

154498

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME KİRİŞLERDE SARGILI-PEKLEŞMELİ VE
SARGILI-PEKLEŞMESİZ EĞİLME MOMENTLERİ
HESABI

İnşaat Müh. Ümit DİŞLİLER

FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Mustafa ZORBOZAN (YTÜ) 9/11/2004

Üye : Prof. İbrahim Eriş 10/11/2004

Üye :

Prof. Dr. Metin AYDOĞAN
İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi
Yapı Ana Bilim Dalı

10/11/2004

İSTANBUL, 2004

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	iv
ŞEKİL LİSTESİ	viii
ÇİZELGE LİSTESİ	x
ÖNSÖZ	xi
ÖZET	xii
ABSTRACT	xiii
1. GİRİŞ	1
1.1 Çalışmanın Amacı	4
2. SARGILI BETON DAVRANIŞI	6
3. BETONUN GERİLME-DEFORMASYON ÖZELLİKLERİ	10
3.1 Sargısız Betonda Ezilme Birim Kısalması (ϵ_{cu})	12
3.2 Sargılı Betonda Ezilme Birim Kısalması (ϵ_{ccu})	13
4. MALZEME İÇİN MATEMATİKSEL MODELLER	14
4.1 Beton İçin Matematiksel Modeller	14
4.1.1 Hognestad Modeli	14
4.1.2 Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli	15
4.1.3 Sheikh Ve Uzumeri Modeli	17
4.1.4 Saatçioğlu ve Razvi Modeli	19
4.1.5 Thompson ve Park Modeli	23
4.2 Donatı Çeliği Genel Özellikleri	25
4.3 Donatı Çeliği Mekanik Özellikleri	25
5. SARGILI KİRİŞ KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİ	30
5.1 Beton ve Çelik İçin Kullanılan σ - ϵ Modelleri	30
5.1.1 Sargısız Beton İçin σ - ϵ Modeli	30
5.1.1.1 Denklemlerin İçerdiği Parametrelerle İlgili Kabuller	31
5.1.2 Sargılı Beton İçin σ - ϵ Modeli	32
5.1.2.1 Sargılı Betonun Basınç Mukavemeti	32
5.1.2.2 Denklemlerin İçerdiği Parametrelerle İlgili Kabuller	35
5.1.3 Çelik İçin σ - ϵ Modeli	37
5.1.3.1 S220a ve S420a Çelikleri İçin σ - ϵ Eğrisi Hesap Değerlerinin Belirlenmesi	38
5.2 Beton Basınç Gerilme Dağılımı Parametrelerinin Tayini	40
5.2.1 Sargısız Beton Basınç Gerilme Dağılımı Parametrelerinin Tayini	40
5.2.2 Sargılı Beton Basınç Gerilme Dağılımı Parametrelerinin Tayini	41

5.3	Çözümlemede ve Tasarımda Kullanılan Bağıntılar	43
5.3.1	Sargılı-Pekleşmeli Son Limite Göre Çözümleme	43
5.3.2	Sargılı-Pekleşmesiz Son Limite Göre Çözümleme	46
5.4	Parametrik Çalışmada Yapılan Kabuller ve Değişkenler	49
5.4.1	Kabuller	49
5.4.2	Değişkenler	49
5.5	Sargılı-Pekleşmeli Kesitte Son Limit Eğilme Momentini Belirleyen Bilgisayar Programı Akış Diyagramları	50
5.6	Sargılı-Pekleşmeli Kiriş Kesit Çözümüne Ait Bir Örnek.....	55
5.7	Sargılı-Pekleşmesiz Kesitte Son Limit Eğilme Momentini Belirleyen Bilgisayar Programı Akış Diyagramları	59
5.8	Sargılı-Pekleşmesiz Kiriş Kesit Çözümüne Ait Bir Örnek	64
6.	SARGILI-PEKLEŞMELİ SON LİMİT EĞİLME MOMENTİNİN SARGILI-PEKLEŞMESİZ SON LİMİT EĞİLME MOMENTİNE ORANINI BASINÇ DONATISININ ÇEKME DONATISINA ORANINA BAĞLI OLARAK DEĞİŞİMİNİ GÖSTEREN ABAKLAR.....	72
6.1	250/500 mm. Kiriş Kesiti İçin Abaklar	72
6.2	300/800 mm. Kiriş Kesiti İçin Abaklar	74
7.	SARGILI-PEKLEŞMELİ SON LİMİT EĞİLME MOMENTİNİN SARGISIZ-PEKLEŞMESİZ SON LİMİT EĞİLME MOMENTİNE ORANINI BASINÇ DONATISININ ÇEKME DONATISINA ORANINA BAĞLI OLARAK DEĞİŞİMİNİ GÖSTEREN ABAKLAR.....	76
7.1	250/500 mm. Kiriş Kesiti İçin Abaklar	76
7.2	300/800 mm. Kiriş Kesiti İçin Abaklar	78
8.	SONUÇLAR ve ÖNERİLER	80
	KAYNAKLAR.....	81
	EKLER	85
Ek 1	Sargılı-Pekleşmeli Kesitte Son Limit Eğilme Momentini Belirleyen Bilgisayar Programı (Program Listesi)	86
Ek 2	Sargılı-Pekleşmesiz Kesitte Son Limit Eğilme Momentini Belirleyen Bilgisayar Programı (Program Listesi)	91
Ek 3	Değişken Listesi	96
	ÖZGEÇMİŞ.....	98

