

154582

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**SİMETRİK DONATILI DİKDÖRTGEN KESİTLİ
BETONARME KOLONLARIN PEKLEŞMELİ EĞİLME
MOMENTİ KAPASİTELERİNİN BELİRLENMESİ**

İnşaat Müh. Cem AYDEMİR

**F.B.E. İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
Hazırlanan**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Mustafa ZORBOZAN (YTÜ)

Prof. Zehra Dolat

Doç. Dr. Kadri Gülen



İSTANBUL, 2004

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ.....	iv
KISALTMA LİSTESİ.....	vi
ŞEKİL LİSTESİ.....	vii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xi
ÖNSÖZ	xii
ÖNSÖZ	xii
ÖZET.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
1. GİRİŞ	1
1.1 Çalışmanın Amacı	2
2. EĞİLME MOMENTİ KAPASİTESİ.....	4
2.1 Kolonların Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitelerin Belirlenmesi	4
2.2 Moment - Eğrilik İlişkisi.....	6
2.2.1 Eğrilik Kavramı.....	6
2.2.2 Moment-Eğrilik İlişkisinin Belirlenmesi	7
3. GENEL OLARAK KULLANILAN MALZEME MODELLERİ	13
3.1 Beton İçin Genel Olarak Kullanılan σ - ϵ Modelleri.....	13
3.1.1 Hognestad Modeli	16
3.1.2 Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli	16
3.1.3 Sheikh ve Uzumeri Modeli	19
3.1.4 Saatçioğlu ve Ravzi Modeli	20
3.1.5 Mander Modeli	23
3.1.6 Çekme Altındaki Beton için σ - ϵ Modeli.....	27
3.2 Donatı Çelikleri İçin Genel Olarak Kullanılan σ - ϵ Modelleri	27
4. ÇEŞİTLİ DEĞİŞKENLERİN KOLON DAVRANIŞI ÜZERİNE ETKİLERİ	30
4.1 Eksenel Yükün Etkisi	34
4.2 Beton Sınıfının Etkisi	36
4.3 Sargı Donatısının Etkisi	40
4.3.1 Sargı Donatısı Aralığının Etkisi	40
4.3.2 Sargı Donatısı Miktarının Etkisi	43
4.3.3 Sargı Donatısı Akma Dayanımının Etkisi.....	46
4.4 Boyuna Donatının Etkisi	48

4.4.1	Boyuna Donatı Yüzdesinin Etkisi	48
4.4.2	Kolon Boyuna Donatısı Akma Dayanımının Etkisi	52
4.5	Donatıdaki Pekleşmenin Etkisi	55
5.	KOLONLARIN PEKLEŞMELİ EĞİLME MOMENTİ KAPASİTELERİNİN YAKLAŞIK OLARAK BELİRLENMESİ	60
5.1	Kolon Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitesinin Yaklaşık Olarak Belirlenmesine Yönelik Öneriler	61
5.2	Kolon Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitesinin Yaklaşık Olarak Belirlenmesine Yönelik incelemeler	73
6.	KUŞATILMIŞ (SARGI DONATILI) BETONARME KOLON KESİTLERİNE AİT ÖRNEK ÇÖZÜMLER	84
6.1	Donatı Çeliğindeki Pekleşme Etkisi ve Betonun Çekme Dayanımı Dikkate Alınarak, Basınç Etkisindeki Beton İçin Geliştirilmiş Kent-Park Modeliyle Moment-Eğrilik İlişkisinin Belirlenmesi	84
6.2	Donatı Çeliğindeki Pekleşme Etkisi ve Betonun Çekme Dayanımı Dikkate Alınarak, Basınç Etkisindeki Beton İçin Mander Modeliyle Moment-Eğrilik İlişkisinin Belirlenmesi	91
6.3	Kolon Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitesi (M_p) 'nin Belirlenmesi	99
7.	KOLON PEKLEŞMELİ EĞİLME MOMENTİ KAPASİTESİ İÇİN KARŞILIKLI ETKİLEŞİM DİYAGRAMLARI	109
8.	SONUÇLAR ve ÖNERİLER	124
	KAYNAKLAR	127
	EKLER	129
Ek 1	Kolon Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitesinin Belirlenmesine Yönelik Bir Bilgisayar Programı	130
Ek 2	Değişken Listesi	133
	ÖZGEÇMİŞ	134

SİMGE LİSTESİ

a	İki komşu boyuna donatının merkezleri arasındaki uzaklık
A_{cci}	Şeritli modellemede i. şeritteki çekirdek beton alanı
A_{ck}	Çekirdek beton alanı (etkiye ile sarılmış beton alanı)
A_{cui}	Şeritli modellemede i. şeritteki kabuk beton alanı
A_o	Sargı donatısı kesit alanı
A_{si}	Şeritli modellemede kesitin i. donatı sırasında yer alan boyuna donatıların toplam alanı
A_{st}	Kesitteki toplam boyuna donatı alanı
b	Kesit genişliği
b_k	Çekirdek beton alanı küçük boyutu (etkiye dışından etkiye dışına)
D	Çekirdek beton çapı
e	Dışmerkezlik
E_c	Beton elastisite modülü
E_s	Donatı çeliği elastisite modülü
E_p	Donatı çeliği plastiklik modülü
f_c	Beton basınç dayanımı
F_c	Beton basınç bileşkesinin genel ifadesi
f_{cc}	Sargılı betonun basınç dayanımı
f_{cd}	Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ck}	Beton karakteristik silindirik basınç dayanımı
f_{ct}	Beton çekme dayanımı
f_{ctk}	Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{su}	Donatı çeliği karakteristik kopma dayanımı
f_{yd}	Donatı çeliği tasarım akma dayanımı
f_{yk}	Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
f_{ywk}	Sargı donatısı karakteristik akma dayanımı
F_s	Donatıya etkiyen kuvvetin genel ifadesi
h	Kesit yüksekliği
h_k	Çekirdek beton alanı büyük boyutu (etkiye dışından etkiye dışına)
K	Sargılı betonun kuşatma katsayısı
k_1	Eşdeğer dikdörtgen basınç bloğu derinliği katsayısı
k_3	Silindirik numune ile gerçek elemandaki dayanım farkını yansıtan katsayı
k_{lx}	Eşdeğer dikdörtgen basınç bloğu derinliği
ℓ_s	Kesitteki sargı donatılarının toplam uzunluğu
M_p	Pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi
M_{pa}	Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucundaki pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi
M_{pi}	Kirişin sol ucu i'deki kolon yüzünde hesaplanacak pozitif yada negatif pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi
M_{pj}	Kirişin sağ ucu j'deki kolon yüzünde hesaplanacak pozitif yada negatif pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi
M_{pu}	Kolonun serbest yüksekliğinin üst ucundaki pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi
M_r	Taşıma gücü momenti
M_u	Karakteristik taşıma gücü momenti
N_d	Yük katsayılarıyla çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
N_r	Eksenel yük taşıma gücü
$n_{şerit}$	Şeritli modellemede kesitin bölüneceği hayali şerit sayısı
s	Sargı donatısı aralığı

s'	Sargı donatısı temiz aralığı
x	Tarafsız eksen derinliği
x_p	Kesitin plastik ağırlık merkezinin en dış basınç lifine olan uzaklığı
y_{ci}	Şeritli modellemede i. beton şeriti ağırlık merkezinin en dış basınç lifine olan uzaklığı
y_{si}	Şeritli modellemede kesitin i. donatı sırasında yer alan boyuna donatıların ağırlık merkezlerinin en dış basınç lifine olan uzaklığı
z_s	Dikdörtgen kesitli kolonlarda eğilme doğrultusundaki birbirine en uzak boyuna donatıların merkezleri arasındaki mesafe
ΔF_{ci}	Şeritli modellemede basınç bölgesinde yer alan şeritlerde betona etkiyen kuvvet
ΔF_{ctj}	Şeritli modellemede çekme bölgesinde yer alan şeritlerde betona etkiyen kuvvet
ϵ_c	En dış basınç lifindeki beton birim kısalması
ϵ_{ccu}	Sargılı betonun maksimum birim kısalması
ϵ_{ci}	Şeritli modellemede i. beton şeritiin ağırlık merkezindeki birim şekil değiştirme
ϵ_{cm}	Kesitin eğilme momenti kapasitesine ulaştığı andaki en dış basınç lifindeki beton birim kısalması
ϵ_{co}	Sargısız betondaki maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma
ϵ_{coc}	Sargılı betondaki maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalması
ϵ_{cto}	Çekme altındaki betonda maksimum gerilmedeki birim uzama
ϵ_{ctu}	Çekme altındaki betondaki maksimum birim uzama
ϵ_{cu}	Sargısız betonun maksimum birim kısalması
ϵ_{si}	Şeritli modellemede kesitin i. donatı sırasında yer alan boyuna donatıların birim şekil değiştirmesi
ϵ_{sh}	Donatı çeliği pekleşme başlangıç birim şekil değiştirmesi
ϵ_{su}	Donatı çeliği kopma birim şekil değiştirmesi
ϕ	Eğrilik
λ	Kesitteki boyuna doğrultudaki ara donatı miktarının, toplam boyuna donatı miktarına oranı
ρ_s	Sargı donatısı hacımsal yüzdesi
ρ_t	Kolonda toplam boyuna donatı yüzdesi
σ_2	Sargı etkisiyle kesite etkiyen yanal basınç
σ_{2e}	Sargı etkisiyle kesite etkiyen eşdeğer yanal basınç
σ_c	Beton basınç gerilmesi
σ_{cci}	Şeritli modellemede i. şeritteki çekirdek betona etkiyen gerilme
σ_{cui}	Şeritli modellemede i. şeritteki kabuk betona etkiyen gerilme
σ_{si}	Şeritli modellemede kesitin i. donatı sırasında boyuna donatı gerilmesi
ω_t	Kolonda toplam boyuna donatı indeksi

KISALTMA LİSTESİ

ABYYHY'98	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1998)
ACI	American Concrete Institute (Amerikan Beton Enstitüsü)
CEB	Comite Euro-International du Beton (Uluslararası Avrupa Beton Komitesi)
FIB	Federation Internationale de la Precontrainte (Uluslararası Öngerilme Federasyonu)
PEMKED	Kolon peleşmeli eğilme momenti kapasitesi karşılıklı etkileşim diyagramı
TS500-2000	Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları (2000)



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1	Deprem yönetmeliğine göre kesme kuvvetinin hesabında temel alınan yük ve eğilme momentleri (ABYYHY '98).....	2
Şekil 2.1	Değişik eksenel yük düzeyleri için moment-eğrilik ilişkileri	5
Şekil 2.2	Pekleşmeli eğilme momenti karşılıklı etkileşim diyagramı (PEMKED).....	5
Şekil 2.3	Eğilme ve eksenel yük etkileri altındaki eleman (a) Eğilme ve eksenel yük etkileri, altında şekil değiştirmiş eleman parçası (b) Birim şekil değiştirme dağılımı (Ersoy, Özcebe 1998).....	7
Şekil 2.4	Kırılma durumuna gelmiş bir kesit (a) Kesitin geometrik özellikleri ve çalışma biçimi (b) Birim şekil değiştirme dağılımı (c) Gerilme dağılımı (Berktaş, İ)	9
Şekil 2.5	Moment-eğrilik analizi yönteminde kesitteki birim şekil değiştirme dağılımı ve tipik şerit kuvvetleri (Ersoy, Özcebe 1998).	10
Şekil 3.1	Beton dayanımının σ - ϵ eğrisi üzerine etkileri (Ersoy, Özcebe 2001).....	13
Şekil 3.2	Sargısız beton σ - ϵ modeli (Hognestad, 1951).....	16
Şekil 3.3	Sargılı ve sargısız beton σ - ϵ modeli (Thompson, Kent ve Park 1980)	17
Şekil 3.4	Sargılı beton σ - ϵ modeli (Sheikh ve Uzumeri 1982)	19
Şekil 3.5	Etriye kolonda sargı etkisi (Ersoy, Özcebe 2001).....	21
Şekil 3.6	Sargılı beton σ - ϵ modeli (Saatçioğlu ve Ravzi 1992)	23
Şekil 3.7	Sargılı ve sargısız beton σ - ϵ modeli (Mander vd., 1988).....	24
Şekil 3.8	Dikdörtgen kesitler için, sargılı betonun kuşatma katsayısının, yanıl kuşatma gerilmelerine bağılı olarak belirlenmesi (Mander vd. 1988).....	26
Şekil 3.9	Çekme altındaki beton için σ - ϵ modeli (Ersoy, Özcebe 1998).....	27
Şekil 3.10	Doğal sertlikteki bir çeliğin σ - ϵ ilişkisi (Ersoy, Özcebe 1998).....	28
Şekil 3.11	Donatı çeliği için elasto-plastik davranış modeli (CEB/FIB, 1978)	29
Şekil 3.12	Donatı çeliği için pekleşmeli davranış modeli (Gündüz, 1990).....	29
Şekil 4.1	Örnek moment-eğrilik ilişkisi	33
Şekil 4.2	Örnek birim şekil değiştirme dağılımı	34
Şekil 4.3	Moment-eğrilik ilişkileri: Eksenel yükün kolon davranışına etkisi	34
Şekil 4.4	Karşılıklı etkileşim diyagramı: Eksenel yükün kolon davranışına etkisi	35
Şekil 4.5	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi.....	35
Şekil 4.6	Moment-eğrilik ilişkileri: Beton sınıfının kolon davranışına etkisi	37
Şekil 4.7	Birim şekil değiştirme dağılımı: Beton sınıfının kolon davranışına etkisi.....	38
Şekil 4.8	Karşılıklı etkileşim diyagramları: Beton sınıfının kolon davranışına etkisi	38
Şekil 4.9	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Beton sınıfının etkisi	39
Şekil 4.10	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Beton sınıfının etkisi	39
Şekil 4.11	Moment-eğrilik ilişkileri: Etriye aralığının kolon davranışına etkisi.....	41
Şekil 4.12	Karşılıklı etkileşim diyagramı: Etriye aralığının kolon davranışına etkisi	42
Şekil 4.13	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Etriye aralığının etkisi	42
Şekil 4.14	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Etriye aralığının etkisi	42
Şekil 4.15	Moment-eğrilik ilişkileri: Etriye miktarının kolon davranışına etkisi	44

Şekil 4.16	Karşılıklı etkileşim diyagramı: Etriye miktarının kolon davranışına etkisi	45
Şekil 4.17	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Etriye miktarının etkisi	45
Şekil 4.18	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Etriye miktarının etkisi	45
Şekil 4.19	Moment-eğrilik ilişkileri: Sargı donatı akma dayanımının kolon davranışına etkisi	47
Şekil 4.20	Karşılıklı etkileşim diyagramı: Etriye akma dayanımının kolon davranışına etkisi	47
Şekil 4.21	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Etriye akma dayanımının etkisi	48
Şekil 4.22	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Etriye akma dayanımının etkisi	48
Şekil 4.23	Moment-eğrilik ilişkileri: Boyuna donatı yüzdesinin kolon davranışına etkisi	49
Şekil 4.24	Birim şekil değiştirme dağılımı: Boyuna donatı yüzdesinin kolon davranışına etkisi	50
Şekil 4.25	Karşılıklı etkileşim diyagramı: Boyuna donatı yüzdesinin kolon davranışına etkisi	50
Şekil 4.26	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Boyuna donatı yüzdesinin etkisi	50
Şekil 4.27	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Boyuna donatı yüzdesinin etkisi	51
Şekil 4.28	Moment-eğrilik ilişkileri: Boyuna donatı sınıfının kolon davranışına etkisi	53
Şekil 4.29	Birim şekil değiştirme dağılımı: Boyuna donatı sınıfının kolon davranışına etkisi	53
Şekil 4.30	Karşılıklı etkileşim diyagramları: Boyuna donatı sınıfının kolon davranışına etkisi	54
Şekil 4.31	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Boyuna donatı sınıfının etkisi	54
Şekil 4.32	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Boyuna donatı sınıfının etkisi	54
Şekil 4.33	Moment-eğrilik ilişkileri: Donatı pekleşmesinin kolon davranışına etkisi	56
Şekil 4.34	Birim şekil değiştirme dağılımı: Donatı pekleşmesinin kolon davranışına etkisi	57
Şekil 4.35	Karşılıklı etkileşim diyagramları: Donatı pekleşmesinin kolon davranışına etkisi	57
Şekil 4.36	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Donatı pekleşmesinin etkisi	58
Şekil 5.1	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranı	60
Şekil 5.2	Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranı	61
Şekil 5.3	İncelenen betonarme kolon kesiti	62

Şekil 5.4	Kolon pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi etkileşim diyagramı (PEMKED) .	63
Şekil 5.5	Karşılıklı etkileşim diyagramı.....	66
Şekil 5.6	Farklı donatı yerleşim düzenleri için k_{k1} katsayıları (Çakıroğlu, Özer 1990).....	67
Şekil 5.7	Farklı z_s durumları ($\alpha=z_s/h$) için k_{k2} katsayıları (Çakıroğlu, Özer 1990).....	68
Şekil 5.8	İncelenen betonarme kolon kesiti.....	71
Şekil 5.9	Karşılıklı etkileşim diyagramı.....	72
Şekil 5.10	Karşılıklı etkileşim diyagramı.....	73
Şekil 5.11	S1 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler	79
Şekil 5.12	S2 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler	79
Şekil 5.13	S3 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler	79
Şekil 5.14	S4 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler	80
Şekil 5.15	S5 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler	80
Şekil 5.16	S6 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler	80
Şekil 5.17	S7 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler	81
Şekil 5.18	S8 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler	81
Şekil 5.19	S9 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler	81
Şekil 5.20	S10 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler	82
Şekil 6.1	İncelenen betonarme kolon kesiti.....	84
Şekil 6.2	Moment-eğrilik ilişkisi.....	90
Şekil 6.3	İncelenen betonarme kolon kesiti.....	91

Şekil 6.4	İncelenen betonarme kolon kesiti.....	94
Şekil 6.5	Dikdörtgen kesitler için, sargılı betonun kuşatma katsayısının, yanal kuşatma gerilmelerine bağlı olarak belirlenmesi (Mander vd. 1988).....	95
Şekil 6.6	Moment-eğrilik ilişkisi.....	99
Şekil 6.7	Moment-eğrilik ilişkisi.....	100
Şekil 6.8	İncelenen kesitin geometrik özellikleri, birim şekil değiştirme ve gerilme dağılımı.....	101
Şekil 6.9	Kolon taşıma gücü abaklarından, taşıma gücü momenti (M_r)' nin belirlenmesi	102
Şekil 6.10	Kolon taşıma gücü abaklarından, taşıma gücü momenti (M_r)' nin belirlenmesi	103
Şekil 6.11	Mevcut kolon taşıma gücü abaklarından, Ersoy 'un önerisine göre pekleşmeli eğilme momenti kapasitesin (M_p) belirlenmesi.....	105
Şekil 6.12	Mevcut kolon taşıma gücü abaklarından, Ersoy 'un önerisine göre pekleşmeli eğilme momenti kapasitesin (M_p) belirlenmesi.....	106
Şekil 6.13	Abak 7.2 (C20, S420, $z_s/h=0.80$, $\lambda=0.25$).....	108
Şekil 6.14	Abak 7.3 (C20, S420, $z_s/h=0.85$, $\lambda=0.25$).....	108
Şekil Ek1.1	Kolon pekleşmeli eğilme momentinin belirlenmesine yönelik bilgisayar programı akış diyagramı.....	130
Şekil Ek1.2	XPB : Plastik ağırlık merkezinin belirlenmesi	131
Şekil Ek1.3	SMH : Şeritli modelleme tekniği ile her bir şerite, kabuk ve çekirdek betonuna etkileyen kuvvet bileşikleri ve bu kuvvetlerin plastik ağırlık merkezine göre momentlerinin belirlenmesi.....	131
Şekil Ek1.4	DSH : Değişik düzeylerdeki donatılara etkileyen kuvvetlerin hesabı	132
Şekil Ek1.5	Tarafsız eksen derinliğinin belirlenmesi	132

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 3.1	CEB-FIP MC 90'a göre ε_{cu} değerleri	15
Çizelge 4.1	Eleman özellikleri.....	31
Çizelge 4.2	Analizde kullanılan beton sınıflarının mekanik özellikleri (TS 500-2000)	31
Çizelge 4.3	Analizde kullanılan donatı çeliklerinin mekanik özellikleri (TS 500-2000).....	32
Çizelge 4.4	Analizde kullanılan kesitlerin geometrik özellikleri	32
Çizelge 4.5	Örnek çizelge.....	33
Çizelge 4.6	Kolon davranışına beton sınıfının etkisi.....	37
Çizelge 4.7	Kolon moment kapasitelerinin karşılaştırılması.....	40
Çizelge 4.8	Kolon davranışına etriye aralığının etkisi	41
Çizelge 4.9	Kolon davranışına etriye miktarının etkisi	44
Çizelge 4.10	Kolon davranışına sargı donatısı akma dayanımının etkisi.....	46
Çizelge 4.11	Kolon davranışına boyuna donatı yüzdesinin etkisi	49
Çizelge 4.12	Kolon davranışına boyuna donatı akma dayanımının etkisi.....	52
Çizelge 4.13	Kolon davranışına donatıdaki pekleşmenin etkisi.....	56
Çizelge 4.14	Donatı pekleşmesinin kesit eğriliği üzerindeki etkisi.....	59
Çizelge 5.1	Eleman özellikleri.....	74
Çizelge 5.2	Analizde kullanılan kesitlerin geometrik özellikleri	74
Çizelge 5.3	Analizde kullanılan beton sınıflarının mekanik özellikleri (TS 500-2000)	74
Çizelge 5.4	Analizde kullanılan donatı çeliklerinin mekanik özellikleri (TS 500-2000).....	74
Çizelge 5.5	Analiz sonuçları.....	75
Çizelge 5.6	Analiz sonuçları.....	76
Çizelge 5.7	Çeşitli yaklaşık yöntemler kullanılarak belirlenen M_p 'nin gerçek M_p 'ye (PEMKED) göre hata oranları.....	77
Çizelge 5.8	Çeşitli yaklaşık yöntemler kullanılarak belirlenen M_p 'nin gerçek M_p 'ye (PEMKED) göre hata oranları.....	78
Çizelge 6.1	Beton sınıfı mekanik özellikleri	84
Çizelge 6.2	Donatı çeliği mekanik özellikleri	84
Çizelge 6.3	Kesitin geometrik özellikleri	84
Çizelge 6.4	Hesap tablosu: Beton şeritleri.....	89
Çizelge 6.5	Hesap tablosu: Donatı sıraları	90
Çizelge 6.6	Sonuçlar	90
Çizelge 6.7	Beton sınıfı mekanik özellikleri	91
Çizelge 6.8	Donatı çeliği mekanik özellikleri	91
Çizelge 6.9	Kesitin geometrik özellikleri	91
Çizelge 6.10	Hesap tablosu: Beton şeritleri.....	98
Çizelge 6.11	Hesap tablosu: Donatı sıraları	98
Çizelge 6.12	Sonuçlar	99
Çizelge 6.13	Sonuçlar	108
Çizelge 7.1	Abak listesi	110
Çizelge 7.2	Abak listesi	111

ABAK LİSTESİ

ABAK 7.1 C20/ S420/ $z_s/h=0.75/ \rho_s=0.0080/ \lambda=0.25$ 112

ABAK 7.2 C20/ S420/ $z_s/h=0.80/ \rho_s=0.0075/ \lambda=0.25$ 112

ABAK 7.3 C20/ S420/ $z_s/h=0.85/ \rho_s=0.0075/ \lambda=0.25$ 113

ABAK 7.4 C25/ S420/ $z_s/h=0.75/ \rho_s=0.0080/ \lambda=0.25$ 113

ABAK 7.5 C25/ S420/ $z_s/h=0.80/ \rho_s=0.0075/ \lambda=0.25$ 114

ABAK 7.6 C25/ S420/ $z_s/h=0.85/ \rho_s=0.0075/ \lambda=0.25$ 114

ABAK 7.7 C20/ S220/ $z_s/h=0.75/ \rho_s=0.0080/ \lambda=0.25$ 115

ABAK 7.8 C20/ S220/ $z_s/h=0.80/ \rho_s=0.0075/ \lambda=0.25$ 115

ABAK 7.9 C20/ S420/ $z_s/h=0.85/ \rho_s=0.0075/ \lambda=0.25$ 116

ABAK 7.10 C25/ S220/ $z_s/h=0.75/ \rho_s=0.0080/ \lambda=0.25$ 116

ABAK 7.11 C25/ S220/ $z_s/h=0.80/ \rho_s=0.0075/ \lambda=0.25$ 117

ABAK 7.12 C25/ S220/ $z_s/h=0.85/ \rho_s=0.0075/ \lambda=0.25$ 117

ABAK 7.13 C20/ S420/ $z_s/h=0.80/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 118

ABAK 7.14 C20/ S420/ $z_s/h=0.85/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 118

ABAK 7.15 C20/ S420/ $z_s/h=0.90/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 119

ABAK 7.16 C25/ S420/ $z_s/h=0.80/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 119

ABAK 7.17 C25/ S420/ $z_s/h=0.85/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 120

ABAK 7.18 C25/ S420/ $z_s/h=0.90/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 120

ABAK 7.19 C20/ S220/ $z_s/h=0.80/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 121

ABAK 7.20 C20/ S220/ $z_s/h=0.85/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 121

ABAK 7.21 C20/ S220/ $z_s/h=0.90/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 122

ABAK 7.22 C25/ S220/ $z_s/h=0.80/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 122

ABAK 7.23 C25/ S220/ $z_s/h=0.85/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 123

ABAK 7.24 C25/ S220/ $z_s/h=0.90/ \rho_s=0.0100/ \lambda=0.33$ 123

ÖNSÖZ

ABYYHY 1998 'de getirilen yeni kavramlardan biri olan kapasite tasarımı gereği, depremin söz konusu olduğu durumlarda yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin tam olarak belirlenemeyeceğinden hareketle, kolon ve kirişlerin kesme hesabında temel alınacak kesme kuvvetinin elemanların uçlarındaki eğilme kapasiteleri temel alınarak saptanması öngörülmektedir. Bu çalışmada, kolonların eğilme kapasitelerinin gerçeğe yakın ve yaklaşık olarak belirlenme yöntemleri ortaya konup, kolonların eğilme kapasiteleri üzerine parametrik incelemeler yapılmıştır.

Bu çalışma boyunca yardımları, gösterdikleri ilgi ve sabırları için değerli hocam Doç. Dr. Mustafa ZORBOZAN ve Yapı Anabilim Dalı'ndaki değerli hocalarıma içtenlikle teşekkür ederim.

Hayatım boyunca benden desteklerini esirgemiyeen aileme ve yakın arkadaşlarım Tarık GÜLTEKİN ile Mehmet ÇAKIR 'a minnettarım.

Cem AYDEMİR

İstanbul, 2004



ÖZET

1998 tarihinde yürürlüğe giren Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik (ABYYHY), önceki yönetmeliklerden farklı olarak, kiriş ve kolonların enine donatı hesabında kapasite tasarımı ilkesinin uygulanmasını öngörmektedir. Bu uygulama, kiriş ve kolon uçlarındaki eğilme momenti kapasitelerinin mümkün olduğunca gerçeğe yakın belirlenmesini gerektirir.

Yönetmeliklerce belirlenmiş olan yöntemlerle hesaplanan eğilme momenti taşıma gücü kapasiteleri, donatıdaki pekleşmenin ve betondaki sargı etkisinin ihmal edilmesi, tasarımda kullanılan malzeme güvenlik katsayıları gibi nedenlerle her zaman gerçek eğilme momenti kapasitesinden küçüktür. Bu nedenle ABYYHY 'de gerçek eğilme momenti kapasitesi için kesin hesap yapılamadığı durumlarda, eğilme momenti taşıma gücünün 1.4 katı olarak alınabileceği önerilmekte ve uygulamada genellikle bu öneri kullanılmaktadır.

Bu çalışmanın amacı, kolon eğilme momenti kapasitesini etkileyen çeşitli tasarım değişkenlerinin kolon davranışı üzerindeki etkilerini irdelemek, kolonların eğilme momenti kapasitelerini daha gerçekçi belirlemek üzere bir bilgisayar programı geliştirmek, ABYYHY ve araştırmacılar tarafından önerilen yaklaşımlar ile sözü edilen programdan yararlanılarak elde edilen abaklar kullanılarak kapasitenin belirlenmesinin ne denli sağlıklı sonuçlar verdiğini karşılaştırmak ve bu doğrultuda uygulamada faydalanılabilecek öneriler geliştirmektir.

Çalışma toplam sekiz bölümden oluşmaktadır. İlk üç bölümünde; eğilme momenti kapasitenin gerçekçi malzeme modelleri esas alınarak nasıl belirlenebileceği açıklanmıştır. Dördüncü bölümde; çeşitli tasarım değişkenlerinin kolon davranışı üzerine etkileri incelenmiştir. Beşinci ve altıncı bölümlerde; sırasıyla moment kapasitesinin yaklaşık olarak belirlenmesi ve yaklaşık kapasitenin ne denli sağlıklı sonuçlar verdiği irdelenmiştir. Altıncı ve yedinci bölümlerde; sargı donatılı kolonların moment-eğrilik ilişkileri ile pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin belirlenmesine yönelik örnekler ve bu çalışma için hazırlanmış ve gerçekçi malzeme modellerine dayanan bir bilgisayar programı kullanılarak, kolonların pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin pratik bir biçimde belirlenebileceği karşılıklı etkileşim diyagramlarına yer verilmiştir. Son olarak sekizinci bölümde; irdemelerden elde edilen sonuçlar ve öneriler sunulmuştur.

Anahtar kelimeler: Donatı pekleşmesi, sargılı beton, eğilme momenti kapasitesi, moment-eğrilik ilişkisi.

ABSTRACT

In 1998, with the introduction of the new Turkish Seismic Design Code, capacity design procedure has been made an obligatory approach for shear design of beams and columns has been made an obligation. Determining the plastic hinge moments as realistic as possible is the basic requirement of the capacity design procedure.

Common design methods imposed by design codes always yield conservative results since they take the material factors into consideration. Neglecting the confinement effect and strain hardening of reinforcement steel makes the results more conservative. Because of the reasons above, Turkish Seismic Design Code recommends an increase of 40% in nominal bending moment capacity (M_f) to obtain the plastic hinge moment capacity unless a detailed calculation is carried out.

The purpose of this study is to investigate the effects of several design variables on column behaviour. A computer code has been developed for computation of the bending moment capacity of the columns realistically. Interaction diagrams are drawn using this computer code and the results are compared with the results of other approximate methods proposed by other researchers and Turkish Seismic Design Code.

The first three chapters of the study explain the detailed method for determining bending moment capacity of a column using realistic material properties. In the fourth chapter, effects of several design variables on column behaviour are investigated. In the fifth and sixth chapters of the study, an approximate method and its results are evaluated. In the sixth and seventh chapters, samples for the moment-curvature relationship of the confined columns including strain hardening are presented. Furthermore, the interaction diagrams are plotted using the computer code developed for this study for faster calculation of the bending moment capacity including strain hardening. Finally, in the last chapter of the study, results were compared and some recommendations are made.

Keywords: Strain hardening of reinforcing steel, confined concrete, bending moment capacity, moment-curvature relationship.

1. GİRİŞ

Betonarme yapıların tasarımında önemli bir etken olan deprem yükleri etkisi altında, yapının ekonomik olarak boyutlandırılabilmesi için yapı davranışının iyi bilinmesi gerekmektedir. Mevcut deprem kayıtları değerlendirilerek yapılan dinamik analizler, yapıların şiddetli depremler etkisinde elastik sınırlar içinde kalmaları halinde, ekonomik bir tasarım yapmanın mümkün olamayacağını göstermektedir.

Şiddetli depremlerde yapının ayakta kalabilmesi, ancak açığa çıkan enerjinin yutulabilmesiyle mümkündür. Bu enerjinin yutulabilmesi, yapının aşırı zorlanan kesitlerinin plastik şekil değiştirme yapabilme yetenekleriyle ilgilidir. Yapının, yatay yük taşıma kapasitesinde önemli ölçüde azalma olmadan kritik bölgelerinde plastik şekil değişimlerine izin verilmelidir. Bunun için kritik bölgelerin yeterli sünekliğe (taşıma gücünde önemli azalma olmadan plastik şekil değiştirme yapabilme yeteneği) sahip olması ve meydana gelecek güç tükenmesinin sünek olarak oluşmasının sağlanması gerekmektedir. Betonarme elemanlarda güç tükenmesinin sünek olarak meydana gelebilmesi için sünek olmayan güç tükenmesine sebep olabilecek etkenleri karşılama dayanımları, (örneğin kesme dayanımı) sünek etkenleri karşılama dayanımlarından (örneğin eğilme dayanımı) daha büyük tutulur.

Betonarme yapıların limit durumlara göre tasarımında düşey ve deprem yüklerinin belirlenmesindeki zorluklar ve belirsizlikler, malzeme dayanımlarındaki değişiklikler, tasarımda kullanılan modelin fiili davranışı tam yansıtamaması, hesap yöntemindeki yaklaşıklıklar ve yapı dayanımını etkileyebilecek bilinmeyen faktörlerin varlığı göz önüne alınarak, yapı güvenliğinin sağlanmasında olasılıksal yaklaşımlardan yararlanır. Tasarımda yapı güvenliğinin yüklere ve malzeme mukavemetlerine ilişkin karakteristik değerler ve kısmi güvenlik katsayılarıyla sağlandığı tasarım algoritmaları kullanılır, göçme riski hesaplanmaz; riskin, kısmi güvenlik katsayılarının belirlenmesinde kabul edilen düzeyde olduğu varsayılır.

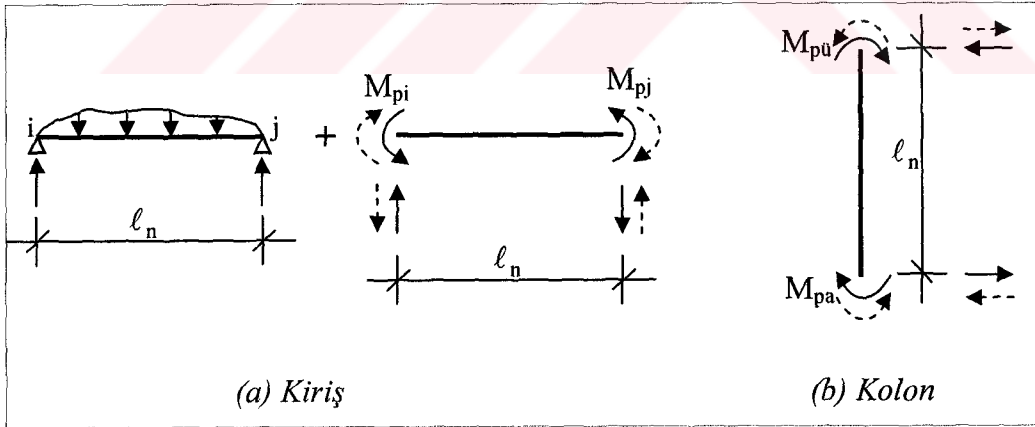
ABYYHY, 1998 bazı yeni kavramlar getirmiştir. Bunlardan biri de, *kapasite tasarımı* kavramıdır. Deprem etkisinin özelliğinden dolayı kabul edilen veya yönetmelikte öngörülen bir deprem etkisinden küçük bir deprem etkisinin meydana gelmesi nasıl mümkünse, bu etkiden daha büyük bir deprem etkisinin meydana gelmesi de mümkündür. Bununla birlikte deprem etkisi altında yapı davranışının idealize edildiği tasarım modeli fiili davranışı tam olarak yansıtamayabilir. Dolayısıyla depremin söz konusu olduğu durumlarda kesme hesabında temel alınacak kesme kuvvetinin, yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin tam olarak saptanmasının olanaksız olduğundan, yapı elemanının eğilme kapasitesi yardımıyla belirlenmesi daha sağlıklı sonuç vereceğinden hareketle (Ersoy, Özcebe 2001);

yönetmelikteki kapasite tasarımı gereği, kiriş ve kolonların kesme hesabında esas alınacak kesme kuvvetinin, elemanın uçlarındaki eğilme kapasiteleri temel alınarak saptanması öngörülmektedir. Olası en büyük kesme kuvvetinin belirlenmesinde, yapı elemanının uçlarında oluşabilecek en büyük eğilme momenti kapasiteleri dikkate alınır (Şekil 1.1). Kapasite tasarımı esas alınarak belirlenen kesme kuvveti, boyutlandırmada esas alınan yükleme durumlarından elde edilen kesme kuvvetinden daha büyüktür. Aradaki fark; tasarımda kullanılan malzeme katsayıları, donatı pekleşmesinin ihmal edilmesi, betonda sargı etkisiyle artan gerilme-şekil değiştirme ilişkisi gibi değişik etkenlerden kaynaklanır.

Deprem yönetmeliği, kolonların kesmeye karşı hesabında esas alınacak kesme kuvveti için,

- Kolonların kirişten güçlü olma şartının sağlanamadığı düğüm noktasına birleşen kolonların uçlarında,
- Kolonların kirişten güçlü olma şartının sağlandığı düğüm noktasına birleşen kolonlar için ise güvenli tarafta kalmak için,
- Temele bağlanan kolonların alt uçlarında,
- Kısa kolonların üst ve alt uçlarındaki moment kapasitelerinin,

deprem yüklerine göre kapasiteyi en büyük yapan tasarım eksenel yük değerine göre, kolon pekleşmeli eğilme momenti olarak hesaplanması gerektiğini belirtmektedir (ABYYHY 98).



Şekil 1.1 Deprem yönetmeliğine göre kesme kuvvetinin hesabında temel alınan yük ve eğilme momentleri (ABYYHY '98)

1.1 Çalışmanın Amacı

Bu çalışmanın amacı, kolon eğilme momenti kapasitesini etkileyen çeşitli tasarım değişkenlerinin kolon davranışı üzerindeki etkilerini irdelemek, kolonların eğilme momenti kapasitelerini daha gerçekçi belirlemek üzere bir bilgisayar programı geliştirmek, ABYYHY

ve araştırmacılar tarafından önerilen yaklaşımlar ile sözü edilen programdan yararlanılarak elde edilen abaklar kullanılarak kapasitenin belirlenmesinin ne denli sağlıklı sonuçlar verdiğini karşılaştırmak ve bu doğrultuda uygulamada faydalanılabilecek öneriler geliştirmektedir.



2. EĞİLME MOMENTİ KAPASİTESİ

Betonarme bir kesitin basit eğilme veya bileşik eğilme altındaki moment kapasitesi, değişik varsayımlara göre hesaplanabilir. Aşağıda değişik amaçlarla kullanılan üç ayrı moment kapasitesi kısaca tanıtılacaktır.

Taşıma Gücü Momenti (M_r) (TS500-2000)

TS500 'deki varsayımlarla, malzeme hesap dayanımlarına göre hesaplanır. Taşıma gücü denklemlerinin çıkartılmasında aşağıdaki varsayımlar yapılır.

- Birim şekil değiştirme dağılımı doğrusaldır.
- Betonun çekme dayanımı ihmal edilir.
- Donatı ve beton arasında tam kenetlenme (aderans) vardır.
- Donatı elasto-plastik bir malzemedir.
- Basınç bölgesindeki beton gerilme dağılımı eşdeğer dikdörtgen basınç bloğu şeklinde ifade edilebilir.

Karakteristik Taşıma Gücü Momenti (M_u) (ACI-318)

Amerikan yönetmeliğinde tanımlanan karakteristik taşıma gücü momenti ile yukarıda tanımlanan taşıma gücü arasındaki tek fark, karakteristik taşıma gücünün hesabında malzeme hesap dayanımları değil, karakteristik dayanımlarının kullanılmasıdır.

Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitesi (M_p)

Betondaki sargı etkisiyle değişen gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisini, betonun çekme dayanımını, kabuk betonundaki ezilmeyi, donatı çeliğindeki pekleşme gibi etkiler dikkate alınarak hesaplanan eğilme momenti, pekleşmeli kapasite momenti olarak adlandırılır.

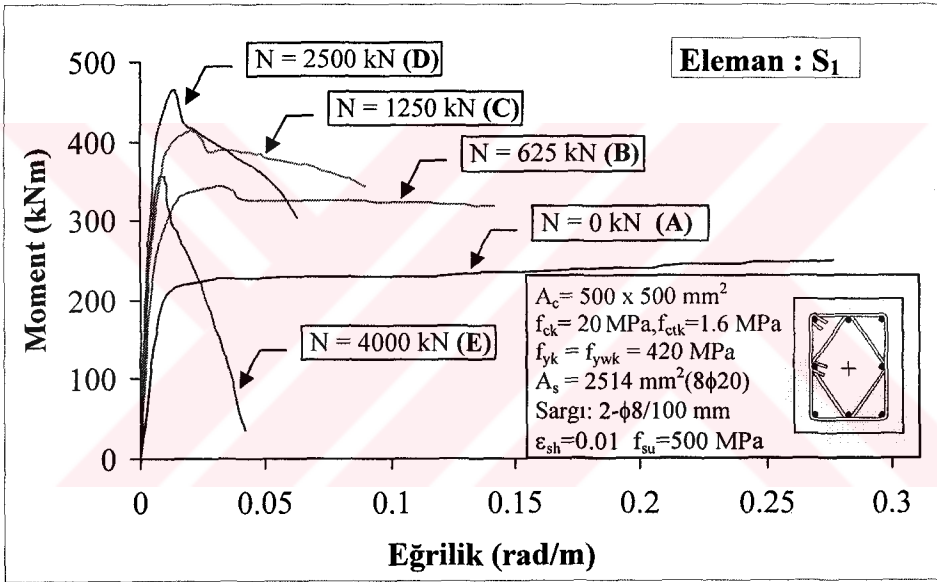
2.1 Kolonların Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitelerin Belirlenmesi

Basit yada bileşik eğilme altındaki bir betonarme taşıyıcı sistem elemanının pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi en doğru şekilde, betondaki sargı etkisiyle değişen gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisini, betonun çekme dayanımını, kabuk betonundaki ezilmeyi, donatı çeliğindeki pekleşme gibi etkileri dikkate alacak bir çözümlemeden elde edilecek moment-eğrilik ilişkisinden bulunabilir. İşte bu moment-eğrilik ilişkisi belirlenirken hesap edilen eğilme momentlerinden en büyüğüne “*pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi (M_p)*” denilecektir.

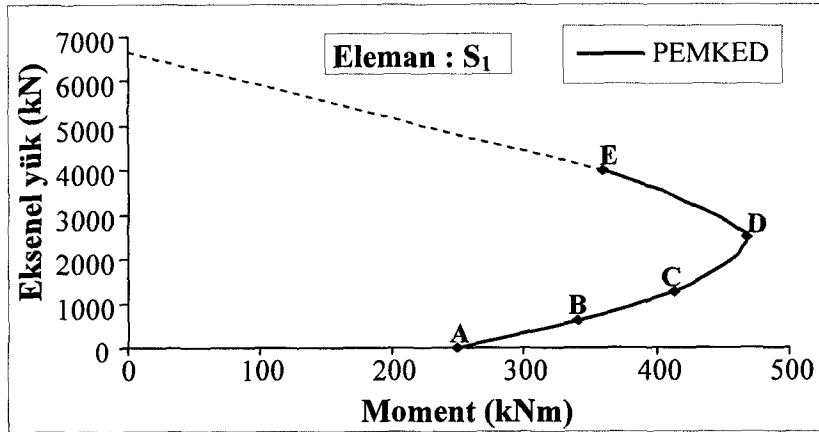
Bileşik eğilme etkisi altındaki kolonların tasarımında bir çok eksenel yük düzeyi söz konusu

olmaktadır. Dolayısıyla kolon pekleşmeli eğilme momenti kapasitesinin eksenel yük düzeyine göre değişimi en doğru şekilde “*pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi karşılıklı etkileşim diyagramından*” görülebilir.

Bu çalışmada kısaca “**PEMKED**” olarak isimlendirilen “**pekleşmeli eğilme momenti karşılıklı etkileşim diyagramları**”, sargı etkisiyle değişen gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisini, betonun çekme dayanımını, kabuk betonundaki ezilmeyi, donatı çeliğindeki pekleşme gibi etkileri dikkate alarak, değişik eksenel yük düzeylerine karşılık gelen moment-eğrilik ilişkileri çizilip, incelenen aralıkta beton birim kısalması gözletilmeksizin pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri tespit edilerek, maksimum eğilme momenti ve buna karşılık gelen eksenel yük değerlerinden faydalanılarak oluşturulmuştur.(bkz. Şekil 2.1 ve Şekil 2.2)



Şekil 2.1 Değişik eksenel yük düzeyleri için moment-eğrilik ilişkileri



Şekil 2.2 Pekleşmeli eğilme momenti karşılıklı etkileşim diyagramı (PEMKED)

Pekleşmeli eğilme momenti kapasitesinin (M_p) gerçeğe yakın olarak belirlenebilmesi (betondaki sargı etkisiyle değişen gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisini, betonun çekme dayanımını, kabuk betonundaki ezilmeyi, donatı çeliğindeki pekleşme gibi etkilerin dikkate alınması), çözümlemede kullanılacak beton ve donatı gerilme-birim şekil değiştirme ilişkilerinin doğruluğu ve gerçekçiliği ile yakından ilişkilidir. Bu sebeple söz konusu etkenlerin çözümlemede dikkate alınmaları, ayrıntılı olarak çalışmanın 3. bölümünde “Genel Olarak Kullanılan Malzeme Modelleri” başlığı altında incelenecektir.

Çalışmanın bu bölümünde sarılmış betonarme kesitlerde moment-eğrilik ilişkisini elde eden bir algoritma tanıtılacaktır.

2.2 Moment - Eğrilik İlişkisi

Betonarme yapıların ve yapı elemanlarının davranışı onların şekil değiştirme özelliklerine bağlıdır. Eleman davranışının kavranabilmesi için kesit davranışının bilinmesi gerekir. Kesit davranışı, kesitte kullanılan malzeme özelliklerine ve kesit geometrisine bağlıdır. Eğilme veya bileşik eğilme altındaki bir kesitin davranışı, gerçekçi olarak moment-eğrilik ilişkisinden izlenebilir. Kesit davranışının sünek olup olmadığı, rijitliğin çeşitli evrelerde nasıl değiştiği, sargı etkisi, kabuk ve çekirdek betonlarında ezilmenin başlayıp başlamadığı ve boyuna donatının pekleşmesinin eleman davranışı üzerindeki etkisi gibi olaylar moment-eğrilik ilişkisinden gözlenebilir.

Ersoy ve Özcebe (1998), sarılmış betonarme kesitlerde moment-eğrilik ilişkisini elde eden bir algoritma geliştirmişler çeşitli değişkenlerin moment-eğrilik ilişkisi üzerine etkilerini incelemişlerdir.

2.2.1 Eğrilik Kavramı

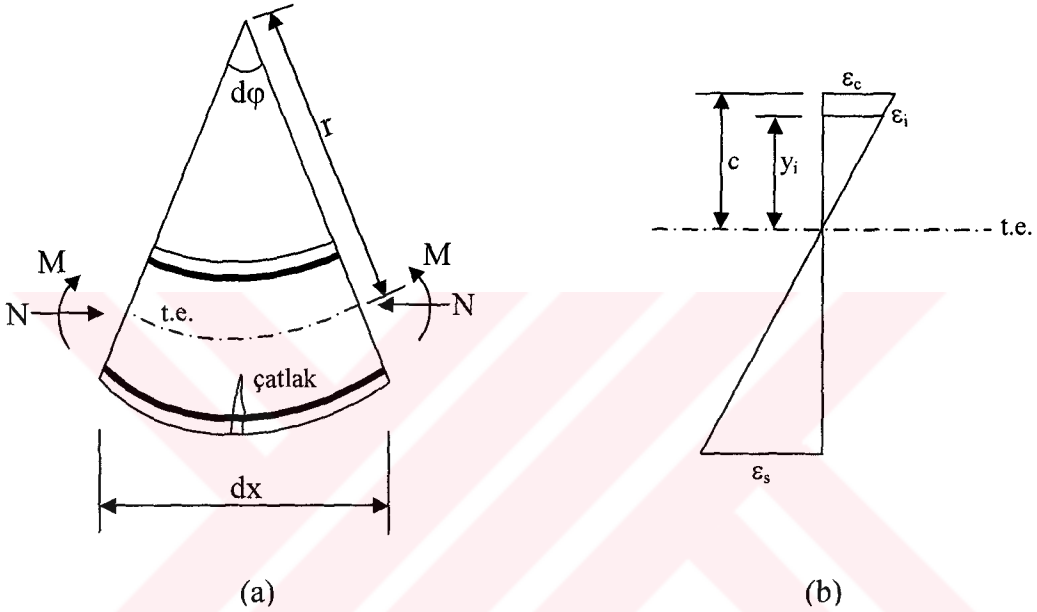
Eğrilik, kesitteki şekil değişimini simgeleyen geometrik bir parametredir. Eğriliğin tanımı, bir eğrideki iki komşu nokta arasındaki açı değişiminin, iki nokta arasındaki uzaklığa bölünmesiyle elde edilen birim boydaki dönme açısı olarak yapılabilir.

Şekil 2.3’de eğilme ve eksenel yük altında deforme olmuş bir eleman parçası gösterilmektedir. Eğrilik, iki kesit arasındaki dönme açısı farkından veya doğrudan kesitteki birim şekil değiştirme diyagramından hesaplanılabilir.

$$\phi = \frac{d\phi}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{1}{r} \quad (2.1)$$

$$\phi = \frac{\epsilon_i}{y_i} \quad (2.2)$$

(2.1) 'deki bağıntı, şekil değiştirmiş eleman parçasının geometrisinden (Şekil 2.3a), (2.2) 'deki bağıntı ise, düzlem kesitlerin eğilmeden sonrada düzlem kalacağı varsayımından elde edilmiştir. Bağıntılarda r eğrilik yarıçapı, ϕ eğrilik, ϵ_i birim şekil değiştirme, y_i tarafsız eksenenden olan uzaklıktır. Eğriliğin hesabında genelde (2.2) bağıntısından yararlanılır (Şekil 2.3b) (Ersoy, Özcebe 1998).



Şekil 2.3 Eğilme ve eksenel yük etkileri altındaki eleman (a) Eğilme ve eksenel yük etkileri, altında şekil değiştirmiş eleman parçası (b) Birim şekil değiştirme dağılımı (Ersoy, Özcebe 1998).

Belirli bir yük altındaki betonarme kesitin moment-eğrilik eğrisini oluşturan M_i ve ϕ_i değerleri, sargılı ve sargısız betonun basınç altındaki davranışı, betonun çekme altındaki davranışı, donatı çeliğinin basınç ve çekme altındaki davranışlarını gerçekçi bir şekilde yansıtan malzeme modelleriyle yazılacak iki denge denklemi ve yeterli sayıda uygunluk denklemlerinden hesaplanır. Klasik mekanikte olduğu gibi eğilmeden önce düzlem olan kesitlerin, eğilmeden sonra da düzlem kaldığı varsayılır.

2.2.2 Moment-Eğrilik İlişkisinin Belirlenmesi

Bir kesitin moment-eğrilik ilişkisini belirleyebilmek için üç aşamalı bir çözümlemeye gitmek gerekir.

- 1) Denge koşullarının sağlanması.
- 2) Uygunluk koşullarının sağlanması.
- 3) Malzeme veya malzemeler için kuvvet-şekil değiştirme ilişkilerinin belirlenmesi (Genelde gerilme – birim şekil değiştirme ilişkileri).

İlk iki aşama malzeme özelliklerinden bağımsızdır. Son aşama ise tümüyle malzeme özelliklerine bağlıdır. Dolayısıyla, betonarme kesitlerin moment-eğrilik ilişkisinin diğer malzemelerden yapılmış kesitlerden ayrılması, salt üçüncü aşamadan kaynaklanır.

Betonarme bir kesit için moment-eğrilik ilişkisinin doğruluğu ve gerçekçiliği, beton ve donatı için kullanılacak gerilme-birim şekil değiştirme ilişkilerinin özelliklerine bağlıdır. Çözümlemede esas alınacak σ - ϵ eğrileri, malzeme deneylerinden elde edilir. Deneyden elde edilecek σ - ϵ eğrileri çok karmaşık olabilir. Bu nedenle çözümlemede, deneysel eğrilerin basitleştirilmesiyle elde edilen yaklaşık ilişkiler kullanılır. Bunlar *malzeme modelleri* olarak adlandırılır. Basitleştirmede, kullanım amacına ve o malzeme modelinin söz konusu yüklemde kesit davranışına ne derece etkili olduğuna bağlıdır.

Geometrik özellikleri bilinen bir kesitin, belirli bir eksenel yük altındaki moment-eğrilik ilişkisinin çıkartılabilmesi için bazı varsayımların yapılması gerekir. Bu varsayımlar, mekanikte eğilme altındaki kesitlerin çözümlemesinde temel alınan varsayımlar ve malzeme modelleridir. Bu varsayımlar özet olarak aşağıda sıralanmıştır.

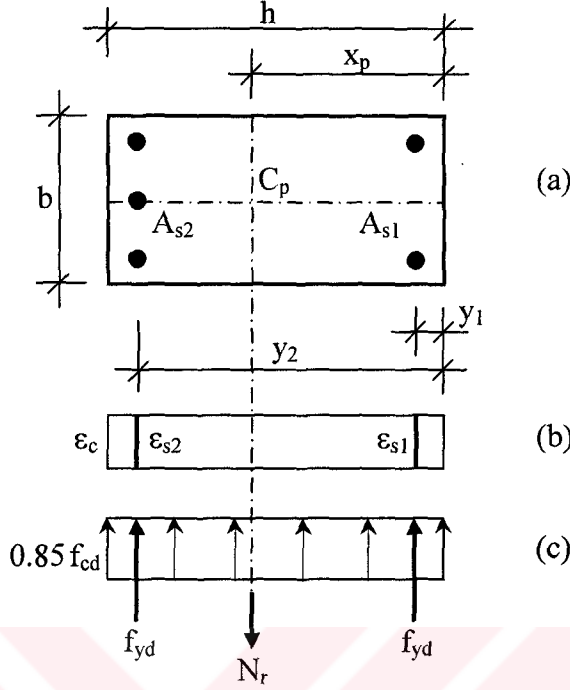
- Şekil değişiminden önce düzlem olan kesitler, şekil değişiminden sonra da düzlem olarak kalır.
- Beton ve donatı arasında tam aderans vardır. Başka bir deyişle, donatı çubuğundaki birim boy değişimi, komşu beton liflerindeki birim boy değişimi ile özdeşir.
- Sargılı ve sargısız betonun basınç altındaki davranışı, betonun çekme altındaki davranışı, donatı çeliğinin basınç ve çekme altındaki davranışları gerçekçi malzeme modelleriyle tanımlanır.

Bileşik eğilme etkisi altındaki bir betonarme kesitin taşıdığı sabit eksenel yük, malzeme ve kesit bilgilerinin bilindiği varsayılarak moment-eğrilik eğrisini oluşturan M_i ve ϕ_i değerlerinin hesaplanmasında izlenecek yol aşağıda adım adım açıklanmıştır.

Plastik Ağırlık Merkezinin Yerinin Tespiti

Kesiti kırılma durumuna getirecek ve bütün kesitte eşit yayılı birim kısalma oluşturacak normal kuvvetin tatbik noktasına *plastik ağırlık merkezi* denir. Görüldüğü üzere bu tanımlama iki koşul getirmektedir. Birincisi, kesitin kırılma durumuna gelmesi, yani beton gerilmelerinin

$0.85 f_{cd}$, donatı gerilmelerinin f_{yd} değerine ulaşması, ikincisi ise bütün kesitte eşit yayılı birim kısalmanın oluşmasıdır.



Şekil 2.4 Kırılma durumuna gelmiş bir kesit (a) Kesitin geometrik özellikleri ve çalışma biçimi (b) Birim şekil değiştirme dağılımı (c) Gerilme dağılımı (Berktaş, İ)

Şekil 2.4’de bir kesitin plastik ağırlık merkezinin (C_p) sağlaması gereken koşullar gösterilmiştir. Buna göre plastik ağırlık merkezinin kesitin bir kenarına olan uzaklığını belirleyen x_p değeri, plastik durumdaki beton ve donatıdaki kuvvetlerin o kenara göre statik momenti alınarak bulunabilir.

$$x_p = \frac{0.85 \times f_{cd} \times b \times h \times \frac{h}{2} + \sum (A_{si} \times f_{yd} \times y_i)}{0.85 \times f_{cd} \times b \times h + \sum (A_{si} \times f_{yd})} \quad (2.3)$$

(2.3) bağıntısındaki x_p plastik ağırlık merkezinin basınç kenarına olan uzaklığı, A_{si} ve y_i terimleri sırasıyla, donatı sıralarındaki toplam donatı alanı ve o donatı sırasının en dış basınç lifine olan mesafesi, f_{cd} beton hesap basınç mukavemeti, f_{yd} donatı çeliğinin akma gerilmesi (karakteristik mukavemetlerle çalışılıyorsa $f_{cd} \Rightarrow f_{ck}$, $f_{yd} \Rightarrow f_{yk}$), h kesitin eğime çalışan doğrultusundaki boyutu, b kesitin eğilmeye dik boyutudur.

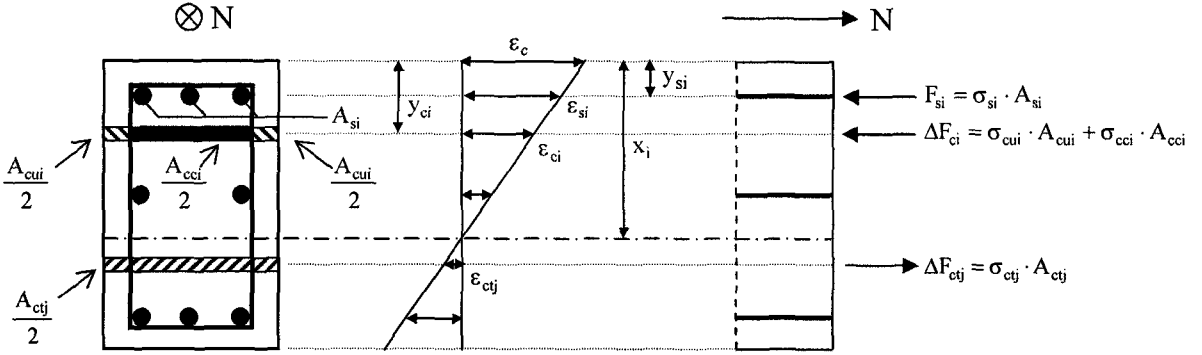
Simetrik donatılmış betonarme dikdörtgen kesitlerde plastik ağırlık merkezinin yeri,

$$x_p = \frac{h}{2} \quad (2.4)$$

Alınarak bulunabilir.

Geometrik Tanımlama

Kesit geometrisini tanımlamak amacıyla, kesit ince şeritlere bölünür (şeritli modelleme). Her bir şeritteki kabuk betonu (sargısız beton) ve çekirdek betonu (sargılı beton) alanları ayrı ayrı tanımlanır, A_{cui} ve A_{cci} , (bkz. Şekil 2.5).



Şekil 2.5 Moment-eğrilik analizi yönteminde kesitteki birim şekil değiştirme dağılımı ve tipik şerit kuvvetleri (Ersoy, Özcebe 1998).

Birim Şekil Değiştirme Dağılımı

- Basınç altında kalan bölgedeki en dış lif için bir birim şekil değiştirme değeri, ϵ_c , seçilir.
- Denge durumunu sağlayacak tarafsız eksen derinliği, x_i , için bir varsayım yapılır.
- Birim şekil değiştirme dağılımının doğrusal değiştiği varsayımından hareketle, ϵ_c ve x_i değerleri kullanılarak kesitteki birim şekil değiştirme dağılımı belirlenir. Bu hesaplar yapılırken uygunluk koşullarının sağlanması zorunludur.
- Belirlenen birim şekil değiştirme dağılımından, her bir şeritin ağırlık merkezindeki ortalama birim şekil değiştirmeler bulunur, ϵ_{ci} . Bu değerler o şeritteki ortalama birim şekil değiştirmeler olarak kabul edilir. Benzer bir şekilde, her bir düzeydeki donatı için de, donatıların ağırlık merkezlerindeki birim şekil değiştirmeler bulunur, ϵ_{si} , (bkz. Şekil 2.5).

$$y_{ci} = \frac{h}{n_{\text{şerit}}} \cdot (i - 0.5) \quad (2.5)$$

(2.5) bağıntısında $n_{\text{şerit}}$ kesitin bölüneceği hayali şerit sayısı, y_{ci} i. şeritin ağırlık merkezinin en dış basınç lifine olan uzaklığıdır (bkz. Şekil 2.5).

$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon_c \cdot \frac{X_i - Y_{ci}}{X_i} \quad (2.6)$$

(2.6) bağıntısında ε_c en dış basınç lifindeki birim şekil değiştirme, ε_{ci} i. şeritin ağırlık merkezindeki ortalama birim şekil değiştirme, x_i tarafsız eksen derinliğidir (bkz. Şekil 2.5).

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_c \cdot \frac{X_i - Y_{si}}{X_i} \quad (2.7)$$

(2.7) bağıntısında ε_{si} i. sıradaki donatıların ağırlık merkezlerindeki birim şekil değiştirme, y_{si} o donatı sırasının en dış basınç lifine olan mesafesidir (bkz. Şekil 2.5).

