39.
- [42] Lehman, D.E., and Moehle, J.P., Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns., Pacific Earthquake Engineering Research Center Report 1998/01, University of California, Berkeley, December 2000.
- [43] Calderone, A.J., Lehman, D.E., and Moehle, J.P., Behavior of Reinforced Concrete Bridge Columns Having Varying Aspect Ratios and Varying Lengths of Confinement, 2000
- [44] Mo, Y.L., and Wang, S.J., Seismic Behavior of RC Columns with Various Tie Configurations, *J. Struct. Eng.*, 2000, 126(10), 1122-1130.
- [45] Kono, S., and Watanabe, F., Damage Evaluation of Reinforced Concrete Columns Under Multiaxial Cyclic Loadings, The Second U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Japan, 2000.
- [46] Bae S., and Bayrak O., Seismic Performance of Full-Scale Reinforced Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 105 No.2, March-April, 2008, pp. 123-133.
- [47] Scott BD, Park R, and Priestley MJN. Stress–strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *ACI Structural Journal* 1982;79(1):13–27
- [48] Saatçioğlu, M., and Ravzi, S.R., Flexural Members with Confined Concrete, *ASCE Journal of Structural Division*, 1991, Vol. 97, ST7.
- [49] Hognestad, E., A Study of Combined Bending and Axial Load in RC Members, University of Illinois Engineering Exp. Sta. Bull., 1951, No 399.
- [50] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *ASCE Structural Journal*, 1988, Vol. 114, No. 8, 1804-1826.

Betonarme Kolonların Olası Eğilme Momenti Kapasitelerinin Belirlenmesi İçin Bir Yöntem

- [51] Belarbi A, Hsu TTC., Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete, ACI Structural Journal 1994; 91(4):465–74.
- [52] Bartlett FM, MacGregor JG., Statistical Analysis of the Compressive Strength of Concrete in Structures, ACI Mat J 1996;93(2):158–68.
- [53] Pipa M, Carvalho EC. Reinforcing Steel Characteristics for Earthquake Resistant Structures. In:Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, vol. 4. Vienna, August–September 1994; 2887–92.
- [54] Mirza SH, Hatzinikolas M, MacGregor JG., Variation in Dimensions of Reinforced Concrete, Journal of Struct. Div, ASCE 1979;105(4):751.
- [55] Trezos CG., Reliability Considerations on the Confinement of RC Columns for Ductility. Soil Dyn Earthquake Eng. 1997;16:1–8.
- [56] Yong Lu and Xiaoming Gu., Probability Analysis of RC Member Deformation Limits for Different Performance Levels and Reliability of Their Deterministic Calculations, J of Structural Safety 2004; vol. 26:367–389.
- [57] StatSoft Inc. STATISTICA V.6.0 for Windows. Tulsa, OK, USA, 1995.