SİMGE LİSTESİ

a	İki komşu boyuna donatının merkezleri arasındaki uzaklık
a_x, a_y	Sargı donatısına mesnet oluşturan iki boyuna donatı arasındaki uzaklık
A_{ck}	Beton çekirdek alanı
A'_s	Basınç donatısı enkesit alanı
A_s	Çekme donatısı enkesit alanı
A_{sh}, A_o	Enine donatı enkesit alanı
A_{si}	Boyuna donatı enkesit alanının genel ifadesi
A_{st}	Kolon kesitindeki toplam boyuna donatı alanı
b_k	Etriye dışından etriye dışına ölçülen çekirdek beton alanının küçük boyutu
b_{kx}, b_{ky}	Dikdörtgen kesitte çekirdek alanı boyutları
b_h	Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları dışından genişliği
b_h	Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden genişliği
b_o	Örtü beton kalınlığı
b_w	Kesit gövde genişliği
C_{cc}	Sargılı kesitte son limit durumda betondaki basınç kuvveti
C_s	Sargısız kesitte son limit durumda basınç donatısındaki basınç kuvveti
C_{sc}	Sargılı kesitte son limit durumda basınç donatısındaki basınç kuvveti
D	Çekirdek çapı
d	Faydalı yükseklik
d	Pas payı
d'_c	Basınç donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan yükseklik
d_c	Çekme donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan yükseklik
d_h	Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları dışından yüksekliği
d'_h	Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden yüksekliği
e	Eksantrisite
E_c	Beton elastisite modülü
E_p	Donatı çeliği plastik modülü
E_s	Donatı çeliği elastisite modülü
F_c	Beton basınç kuvvetinin genel ifadesi
f_c	Sargısız beton basınç dayanımı
f_{ck}, f_{cc}	Sargılı beton basınç dayanımı
f_{cd}	Beton hesap basınç dayanımı
f_{ck}	28 günlük betonun karakteristik basınç dayanımı
F_{si}	Boyuna donatıdaki basınç veya çekme kuvvetinin genel ifadesi
f_{su}	Donatı çeliği maksimum kopma dayanımı karakteristik değeri
f_{sud}	Donatı çeliği maksimum kopma dayanımı hesap değeri
f_{yd}	Donatı çeliği hesap akma mukavemeti
f_{yhd}	Donatı çeliği pekleşmeli hesap dayanımı
f_{yhk}	Donatı çeliği pekleşmeli karakteristik dayanımı
f_{yk}	Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
f_{ywk}	Enine donatı karakteristik akma dayanımı
h	Kesit yüksekliği
h_k	Etriye dışından etriye dışına ölçülen çekirdek beton alanının büyük boyutu
K	Sargı katsayısı
k_1	Sargısız betonda son limit durumda ortalama gerilmenin maksimum gerilmeye oranı
k_{1c}	Sargılı betonda son limit durumda ortalama gerilmenin maksimum gerilmeye oranı