Gerilme Dağılımının Hesabı

- Betondaki gerilme dağılımının belirlenmesi, çözümleme için seçilen beton basınç (Sargılı ve sargısız) ve çekme σ - ε ilişkilerinin her bir şeritin ağırlık merkezindeki ortalama birim şekil değiştirmesinin (ε_{ci}) birlikte kullanılmasıyla ayrı ayrı yapılır. Tarafsız eksenin üzerinde kalan bölgedeki beton gerilmeleri için sargılı ve sargısız beton basınç σ - ε ilişkileri kullanılmalıdır. Bu malzeme modellerinden ε_{ci} değeri için o şeritteki kabuk ve çekirdek betona etkiyen gerilmeler bulunur, σ_{cui} ve σ_{cci} . Benzer biçimde beton çekme σ - ε ilişkisi kullanılarak, tarafsız eksenin altında kalan liflerdeki şeritlerdeki beton gerilmesi belirlenebilir, σ_{ctj} .
- Donatıdaki gerilmeler ise, yine çözümleme için seçilen donatı basınç ve çekme $\sigma - \varepsilon$ ilişkilerinden ε_{si} değeri için o sıradaki donatı gerilmesi bulunur, σ_{si} .

İç Kuvvetlerin Hesabı

Her bir şerite, kabuk ve çekirdek betonuna etkiyen kuvvet bileşkeleri ile değişik düzeylerdeki donatılara etkiyen kuvvet bileşkeleri aşağıdaki bağıntılarla belirlenebilir.

$$\Delta F_{ci} = \sigma_{cui} \cdot A_{cui} + \sigma_{cci} \cdot A_{cci} \quad (2.8)$$

(2.8) bağıntısında ΔF_{ci} basınç bölgesinde yer alan şeritlerde kabuk ve çekirdek betona etkiyen kuvvet bileşkesidir (bkz. Şekil 2.5).

$$\Delta F_{ctj} = \sigma_{ctj} \cdot A_{ctj} \quad (2.9)$$

(2.9) bağıntısında ΔF_{ctj} çekme bölgesinde yer alan şeritlerde betona etkiyen kuvvettir (bkz. Şekil 2.5).

$$F_{si} = \sigma_{si} \cdot A_{si} \quad (2.10)$$

(2.10) bağıntısında F_{si} değişik düzeylerdeki donatıya etkiyen kuvvettir (bkz. Şekil 2.5).

Denge Koşullarının Sağlanması

- Hesaplanan kesit iç kuvvetleri cebirsel olarak toplanır. Bu toplam kesitin kabul edilen tarafsız eksen derinliği için eksenel yük taşıma kapasitesidir (N_i).

$$N_i = \sum F_{ci} + \sum F_{ctj} + \sum F_{si} \quad (2.11)$$

- Kesitin eksenel yük taşıma kapasitesiyle, kesite etkiyen eksenel yük (N_d) farkı sıfır yada kabul edilebilir bir hata sınırı altında olmalıdır ($\Sigma F \cong 0$).
- Kesitin eksenel yük taşıma kapasitesiyle, kesite etkiyen eksenel yük (N_d) farkı kabul edilebilir hata sınırının üzerinde ise, tarafsız eksen derinliği kabulü değiştirilir ve hesaplara denge koşulu sağlanana dek devam edilir.

Moment ve Eğrilik Değerlerinin Hesabı

- Kuvvet dengesi sağlandığında, $\Sigma F \cong 0$, hesaplanan kesit iç kuvvetlerinin kesitin plastik ağırlık merkezine göre momenti hesaplanarak, kabul edilen ϵ_c değerine karşılık gelen M_i değeri bulunur.

$$M_i = \left\{ \sum [F_{ci} \times (x_p - y_{ci})] + \sum [F_{ctj} \times (x_p - y_{ctj})] + \sum [F_{si} \times (x_p - y_{si})] \right\} \quad (2.12)$$

- İç kuvvetlerin dengesini sağlayan tarafsız eksen derinliği ve başlangıçta kabul edilen en dış basınç lifindeki birim kısalma temel alınarak eğrilik hesaplanır.

$$\phi_i = \frac{\epsilon_c}{x_i} \quad (2.13)$$

Elde edilen $M_i - \phi_i$ değerleri, moment-eğrilik ilişkisini gösteren eğride, başlangıçta kabul edilen en dış basınç lifindeki birim kısalma değerine (ϵ_c) karşılık gelen yük durumunun koordinatlarıdır.

Yukarıda özetlenen yöntemle, en dış basınç lifindeki beton birim kısalma değerinin $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cmax}$ aralığında yeterli sayıda nokta için tekrarlanması ile çözümlemede göz önüne alınan kesit için moment-eğrilik ilişkisinin tamamını elde etmek mümkündür.

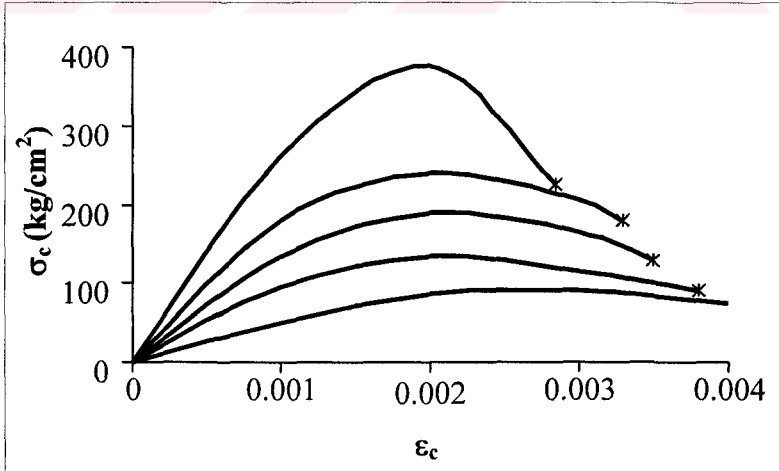
3. GENEL OLARAK KULLANILAN MALZEME MODELLERİ

Çalışmanın 2. bölümünde belirtildiği üzere, pekleşmeli eğilme momenti kapasitesinin (M_p) gerçeğe yakın olarak saptanabilmesi, büyük oranda, moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesinde seçilen beton ve çelik malzeme modellerinin gerçek davranışı ne denli yansıtılabildiklerine bağlıdır. Bu bölümde monotonik (aynı yönde, sürekli) yüklemeler altındaki beton ve çelik için çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen ve yaygın olarak kullanılan malzeme modelleri tanıtılacaktır. Tersinir-tekrarlanan yükler altındaki davranış ile deprem bölgelerinde kullanılması şekil değiştirme kapasitesinin sınırlı olması nedeniyle sakıncalı olan soğukta işlem görmüş çelik çalışma kapsamı dışında bırakılmıştır.

3.1 Beton İçin Genel Olarak Kullanılan σ - ϵ Modelleri

Betonun basınç altındaki davranışını belirleyen σ - ϵ eğrileri, 150×300 mm 'lik standart silindirlerin aksel basınç altında denenmesinden elde edilir. Bu deneylerde uygulanan yük, silindir kesit alanına bölünerek gerilme hesaplanır. Birim şekil değişimi ise silindir yüzeyinde üç ayrı noktada ölçülen şekil değiştirmelerden elde edilir.

Betonun σ - ϵ özellikleri, beton dayanımı ile değişmektedir. Çeşitli beton dayanımlarının σ - ϵ eğrileri Şekil 3.1 'de gösterilmiştir. Şekildeki eğrilerden şu sonuçlar çıkartılabilir (Ersoy, Özcebe 2001).



Şekil 3.1 Beton dayanımının σ - ϵ eğrisi üzerine etkileri (Ersoy, Özcebe 2001)

- Tepe noktaları yüksek mukavemetli betonlar için daha sivri, düşük mukavemetli betonlar için ise daha yassıdır.

- Maksimum gerilmeye ulaşıldığı andaki birim şekil değiştirme (ϵ_{co}) tüm beton sınıfları için 0.002 dolaylarındadır.
- Yüksek dayanımlı betonlarda, düşük dayanımlı betonlara oranla beton elastisite modülü daha büyüktür, buna karşın düşük mukavemetli betonlar, yüksek mukavemetli betonlara oranla daha sünektir. Başka bir deyişle düşük dayanımlı betonlarda kırılma anındaki birim kısalmalar yüksek dayanımlılara oranla daha büyüktür.

Sargılı betonun σ - ϵ özellikleri sarılmamış betonunkinden çok farklıdır. Mander vd. tarafından kuşatılmış (sargılı) betonun σ - ϵ davranışını belirleyebilmek için 1/3 ve 1/1 ölçekli dairesel, dikdörtgen ve kare kesitli, farklı donatılı, monotonik, statik ve dinamik eksenel basınç etkisinde kuşatılmış kolonlarda deneyler yapılmıştır. Karşılaştırma sonuçları şöyle özetlenebilir (Mander vd. 1988,1988b)

- Dikdörtgen ve dairesel kolonlar için σ - ϵ eğrisini etkileyen en önemli parametre sargı donatısı hacimsel oranıdır. Bu oran yükseldikçe dayanım artmakta ve σ - ϵ eğrisinin azalan ikinci bölümünün eğimi azalmaktadır.
- Analitik olarak belirlendiği gibi, spiral donatı ile sarılmış dairesel kolonların performansı dikdörtgen veya kare kolonlara oranla daha iyidir.

Benzer deneysel çalışmalar Sheikh ve Uzumeri tarafından da yapılmıştır. Çalışmalarında etriye yerleşim şekli ve aralığının sonuçlara üzerindeki etkilerini araştırmışlardır. Sonuçlar aşağıda özetlenmiştir (Sheikh ve Uzumeri,1980)

- Dikdörtgen sargı donatıları eleman mukavemetini ve düktilitesini arttırmaktadır.
- Kolon kesitine simetrik dağıtılmış boyuna donatılar ve bunu saran yanal donatılar çekirdek betonun mukavemetini ve düktilitesini arttırmaktadır.
- Enine donatıda aynı hacimsel donatı oranını korumak kaydıyla, etriye aralıkları azaldıkça betonda mukavemet ve düktilite artmaktadır.

Etkili Maksimum Birim Kısalma (ϵ_{cu} , ϵ_{ccu})

Sargı donatılı betonarme kesitlerde, sargısız (kabuk) betondaki ezilmeyi temsil eden kuşatılmamış (sargısız) kesitlere ilişkin etkili maksimum birim kısalma (ϵ_{cu}) değeri için üst sınırının 0.004' ü aşmaması koşuluyla, beton en dış basınç lifindeki gerilmenin $0.8f_c$ değerine düştüğü zaman oluşan birim kısalmaya eşit alınabilir (Gündüz, 1991). Çeşitli beton sınıfları için CEB/FIP MC 90 'da önerilen ϵ_{cu} değerleri Çizelge 4.1 de verilmiştir.

Çizelge 3.1 CEB-FIP MC 90'a göre ϵ_{cu} değerleri

Beton sınıfı	$10^3 \times \epsilon_{cu}$
C20	4.3
C30	3.6
C40	3.3
C50	3.0
C60	2.8
C70	2.6
C80	2.4

Birim şekil değiştirme dağılımı eğimli kuşatılmış kesitlerde örtü betonun parçalanmasından sonra betondaki maksimum birim kısalma, kuşatılmış çekirdeğin yüzeyinde oluşur. Geçmişte araştırmacılar bu kısalmanın tasarım değeri için ampirik bağıntılar vermişlerdir. Öte yandan son on yıldaki deneysel bulgular, bu bağıntılarla yapılan tahminlerin çok ihtiyatlı olduğunu göstermektedir [(Sheik vd., 1982) (İlki vd., 2003)]. İlki vd. tarafından yapılan deneylerde gerilmenin $0.85f_{cc}$ değerine düştüğü zaman oluşan kısalmanın 0.03 aştığı durumlarla karşılaşmış ve en büyük beton birim şekil değiştirmesi için gerilmenin $0.85f_{cc}$ değerindeki şekil değiştirme değerinin 0.03 aşması durumunda, en büyük birim şekil değiştirmesinin 0.03 alınabileceği önerilmektedir. Deney sonu yüklerine ilişkin anılan kısaltmalar son limit değerler değildir. Yükleme devam edilmesi halinde bu değerlerin üstünde birim kısaltmalar oluşması beklenebilir (İlki vd., 2003).

Çekirdek beton yüzeyinde oluşan etkili maksimum birim kısalma (ϵ_{ccu}) için Priestley aşağıdaki bağıntıyı önermektedir (Priestley vd., 1996).

$$\epsilon_{ccu} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{ywk} \cdot \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (3.1)$$

(3.1) bağıntısında, ρ_s , sargı donatısı hacimsel yüzdesi; f_{ywk} , sargı donatısı akma dayanımı; ϵ_{su} , donatı çeliğindeki maksimum gerilmedeki birim şekil değiştirme değeri; f_{cc} , sargılı betonundaki maksimum gerilmedir (Priestley vd., 1996).

3.1.1 Hognestad Modeli

Hognestad tarafından önerilen ve Şekil 3.2 'de görülen modelde, σ - ϵ eğrisinin tepe noktasına kadar olan parçası ikinci derece parabol, düşüş parçası ise doğrusal varsayılmıştır. Maksimum gerilme genelde beton sindir dayanımının %85 'i olarak alınır. Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma denklem (3.2) 'den hesaplanabilir yada basit olarak 0.002 olarak alınabilir. Modeldeki elastisite modülü E_c ise (3.3) bağıntısıyla tanımlanmıştır.

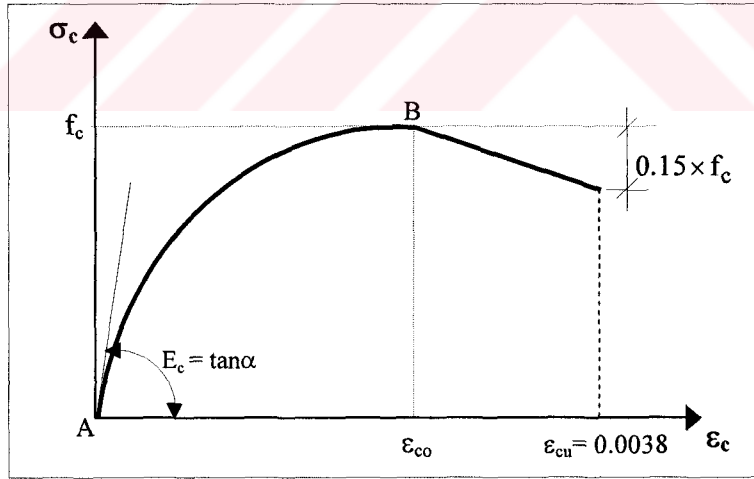
$$\epsilon_{co} = \frac{2 \cdot f_c}{E_c} \quad (3.2)$$

$$E_c = \tan(\alpha) = 12860 + 460 \cdot f_c \quad (\text{MPa}) \quad (3.3)$$

(3.2) ve (3.3) denklemlerinde ϵ_{co} maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma f_c maksimum gerilme (maksimum gerilme genelde karakteristik beton basınç dayanımının (f_{ck}) %85 'i olarak alınır), E_c ise betonun elastisite modülüdür.

Şekil 3.2 'de görülen AB eğrisi aşağıdaki (3.4) bağıntısıyla tanımlanmıştır.

$$\sigma_c = f_c \cdot \left[\frac{2 \cdot \epsilon_c}{\epsilon_{co}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (3.4)$$



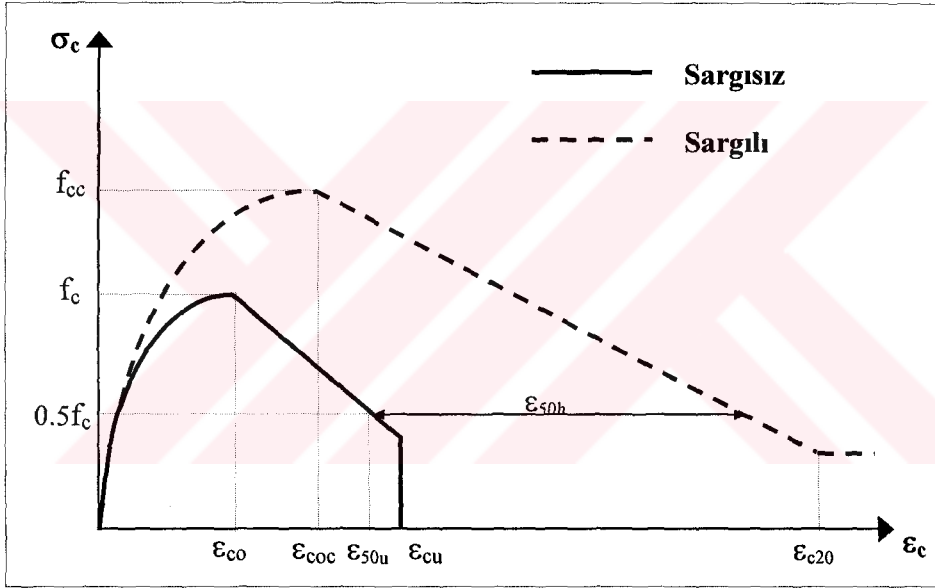
Şekil 3.2 Sargısız beton $\sigma - \epsilon$ modeli (Hognestad, 1951)

3.1.2 Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli

Şekil 3.3 'den görüleceği üzere, modelde, sargılı ve sargısız beton için iki ayrı σ - ϵ 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 betonlar için 0.002 olarak alınabilir. Gerek sargılı, gerekse sargısız beton için önerilen eğrilerin ilk bölümleri, Hognestad modelindeki gibi ikinci derece bir parabol varsayılmıştır. Eğrilerin gerilme azalması gösteren ikinci bölümleri ise, eğimi negatif olan doğrularla gösterilmiştir. Sargılı beton eğimi sargısız betona oranla daha küçüktür. Sargısız betonda etkili maksimum birim kısalma ϵ_{cu} ile sınırlı iken, sargılı betonda böyle bir sınır yoktur.

Sargılı beton modeli, çekirdek olarak tanımlanan ve fret veya etriye ile sınırlanan beton için, sargısız beton modeli ise çekirdek dışında kalan kabuk betonu için geçerlidir. Kent ve Park, çekirdeğin boyutlarını, etriye dışından etriye dışına ölçülen uzunluklarla tanımlamaktadırlar. Geliştirilmiş Kent ve Park modelindeki σ - ϵ eğrilerini tanımlayan denklemler aşağıda verilmiştir.



Şekil 3.3 Sargılı ve sargısız beton $\sigma - \epsilon$ modeli (Thompson, Kent ve Park 1980)

Parabolik eğri

sargısız beton için ($0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{co}$);

$$\sigma_c = f_c \cdot \left[\frac{2 \cdot \epsilon_c}{\epsilon_{co}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (3.5)$$

Sargılı beton için ($0 \leq \epsilon_{cc} \leq \epsilon_{coc}$);

$$\sigma_c = f_{cc} \cdot \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} \right)^2 \right] \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_{coc} = K \cdot \varepsilon_{co} \quad (3.7)$$

Doğrusal kısım

Sargısız beton için ($\varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$):

$$\sigma_c = f_c \cdot [1 - \psi \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{co})] \quad (3.8)$$

$$\psi = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}} \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.285 \cdot f_c}{142 \cdot f_c - 1000} \geq \varepsilon_{co} \quad (3.10)$$

Sargılı beton için ($\varepsilon_{cc} \geq \varepsilon_{coc}$):

$$K = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{ywk}}{f_c} \quad (3.11)$$

$$\rho_s = \frac{A_o \cdot \ell_s}{s \cdot b_k \cdot h_k} \quad (3.12)$$

$$\sigma_c = f_{cc} \cdot [1 - \psi_c \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{coc})] \geq 0.2 \cdot f_{cc} \quad (3.13)$$

$$\psi_c = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{coc}} \quad (3.14)$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75 \cdot \rho_s \cdot \left(\frac{b_k}{s} \right)^{1/2} \quad (3.15)$$

İfadeleriyle verilmiştir.

Yukarıdaki (3.5)~(3.15) bağıntılarında ε_{co} , sargısız beton için maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma, ε_{cco} sargılı beton için maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma, f_c sargısız beton basınç dayanımı, f_{cc} sargılı beton basınç dayanımı (Kf_c), s sargı donatısı aralığı, ρ_s sargı donatısı hacimsel yüzdesi, b_k çekirdek betonun küçük boyutu (sargı donatısı dışından sargı donatısı dışına), h_k çekirdek betonun büyük boyutu (sargı donatısı dışından

sargı donatısı dışına), A_o sargı donatısı kesit alanı, ℓ_s kesitteki sargı donatılarının toplam uzunluğu, f_{ywk} sargı donatı çeliği akma dayanımıdır.

3.1.3 Sheikh ve Uzumeri Modeli

Sheikh ve uzumeri tarafından önerilen sargılı beton modeli Şekil 3.4 'de gösterilmektedir. Bu modelde de Geliştirilmiş Kent ve Park modelindeki gibi sargı nedeniyle dayanımın arttığı varsayılmaktadır. Modelde, tepe noktasına ulaşıldıktan sonra sabit gerilme altında şekil değiştirme artışı olduğu öngörülmektedir. Kent ve Park 'tan farklı olarak bu modelde, boyuna donatının konumu ve sargı donatısı düzeni de dikkate alınmaktadır. Modeli betimleyen denklemler şu şekildedir:

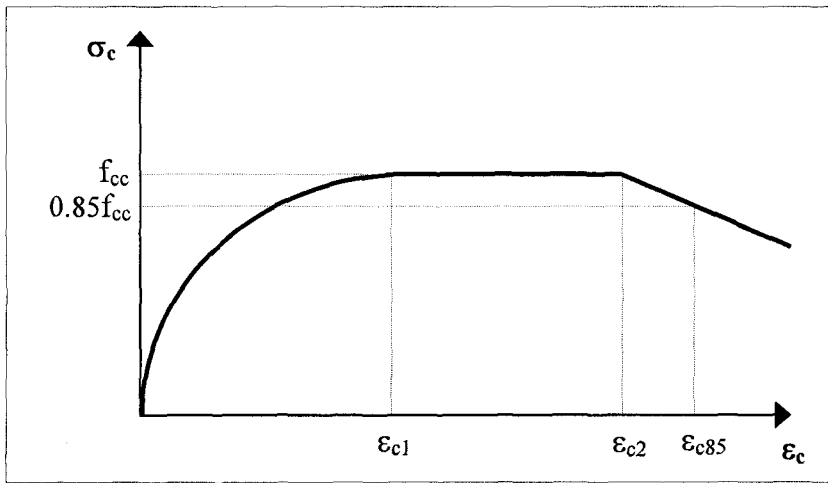
$$\varepsilon_{c1} = 80 \cdot K_o \cdot f_c \cdot 10^{-6} \quad (f_c \rightarrow \text{MPa}) \quad (3.16)$$

$$f_{cc} = 0.85 \cdot f_c \cdot K_o \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{co} \cdot \left[1 + \frac{248}{a} \cdot \left(1 - 5 \cdot \left(\frac{s}{b_k} \right)^2 \right) \cdot \frac{\rho_s \cdot f_{ywk}}{\sqrt{f_c}} \right] \quad (3.18)$$

$$K_o = 1 + \frac{b_k^2}{140 \cdot N_{oc}} \cdot \left[\left(1 - \frac{n \cdot a^2}{5.5 \cdot b_k^2} \right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_k} \right)^2 \right] \cdot \sqrt{\rho_s \cdot f_{ywk}} \quad (3.19)$$

$$N_{oc} = 0.85 \cdot f_c \cdot (A_{ck} - A_{st}) \quad (\text{kN}) \quad (3.20)$$



Şekil 3.4 Sargılı beton $\sigma - \varepsilon$ modeli (Sheikh ve Uzumeri 1982)

Yukarıdaki (3.16)~(3.20) bağıntılarında f_c sargısız beton basınç dayanımı, f_{cc} sargılı beton

basınç dayanımı ($K_o f_c$), s sargı donatısı aralığı, ρ_s sargı donatısı hacimsel yüzdesi, b_k çekirdek betonun küçük boyutu (sargı donatısı merkezinden sargı donatısı merkezine), A_{ck} sargı donatısı merkezinden ölçülen çekirdek beton alanı, A_{st} kesitteki toplam boyuna donatı alanı, f_{ywk} sargı donatı çeliği akma dayanımı, a iki komşu boyuna donatı merkezleri arası uzaklık, n kesitteki boyuna donatı sayısıdır.

3.1.4 Saatçioğlu ve Ravzi Modeli

Sheikh ve Uzumeri modelinde olduğu gibi, bu modelde de boyuna donatının konumu ve sargı donatısı düzeni dikkate alınmıştır. Sargılı beton dayanımı, yanal basınç σ_2 'nin etkisi dikkate alınarak aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$f_{cc} = k_3 \cdot f_c + k_1 \cdot \sigma_2 \quad (\text{MPa}) \quad (3.21)$$

(3.21) bağıntısında k_3 standart silindir numune ile gerçek elemandaki dayanım farkını yansıtan bir katsayıdır (normal dayanımlı betonlar için $k_3=0.85\sim 1$).

$$k_1 = \frac{6.7}{(\sigma_2)^{0.17}} \quad (\sigma_2 \rightarrow \text{MPa}) \quad (3.22)$$

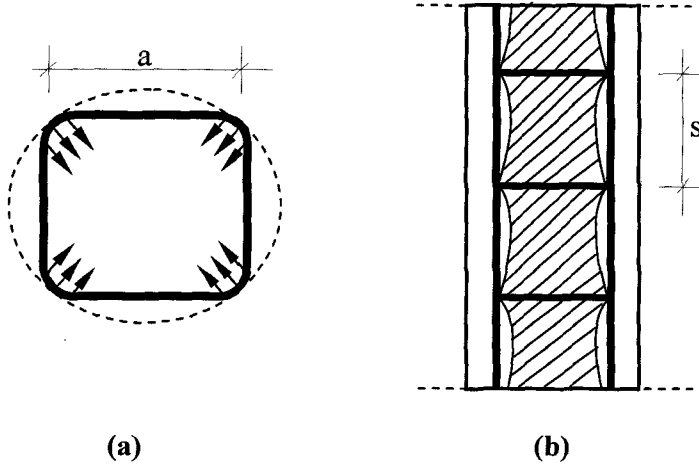
Dairesel fretle sarılmış beton için;

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot A_o}{D(s)} \cdot f_{ywk} \quad (3.23)$$

(3.23) bağıntısında A_o , s ve f_{ywk} sırasıyla fretin kesit alanı, aralığı ve akma dayanımı, D çekirdek beton çapıdır.

Dikdörtgen halkalarla sarılmış beton için;

Şekil 3.5 (a) 'da görüldüğü gibi, sargının dikdörtgen olduğu durumda sargı çubuğunda eğilme deformasyonları hakimdir. Bu nedenle köşelerde sargı etkisi belirginken bu etki, sargı donatısının açıklık ortasına gidildikçe azalmaktadır. Boyuna doğrultuda, iki sargı donatısı arasında basınç dağılımı da düzgün yayılı değildir (Şekil 3.5 (b)). Saatçioğlu ve Ravzi basınç dağılımındaki bu değişmeyi dikkate alabilmek için σ_2 yerine, eşdeğer düzgün yayılı basınç σ_{2e} kullanılmasını önermektedirler.



Şekil 3.5 Etriyeli kolonda sargı etkisi (Ersoy, Özcebe 2001)

$$f_{cc} = k_3 \cdot f_c + k_n \cdot \sigma_{2e} \quad (\text{MPa}) \quad (3.24)$$

$$k_n = \frac{6.7}{(\sigma_{2e})^{0.17}} \quad (\sigma_{2e} \rightarrow \text{MPa}) \quad (3.25)$$

Deneysel verilerden yararlanılarak σ_{2e} için aşağıdaki denklemler çıkartılmıştır.

Kare kesit;

$$\sigma_{2e} = \beta \cdot \sigma_2 \quad (3.26)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum A_o \cdot f_{yw} \cdot \sin \alpha}{s \cdot b_k} \quad (3.27)$$

$$\beta = 0.26 \cdot \sqrt{\left(\frac{b_k}{a}\right) \cdot \left(\frac{b_k}{s}\right) \cdot \left(\frac{1}{\sigma_2}\right)} \leq 1.0 \quad (3.28)$$

Yukarıdaki (3.26)~(3.28) bağıntılarında s sargı donatısı aralığı, b_k çekirdek betonun boyutu (sargı donatısı merkezinden sargı donatısı merkezine), A_o sargı donatısı kesit alanı, f_{yw} sargı donatı çeliği akma dayanımı, a etriye köşesinde yer alan veya çirozlarla tutulu olup, böylece sargı donatısına mesnet oluşturan iki boyuna donatı merkezi arasındaki uzaklık, α sargı donatısının çekirdek beton ile yaptığı açıdır.

Dikdörtgen kesit;

$$\sigma_{2e} = \frac{\sigma_{2ex} \cdot b_{kx} + \sigma_{2ey} \cdot b_{ky}}{b_{kx} + b_{ky}} \quad (3.29)$$

$$\sigma_{2x} = \frac{\sum A_{ox} \cdot f_{ywk} \cdot \sin \alpha}{s \cdot b_{kx}} \quad (\text{MPa}) \quad (3.30)$$

$$\sigma_{2y} = \frac{\sum A_{oy} \cdot f_{ywk} \cdot \sin \alpha}{s \cdot b_{ky}} \quad (\text{MPa}) \quad (3.31)$$

$$\beta_x = 0.26 \cdot \sqrt{\left(\frac{b_{kx}}{a_x}\right) \cdot \left(\frac{b_{kx}}{s}\right) \cdot \left(\frac{1}{\sigma_{2x}}\right)} \leq 1.0 \quad (3.32)$$

$$\beta_y = 0.26 \cdot \sqrt{\left(\frac{b_{ky}}{a_y}\right) \cdot \left(\frac{b_{ky}}{s}\right) \cdot \left(\frac{1}{\sigma_{2y}}\right)} \leq 1.0 \quad (3.33)$$

$$\sigma_{2ex} = \beta_x \cdot \sigma_{2x} \quad (\text{MPa}) \quad (3.34)$$

$$\sigma_{2ey} = \beta_y \cdot \sigma_{2y} \quad (\text{MPa}) \quad (3.35)$$

(3.29)~(3.35) bağıntılarında s sargı donatısı aralığı, b_{kx} ve b_{ky} çekirdek betonun boyutları (sargı donatısı merkezinden sargı donatısı merkezine), $\sum A_{ox}$ ve $\sum A_{oy}$ sırasıyla x ve y yönünde alınan kesitlerdeki sargı donatısının toplam kesit alanı, f_{ywk} sargı donatı çeliği akma dayanımı, a_x ve a_y etriye köşesinde yer alan veya çirozlarla tutulu olup, böylece sargı donatısına mesnet oluşturan iki boyuna donatı merkezi arasındaki uzaklık, α sargı donatısının çekirdek beton ile yaptığı açısıdır.

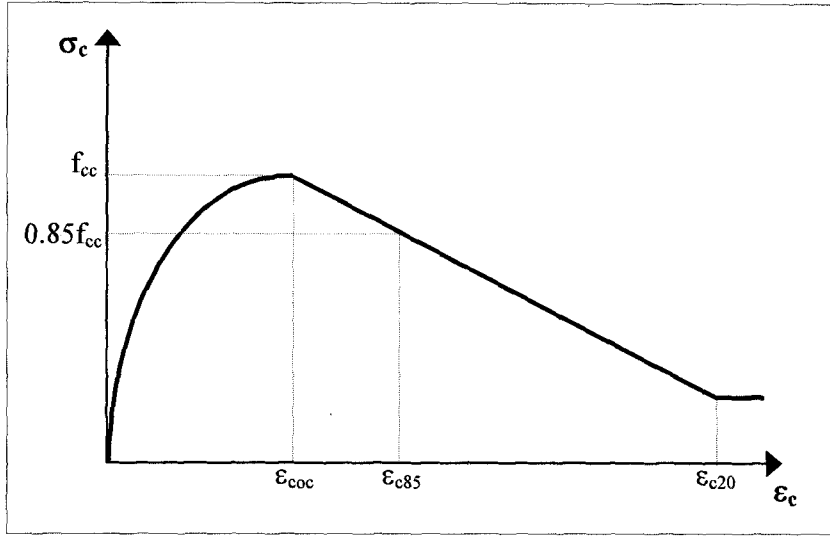
Dikdörtgen kesitlerde sargılı betondaki maksimum gerilme değeri (f_{cc}), kesite etkiyen eşdeğer düzgün yayılı basınç değerleri (σ_{2ex} ve σ_{2ey}) belirlendikten sonra Mander vd. tarafından önerilen ve Şekil 3.8 'de görülen diyagram kullanılarak belirlenebilir.

Saatcioğlu ve Ravzi, f_{cc} 'ye karşılık gelen birim kısalma (ϵ_{coc}) için aşağıdaki denklemleri önermektedir.

$$\epsilon_{coc} = \epsilon_{co} \cdot (1 + 5 \cdot \lambda) \quad (3.36)$$

$$\lambda = \frac{k_n \cdot \sigma_{2e}}{k_3 \cdot f_c} \quad (\sigma_{2e}, f_c \rightarrow \text{MPa}) \quad (3.37)$$

Saatcioğlu ve Ravzi 'nin tanımladıkları σ - ϵ eğrisinin birinci bölümü, parabolle, ikinci bölümü ise bir doğru ile simgelenmektedir İkinci bölümü oluşturan doğru, $0.85f_{cc}$ 'ye karşı gelen birim kısalma için aşağıda önerilen denklemle tanımlanmaktadır (bkz. Şekil 3.6).



Şekil 3.6 Sargılı beton $\sigma - \epsilon$ modeli (Saatçioğlu ve Ravzi 1992)

$$\epsilon_{c85} = 260 \cdot \rho \cdot \epsilon_{coc} + \epsilon_{u85} \quad (\epsilon_{u85} = 0.0038) \quad (3.38)$$

$$\rho = \frac{\sum A_{oxy}}{s \cdot (b_{kx} + b_{ky})} \quad (3.39)$$

Eğrinin birinci bölümü ($0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{coc}$);

$$\sigma_c = f_{cc} \cdot \left[\frac{2 \cdot \epsilon_c}{\epsilon_{coc}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{coc}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2\lambda}} \leq f_{cc} \quad (3.40)$$

Eğrinin ikinci bölümü ($\epsilon_c \geq \epsilon_{coc}$);

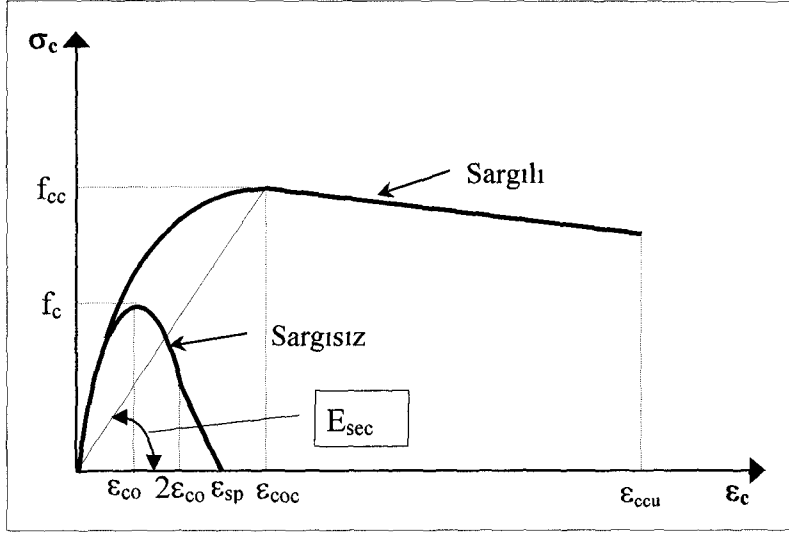
$$\frac{d\sigma}{d\epsilon} = \frac{f_{cc} - 0.85 \cdot f_c}{\epsilon_{coc} - \epsilon_{c85}} \quad (3.41)$$

$$\sigma_c = f_{cc} + \left(\frac{f_{cc} - 0.85 \cdot f_c}{\epsilon_{coc} - \epsilon_{c85}} \right) \cdot (\epsilon_c - \epsilon_{coc}) \quad (3.42)$$

3.1.5 Mander Modeli

Şekil 3.7 'den görüleceği üzere, modelde, sargılı ve sargısız beton için iki ayrı σ - ϵ 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 betonlar için 0.002 olarak alınabilir. Eğrilerin gerilme azalması gösteren ikinci bölümlerinde sargılı beton eğimi sargısız

betona oranla daha küçüktür. Sargılı betonda etkili maksimum birim kısalma (ϵ_{ccu}) tanımlanmıştır.



Şekil 3.7 Sargılı ve sargısız beton $\sigma - \epsilon$ modeli (Mander vd., 1988)

Sargısız beton için

$$E_{sec} = \frac{f_c}{\epsilon_{co}} \quad (3.43)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.44)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.45)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \quad (3.46)$$

$0 < \epsilon_c \leq 2 \cdot \epsilon_{co}$ için;

$$\sigma_c = \frac{f_c \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (3.47)$$

$2 \cdot \epsilon_{co} < \epsilon_c \leq 2 \cdot \epsilon_{sp}$ için;

$$\sigma_c = f_c \cdot \left(\frac{2 \cdot r}{r - 1 + 2^r} \right) \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_c - 2 \cdot \epsilon_{co}}{\epsilon_{sp} - 2 \cdot \epsilon_{co}} \right) \quad (3.48)$$

Sargılı beton için

dikdörtgen etriyelerle sarılmış kesitlerde

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w'^2}{6 \cdot b_c \cdot d_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot b_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2 \cdot d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (3.49)$$

(3.49) bağıntısında b_c ve d_c çekirdek beton boyutları (etriye merkezinden etriye merkezine), w' etriye veya çirozlarla tutulup, böylece sargı donatısına mesnet olan iki boyuna donatı arasında kalan temiz mesafe, ρ_{cc} kesitin toplam boyuna donatı yüzdesi, s' iki etriye arasındaki temiz mesafedir.

Efektif kuşatma katsayısı (k_e), denklem (3.49) ile hesaplanabilir veya kesit tipine göre tipik değeri alınabilir. Efektif kuşatma katsayısı tipik değerleri, dairesel kesitler için 0.95, dikdörtgen kesitler için 0.75, perde kesitleri için 0.6 olarak kullanılır.

$$\rho_x = \frac{A_{ox}}{s \cdot d_c} \quad (3.50)$$

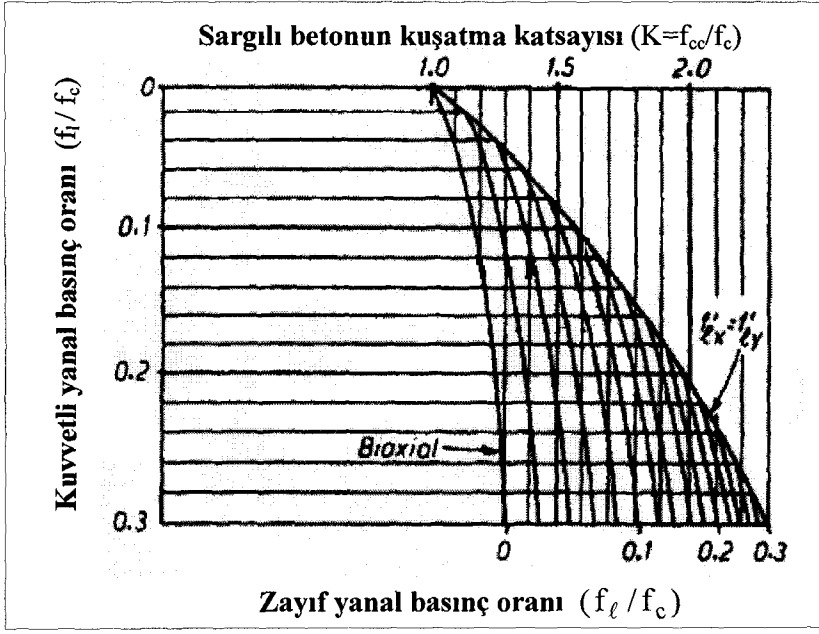
$$\rho_y = \frac{A_{oy}}{s \cdot b_c} \quad (3.51)$$

$$f_{\ell x} = k_e \cdot \rho_x \cdot f_{ywk} \quad (3.52)$$

$$f_{\ell y} = k_e \cdot \rho_y \cdot f_{ywk} \quad (3.53)$$

(3.50) ve (3.53) bağıntılarında, ρ_x ve ρ_y sırasıyla x ve y doğrultularındaki yanal donatı yüzdeleri ($\rho_s = \rho_x + \rho_y$), A_{sx} x doğrultusunda alınan kesitteki yanal donatı miktarı, A_{sy} y doğrultusunda alınan kesitteki yanal donatı miktarı, d_c çekirdek betonun y doğrultusundaki boyutu (sargı donatısı merkezinden sargı donatısı merkezine), b_c çekirdek betonun x doğrultusundaki boyutu (sargı donatısı merkezinden sargı donatısı merkezine), $f_{\ell x}$ ve $f_{\ell y}$ x ve y doğrultularındaki efektif yanal basınçlar, f_{ywk} yanal donatı akma mukavemetidir.

Belirlenen efektif yanal basınçlara göre, sargılı betondaki maksimum gerilme Şekil 3.8 'de görülen diyagram kullanılarak bulunabilir.



Şekil 3.8 Dikdörtgen kesitler için, sargılı betonun kuşatma katsayısının, yanal kuşatma gerilmelerine bağlı olarak belirlenmesi (Mander vd. 1988)

$$f_{cc} = f_c \cdot \left(-1.254 + 2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f_l}{f_c}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_c} \right) \quad (3.54)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (3.55)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3.56)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.57)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (3.58)$$

$$0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{ccu} \text{ için;}$$

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (3.59)$$

3.1.6 Çekme Altındaki Beton için σ - ϵ Modeli

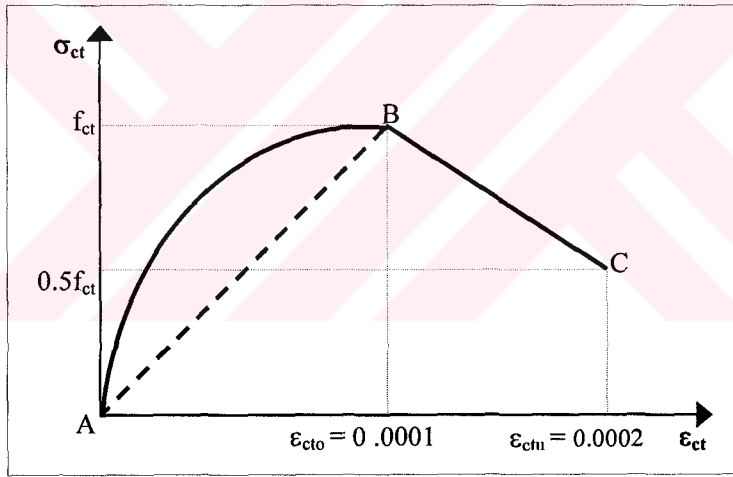
Çekme ile ilgili en kapsamlı deneyler Rüsch tarafından yapılmıştır. Şekil 3.10 'da bu deneylerin ışığında Ersoy, Özcebe 1998 tarafından kullanılması önerilen model görülmektedir. Modelde σ - ϵ eğrisinin birinci bölümü parabol, ikinci bölümü ise bir doğruyla betimlenmiştir. Eğrinin ilk bölümü için parabol yerine, sıfır noktasını f_{ct} ile birleştiren bir doğruda kullanılabilir (Şekil 3.9 'da kesikli çizgilerle gösterilmiştir).

A – B parçası ($0 \leq \epsilon_{ct} \leq \epsilon_{cto}$);

$$\sigma_{ct} = f_{ct} \cdot \left[\frac{2 \cdot \epsilon_{ct}}{0.0001} - \left(\frac{\epsilon_{ct}}{0.0001} \right)^2 \right] \leq f_{ct} \quad (3.60)$$

veya,

$$\sigma_{ct} = 10000 \cdot \epsilon_{ct} \leq f_{ct} \quad (\text{MPa}) \quad (3.61)$$



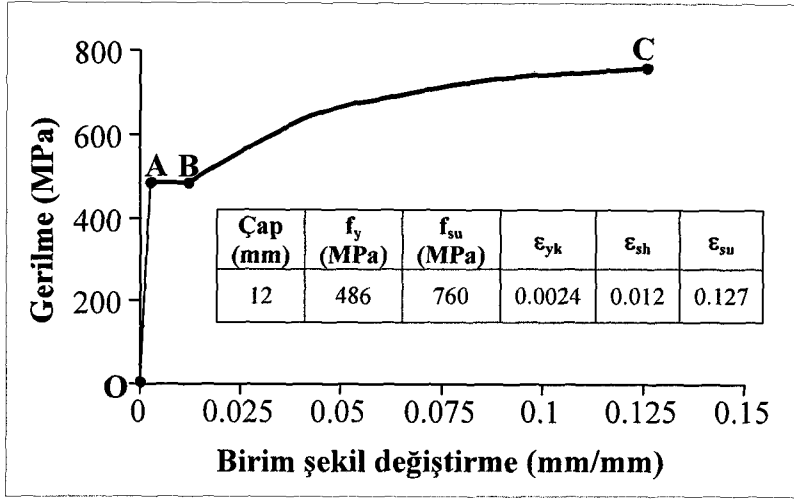
Şekil 3.9 Çekme altındaki beton için σ - ϵ modeli (Ersoy, Özcebe 1998)

B – C parçası ($\epsilon_{cto} < \epsilon_{ct} \leq \epsilon_{ctu}$);

$$\sigma_{ct} = f_{ct} - 5000 \cdot f_{ct} \cdot (\epsilon_{ct} - 0.0001) \geq 0.5 \cdot f_{ct} \quad (\text{MPa}) \quad (3.62)$$

3.2 Donatı Çelikleri İçin Genel Olarak Kullanılan σ - ϵ Modelleri

Donatı çeliğinin artan yük altındaki davranışı, σ - ϵ eğrisinin incelenmesiyle anlaşılabilir. Şekil 3.10 'da doğal sertlikte işlem görmüş bir donatı çeliğinin deneysel olarak elde edilmiş σ - ϵ ilişkisi gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere σ - ϵ ilişkisi üç bölümden oluşmaktadır.

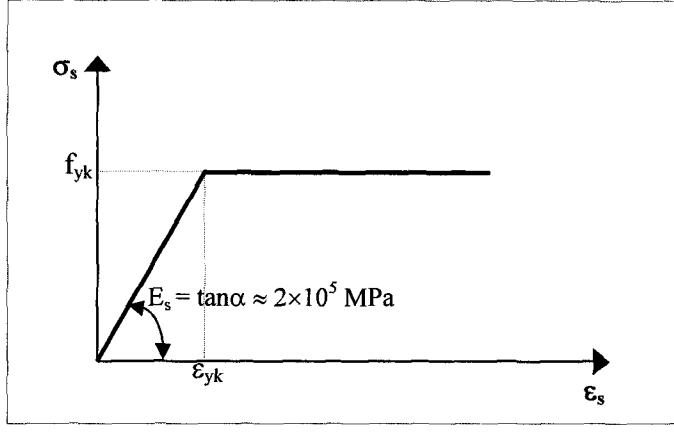


Şekil 3.10 Doğal sertlikteki bir çeliğin σ - ϵ ilişkisi (Ersoy, Özcebe 1998)

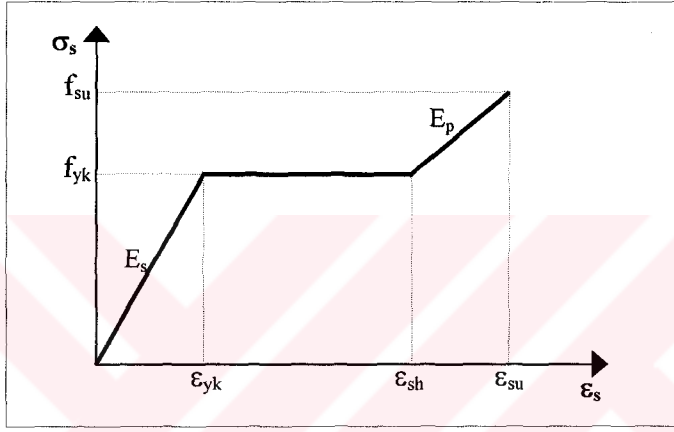
- OA** Elastik davranışı simgeleyen bu bölümde, karakteristik akma dayanımına (f_{yk}) kadar gerilmeyle birim şekil değiştirme ilişkisi doğrusaldır.
- AB** σ - ϵ ilişkisinin ikinci bölümünde, A noktasında çelik aktıktan sonra, B noktasına kadar sabit gerilme altında birim şekil değiştirme artmaktadır.
- BC** σ - ϵ ilişkisinin üçüncü bölümünde, B noktasındaki birim şekil değiştirme geçildiğinde, çelikte pekleşme olmakta ve artan şekil değiştirme altında çelikteki gerilme yeniden artmaya başlamaktadır. C noktasında donatı çeliği için kopma dayanımı ve birim şekil değiştirme değerlerine ulaşılmaktadır.

Donatı çeliğinde basınç ve çekme altındaki davranışları bakımından σ - ϵ eğrileri arasında önemli bir fark yoktur. Bu nedenle donatı çeliğinin çekme ve basınç altındaki davranışının özdeş olduğu varsayılır.

Şekil 3.10 'da gösterilen deneysel gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi, genelde Şekil 3.11 'de gösterildiği gibi elasto-plastik bir eğri ile idealize edilebilir. Bu genel olarak kabul edilen ve yaygın olarak kullanılan bir modeldir. Pekileşme etkisi de dikkate alınacaksa, eğrinin akma noktasından sonraki düz bölümü Şekil 3.12 'de görüldüğü gibi değiştirilebilir. Bu değiştirilen eğri parçasının eğimi kullanılan çeliğin özelliklerine göre deneysel olarak belirlenmelidir. (Gündüz, 1990).



Şekil 3.11 Donatı çeliği için elasto-plastik davranış modeli (CEB/FIB, 1978)



Şekil 3.12 Donatı çeliği için pekleşmeli davranış modeli (Gündüz, 1990)

Şekil 3.12 deki pekleşmeli davranış modelinde, pekleşmeyi temsil eden bölümün eğimi, *plastiklik modülü*, E_p , terimiyle adlandırılmıştır.

$$E_p = \frac{f_{su} - f_{yk}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \quad (3.63)$$

O halde, belirli bir $\epsilon_s > \epsilon_{sh}$ birim şekil değiştirme değeri için donatı çeliğindeki gerilme aşağıdaki genel bağıntıyla hesaplanabilir.

$$\sigma_s = f_{yk} + (\epsilon_s - \epsilon_{sh}) \cdot E_p \leq f_{su} \quad (3.64)$$

(3.60) ve (3.61) bağıntılarında f_{su} donatı çeliğinin karakteristik kopma mukavemeti, f_{yk} donatı çeliğinin karakteristik akma mukavemeti, ϵ_{su} donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirme değeri, ϵ_{sh} donatı çeliğinin pekleşme başlangıç birim şekil değiştirme değeri, E_p donatı çeliğinin plastiklik modülüdür.

4. ÇEŞİTLİ DEĞİŞKENLERİN KOLON DAVRANIŞI ÜZERİNE ETKİLERİ

Bu bölümde, çeşitli tasarım değişkenlerinin kolon davranışı üzerine etkileri, moment-eğrilik ilişkileri ve karşılıklı etkileşim diyagramları izlenerek irdelenecektir. Moment-eğrilik ilişkilerinin hesabında 2.2.2 bölümündeki hesap esaslarına dayanan ve bu çalışma için hazırlanan visual basic dilinde hazırlanmış bir yazılımdan (bkz. Ek1.1 ve 1.2) yararlanılmıştır. Yazılımın hazırlanmasında gerçeğe daha yakın malzeme modelleri kullanılmış, betondaki çekme, donatıdaki pekleşme, sargı etkisi ve aşama aşama kabuk betonun ezilmesi gibi etkenler göz önünde bulundurulmuştur.

Değişik eksenel yük düzeylerindeki kolon pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerini (M_p) görebilmek amacıyla, bu çalışma için hazırlanan yazılım kullanılarak, değişik eksenel yük düzeylerine karşılık gelen moment-eğrilik ilişkileri çizilip, incelenen aralıkta beton birim kısılması gözetilmeksizin pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri tespit edilerek, maksimum eğilme momenti ve buna karşılık gelen eksenel yük değerlerinden faydalanılarak, kolon kesiti için **pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi etkileşim diyagramı (PEMKED)** oluşturulmuştur. Bu yöntemle elde edilen eğriler, karşılıklı etkileşim diyagramlarında **PEMKED** olarak adlandırılmıştır.

Moment-eğrilik ilişkilerinin elde edilmesinde yapılan kabuller şöyle sıralanabilir:

- Sargılı ve sargısız betonun basınç altındaki davranışı için Geliştirilmiş Kent-Park modeli kullanılmıştır (bkz. 3.1.2 bölümü Şekil 3.3).
- Çekme altındaki beton davranışı için 3.1.6 bölümündeki malzeme modeli kullanılmıştır.
- Donatı çeliğinde pekleşme etkilerini de dikkate alan üç doğrulu bir malzeme modeli kullanılmıştır (bkz. Çizelge 4.3 ve Şekil 3.12)
- Sargısız betonda, maksimum gerilme $k_3 \sigma_c$ ($k_3 = 0.85$) (Ersoy 1998), maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısılma 0.002 ve etkili maksimum birim kısılma (sargısız betonun ezilme birim kısılma değeri) 0.004 olduğu varsayılmıştır.
- Moment-eğrilik ilişkileri $0 \leq \epsilon_c \leq 0.02$ ($\epsilon_{ccu}=0.02$) aralığında incelenmiştir.

TS500 'e göre karşılıklı etkileşim diyagramlarını elde etmek için basınç bölgesindeki betonun gerilme dağılımının eşdeğer dikdörtgen olduğu, donatı çeliğinin elasto-plastik davranış gösterdiği varsayılmakta ve en dış basınç lifindeki birim kısılmanın son limit durumda 0.003 'e eşit olduğu kabul edilmektedir. Malzeme hesap dayanımları esas alınarak ($f_{cd}=f_{ck}/1.5$, $f_{yd}=f_{yk}/1.15$), tarafsız eksen derinliğini değiştirmek suretiyle hesaplanan eksenel yük(N_r) ve eğilme momenti taşıma gücü (M_r) değerlerine göre elde edilen karşılıklı etkileşim

diyagramları, pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi etkileşim diyagramlarıyla (*PEMKED*) karşılaştırılacaktır.

Ersoy, kolonların pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri üzerinde donatı pekleşmesinin daha az, sargılı beton davranışının ise daha fazla etkili olacağından hareketle, M_p 'nin hesabında TS 500 tarafından verilen taşıma gücü yönteminin f_{yd} yerine f_{yk} ve f_{cd} yerine f_{cc} ($f_{cc}=1.15f_{ck}$ olmak üzere) alınması şartıyla aynen kullanılabileceğini önermektedir (Ersoy, 1998). Bu bölümde, ayrıca bu öneriye göre bulunan karşılıklı etkileşim diyagramları da karşılaştırılacaktır.

Bu bölümde yapılan karşılaştırmalarda kullanılan elemanların özellikleri Çizelge 4.1 'de, beton ve donatı çeliği mekanik özellikleri ile kesit geometrik özellikleri sırasıyla Çizelge 4.2, Çizelge 4.3 ve Çizelge 4.4 'de özetlenmiştir.

Çizelge 4.1 Eleman özellikleri

Eleman ismi	Beton sınıfı	Boyuna donatı sınıfı	Sargı donatısı sınıfı	Kesit tipi
A ₀ , A ₁ , A ₄ , A ₇ , A ₁₀ , B ₁ , B ₃ , B ₅ , B ₇ , C ₁ , C ₃ , C ₅ , C ₇ , D ₁ , D ₃ , D ₅ , D ₇ , E ₁ , E ₃ , E ₅ , E ₇ , F ₁ , F ₃ , F ₅ , F ₇ , G ₁ , G ₂ , G ₃ , G ₄ , G ₅ , G ₆ , G ₇ , G ₈ ,	C20	S420a	S420a	a
A ₂ , A ₅ , A ₈ , A ₁₁	C30	S420a	S420a	a
A ₃ , A ₆ , A ₉ , A ₁₂	C40	S420a	S420a	a
B ₂ , B ₄ , B ₆ , B ₈	C20	S420a	S420a	b
C ₂ , C ₄ , C ₆ , C ₈	C20	S420a	S420a	d
D ₂ , D ₄ , D ₆ , D ₈	C20	S420a	S220a	a
E ₂ , E ₄ , E ₆ , E ₈	C20	S420a	S420a	c
F ₂ , F ₄ , F ₆ , F ₈	C20	S220a	S420a	a

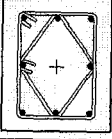
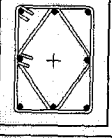
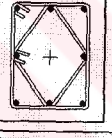
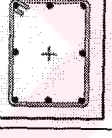
Çizelge 4.2 Analizde kullanılan beton sınıflarının mekanik özellikleri (TS 500-2000)

Beton Sınıfı	f_{ck} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	k_1
C20	20	1.6	0.85
C30	30	1.9	0.82
C40	40	2.2	0.76

Çizelge 4.3 Analizde kullanılan donatı çeliklerinin mekanik özellikleri (TS 500-2000)

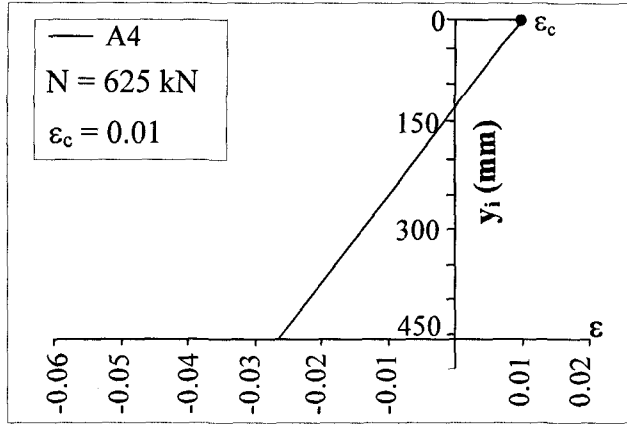
Donatı Sınıfı	f_{yk} (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{sh} ($\varnothing \leq 32$)	ϵ_{su} ($\varnothing \leq 32$)
S420a	420	500	0.01	0.12
S220a	220	340	0.02	0.18

Çizelge 4.4 Analizde kullanılan kesitlerin geometrik özellikleri

Kesit Tipi	Kesit	Kesit genişliği × yüksekliği (mm × mm)	Örtü beton kalınlığı (mm)	Boyuna donatısı	Sargı donatısı / aralığı (mm)
a		500 × 500	25	8 ϕ 20	2- ϕ 8/100
b		500 × 500	25	8 ϕ 20	2- ϕ 8/200
c		500 × 500	25	8 ϕ 26	2- ϕ 8/100
d		500 × 500	25	8 ϕ 20	ϕ 8/100

Analiz sırasında, incelenen aralıktaki herhangi bir birim kısalma değerinde, çekme donatısının kopma durumuna gelmesi halinde (eksenel yük düzeyinin küçük olduğu durumlarda karşılaşılmaktadır), moment-eğrilik eğrisi o noktayla sınırlandırılmıştır. Bu nedenle çizilmiş olan moment-eğrilik eğrilerinde, birim kısalma aralıkları değişken olmakla birlikte, her bir moment-eğrilik ilişkisinde birim kısalma aralığı kendi içinde özdeş alınmıştır.

Çeşitli değişkenlerin davranışa etkisiyle ilgili yapılan karşılaştırmalarda, moment-eğrilik ilişkilerinin yanında, değişkenin davranış üzerindeki etkisini daha net göstermek amacıyla belirli birim kısalma değeri için kesitin birim şekil değiştirme dağılımı gösterilmiştir. Bunun yanında moment-eğrilik eğrilerinde, çekme donatısındaki akmanın, kabuk betondaki ezilmenin, çekme donatısındaki pekleşmesinin ve kesitin pekleşmeli eğilme momenti kapasitesinin daha net görülmesi için, bu durumları yansıtan değerler çizelge halinde sunulmuştur.

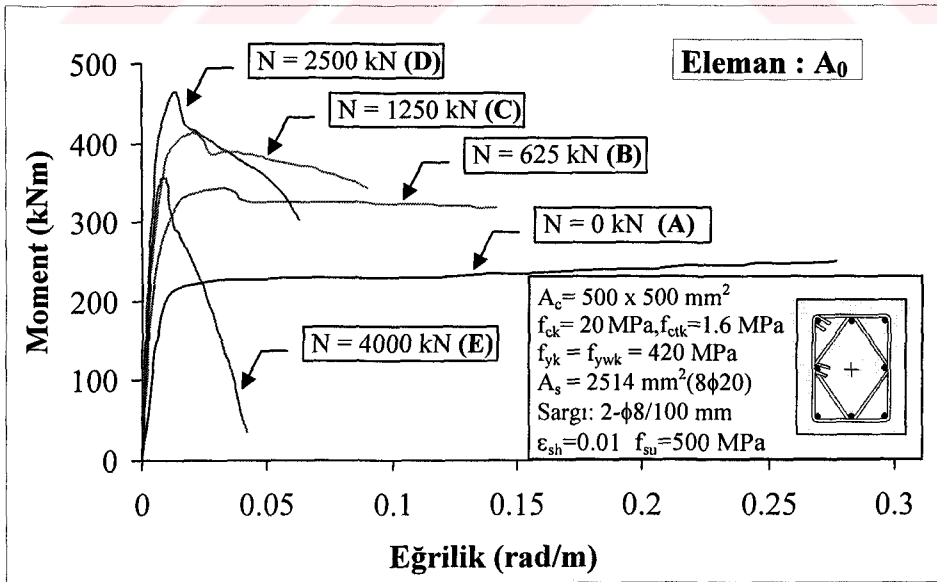


Şekil 4.2 Örnek birim şekil değiştirme dağılımı

4.1 Eksenel Yükün Etkisi

Eksenel yükün kolon davranışı üzerine etkisini görmek amacıyla, Çizelge 4.1 'de A_0 olarak adlandırılmış olan bir kolon kesiti dikkate alınmıştır. Söz konusu kolonun değişik eksenel yükler altındaki davranışı Şekil 4.3 'deki moment-eğrilik eğrilerinden ve Şekil 4.4 'teki karşılıklı etkileşim diyagramından görülebilir.

Süneklik, en genel haliyle, taşıyıcı sistem elemanının taşıma gücünde önemli bir düşme olmadan şekil değiştirme yapabilmesi olarak tanımlanabilir. Eksenel yük düzeyinin kesit sünekliği üzerindeki etkisi moment-eğrilik ilişkisi izlenerek irdelenebilir.

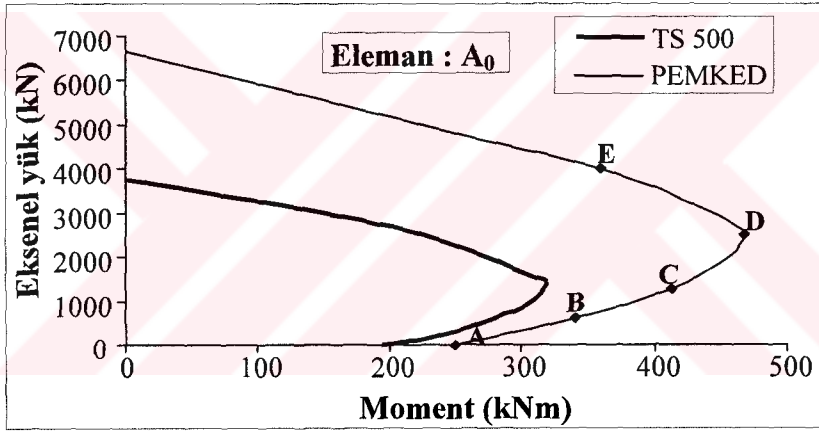


Şekil 4.3 Moment-eğrilik ilişkileri: Eksenel yükün kolon davranışına etkisi

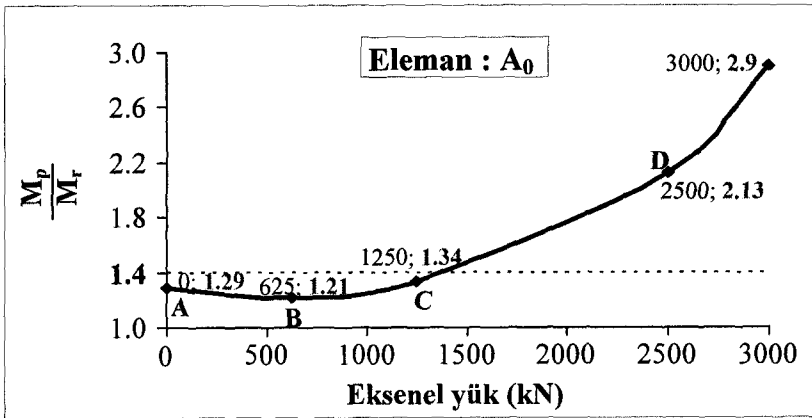
Şekil 4.3 'de moment-eğrilik ilişkileri gösterilmiş olan kolon kesiti için,

ABYYHY98 'ce izin verilen en büyük aksel yük değeri 2500 kN 'dur. moment-eğrilik ilişkilerinden görüldüğü gibi, aksel yük düzeyi bu değerin üstündeki E noktasında, kesitin davranışı oldukça gevrektiler. Burada hemen belirtmek gerekir ki, söz konusu gevrek davranış, sargı donatısı ABYYHY 'ce verilen koşulları sağlamasına rağmen gerçekleşmektedir. Aksel yük düzeyinin 2500 kN olduğu D noktası için, kesitin eğilme momenti kapasitesinde %10 ~ 15 civarında bir azalma kabul edilse bile, kesitin sünekliği, aksel yükün 625 kN ve 1250 kN olduğu durumlara göre çok daha azdır. Bu bağlamda aksel yük seviyesinin kesit sünekliği ve dolayısıyla kesitin dönme kapasitesi üzerinde etkili bir parametre olduğu açıkça görülmektedir.

Şekil 4.4'teki karşılıklı etkileşim diyagramı üzerinde işaretlenmiş olan ve sırasıyla A, B, C, D ve E olarak adlandırılmış noktalara karşılık gelen pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri (M_p), Şekil 4.3 teki moment eğrilik ilişkilerinden tespit edilerek, kesitin pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi etkileşim diyagramı oluşturulmuştur (**PEMKED**).



Şekil 4.4 Karşılıklı etkileşim diyagramı: Eksenel yükün kolon davranışına etkisi



Şekil 4.5 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi

ABYYHY 1998 'de kolonların kirişlerden güçlü olma koşulu sağlanamadığı durumda veya sağlansa bile güvenli tarafta kalmak üzere, kolonların enine donatı hesabına esas olacak kesme kuvvetinin belirlenmesinde, pekleşmeli kolon taşıma gücü momentleri (M_p) (malzeme karakteristik değerleri ve çeliğin pekleşme etkisi göz önüne alınarak hesaplanan taşıma gücü momentleri) kullanılarak hesap yapılmasını, kesin hesap yapılamaması durumunda ise pekleşmeli kolon taşıma gücü momentlerinin TS500'e göre bulunan taşıma gücü momentlerinin (M_r) 1.4 katı olarak alınabileceği önerilmektedir.

Şekil 4.4 'deki karşılıklı etkileşim diyagramından, söz konusu kolon kesiti için eksenel yük düzeyine göre, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500'e göre bulunan taşıma gücü momentlerine (M_r) göre değişimleri gözlenebilir.

Şekil 4.5 'de ise, ele alınan kesit için değişik eksenel yük seviyelerindeki pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500'e göre bulunan taşıma gücü momentlerine (M_r) göre oranı gösterilmiştir. Şekilden görüleceği üzere, incelenen kesit için, A ve B noktaları arasında pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri, TS500 'e göre bulunan taşıma gücü momentinin 1.29 ~ 1.21 katı arasında, B ve C noktaları arasında 1.21 ~ 1.34 katı arasında, C ve D noktaları arasında 1.34 ~ 2.13 katı arasında değişmektedir. Eksenel yük değeri 2500 kN (ABYYHY 1998 'de kolon tasarımında izin verilen en büyük eksenel yük ($0.5f_{ck}A_c$) değeri) olan D noktasından sonra söz konusu oranın artış eğiliminde olduğu görülmektedir.

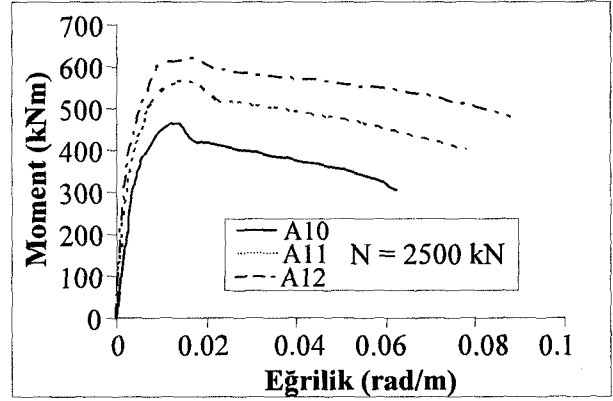
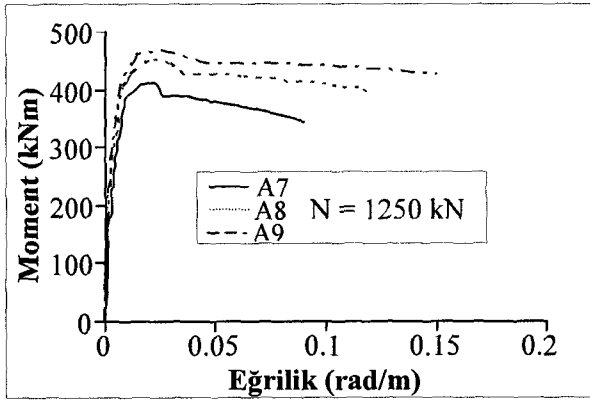
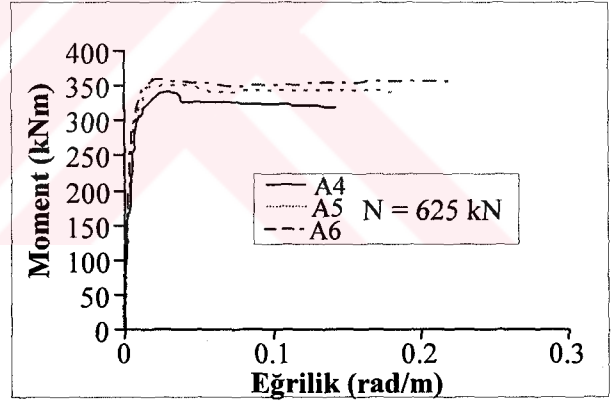
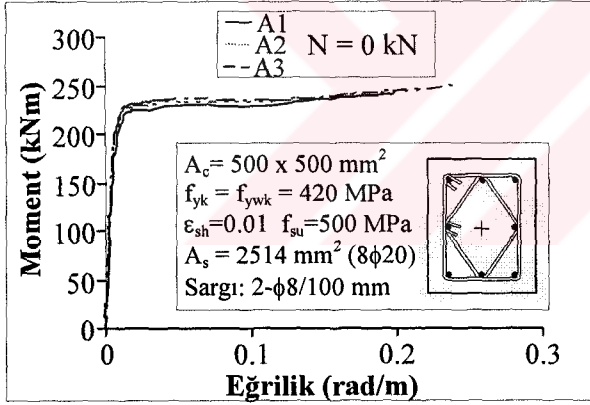
4.2 Beton Sınıfının Etkisi

Beton sınıfının kolon davranışı üzerine etkisini görmek amacıyla, eksenel yük seviyesi ve beton mukavemeti değişken 12 adet örnek kesit incelenerek, sonuçlar Çizelge 4.6 ve Şekil 4.6, Şekil 4.7 ile Şekil 4.8 'de özetlenmiştir.

Çizelge 4.6 ,Şekil 4.6 'daki moment-eğrilik eğrileri ve Şekil 4.7 'deki kesitin birim şekil değiştirme dağılımlarından, sabit eksenel yük altındaki kesitin sünekliğinin, beton dayanımı yükseldikçe arttığı görülmektedir.

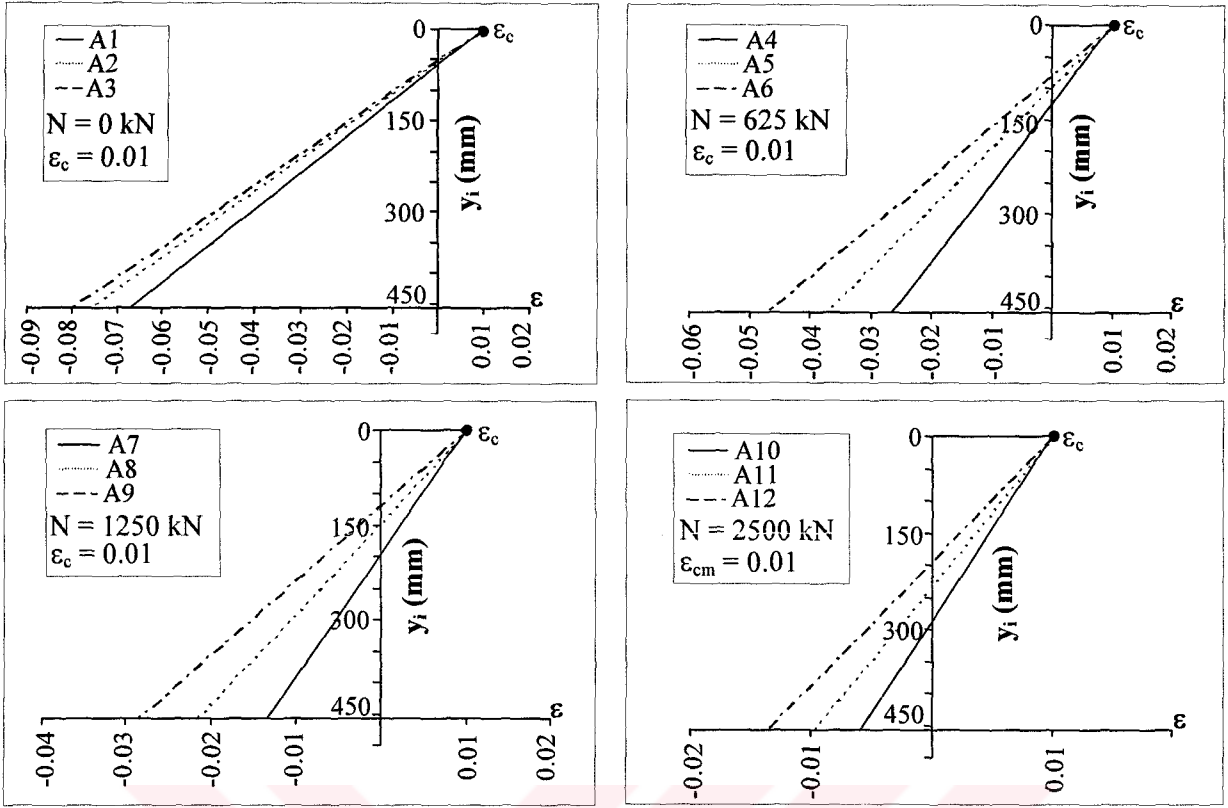
Çizelge 4.6 Kolon davranışına beton sınıfının etkisi

Eleman Özellikleri			Eğrilik (rad/m)			Maksimum momentte en dış basınç lifindeki birim şekil değiştirme (ϵ_{cm})	Moment (kNm)	
Eleman ismi	f_{ck} (MPa)	Eksenel yük(N) (kN)	Çekme donatısında akma	Çekme donatısında pekleşme	Kabuk betonda ezilme		Pekleşmeli moment kapasitesi (M_p) (kNm)	$\epsilon_c = 0.003$ için moment (kNm)
A1	20	0	0.0063	0.0274	0.0648	0.0181	249.62	227.46
A2	30	0	0.0060	0.0257	0.0739	0.0147	253.30	232.65
A3	40	0	0.0058	0.0258	0.0796	0.0120	249.66	236.11
A4	20	625	0.0076	0.0296	0.0354	0.0034	341.31	340.30
A5	30	625	0.0070	0.0281	0.0459	0.0031	350.95	350.87
A6	40	625	0.0065	0.0279	0.0518	0.0024	359.07	357.75
A7	20	1250	0.0087	0.0380	0.0225	0.0040	412.34	409.22
A8	30	1250	0.0077	0.0319	0.0295	0.0030	452.58	452.58
A9	40	1250	0.0073	0.0299	0.0355	0.0024	469.29	467.12
A10	20	2500	0.0127	*	0.0139	0.0037	468.09	451.74
A11	30	2500	0.0097	0.0444	0.0182	0.0028	562.62	561.41
A12	40	2500	0.0085	0.0375	0.0217	0.0027	619.84	617.44

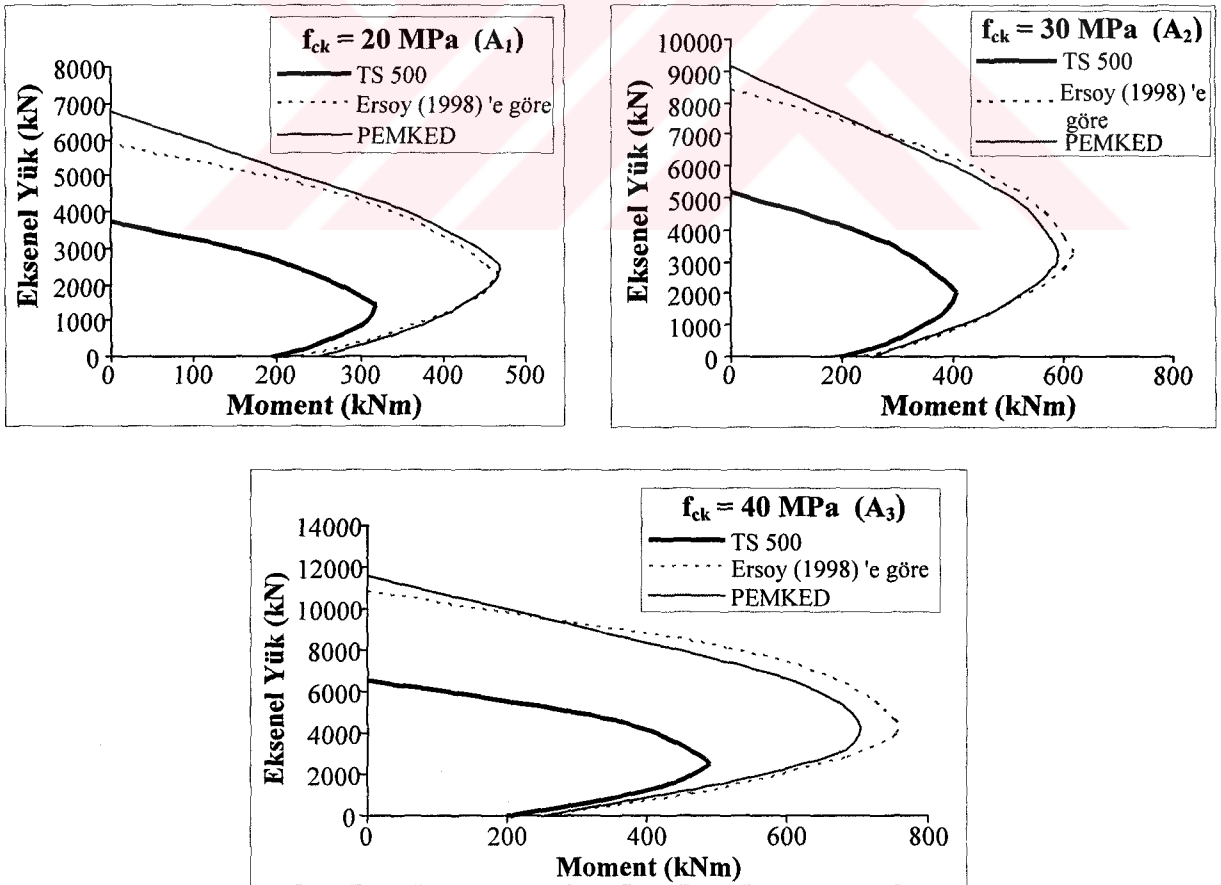


Şekil 4.6 Moment-eğrilik ilişkileri: Beton sınıfının kolon davranışına etkisi

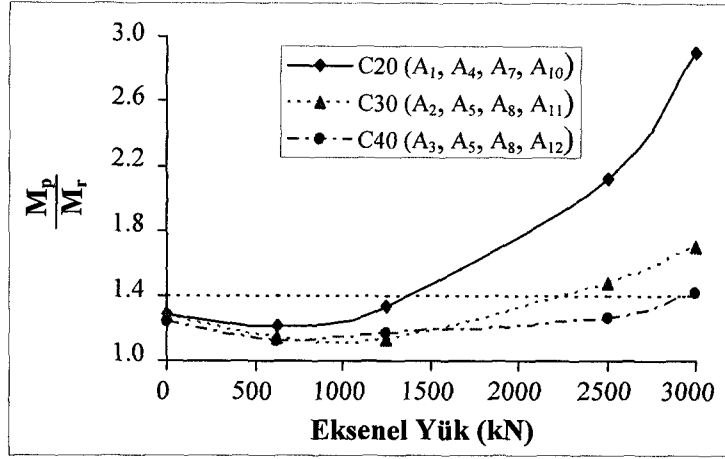
* Çizelgedeki boş değerler incelenen aralıkta anılan olayın gerçekleşmediğini göstermektedir.



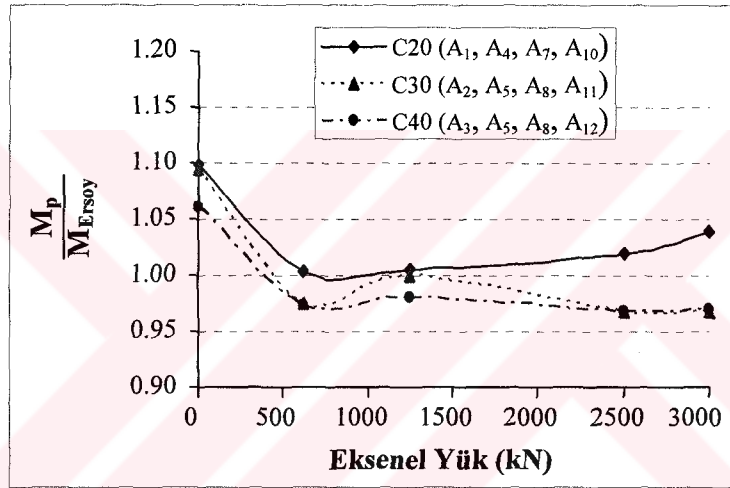
Şekil 4.7 Birim şekil değiştirme dağılımı: Beton sınıfının kolon davranışına etkisi



Şekil 4.8 Karşılıklı etkileşim diyagramları: Beton sınıfının kolon davranışına etkisi



Şekil 4.9 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Beton sınıfının etkisi



Şekil 4.10 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Beton sınıfının etkisi

Şekil 4.9 'dan görüleceği üzere, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) göre değişimleri beton dayanımı yükseldikçe azalmaktadır. eksenel yük 0 ile 2500 kN aralığında bulunduğu durumda, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin, TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine oranı, C20 betonu kullanılan kesitlerde yaklaşık 1.29 ~ 2.13 katı; C30 betonu kullanılan kesitlerde 1.28 ~ 1.48 katı; C40 betonu kullanılan kesitlerde 1.24 ~ 1.27 katı olduğu gözlemlenmiştir. Bu durum analitik yöntemde, beton mukavemetinin artmasıyla sargılı betonun kuşatma katsayısının küçülmesinden kaynaklanmaktadır.

Şekil 4.8 ve Şekil 4.10 'da Ersoy 1998 'de önerilen yöntem ($f_{cc}=1.15f_{ck}$) ile analitik yöntemle

bulunan karşılıklı etkileşim diyagramlarında, moment kapasitelerinde farklılıklar olduğu gözükmemektedir. Bu durum, eksenel yük seviyesinin küçük olduğu (dolayısıyla tarafsız eksen derinliğinin küçük olduğu) bölgede donatı pekleşmesinden kaynaklanmaktayken; eksenel yük seviyesinin arttığı (dolayısıyla tarafsız eksen derinliğinin büyüdüğü) bölgelerde ise, Ersoy tarafından önerilen yöntemde sabit bir kuşatma katsayısı (1.15) kullanılması karşın, analitik yöntemde, beton basınç mukavemetinin artmasıyla ile sargılı betonun kuşatma katsayısının küçülmesinden kaynaklanmaktadır. Sargılı betonun kuşatma katsayısı beton dayanımında başka, etriyenin akma dayanımı, sıklığı, miktarı ve boyutlarından etkilenmektedir.

Çizelge 4.6 'da Ersoy tarafından önerilen yöntem ($f_{cc}=1.15f_{ck}$) ile bulunan eğilme momentleri (M_{Ersoy}) ile pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri (M_p), beton sınıfı C20 olan kesitler için boyutsuz hale getirilerek karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.7 Kolon moment kapasitelerinin karşılaştırılması (A_1, A_4, A_7, A_{10})

Boyutsuz Eksenel yük $\left(\frac{N}{b \cdot h \cdot f_{ck}} \right)$	Boyutsuz moment kapasitesi $\left(\frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}} \right)$	
	PEMKED	Ersoy tarafından önerilen yöntem (f_{yk} ve $f_{cc}= 1.15f_{ck}$)
0.0 (A_1)	0.100	0.091
0.125 (A_4)	0.137	0.136
0.250 (A_7)	0.165	0.164
0.500 (A_{11})	0.187	0.184

Çizelge 4.7 'den görüleceği üzere, Ersoy tarafından önerilen yöntem ve analitik yöntemle (PEMKED) bulunan kapasiteler arasındaki fark genelde % 5 in altındadır. Sargılı betonun kuşatma katsayısının değişimi doğrultusunda bu farkın değişeceği beklenebilir.

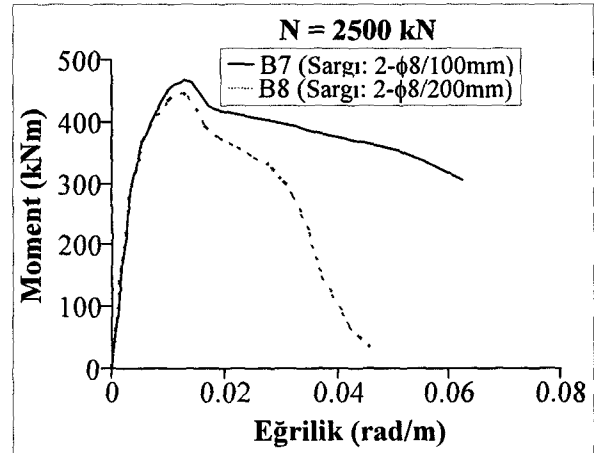
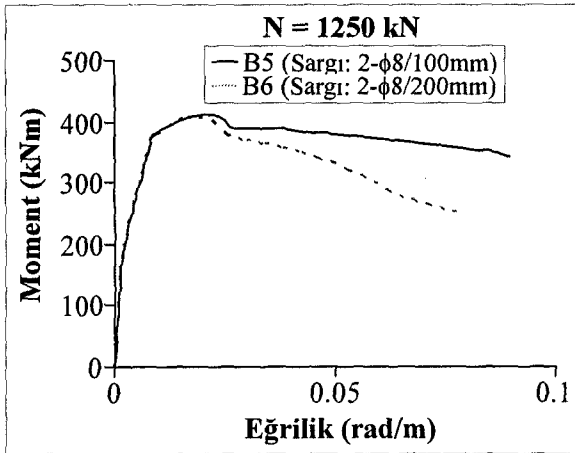
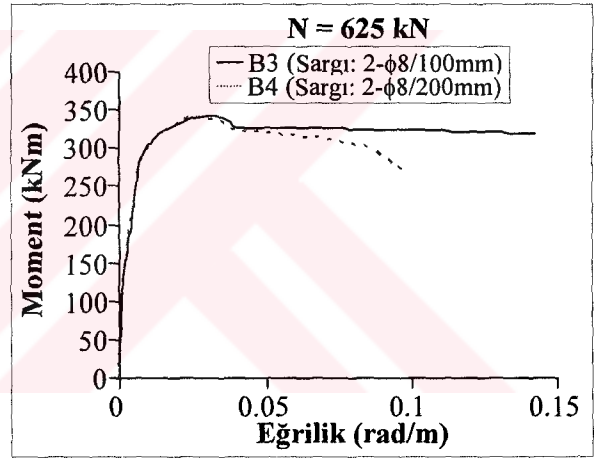
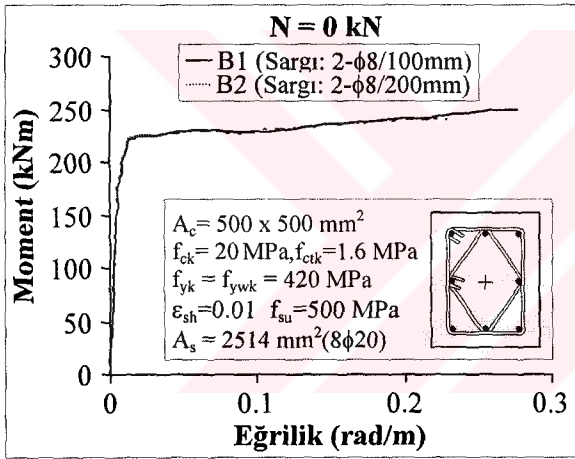
4.3 Sargı Donatısının Etkisi

4.3.1 Sargı Donatısı Aralığının Etkisi

Etriye aralığının kolon davranışı üzerine etkisini görmek amacıyla, eksenel yük seviyesi ve etriye aralığı değişken 8 adet örnek kesit incelenerek, sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

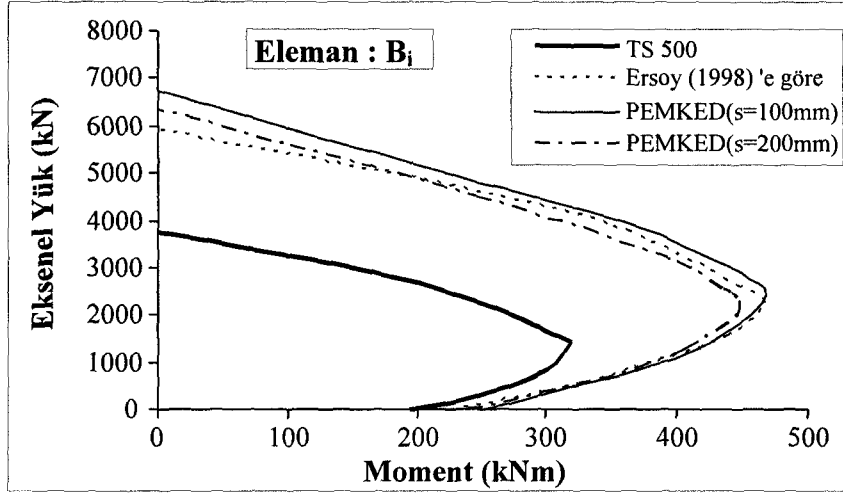
Çizelge 4.8 Kolon davranışına etriye aralığının etkisi

Eleman Özellikleri			Eğrilik (rad/m)			Maksimum momentte en dış basınç lifindeki birim şekil değiştirme (ϵ_{cm})	Moment (kNm)	
Eleman ismi	Etriye sıklığı (s) (mm)	Eksenel yük(N) (kN)	Çekme donatısında akma	Çekme donatısında pekleşme	Kabuk betonda ezilme		Pekleşmeli moment kapasitesi (M_p) (kNm)	$\epsilon_c = 0.003$ için moment (kNm)
B1	100	0	0.0063	0.0274	0.0648	0.0181	249.62	227.46
B2	200	0	0.0063	0.0272	0.0641	0.0174	240.09	227.32
B3	100	625	0.0076	0.0296	0.0354	0.0034	341.31	340.30
B4	200	625	0.0075	0.0296	0.0340	0.0033	340.01	339.10
B5	100	1250	0.0087	0.0380	0.0225	0.0040	412.34	409.22
B6	200	1250	0.0087	0.0413	0.0218	0.0035	404.38	403.80
B7	100	2500	0.0127	*	0.0139	0.0037	468.09	451.74
B8	200	2500	0.0147	*	0.0132	0.0040	441.27	432.40

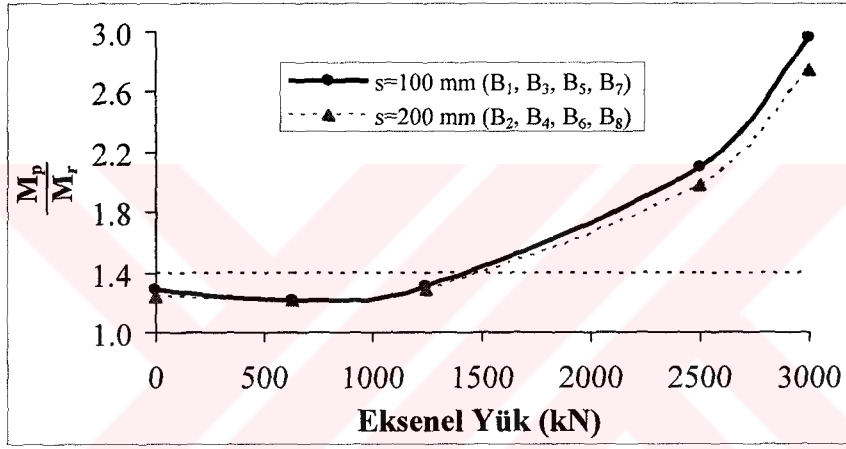


Şekil 4.11 Moment-eğrilik ilişkileri: Etriye aralığının kolon davranışına etkisi

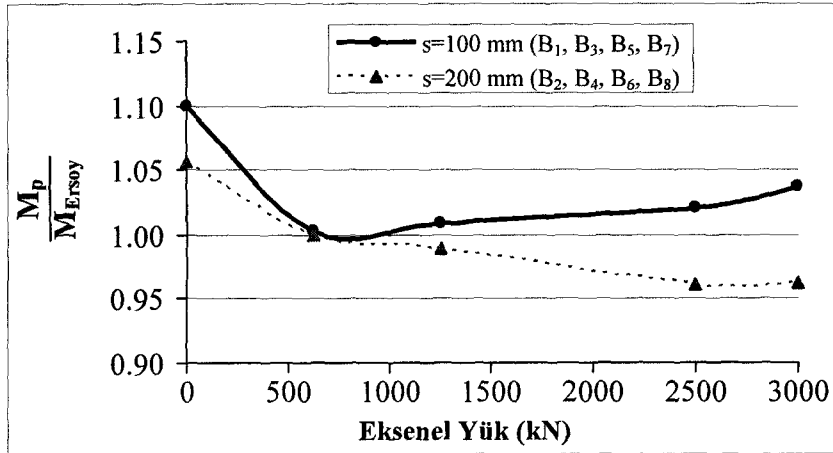
* Çizelgedeki boş değerler incelenen aralıkta anılan olayın gerçekleşmediğini göstermektedir.



Şekil 4.12 Karşılıklı etkileşim diyagramı: Etriye aralığının kolon davranışına etkisi



Şekil 4.13 Değişik eksel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Etriye aralığının etkisi



Şekil 4.14 Değişik eksel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Etriye aralığının etkisi

Çizelge 4.8 'den ve Şekil 4.11 'deki moment-eğrilik eğrilerinden, sabit eksenel yük altındaki kesitin sünekliğinin etriye aralığı küçüldükçe arttığı görülmektedir.

Şekil 4.11 'deki moment eğrilik ilişkilerinde, sargı donatısı aralığının değişik eksenel yük düzeylerinde, kesitin maksimum moment taşıma kapasitesi üzerinde fazlaca etkili olmadığı, kesitin sünekliği üzerinde ise daha fazla olumlu etkiye sahip olduğu gözlenebilir. Eksenel yük düzeyine bağlı olarak karşılaştırılan elemanlar, etriye aralığının değişimiyle, moment-eğrilik eğrilerindeki moment taşıma kapasitesinin en büyük değerine ulaştığı noktadan itibaren büyük farklılıklar sergilemektedir. ABYYHY 1998 'de öngörülen eksenel yük sınırı ($0.5f_{ck}A_c$) olan $N = 2500$ kN 'luk sabit eksenel yük altında etriye aralığı 200 mm olan B8 elemanı, kabuk betonun atmasıyla kaybedilen kapasitenin, sargı etkisi tarafından karşılanamamasından kaynaklanan oldukça gevrek bir davranış sergilemektedir. Etriye sıklığının, moment-eğrilik ilişkisinde eğrinin eğimi üzerindeki olumlu etkisi, eksenel yük düzeyi arttıkça daha da belirginleşmektedir.

Şekil 4.12 ve Şekil 4.14 'den görüleceği üzere, Ersoy tarafından önerilen yöntem ile analitik yöntem kullanılarak bulunan karşılıklı etkileşim diyagramlarında, eksenel yük seviyesinin arttığı bölgelerde, kesitin moment taşıma kapasitelerindeki farklılıklar görülmektedir. Bunun nedeni, etriye aralığının artmasıyla betonun kuşatma katsayısının küçülmesidir. Bu farklar genelde %5 in altındadır. Sargılı betonun kuşatma katsayısının değişimi doğrultusunda bu farkın değişeceği beklenmelidir.

4.3.2 Sargı Donatısı Miktarının Etkisi

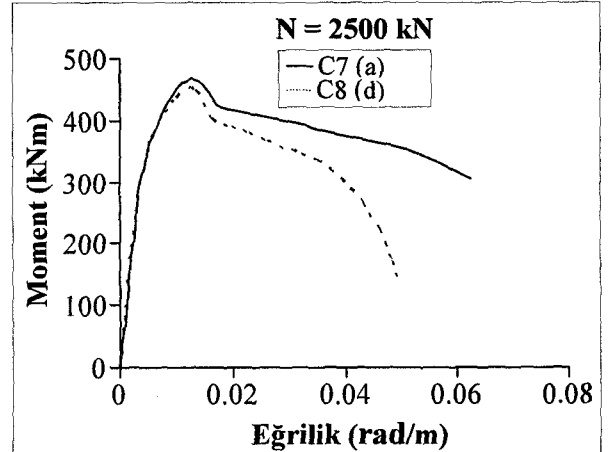
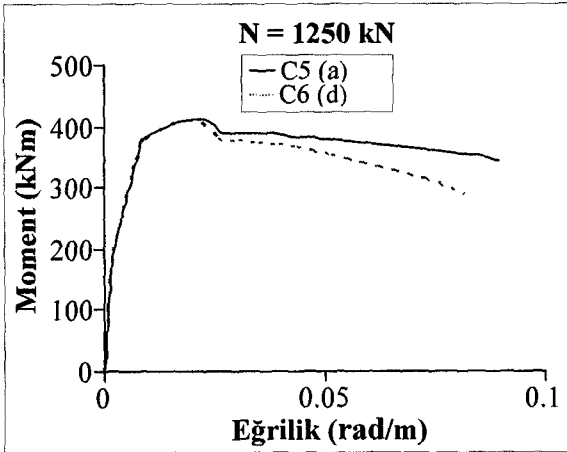
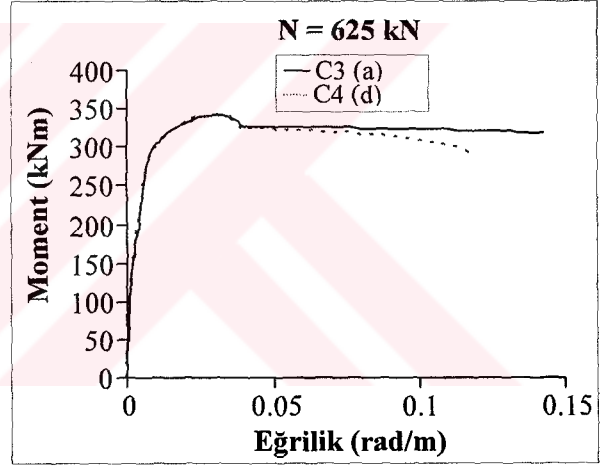
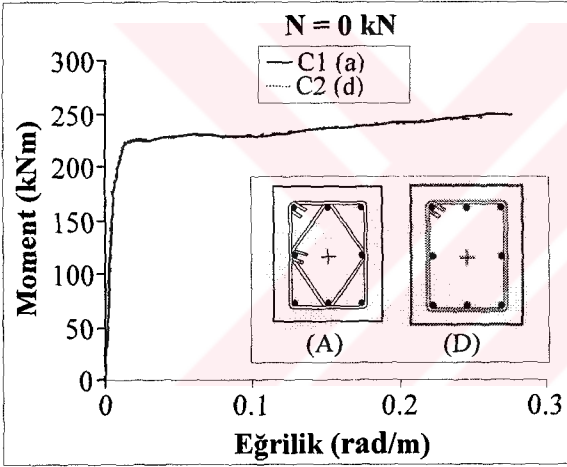
Etriye miktarının kolon davranışı üzerine etkisini görmek amacıyla, eksenel yük seviyesi ve kesit tipi değişken 8 adet örnek kesit incelenerek, aşağıda özetlenmiştir.

Çizelge 4.9 'dan ve Şekil 4.15 'deki moment-eğrilik eğrilerinden, sabit eksenel yük altındaki kesitin sünekliğinin etriye miktarı arttıkça arttığı görülmektedir.

Şekil 4.15 'deki moment eğrilik ilişkilerinden, sargı donatısı miktarının kesitin maksimum moment taşıma kapasitesi üzerinde fazlaca etkisi olmadığı, kesitin sünekliği üzerinde ise daha fazla olumlu etkisi olduğu gözlemlenmektedir. Eksenel yük düzeyine bağlı olarak karşılaştırılan elemanların etriye miktarının değişimiyle, moment-eğrilik eğrilerinde moment taşıma kapasitesinin en büyük değerine ulaştığı noktadan itibaren, davranışında farklılıklar göstermektedir. Özetle, etriye miktarının davranış üzerindeki olumlu etkisi eksenel yük düzeyinin artmasıyla daha da belirginleşmektedir.

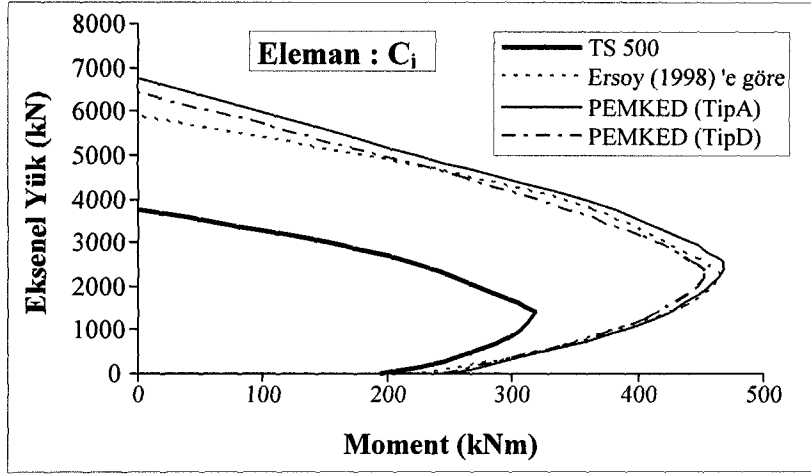
Çizelge 4.9 Kolon davranışına etriye miktarının etkisi

Eleman Özellikleri			Eğrilik (rad/m)			Maksimum momentte en dış basınç lifindeki birim şekil değiştirme (ϵ_{cm})	Moment (kNm)	
Eleman ismi	Kesit tip (Çizelge 4.4)	Eksenel yük (N) (kN)	Çekme donatısında akma	Çekme donatısında pekleşme	Kabuk betonda ezilme		Pekleşmeli moment kapasitesi (M_p) (kNm)	$\epsilon_c = 0.003$ için moment (kNm)
C1	a	0	0.0063	0.0274	0.0648	0.0181	249.62	227.46
C2	d	0	0.0063	0.0273	0.0643	0.0181	245.01	227.35
C3	a	625	0.0076	0.0296	0.0354	0.0034	341.31	340.30
C4	d	625	0.0075	0.0315	0.0343	0.0033	340.32	339.32
C5	a	1250	0.0087	0.0380	0.0225	0.0040	412.34	409.22
C6	d	1250	0.0087	0.0397	0.0200	0.0036	406.10	404.92
C7	a	2500	0.0127	*	0.0139	0.0037	468.09	451.74
C8	d	2500	0.0134	*	0.0134	0.0039	449.41	436.56

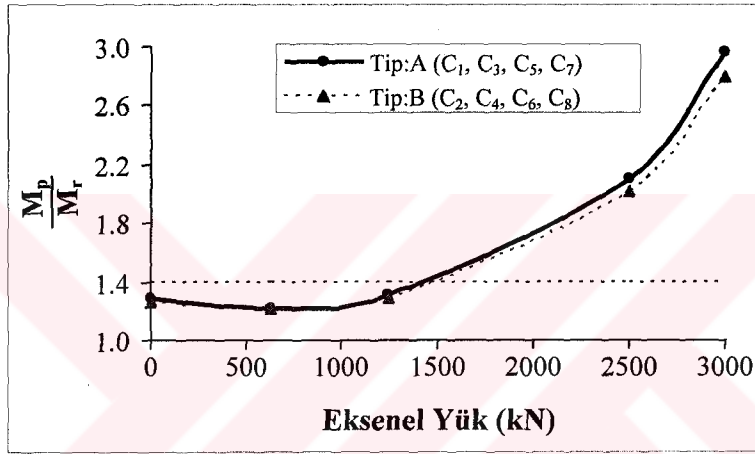


Şekil 4.15 Moment-eğrilik ilişkileri: Etriye miktarının kolon davranışına etkisi

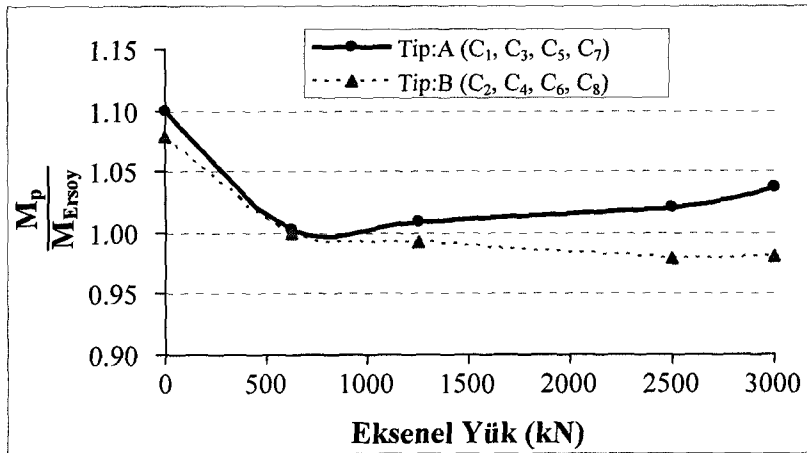
* Çizelgedeki boş değerler incelenen aralıkta anılan olayın gerçekleşmediğini göstermektedir.



Şekil 4.16 Karşılıklı etkileşim diyagramı: Etriye miktarının kolon davranışına etkisi



Şekil 4.17 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Etriye miktarının etkisi



Şekil 4.18 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Etriye miktarının etkisi

Şekil 4.16 'da Ersoy tarafından önerilen yöntem ile analitik yöntem kullanılarak bulunan karşılıklı etkileşim diyagramlarında eksenel yük seviyesinin arttığı bölgelerde, kesitin moment taşıma kapasitelerindeki farklılıklar görülmektedir. Bunun nedeni, etriye miktarının azalmasıyla betonun kuşatma katsayısının küçülmesidir. Bu farklar genelde %5 in altındadır (Şekil 4.18). Sargılı betonun kuşatma katsayısının değişimi doğrultusunda bu farkın değişeceği beklenmelidir.

4.3.3 Sargı Donatısı Akma Dayanımının Etkisi

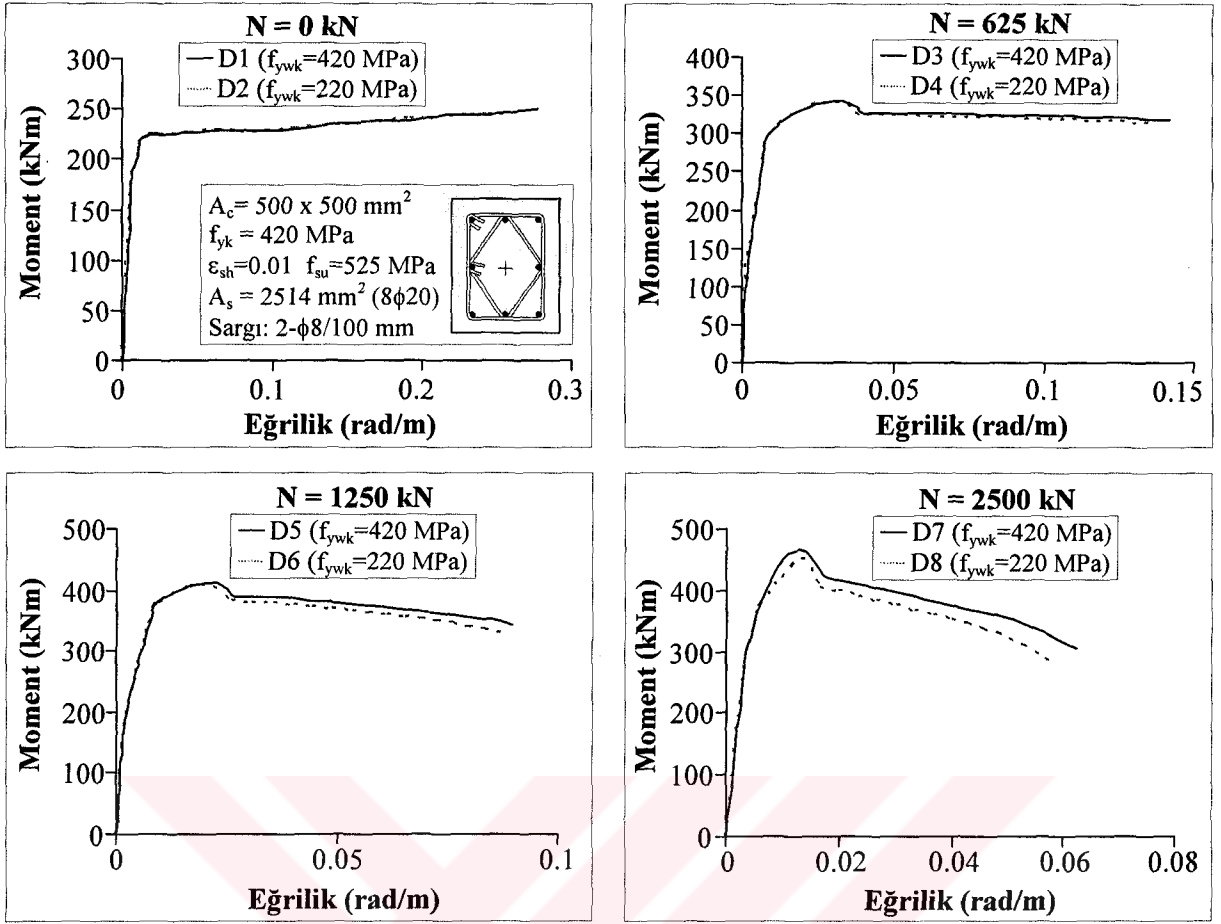
Sargı donatısı akma dayanımının kolon davranışı üzerine etkisini görmek amacıyla, eksenel yük seviyesi ve etriye donatı sınıfı değişken 8 adet örnek kesit incelenerek, sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

Çizelge 4.10 ve Şekil 4.19 'daki moment-eğrilik ilişkilerinden, sabit eksenel yük altındaki elemanda sargı donatısı akma dayanımının artmasının kesitin eğilme moment kapasitesi üzerinde fazlaca etkili olmadığı, kesitin sünekliği üzerinde ise bir miktar olumlu etkisi olduğu gözlemlenebilir.

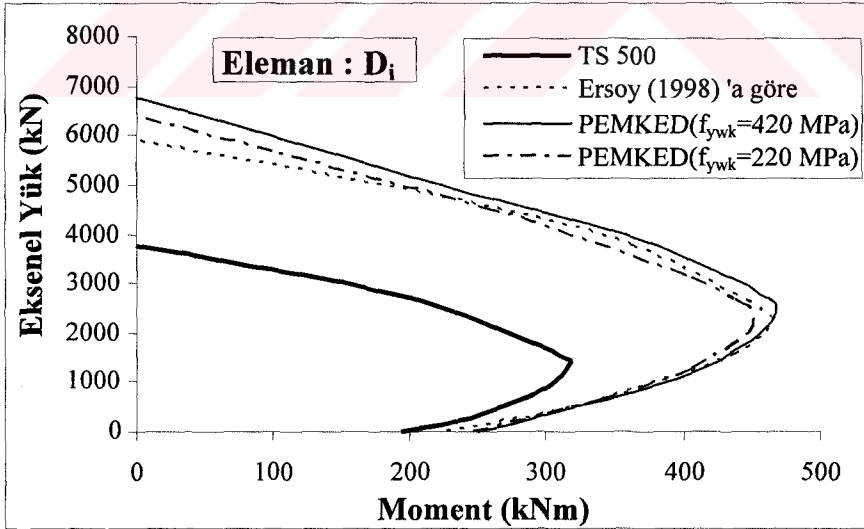
Çizelge 4.10 Kolon davranışına sargı donatısı akma dayanımının etkisi

Eleman Özellikleri			Eğrilik (rad/m)			Maksimum momentte en dış basınç lifindeki birim şekil değiştirme (ϵ_{cm})	Moment (kNm)	
Eleman ismi	Sargı Donatısı f_{yk} (MPa)	Eksenel yük(N) (kN)	Çekme donatısında akma	Çekme donatısında pekleşme	Kabuk betonda ezilme		Pekleşmeli moment kapasitesi (M_p) (kNm)	$\epsilon_c = 0.003$ için moment (kNm)
D1	420	0	0.0063	0.0274	0.0648	0.0181	249.62	227.46
D2	220	0	0.0063	0.0272	0.0642	0.0181	247.27	227.33
D3	420	625	0.0076	0.0296	0.0354	0.0034	341.31	340.30
D4	220	625	0.0076	0.0297	0.0342	0.0033	340.18	339.19
D5	420	1250	0.0087	0.0380	0.0225	0.0040	412.34	409.22
D6	220	1250	0.0087	0.0390	0.0219	0.0037	405.81	404.36
D7	420	2500	0.0127	*	0.0139	0.0037	468.09	451.74
D8	220	2500	0.0140	*	0.0134	0.0040	450.03	432.30

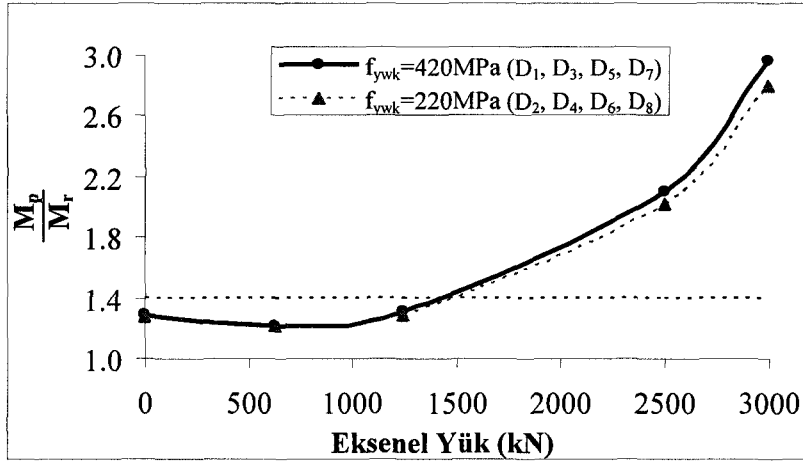
* Çizelgedeki boş değerler incelenen aralıkta anılan olayın gerçekleşmediğini göstermektedir.



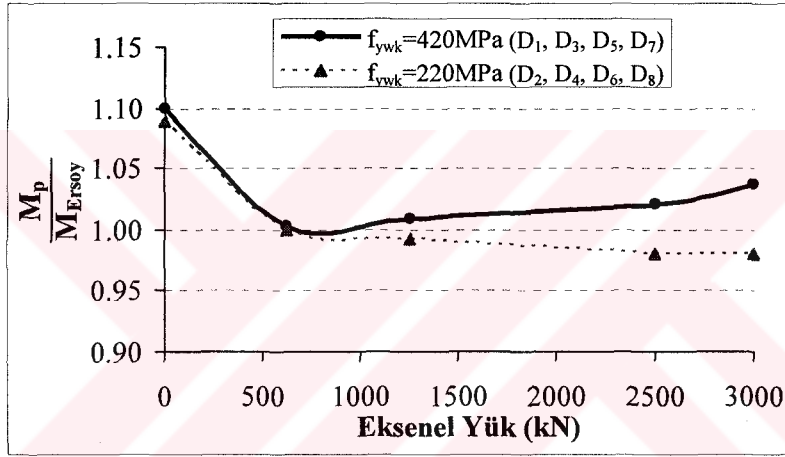
Şekil 4.19 Moment-eğrilik ilişkileri: Sargı donatı akma dayanımının kolon davranışına etkisi



Şekil 4.20 Karşılıklı etkileşim diyagramı: Etriye akma dayanımının kolon davranışına etkisi



Şekil 4.21 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Etriye akma dayanımının etkisi



Şekil 4.22 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Etriye akma dayanımının etkisi

Şekil 4.20 'de, Ersoy tarafından önerilen yöntem ile analitik yöntemle bulunan karşılıklı etkileşim diyagramlarında, etriye donatısı akma dayanımının azalmasıyla betonun kuşatma katsayısının küçülmesinden kaynaklanan farklılıklar görülmektedir. Söz konusu farklılıklar genelde $\pm \%5$ düzeylerindedir (bkz. Şekil 4.22).