k_2	Son limit durumda sargısız betonda basınç bileşkesi derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı
k_{2c}	Son limit durumda sargılı betonda basınç bileşkesi derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı
k_3	Deney elemanında ulaşılan maksimum gerilmeyle betonun silindir mukavemeti arasındaki oran
k_c	Aktif sargı katsayısı
k_h	Sargısız betondaki maksimum birim kısalmanın sargılı betondaki maksimum birim kısalmaya oranı
k_{xuc}	Sargılı kesitte son limit durumda tarafsız eksen derinliği katsayısı
l_s	Kesitteki sargı donatısı ve çirozların toplam uzunluğu
M_r	TS 500' e göre hesaplanan moment değeri
M_{ri}	Kirişin sol ucu i'deki TS 500' e göre hesaplanan moment değeri
M_{rj}	Kirişin sağ ucu j'deki TS 500' e göre hesaplanan moment değeri
M_u	Sargılı-pekleşmesiz kesitte son limit moment değeri
M_{uc}	Sargılı-pekleşmeli kesitte son limit moment değeri ($M_{uc} = M_p$)
n	Kolondaki boyuna donatı sayısı
S_1, S_3	Sargısız betonda σ - ϵ modelinde eğrinin 1. kısmının ifadesi
S_{1c}, S_{3c}	Sargılı betonda σ - ϵ modelinde eğrinin 1. kısmının ifadesi
S_2, S_4	Sargısız betonda σ - ϵ modelinde eğrinin 2. kısmının ifadesi
S_{2c}, S_{4c}	Sargılı betonda σ - ϵ modelinde eğrinin 2. kısmının ifadesi
s, s_h	Etriye, fret aralığı
T_u	Sargısız kesitte son limit durumda çekme kuvveti
T_{uc}	Sargılı kesitte son limit durumda çekme kuvveti
T_y	Sargısız kesitte akma limit durumunda çekme kuvveti
T_{yc}	Sargılı kesitte akma limit durumunda çekme kuvveti
x	Tarafsız eksen derinliği
x_u	Sargısız kesitte son limit durumda tarafsız eksen derinliği
x_{uc}	Sargılı kesitte son limit durumda tarafsız eksen derinliği
Z_u, Z_c	Sırasıyla, sargısız ve sargılı beton σ - ϵ eğrilerinin doğrusal bölümünün boyutsuz eğimi
α	Sargı donatısının çekirdek betonu ile yaptığı açı
α_c	Sargılı kesitte kuvvet denge denkleminde kullanılan bağıntı
β_c	Sargılı kesitte son limit momentinin hesabında kullanılan bağıntı
ϵ_{20u}	Sargısız betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin %20'sine düştüğü anda oluşan birim deformasyon
ϵ_{20uc}	Sargılı betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin %20'sine düştüğü anda oluşan birim deformasyon
ϵ_{50h}	Sargı donatısı etkisiyle sağlanan birim deformasyon
ϵ_{50u}	Sargısız betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin yarısına düştüğü anda oluşan birim deformasyon
ϵ_{50uc}	Sargılı betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin yarısına düştüğü anda oluşan birim deformasyon
ϵ_c	Betondaki birim kısalmanın genel ifadesi
ϵ_{c85}	0.85 f_{cc} 'ye karşı gelen birim kısalma
ϵ_{co}	Sargısız betondaki maksimum gerilmeye karşılık gelen birim deformasyon
ϵ_{coc}	Sargılı betondaki maksimum gerilmeye karşılık gelen birim deformasyon
ϵ_{cu}	Sargısız betonda etkili maksimum birim kısalma
ϵ_{cuc}	Sargılı betonda etkili maksimum birim kısalma