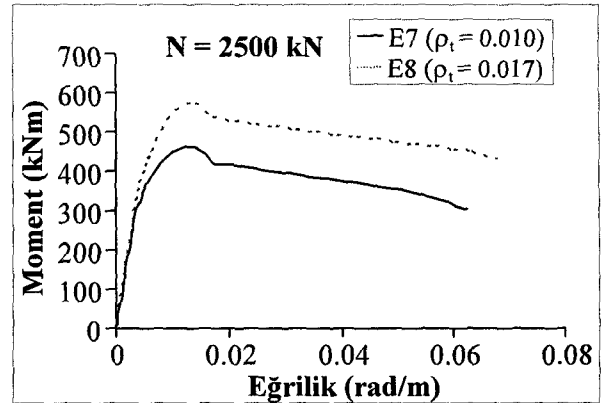
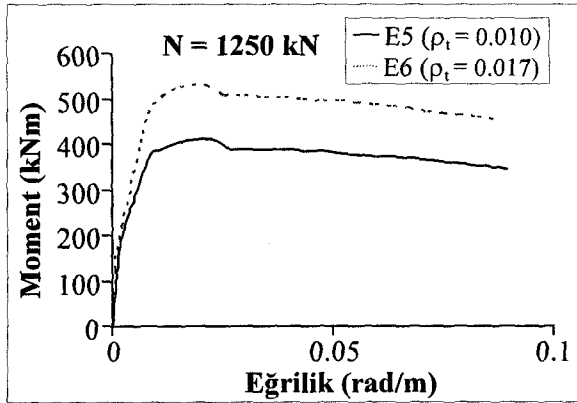
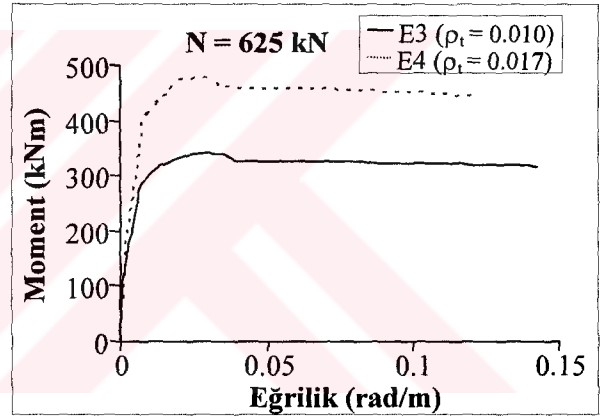
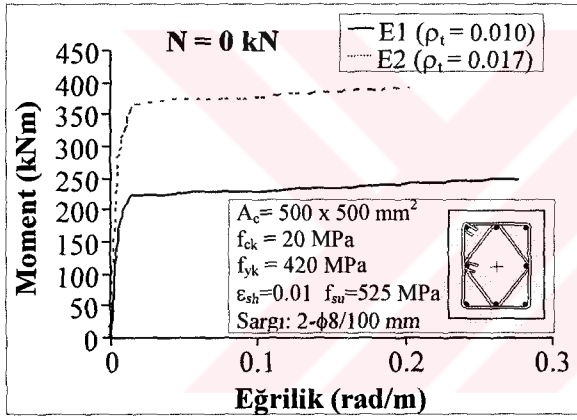
4.4 Boyuna Donatının Etkisi

4.4.1 Boyuna Donatı Yüzdesinin Etkisi

Boyuna donatı yüzdesinin kolon davranışı üzerine etkisini görmek amacıyla, eksenel yük seviyesi ve boyuna donatı yüzdeleri ($\rho_t \approx 0.010$ ($8\phi 20$), $\rho_t \approx 0.017$ ($8\phi 26$)) değişken 8 adet örnek kesit incelenerek, sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

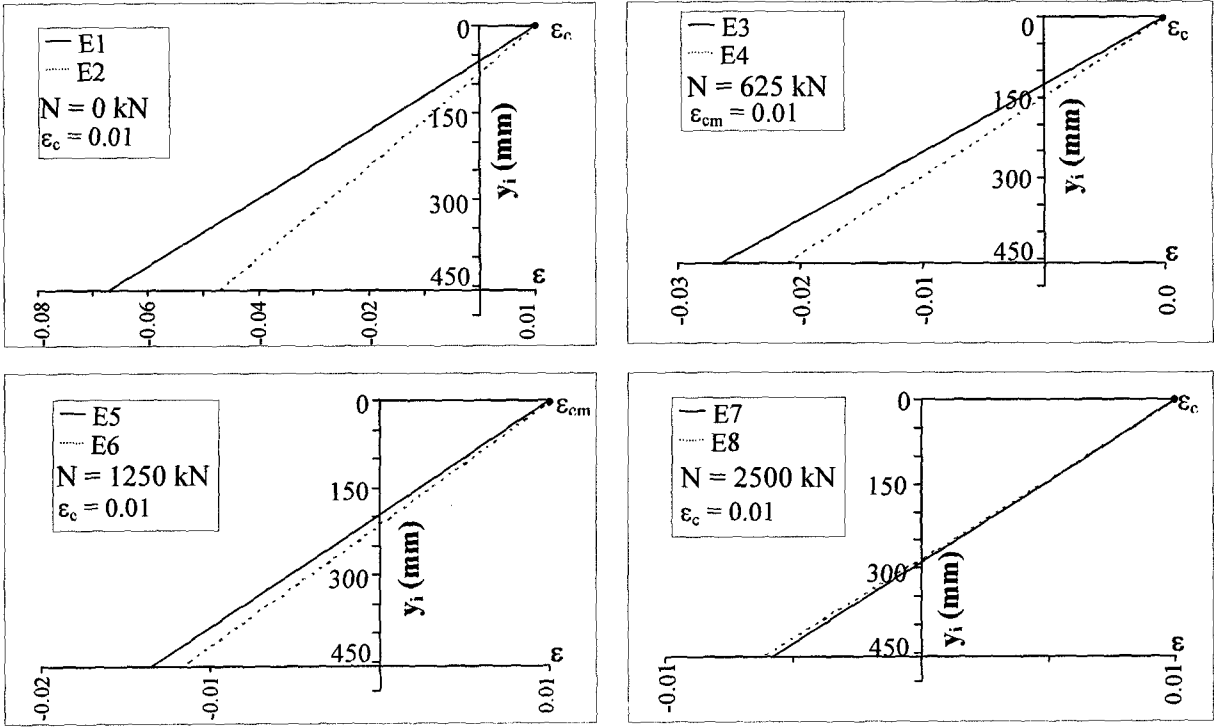
Çizelge 4.11 Kolon davranışına boyuna donatı yüzdesinin etkisi

Eleman Özellikleri			Eğrilik (rad/m)			Maksimum momentte en dış basınç lifindeki birim şekil değiştirme (ϵ_{cm})	Moment (kNm)	
Eleman ismi	Donatı yüzdesi (ρ_t)	Eksenel yük (N) (kN)	Çekme donatısında akma	Çekme donatısında donatısında pekleşme	Kabuk betonda ezilme		Pekleşmeli moment kapasitesi (M_p) (kNm)	$\epsilon_c = 0.003$ için moment (kNm)
E1	0.010	0	0.0063	0.0274	0.0648	0.0181	249.62	227.46
E2	0.017	0	0.0068	0.0287	0.0507	0.0181	391.31	370.07
E3	0.010	625	0.0076	0.0296	0.0354	0.0034	341.31	340.30
E4	0.017	625	0.0079	0.0319	0.0300	0.0032	477.55	476.13
E5	0.010	1250	0.0087	0.0380	0.0225	0.0040	412.34	409.22
E6	0.017	1250	0.0090	0.0400	0.0214	0.0040	529.37	525.07
E7	0.010	2500	0.0127	*	0.0139	0.0037	468.09	451.74
E8	0.017	2500	0.0125	0.0576	0.0141	0.0037	576.90	553.19

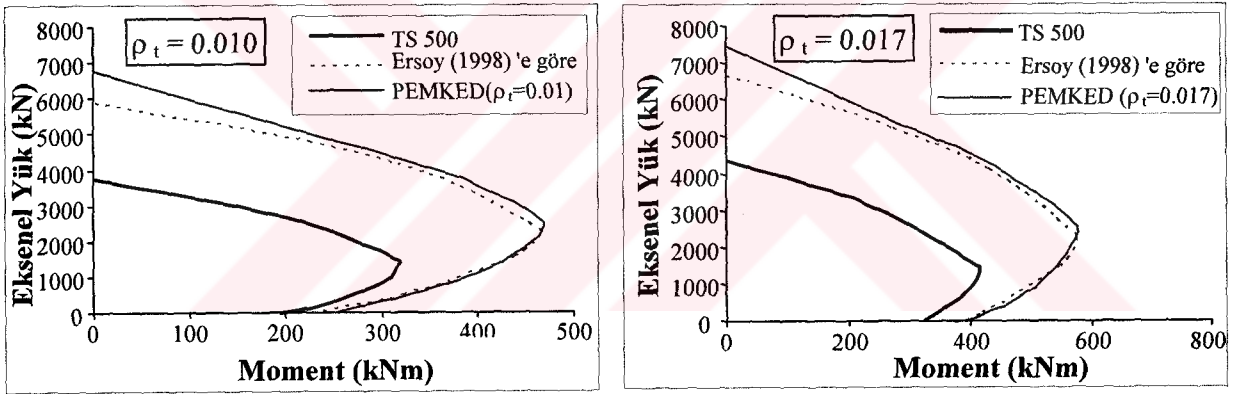


Şekil 4.23 Moment-eğrilik ilişkileri: Boyuna donatı yüzdesinin kolon davranışına etkisi

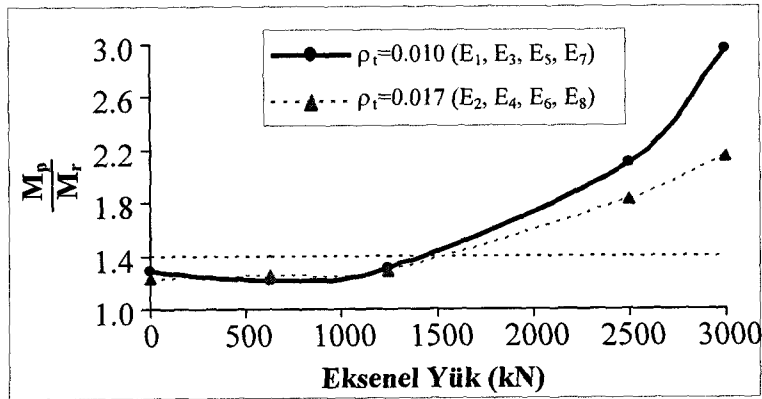
* Çizelgedeki boş değerler incelenen aralıkta anılan olayın gerçekleşmediğini göstermektedir.



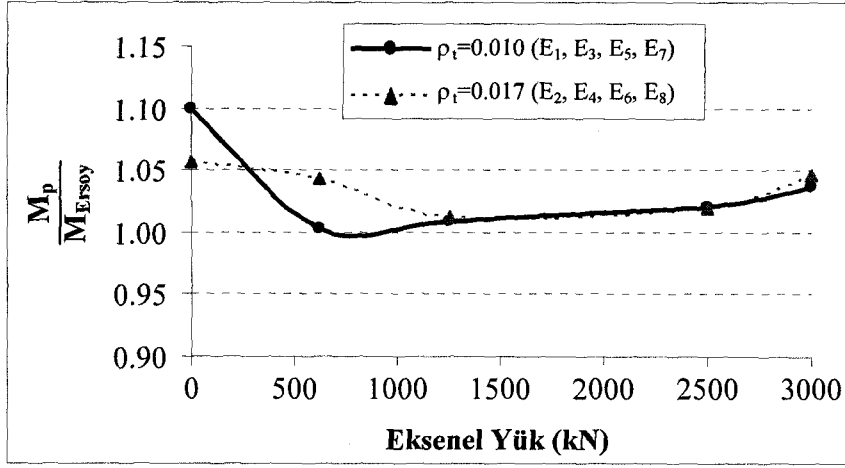
Şekil 4.24 Birim şekil değiştirme dağılımı: Boyuna donatı yüzdesinin kolon davranışına etkisi



Şekil 4.25 Karşılıklı etkileşim diyagramı: Boyuna donatı yüzdesinin kolon davranışına etkisi



Şekil 4.26 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Boyuna donatı yüzdesinin etkisi



Şekil 4.27 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Boyuna donatı yüzdesinin etkisi

Çizelge 4.11 'den ve Şekil 4.23 'deki moment eğrilik ilişkilerinden, kolon boyuna donatı oranının, eksenel yükün olmadığı durumda, incelenen kesit için boyuna donatı yüzdesinde %70 lik bir artışla maksimum eğilme momenti kapasitesinde yaklaşık %56 lık bir artışa neden olduğu, eksenel yükün artmasıyla bu kapasite artışının azaldığı görülmektedir.

Yine Şekil 4.23 'deki moment eğrilik ilişkilerinden, eksenel yükün olmadığı durumda boyuna donatısı daha az olan E1 kesitinin, E2 kesitine göre daha sünek davranış gösterdiği, eksenel yük düzeyi artışıyla bu eğilimin değiştiği gözükmemektedir. Bu durum, en dış basınç lifindeki (Şekil 4.24 'te $y_i = 0$) birim kısalmanın 0.01 değeri için çizilmiş olan Şekil 4.24 'teki kesitin birim şekil değiştirme dağılımlarından daha da net görülebilir. Kolona etkiyen eksenel yükün artmasına bağlı olarak tarafsız eksen derinliğinde meydana gelecek artışla, kesitte, basınç bölgesinde bulunan donatılardaki gerilmenin artış eğiliminde olacağı, çekme bölgesinde bulunan donatılardaki gerilmenin azalma eğiliminde olacağı açıktır. Kolonların genelde simetrik olarak donatıldığı düşünülecek olursa, boyuna donatı miktarının fazla oluşu, eksenel yük düzeyinin artmasıyla tarafsız eksen derinliğinde meydana gelecek artış hızını bir miktar azaltmakta ve eğrilik üzerine olumlu katkı yapmaktadır.

Özetle, boyuna donatı yüzdesi artışının kolon davranışı üzerindeki etkisi için, eğilme momenti kapasitesini arttırdığı, süneklik için ise eksenel yük seviyesine göre farklı eğilimler gösterdiği söylenebilir.

Şekil 4.26 'dan görüleceği üzere, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) göre değişimleri boyuna donatı yüzdesi yükseldikçe azalmaktadır. Boyuna donatı yüzdesi 0.01 olan kesit için, eksenel yük 0 ile 2500

kN aralığında iken, analitik olarak hesaplanan maksimum eğilme momenti taşıma kapasitesi, TS500 'e göre bulunan taşıma gücü momentinin yaklaşık 1.29 ~ 2.13 katı iken, boyuna donatı yüzdesi 0.017 olan kesit için aynı oran 1.23 ~ 1.83 katı arasında değişim göstermektedir.

Şekil 4.27 'de Ersoy tarafından önerilen yöntem ile analitik yöntem kullanılarak bulunan moment kapasiteleri arasındaki farkın genelde %5 in altında gerçekleştiği söylenebilir.

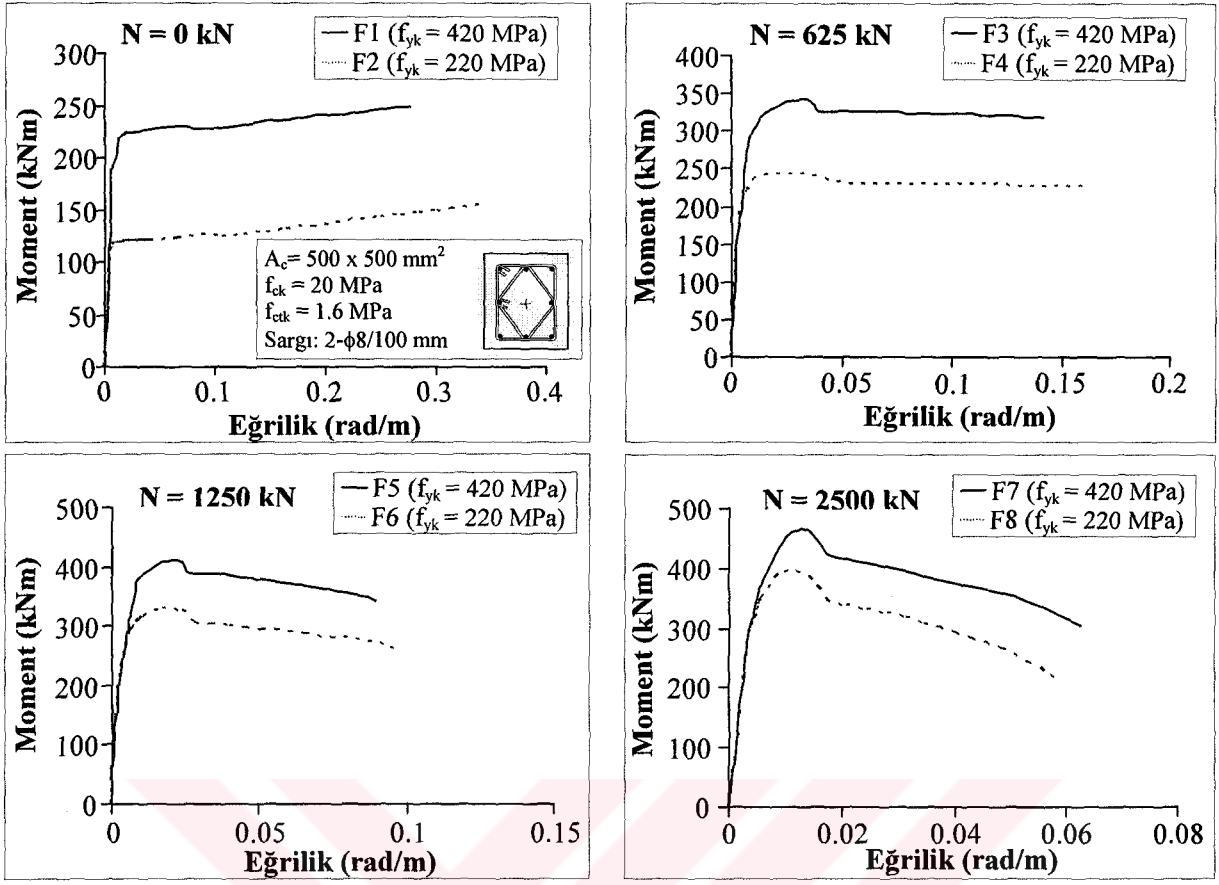
4.4.2 Kolon Boyuna Donatısı Akma Dayanımının Etkisi

Kolon boyuna donatısı akma dayanımının davranış üzerindeki etkisini görmek amacıyla, eksenel yük seviyesi ve boyuna donatı sınıfı değişken 8 adet örnek kesit incelenerek, sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

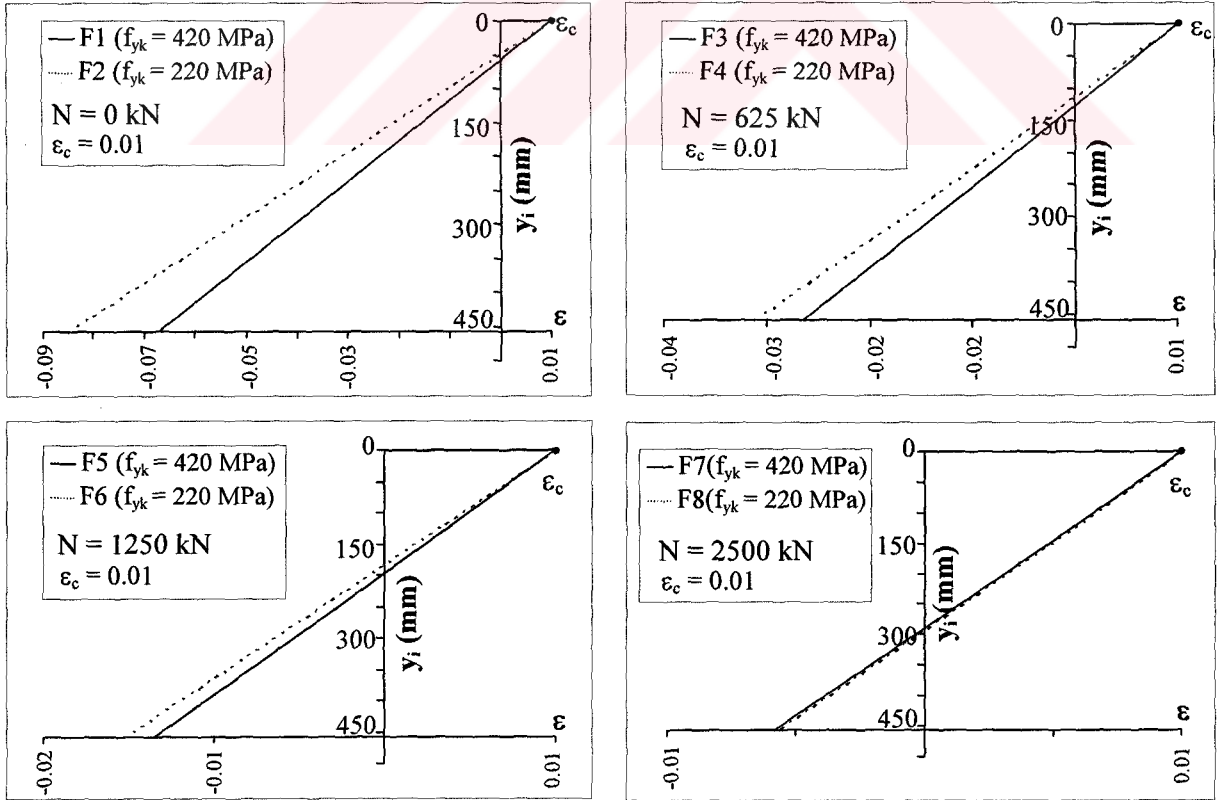
Çizelge 4.12 Kolon davranışına boyuna donatı akma dayanımının etkisi

Eleman Özellikleri			Eğrilik (rad/m)			Maksimum momentte en dış basınç lifindeki birim şekil değiştirme (ϵ_{cm})	Moment (kNm)	
Eleman ismi	f_{yk} (MPa)	Eksenel yük(N) (kN)	Çekme donatısında akma	Çekme donatısında donatısında pekleşme	Kabuk betonda ezilme		Pekleşmeli moment kapasitesi (M_p) (kNm)	$\epsilon_c = 0.003$ için moment (kNm)
F1	420	0	0.0063	0.0274	0.0648	0.0181	249.62	227.46
F2	220	0	0.0031	0.0486	0.0874	0.0181	155.17	123.57
F3	420	625	0.0076	0.0296	0.0354	0.0034	341.31	340.30
F4	220	625	0.0044	0.0584	0.0396	0.0026	243.50	243.31
F5	420	1250	0.0087	0.0380	0.0225	0.0040	412.34	409.22
F6	220	1250	0.0057	0.0744	0.0236	0.0031	330.19	330.12
F7	420	2500	0.0127	*	0.0139	0.0037	468.09	451.74
F8	220	2500	0.0081	*	0.0139	0.0031	392.77	392.61

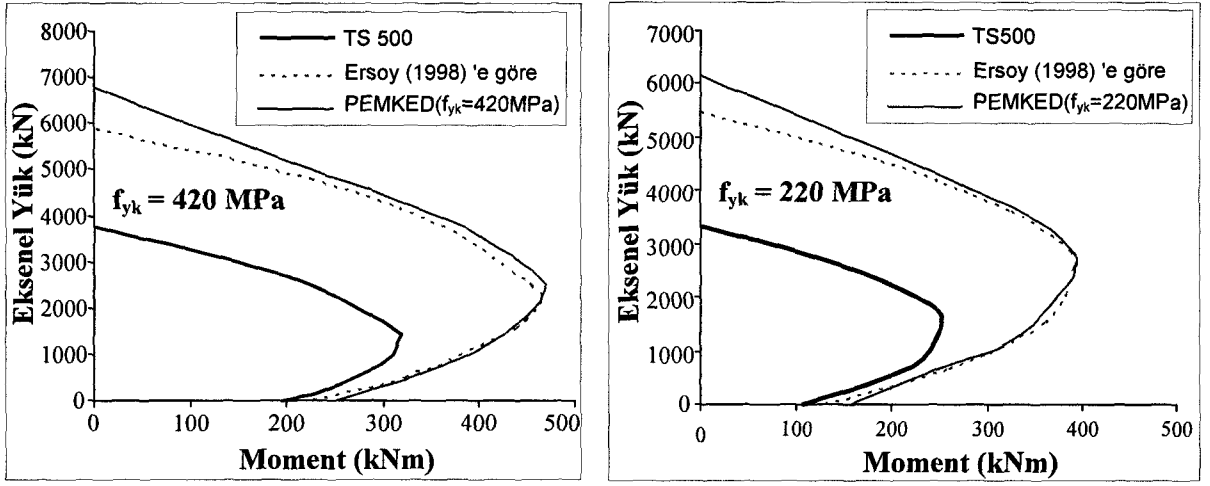
* Çizelgedeki boş değerler incelenen aralıkta anılan olayın gerçekleşmediğini göstermektedir.



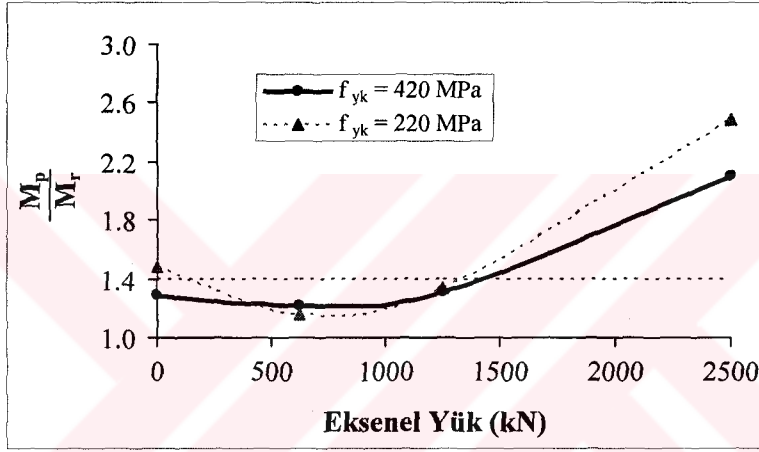
Şekil 4.28 Moment-eğrilik ilişkileri: Boyuna donatı sınıfının kolon davranışına etkisi



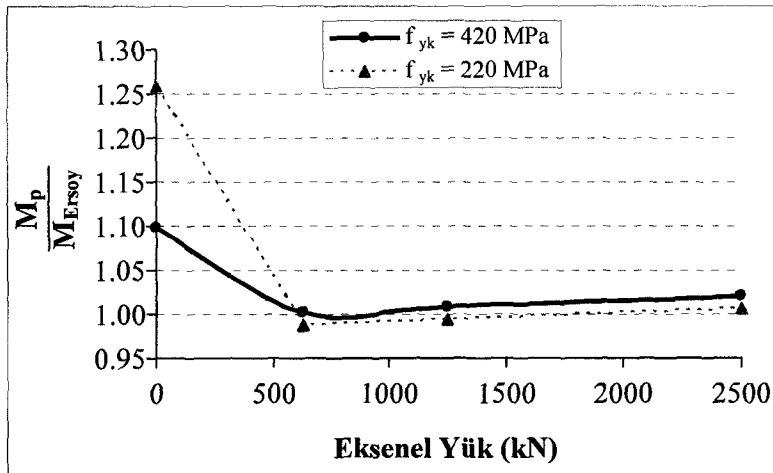
Şekil 4.29 Birim şekil değiştirme dağılımı: Boyuna donatı sınıfının kolon davranışına etkisi



Şekil 4.30 Karşılıklı etkileşim diyagramları: Boyuna donatı sınıfının kolon davranışına etkisi



Şekil 4.31 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Boyuna donatı sınıfının etkisi



Şekil 4.32 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), Ersoy tarafından önerilen yöntem ile bulunan eğilme momenti kapasitelerine (M_{Ersoy}) oranının değişimi: Boyuna donatı sınıfının etkisi

Çizelge 4.12 'den ve Şekil 4.28 'deki moment eğrilik ilişkilerinden, eksenel yükün olmadığı durumda kolon boyuna donatısı akma dayanımının %90 artışıyla maksimum eğilme momenti kapasitesinde yaklaşık %60 lık bir artış olduğu, eksenel yükün artmasıyla bu kapasite artışının azaldığı görülmektedir.

Yine Şekil 4.28 'deki moment eğrilik ilişkilerinde, eksenel yükün olmadığı durumda boyuna donatı sınıfı S220a olan F2 isimli kesitin, donatı sınıfı S420a olan F1 isimli kesite nazaran daha sünek davrandığı, eksenel yük düzeyi artışıyla donatı akma dayanımının kesit üzerindeki yarattığı bu eğilimin değiştiği gözükmemektedir. Bu durum, en dış basınç lifindeki birim kısalmanın 0.01 değeri için çizilmiş olan Şekil 4.29 'daki kesitin birim şekil değiştirme dağılımlarından daha net gözükmemektedir. Boyuna donatı akma dayanımının büyük olması, eksenel yük düzeyinin artmasıyla tarafsız eksen derinliğinde meydana gelecek artış hızını bir miktar azaltmakta ve eğrilik üzerine olumlu katkı yapmaktadır.

Özetle, boyuna donatı akma dayanımı artışının, kesitin eğilme momenti kapasitesini arttırdığı, sünekliği için ise eksenel yük seviyesine göre farklı eğilimler göstermesine sebep olduğu söylenebilir.

Şekil 4.31 'den, analitik olarak hesaplanan maksimum eğilme momenti taşıma kapasitelerinin, TS500 'e göre bulunan taşıma gücü momentlerine göre oranlarının, boyuna donatı akma dayanımının artmasıyla genelde azaldığı görülmektedir. Boyuna donatısı S420a olan incelenen kesitte, eksenel yük 0 ile 2500 kN aralığında iken analitik olarak hesaplanan maksimum eğilme momenti taşıma kapasitesi, TS500 'e göre bulunan taşıma gücü momentinin yaklaşık 1.29 ~ 2.13 katı iken, boyuna donatı S220a olan kesit için aynı oran 1.48 ~ 2.45 katı aralığında değişim göstermektedir.

Şekil 4.32 'de, Ersoy tarafından önerilen yöntem ile analitik yöntem kullanılarak bulunan moment kapasiteleri arasındaki, donatı pekleşmesinin neden olduğu ve küçük eksenel yük düzeylerinde belirgin olan farkın, S220 çeliğinde daha büyük gerçekleştiği, buna karşın eksenel yük düzeyinin büyük olduğu bölgelerde meydana gelen farkın genelde %3 ün altında gerçekleştiği görülmektedir.

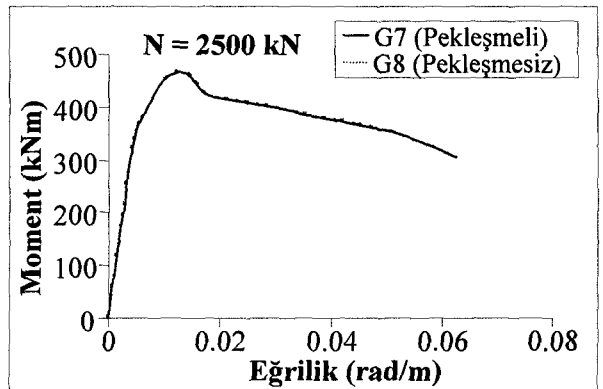
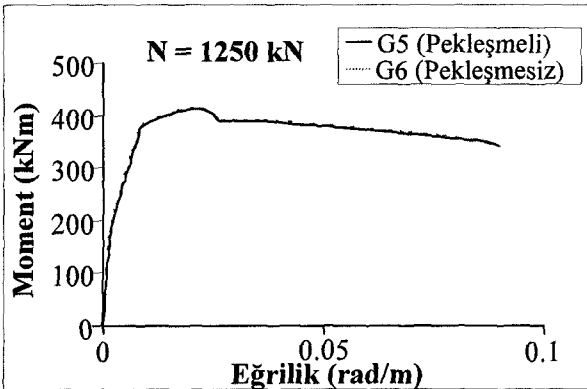
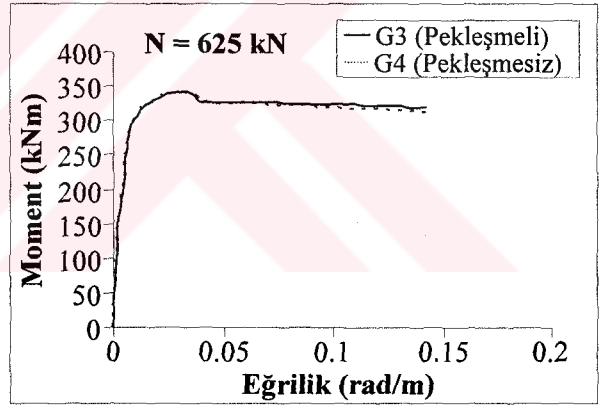
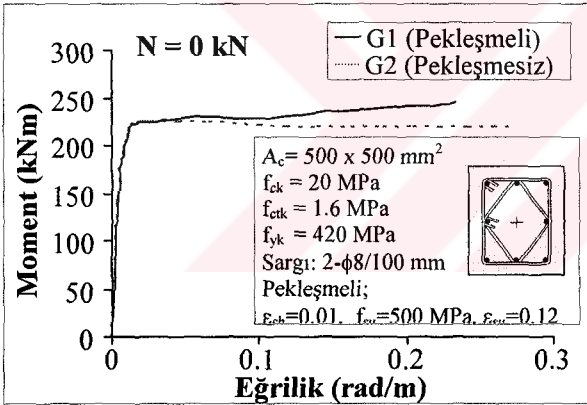
4.5 Donatıdaki Pekileşmenin Etkisi

Taşıma gücü hesabında donatı çeliğinin gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi elasto-plastik kabul edilerek, pekleşme ihmal edilir. Donatı çeliğindeki pekleşmenin kolon davranışı üzerine etkisini görmek için eksenel yük seviyesi ve boyuna donatı çeliğindeki pekleşme durumu

değişken alınarak 8 adet örnek kesit incelenerek, sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

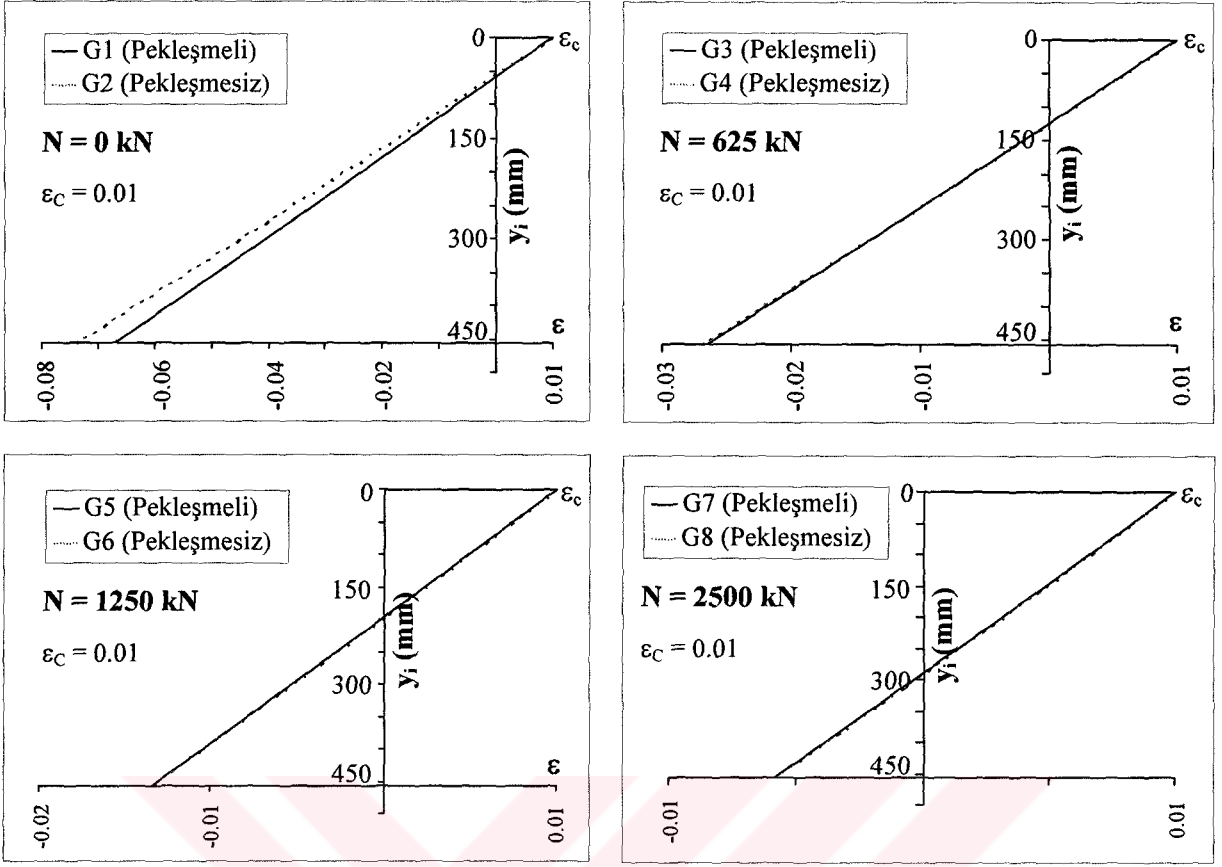
Çizelge 4.13 Kolon davranışına donatıdaki pekleşmenin etkisi

Eleman Özellikleri			Eğrilik (rad/m)			Maksimum momentte en dış basınç lifindeki birim şekil değiştirme (ϵ_{cm})	Moment (kNm)	
Eleman ismi	Donatı çeliği için $\sigma-\epsilon$	Eksenel yük(N) (kN)	Çekme donatısında akma	Çekme donatısında pekleşme	Kabuk betonda ezilme		moment kapasitesi (kNm)	$\epsilon_c = 0.003$ için moment (kNm)
G1	Pekleşmeli	0	0.0063	0.0274	0.0648	0.0147	244.84	227.46
G2	Elasto-plastik	0	0.0063	0.0274	0.0656	0.0147	225.36	225.03
G3	Pekleşmeli	625	0.0076	0.0296	0.0354	0.0034	341.31	340.30
G4	Elasto-plastik	625	0.0076	0.0296	0.0355	0.0033	341.31	340.30
G5	Pekleşmeli	1250	0.0087	0.0380	0.0225	0.0040	412.34	409.22
G6	Elasto-plastik	1250	0.0087	0.0380	0.0225	0.0040	412.34	409.22
G7	Pekleşmeli	2500	0.0127	*	0.0139	0.0037	468.09	451.74
G8	Elasto-plastik	2500	0.0127	*	0.0139	0.0037	468.09	451.74

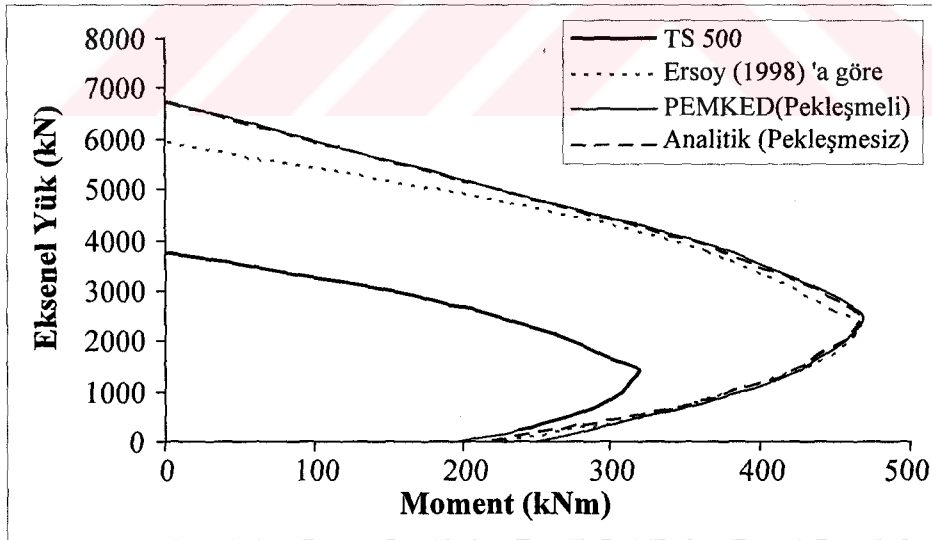


Şekil 4.33 Moment-eğrilik ilişkileri: Donatı pekleşmesinin kolon davranışına etkisi

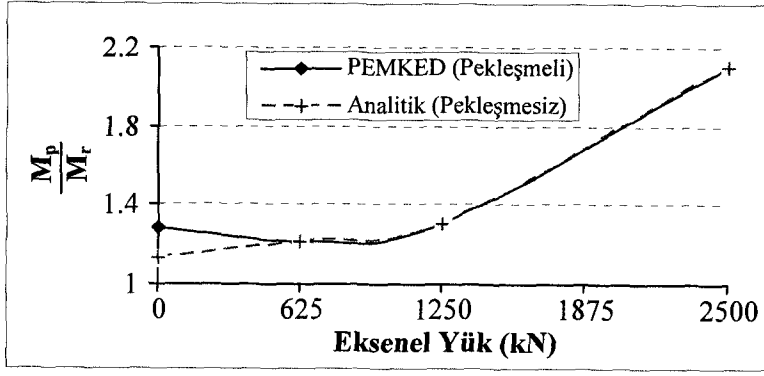
* Çizelgedeki boş değerler incelenen aralıkta anılan olayın gerçekleşmediğini göstermektedir.



Şekil 4.34 Birim şekil değiştirme dağılımı: Donatı pekleşmesinin kolon davranışına etkisi



Şekil 4.35 Karşılıklı etkileşim diyagramları: Donatı pekleşmesinin kolon davranışına etkisi



Şekil 4.36 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranının değişimi: Donatı pekleşmesinin etkisi

Yukarıda incelenen örnek kesitlerde S420a donatısı için pekleşme birim şekil değiştirmesinin (ϵ_{sh}) 0.01 olduğu varsayılmıştır [(Ersoy, 1998),(Gündüz, 1990)]. Bu değer varsayımdan değişik olursa, moment-eğrilik ilişkilerinde bazı değişimler gözlenecek, fakat burada irdelenen davranış ve eğilimde önemli bir fark olmayacaktır.

Şekil 4.33 'deki sabit eksenel yük altında elde edilen moment-eğrilik ilişkilerinden görüldüğü gibi, gerçekleşmesi durumunda kesitteki kabuk betonun atmaya başlamasıyla, betondaki sargı etkisiyle birlikte moment-eğrilik eğrisinin eğimini dengeleyen, başka bir deyişle kaybedilen kapasiteyi karşılayan donatı pekleşmesinin ihmal edilmesinin taşıma gücü üzerindeki etkisi, eksenel yük seviyesi yükseldikçe azalmaktadır. İncelenen kolon kesiti için pekleşmenin ihmal edilmesi, basit eğilme durumunda eğilme momenti kapasitesin %8 'lere varan oranda küçük hesaplanmasına neden olmaktadır, eksenel yük düzeyinin artmasıyla kesitin eğilme momenti kapasitesi üzerinde önemli bir değişim meydana getirmemektedir.

Şekil 4.33 'deki moment-eğrilik ilişkileri ve Şekil 4.34 'deki birim şekil değiştirme dağılımlarından görüleceği üzere, donatı çeliğindeki pekleşme etkisinin ihmal edilmesi eğriliğin olduğundan daha büyük hesaplanmasına neden olmaktadır. Basit eğilme durumunda, incelenen aralıkta pekleşmenin ihmal edilmesi sonucu kesit eğriliği %14 'lere varan oranda büyük tahmin edilmekte, eksenel yük düzeyinin yükselmesiyle pekleşmenin ihmal edilmesinin kesitin eğriliği üzerindeki etkisi giderek azalarak ortadan kalkmaktadır. Bu durumu daha açık görebilmek için yukarıda incelenen kesit için pekleşmeli ve pekleşmenin ihmal edildiği durumlara ait belirli eksenel yük ve kesitin en dış basınç lifindeki birim şekil değiştirme (ϵ_c) değerleri için tarafsız eksen konumları, taşıma gücü momentleri ve eğrilikleri Çizelge 4.14 'de verilmiştir.

Çizelge 4.14 Donatı pekleşmesinin kesit eğriliği üzerindeki etkisi

Donatı çeliği için $\sigma-\epsilon$	ϵ_{cm}	N_u (kN)	M_i (kNm)	x_i (mm)	ϕ_i (rad/m)
Pekleşmeli	0.010	-0.079	237.48	59.265	0.16873
	0.0147	-0.098	244.84	62.880	0.23378
	0.010	624.94	325.34	125.275	0.07982
	0.02	624.93	317.87	140.600	0.14225
	0.010	1249.91	380.01	195.020	0.05128
	0.02	1249.92	343.54	223.115	0.08964
Pekleşmesiz	0.010	-0.056	219.72	54.330	0.18406
	0.0147	-0.055	219.51	54.105	0.27169
	0.010	624.94	321.54	123.835	0.08075
	0.02	624.93	309.98	137.890	0.14505
	0.010	1249.90	379.38	194.730	0.05135
	0.02	1249.93	341.08	222.773	0.08978

Oluşma olasılığı düşük büyük depremler altında, betonarme elemanlarının önemli ölçüde plastik şekil değiştirme yapması beklenir. Kiriş ve kolon birleşim bölgelerinde donatıların akma konumuna ulaşması, bu kesimlerde plastik mafsalların oluşabileceğini gösterir. Bir plastik mafsaldaki enerji tüketimi, mafsalın dönme kapasitesine, başka bir deyişle o kesitin düktilitesine bağlıdır. Bu olgu sonucu, son limit eğriliklerinin fonksiyonu olan plastik mafsal dönme kapasitelerinin ve kesit düktilitelerinin pekleşmesiz eğriliklere göre hesaplanması, bunların olduğundan büyük tahmin edilmeleri anlamına gelir (Gündüz, Noyan 1991). Dolayısıyla bu tür tahminler limit tasarımın ve deprem tasarımının güvenilirliğini azaltır.

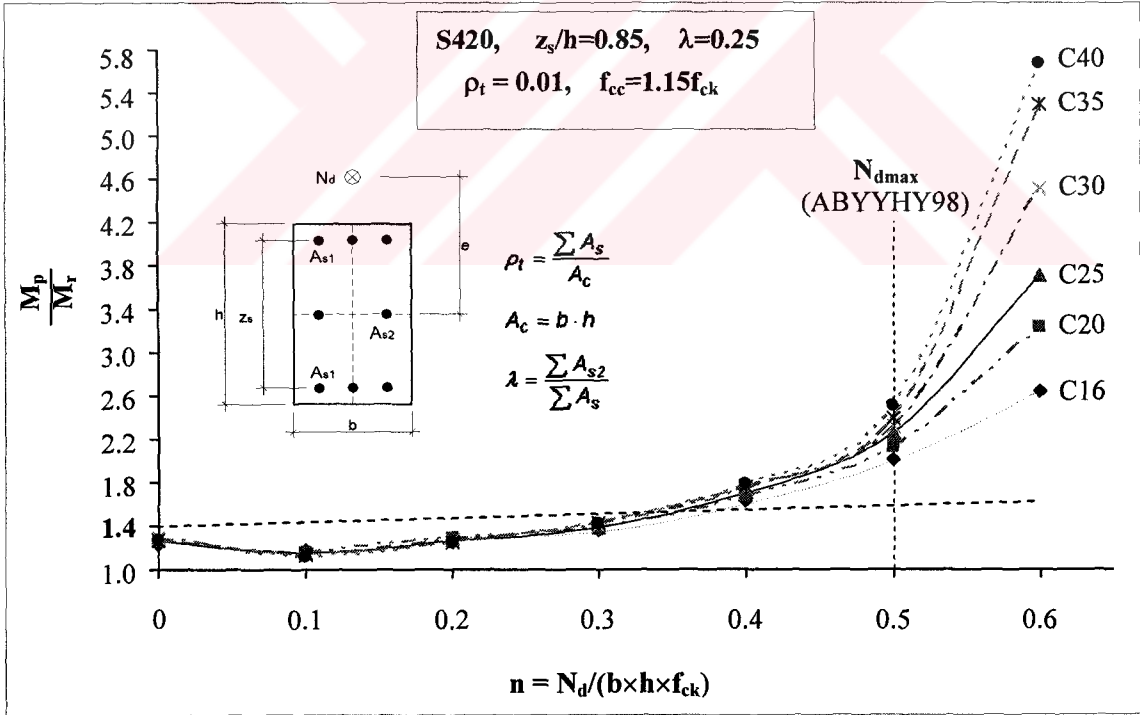
Eksenel yük seviyesinin artmasıyla kesitin tarafsız eksenini değiştirdiğinden, tarafsız eksen derinliğini etkileyen boyuna donatı sınıfı ve yüzdesi, beton sınıfı, sargı donatısı gibi değişkenlerin de donatı çeliğindeki pekleşme etkisinin, davranış üzerinde etkisini değiştireceği açıktır.

5. KOLONLARIN PEKLEŞMELİ EĞİLME MOMENTİ KAPASİTELERİNİN YAKLAŞIK OLARAK BELİRLENMESİ

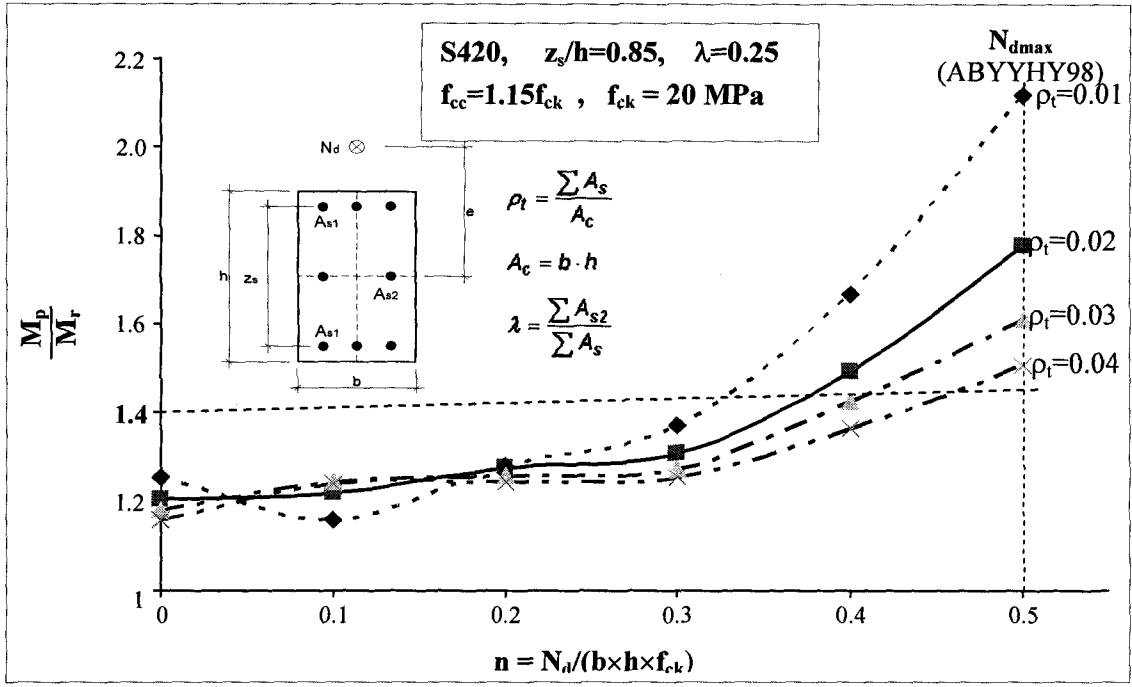
ABYYHY 1998 'de kolonların en büyük moment kapasitesi (Pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi) M_p nin kesin hesap yapılamayan durumlarda TS500'e göre bulunan taşıma gücü momentlerinin (M_r) 1.4 katı olarak alınabileceği belirtilmektedir.

Deprem yönetmeliğinde kolon eksenel yük düzeyi ne olursa olsun M_p/M_r oranının 1.4 olacağını varsaymasına karşın, çalışmanın 4. bölümde yapılan karşılaştırmalarda, söz konusu oranın bir çok tasarım değişkeninden etkilendiği ve özellikle eksenel yük seviyesine göre farklılıklar gösterdiği, buna bağlı olarak eksenel yük seviyesi arttıkça $M_p/M_r \approx 1.4$ önerisinin ihtiyatlı kalamıyabildiği durumlarda görülmüştür.

Şekil 5.1 'de tek değişkeni beton sınıfı olan ve Şekil 5.2 'de ise tek değişkeni donatı yüzdesi olan betonarme kolon kesitinin değişik eksenel yük düzeyleri için M_p/M_r oranlarını gösteren boyutsuz diyagramlardan da görüleceği üzere, M_p/M_r oranı bir çok değişkenden etkilenmekte ve deprem yönetmeliğinin $M_p/M_r \approx 1.4$ önerisi bazı durumlarda yetersiz kalabilmektedir.



Şekil 5.1 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranı



Şekil 5.2 Değişik eksenel yük düzeyleri için, pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin (M_p), TS500 'e göre hesaplanan taşıma gücü momentlerine (M_r) oranı

Kolonların pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin yaklaşık olarak belirlenmesinde ABYYHY 1998 'de önerilen $1.4M_r$ 'ye göre daha gerçekçi bir yaklaşım için Ersoy analitik incelemeler yapmıştır. Bu incelemelerde, kolonların pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri üzerinde donatı pekleşmesinin daha az, sargılı beton davranışının ise daha fazla etkili olacağından hareketle, M_p nin hesabında TS 500 tarafından verilen taşıma gücü yönteminin f_{yd} yerine f_{yk} ve f_{cd} yerine f_{cc} ($f_{cc}=1.15f_{ck}$ olmak üzere) alınması şartıyla aynen kullanılabileceğini önermektedir (Ersoy, 1998).

4. bölümdeki yapılan karşılaştırmalarda, Ersoy tarafından önerilen yaklaşık yöntem ile bulunan M_p 'nin gerçek kapasiteye (*PEMKED*) yakın sonuçlar verdiği gözlenmiştir. Farklılıklar, Ersoy 'un çalışmasında da belirttiği gibi yaklaşık yöntemin düşük eksenel yük seviyelerinde donatı pekleşmesini göz önüne almaması ve eksenel yük seviyesinin arttığı bölgelerde ise sargılı beton için sabit bir kuşatma katsayısı ($K=1.15$) kullanmasından kaynaklanmaktadır.

5.1 Kolon Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitesinin Yaklaşık Olarak Belirlenmesine Yönelik Öneriler

- Pekleşmeli eğilme momenti kapasitesinin (M_p) pratik bir şekilde belirlenmesine yönelik olarak bu tez çalışması için hazırlanan program kullanılarak, eksenel yük düzeyine göre M_p 'yi gösteren boyutsuz diyagramlar hazırlanmıştır (Abak 7.1~7.24).

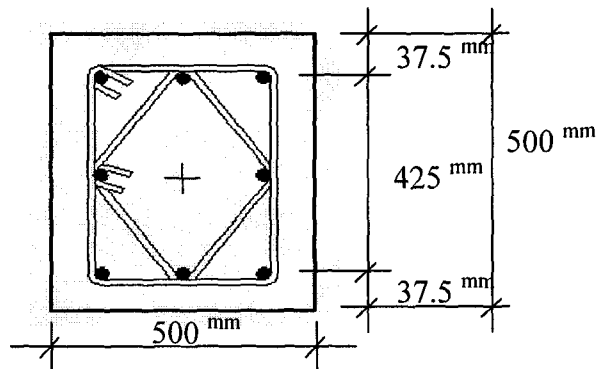
Yukarıda sözü edilen diyagramlar (PEMKED), değişik eksenel yük düzeylerine karşılık gelen moment-eğrilik ilişkilerinin 2.1.2 bölümündeki hesap esaslarına dayanan ve bu tez çalışması için hazırlanan bir bilgisayar programı kullanılarak çizilip, beton birim kısalması gözötilmeksizin pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri tespit edilerek, maksimum eğilme momenti ve buna karşılık gelen eksenel yük değerlerinden faydalanılarak oluşturulmuştur.

Moment-eğrilik ilişkilerinin elde edilmesinde yapılan kabuller ise şöyle sıralanabilir

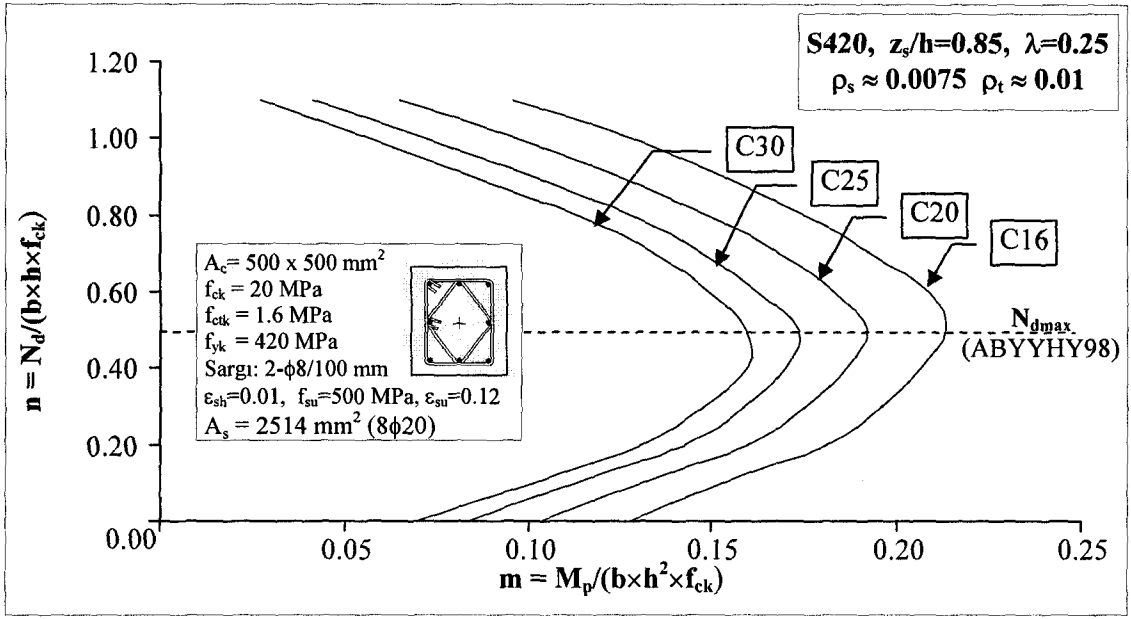
- Sargılı ve sargısız betonun basınç altındaki davranışı için Geliştirilmiş Kent-Park modeli kullanılmıştır.
- Çekme altındaki beton davranışı için 3.1.6 bölümündeki malzeme modeli kullanılmıştır.
- Donatı çeliği için üç doğrudan oluşan bir malzeme modeli kullanılmıştır (hesaplarda esas alınan parametrelere ait değerler Çizelge 4.3 'den görölebilir).(bkz. 3.2 bölümü)
- Sargısız betonda, maksimum gerilme $k_3 \cdot \sigma_c$ ($k_3 = 0.85$) (Ersoy 1998), maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma 0.002 ve etkili maksimum birim kısalma (sargısız betonun ezilme birim kısalma değeri) 0.004 olduğu varsayılmıştır.
- Basınç altındaki beton davranışı için Geliştirilmiş Kent-Park modeli kullanıldığından, moment-eğrilik ilişkileri $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20u}$ aralığında incelenmiştir.

Diyagramların hazırlanmasındaki evreler ise aşağıda özetlenmiştir.

İlk olarak boyuna donatısının yüzdesi (ρ_t) 0.01, akma mukavemeti 420 MPa , etriye çapı 8 mm, etriye aralığı 100 mm olan (sargı donatısı hacimsel yüzdesi (ρ_s) yaklaşık 0.0075) ve Şekil 5.3 'de kesiti görönen betonarme kolonun farklı beton sınıfları için pekleşmeli eğilme momenti kapasitesini gösteren boyutsuz etkileşim diyagramı Şekil 5.4 'de gösterilmiştir.



Şekil 5.3 İncelenen betonarme kolon kesiti



Şekil 5.4 Kolon pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi etkileşim diyagramı (**PEMKED**)

Şekil 5.4 'den de görüleceği gibi beton sınıfı dışında tüm değişkenlerin aynı olmasına karşın, analizde kullanılan beton matematiksel modellerinin beton sınıfına bağımlı olması nedeniyle, değişik beton sınıfları için ortak boyutsuz eksenel yük katsayısı (n) seviyelerinde bulunan boyutsuz moment kapasiteleri (m) farklılıklar oluşmaktadır. Bu durum, etkileşim diyagramlarının belirli bir beton sınıfı için çizilmesi gereğini doğurur. Hazırlanan diyagramların sayısını belirleyen ana değişkenler ise, beton sınıfı, boyuna donatı sınıfı, z_s/h oranı, ara donatı miktarı ve sargı donatısı hacimsel yüzdesi (ρ_s) olarak kabul edilmiştir.

Diyagramlarda boyutsuz eksenel yük katsayısı (n) 0 ile 0.5 aralığında incelenmiştir (ABYYHY 1998 'de kolon tasarımında izin verilen en büyük eksenel yük ($0.5f_{ck}A_c$) değeri). Bu aralık içersindeki herhangi bir eksenel yük değeri esas alınarak çizilen moment-eğrilik eğrisinden beton birim kısalması gözletilmeksizin en büyük eğilme momenti tespit edilerek, maksimum moment ve buna karşılık gelen eksenel yük değerlerinden faydalanılarak diyagramlar oluşturulmuştur.

Diyagramlar farklı beton sınıflarını kapsamadığından, mekanik donatı yüzdesi kullanılmamıştır. Diyagramlar boyuna donatı yüzdeleri (0.01 ~ 0.04) esas alınarak çizilmiştir.

Yukarıda belirtilen kabullere dayanılarak, beton sınıfı C20, C25, donatı sınıfı S220, S420, sargı donatısı hacimsel yüzdesi yaklaşık 0.0075, 0.01 ve iki farklı boyuna donatı konfigürasyonu esas alınarak çeşitli z_s/h oranları için hazırlanan kolon pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi etkileşim diyagramları çalışmanın 7. bölümünde sunulmuştur.

- Ersoy 1998 'de önerilen yöntemle, **kolonun en büyük eğilme momenti kapasitesi (M_p)** TS500 'de verilen taşıma gücü yönteminde f_{yd} yerine f_{yk} ve f_{cd} yerine f_{cc} ($f_{cc}=1.15f_{ck}$ olmak üzere) alınıp hesapla bulunabileceği gibi, kolonlar için taşıma gücü yöntemine göre hazırlanmış olan mevcut kolon abaklarında tanımlanan boyutsuz kapasitelerin ve mekanik donatı yüzdelerinin tanımlarında yapılacak değişikliklerle, **mevcut taşıma gücü abakları kullanılarak da yaklaşık olarak saptanabilir.**

Kolonların taşıma gücü abaklarında, N_r eksenel yük taşıma gücü, M_r taşıma gücü momenti, f_{cd} , beton hesap mukavemeti; f_{yd} , donatı çeliği hesap mukavemeti; A_{st} , toplam boyuna donatı miktarı; ρ_t , toplam boyuna donatı yüzdesi; ω_t , toplam boyuna donatı indeksi; h , kolonun eğilme doğrultusundaki boyutu; b , kolonun eğilme doğrultusuna dik boyutu olmak üzere, boyutsuz kapasiteler (n,m) ve mekanik donatı yüzdesi (ω_t) genellikle aşağıdaki şekilde tanımlanır.

$$n = \frac{N_r}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (5.1)$$

$$m = \frac{M_r}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (5.2)$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b \cdot h} \quad (5.3)$$

$$\omega_t = \rho_t \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (5.4)$$

Belirli bir eksenel yük seviyesi için **kolonun en büyük eğilme momenti (M_p)** 'nin yaklaşık olarak mevcut taşıma gücü abaklarından belirlenmesinde, boyutsuz kapasiteler (n,m) ve mekanik donatı yüzdesi (ω_t) aşağıdaki gibi tanımlanmalıdır.

$$\omega_t = \rho_t \cdot \frac{f_{yk}}{K \cdot f_{ck}} \quad (5.5)$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot K \cdot f_{ck}} \quad (5.6)$$

$$m = \frac{M_p}{b \cdot h^2 \cdot K \cdot f_{ck}} \quad (5.7)$$

(5.5), (5.6), (5.7) denklemleriyle yapılan tanım değışiklikleri ile, *mevcut kolon taşıma gücü abaklarındaki değerler aynen korunarak*, belirli bir eksenel yük etkisindeki kolon için ω_t ve n değerleri sırasıyla (5.5) ve (5.6) bağıntılarıyla belirlenip, bulunan değerler için abaktan okunan m değerine göre (5.7) bağıntısı kullanılarak *kolonun en büyük eğilme momenti (M_p)*, Ersoy tarafından önerilen yöntem esas alınarak *yaklaşık olarak hesaplanabilir*.

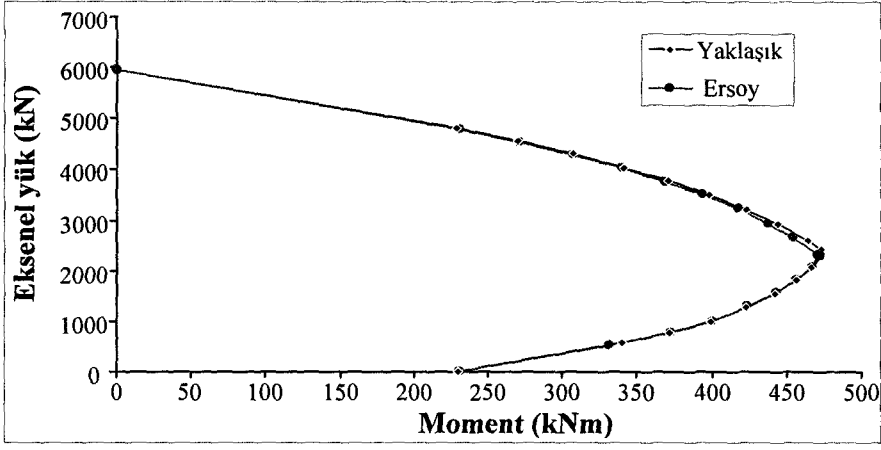
Ersoy 'un önerdiği yöntem esas alınarak kolonun en büyük eğilme momenti kapasitesinin mevcut kolon taşıma gücü abaklarından da yaklaşık olarak tespit edilebileceğini göstermek amacıyla, malzemesi C20/S420, boyuna donatısı 8 ϕ 20 (2514 mm²) olan ve Şekil 5.3 'de kesiti görülen bir kolon incelenecektir.

İlk olarak, Ersoy un önerisine göre karşılıklı etkileşim diyagramlarını elde etmek için TS500 tarafından verilen taşıma gücü yönteminde, f_{yd} yerine f_{yk} ve f_{cd} yerine f_{cc} ($f_{cc}=1.15f_{ck}$) malzeme hesap mukavemetleri esas alınarak hesaplanan eksenel yük ve eğilme momentleri kullanılarak, Şekil 5.5 'deki etkileşim diyagramında “Ersoy” isimli eğri elde edilmiştir.

Şekil 5.5 'de görülen ve mekanik donatı yüzdesinin tanımında yapılan farklılık nedeniyle “yaklaşık” olarak isimlendirilen eğrinin hesabında esas alınan boyuna donatı miktarının belirlenmesi ise şöyle özetlenebilir: (5.3) bağıntısıyla ρ_t (0.01), (5.5) bağıntısıyla ω_t (0.1836) ($K = 1.15$, $f_{ck} = 20$ MPa, $f_{yk} = 420$ MPa), (5.4) bağıntısıyla hesapta esas alınacak ρ_t (0.0067) ($f_{cd} = 20/1.5$ MPa, $f_{yd} = 420/1.15$ MPa) belirlenip, (5.3) bağıntısı ile hesapta esas alınacak (mevcut kolon abaklarındaki tanım) A_{st} (1676 mm²) belirlenmiştir.

Şekil 5.5 de “Yaklaşık” olarak isimlendirilmiş eğri, belirlenen toplam donatı alanı (1676 mm²) için, malzeme hesap dayanımları ($f_{cd}=f_{ck}/1.5$, $f_{yd}=f_{yk}/1.15$) esas alınarak, tarafsız eksen derinliğini değıştirmek suretiyle hesaplanan eksenel yük (N_r) ve eğilme momenti taşıma gücü (M_r) değerlerinin (5.1) ve (5.2) bağıntılarıyla boyutsuzlaştırıp, bulunan boyutsuz kapasitelerin (5.6) ve (5.7) bağıntıları kullanarak elde edilen N_d ve M_p değerleri esas alınarak çizilmiştir.

Şekil 5.5 'den de görüleceği gibi, Ersoy tarafından önerilen yöntem esas alınarak kolon en büyük eğilme momenti kapasitesi (M_p) pratik bir şekilde, mevcut kolon taşıma gücü abaklarında yapılacak tanım değışiklikleriyle abaklardaki değerler aynen korunarak belirlenebilir.



Şekil 5.5 Karşılıklı etkileşim diyagramı

- Çakıroğlu ve Özer (1990) bileşik eğilme etkisi altındaki dikdörtgen kesitli simetrik donatılmış kolonlar için taşıma gücü esasına göre hesabında kullanılmak üzere basit formüller önermişlerdir. **Bu formüller yardımıyla**, Ersoy, 1998 'ce M_p nin yaklaşık hesabına yönelik önerisi esas alınarak **kolonun en büyük eğilme momenti (M_p), kolonun taşıma gücü momenti (M_r) ve eksenel yük düzeyine (N_d) göre belirlemek amacıyla**, bu çalışmada **aşağıdaki bağıntılar çıkarılmıştır** (5.16~5.20).

Çakıroğlu ve Özer (1990) bileşik eğilme etkisi altındaki simetrik donatılı dikdörtgen kesitli kolonlar için taşıma gücü esasına göre hesapta kullanılmak üzere, kolon karşılıklı etkileşim diyagramlarındaki eğrileri, etkileşim diyagramlarındaki parametrelere bağlı bir fonksiyon haline getirerek basit formüller önermişlerdir.

Malzeme katsayılarının dikkate alındığı durum için;

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{ck}} \quad , \quad m = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}} \quad (5.8)$$

$$\omega_t = \frac{A_{st} \cdot f_{yk}}{k_{k1} \cdot k_{k2} \cdot b \cdot h \cdot f_{ck}} \quad (5.9)$$

$n < 0.2$ durumunda;

$$\omega_t = 2.86 \cdot m + 2.92 \cdot n^2 - 1.48 \cdot n \quad (5.10a)$$

$0.2 < n \leq 0.3$ durumunda;

$$\omega_t = 2.92 \cdot m - 0.192 \quad (5.10b)$$

$n > 0.3$ durumunda;

$$\omega_t = 2.92 \cdot m + 0.62 \cdot n^2 + 0.254 \cdot n - 0.32 \quad (5.10c)$$

Malzeme emniyet katsayılarının dışarıdan verildiği durum için;

$$\bar{n} = \frac{N_d}{0.85 \cdot b \cdot h \cdot f_c}, \quad \bar{m} = \frac{M_d}{0.85 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_c} \quad (5.11)$$

$$\bar{\omega}_t = \frac{A_{st} \cdot f_y}{k_{k1} \cdot k_{k2} \cdot 0.85 \cdot b \cdot h \cdot f_c} \quad (5.12)$$

$\bar{n} < 0.35$ durumunda;

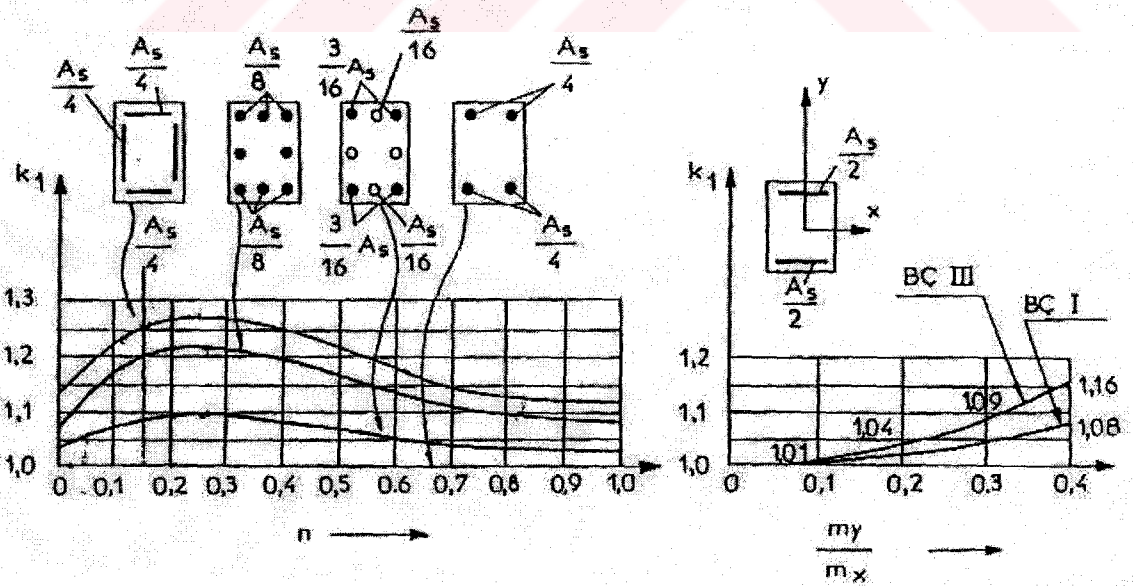
$$\bar{\omega}_t = 2.49 \cdot \bar{m} + 1.44 \cdot (\bar{n})^2 - 1.29 \cdot \bar{n} \quad (5.13a)$$

$0.35 \leq \bar{n} \leq 0.50$ durumunda;

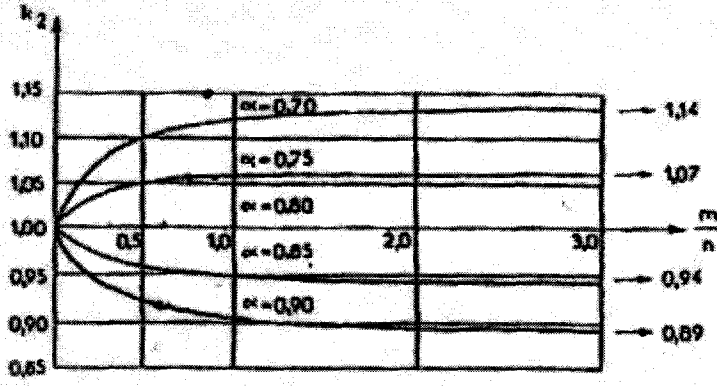
$$\bar{\omega}_t = 2.54 \cdot \bar{m} - 0.295 \quad (5.13b)$$

$\bar{n} > 0.50$ durumunda;

$$\bar{\omega}_t = 2.54 \cdot \bar{m} + 0.305 \cdot (\bar{n})^2 + 0.22 \cdot \bar{n} - 0.49 \quad (5.13c)$$



Şekil 5.6 Farklı donatı yerleşim düzenleri için k_{k1} katsayıları (Çakıroğlu, Özer 1990)



Şekil 5.7 Farklı z_s durumları ($\alpha=z_s/h$) için k_{k2} katsayıları (Çakıroğlu, Özer 1990)

Yukarıdaki (5.8)~(5.13) bağıntılarında, A_{st} , kesitteki toplam boyuna donatı miktarı; ω_t , kesitteki toplam boyuna donatı indeksi; k_{k1} , farklı boyuna donatı düzeniden kaynaklanacak değişiklikleri yansıtan katsayı (bkz. Şekil 5.6); k_{k2} , z_s/h oranı farklılıklarını yansıtan katsayı (bkz. Şekil 5.7); f_c , malzeme emniyet katsayılarının dışarıdan verildiği durum için hesapta kullanılacak beton basınç dayanımı; f_y , malzeme emniyet katsayılarının dışarıdan verildiği durum için hesapta kullanılacak çelik dayanımı.

Belirli bir eksenel yük seviyesi için M_p , Ersoy 1998 tarafından önerilen yaklaşık yöntem esas alınarak, yukarıda verilmiş olan Çakıroğlu ve Özer in malzeme emniyet katsayılarının dikkate alındığı ve dışardan girildiği durumlar için önerdikleri deklemleri kullanılarak, kolonun eksenel yük ve eğilme momenti taşıma güçleri kullanılarak belirlenebilir. Bunun için, malzeme katsayılarının (beton için 1.5, donatı çeliği için 1.15) dikkate alındığı durumdaki denklemler aynen muhafaza edilecek, malzeme katsayılarının dışarıdan girildiği duruma ait denklemlerde Ersoy 1998 'in önerisi dikkate alınacaktır ($f_c=1.15f_{ck}$, $f_y=f_{yk}$).

(5.9) ve (5.12) bağıntıları A_{st} ye göre düzenlenip birbirine oranlanarak ((5.12) bağıntısında $f_c=1.15f_{ck}$, $f_y=f_{yk}$ alınmalıdır (Ersoy 1998)),

$$\frac{A_{st}}{A_{st}} = \frac{\omega_t \cdot k_{k1} \cdot k_{k2} \cdot b \cdot h \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \quad (5.14)$$

$$\frac{A_{st}}{A_{st}} = \frac{\omega_t \cdot k_{k1} \cdot k_{k2} \cdot 0.85 \cdot b \cdot h \cdot 1.15 \cdot f_{ck}}{f_{yk}}$$

Yukarıdaki (5.14) denklemi elde edilir.

Ele alınacak simetrik donatılı dikdörtgen kesitli kolonlar için donatı düzeni farklılığını yansıtan katsayılar olan k_{k1} ve $\overline{k_{k1}}$ katsayıları Şekil 5.6 'dan görüleceği üzere boyutsuz

eksenel yük katsayılarına (n) bağımlıdır ve sabit eksenel yük düzeyi için bir bağıntı arandığından, yaklaşık olarak $k_{k1} = \overline{k_{k1}}$ ($n \approx \bar{n}$ ($\bar{n} = 1.023 \cdot n$)) olacaktır. z_s/h farklılıklarının hesaba etkisini yansıtan k_{k2} ve $\overline{k_{k2}}$ katsayıları ise Şekil 5.7 'den görüleceği üzere m/n (dışmerkezlik) oranına bağımlıdır ve sadece $z_s/h=0.8$ için tüm m/n seviyelerinde birbirine eşittir. Dolayısıyla (5.20) bağıntısındaki b , h , f_{ck} , f_{yk} , k_{k1} ve $\overline{k_{k1}}$ terimleri her durum için, k_{k2} ve $\overline{k_{k2}}$ terimleri ise sadece $z_s/h=0.8$ durumu için sadeleşebilir. (5.14) denkleminde gerekli sadeleştirmeler yapılarak;

$$1 = \frac{\omega_t}{\omega_t \cdot 0.85 \cdot 1.15} \cdot \frac{k_{k2}}{\overline{k_{k2}}} \quad (5.15)$$

Elde edilir.

(5.15) bağıntısındaki ω_t ve $\overline{\omega_t}$ terimleri için ilgili boyutsuz eksenel yük seviyelerine göre tanımlanmış olan fonksiyonlar ((5.10) ve (5.13) denklemleri) yazılıp, $\bar{n} = 1.023 \cdot n$ dönüşümü yapılarak, aşağıdaki $z_s/h=0.8$ durumu için (5.18a, b, c, d) denklemleri ve $z_s/h \neq 0.8$ durumu için (5.20a, b, c, d) denklemleri elde edilir.

$$M_p = \bar{m} \cdot 0.85 \cdot b \cdot h^2 \cdot 1.15 \cdot f_{ck} \quad (5.16)$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{ck}}, \quad m = \frac{M_r}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}} \quad (5.17)$$

$$\frac{z_s}{h} = 0.8 \text{ durumu için;}$$

$n < 0.2$ durumunda;

$$\bar{m} = \frac{2.86 \cdot m + 1.447 \cdot n^2 - 0.19 \cdot n}{2.434} \quad (5.18a)$$

$0.2 \leq n \leq 0.3$ durumunda;

$$\bar{m} = \frac{2.92 \cdot m - 1.473 \cdot n^2 + 1.29 \cdot n - 0.192}{2.434} \quad (5.18b)$$

$0.3 < n < 0.34$ durumunda;

$$\bar{m} = \frac{2.92 \cdot m - 0.853 \cdot n^2 + 1.544 \cdot n - 0.32}{2.434} \quad (5.18c)$$

$0.34 \leq n \leq 0.5$ durumunda ($n=0.5$ ABYYHY de izin verilen en büyük eksenel yük düzeyi);

$$\bar{m} = \frac{2.92 \cdot m + 0.62 \cdot n^2 + 0.254 \cdot n - 0.0316}{2.483} \quad (5.18d)$$

$\frac{z_s}{h} \neq 0.8$ durumu için;

Yukarıdaki (5.18a, b, c, d) bağıntıları $z_s=0.8h$ kabulüne göre çıkartılmıştır. z_s in kabulden farklı değerlerinin söz konusu olduğu durumlarda aşağıdaki işlem adımları takip edilmelidir.

$$k_{k2} = \frac{\frac{m}{n} \cdot \frac{0.8 \cdot h}{z_s} + 0.2}{\frac{m}{n} + 0.2} \quad (5.19a)$$

$$\bar{k}_{k2} = \frac{\frac{\bar{m}}{n} \cdot \frac{0.8 \cdot h}{z_s} + 0.2}{\frac{\bar{m}}{n} + 0.2} \quad (5.19b)$$

$n < 0.2$ durumunda;

$$\bar{m} = \frac{2.86 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} \cdot m + \left(2.92 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} - 1.473 \right) \cdot n^2 + \left(1.29 - 1.48 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} \right) \cdot n}{2.434} \quad (5.20a)$$

$0.2 \leq n \leq 0.3$ durumunda;

$$\bar{m} = \frac{2.92 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} \cdot m - 1.473 \cdot n^2 + 1.29 \cdot n - 0.192 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}}}{2.434} \quad (5.20b)$$

$0.3 < n < 0.34$ durumunda;

$$\bar{m} = \frac{2.92 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} \cdot m + \left(0.62 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} - 1.473 \right) \cdot n^2 + \left(1.29 + 0.254 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} \right) \cdot n - 0.32 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}}}{2.434} \quad (5.20c)$$

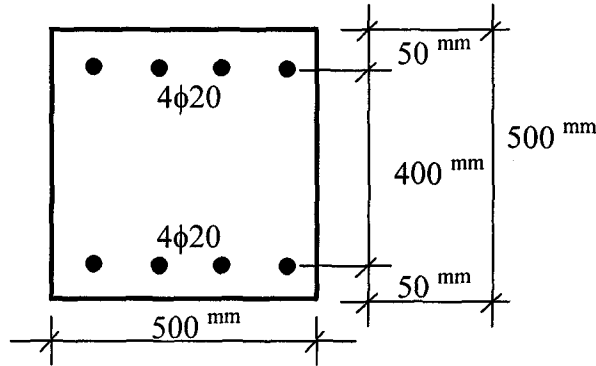
$0.34 \leq n \leq 0.5$ durumunda ($n=0.5$ ABYYHY de izin verilen en büyük eksenel yük düzeyi);

$$\bar{m} = \frac{2.92 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} \cdot m + 0.62 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} \cdot n^2 + 0.254 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} \cdot n + \left(0.288 - 0.32 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}}\right)}{2.483} \quad (5.20d)$$

Simetrik donatılı dikdörtgen kesitli kolonların pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin, eksenel yük ve eğilme momenti taşıma güçlerine (M_r) göre yaklaşık olarak belirlenmesi için önerilen (5.16)~(5.21) denklemlerinin kullanımı şu şekilde özetlenebilir.

- (5.17) bağıntısı kullanılarak n , m değerleri hesaplanır.
- Hesaplanan n değerine uygun aralıktaki (5.18a, b, c, d) denklemlerinden ilgili olanı yardımıyla $\bar{m}$ belirlenir.
- Hesap yapılan kolon için $z_s/h = 0.8$ ise, yukarıda hesaplanan $\bar{m}$ değerinin (5.16) bağıntısında yerine yazılarak M_p yaklaşık olarak belirlenmiş olur.
- Eğer $z_s/h \neq 0.8$ ise, n , m , $\bar{m}$, $\bar{n}$ ($\bar{n} = 1.023 \cdot n$) değerleri kullanılarak (5.19a ve b) denklemleri yardımıyla k_{k2} ve $\overline{k_{k2}}$ belirlenir.
- n değerine uygun aralıktaki (5.20a, b, c, d) denklemlerinden ilgili olanı yardımıyla $\bar{m}$ belirlenip ($z_s/h \neq 0.8$ durumu için), (5.16) bağıntısında yerine yazılarak M_p yaklaşık olarak belirlenmiş olur ($z_s/h \neq 0.8$ durumu için).

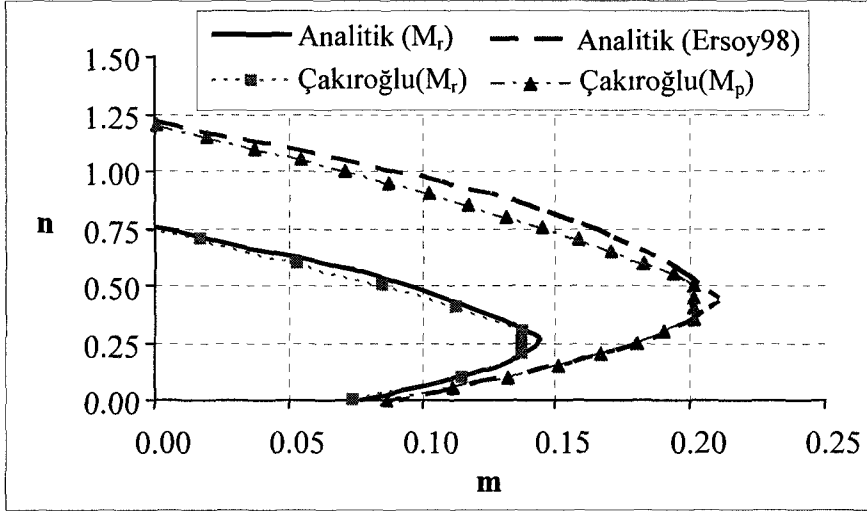
Çakıroğlu ve Özer 'in önerdikleri bağıntıların yaklaşık mertebelerini görmek için, Şekil 5.8 'de görülen betonarme kolon kesiti incelenecektir.



Şekil 5.8 İncelenen betonarme kolon kesiti

Şekil 5.8 'de kesiti görülen, karşılıklı iki kenarda eşit yayılı donatı düzenine sahip ($k_{k1}=1$),

malzemesi C20/S420, $z_s=400$ mm ($z_s = 0.8h \rightarrow k_{k2}=1$), boyuna donatısı $8\phi 20$ (2514mm^2) olan betonarme kolon için 4 farklı analiz yapılarak sonuçlar Şekil 5.9 daki karşılıklı etkileşim diyagramlarında gösterilmiştir.



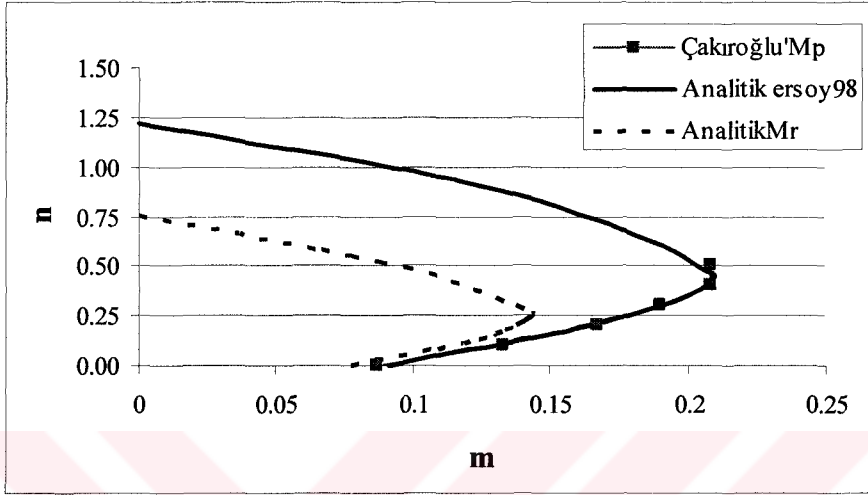
Şekil 5.9 Karşılıklı etkileşim diyagramı

İlk olarak, Şekil 5.9 'daki karşılıklı etkileşim diyagramında, incelenen kolon kesiti için TS500 'ce verilen taşıma gücü yönteminde malzeme hesap dayanımları ($f_{cd}=f_{ck}/1.5$, $f_{yd}=f_{yk}/1.15$) kullanılarak elde edilen ve etkileşim diyagramında “Analitik(M_r)” ile “Çakıroğlu(M_r)” adları verilen eğrilerin elde edilişi şu şekilde özetlenebilir. “Analitik(M_r)” isimli eğri taşıma gücü yöntemi esas alınıp, malzeme hesap dayanımları kullanılarak, tarafsız eksen derinliğini değiştirmek suretiyle hesaplanan eksenel yük (N_r) ve eğilme momenti taşıma gücü (M_r) değerleri (5.17) bağıntısıyla boyutsuz hale getirilerek, “Çakıroğlu(M_r)” isimli eğri ise (5.8)~(5.10a, b, c) bağıntıları kullanılarak elde edilmiştir. Her iki eğride incelenen kolon kesiti için malzeme hesap dayanımlarını esas alan kolon taşıma gücü karşılıklı etkileşim diyagramını yansıtmaktadır.

İkinci olarak, incelenen kolon kesiti için pekleşmeli eğilme momenti kapasitesinin yaklaşık olarak belirlenmesine yönelik Ersoy 1998 'ce önerilen yöntem (TS500 tarafından verilen taşıma gücü yönteminin, f_{yd} yerine f_{yk} ve f_{cd} yerine f_{cc} ($f_{cc}=1.15f_{ck}$) alınması şartıyla aynen kullanılarak, M_p yaklaşık olarak hesaplanabilir) esas alınarak belirlenen ve etkileşim diyagramında “Analitik(Ersoy98)” ile “Çakıroğlu(M_p)” adları verilen eğrilerin elde edilişi şu şekilde özetlenebilir. “Analitik(Ersoy98)” isimli eğri taşıma gücü yönteminde f_{yd} yerine f_{yk} ve f_{cd} yerine f_{cc} ($f_{cc}=1.15f_{ck}$) alınarak, tarafsız eksen derinliğini değiştirmek suretiyle hesaplanan eksenel yük (N_r) ve eğilme momenti (M_p) değerleri (5.11) bağıntısı kullanılıp ((5.11) bağıntısında $f_c=1.15f_{ck}$ alınmalıdır) boyutsuz hale getirilerek, “Çakıroğlu(M_p)” isimli eğri ise

(5.11)~(5.13a, b, c) bağıntıları (bağıntılarda $f_c=1.15f_{ck}$, $f_y=f_{yk}$ alınmalıdır) kullanılarak elde edilmiştir. Her iki eğride incelenen kolon kesiti için M_p 'yi yaklaşık olarak yansıtan karşılıklı etkileşim diyagramını vermektedir.

Şekil 5.9 'dan da görüleceği üzere Çakıroğlu ve Özer 'in önerdikleri basit formüller özellikle $n \leq 0.5$ ($n=0.5$ ABYYHY 'deki eksenel yük sınırı) aralığında iyi sonuçlar vermektedir.



Şekil 5.10 Karşılıklı etkileşim diyagramı

Şekil 5.10 'daki karşılıklı etkileşim diyagramında, yukarıda incelenen kolon kesiti için (bkz. Şekil 5.8), kolonun malzeme hesap dayanımları ($f_{cd}=f_{ck}/1.5$, $f_{yd}=f_{yk}/1.15$) esas alınarak bulunan ve "AnalitikMr" olarak isimlendirilen eğrideki m ve n boyutsuz değerlerinin (5.11a, b, c) denklemlerinde yerine yazılmasıyla elde edilen ve "yaklaşıkMp" olarak isimlendirilen eğri, hesaplara bulunan ($1.15f_{ck}$ ve f_{yk}) "AnalitikErsoy98" eğrisine yakın sonuçlar verdiği görülmektedir.

5.2 Kolon Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitesinin Yaklaşık Olarak Belirlenmesine Yönelik incelemeler

Bu bölümde, kolonların gerçek pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri ve yukarıda açıklanan yöntemlerle belirlenecek olan yaklaşık moment kapasiteleri karşılaştırılacaktır.

Kolonun gerçek kapasitesi olarak isimlendirilen kapasitesinin belirlenmesinde, bu çalışma için hazırlanan yazılım kullanılarak, sabit eksenel yük altında moment-eğrilik ilişkisi çizilecektir. Çizilen moment-eğrilik eğrisinden beton birim kısalması gözetilmeksizin belirlenecek en büyük eğilme momenti, kolonun gerçek pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi olarak isimlendirilmiştir. Moment-eğrilik ilişkilerini belirlenmesinde yapılan

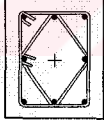
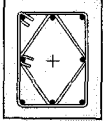
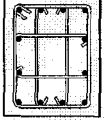
kabuller ve varsayımlar, çalışmanın 4. bölümünde PEMKED 'in eldesi için yapılan varsayımlar ve kabullerle aynıdır.

Çizelge 5.1 'de karşılaştırmalarda kullanılan elemanların özellikleri özetlenmiştir. Kesit geometrik özellikleri ile beton ve donatı çeliği mekanik özellikleri sırasıyla Çizelge 5.2, Çizelge 5.3 ve Çizelge 5.4 'den görülebilir.

Çizelge 5.1 Eleman özellikleri

Eleman ismi	Beton sınıfı	Boyuna donatı sınıfı	Boyuna donatısı	Sargı donatısı sınıfı	Sargı donatısı / aralığı	Kesit tipi
S1	C20	S420a	8 ϕ 20	S420a	2- ϕ 8/100	A
S2	C20	S420a	8 ϕ 26	S420a	2- ϕ 8/100	A
S3	C20	S420a	8 ϕ 20	S420a	2- ϕ 10/100	B
S4	C20	S420a	8 ϕ 26	S420a	2- ϕ 10/100	B
S5	C25	S420a	8 ϕ 20	S420a	2- ϕ 10/100	B
S6	C25	S420a	8 ϕ 26	S420a	2- ϕ 10/100	B
S7	C20	S220	8 ϕ 20	S220	2- ϕ 8/100	A
S8	C25	S220	12 ϕ 22	S220	ϕ 10/100	C
S9	C20	S420a	12 ϕ 16	S420a	ϕ 8/100	C
S10	C25	S420a	12 ϕ 22	S420a	ϕ 8/100	C

Çizelge 5.2 Analizde kullanılan kesitlerin geometrik özellikleri

Kesit Tipi	Kesit	Kesit genişliği $\times$ yüksekliği (mm $\times$ mm)	Örtü beton Kalınlığı (mm)
A		500 $\times$ 500	25
B		400 $\times$ 400	20
C		600 $\times$ 400	20

Çizelge 5.3 Analizde kullanılan beton sınıflarının mekanik özellikleri (TS 500-2000)

Beton Sınıfı	f_{ck} (MPa)	f_{ctk} (MPa)	k_1
C20	20	1.6	0.85
C25	25	1.8	0.85

Çizelge 5.4 Analizde kullanılan donatı çeliklerinin mekanik özellikleri (TS 500-2000)

Donatı Sınıfı	f_{yk} (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{sh}	ϵ_{su}
S420a	420	500	0.01	0.12
S220a	220	340	0.02	0.18

Çizelge 5.5 Analiz sonuçları

Eleman ismi	Eksenel yük(kN)	Taşıma gücü momenti (M_r) (kNm)	Gerçek pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi (M_p) (kNm)	Yaklaşık eğilme momenti kapasitesi (M_p)(kNm)			
				$1.4M_r$ (ABYYHY '1998)	$M_p(\text{Ersoy})$ ($f_{cd}=1.15f_{ck}$, $f_{yd}=f_{yk}$)	$M_p(\text{Abak})$ (7.bölümdeki PEMKED diyagramları kullanılarak)	$M_p(\text{yaklaşık denklem})$ (5.bölümde önerilmiş olan (5.16) ~ (5.20) yaklaşık denklemleri kullanılarak)
S1	0	194.3	253.0	272.0	227.1	252.4	223.2
	500	277.9	321.3	389.1	322.2	320.8	314.7
	1000	308.0	392.7	431.1	396.4	393.0	368.5
	1500	313.5	429.5	438.9	433.7	430.2	430.7
	2000	274.7	457.6	384.6	459.8	458.2	482.8
	2500	222.6	468.1	311.6	456.3	469.4	503.4
S2	0	318.6	395.3	446.0	371.3	395.6	365.9
	500	381.9	459.1	534.7	459.7	459.1	434.2
	1000	404.2	515.5	565.9	516.8	515.6	484.4
	1500	408.2	542.9	571.5	547	543.1	544.6
	2000	363.3	566.4	508.6	569.1	566.6	584.4
	2500	312.5	576.9	437.5	560.4	576.6	606.3
S3	0	148.9	188.9	208.5	174.1	185.7	171.0
	320	183.6	219.3	257.0	219.2	218.8	208.6
	640	195.5	251.2	273.7	250.0	248.8	234.6
	960	196.8	266.1	275.5	266.6	263.4	264.5
	1280	174.9	278.8	244.9	278.3	275.8	286.4
	1600	149.6	285.3	209.4	273.4	280.2	298.4
S4	0	242.9	289.1	340.06	282.6	285.2	279.0
	320	260	323.6	364	320.3	321.6	296.3
	640	268.7	341.0	376.18	339.1	336.7	317.0
	960	269.8	352.4	377.72	352.4	347.9	346.8
	1280	244.6	362.4	342.44	361.9	357.8	365.9
	1600	218.3	368.5	305.62	353.9	361.4	376.4
S5	0	150.3	193.0	210.4	176.3	191.6	172.6
	400	199.7	232.6	279.6	234.2	232.7	226.5
	800	216.4	273.8	303.0	277.3	272.8	258.3
	1200	218.4	295.0	305.8	300.4	293.8	296.2
	1600	192.9	312.0	270.1	316.1	310.2	328.3
	2000	161.1	315.3	225.5	311.4	310.5	342.9
S6	0	245	297.0	343	285.9	291.478	281.4
	400	277.4	337.9	388.36	338.7	336.048	315.7
	800	289.8	364.5	405.72	367.4	360.325	342.3
	1200	290.7	381.0	406.98	386.7	376.994	378.9
	1600	261.3	395.2	365.82	399.7	390.46	406.3
	2000	229.5	399.0	321.3	390.9	388.768	420.7

Çizelge 5.6 Analiz sonuçları

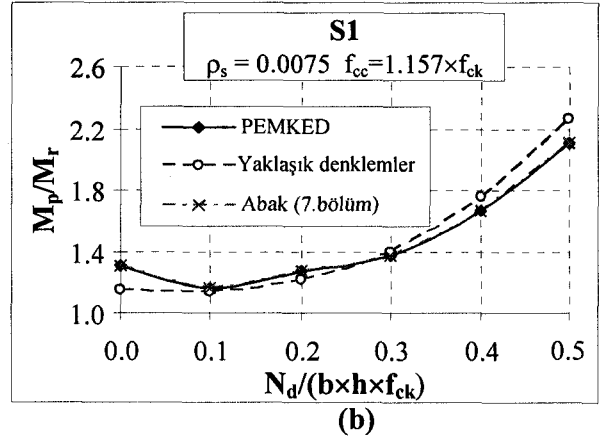
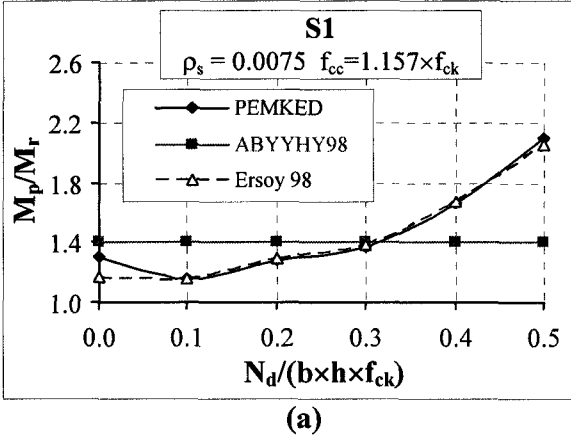
Eleman ismi	Eksenel yük (kN)	Taşıma gücü momenti (M_r) (kNm)	Gerçek pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi (M_p) (kNm)	Yaklaşık eğilme momenti kapasitesi (M_p)(kNm)			
				$1.4M_r$ (ABYYHY '1998)	M_p (Ersöy) ($f_{cd}=1.15f_{ck}$, $f_{yd}=f_{yk}$)	M_p (Abak) (7.bölümdeki PEMKED diyagramları kullanılarak)	M_p (yaklaşık denklem) (5.bölümde önerilmiş olan (5.16) ~ (5.20) yaklaşık denklemleri kullanılarak)
S7	0	104.7	163.6	146.6	123.2	165.8	120.3
	500	195.7	221.5	274.0	224.5	221.7	220.3
	1000	240.1	298	336.1	304.1	299	293.6
	1500	251.7	344.6	352.4	355.7	346.4	362.7
	2000	224.8	370.4	314.7	381.8	372.2	425.3
	2500	160.4	379.5	224.6	391.3	382	431.7
S8	0	231.6	333.9	324.2	269.1	340.4	266.0
	600	346.2	405.5	484.7	410.2	406	391.4
	1200	409.8	499.8	573.7	510.2	501.6	507.0
	1800	423.4	570.4	592.8	580.8	572.8	602.8
	2400	383.4	610.1	536.8	625	615.2	682.7
	3000	292.7	616.9	409.8	633.5	622.3	695.3
S9	0	232.9	301.2	326.1	270.7	302.6	267.5
	480	316.1	379.8	442.5	380.9	379.7	358.2
	960	360.6	453.6	504.8	453.4	455.3	447.7
	1440	368.1	513.9	515.3	507.6	516.6	520.3
	1920	323	545.6	452.2	532.2	551.5	565.6
	2400	263	559.6	368.2	531.9	566.7	590.6
S10	0	429	526.6	600.6	500	532.6	492.7
	600	511.9	615.7	716.7	618.9	617.7	582.0
	1200	556.6	697.6	779.2	701.8	699.7	684.7
	1800	565	762.5	791	758.8	766.4	774.6
	2400	502.6	787.5	703.6	783.9	794.1	821.1
	3000	429.4	800.3	601.2	779.7	807.5	854.7

Çizelge 5.7 Çeşitli yaklaşık yöntemler kullanılarak belirlenen M_p 'nin gerçek M_p 'ye (PEMKED) göre hata oranları

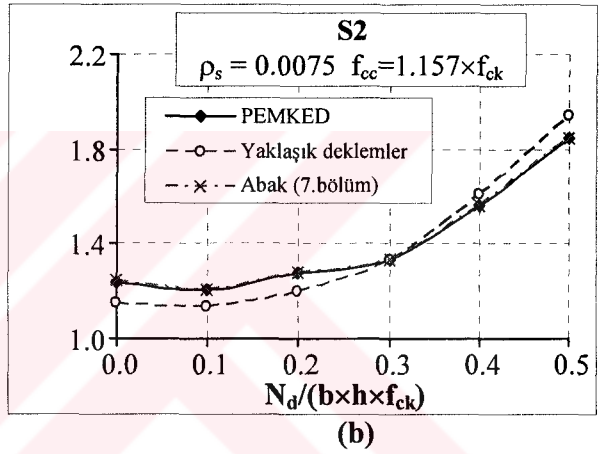
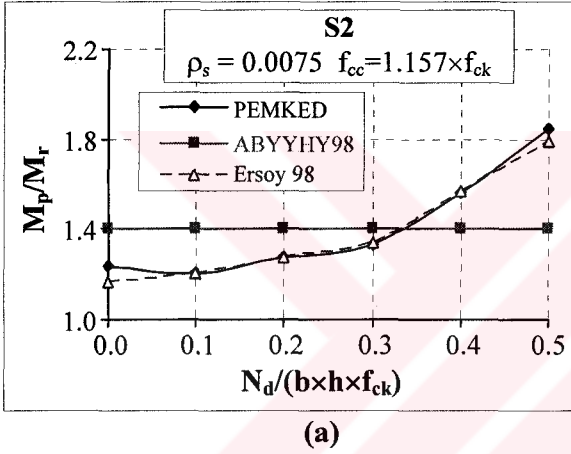
Eleman ismi	Eksenel yük (kN)	hata oranları (%)			
		$M_p \approx 1.4 \cdot M_r$ (ABYYHY'98)	$M_p(\text{Ersoy})$ ($f_{cd}=1.15f_{ck}$, $f_{yd}=f_{yk}$)	$M_p(\text{Abak})$ (7.bölümdeki PEMKED diyagramları)	$M_p(\text{yaklaşık denklem})$ ((5.16) ~ (5.20) yaklaşık denklemleri kullanılarak)
S1	0	7.5	-10.2	-0.2	-11.8
	500	21.1	0.3	-0.2	-2.0
	1000	9.8	0.9	0.1	-4.9
	1500	2.2	1.0	0.2	1.5
	2000	-15.9	0.6	0.2	5.6
	2500	-33.4	-2.5	0.3	7.6
S2	0	12.8	-6.1	0.08	-7.4
	500	16.5	0.1	0.00	-5.4
	1000	9.8	0.3	0.03	-6.0
	1500	5.3	0.8	0.05	0.3
	2000	-10.2	0.5	0.04	3.2
	2500	-24.2	-2.9	-0.05	5.1
S3	0	10.4	-7.8	-1.70	-9.5
	320	17.2	0.04	-0.24	-4.9
	640	9.0	-0.5	-0.95	-6.6
	960	3.5	0.2	-0.99	-0.6
	1280	-12.2	-0.2	-1.08	2.7
	1600	-26.6	-4.2	-1.79	4.6
S4	0	17.6	-2.24	-1.36	-3.5
	320	12.5	-1.02	-0.61	-8.4
	640	10.3	-0.57	-1.27	-7.0
	960	7.2	0.01	-1.27	-1.6
	1280	-5.5	-0.15	-1.28	1.0
	1600	-17.1	-3.96	-1.93	2.1
S5	0	9.1	-8.63	-0.71	-10.5
	400	20.2	0.67	0.01	-2.7
	800	10.7	1.28	-0.37	-5.7
	1200	3.7	1.83	-0.40	0.4
	1600	-13.4	1.33	-0.56	5.2
	2000	-28.5	-1.23	-1.50	8.8
S6	0	15.5	-3.75	-1.87	-5.3
	400	14.9	0.23	-0.55	-6.6
	800	11.3	0.81	-1.14	-6.1
	1200	6.8	1.50	-1.04	-0.5
	1600	-7.4	1.13	-1.21	2.8
	2000	-19.5	-2.03	-2.57	5.4

Çizelge 5.8 Çeşitli yaklaşık yöntemler kullanılarak belirlenen M_p 'nin gerçek M_p 'ye (PEMKED) göre hata oranları

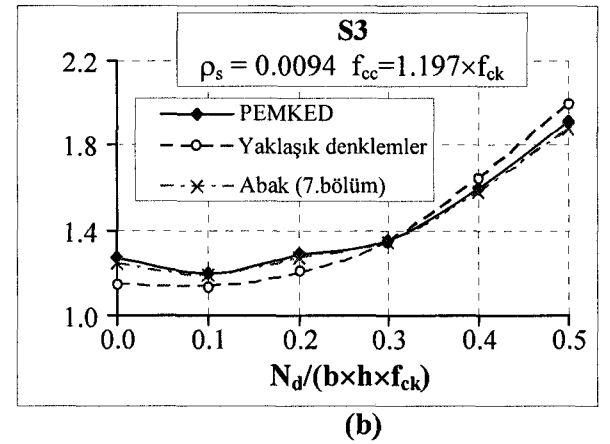
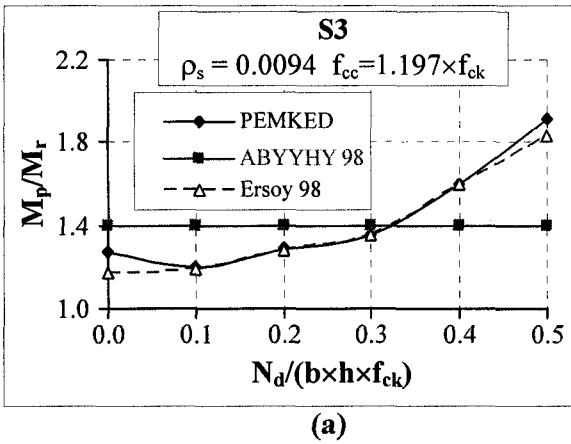
Eleman ismi	Eksenel yük (kN)	Yaklaşık yöntemlerle belirlenen eğilme momenti kapasitesinin gerçek kapasiteye göre hata oranları (%)			
		$M_p \approx 1.4 \cdot M_r$ (ABYYHY'98)	$M_{p(Ersoy)}$ ($f_{cd}=1.15f_{ck}$, $f_{yd}=f_{yk}$)	$M_{p(Abak)}$ (7.bölümdeki PEMKED diyagramları)	$M_{p(yaklaşık\ denklemler)}$ ((5.16) ~ (5.20) yaklaşık denklemleri kullanılarak)
S7	0	-10.4	-24.69	1.34	-26.5
	500	23.7	1.35	0.09	-0.5
	1000	12.8	2.05	0.34	-1.5
	1500	2.3	3.22	0.52	5.3
	2000	-15.0	3.08	0.49	14.8
	2500	-40.8	3.11	0.66	13.7
S8	0	-2.9	-19.41	1.95	-20.3
	600	19.5	1.16	0.12	-3.5
	1200	14.8	2.08	0.36	1.4
	1800	3.9	1.82	0.42	5.7
	2400	-12.0	2.44	0.84	11.9
	3000	-33.6	2.69	0.88	12.7
S9	0	8.3	-10.13	0.46	-11.2
	480	16.5	0.29	-0.03	-5.7
	960	11.3	-0.04	0.37	-1.3
	1440	0.3	-1.23	0.53	1.2
	1920	-17.1	-2.46	1.08	3.7
	2400	-34.2	-4.95	1.27	5.5
S10	0	14.1	-5.05	1.14	-6.4
	600	16.4	0.52	0.32	-5.5
	1200	11.7	0.60	0.30	-1.8
	1800	3.7	-0.49	0.51	1.6
	2400	-10.7	-0.46	0.84	4.3
	3000	-24.9	-2.57	0.90	6.8



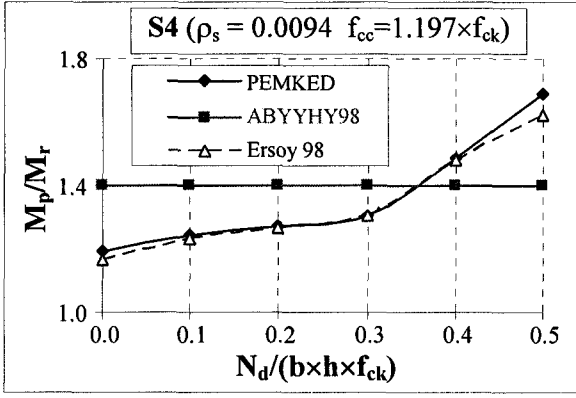
Şekil 5.11 S1 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler



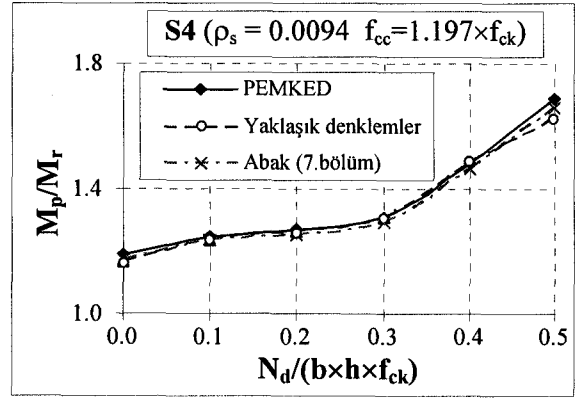
Şekil 5.12 S2 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler



Şekil 5.13 S3 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler

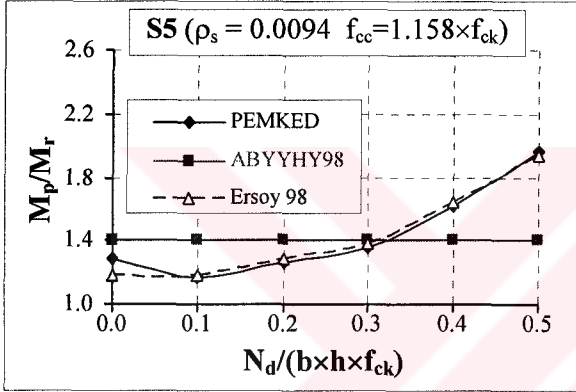


(a)

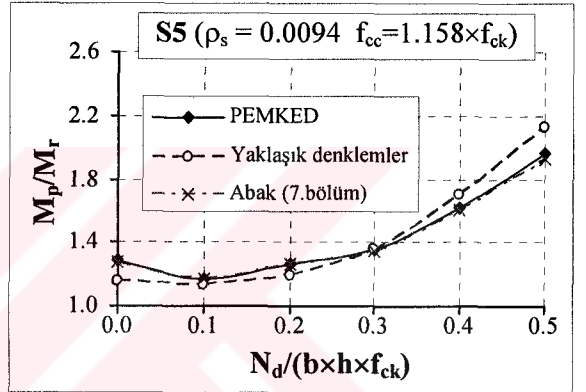


(b)

Şekil 5.14 S4 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler

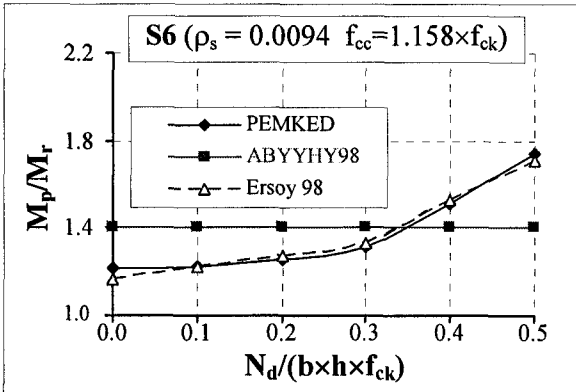


(a)

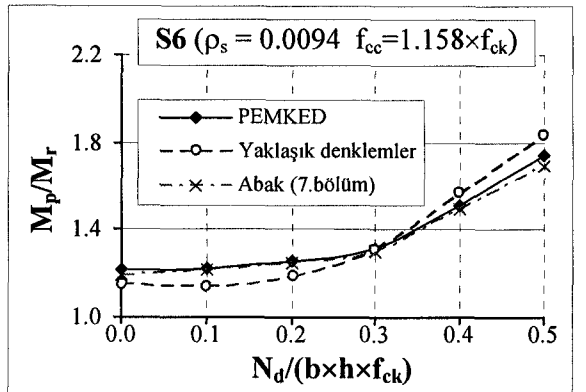


(b)

Şekil 5.15 S5 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler

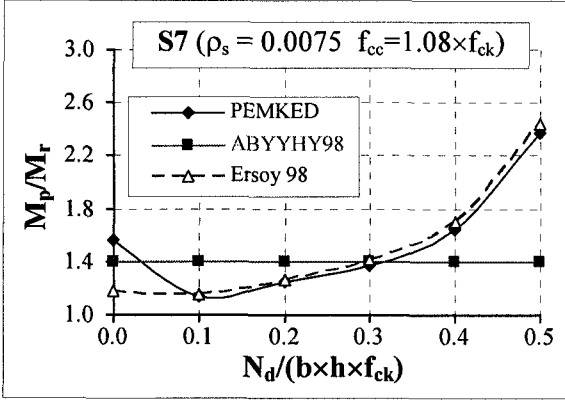


(a)

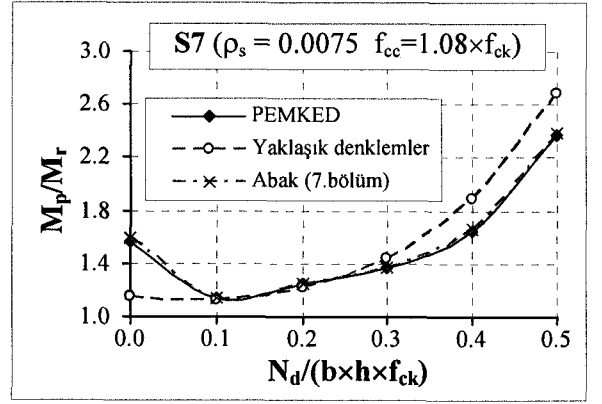


(b)

Şekil 5.16 S6 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler

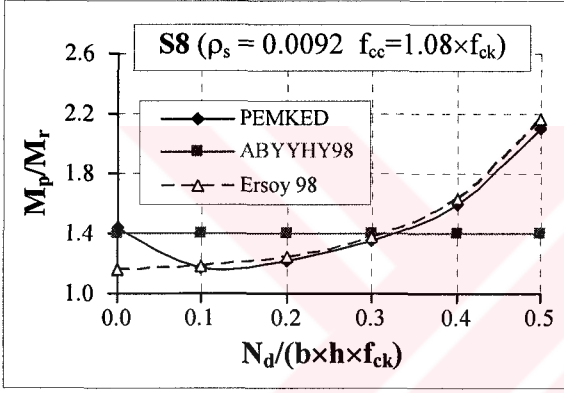


(a)

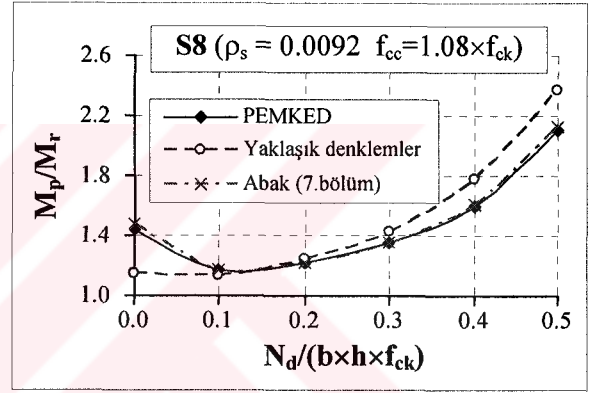


(b)

Şekil 5.17 S7 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler

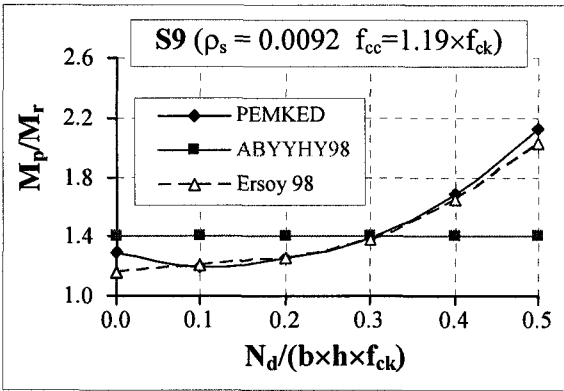


(a)

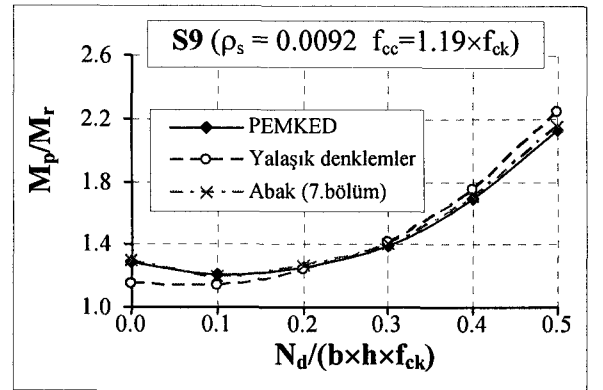


(b)

Şekil 5.18 S8 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler

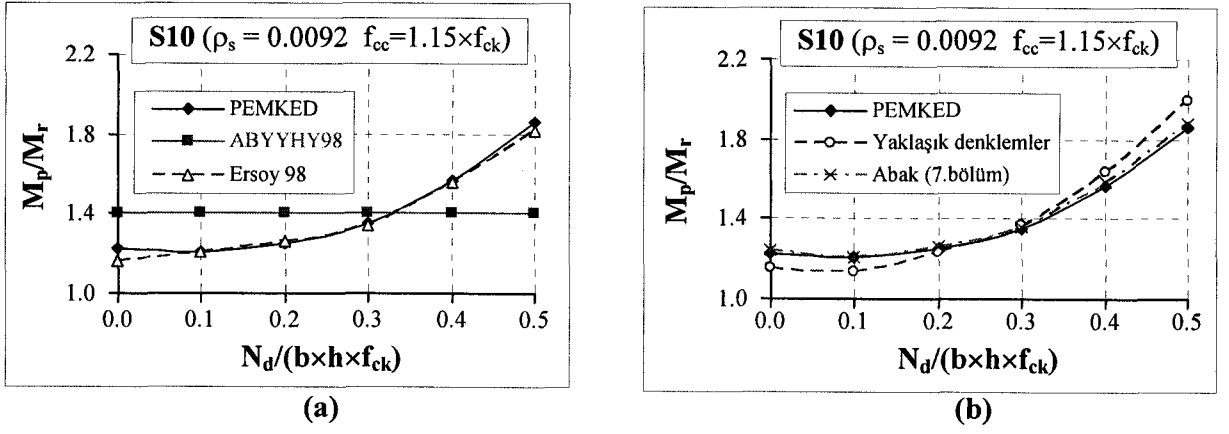


(a)



(b)

Şekil 5.19 S9 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler



Şekil 5.20 S10 kolonu için değişik eksenel yük düzeylerindeki M_p/M_r oranları (a) PEMKED (gerçek kapasite) ile ABYYHY 98 ve Ersoy 1998 'ce önerilen yaklaşık yöntemler (b) PEMKED (gerçek kapasite) ile bu çalışmada önerilen yaklaşık yöntemler

Yaklaşık yöntemlerle belirlenen kolon pekleşmeli eğilme momenti kapasitelerinin gerçek kapasite olarak adlandırılan PEMKED 'e oranla ne denli sağlıklı sonuçlar verdiğini karşılaştırmak amacıyla yapılan yukarıdaki analizlerin yardımıyla elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

Gerçek kapasite olarak isimlendirilen PEMKED kullanılarak bulunan M_p/M_r oranı, eksenel yük seviyesine göre farklı eğilimler göstermektedir. Basit eğilme durumunda, donatı pekleşmesiyle kazanılan kapasite farkı, eksenel yükün artmasıyla etkisini kaybetmekte ve M_p/M_r oranı düşüş eğilimine girmektedir. Eksenel yükün artmasıyla sargı etkisiyle artan beton gerilme-birim şekil değiştirme etkisiyle M_p/M_r oranı artış eğilimine geçmektedir (bkz Şekil 4.36).

ABYYHY 98 'ce kesin hesap yapılamadığı durumda $M_p \approx 1.4M_r$ önerisi, genellikle eksenel yük düzeyi $(0 \sim 0.3)bhf_{ck}$ aralığındaki değerleri için eğilme momenti kapasitesini ihtiyatlı olarak tahmin etmekte ve özellikle boyuna donatı miktarının artışıyla kapasitenin ihtiyatlı olarak tahmin edildiği aralığın üst sınırında bir artış gözlenmektedir. Bu eksenel yük düzeyinin daha da artmasıyla, M_p/M_r oranı 1.4 katsayısının üzerine çıkmaktadır. İncelenen kolon kesitlerinde $M_p \approx 1.4M_r$ önerisinin eksenel yük düzeyinin $0.5bhf_{ck}$ değerine yaklaşması durumunda M_p/M_r oranları 2.4 katına kadar çıkabilmektedir. Bu durumlarda, $M_p \approx 1.4M_r$ önerisinin gerçek kapasiteye göre %40 'lara varan oranlarda yetersiz kaldığını göstermektedir. Boyuna donatı miktarının artmasıyla söz konusu hata oranı azalmaktadır. Kolon boyuna donatısı olarak S220 çeliğinin kullanıldığı kesitlerde basit eğilme durumunda da 1.4 katsayısının yetersiz kalabildiği gözlemlenmiştir.

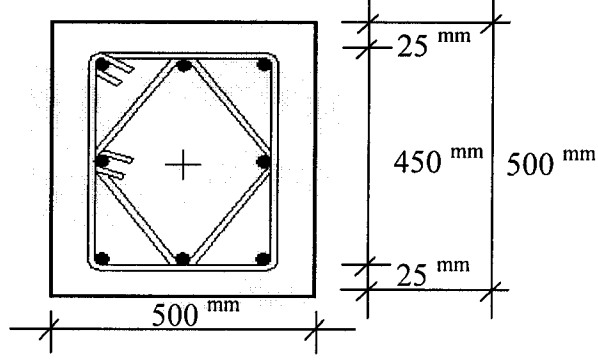
Ersoy 1998 'ce önerilen yöntem (TS500 tarafından verilen taşıma gücü yönteminin, f_{yd} yerine f_{yk} ve f_{cd} yerine f_{cc} ($f_{cc}=1.15f_{ck}$) alınması şartıyla aynen kullanılarak, M_p yaklaşık olarak hesaplanabilir) esas alınarak belirlenen M_p/M_r oranları, eksenel yük düzeyinin $(0.1\sim0.5)bhf_{ck}$ aralığındaki değerleri için gerçek kapasiteye oldukça yakın sonuçlar vermektedir. Hata oranı genelde %5 in altındadır. Basit eğilme durumunda, yaklaşık yöntemin donatı pekleşmesini dikkate alamamasının bir sonucu olarak, hata oranlarında büyümeler görülmektedir (%25 'lere varan oranlarda kapasitenin küçük hesaplandığı durumlarla karşılaşılmıştır).

Çalışmanın 7. bölümünde verilmiş olan ve belirli bir sargı donatısı hacimsel yüzdesine göre hazırlanmış karşılıklı etkileşim diyagramları kullanılarak belirlenen pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri, gerçek eğilme momenti kapasitesine göre tüm eksenel yük seviyelerinde oldukça yakın sonuçlar vermektedir (genelde hata oranı %2 nin altındadır). Bu hata sargı donatısı hacimsel yüzdesinin farklılıklarında kaynaklanmaktadır. (Söz konusu diyagramlardan belirlenecek olan kapasitede, diyagramın kullanımından kaynaklanacak okuma hatası göz önünde bulundurulmamıştır).