ϵ'_s	Basınç donatısındaki birim deformasyon
ϵ_s	Çekme donatısındaki birim deformasyon
ϵ_{si}	Çekme veya basınç donatısındaki birim deformasyonun genel ifadesi
ϵ_{sh}	Donatı çeliği pekleşme birim deformasyonu
ϵ_{su}	Donatı çeliği maksimum birim deformasyonunun karakteristik değeri
ϵ_{sud}	Donatı çeliği maksimum birim deformasyonunun hesap değeri
ϵ_{yd}	Donatı çeliği hesap akma birim deformasyonu
ϵ_{yk}	Donatı çeliği karakteristik akma birim deformasyonu
ϕ_b	Boyuna donatı çapı
ϕ_e	Enine donatı çapı
ϕ_u	Sargısız kesitte son limit durum eğriliği
ϕ_{uc}	Sargılı kesitte son limit durum eğriliği
γ_{ilave}	Çelik için ilave malzeme güvenlik katsayısı
γ_{mc}	Beton için malzeme güvenlik katsayısı
γ'_{ms}	Çelik için malzeme güvenlik katsayısının artırılmış değeri
γ_{ms}	Çelik için malzeme güvenlik katsayısı
θ	Sargısız betonda eğrinin ikinci kısmının yatayla yaptığı açı
θ_c	Sargılı betonda eğrinin ikinci kısmının yatayla yaptığı açı
ρ'	Basınç donatısı yüzdesi
ρ	Çekme donatısı yüzdesi
ρ_h, ρ_s	Enine donatı hacimsel yüzdesi
σ_{cm}	Betondaki gerilme
σ_1, σ_2	Enine kuşatma basıncı
σ_p	Donatı çeliği pekleşme gerilmesi
σ'_s	Basınç donatısındaki gerilme
σ_s	Çekme donatısındaki gerilme
σ_{si}	Çekme veya basınç donatısındaki gerilmenin genel ifadesi
w'	Basınç donatısı indeksi
w	Çekme donatısı indeksi
ψ	Sargısız $\sigma - \epsilon$ eğrisinde eğrinin 2. kısmı olan doğruyu ifade eden parametre
ψ_c	Sargılı betonda $\sigma - \epsilon$ eğrisinde eğrinin 2. kısmı olan doğruyu ifade eden parametre
ΣA_{0x}	x yönünde alınan kesitteki sargı donatısının toplam kesit alanı
ΣA_{0y}	y yönünde alınan kesitteki sargı donatısının toplam kesit alanı
ΣA_{oxy}	Birbirine dik iki yönde alınan iki kesitteki sargı donatısı alanlarının toplamı

KISALTMA LİSTESİ

ACI	American Concrete Institute (Amerikan Beton Enstitüsü)
CEB	Comite Euro-International du Beton (Uluslararası Avrupa Beton Komitesi)
CP110	Code of Practice (İngiltere Uygulama Yönetmeliği)
FIB	Federation Internationale de la Precontrainte (Uluslararası Öngerilme Federasyonu)
ABYYHY	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
TS 500-2000	Türk Standartları Enstitüsü (Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları)



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1	Fretli ve etriyeli kolonda sargı etkisi	7
Şekil 2.2	Sargı etkisi	8
Şekil 3.1	Beton için tipik σ - ϵ eğrisi	10
Şekil 3.2	Dayanımın σ - ϵ eğrisi üzerindeki etkileri	11
Şekil 3.3	Betonun ezilme birim kısalmasının kesit geometrisine göre değişimi	12
Şekil 4.1	Hognestad Modeli.....	15
Şekil 4.2	Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli.....	16
Şekil 4.3	Sheikh ve Uzumeri Modeli.....	18
Şekil 4.4	Saatçioğlu ve Razvi Modeli.....	22
Şekil 4.5	Thompson ve Park Modeli.....	24
Şekil 4.6	Soğukta işlem görmüş ve doğal sertlikteki çeliklerin gerilme-birim deformasyon eğrileri	25
Şekil 4.7	Donatı çeliği elasto-plastik davranış modeli	26
Şekil 4.8	Pekleşme etkisinde dikate alındığı davranış modeli	27
Şekil 4.9	Tekrarlanan ve tersinen yükler altında çelik σ - ϵ eğrileri.....	27
Şekil 4.10	S220a ve S420a donatı çelikleri için pekleşmeli davranış modelleri	28
Şekil 5.1	Beton σ - ϵ modeli	34
Şekil 5.2	Enine donatı hacimsel yüzdesindeki değişimin beton düktilitesine etkisi.....	36
Şekil 5.3	Sargılı Kesitte Son Limit Duruma Göre Çözümleme.....	43
Şekil 5.4	Sargılı-Pekleşmeli kesitte çözüm için genel akış diyagramı	50
Şekil 5.5	Sargılı-Pekleşmeli durumda k_1 ve k_2 parametrelerinin hesabı için akış diyagramı	51
Şekil 5.6	Sargılı-Pekleşmeli durumda k_{1c} ve k_{2c} parametrelerinin hesabı için akış diyagramı	52
Şekil 5.7	Sargılı-Pekleşmeli durumda çekme ve basınç donatısında birim deformasyonun hesabı için akış diyagramı	53
Şekil 5.8	SP1: Sargılı-Pekleşmeli durumda son limit momentin hesabı.....	54
Şekil 5.9	Sargılı-Pekleşmesiz kesitte çözüm için genel akış diyagramı	59
Şekil 5.10	Sargılı-Pekleşmesiz durumda k_1 ve k_2 parametrelerinin hesabı için akış diyagramı	60
Şekil 5.11	Sargılı-Pekleşmesiz durumda k_{1c} ve k_{2c} parametrelerinin hesabı için akış diyagramı	61
Şekil 5.12	Sargılı-Pekleşmesiz durumda çekme ve basınç donatısında birim deformasyonun hesabı için akış diyagramı.....	62
Şekil 5.13	SP2: Sargılı-Pekleşmesiz durumda son limit momentin hesabı.....	63
Şekil 6.1	S220a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak.....	72
Şekil 6.2	S420a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak.....	73
Şekil 6.3	S220a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak.....	74
Şekil 6.4	S420a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak.....	75
Şekil 7.1	S220a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak	76
Şekil 7.2	S420a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak.....	77
Şekil 7.3	S220a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak	78