5. bölümde önerilen, taşıma gücü momenti (M_r) ve eksenel yük düzeyi (N_d) belirli simetrik donatılı dikdörtgen kesitli kolonlar için M_p 'nin yaklaşık hesabına yönelik $(5.16\sim5.20)$ denklemleri kullanılarak belirlenen M_p/M_r oranları, eksenel yük düzeyinin $(0.1\sim0.5)bhf_{ck}$ aralığındaki değerleri için gerçek kapasiteye yakın sonuçlar vermektedir. Boyuna donatı sınıfı S420 olan kesitlerde, söz konusu aralıktaki hata oranı genelde %8 in altında gerçekleşmekteyken, boyuna donatı sınıfı S220 olan kesitlerde ise hata oranı bir miktar artmakta ve genelde %13 ün altında gerçekleşmektedir. ABYYHY 98 'in $M_p\approx1.4M_r$ önerisinin yetersiz kaldığı aralıkta, yaklaşık denklemler kullanılarak bulunan kapasite, gerçek kapasiteye göre ihtiyatlı değerler vermektedir.

6. KUŞATILMIŞ (SARGI DONATILI) BETONARME KOLON KESİTLERİNE AİT ÖRNEK ÇÖZÜMLER

6.1 Donatı Çeliğindeki Pekleşme Etkisi ve Betonun Çekme Dayanımı Dikkate Alınarak, Basınç Etkisindeki Beton İçin Geliştirilmiş Kent-Park Modeliyle Moment-Eğrilik İlişkisinin Belirlenmesi



Şekil 6.1 İncelenen betonarme kolon kesiti

Çizelge 6.1 Beton sınıfı mekanik özellikleri

Beton Sınıfı	f_{ck} (MPa)	k_3	ϵ_{cu}	f_{ctk} (MPa)	ϵ_{cto}	ϵ_{ctu}
C20	20	0.85	0.004	1.6	0.0001	0.0002

Çizelge 6.2 Donatı çeliği mekanik özellikleri

Donatı Sınıfı	f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{sh} ($\varnothing \leq 32$)	ϵ_{su} ($\varnothing \leq 32$)
S420a	420	2×10^5	500	0.01	0.12

Çizelge 6.3 Kesitin geometrik özellikleri

Kesit	Genişliği (mm)	Yüksekliği (mm)	Örtü Beton (mm)	Sargı Donatısı	Boyuna Donatı
	500	500	25	2- $\phi 8/100$ mm	8 $\phi 20$ (2514 mm ²)

İstenen : Şekil 6.1 'de kesiti görülen ve malzemesi C20/S420 olan betonarme kolon kesitinin, karakteristik dayanımlara göre, sargı ve pekleşme etkilerini de dikkate alınarak; 500 kN 'luk eksenel yük altında, $0 \leq \epsilon_c \leq 0.02$ aralığında moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesi (Sargılı ve sargısız betonun basınç altındaki davranışı için Geliştirilmiş Kent-Park modeli (bkz. 3.1.2 bölümü), çekme altındaki beton için 3.1.6 bölümünde önerilen σ - ϵ modeli, donatı çeliğindeki

pekleşme etkileri dikkate alabilmek için Şekil 3.12 'de verilmiş olan donatı çeliği σ - ε modeli kullanılacaktır).

Moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesinde 2.1.2 bölümünde verilen hesap esasları kullanılacaktır. Burada sadece $\varepsilon_c = 0.01$ (en dış basınç lifindeki birim kısalma) için hesap ayrıntısı verilmiştir.

$\varepsilon_c = 0.01$ için birkaç denemeden sonra tarafsız eksen derinliği (x_i) 111.865 mm bulunur,

Plastik Ağırlık Merkezinin Yerinin Tayini

Kesit simetrik donatılmış olduğunda plastik ağırlık merkezinin yeri (x_p),

$$x_p = \frac{h}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm dir.}$$

Geometrik Tanımlama

Kesit geometrisini tanımlamak amacıyla, kesit 100 adet ince şerite bölünmüştür. Çizelge 6.4 'de her bir şeritteki kabuk betonu (sargısız beton) (A_{cui}) ve çekirdek betonu (sargılı beton) (A_{cci}) alanları verilmiştir.

Şekil Değiştirme Dağılımı

Kesitteki şekil değiştirme dağılımını belirlemek için, i. şeritin ağırlık merkezinin en dış basınç lifine olan uzaklığı olan y_{ci} , i. şeritin ağırlık merkezindeki ortalama birim şekil değiştirme ε_{ci} , her bir donatı sırası için donatıların ağırlık merkezlerindeki birim şekil değiştirme ε_{si} aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanarak Çizelge 6.4 ve Çizelge 6.5 'de verilmiştir.

$$y_{ci} = \frac{h}{n_{\text{şerit}}} \cdot (i - 0.5) = \frac{500}{100} \cdot (i - 0.5)$$

$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon_c \cdot \frac{x_i - y_{ci}}{x_i} = 0.01 \cdot \frac{111.865 - y_{ci}}{111.865}$$

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_c \cdot \frac{x_i - y_{si}}{x_i} = 0.01 \cdot \frac{111.865 - y_{si}}{111.865}$$

Gerilme Dağılımının Hesabı

Kesitteki gerilme dağılımını belirlemek için, tarafsız eksenin üzerinde kalan bölgedeki beton gerilmeleri için sargılı ve sargısız beton basınç σ - ε ilişkileri kullanılarak, bu malzeme modellerinden ε_{ci} değeri için o şeritteki kabuk ve çekirdek betona etkiyen gerilmeler σ_{cui} ve σ_{cci} , benzer biçimde beton çekme σ - ε ilişkisi kullanılarak, tarafsız eksenin altında kalan şeritlerdeki beton gerilmesi σ_{ctj} ve donatıdaki gerilmeler ise, yine çözümleme için seçilen donatı basınç ve çekme σ - ε ilişkilerinden ε_{si} değeri için o sıradaki donatı gerilmesi σ_{si} aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanarak sırasıyla Çizelge 6.4 ve Çizelge 6.5 'de verilmiştir.

- *Sargısız betonun için σ - ε ilişkisi (bkz. 3.1.2 bölümü)*

$$\varepsilon_{co} = 0.002$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.285 \cdot f_{ck}}{142 \cdot f_{ck} - 1000} = \frac{3 + 0.285 \cdot 20}{142 \cdot 20 - 1000} = 0.00473$$

$$Z_u = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}} = 183.15$$

$$\varepsilon_{ci} \leq 0.002 \text{ için;}$$

$$\sigma_{cui} = k_3 \cdot f_{ck} \cdot \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] = 17 \cdot \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_{ci}}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{0.002} \right)^2 \right] \text{ (MPa)}$$

$$0.002 < \varepsilon_{ci} \leq 0.004 \text{ için;}$$

$$\sigma_{cui} = k_3 \cdot f_{ck} \cdot [1 - Z_u \cdot (\varepsilon_{ci} - \varepsilon_{co})] = 17 \cdot [1 - 183.15 \cdot (\varepsilon_{ci} - 0.002)] \text{ (MPa)}$$

- *Sargılı betonun için σ - ε ilişkisi (bkz. 3.1.2 bölümü)*

$$b_k = h_k = 450 \text{ mm}$$

$$A_o = 50.265 \text{ mm}^2$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$\ell_s = 4 \cdot (450 - 8) + 4 \cdot \left(\frac{450 - 8}{2 \cdot \cos 45} \right) = 3018 \text{ mm}$$

$$\rho_s = \frac{A_o \cdot \ell_s}{s \cdot b_k \cdot h_k} = \frac{50.265 \cdot 3018}{100 \cdot 450 \cdot 450} = 0.00749$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{ywk}}{f_{ck}} = 1 + \frac{0.00749 \cdot 420}{20} = 1.157$$

$$f_{cc} = K \cdot f_{ck} = 23.14 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75 \cdot \rho_s \cdot \left(\frac{b_k}{s} \right)^{0.5} = 0.75 \cdot 0.00749 \cdot \left(\frac{450}{100} \right)^{0.5} = 0.01192$$

$$Z_c = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - K \cdot \varepsilon_{co}} = 34.89$$

$$K \cdot \varepsilon_{co} = 0.002314$$

$$\varepsilon_{cc} \leq K \cdot \varepsilon_{co} = 0.002314 \text{ için;}$$

$$\sigma_{cci} = f_{cc} \cdot \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_{ci}}{K \cdot \varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{K \cdot \varepsilon_{co}} \right)^2 \right] = 23.14 \cdot \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_{ci}}{0.002314} - \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{0.002314} \right)^2 \right] \text{ (MPa)}$$

$$K \cdot \varepsilon_{co} < \varepsilon_{ci} \leq \varepsilon_{c20} \text{ için;}$$

$$\sigma_{cci} = f_{cc} \cdot [1 - Z_c \cdot (\varepsilon_{ci} - K \cdot \varepsilon_{co})] = 23.14 \cdot [1 - 34.89 \cdot (\varepsilon_{ci} - 0.002314)] \text{ (MPa)}$$

$$K \cdot \varepsilon_{co} < \varepsilon_{ci} \text{ için;}$$

$$\sigma_{cci} \geq 0.2 \cdot f_{cc} = 4.628 \text{ MPa}$$

- Çekme bölgesindeki beton için σ - ε ilişkisi (bkz. 3.1.6 bölümü)

$$0 < |\varepsilon_{ci}| \leq \varepsilon_{cto} = 0.0001 \text{ için;}$$

$$\sigma_{ctj} = f_{ctk} \cdot \left[\frac{2 \cdot |\varepsilon_{ci}|}{\varepsilon_{cto}} - \left(\frac{|\varepsilon_{ci}|}{\varepsilon_{cto}} \right)^2 \right] = 1.6 \cdot \left[\frac{2 \cdot |\varepsilon_{ci}|}{0.0001} - \left(\frac{|\varepsilon_{ci}|}{0.0001} \right)^2 \right] \leq 1.6 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cto} = 0.0001 < |\varepsilon_{ct}| \leq \varepsilon_{ctu} = 0.0002 \text{ için;}$$

$$\sigma_{ctj} = f_{ctk} - 5000 \cdot f_{ctk} \cdot (|\varepsilon_{ci}| - \varepsilon_{cto}) = 1.6 - 5000 \cdot 1.6 \cdot (|\varepsilon_{ci}| - 0.0001) \text{ (MPa)}$$

- *Donatı çeliği için σ - ε ilişkisi (bkz. Şekil 3.12)*

$$|\varepsilon_{si}| < \varepsilon_{yk} = \frac{420}{2 \times 10^5} = 0.0021 \text{ için;}$$

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{si} \cdot E_s = \varepsilon_{si} \cdot 2 \cdot 10^5 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon_{yd} = 0.0021 \leq |\varepsilon_{si}| \leq \varepsilon_{sh} = 0.01 \text{ için;}$$

$$\sigma_{si} = \frac{\varepsilon_{si}}{|\varepsilon_{si}|} \cdot f_{yk} = \frac{\varepsilon_{si}}{|\varepsilon_{si}|} \cdot 420 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.01 \leq |\varepsilon_{si}| \leq \varepsilon_{su} = 0.12 \text{ için;}$$

$$\sigma_{si} = \frac{\varepsilon_{si}}{|\varepsilon_{si}|} \cdot \left[f_{yk} + (|\varepsilon_{si}| - \varepsilon_{sh}) \cdot \left(\frac{f_{su} - f_{yk}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right) \right] = \frac{\varepsilon_{si}}{|\varepsilon_{si}|} \cdot [420 + (|\varepsilon_{si}| - 0.01) \cdot 727] \text{ (MPa)}$$

İç Kuvvetlerin Hesabı

Kesitteki iç kuvvetleri belirlemek için, , basınç bölgesinde yer alan şeritlerde kabuk ve çekirdek betona etkileyen kuvvet bileşkesi olan ΔF_{ci} , çekme bölgesinde yer alan şeritlerde betona etkileyen kuvvet olan ΔF_{ctj} , değişik düşeylerdeki donatıya etkileyen kuvvet olan F_{si} aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanarak Çizelge 6.4 ve Çizelge 6.5'de verilmiştir.

$$\Delta F_{ci} = \sigma_{cui} \cdot A_{cui} + \sigma_{cci} \cdot A_{cci}$$

$$\Delta F_{ctj} = \sigma_{ctj} \cdot A_{ctj}$$

$$F_{si} = \sigma_{si} \cdot A_{si}$$

Denge Koşullarının Sağlanması

kesitin kabul edilen tarafsız eksen derinliği için eksenel yük taşıma kapasitesi olan N_u , hesaplanan kesit iç kuvvetlerinin cebirsel toplamıdır.

$$N_u = \sum F_{ci} + \sum F_{ctj} + \sum F_{si} = 499.93 \text{ kN}$$

Moment ve Eğrilik Değerlerinin Hesabı

$N_u - N_d \cong 0$ durumu için kabul edilen $\varepsilon_c = 0.01$ değerine karşılık gelen M_i ve ϕ_i değerleri aşağıdaki bağıntılar yardımıyla bulunur.

$$M_i = \left\{ \sum [F_{ci} \cdot (x_p - y_{ci})] + \sum [F_{ctj} \cdot (x_p - y_{ctj})] + \sum [F_{si} \cdot (x_p - y_{si})] \right\} = 309.9 \text{ kNm}$$

$$\phi_i = \frac{\varepsilon_{cm}}{x_i} = \frac{0.01}{111.865 \cdot 10^{-3}} = 0.0894 \text{ rad/m}$$

Çizelge 6.4 Hesap tablosu: Beton şeritleri

Şerit no (i)	y_{ci} (mm)	A_{cci} (mm ²)	A_{cui} (mm ²)	ε_{ci}	σ_{cci} (MPa)	σ_{cui} (MPa)	σ_{ctj} (MPa)	ΔF_{ci} (kN)	ΔF_{cti} (kN)
1	2.5	0	2500	0.0098	17.120	0	0	0	0
2	7.5	0	2500	0.0093	17.481	0	0	0	0
3	12.5	0	2500	0.0089	17.842	0	0	0	0
4	17.5	0	2500	0.0084	18.203	0	0	0	0
5	22.5	0	2500	0.0080	18.563	0	0	0	0
6	27.5	2250	250	0.0075	18.924	0	0	42.580	0
7	32.5	2250	250	0.0071	19.285	0	0	43.392	0
8	37.5	2250	250	0.0066	19.646	0	0	44.204	0
9	42.5	2250	250	0.0062	20.007	0	0	45.017	0
10	47.5	2250	250	0.0058	20.368	0	0	45.829	0
11	52.5	2250	250	0.0053	20.729	0	0	46.641	0
12	57.5	2250	250	0.0049	21.090	0	0	47.453	0
13	62.5	2250	250	0.0044	21.451	0	0	48.265	0
14	67.5	2250	250	0.0040	21.812	10.875	0	51.796	0
15	72.5	2250	250	0.0035	22.173	12.268	0	52.957	0
16	77.5	2250	250	0.0031	22.534	13.66	0	54.117	0
17	82.5	2250	250	0.0026	22.895	15.053	0	55.277	0
18	87.5	2250	250	0.0022	23.065	16.445	0	56.008	0
19	92.5	2250	250	0.0017	21.675	16.693	0	52.942	0
20	97.5	2250	250	0.0013	18.558	14.822	0	45.461	0
21	102.5	2250	250	0.0008	13.715	11.253	0	33.672	0
22	107.5	2250	250	0.0004	7.146	5.986	0	17.575	0
23	112.5	2250	250	-0.0001	0	0	-1.6	0	-4.000
24	117.5	2250	250	-0.0005	0	0	0	0	0
100	497.5	0	2500	-0.0345	0	0	0	0	0

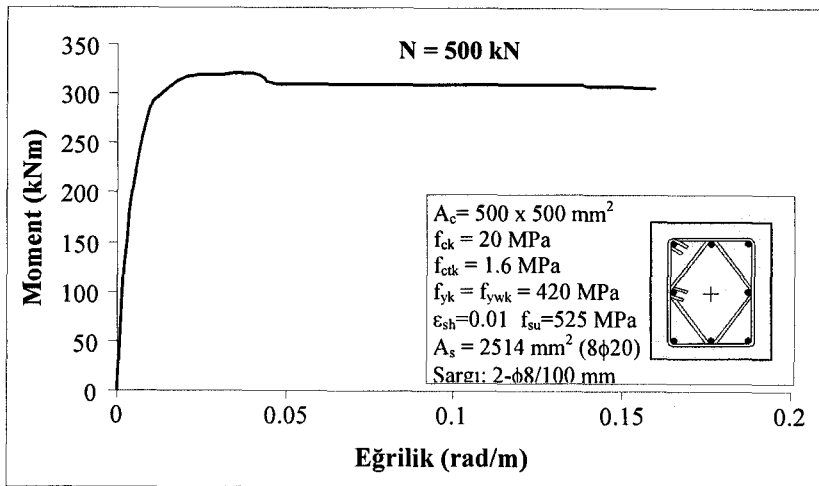
Çizelge 6.5 Hesap tablosu: Donatı sıraları

Donatı sırası (i)	y_{si} (mm)	A_{si} (mm ²)	ϵ_{si}	σ_{si} (MPa)	F_{si} (kN)
1	43	942.48	0.00615	420.00	395.84
2	250	628.32	-0.01230	-421.71	-264.97
3	457	942.48	-0.03080	-435.16	-410.13

Yukarıda özetlenen yöntemle, en dış basınç lifindeki beton birim şekil değiştirmesinin yeterli sayıda nokta için tekrarlanması ile çözümlemeye göz önüne alınan kesit için moment-eğrilik ilişkisinin tamamını elde etmek mümkündür. $0 \leq \epsilon_c \leq 0.02$ yapılan çözümlemelerden elde edilen bazı sonuçlar ve kesitin bu aralık için moment-eğrilik ilişkisini gösteren diyagram sırasıyla Çizelge 6.6 ve Şekil 6.2 'de verilmiştir.

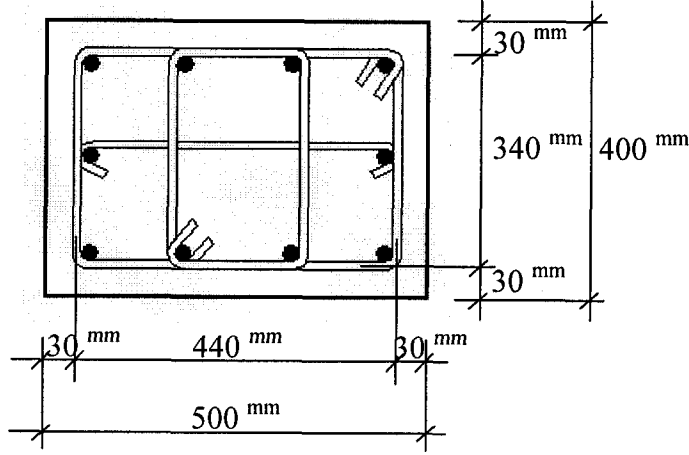
Çizelge 6.6 Sonuçlar

ϵ_{cm}	x_i (mm)	N_u (kN)	M_i (kNm)	ϕ_i (rad/m)
0.0005	254.755	499.913	126.5112	0.001963
0.0010	179.195	499.920	222.9888	0.005581
0.0015	151.670	499.930	283.2654	0.009890
0.0020	133.000	499.920	306.5344	0.015038
0.0025	120.270	499.936	317.4702	0.020787
0.0030	109.065	499.939	319.2728	0.027507
0.0040	98.8498	499.930	321.1246	0.040465
0.0050	108.965	499.930	311.6523	0.045886
0.0060	110.665	499.920	309.6631	0.054218
0.0160	118.705	499.914	308.8576	0.134788
0.0200	124.955	499.923	306.8272	0.160058



Şekil 6.2 Moment-eğrilik ilişkisi

6.2 Donatı Çeliğindeki Pekleşme Etkisi ve Betonun Çekme Dayanımı Dikkate Alınarak, Basınç Etkisindeki Beton İçin Mander Modeliyle Moment-Eğrilik İlişkisinin Belirlenmesi



Şekil 6.3 İncelenen betonarme kolon kesiti

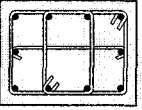
Çizelge 6.7 Beton sınıfı mekanik özellikleri

Beton Sınıfı	f_{ck} (MPa)	E_c (MPa)	k_3	ϵ_{cu} (FIB/CEB, 1990)	f_{ctk} (MPa)	ϵ_{cto}	ϵ_{ctu}
C20	20	28000	0.85	0.004	1.6	0.0001	0.0002

Çizelge 6.8 Donatı çeliği mekanik özellikleri

Donatı	f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{sh} ($\varnothing \leq 32$)	ϵ_{su} ($\varnothing \leq 32$)
S420a	420	2×10^5	500	0.01	0.12

Çizelge 6.9 Kesitin geometrik özellikleri

Kesit	Genişliği (mm)	Yüksekliği (mm)	Sargı donatısı çapı (mm)	Sargı donatısı aralığı (mm)	Boyuna donatısı
	500	400	8	100	10 ϕ 20 (3142 mm ²)

İstenen : Şekil 6.1 'de kesiti görülen ve malzemesi C20/S420 olan betonarme kolon kesitinin, malzeme karakteristik dayanımlara göre, sargı ve pekleşme etkilerini de dikkate alınarak; 500 kN 'luk eksenel yük altında, $0 \leq \epsilon_c \leq 0.02$ aralığında moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesi (Sargılı ve sargısız betonun basınç altındaki davranışı için Mander modeli (bkz. 3.1.5 bölümü), çekme altındaki beton için 3.1.6 bölümünde önerilen σ - ϵ modeli, donatı

çeliğindeki pekleşme etkileri dikkate alabilmek için Şekil 3.12 'de verilmiş olan donatı çeliği σ - ϵ modeli kullanılacaktır).

Moment-eğrilik ilişkisinin belirlenmesinde 2.1.2 bölümünde verilen hesap esasları kullanılacaktır. Burada sadece $\epsilon_c = 0.01$ (en dış basınç lifindeki birim kısalma) için hesap ayrıntısı verilmiştir.

$\epsilon_c = 0.01$ için birkaç denemeden sonra tarafsız eksen derinliği (x_i) 94.8 mm bulunarak,

Plastik Ağırlık Merkezinin Yerinin Tayini

Kesit simetrik donatılmış olduğunda plastik ağırlık merkezinin yeri (x_p),

$$x_p = \frac{h}{2} = \frac{400}{2} = 250 \text{ mm dir.}$$

Geometrik Tanımlama

Kesit geometrisini tanımlamak amacıyla, kesit 100 adet ince şerite bölünmüştür. Çizelge 6.10 'da her bir şeritteki kabuk betonu (sargısız beton) (A_{cui}) ve çekirdek betonu (sargılı beton) (A_{cci}) alanları verilmiştir.

Şekil Değiştirme Dağılımı

Kesitteki şekil değiştirme dağılımını belirlemek için, i. şeritin ağırlık merkezinin en dış basınç lifine olan uzaklığı olan y_{ci} , i. şeritin ağırlık merkezindeki ortalama birim şekil değiştirme olan ϵ_{ci} , her bir donatı sırası için donatıların ağırlık merkezlerindeki birim şekil değiştirme olan ϵ_{si} aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanarak sırasıyla Çizelge 6.10 ve Çizelge 6.11 'de verilmiştir.

$$y_{ci} = \frac{h}{n_{\text{şerit}}} \cdot (i - 0.5) = \frac{400}{100} \cdot (i - 0.5)$$

$$\epsilon_{ci} = \epsilon_c \cdot \frac{x_i - y_{ci}}{x_i} = 0.01 \cdot \frac{94.8 - y_{ci}}{94.8}$$

$$\epsilon_{si} = \epsilon_c \cdot \frac{x_i - y_{si}}{x_i} = 0.01 \cdot \frac{94.8 - y_{si}}{94.8}$$

Gerilme Dağılımının Hesabı

Kesitteki gerilme dağılımını belirlemek için, tarafsız eksenin üzerinde kalan bölgedeki beton gerilmeleri için sargılı ve sargısız beton basınç σ - ϵ ilişkileri kullanılarak, bu malzeme modellerinden ϵ_{ci} değeri için o şeritteki kabuk ve çekirdek betona etkiyen gerilmeler σ_{cui} ve σ_{cei} , benzer biçimde beton çekme σ - ϵ ilişkisi kullanılarak, tarafsız eksenin altında kalan liflerdeki şeritlerdeki beton gerilmesi σ_{ctj} ve donatıdaki gerilmeler ise, yine çözümleme için seçilen donatı basınç ve çekme σ - ϵ ilişkilerinden ϵ_{si} değeri için o sıradaki donatı gerilmesi σ_{si} aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanarak Çizelge 6.10 ve Çizelge 6.11 'de verilmiştir.

- *Sargısız betonun için σ - ϵ ilişkisi (bkz. 3.1.5 bölümü)*

$$\epsilon_{co} = 0.002$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004$$

$$E_{sec} = \frac{f_{ck}}{\epsilon_{co}} = \frac{20}{0.002} = 10000 \text{ MPa}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = \frac{28000}{28000 - 10000} = 1.56$$

$$\epsilon_{ci} \leq 2 \cdot \epsilon_{co} = 0.004 \text{ için;}$$

$$\sigma_{cui} = k_3 \cdot \frac{f_{ck} \cdot \frac{\epsilon_{ci}}{\epsilon_{co}} \cdot r}{r - 1 + \left(\frac{\epsilon_{ci}}{\epsilon_{co}}\right)^r} = 0.85 \cdot \frac{20 \cdot \frac{\epsilon_{ci}}{0.002} \cdot 1.56}{1.56 - 1 + \left(\frac{\epsilon_{ci}}{0.002}\right)^{1.56}} = \frac{13260 \cdot \epsilon_{ci}}{0.56 + \left(\frac{\epsilon_{ci}}{0.002}\right)^{1.56}} \text{ (MPa)}$$

$$2 \cdot \epsilon_{co} = 0.004 < \epsilon_{ci} \leq \epsilon_{sp} = 0.005 \text{ için;}$$

$$\sigma_{cui} = k_3 \cdot f_{ck} \cdot \left(\frac{2 \cdot r}{r - 1 + 2^r}\right) \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{ci} - 2 \cdot \epsilon_{co}}{\epsilon_{sp} - 2 \cdot \epsilon_{co}}\right)$$

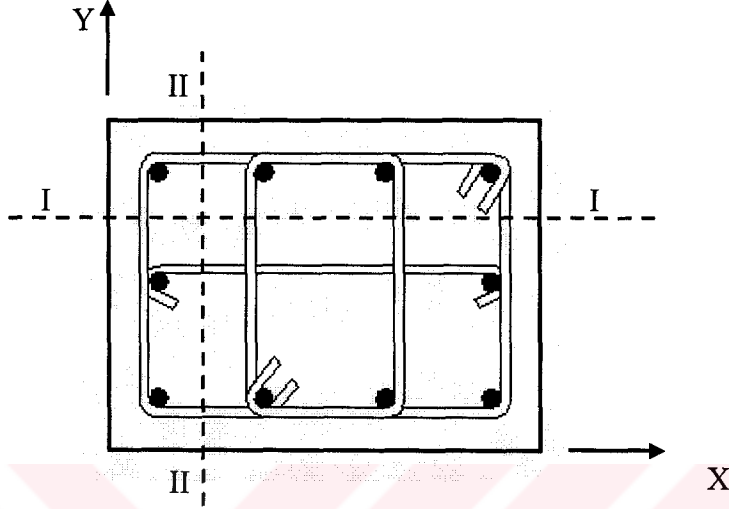
$$\sigma_{cui} = 0.85 \cdot 20 \cdot \left(\frac{2 \cdot 1.56}{1.56 - 1 + 2^{1.56}}\right) \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{ci} - 0.004}{0.005 - 0.004}\right) \text{ (MPa)}$$

Verilerde, sargısız beton için maksimum etkili birim kısalma değerinin (ϵ_{cu}) 0.004 olduğu kabul edilmiştir. Sargısız betonda, bu kısalma değerinden büyük birim kısalma değerleri söz konusu olaması durumunda, sargısız betondaki gerilmenin sıfır olduğu varsayılabaktır.

$$\varepsilon_{ci} \geq \varepsilon_{cu} = 0.004 \text{ için;}$$

$$\sigma_{cui} = 0$$

- *Sargılı betonun için σ - ε ilişkisi (bkz. 3.1.5 bölümü)*



Şekil 6.4 İncelenen betonarme kolon kesiti

Şekil 6.4 'de, X ve Y doğrultularında alınan iki kesitle, Y doğrultusunda 4 adet (I-I kesiti), X doğrultusunda 3 adet (II-II kesiti) etriye kesildiği görülmektedir. Buna göre, X ve Y doğrultularındaki yanal donatının hacimsel yüzdeleri,

$$\rho_x = \frac{3 \cdot A_o}{s \cdot d_c} = \frac{3 \cdot 50.265}{100 \cdot 340} = 0.0044$$

$$\rho_y = \frac{4 \cdot A_o}{s \cdot b_c} = \frac{4 \cdot 50.265}{100 \cdot 440} = 0.0046$$

Olarak hesaplanır ($\rho_s = \rho_x + \rho_y$).

Efektif kuşatma katsayısı (k_e), denklem (3.49) ile hesaplanabilir veya kesit tipine göre tipik değeri alınabilir. Burada $k_e = 0.75$ olarak kabul edilmiştir (dikdörtgen kesitler için tipik efektif kuşatma katsayısı değeri). Çekirdek betona, farklı yönlerde etkiyen yanal basınçlar,

$$f_{\ell y} = k_e \cdot \rho_y \cdot f_{yw} = 0.75 \cdot 0.0046 \cdot 420 = 1.45 \text{ MPa}$$

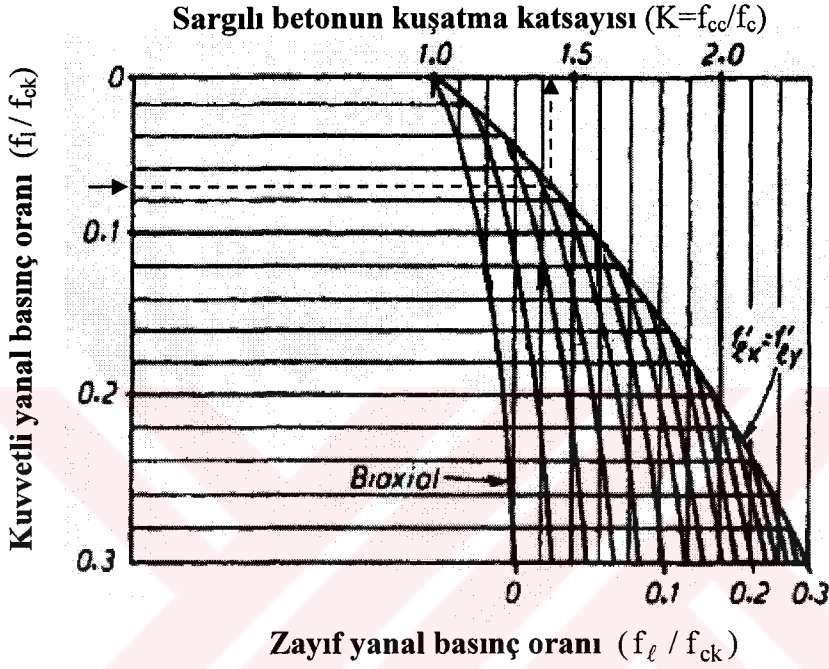
$$f_{\ell x} = k_e \cdot \rho_x \cdot f_{yw} = 0.75 \cdot 0.0044 \cdot 420 = 1.39 \text{ MPa}$$

Olarak bulunur.

Sargılı betonun kuşatma katsayısı (K), Şekil 6.5 'deki diyagram kullanılarak bulunacaktır.

$$\frac{f_{lx}}{f_{ck}} = \frac{1.39}{20} = 0.0695$$

$$\frac{f_{ly}}{f_{ck}} = \frac{1.45}{20} = 0.0725$$



Şekil 6.5 Dikdörtgen kesitler için, sargılı betonun kuşatma katsayısının, yanal kuşatma gerilmelerine bağlı olarak belirlenmesi (Mander vd. 1988)

Şekil 6.5 'deki diyagramdan, sargılı betonun kuşatma katsayısı (K), 1.42 olarak okunur.

Sargılı betonun gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkisinin belirlenmesinde gerekli diğer parametreler ise,

$$f_{cc} = K \cdot f_{ck} = 1.42 \cdot 20 = 28.4 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{ck}} - 1 \right) \right] = 0.002 \cdot [1 + 5 \cdot (1.42 - 1)] = 0.0062$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} = \frac{28.4}{0.0062} = 4580.6 \text{ MPa}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = \frac{28000}{28000 - 4580.6} = 1.113$$

$$x = \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cc}} = \frac{\varepsilon_{ci}}{0.0062} = 161.3 \cdot \varepsilon_{ci}$$

$$\varepsilon_{ccu} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot (\rho_x + \rho_y) \cdot f_{ywk} \cdot \varepsilon_{su}}{f_{cc}} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot 0.009 \cdot 420 \cdot 0.12}{28.4} = 0.0263$$

Olarak hesaplanır. ε_{ccu} , sargılı beton için maksimum etkili birim kısalma değeridir. Moment- eğrilik ilişkisi belirli bir beton kısalma aralığında inceleneceğinden, söz konusu aralığın ε_{ccu} geçmemesi uygun bir yaklaşım olarak kabul edilebilir.

Buna göre;

$$0 \leq \varepsilon_{ci} \leq \varepsilon_{ccu} = 0.0263 \text{ için;}$$

$$\sigma_{cci} = \frac{f_{cc} \cdot \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cc}} \cdot r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cc}} \right)^r} = \frac{28.4 \cdot 161.3 \cdot \varepsilon_{ci} \cdot 1.113}{1.113 - 1 + (161.3 \cdot \varepsilon_{ci})^{1.113}} = \frac{5098.6 \cdot \varepsilon_{ci}}{0.113 + (161.3 \cdot \varepsilon_{ci})^{1.113}} \text{ (MPa)}$$

- Çekme bölgesindeki beton için σ - ε ilişkisi (bkz. 3.1.6 bölümü)

$$0 < |\varepsilon_{ci}| \leq \varepsilon_{cto} = 0.0001 \text{ için;}$$

$$\sigma_{ctj} = f_{ctk} \cdot \left[\frac{2 \cdot |\varepsilon_{ci}|}{\varepsilon_{cto}} - \left(\frac{|\varepsilon_{ci}|}{\varepsilon_{cto}} \right)^2 \right] = 1.6 \cdot \left[\frac{2 \cdot |\varepsilon_{ci}|}{0.0001} - \left(\frac{|\varepsilon_{ci}|}{0.0001} \right)^2 \right] \leq 1.6 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cto} = 0.0001 < |\varepsilon_{ci}| \leq \varepsilon_{ctu} = 0.0002 \text{ için;}$$

$$\sigma_{ctj} = f_{ctk} - 5000 \cdot f_{ctk} \cdot (|\varepsilon_{ci}| - \varepsilon_{cto}) = 1.6 - 5000 \cdot 1.6 \cdot (|\varepsilon_{ci}| - 0.0001) \text{ (MPa)}$$

- Donatı çeliği için σ - ε ilişkisi (bkz. Şekil 3.12)

$$|\varepsilon_{si}| < \varepsilon_{yk} = \frac{420}{2 \times 10^5} = 0.0021 \text{ için;}$$

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{si} \cdot E_s = \varepsilon_{si} \cdot 2 \cdot 10^5 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon_{yd} = 0.0021 \leq |\varepsilon_{si}| \leq \varepsilon_{sh} = 0.01 \text{ için;}$$

$$\sigma_{si} = \frac{\varepsilon_{si}}{|\varepsilon_{si}|} \cdot f_{yk} = \frac{\varepsilon_{si}}{|\varepsilon_{si}|} \cdot 420 \text{ (MPa)}$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.01 \leq |\varepsilon_{si}| \leq \varepsilon_{su} = 0.12 \text{ için;}$$

$$\sigma_{si} = \frac{\varepsilon_{si}}{|\varepsilon_{si}|} \cdot \left[f_{yk} + (|\varepsilon_{si}| - \varepsilon_{sh}) \cdot \left(\frac{f_{su} - f_{yk}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right) \right] = \frac{\varepsilon_{si}}{|\varepsilon_{si}|} \cdot [420 + (|\varepsilon_{si}| - 0.01) \cdot 727] \text{ (MPa)}$$

İç Kuvvetlerin Hesabı

Kesitteki iç kuvvetleri belirlemek için, , basınç bölgesinde yer alan şeritlerde kabuk ve çekirdek betona etkiyen kuvvet bileşkesi olan ΔF_{ci} , çekme bölgesinde yer alan şeritlerde betona etkiyen kuvvet olan ΔF_{ctj} , değişik düşeylerdeki donatıya etkiyen kuvvet olan F_{si} aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanarak Çizelge 6.10 ve Çizelge 6.11 'de verilmiştir.

$$\Delta F_{ci} = \sigma_{cui} \cdot A_{cui} + \sigma_{cci} \cdot A_{cci}$$

$$\Delta F_{ctj} = \sigma_{ctj} \cdot A_{ctj}$$

$$F_{si} = \sigma_{si} \cdot A_{si}$$

Denge Koşullarının Sağlanması

kesitin kabul edilen tarafsız eksen derinliği için eksenel yük taşıma kapasitesi olan N_u , hesaplanan kesit iç kuvvetlerinin cebirsel toplamıdır.

$$N_u = \sum F_{ci} + \sum F_{ctj} + \sum F_{si} = 499.93 \text{ kN}$$

Moment ve Eğrilik Değerlerinin Hesabı

$N_u - N_d \cong 0$ durumunda, kabul edilen ε_c değerine karşılık gelen M_i ve ϕ_i değerleri bulunur.

$$M_i = \left\{ \sum [F_{ci} \times (x_p - y_{ci})] + \sum [F_{ctj} \times (x_p - y_{ctj})] + \sum [F_{si} \times (x_p - y_{si})] \right\} = 278.81 \text{ kNm}$$

$$\phi_i = \frac{\varepsilon_{cm}}{x_i} = \frac{0.01}{111.865 \times 10^{-3}} = 0.0894 \text{ rad/m}$$

Çizelge 6.10 Hesap tablosu: Beton şeritleri

i	y_{ci} (mm)	A_{eci} (mm ²)	A_{cui} (mm ²)	ϵ_{ci}	σ_{cci} (MPa)	σ_{cui} (MPa)	σ_{cti} (MPa)	ΔF_{ci} (kN)	ΔF_{cti} (kN)
1	2	0	2000	0.0098	27.89	0	0	0	0
2	6	0	2000	0.0094	27.98	0	0	0	0
3	10	0	2000	0.0089	28.06	0	0	0	0
4	14	0	2000	0.0085	28.14	0	0	0	0
5	18	0	2000	0.0081	28.22	0	0	0	0
6	22	0	2000	0.0077	28.28	0	0	0	0
7	26	896	1104	0.0073	28.33	0	0	25.39	0
8	30	1792	208	0.0068	28.37	0	0	50.85	0
9	34	1792	208	0.0064	28.40	0	0	50.89	0
10	38	1792	208	0.0060	28.40	0	0	50.89	0
11	42	1792	208	0.0056	28.37	0	0	50.83	0
12	46	1792	208	0.0051	28.30	0	0	50.71	0
13	50	1792	208	0.0047	28.18	0	0	50.50	0
14	54	1792	208	0.0043	28.00	0	0	50.17	0
15	58	1792	208	0.0039	27.72	15.27	0	52.85	0
16	62	1792	208	0.0035	27.32	15.77	0	52.24	0
17	66	1792	208	0.0030	26.76	16.25	0	51.33	0
18	70	1792	208	0.0026	25.95	16.68	0	49.98	0
19	74	1792	208	0.0022	24.81	16.96	0	47.98	0
20	78	1792	208	0.0018	23.15	16.93	0	45.00	0
21	82	1792	208	0.0014	20.7	16.26	0	40.48	0
22	86	1792	208	0.0009	17.01	14.30	0	33.46	0
23	90	1792	208	0.0005	11.29	9.94	0	22.30	0
24	94	1792	208	0.0001	2.294	1.98	0	4.52	0
25	98	1792	208	-0.0003	0	0	0	0	0
100	398	0	2000	-0.0320	0	0	0	0	0

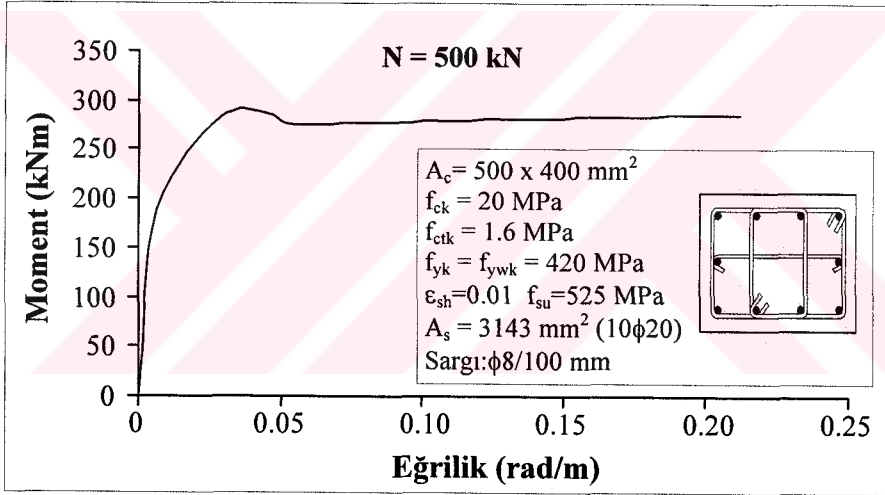
Çizelge 6.11 Hesap tablosu: Donatı sıraları

Donatı sırası (i)	y_{si} (mm)	A_{si} (mm ²)	ϵ_{si}	σ_{si} (MPa)	F_{si} (kN)
1	44	1256.6	0.0054	420.00	527.79
2	200	628.3	-0.0111	-420.80	-264.40
3	356	1256.6	-0.0276	-432.76	-543.83

Yukarıda özetlenen yöntemle, en dış basınç lifindeki beton birim şekil değiştirmesinin yeterli sayıda nokta için tekrarlanması ile çözümlemelerde göz önüne alınan kesit için moment-eğrilik ilişkisinin tamamını elde etmek mümkündür. $0 \leq \epsilon_c \leq 0.02$ yapılan çözümlemelerden elde edilen bazı sonuçlar ve kesitin bu aralık için moment-eğrilik ilişkisini gösteren diyagram sırasıyla Çizelge 6.12 ve Şekil 6.6 'da verilmiştir.

Çizelge 6.12 Sonuçlar

ϵ_{cm}	x_i (mm)	N_u (kN)	M_i (kNm)	ϕ_i (rad/m)
0.001	149.3	500	187.3	0.0067
0.003	104.2	500	282.9	0.0288
0.004	89.7	500	286.6	0.0446
0.005	98.4	500	277.3	0.0508
0.006	99.6	500	275.5	0.0603
0.007	97.9	500	276.4	0.0715
0.008	96.6	500	277.1	0.0828
0.009	95.4	500	278.0	0.0944
0.010	94.8	500	278.8	0.1055
0.015	94.0	500	282.5	0.1596
0.018	94.2	500	284.5	0.1911
0.0200	94.5	500	285.8	0.2117



Şekil 6.6 Moment-eğrilik ilişkisi

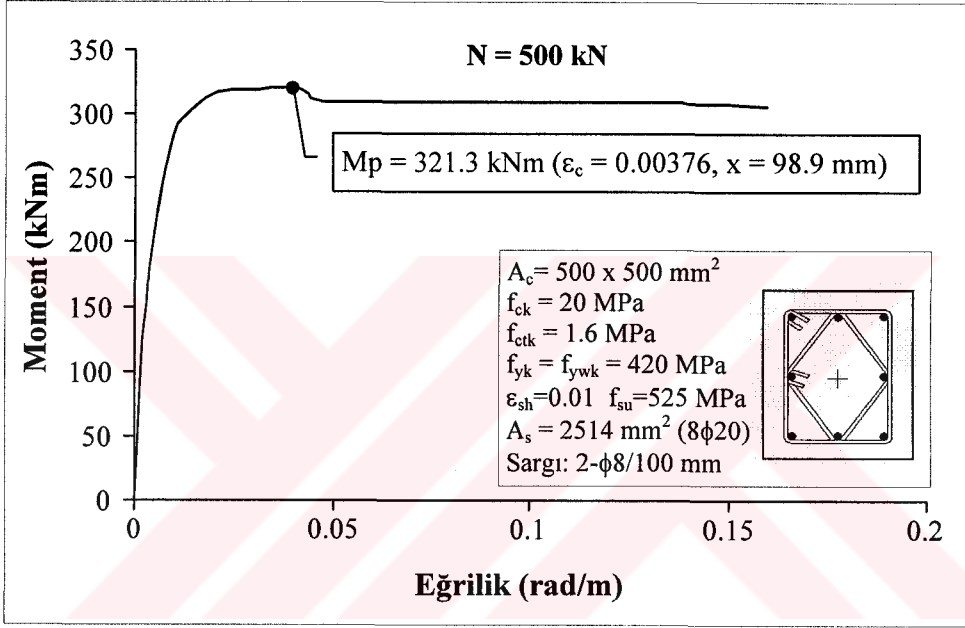
6.3 Kolon Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitesi (M_p) 'nin Belirlenmesi

- **İstenen :** 6.1 bölümünde kesit boyutları, malzemesi ve malzeme özellikleri verilmiş olan betonarme kolon kesitinin 500 kN 'luk eksenel yük altında, pekleşmeli eğilme momenti kapasitesinin belirlenmesi.

Kolon pekleşmeli eğilme moment kapasitesinin belirlenmesinde, gerçek eğilme momenti kapasiteleri (moment-eğrilik ilişkilerinden) ve çalışmanın 5. bölümünde açıklanan yaklaşık yöntemler kullanılacaktır.

Gerçek pekleşmeli eğilme momenti kapasitesinin hesabı (moment-eğrilik ilişkisinden)

Kolonun gerçek kapasitesi olarak isimlendirilen kapasitesinin belirlenmesinde, bu çalışma için hazırlanan yazılım kullanılarak, sabit eksenel yük altında moment-eğrilik ilişkisi çizilecektir. Çizilen moment-eğrilik eğrisinden beton birim kısalması gözetilmeksizin belirlenecek en büyük eğilme momenti, kolonun gerçek pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi olarak isimlendirilmiştir. Moment-eğrilik ilişkilerini belirlenmesinde donatı çeliğindeki pekleşme ve batondaki çekme etkileri dikkate alınıp, basınç bölgesindeki beton davranış için Geliştirilmiş Kent-Park modeli kullanılmıştır (bkz. 6.1 bölümü).



Şekil 6.7 Moment-eğrilik ilişkisi

Şekil 6.7 de görülen sabit eksenel yük altında çizilmiş olan moment eğrilik ilişkisinden, kesitin pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi 321.3 kNm olarak tespit edilmiştir.

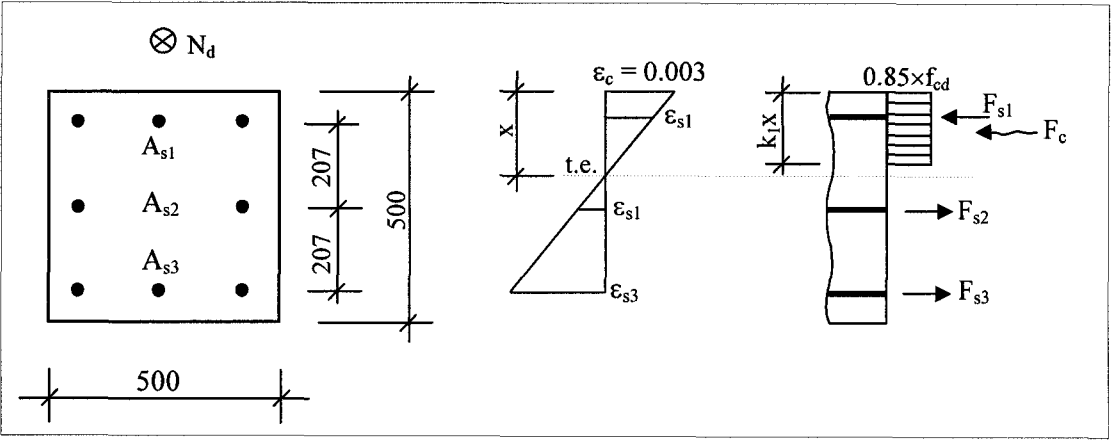
Pekleşmeli eğilme momenti kapasitesinin Yaklaşık olarak hesabı (5. Bölüm)

➤ ABYYHY 1998 'de önerilen yöntem ($M_p \approx 1.4M_r$)

- Taşıma gücü momenti (M_r) 'nin hesapla belirlenmesi

Tarafsız eksen derinliği (x) 151.4 mm kabul edilerek,

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}} = \frac{20}{1.5} = 13.3 \text{ MPa}$$



Şekil 6.8 İncelenen kesitin geometrik özellikleri, birim şekil değiştirme ve gerilme dağılımı

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{mc}} = \frac{420}{1.15} = 365.2 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365.22}{2 \times 10^5} = 0.001826$$

$$k_{1x} = k_1 \cdot x = 128.7$$

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_c \cdot \frac{x - y_{s1}}{x} = 0.003 \cdot \frac{151.4 - 43}{151.4} = 0.002148 > \epsilon_{yd} \Rightarrow \sigma_{s1} = 365.2 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_c \cdot \frac{x - y_{s2}}{x} = 0.003 \cdot \frac{151.4 - 250}{151.4} = -0.00195 > \epsilon_{yd} \Rightarrow \sigma_{s2} = -365.2 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s3} = \epsilon_c \cdot \frac{x - y_{s3}}{x} = 0.003 \cdot \frac{151.4 - 457}{151.4} = -0.00606 > \epsilon_{yd} \Rightarrow \sigma_{s3} = -365.2 \text{ MPa}$$

$$F_{s1} = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} = 365.2 \cdot 942.5 \cdot 10^{-3} = 345.3 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = -365.2 \cdot 628.3 \cdot 10^{-3} = -229.5 \text{ kN}$$

$$F_{s3} = \sigma_{s3} \cdot A_{s3} = -365.2 \cdot 942.5 \cdot 10^{-3} = -345.3 \text{ kN}$$

$$F_c = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot k_{1x} \cdot b = 0.85 \cdot 13.3 \cdot 128.7 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 727.5 \text{ kN}$$

Kuvvet denge denklemi;

$$F_c + \sum F_{si} - N_d = 0$$

$727.5 + (345.3 - 229.5 - 345.3) - 500 \approx 0$ olduğundan, tarafsız eksen için yapılan kabul doğrudur. Buna göre kesitin orta noktasına göre moment dengesinden,

$$M_r = [727.5 \cdot (250 - 0.5 \cdot 128.7) + 2 \cdot 345.3 \cdot 207] \cdot 10^{-3} = 278.1 \text{ kNm}$$

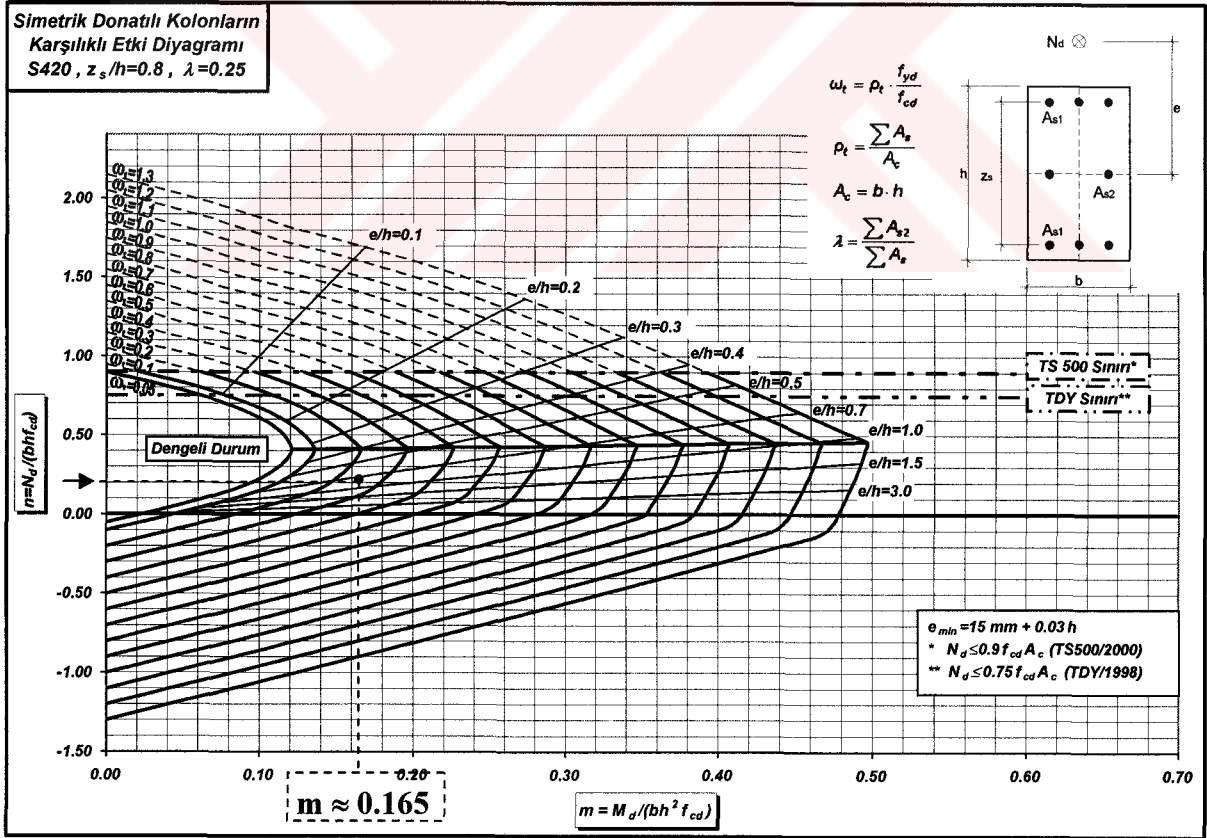
- Taşıma gücü momenti (M_r) 'nin kolon taşıma gücü abakları kullanılarak belirlenmesi

$$\frac{z_s}{h} = \frac{414}{500} = 0.828, \quad \lambda = \frac{\sum A_{s2}}{\sum A_s} = 0.25$$

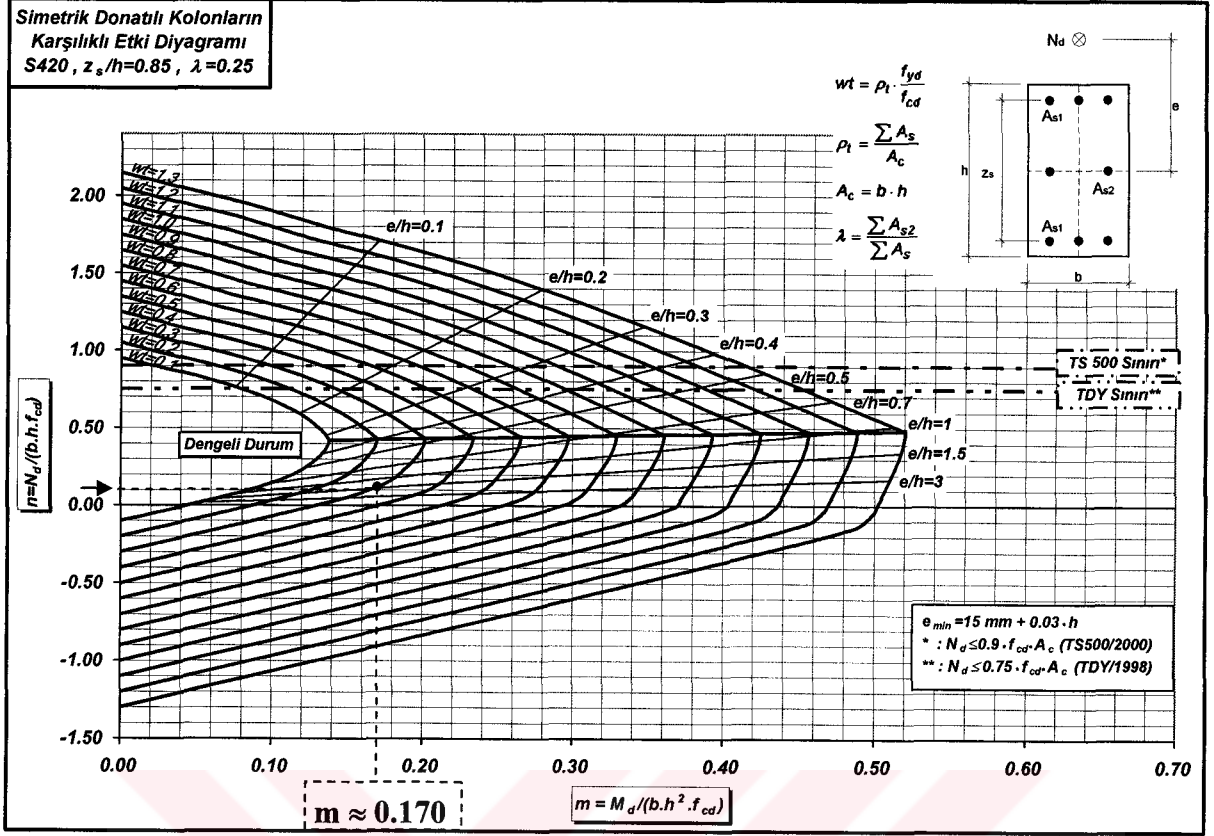
$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b \cdot h} = \frac{2514}{500 \cdot 500} \approx 0.01$$

$$\omega_t = \rho_t \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.01 \cdot \frac{365.2}{13.3} \approx 0.28$$

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{500 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 13.3} = 0.15 \text{ Alınarak,}$$



Şekil 6.9 Kolon taşıma gücü abaklarından, taşıma gücü momenti (M_r)' nin belirlenmesi



Şekil 6.10 Kolon taşıma gücü abaklarından, taşıma gücü momenti (M_r)' nin belirlenmesi

$z_s/h = 0.8$ için $m = 0.165$, $z_s/h = 0.85$ için $m = 0.170$ ise,

$z_s/h = 0.828$ için $m = 0.1678$ olur. Buna göre taşıma gücü momenti (M_r)

$$M_r = m \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} = 0.1678 \cdot 500 \cdot 500^2 \cdot 13.3 \cdot 10^{-6} = 278.9 \text{ kNm}$$

$$M_p = 1.4 \cdot M_r \text{ (ABYYHY '98)}$$

$$M_p = 1.4 \cdot 278.1 = 389.3 \text{ kNm}$$

➤ **Ersoy'un önerdiği yaklaşık yöntem (TS 500 tarafından verilen taşıma gücü yönteminde f_{yd} yerine f_{yk} ve f_{cd} yerine f_{cc} ($f_{cc}=1.15f_{ck}$ olmak üzere) alınması şartıyla M_p yaklaşık olarak hesaplanabilir) (Ersoy, 1998).**

• Ersoy'un önerisine göre M_p 'nin hesapla belirlenmesi

Tarafsız eksen derinliği (x) 100.59 mm kabul edilerek,

$$f_{cd} = K \cdot f_{ck} = 1.15 \cdot 20 = 23 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} = 420 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{420}{2 \cdot 10^5} = 0.0021$$

$$k_{lx} = k_1 \cdot x = 85.5$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_c \cdot \frac{x - y_{s1}}{x} = 0.003 \cdot \frac{100.59 - 43}{100.59} = 0.00172 < \varepsilon_{yk} \Rightarrow \sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_s$$

$$\sigma_{s1} = 0.00172 \cdot 2 \cdot 10^5 = 343.5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_c \cdot \frac{x - y_{s2}}{x} = 0.003 \cdot \frac{100.59 - 250}{100.59} = -0.00445 > \varepsilon_{yk} \Rightarrow \sigma_{s2} = -420 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{s3} = \varepsilon_c \cdot \frac{x - y_{s3}}{x} = 0.003 \cdot \frac{100.59 - 457}{100.59} = -0.0106 > \varepsilon_{yk} \Rightarrow \sigma_{s3} = -420 \text{ MPa}$$

$$F_{s1} = \sigma_{s1} \cdot A_{s1} = 343.5 \cdot 942.5 \cdot 10^{-3} = 323.75 \text{ kN}$$

$$F_{s2} = \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = -420 \cdot 628.3 \cdot 10^{-3} = -263.9 \text{ kN}$$

$$F_{s3} = \sigma_{s3} \cdot A_{s3} = -420 \cdot 942.5 \cdot 10^{-3} = -395.85 \text{ kN}$$

$$F_c = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot k_{lx} \cdot b = 0.85 \cdot 23 \cdot 85.5 \cdot 500 \cdot 10^{-3} = 835.76 \text{ kN}$$

Kuvvet denge denklemi;

$$F_c + \sum F_{si} - N_d = 0$$

$835.76 + (323.75 - 263.9 - 395.85) - 500 \approx 0$ olduğundan, tarafsız eksen için yapılan kabul doğrudur. Buna göre kesitin orta noktasına göre moment dengesinden,

$$M_p = [835.76 \cdot (250 - 0.5 \cdot 85.5) + 323.75 \cdot 207 + 395.85 \cdot 207] \cdot 10^{-3} = 322.2 \text{ kNm}$$

- *Mevcut kolon taşıma gücü abakları yardımıyla, Ersoy 'un önerisine göre M_p 'nin belirlenmesi*

$$\frac{z_s}{h} = \frac{414}{500} = 0.828$$

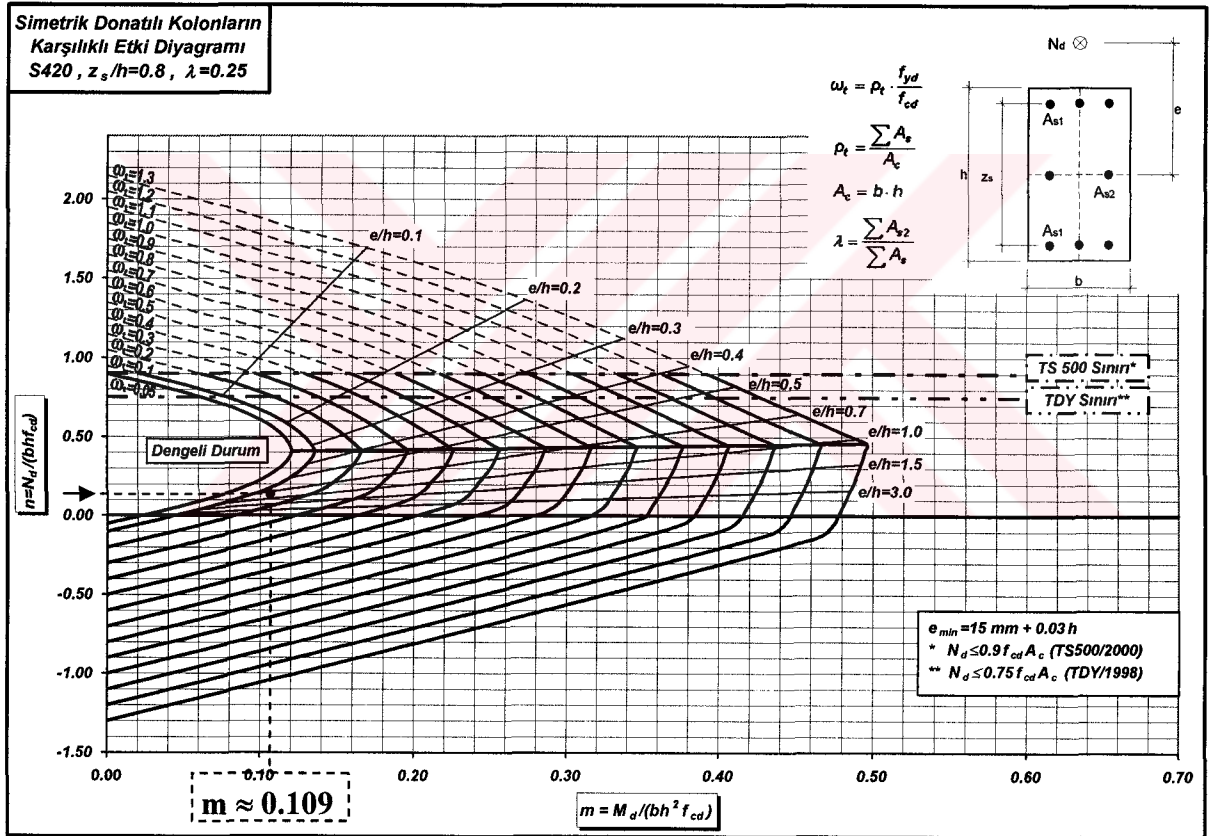
$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b \cdot h} = \frac{2514}{500 \cdot 500} \approx 0.01$$

$$\omega_t = \rho_t \cdot \frac{f_{yk}}{1.15 \cdot f_{ck}} = 0.01 \cdot \frac{420}{23} \approx 0.183$$

$$\lambda_t = \frac{\sum A_{s2}}{\sum A_s} = 0.25$$

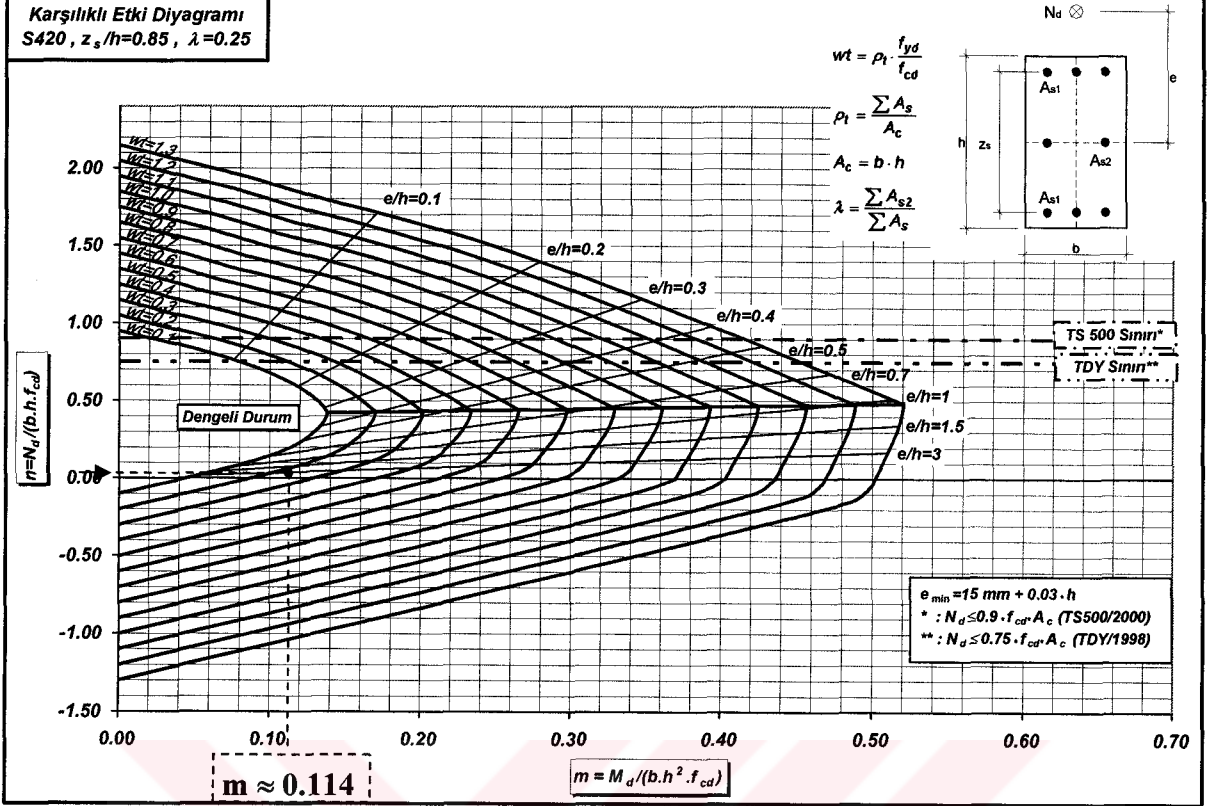
$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot K \cdot f_{ck}} = \frac{500 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 23} = 0.087$$

Alınarak,



Şekil 6.11 Mevcut kolon taşıma gücü abaklarından, Ersoy 'un önerisine göre pekleşmeli eğilme momenti kapasitesin (M_p) belirlenmesi

**Simetrik Donatılı Kolonların
Karşılıklı Etki Diyagramı**
S420, $z_s/h=0.85$, $\lambda=0.25$



Şekil 6.12 Mevcut kolon taşıma gücü abaklarından, Ersoy 'un önerisine göre pekleşmeli eğilme momenti kapasitesin (M_p) belirlenmesi

$z_s/h = 0.8$ için $m = 0.109$, $z_s/h = 0.85$ için $m = 0.114$ ise,

$z_s/h = 0.828$ için $m = 0.112$ olur. Buna göre eğilme momenti kapasitesi (M_p)

$$M_p = m \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cc} = 0.112 \cdot 500 \cdot 500^2 \cdot 23 \cdot 10^{-6} = 322 \text{ kNm}$$

➤ 5.bölümde önerilen yaklaşık denklemler kullanılarak ((5.16) ~ (5.20)) M_p 'nin belirlenmesi

$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{ck}} = \frac{500 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 20} = 0.1$$

$$m = \frac{M_r}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}} = \frac{278.1 \cdot 10^6}{500 \cdot 500^2 \cdot 20} = 0.11124$$

$$\frac{z_s}{h} = 0.8 \text{ durumu için;}$$

$n=0.1 < 0.2$ durumunda;

$$\bar{m} = \frac{2.86 \cdot m + 1.447 \cdot n^2 - 0.19 \cdot n}{2.434} = \frac{2.86 \cdot 0.11124 + 1.447 \cdot 0.1^2 - 0.19 \cdot 0.1}{2.434}$$

$$\bar{m} = 0.12391$$

$$\frac{z_s}{h} = 0.828 \neq 0.8 \text{ durumu için;}$$

$$k_{k2} = \frac{\frac{m}{n} \cdot \frac{0.8 \cdot h}{z_s} + 0.2}{\frac{m}{n} + 0.2} = \frac{\frac{0.11124}{0.1} \cdot \frac{0.8}{0.828} + 0.2}{\frac{0.11124}{0.1} + 0.2} = 0.9714$$

$$\bar{k}_{k2} = \frac{\frac{\bar{m}}{n} \cdot \frac{0.8 \cdot h}{z_s} + 0.2}{\frac{\bar{m}}{n} + 0.2} = \frac{\frac{0.12391}{1.023 \cdot 0.1} \cdot \frac{0.8}{0.828} + 0.2}{\frac{0.12391}{1.023 \cdot 0.1} + 0.2} = 0.9709$$

$n < 0.2$ durumunda;

$$\bar{m} = \frac{2.86 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} \cdot m + \left(2.92 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} - 1.473 \right) \cdot n^2 + \left(1.29 - 1.48 \cdot \frac{k_{k2}}{k_{k2}} \right) \cdot n}{2.434}$$

$$\bar{m} = 0.1289$$

$$M_p = \bar{m} \cdot 0.85 \cdot b \cdot h^2 \cdot 1.15 \cdot f_{ck} = 0.1289 \cdot 0.85 \cdot 500^3 \cdot 1.15 \cdot 20 \cdot 10^{-6} = 314.7 \text{ kNm}$$

➤ 7.bölümdeki PEMKED abakları kullanılarak M_p 'nin belirlenmesi

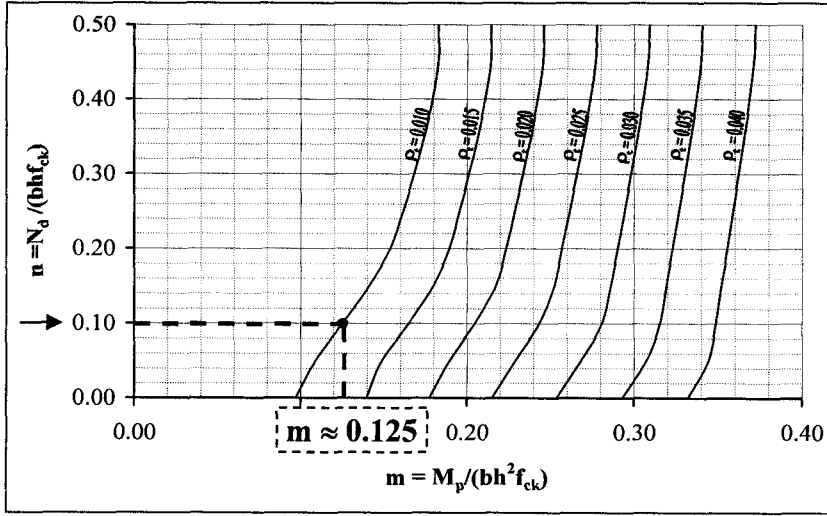
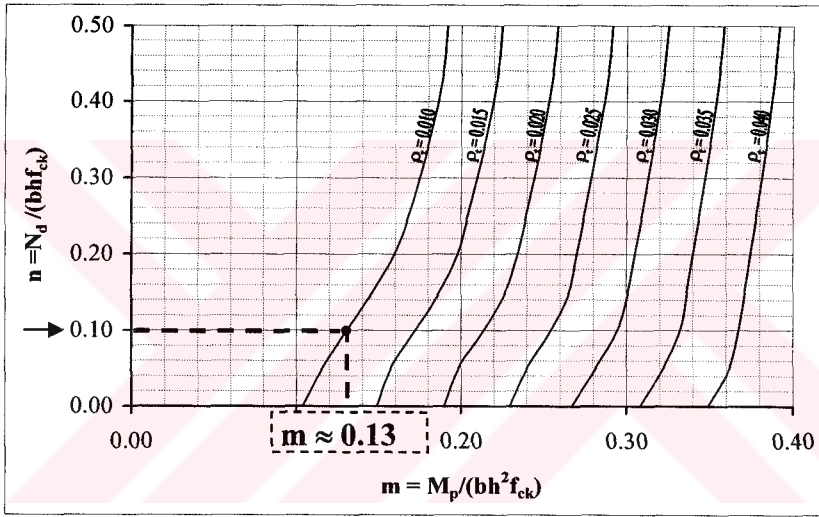
$$n = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{ck}} = \frac{500 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 20} = 0.1$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b \cdot h} = \frac{2514}{500 \cdot 500} \approx 0.01$$

$$\frac{z_s}{h} = \frac{414}{500} = 0.828$$

$$\lambda_t = \frac{\sum A_{s2}}{\sum A_s} = 0.25$$

Alınarak,

Şekil 6.13 Abak 7.2 (C20, S420, $z_s/h=0.80$, $\lambda=0.25$)Şekil 6.14 Abak 7.3 (C20, S420, $z_s/h=0.85$, $\lambda=0.25$)

$z_s/h = 0.828$ için $m = 0.128$ dir. Buna göre eğilme momenti kapasitesi (M_p)

$$M_p = m \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{ck} = 0.128 \cdot 500 \cdot 500^2 \cdot 20 \cdot 10^{-6} = 320 \text{ kNm}$$

Çizelge 6.13 Sonuçlar

Eksenel yük(kN)	Taşıma gücü momenti (M_r) (kNm)	Gerçek pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi (M_p) (kNm)	Yaklaşık eğilme momenti kapasitesi (M_p)(kNm)			
			$1.4M_r$ (ABYYHY '1998)	$M_{p(Ersoy)}$ ($f_{cd}=1.15f_{ck}$, $f_{yd}=f_{yk}$)	$M_{p(Abak)}$ (7.bölümdeki PEMKED diyagramları kullanılarak)	$M_{p(yaklaşık\ denklemler)}$ (5.bölümde önerilmiş olan (5.16) ~ (5.20) yaklaşık denklemleri kullanılarak)
500	278.1	321.3	389.3	322.2	320	314.7

7. KOLON PEKLEŞMELİ EĞİLME MOMENTİ KAPASİTESİ İÇİN KARŞILIKLI ETKİLEŞİM DİYAGRAMLARI

Çalışmanın bu bölümünde, farklı eksenel yük seviyelerindeki kolon pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi (M_p) 'nin pratik bir şekilde belirlenebilmesi amacıyla, bu tez çalışması için hazırlanmış olan program kullanılarak boyutsuz diyagramlar hazırlanmıştır.

Bu diyagramlar (PEMKED), değişik eksenel yük düzeylerine karşılık gelen moment-eğrilik ilişkileri çizilip, incelenen aralıkta beton birim kısalması gözetilmeksizin pekleşmeli eğilme momenti kapasiteleri tespit edilerek, maksimum eğilme momenti ve buna karşılık gelen eksenel yük değerlerinden faydalanılarak oluşturulmuştur.

Moment-eğrilik ilişkilerinin elde edilmesinde yapılan kabuller şöyle sıralanabilir:

- Sargılı ve sargısız betonun basınç altındaki davranışı için Geliştirilmiş Kent-Park modeli kullanılmıştır (bkz. 3.1.2 bölümü).
- Çekme altındaki beton davranışı için 3.1.6 bölümündeki malzeme modeli kullanılmıştır.
- Donatı çeliğinde pekleşme etkilerini de dikkate alan üç doğrulu bir malzeme modeli kullanılmıştır (bkz. Çizelge 4.3 ve Şekil 3.12)
- Sargısız betonda, maksimum gerilme $k_3 \sigma_c$ ($k_3 = 0.85$) (Ersoy 1998), maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma 0.002 ve etkili maksimum birim kısalma (sargısız betonun ezilme birim kısalma değeri) 0.004 olduğu varsayılmıştır.
- Basınç altındaki beton davranışı için Geliştirilmiş Kent-Park modeli kullanıldığından, moment-eğrilik ilişkileri $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20u}$ aralığında incelenmiştir.

Analizde kullanılan beton matematiksel modellerinin beton sınıfına bağımlı olması, farklı beton sınıfları için ortak boyutsuz eksenel yük katsayısı (n) seviyelerinde bulunan boyutsuz moment kapasitelerinde (m) farklılıklar oluşmasına neden olmaktadır (bkz. Şekil 5.4). Bu durum, etkileşim diyagramlarının belirli bir beton sınıfı için çizilmesi gereğini doğurur. Hazırlanan diyagramların sayısını belirleyen ana değişkenler ise, beton sınıfı, boyuna donatı sınıfı, z_s/h oranı, ara donatı miktarı ve sargı donatısı hacimsel yüzdesi (ρ_s) olarak kabul edilmiştir.

Diyagramlarda, ABYYHY 1998 'de kolon tasarımında izin verilen en büyük eksenel yük $0.5f_{ck}A_c$ olduğu için boyutsuz eksenel yük katsayısı $n=0\sim0.5$ aralığında incelenmiştir.

Her bir diyagram belirli bir beton ve çelik sınıfı esas alınarak çizildiği için mekanik donatı indeksi kullanılmasına gerek kalmamış ve toplam boyuna donatı yüzdeleri $\rho_t=0.01\sim0.04$

aralığında kalacak şekilde düzenlenmiştir.

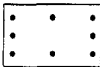
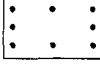
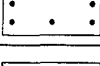
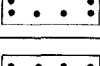
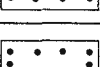
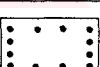
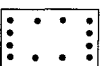
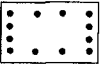
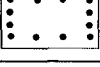
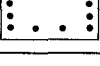
Yukarıda belirtilen kabullere dayanılarak, beton sınıfı C20, C25, donatı sınıfı S220, S420, sargı donatısı hacimsel yüzdesi $\rho_s \approx 0.0075 \sim 0.01$ aralığında ve iki farklı boyuna donatı düzeni esas alınarak çeşitli z_s/h oranları için hazırlanan kolon pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi etkileşim diyagramları hazırlanmıştır (bkz. Abak 7.1~7.24).

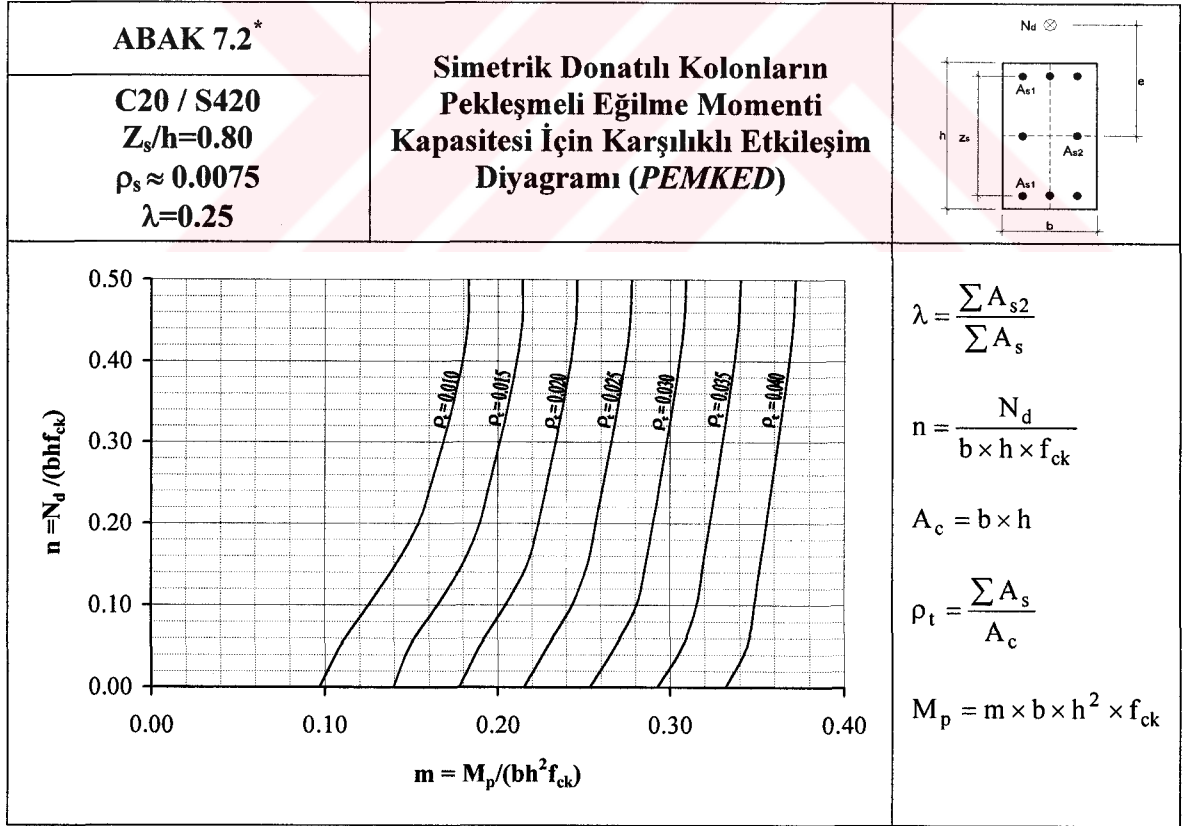
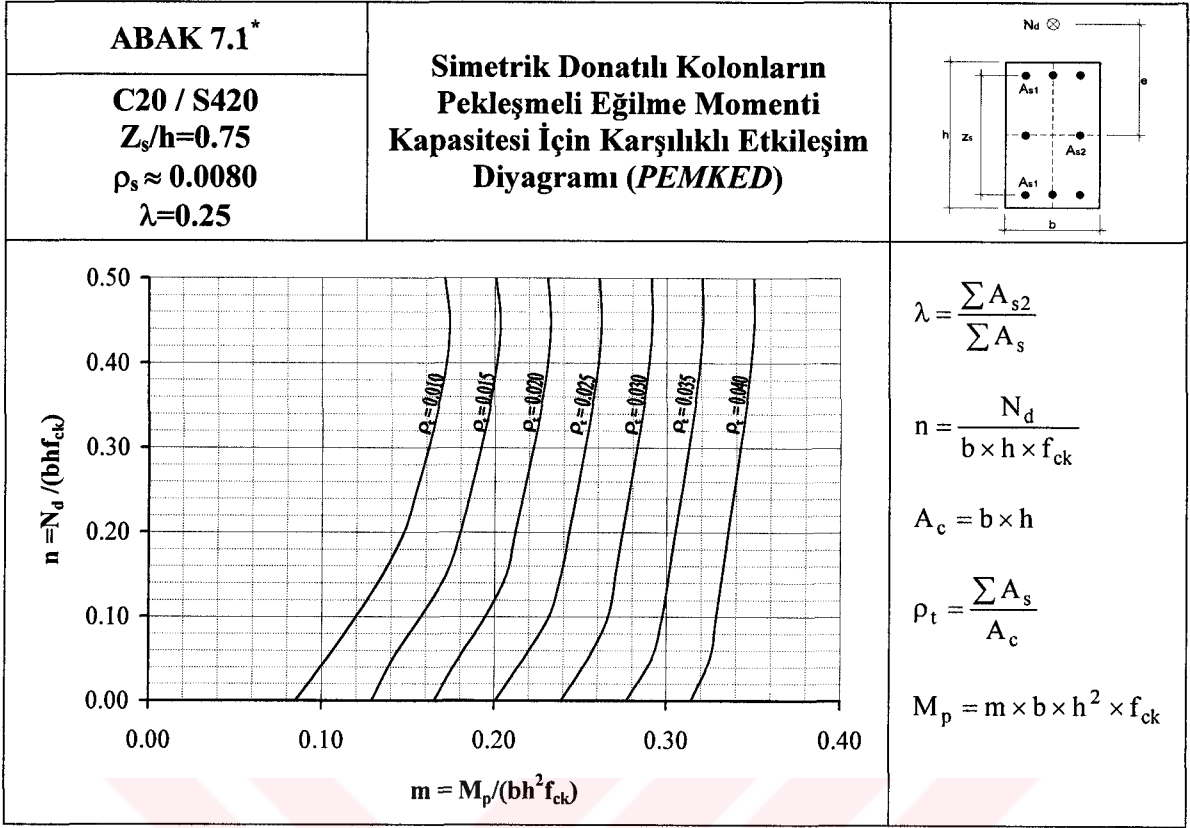
Belirli bir sargı donatısı hacimsel yüzdesine göre çizilecek olan PEMKED diyagramları kullanılarak belirlenecek M_p , farklı sargı donatısı hacimsel yüzdesine sahip kolonlar için de kullanılabilir ve bundan dolayı oluşacak hata oranı genelde %2 nin altında kalmaktadır. Bununla ilgili olarak, çalışmanın 4. bölümünde “Çeşitli Değişkenlerin Kolon Davranışı Üzerindeki Etkileri” başlığı altında “Sargı Donatısının Etkisi” bölümünde yapılan karşılaştırmalarda, sargı donatısının kolon pekleşmeli eğilme momenti üzerinde fazlaca etkisinin olmadığı, kesitin sünekliği üzerinde daha fazla olumlu etkisi olduğu gözlemlenmişti. Yine çalışmanın 5. bölümünde yapılan karşılaştırmalarda, diyagramların oluşturulmasında kabul edilen sargı donatısı hacimsel yüzdesinden farklı sargı donatılarına sahip kesitler için, bu diyagramlar kullanılarak belirlenen M_p , analitik olarak belirlenen M_p 'ye göre tüm aksenal yük seviyelerinde oldukça yakın sonuçlar vermektedir.

Çizelge 7.1 Abak listesi

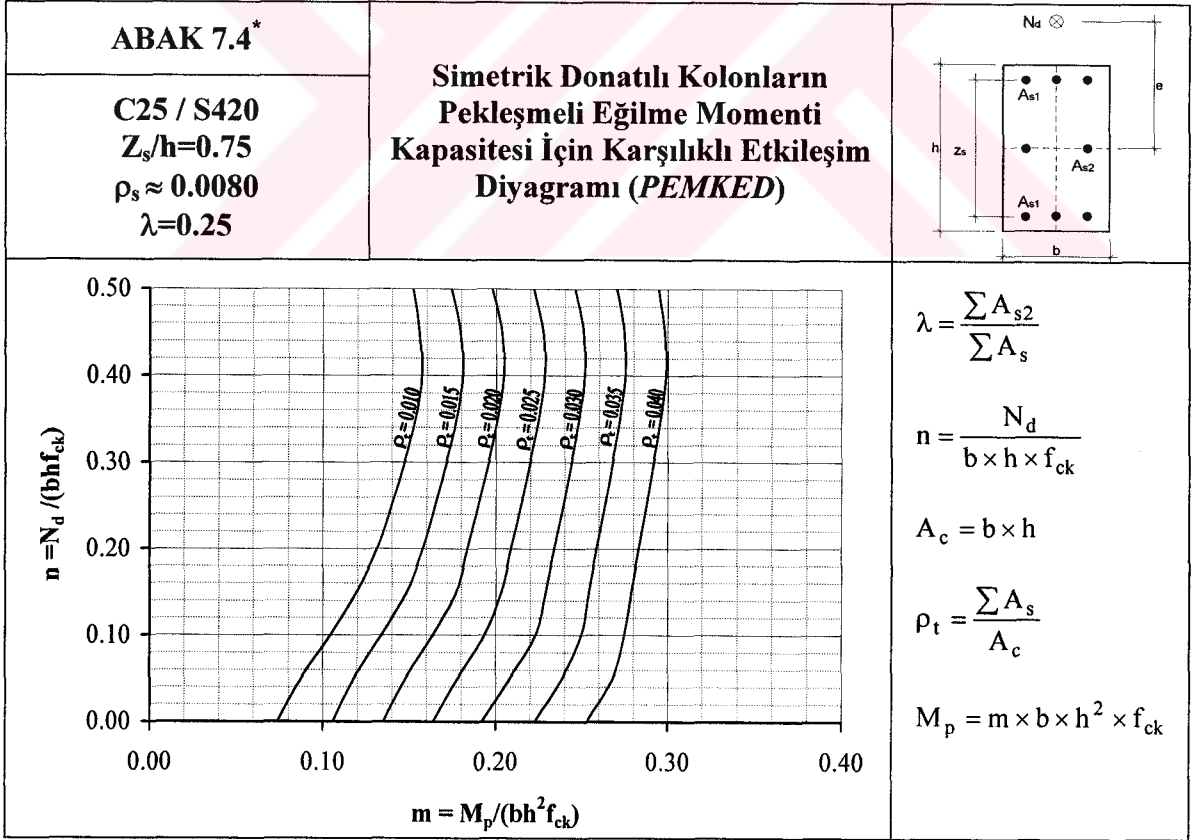
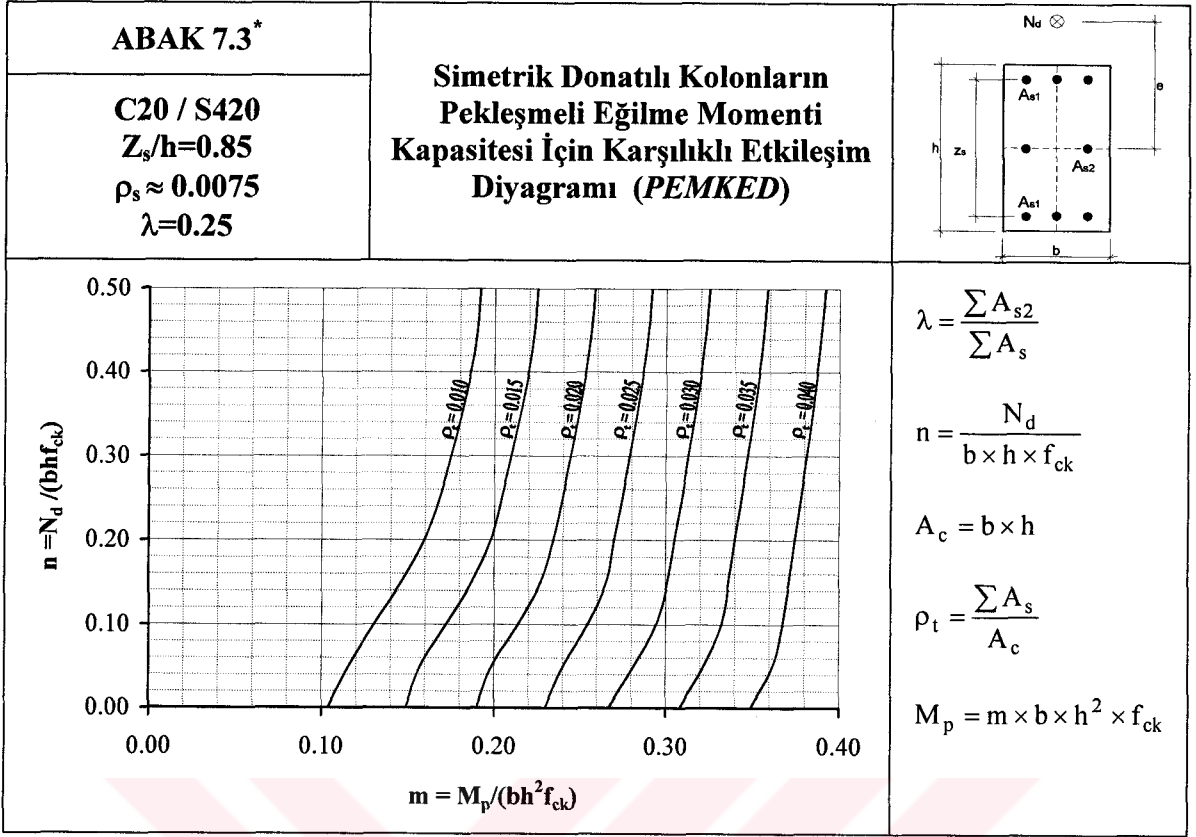
Abak no	Beton sınıfı	Donatı sınıfı	z_s/h	ρ_s ($\approx$)	λ	Kesit
7.1	C20	S420	0.75	0.0080	0.25	
7.2	C20	S420	0.80	0.0075	0.25	
7.3	C20	S420	0.85	0.0075	0.25	
7.4	C25	S420	0.75	0.0080	0.25	
7.5	C25	S420	0.80	0.0075	0.25	
7.6	C25	S420	0.85	0.0075	0.25	
7.7	C20	S220	0.75	0.0080	0.25	

Çizelge 7.2 Abak listesi

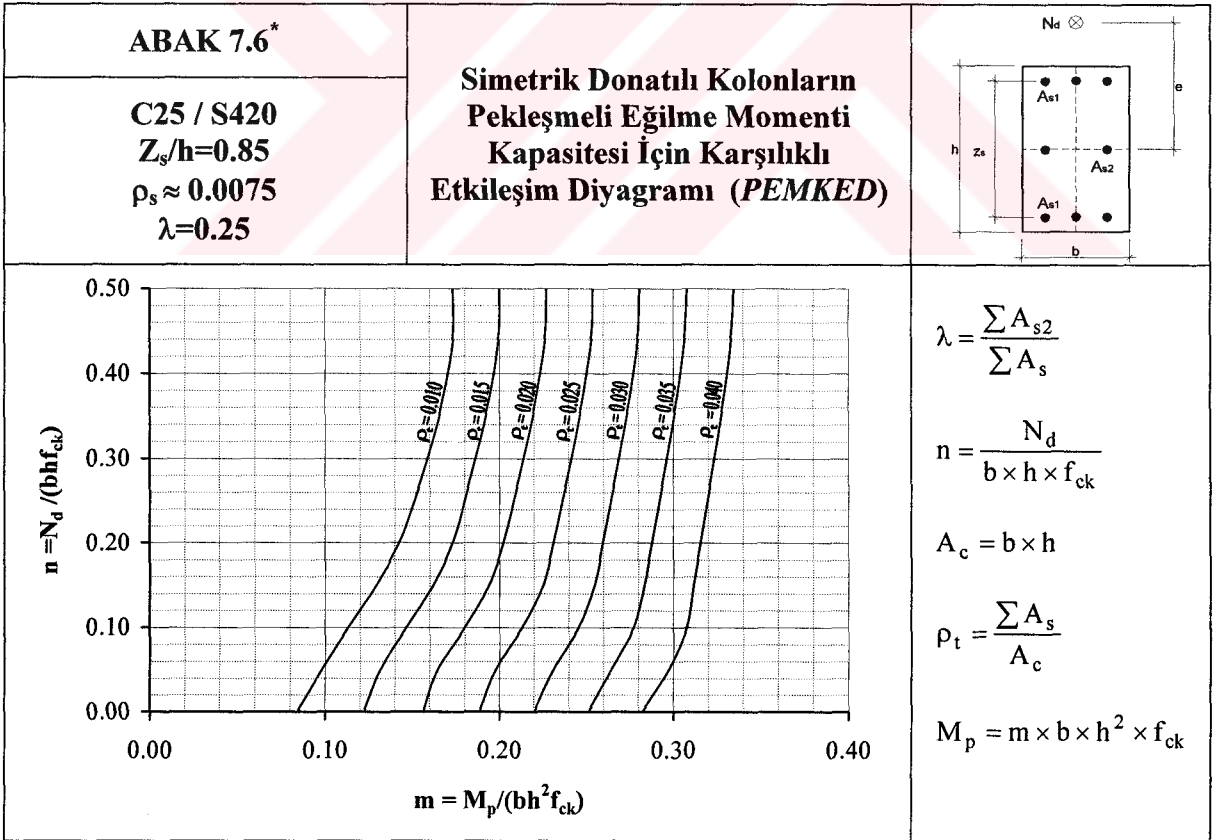
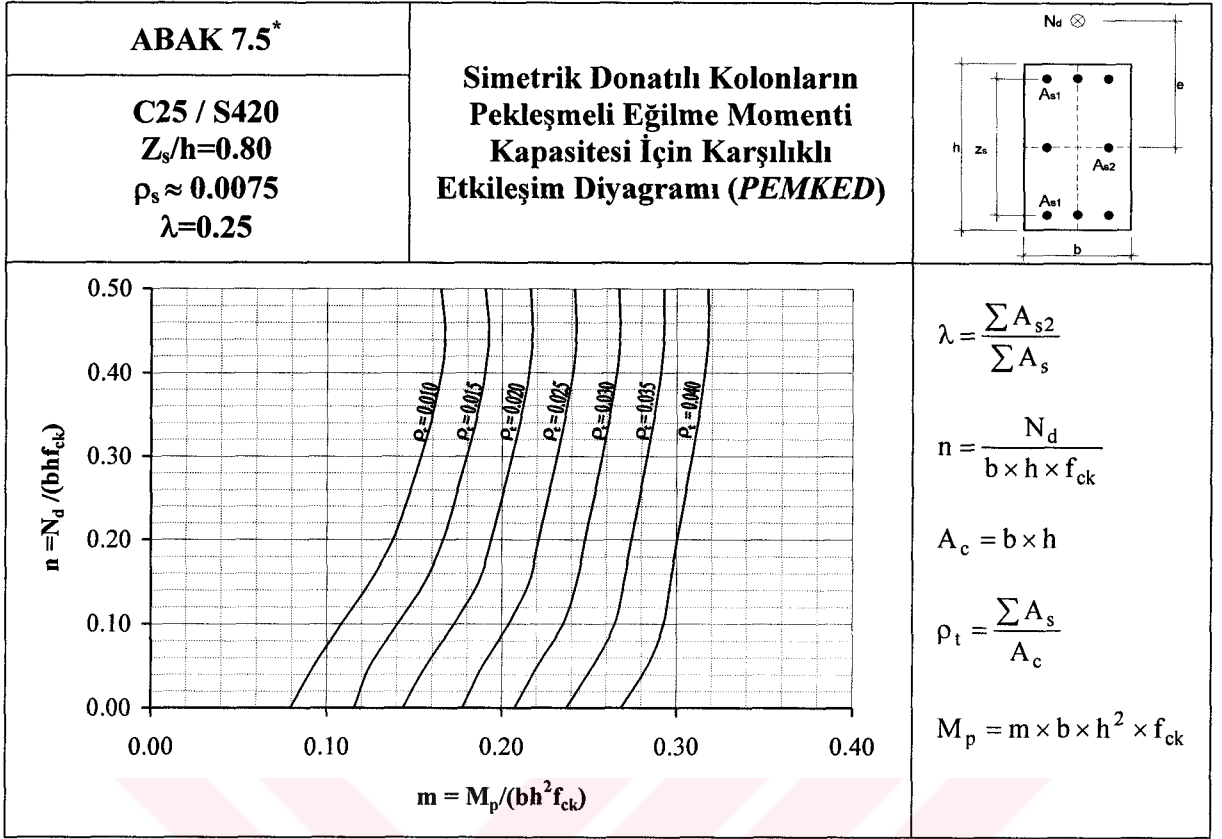
Abak no	Beton sınıfı	Donatı sınıfı	z_s/h	ρ_s ($\approx$)	λ	Kesit
7.8	C20	S220	0.80	0.0075	0.25	
7.9	C20	S220	0.85	0.0075	0.25	
7.10	C25	S220	0.75	0.0080	0.25	
7.11	C25	S220	0.80	0.0075	0.25	
7.12	C25	S220	0.85	0.0075	0.25	
7.13	C20	S420	0.80	0.0100	0.33	
7.14	C20	S420	0.85	0.0100	0.33	
7.15	C20	S420	0.90	0.0100	0.33	
7.16	C25	S420	0.80	0.0100	0.33	
7.17	C25	S420	0.85	0.0100	0.33	
7.18	C25	S420	0.90	0.0100	0.33	
7.19	C20	S220	0.80	0.0100	0.33	
7.20	C20	S220	0.85	0.0100	0.33	
7.21	C20	S220	0.90	0.0100	0.33	
7.22	C25	S220	0.80	0.0100	0.33	
7.23	C25	S220	0.85	0.0100	0.33	
7.24	C25	S220	0.90	0.0100	0.33	



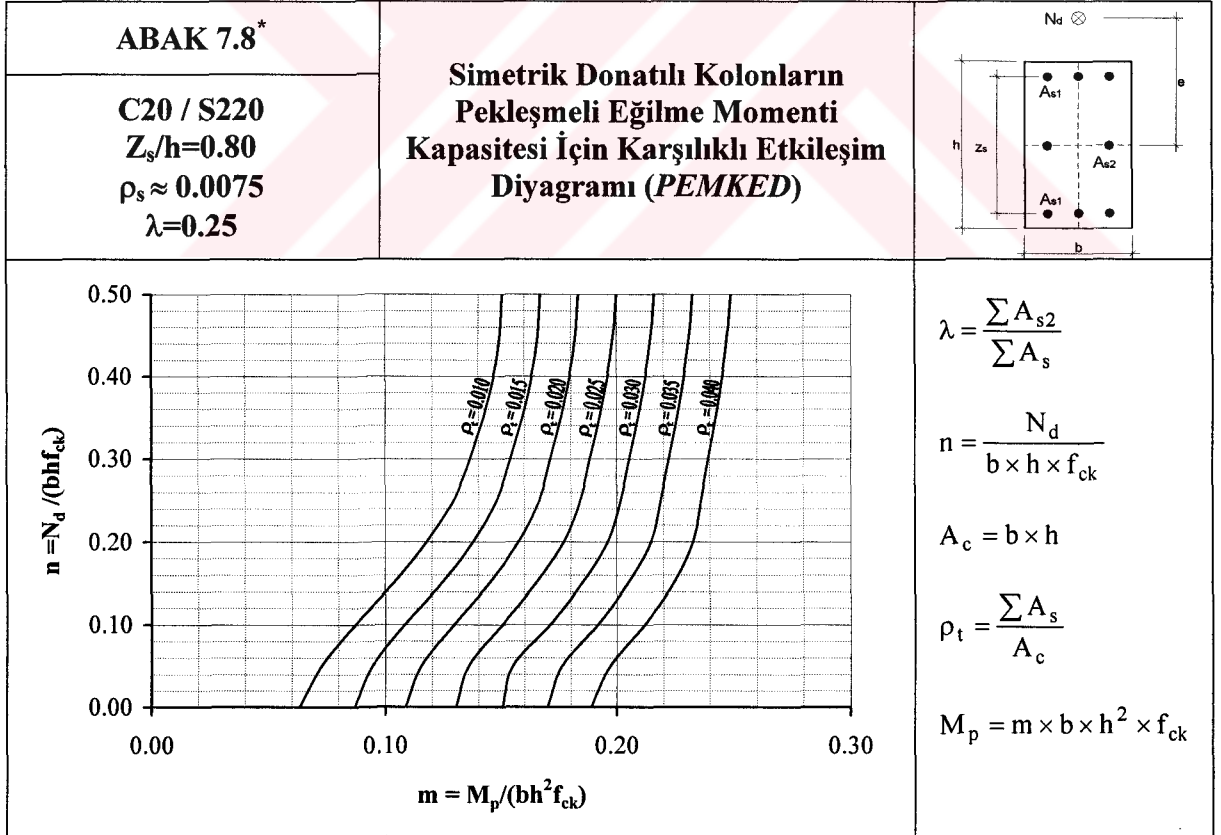
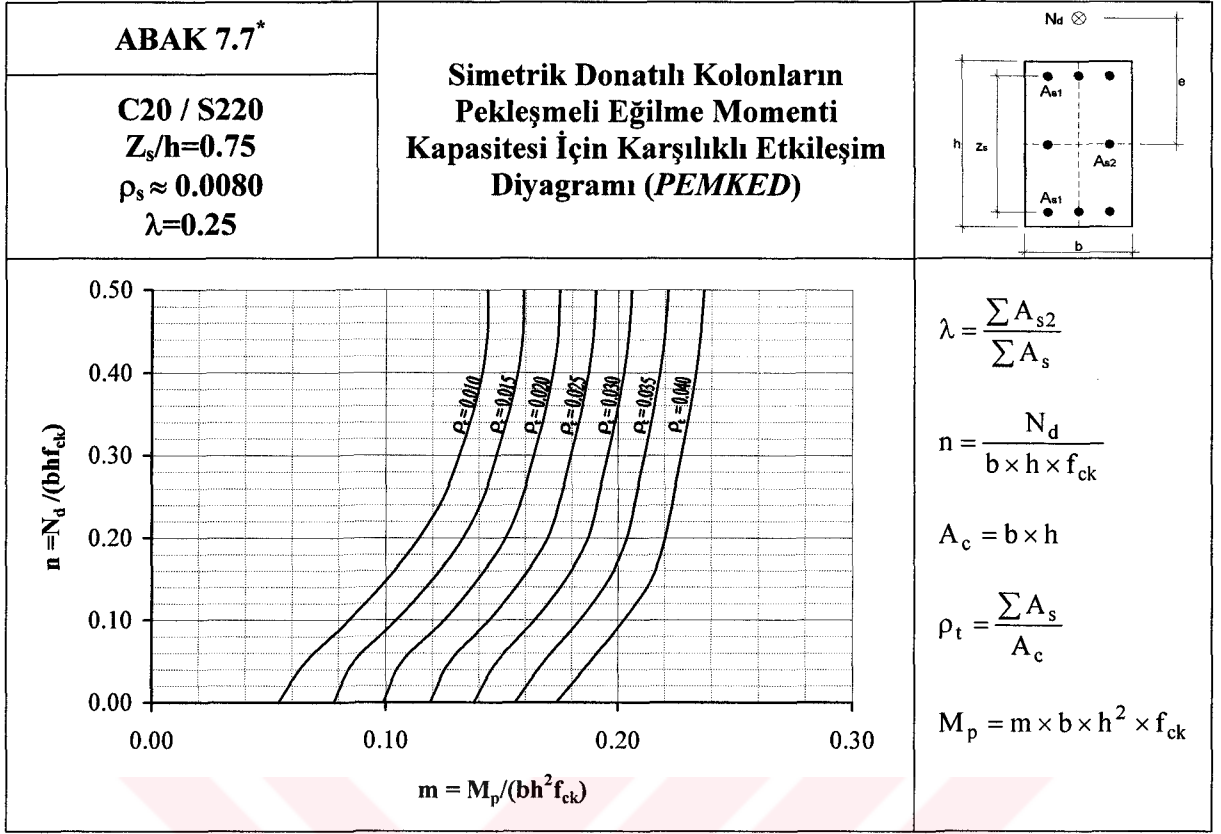
* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir. Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



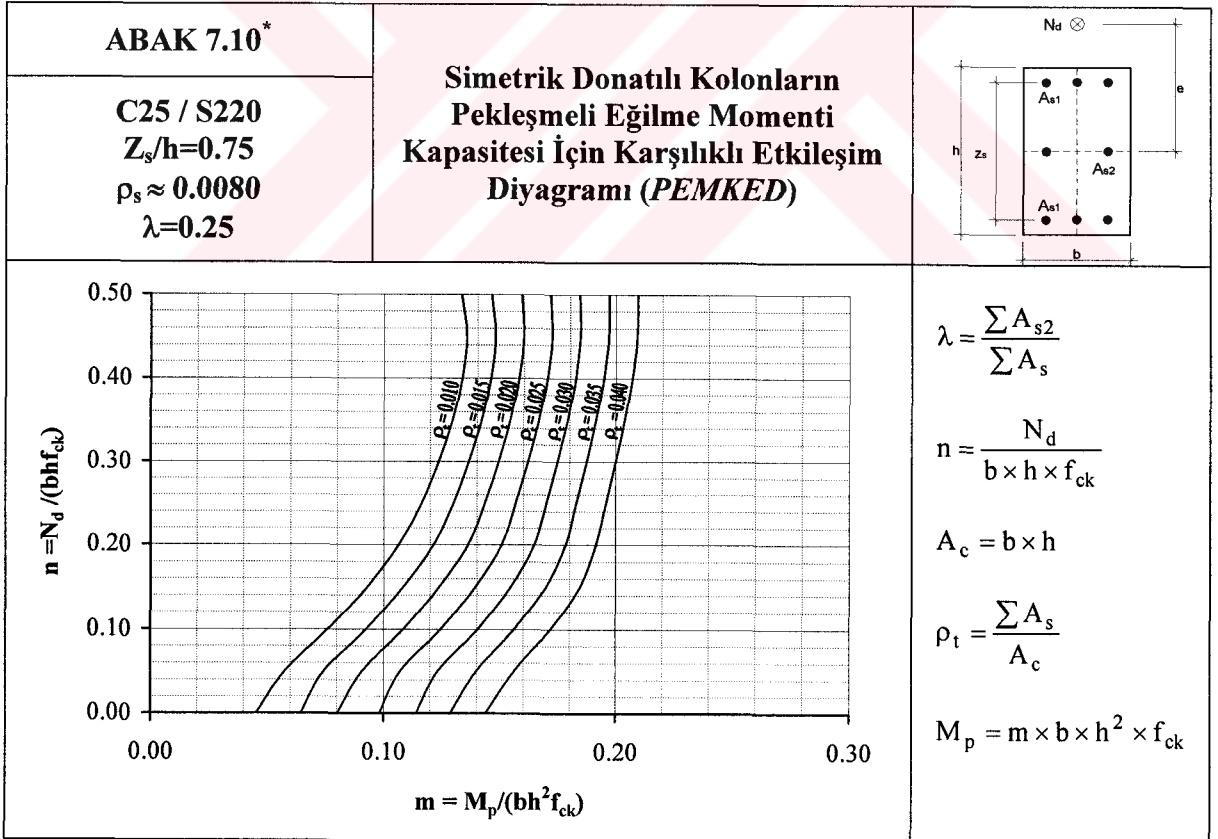
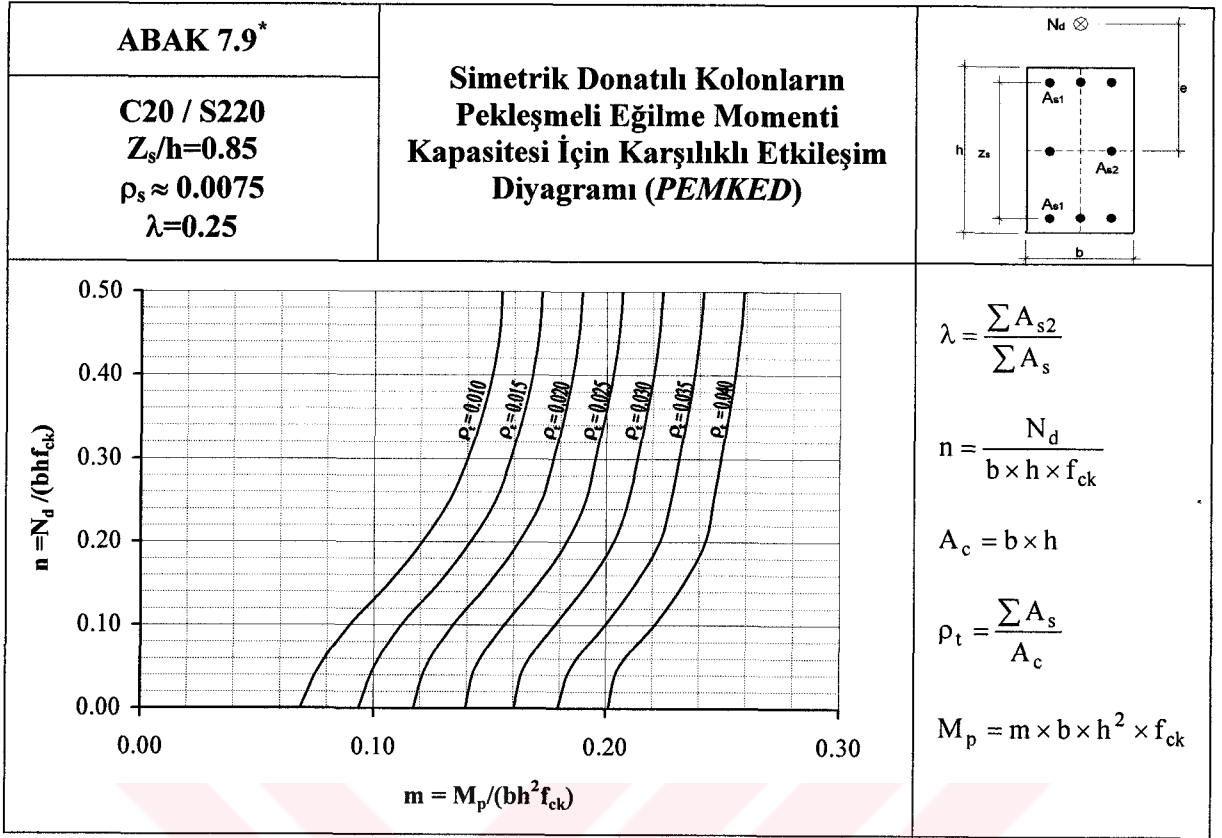
* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir. Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



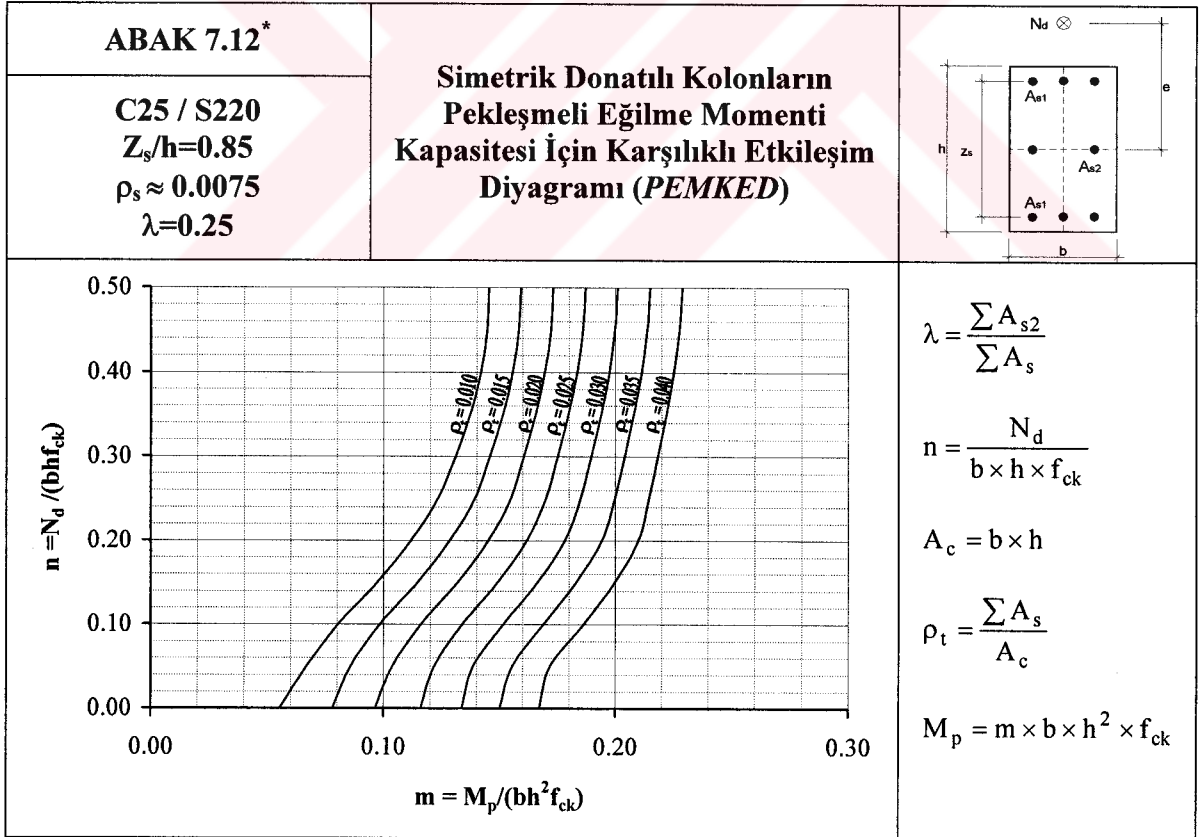
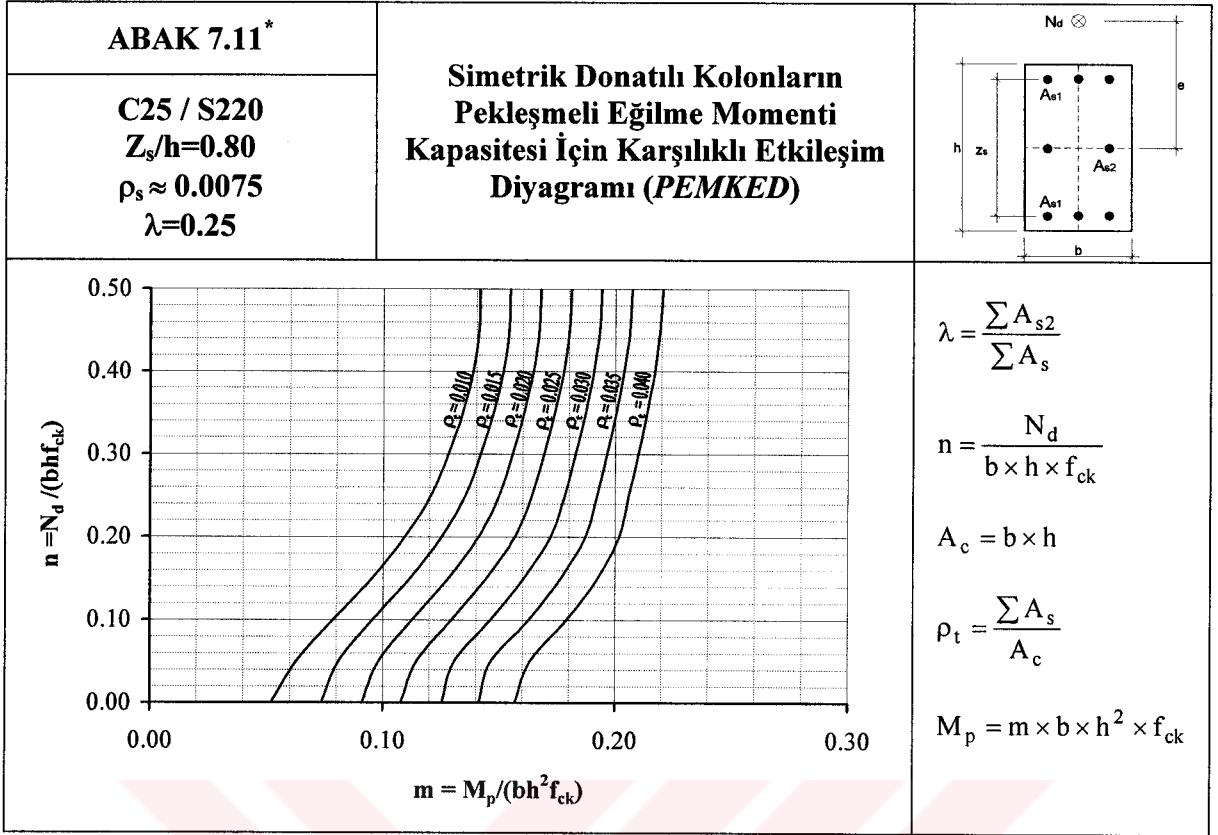
* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir.
Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