Şekil 7.4	S420a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak.....	79
-----------	--	----



ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 3.1	Sargısız Betonda ezilme birim kısalması değerleri (CEB,1988).	12
Çizelge 5.1	250/500 mm. kesitte S220a ($\epsilon_{sud}=0.10$) donatı çeliği için eğilme momentleri	68
Çizelge 5.2	250/500 mm. kesitte S420a ($\epsilon_{sud}=0.10$) donatı çeliği için eğilme momentleri	69
Çizelge 5.3	300/800 mm. kesitte S220a ($\epsilon_{sud}=0.10$) donatı çeliği için eğilme momentleri	70
Çizelge 5.4	300/800 mm. kesitte S420a ($\epsilon_{sud}=0.10$) donatı çeliği için eğilme momentleri	71



ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasının hazırlanmasında, göstermiş olduğu anlayış ve yardımları için kıymetli hocam ve tez danışmanım Doç. Dr. Mustafa Zorbozan'a, mesleki tecrübelerini ve teknik olanaklarını memnuniyetle sunan İnş. Müh. Fikret Berker'e, İnş. Müh. Yüksel Soyalan'a ve Dr. Müh. İrfan Balıoğlu'na teşekkür ederim.

Görsel tabanlı programlamada sürekli yanımda olan Bilal Özcan'a, Şerafettin Oruç'a, Tuncay Gün'e, Ömer Yalçın'a, Görkem Aydoğdu'ya ve moral kaynağım Kıvanç Ada'ya teşekkürler.

Maddi ve manevi desteğini benden esirgemeyen aileme minnettarım.

Ümit DİŞLİLER

Ağustos, 2004



ÖZET

Yapıda göçme, aşırı deplasman ve deformasyon sonucu meydana gelmektedir. Düşey yüklerle birlikte, yatay etkilere de maruz kalması muhtemel yapıların, konfor şartlarını sağlayarak, güvenli ve ekonomik olarak boyutlandırılması, ancak davranışın iyi bilinmesiyle mümkündür.

Deprem ve rüzgar gibi dinamik etkilere maruz yapılarda, kullanılan malzemenin, elastik sınırlar içinde kalınarak boyutlandırılması ekonomik olmamaktadır. Bu sebeple, yük taşıma kapasitesinde önemli bir azalma olmaksızın yüksek enerji yutma kapasitesine sahip, sünek yapılar tasarlamak gerekmektedir.

Taşıma gücüne göre hesap yapılması durumunda, kullanılan donatı çeliğindeki pekleşme sonrası oluşan dayanım artışı ihmal edilmiş olmaktadır. Donatı çeliği gerilme birim deformasyon ilişkisinin elasto-plastik kabul edilip, pekleşme sonrası artan dayanımın ihmal edilmesi durumunda, hesaplanan kesit kapasitesinin, gerçek kapasiteden küçük olması tüm durumlarda güvenli olmayabilir.

Deprem Yönetmeliğinde (1997), plastik mafsalların kirişlerde oluşmasını sağlamak için, kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu getirilmiştir. Pekleşme ihmal edilerek hesaplanan kiriş kapasitesi, kolonun kirişten güçlü olduğunu gösterirken, gerçek kiriş kapasitesi hesaplandığında bu koşul sağlanmayabilir. Ayrıca, kirişlerde oluşacak maksimum kesme kuvvetinin gerçek kapasiteden hesaplanması öngörülmektedir.