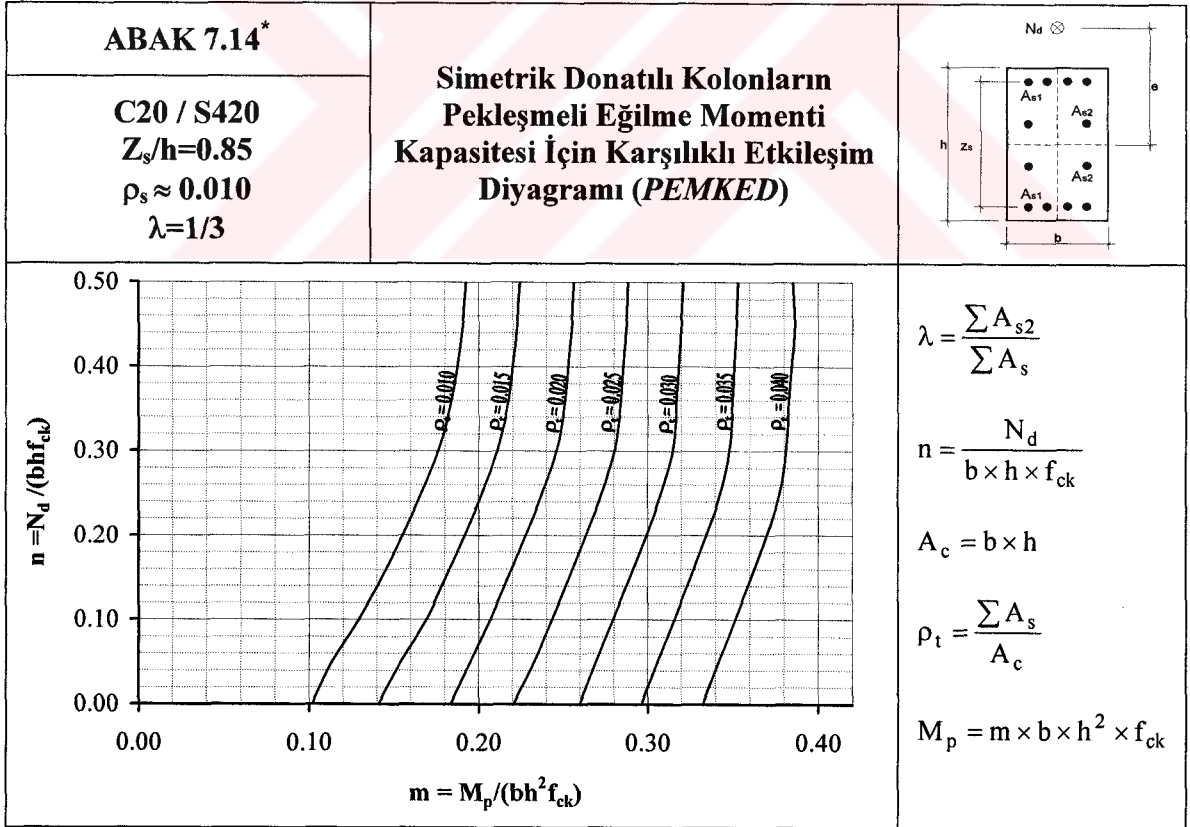
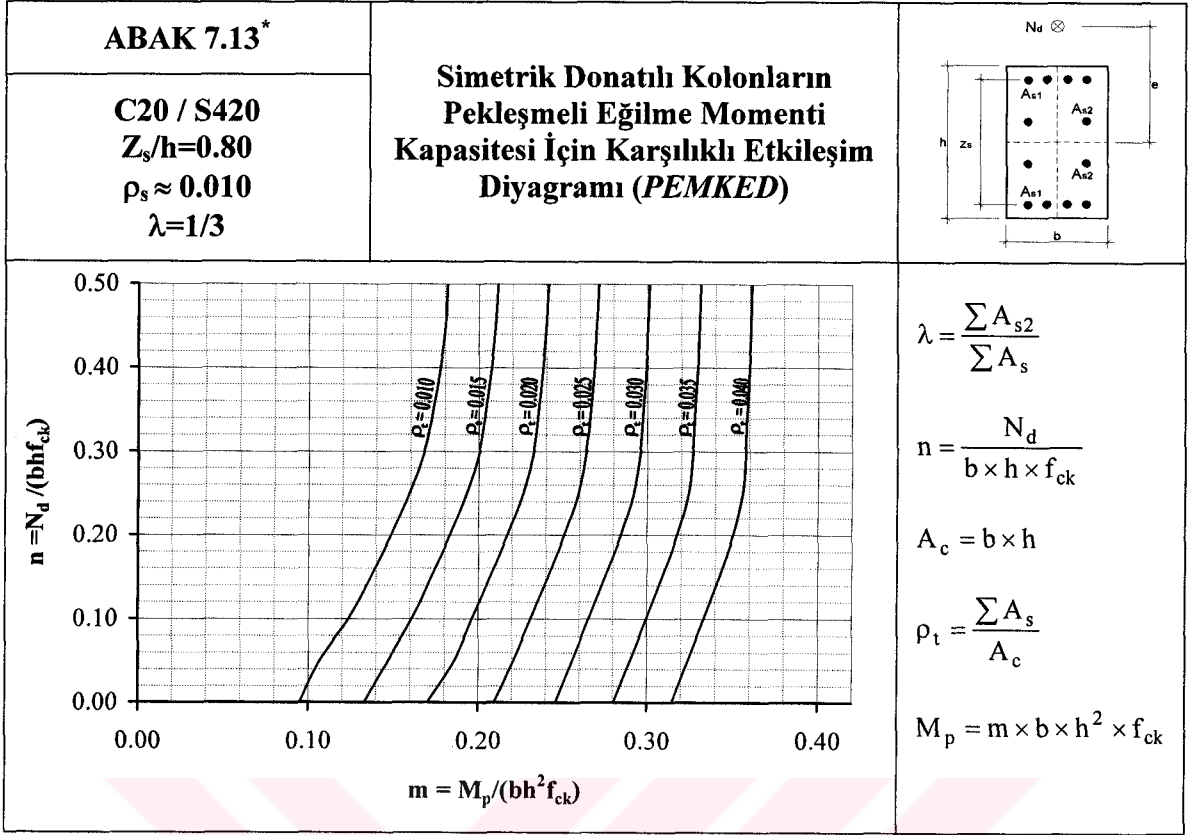
* Diyagramda kabul edildenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir. Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



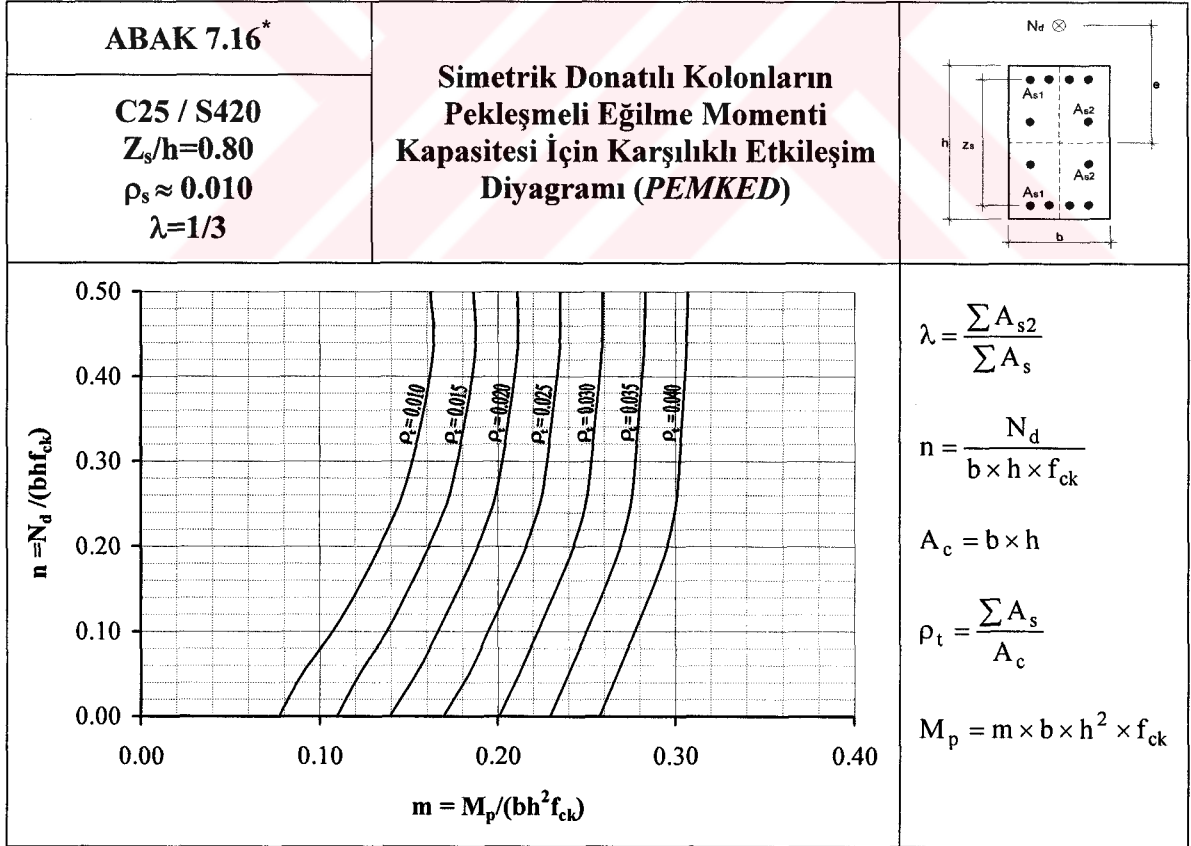
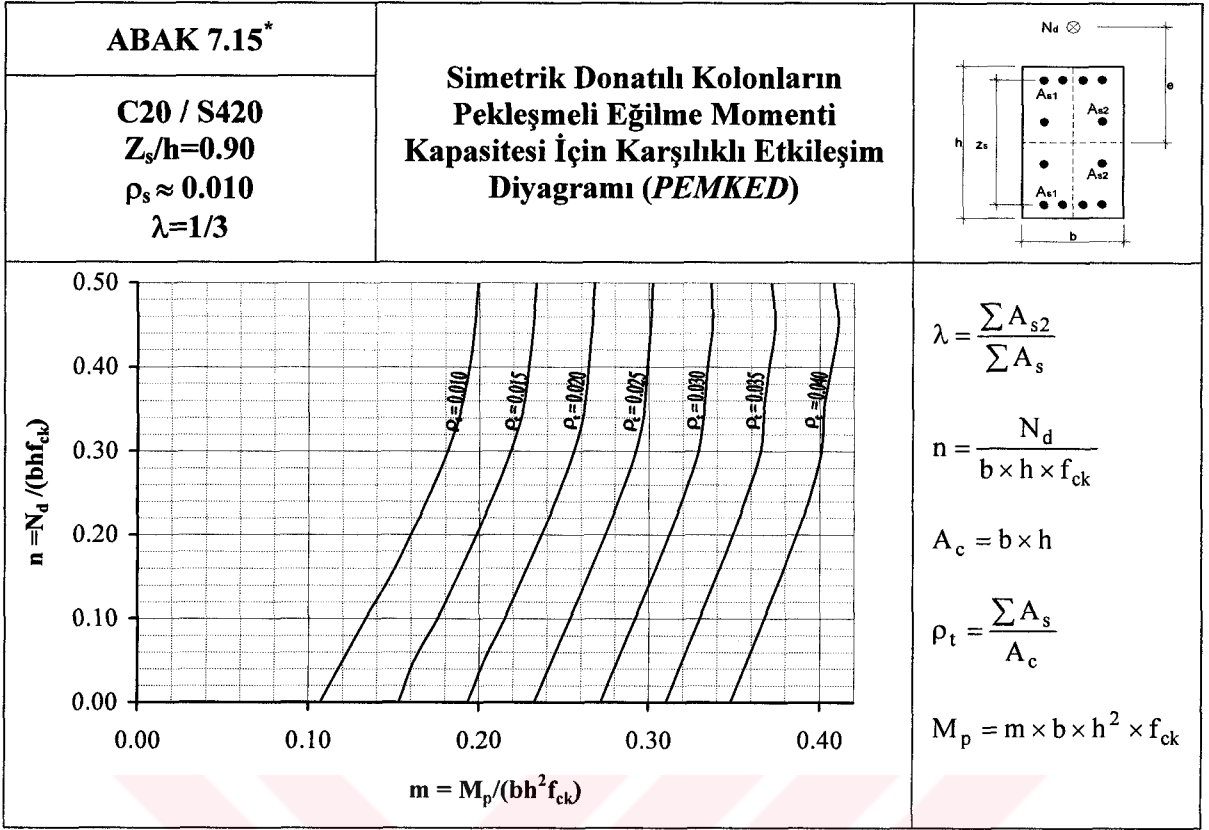
* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir. Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



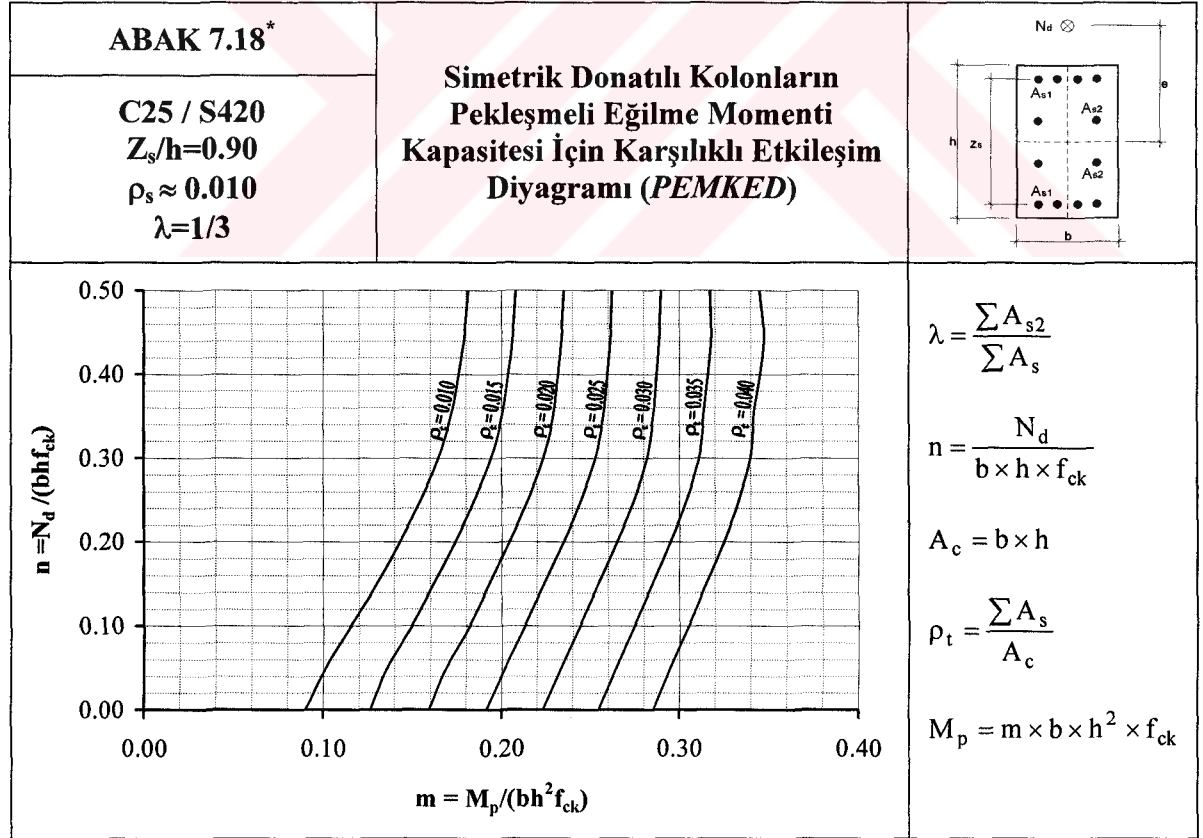
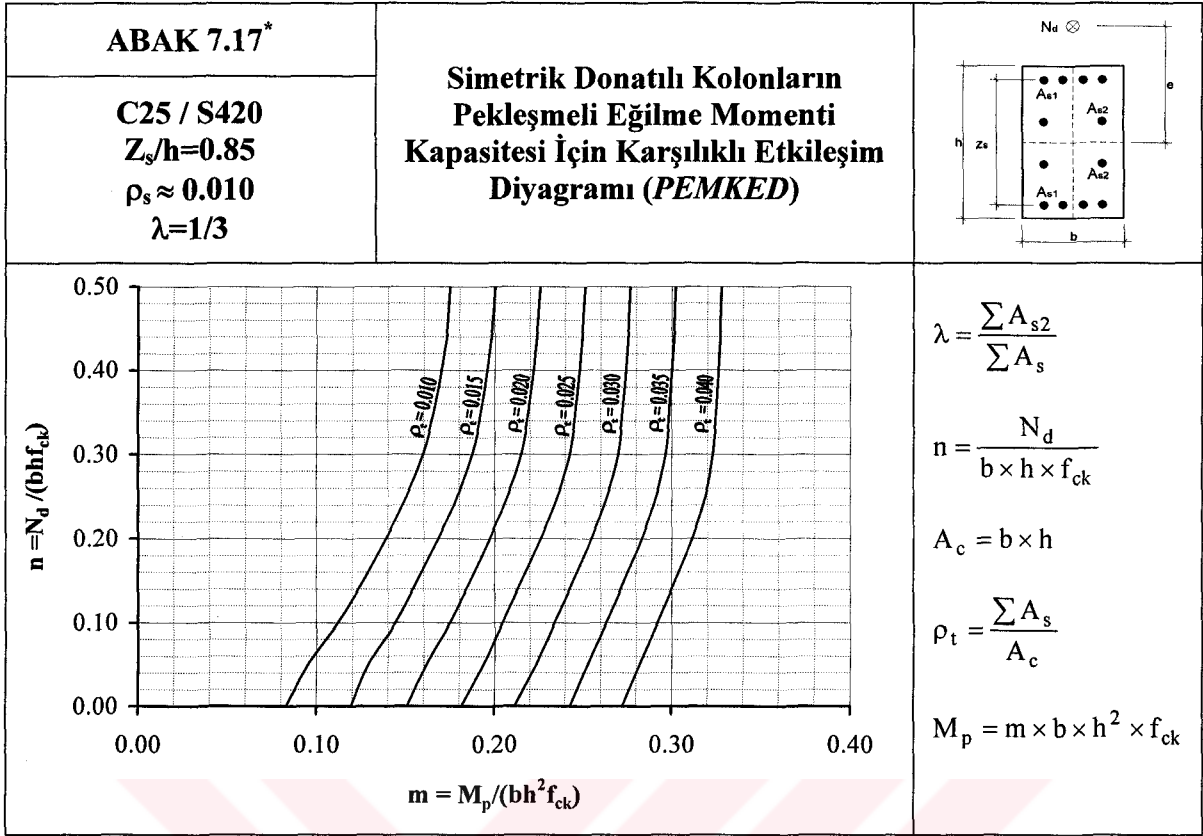
* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir. Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



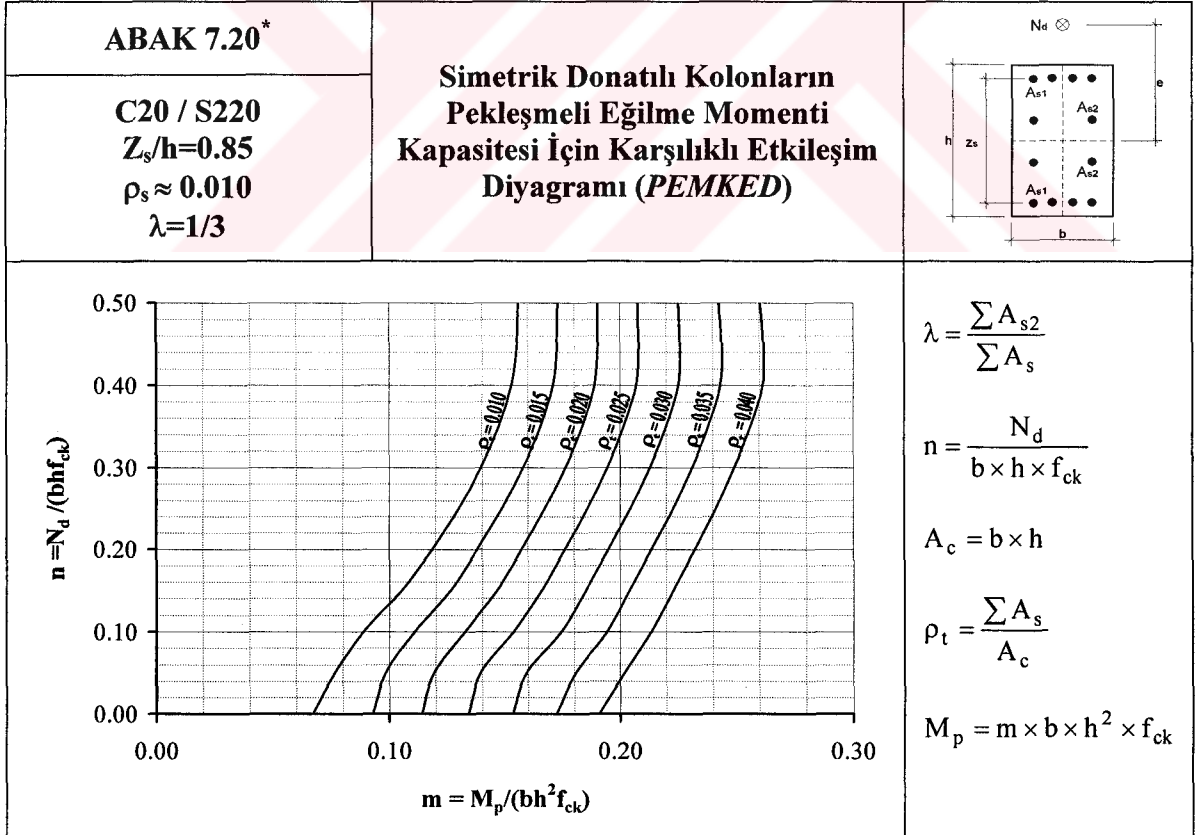
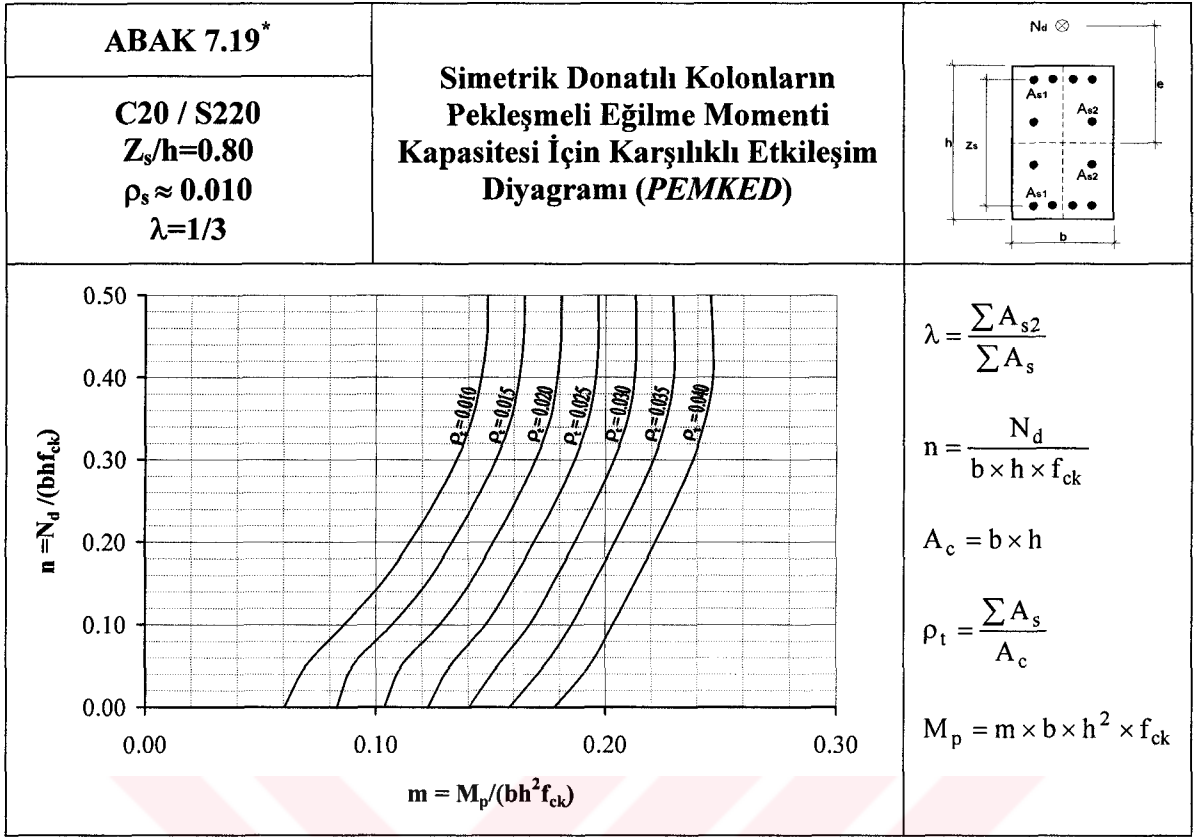
* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir. Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



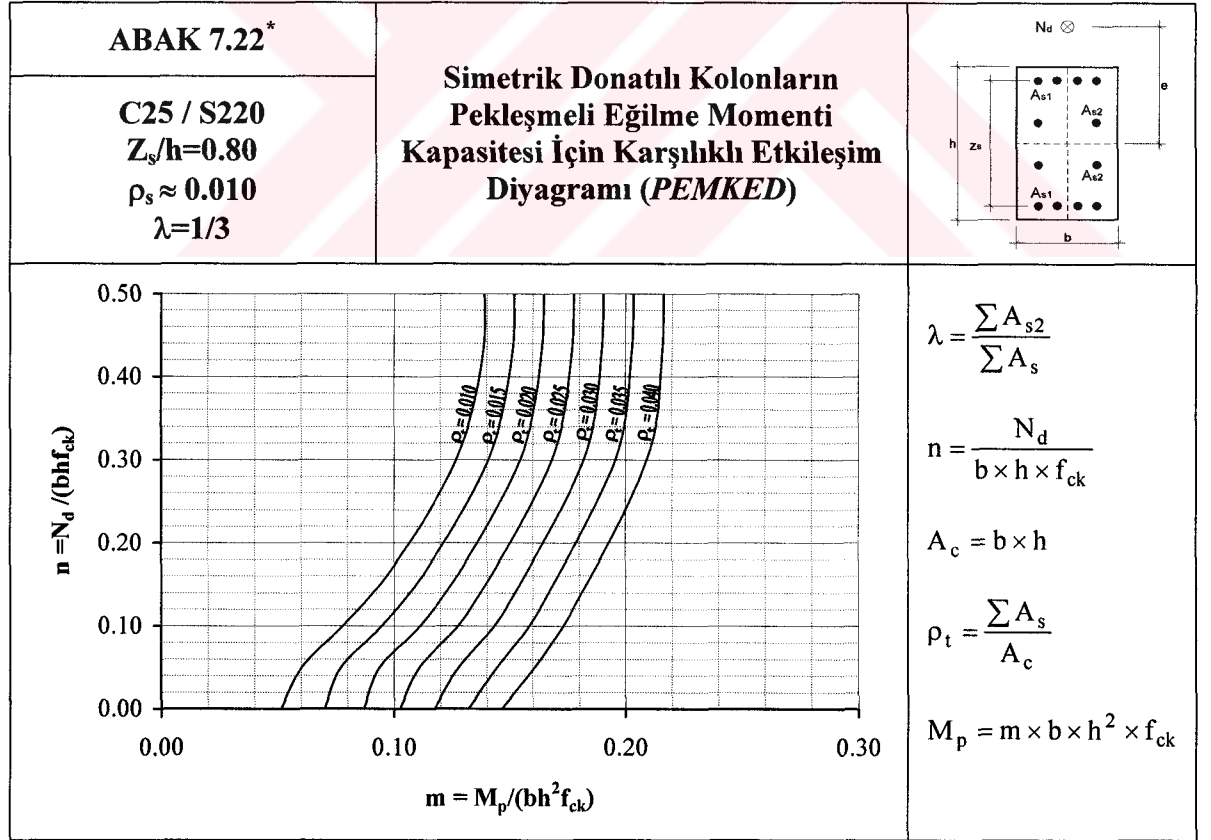
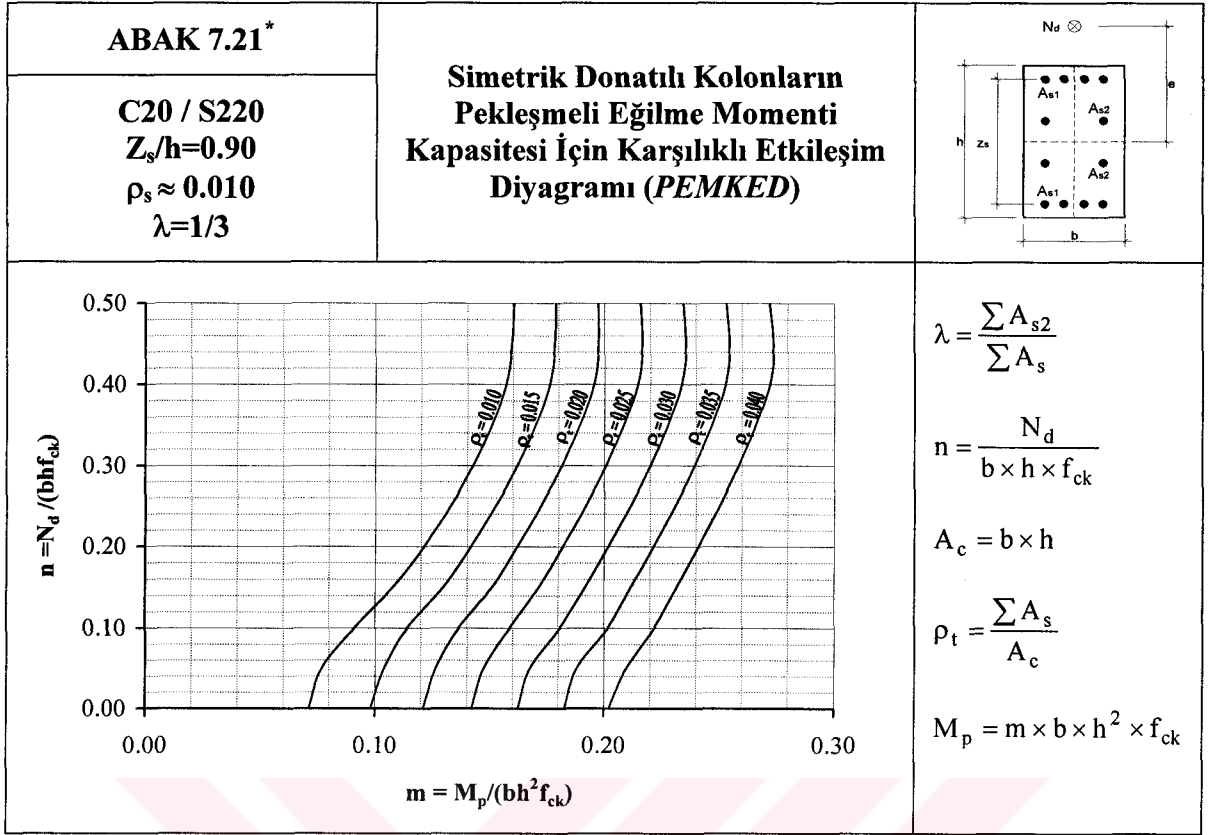
* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir. Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



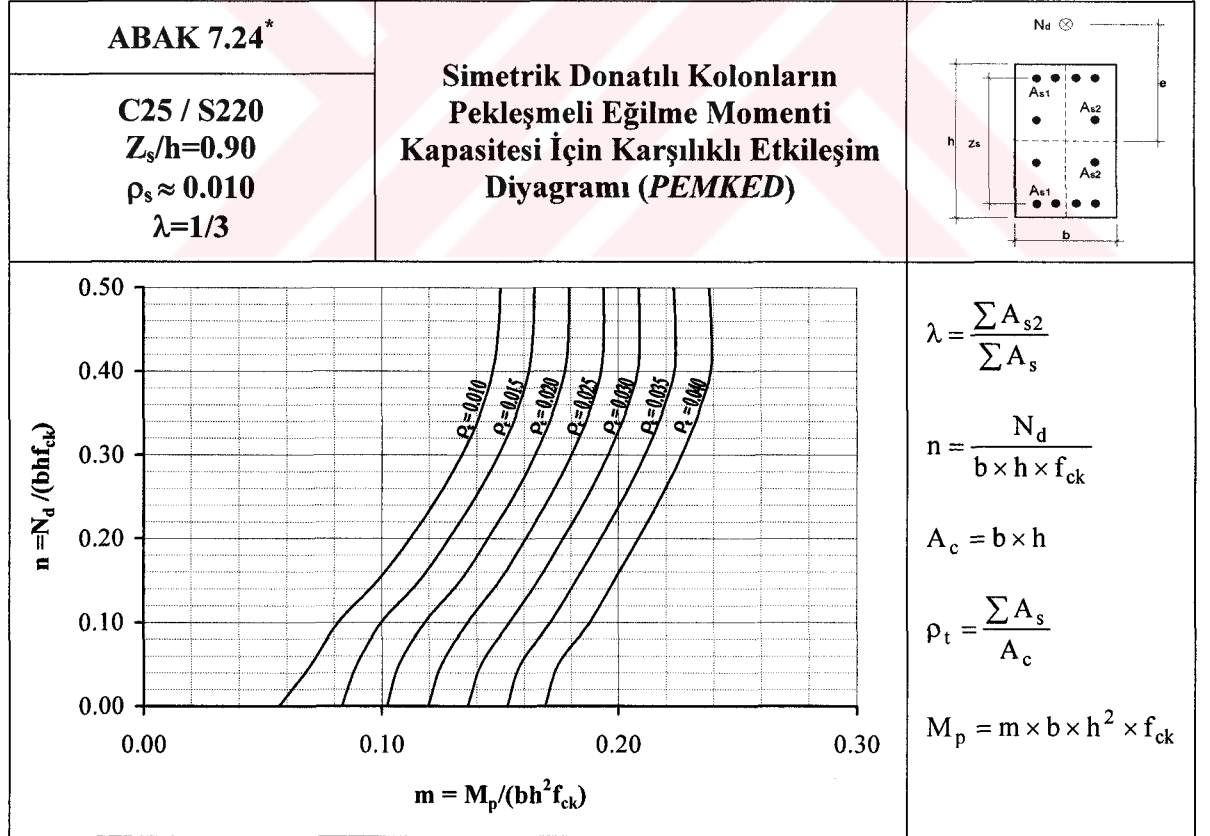
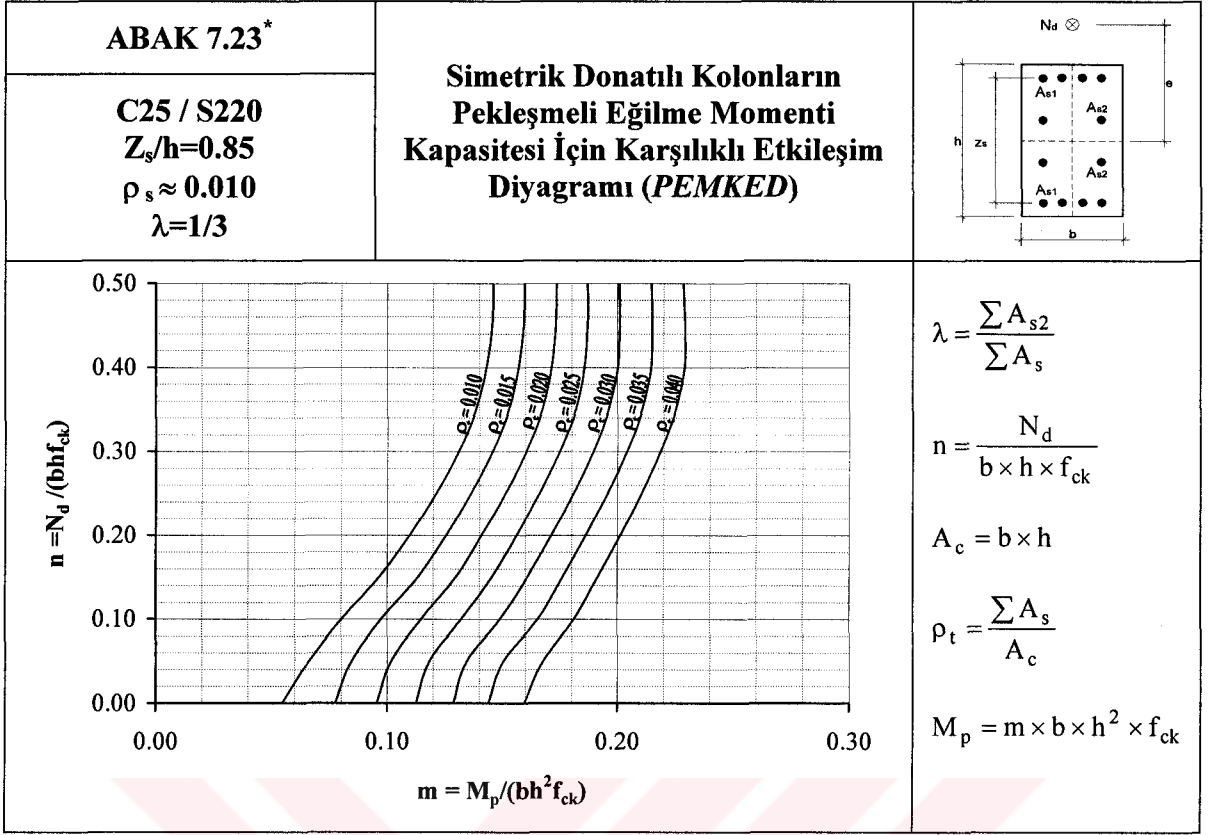
* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir.
Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir.
Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir. Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.



* Diyagramda kabul edilenden farklı ρ_s değerlerine sahip kolonlar için de bu diyagramlar kullanılabilir. Bulunacak M_p 'lerdeki hata oranı genelde %2 nin altındadır.

8. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Bileşik eğilme etkisindeki dikdörtgen kesitli simetrik donatılı kolonlarda, değişik eksenel yük düzeylerine göre en büyük eğilme momenti kapasitelerinin gerçeğe en yakın bir şekilde belirlenmesi ile bu kapasite üzerinde çeşitli tasarım değişkenlerinin etkilerini irdelemek amacıyla yönelik bir çalışma yapılmıştır. Bu çalışmada, (M_p) pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi olarak adlandırılmış olan kapasiteyi gerçeğe en yakın bir şekilde belirleyebilmek için betondaki sargı etkisiyle değişen gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi, betonun çekme dayanımı, kabuk betondaki ezilme, donatı çeliğindeki pekleşme etkisi gibi etkiler dikkate alınarak bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Bu bilgisayar programı kullanılarak, malzeme sınıfı, boyuna ve enine donatı miktarı ve düzeni farklı çeşitli kolonların pekleşmeli moment kapasiteleri belirlenmiş ve elde edilen sonuçların daha önce aynı konuda yapılmış olan çalışmaların sonuçlarıyla uyum içersinde olduğu görülmüştür.

Bu bilgisayar programı yardımıyla, çeşitli tasarım değişkenlerinin kolonun eksenel yük düzeyine bağlı olarak kolon davranışına etkileri (süneklik, M_p , M_p/M_r) incelenerek aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Eksenel yük seviyesinin artışıyla elemanın sünekliğini azaltmakta ve özellikle $0.5bh_f_{ck}$ sınırının üzerindeki eksenel yük seviyelerinde eleman oldukça gevrek davranmaktadır. Kolonların daha sünek bir davranış göstermesi açısından bu eksenel yük üst sınırı bir miktar daha azaltılabilir.
- Kesin hesap yapılamayan durumlarda, Deprem yönetmeliğinde kolon eksenel yük düzeyi ne olursa olsun M_p/M_r oranının 1.4 olarak alınabileceğinin önerilmiş olmasına karşın, kolonların M_p/M_r oranlarının bir çok tasarım değişkeninden etkilendiği ve $0 \sim 0.5bh_f_{ck}$ eksenel yük düzeyleri arasında M_p/M_r oranının 1.2 ~ 3 aralığında değişebileceği görülmüştür. Bu oran, genelde eksenel yükün düşük olduğu düzeylerde 1.2~1.4 aralığında iken, eksenel yük düzeyinin artışına paralel olarak ($0.3bh_f_{ck} \sim 0.5bh_f_{ck}$) eksenel yük aralığında 3 katına kadar varan oranlarda değişimler gösterebilmektedir.
- Beton dayanımının artması kolonun sünekliğini arttırmaktadır. Ayrıca, beton kalitesindeki iyileşmenin M_p 'yi arttırıcı etkisi, kolonlardaki eksenel yük miktarı (N_d) 'nin küçük olduğu durumlarda önemsiz iken, eksenel yükün büyük olduğu durumlarda dikkate değer bir arttırıcı etkisi gözlemlenmektedir.

- Kolonun sargı donatısı hacimsel yüzdesi ve/veya akma dayanımındaki artış, pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi (M_p) 'yi ve M_p/M_r oranını arttırmakta fazlaca etkin olmadığı, ancak elemanın sünekliğini arttırdığı ve bu süneklik artışının eksenel yük düzeyinin artmasıyla daha da belirginleştiği görülmüştür.
- Kolonlarda boyuna donatı miktarının ve/veya dayanımının artışı, pekleşmeli eğilme momenti kapasitesi (M_p) 'yi arttırmaktadır. Bu artış oranı, küçük eksenel yük seviyelerinde büyük, büyük eksenel yük seviyelerinde küçük oranlarda gerçekleşmektedir. Bununla birlikte M_p/M_r oranı donatı miktarının ve/veya akma dayanımının artışıyla azaltmaktadır.
- Hesaplarda donatı çeliğindeki pekleşme etkisinin ihmal edilmesi, çok küçük eksenel yük seviyeleri için kesit eğrilığının olduğundan büyük, M_p 'nin ise olduğundan küçük hesaplanmasına neden olmaktadır. Eksenel yük seviyesinin artmasıyla, donatı pekleşmesinin M_p üzerindeki etkisi ortadan kalkmaktadır. Dolayısıyla donatı pekleşmesinin kolonun en büyük eğilme momenti kapasitesi üzerinde pek etkisinin olmadığı söylenebilir.
- En büyük eğilme momenti kapasitesi (M_p), yaklaşık olarak $\epsilon_c = 0.003$ alınarak tek bir çözümden de bulunabilir. Bu eğilme momenti kapasitesi ($M_{p0.003}$), M_p 'ye genelde yakın sonuçlar vermektedir.
- M_p 'nin yaklaşık olarak belirlenmesinde ABYYHY 1998 'de önerilen $1.4M_r$ 'ye göre daha gerçekçi bir yaklaşım için Ersoy' un TS 500 tarafından verilen taşıma gücü yönteminin f_{yd} yerine f_{yk} ve f_{cd} yerine f_{cc} ($f_{cc}=1.15f_{ck}$ olmak üzere) alınması şartıyla aynen kullanılabileceği önerisi, gerçek kapasiteye oldukça yakın (genelde $\pm\%5$) sonuçlar vermektedir. Farklılıklar, Ersoy 'un çalışmasında da belirttiği gibi yaklaşık yöntemin düşük eksenel yük seviyelerinde donatı pekleşmesini göz önüne almaması ve eksenel yük seviyesinin arttığı bölgelerde ise sargılı beton için sabit bir kuşatma katsayısı ($K=1.15$) kullanmasından kaynaklanmaktadır.
- Ersoy 'un önerdiği yöntemle M_p yaklaşık olarak hesapla belirleneceği gibi, taşıma gücü yöntemi esas alınarak kolonlar için hazırlanmış olan mevcut abaklarda tanımlanan boyutsuz kapasitelerin ve mekanik donatı indeksinin tanımlarında yapılacak değişikliklerle, ***taşıma gücü abaklarındaki değerler aynen korunarak belirlenebilir.*** Dolayısıyla M_p (5.5), (5.6) ve (5.7) denklemleri kullanılarak mevcut kolon taşıma gücü

abaklarından yaklaşık olarak belirlenebilir.

- Çalışmanın 7. bölümünde M_p nin pratik bir şekilde belirlenmesine yönelik karşılıklı etkileşim diyagramları (PEMKED) verilmiştir. Belirli bir sargı donatısı hacimsel yüzdesine göre çizilmiş olan bu diyagramlardan M_p kolaylıkla belirlenebilir. Sargı donatısının M_p üzerinde pek etkisi olamadığından, farklı sargı donatısı hacimsel yüzdesine sahip kolonlar için de aynı abaklar kullanılabilir. Bundan dolayı oluşacak hata oranı genelde %2 nin altında kalmaktadır.
- Çakıroğlu ve Özer (1990) bileşik eğilme etkisi altındaki dikdörtgen kesitli simetrik donatılmış kolonlar için taşıma gücü esasına göre hesabında kullanılmak üzere basit formüller önermişlerdir. Bu formüller yardımıyla, Ersoy, 1998 'ce M_p nin yaklaşık hesabına yönelik önerisi esas alınarak ***kolonun en büyük eğilme momenti (M_p), kolonun taşıma gücü momenti (M_r) ve eksenel yük düzeyine (N_d) göre çıkarılmış olan (5.16~5.20) bağıntıları kullanılarak belirlenebilir.*** Bu şekilde hesaplanacak M_p deki hata oranı, boyuna donatı sınıfı S420 olan kolonlarda genelde %8 in altında oluşurken, boyuna donatı sınıfı S220 olması durumunda hata oranı bir miktar artmakta ve genelde %13 ün altında gerçekleşmektedir. Bu yaklaşık denklemler kullanılarak farklı z_s/h oranları için kolonun e/h oranına bağlı olarak M_p/M_r oranı gösteren diyagramlar oluşturulabilir.

KAYNAKLAR

“Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, 1.1.1998, Ankara.

Berktaş, İ., “Betonarme I”, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, 3.Baskı, 2003.

“Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TS500”, Türk Standartları Enstitüsü, 2000, Ankara.

“Building Code Requirements for Reinforced Concrete-ACI-318-95”, American Concrete Institute, Detroit, 1995.

Çakıroğlu, A., Özer, E. (1990), “Dikdörtgen ve Daire Betonarme Kesitlerde Taşıma Gücü Formülleri ve Yaklaşık Mertebeleri”, İMO Teknik Dergi, Sayfa 25-48, Ocak 1990.

Ersoy, U. (1998), “Betonarme Kiriş ve Kolonların Moment Kapasitelerinin Saptanması”, Teknik Dergi, Cilt 9, Sayı 4, Sayfa 1781-1797.

Ersoy, U., Özcebe, G., (1998), “Sarılmış Betonarme Kesitlerde Moment-Eğrilik İlişkisi Analitik Bir İrdeleme”, Teknik Dergi, Cilt 9, Sayı 4, Sayfa 1799-1827.

Ersoy, U., Özcebe, G., “Betonarme”, Evrim Yayınevi, 2001.

Gündüz, A., Noyan S., (1988), “Kuşarılmış Kesitli Betonarme Kirişlerde Son Limit Momentinin ve Eğriliğinin Donatıdaki Pekleşme Gözönüne Alınarak Belirlenmesi”, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul

Gündüz, A., (1990), “Donatı Çeliği Son Limit Durum Deformasyon Tasarım Değerinin Belirlenmesi”, Türkiye Mühendislik Haberleri, İstanbul: 7-10.

Gündüz, A., (1991), “Yüksek ve Normal Mukavemetli Betonların Davranışının Yanal Donatı ile Yetkinleştirilmesi”, 2. Ulusal Betonarme Kongresi Bildiriler Kitabı, İMO, İstanbul: 147-158.

Hognestad, E., (1951), “A Study of Combined Bending and Axial Load in RC Members”, University of Illinois Engineering Exp. Sta. Bull., No 399.

İlki, A., Futuka, T., Özdemir, P., (2003), “Sargılı Beton Davranışı ve Üç Doğrudan Oluşan Gerilme-Şekil Değiştirme Modeli”, Teknik Dergi, Cilt 14, Sayı 1, Sayfa 2853-2871.

Kaltakçı, M.Y., Korkmaz, H.H., Korkmaz, S.Z., (2001), “Betonarme Kolonların Davranışına Etken Olan Tasarım Değişkenleri Üzerine Analitik Bir İnceleme”, DEÜ Mühendislik Fakültesi Fen ve Mühendislik Dergisi, Cilt 3, Sayı 3, Sayfa 11-32.

Kent, D.C., and Park, R., (1971), “Flexural Members with Confined Concrete”, ASCE Journal of Structural Division, Vol. 97, ST7.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., (1988), “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, ASCE Structural Journal, Vol. 114, No. 8, 1804-1826.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., (1988b), “Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete”, ASCE Structural Journal, Vol. 114, No. 8, 1827-1849.

Noyan, S., “Betonarme Elemanların Davranışı ve Limit Tasarım I” Ders notları, Yıldız Teknik Üniversitesi.

Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G-M., (1996), "Seismic Desing and Retrofit of Bridges", John Wiley and Sons, New York.

Rüsch, H., und Hilsdorf, H., (1963) "Verformungseigenschaften von Beton under Zentriscen Zugspannungen" , Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München, Rep. No.44.

Saatçioğlu, M., and Ravzi, S.R., (1991), "Flexural Members with Confined Concrete", ASCE Journal of Structural Division, Vol. 97, ST7.

Sheikh, S.A., Uzumeri, S.M, (1980), "Mechanism of Confinement in Tied Columns", 7th. W.C.E.E., İstanbul, Vol. 7: 71-78

Sheikh, S.A., Uzumeri, S.M, (1982), "Analytical Model of Concrete Confinement in Tied Columns", ASCE Journal of Structural Division, Vol. 108, ST12.

Sheikh, S.A., Yeh, C.C, and Khoury, S., (1990), "Concrete Strength in Tied Columns", ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 4.

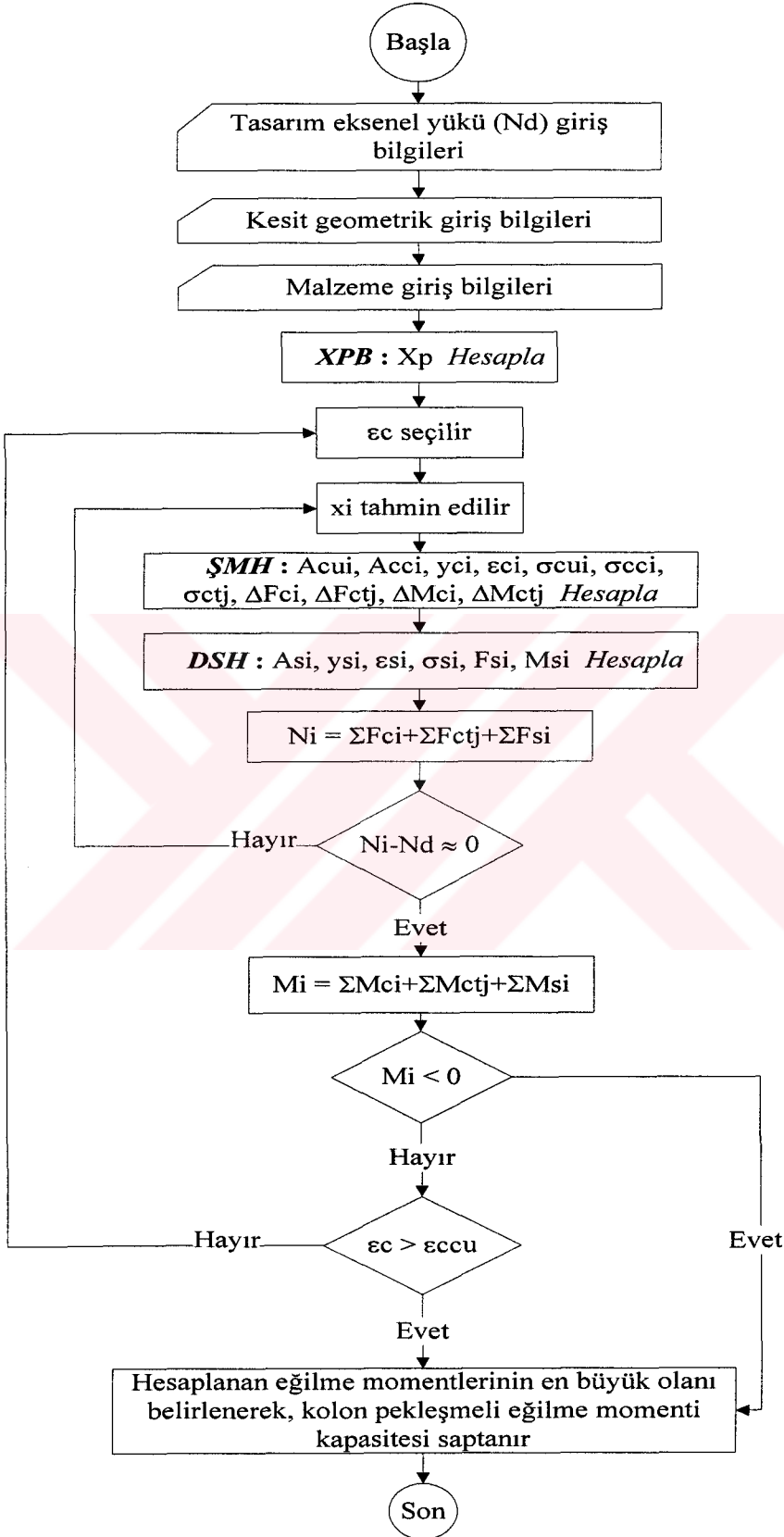


EKLER

- Ek 1 Kolon Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitesinin Belirlenmesine Yönelik Bir
Bilgisayar Programı
- Ek 2 Değişken Listesi



Ek 1 Kolon Pekleşmeli Eğilme Momenti Kapasitesinin Belirlenmesine Yönelik Bir Bilgisayar Programı



Şekil Ek1.1 Kolon pekleşmeli eğilme momentinin belirlenmesine yönelik bilgisayar programı akış diyagramı

$$x_p = \frac{0.85 \times f_{ck} \times b \times h \times \frac{h}{2} + \left(\sum A_{si} \times f_{yk} \times y_i \right)}{0.85 \times f_{ck} \times b \times h + \sum (A_{si} \times f_{yk})} \quad (\text{mm})$$

Şekil Ek1.2 **XPB**: Plastik ağırlık merkezinin belirlenmesi

parça = 100 'kesitin bölüneceği hayali şerit sayısı

For i = 1 **To** parça

yc(i) = h / parça * (i - 0.5) '(mm)

ec(i) = ec * (xi - yc(i)) / xi

'Çekirdek beton:

Acc(i) = **Switch**((yc(i) + h / (2 * parça)) <= törtü **Or** (yc(i) - h / (2 * parça)) >= (dh + törtü), 0, (yc(i) - h / (2 * parça)) >= törtü **And** (yc(i) + h / (2 * parça)) <= (dh + törtü), bh * h / parça, (yc(i) - h / (2 * parça)) < törtü **And** (yc(i) + h / (2 * parça)) > törtü, bh * (yc(i) + (h / (2 * parça)) - törtü), (yc(i) - h / (2 * parça)) > törtü **And** (yc(i) - h / (2 * parça)) < (dh + törtü) **And** (yc(i) + h / (2 * parça)) > (dh + törtü), bh * (törtü + dh - yc(i) + (h / (2 * parça)))) (mm²)

sigmaecc(i) = g(ec(i)) '(MPa)

'Kabuk beton:

Acu(i) = b * h / parça - Acc(i) '(mm²)

sigmaecu(i) = g(ec(i)) (Hesapla) '(MPa)

'Betonda çekme lifleri için:

sigmaectş(i) = g(ec(i)) '(MPa)

'Beton kesite etkiyen iç kuvvetler:

Fbş(i) = (Acu(i) * sigmaecu(i) + Acc(i) * sigmaecc(i) + (Acu(i) + Acc(i)) * sigmaectş(i)) * 10⁻³ '(kN)

Mubş(i) = Fbş(i) * (xp - yc(i)) * 10⁻³ '(kNm)

If i = 1 **Then** form1.MSFlexGrid2.TextMatrix(0, 8) = Fbş(1)

If i > 1 **Then** form1.MSFlexGrid2.TextMatrix(0, 8) = **Round**(**Val**(form1.MSFlexGrid2.TextMatrix(0, 8)) + Fbş(i), 5)

If i = 1 **Then** form1.MSFlexGrid2.TextMatrix(0, 10) = Mubş(1)

If i > 1 **Then** form1.MSFlexGrid2.TextMatrix(0, 10) = **Round**(**Val**(form1.MSFlexGrid2.TextMatrix(0, 10)) + Mubş(i), 5)

Next

Şekil Ek1.3 **ŞMH**: Şeritli modelleme tekniği ile her bir şerite, kabuk ve çekirdek betonuna etkiyen kuvvet bileşikleri ve bu kuvvetlerin plastik ağırlık merkezine göre momentlerinin belirlenmesi

```

For i = 11 To 200 Step 4
ys(i) = xp - Val(Form4.MSFlexGrid1.TextMatrix(i, j)) '(mm)
Ass(i) = Val(Form4.MSFlexGrid1.TextMatrix(i + 3, j)) / 100 '(mm2)
es(i) = ec * (xi - (xp - ys(i))) / xi
If Ass(i) = 0 Then Exit For
If Abs(es(i)) <= esud And Ass(i) > 0 Then
form1.MSFlexGrid2.TextMatrix(i - 11, 11) = ys(i)
form1.MSFlexGrid2.TextMatrix(i - 11, 12) = Ass(i)
form1.MSFlexGrid2.TextMatrix(i - 11, 13) = es(i)
If esh > 0 Then 'Pekleşmeli
If Abs(es(i)) > 0 Then sigmaess(i) = Switch(Abs(es(i)) * 2 * 10 ^ 5) <= fyd, es(i) * 2 * 10 ^ 5,
Abs(es(i)) > esh, (Abs(es(i)) / es(i)) * ((Abs(es(i)) - esh) * Ep + fyd), Abs(es(i)) > eyd And Abs(es(i))
<= esh, Abs(es(i)) / es(i) * fyd) '(MPa)
If es(i) = 0 Or Abs(es(i)) > esud Then sigmaess(i) = 0
End If
form1.MSFlexGrid2.TextMatrix(i - 11, 14) = Round(sigmaess(i), 3)
Fs(i) = Ass(i) * sigmaess(i) * 10 ^ -3 '(kN)
Ms(i) = Fs(i) * ys(i) * 10 ^ -3 '(kNm)

```

Şekil Ek1.4 **DSH**: Değişik düzeylerdeki donatılara etkiyen kuvvetlerin hesabı

```

xi = 0
artım = 30
For dn = 1 to 1000
xi = xi + artım (mm)
Ni = KMH (Hesapla) (kN)
If dn = 1 and Ni > Nd Then
xi = 0
artım = 20
End If
If Ni - Nd > 1 Then
artım = artım / 4
xi = xi - 5 * artım
End If
If Abs(Nd - Ni) <= 1 Then
xi (mm), Ni (kN), Mi (kNm),  $\phi_i$ 
(rad/m),  $\epsilon_c$ 
Exit For
End If

```

Şekil Ek1.5 Tarafsız eksen derinliğinin belirlenmesi

Ek 2 Değişken Listesi

Acc(i)	Şeritli modellemede i. beton şeritindeki sargılı beton alanı
Acu(i)	Şeritli modellemede i. beton şeritindeki kabuk beton alanı
artım	Tarafsız eksen derinliği artımı için kullanılan değişken
Ass(i)	Şeritli modellemede kesitin i. donatı sırasındaki boyuna donatı toplam kesit alanı
b	Kesitin eğilme doğrultusuna dik boyutu
bh	Çekirdek betonun küçük boyutu (etriye dışından etriye dışına)
dh	Çekirdek betonun büyük boyutu (etriye dışından etriye dışına)
ec	Moment-eğrilik ilişkisinin hesabında, başlangıçta kabul edilen en dış basınç lifindeki birim şekil değiştirme
ec(i)	Şeritli modellemede i. beton şeritin ağırlık merkezindeki (ortalama) birim şekil değiştirme
Ep	Boyuna donatı plastiklik modülü
es(i)	Şeritli modellemede kesitin i. donatı sırasındaki boyuna donatı birim şekil değiştirmesi
esh	Donatı çeliği pekleşme başlangıç birim şekil değiştirmesi
esud	Donatı çeliği kopma birim şekil değiştirmesi
Fbş(i)	Şeritli modellemede i. beton şeritine etkileyen bileşke kuvvet
Fs(i)	Şeritli modellemede kesitin i. donatı sırasına etkileyen bileşke kuvvet
fyd	Boyuna donatı akma dayanımı
h	Kesitin eğilme doğrultusundaki boyutu
Ms(i)	Şeritli modellemede kesitin i. donatı sırasına etkileyen bileşke kuvvetin plastik ağırlık merkezine göre momenti
Mubş(i)	Şeritli modellemede i. beton şeritine etkileyen bileşke kuvvetin kesitin plastik ağırlık merkezine göre momenti
Mu2	Şeritli modellemede kabul edilen tarafsız eksen derinliği için hesaplanan eğilme momenti
Nd	Moment-eğrilik ilişkisi belirlenen elemana etkileyen eksenel yük
Nu1	Şeritli modellemede kabul edilen tarafsız eksen derinliği için hesaplanan eksenel yük
Parça	Şeritli modellemede kesitin bölüneceği hayali şerit sayısı
Quhc	Şeritli modellemede kabul edilen tarafsız eksen derinliği için hesaplanan eğrilik
sigmaecc(i)	Şeritli modellemede i. beton şeritindeki ortalama şekil değiştirme değerine göre hesaplanan sargılı beton gerilmesi
sigmaecu(i)	Şeritli modellemede i. beton şeritindeki ortalama şekil değiştirme değerine göre hesaplanan sargısız beton gerilmesi
sigmaectş(i)	Şeritli modellemede çekme bölgesindeki şeritler için ortalama şekil değiştirme değerine göre hesaplanan beton çekme gerilmesi
sigmaess(i)	Şeritli modellemede kesitin i. donatı sırasındaki boyuna donatı gerilmesi
xp	Kesitin plastik ağırlık merkezinin en dış basınç lifine olan uzaklığı
xi	Tarafsız eksen derinliği
yc(i)	Şeritli modellemede i. beton şeritin ağırlık merkezinin en dış basınç lifine olan uzaklığı
ys(i)	Şeritli modellemede kesitin i. donatı sırasındaki boyuna donatıların ağırlık merkezlerinin en dış basınç lifine olan uzaklığı

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi	12.03.1978	
Doğum yeri	İstanbul	
Lise	1993-1996	Beyoğlu Taksim Atatürk Lisesi
Lisans	1997-2001	Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	2002-	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü

Çalıştığı kurum(lar)

2003-Devam ediyor YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Araştırma Görevlisi