Bu çalışmada, dikdörtgen kesitli betonarme kirişlerde, betondaki sargı ve donatıdaki pekleşme etkisinin dikkate alınması durumunda hesaplanan eğilme momenti kapasitesinin, pekleşme dikkate alınmadan hesaplanan eğilme momenti kapasitesine oranı için değerlendirmeler yapılmıştır.

Anahtar kelimeler: Sargısız, sargılı, pekleşme, eğilme momenti kapasitesi, kiriş.

ABSTRACT

Excessive deformation and displacement usually lead collapse. Good knowledge on structural behaviour under the vertical and lateral load effects is essential for a safe, serviceable and economical design.

Because of economic reasons, limited nonlinear behaviour is allowable for the structures which are subjected to dynamic effects, such as earthquake and wind. That's why structures which can dissipate energy without significant loss in capacity should be designed.

Ultimate design philosophy usually neglects the hardening of reinforcement steel. Assuming elastoplastic behaviour for stress-strain relationship of reinforcement steel without hardening underestimates the capacity of structural elements. Neglecting this additional capacity caused by hardening may not always be safe.

Seismic design code (1997) imposes strong column-weak beam approach to provide beam mechanism so that structural collapse can be prevented. Beam capacity neglecting hardening effect may be smaller than column capacity. Meanwhile the real capacity of the beam, taking into account hardening effect, may not always be smaller than column capacity. Because of the reason above, shear force which occurs from this real beam capacity must be considered as design shear force.

In this study, for the rectangular reinforced concrete beams, the ratio of real beam capacity to beam capacity neglecting hardening effect is investigated.

Keywords: Unconfined, confined, hardening, bending moment capacity, beam.

1. GİRİŞ

Yapıların yapısal çözümleme ve kesit hesabının amacı, yapının kullanım süresi boyunca kullanım amacına uygun davranmasını sağlamaktır. Yapı ve yapı elemanları, yapım ve kullanım süresi içinde yapıyı etkileyebilecek tüm yük ve şekil değiştirmeler altında belli bir güvenliği sağlayacak ve kullanımı bozmayacak biçimde tasarlanmalıdır.

Yapıda göçme, aşırı deplasman ve deformasyon sonucu meydana gelmektedir. Düşey yüklerle birlikte, yatay etkilere de maruz kalması muhtemel yapıların, konfor şartlarını sağlayarak, güvenli ve ekonomik olarak boyutlandırılması, ancak davranışın iyi bilinmesiyle mümkündür. Birbirinden farklı mekanik özelliklere sahip beton ve çelik malzemenin bir arada kullanılmasıyla oluşan betonarmenin davranışı birçok değişkene bağlıdır.

Deprem ve rüzgar gibi dinamik etkilere maruz yapılarda, kullanılan malzemenin, elastik sınırlar içinde kalınarak boyutlandırılması ekonomik olmamaktadır. Bu sebeple, yük taşıma kapasitesinde önemli bir azalma olmaksızın yüksek enerji yutma kapasitesine sahip, sünek yapılar tasarlamak gerekmektedir.

Taşıma gücüne göre hesap yapılması durumunda, kullanılan donatı çeliğindeki pekleşmeyle oluşan dayanım artışı ihmal edilmiş olmaktadır. Donatı çeliği gerilme birim deformasyon ilişkisinin elasto-plastik kabul edilip, pekleşmeyle artan dayanımın ihmal edilmesi durumunda hesaplanan kesit kapasitesinin, gerçek kapasiteden küçük olması tüm durumlarda güvenli olmayabilir.

Deprem Yönetmeliğinde (1997), plastik mafsalların kirişlerde oluşmasını sağlamak için, kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu getirilmiştir. Pekleşme ihmal edilerek hesaplanan kiriş kapasitesi, kolonun kirişten güçlü olduğunu gösterirken, gerçek kiriş kapasitesi hesaplandığında bu koşul sağlanamayabilir. Ayrıca, kirişlerde oluşacak maksimum kesme kuvvetinin gerçek kapasiteden hesaplanması öngörülmektedir.

Betonarme veya çelik çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler uygun bir biçimde tasarlandıklarında, diğer sistemlere göre çok daha fazla enerji tüketebilirler, yani daha sünek davranabilirler. Son yirmi yıldır yapılan teorik ve deneysel çalışmalar, çerçeve sistemlerde, sünek davranışın temel koşulunun, kuvvetli kolon-zayıf kiriş düzenlemesinin olduğunu kanıtlamıştır. Kolonlara oranla daha zayıf olarak boyutlandırılan kirişlerin uç bölgelerinde oluşması sağlanan plastik mafsallaşma ile büyük miktarda enerji yutulabilmektedir. Ancak bunun gerçekleşebilmesi için, bu bölgelerde oluşabilecek eğik çekme ve kesme göçmesini

engelleyecek önlemlerin alınması gerekmektedir. Kolon-kiriş birleşimlerinde, moment ve özellikle kesme kuvveti büyük hasar oluşturmada aktarılabilmektedir. Birleşim bölgelerinde kesme kuvvetinin aktarılması, oluşan basınç çubuğu ve donatının oluşturduğu kafes aracılığı ile sağlanır. Birleşime saplanan kirişlerin kolon yüzünde akma konumuna ulaşması, beton basınç çubuğu ile kuvvet aktarımını olumsuz yönde etkiler. Bu aşamada, kuvvet aktarımında donatı kafesi büyük görev üstlenir. Bu nedenle, birleşim bölgelerindeki donatı detayı çok önemlidir. Öte yandan, eksenel kuvvetten dolayı fazla enerji yutulamayan kolonlarda mafsallaşmanın önlenmesi ile sistemde kat göçmesi veya toptan göçmenin önüne geçilmekte, böylece depreme dayanıklı yapı tasarımının temel ilkesi olan insan hayatını koruma ilkesi gerçekleşmiş olmaktadır (Aydemir ve Aydınoglu, 1995).

Deprem etkisiyle titreşim yapan bir yapıda oluşan elastik ötesi deformasyonların miktarı yapının enerji yutma yeteneğini gösterir. Sönümdeki bir artış her zaman yapının tepki ivmesinin azalmasına neden olur. Sönüm, yapıdaki potansiyel plastik mafsal bölgelerinin plastik dönme yapabilme kapasitesiyle ilgilidir. Şu halde, bir yapının öngörülen sünek davranışta bulunabilmesi için potansiyel plastik mafsal bölgelerinin, tasarımın gerektirdiği ölçüde plastik dönme yapabilecek şekilde tasarlanmış olması gerekmektedir. Yine bununla birlikte, betonarme yapı sistemlerinin yeniden dağılımlı doğrusal çözümlemesinde, eğilme momentlerinin yeniden dağılımının oluşabilmesi için plastik dönme kapasitesi yeterli derecede sağlanmalıdır (Noyan, 1997).

Şiddetli depremleri hasar görmeden atlatacak şekilde yapı tasarımı yapmak hiç ekonomik değildir. Bu durumda, şiddetli deprem hareketi altında tasarladığımız yapının hasar göreceğini kabul etmekten başka çare yoktur. Ancak iyi bir taşıyıcı sistem seçimi ve detaylandırma ile yapının deprem davranışını ve olabilecek hasarı kontrol etmemiz mümkündür. Depremde enerji tüketme ve sünelik özelliğine sahip yapı sistemleri elastik deprem kuvvetlerinden daha düşük yatay kuvvetler için tasarlanabilirler. Böylece şiddetli deprem hareketi altında taşıyıcı sistem elemanları doğal olarak elastik sınır ötesinde deplasman yapacaklar ve bu deplasmanlar hasara neden olacak, ancak sünelik ve enerji tüketebilme özellikleri sayesinde kısmi veya topyekün göçme önlenecek ve can kaybı olmayacaktır (Sucuoğlu, 1996).

Yapıların elastik sınırlar ötesinde performans göstermesinin temel ölçüsü düktilitedir. Genel olarak düktilite, yapının dayanım kaybetmeden ve kararsız denge olmaksızın deprem esnasında açığa çıkan enerjinin büyük bir kısmını, plastik davranışla ve tersinir dönüşümlü büyük şekil değiştirmelerle yutma yeteneğidir (Hasgür ve Gündüz, 1996).

Ülkemizde ve pek çok deprem ülkesinde yürürlükte olan modern deprem yönetmeliklerinde (Avrupa Birliği Ülkeleri, ABD, Kanada, Yeni Zelanda vs.) elastik deprem yükleri belirli katsayılarla azaltılarak tasarım deprem yükleri hesaplanır. Bu azaltma, çerçevenin sünek davranacağı varsayımına dayanmaktadır (Sucuoğlu, 1996).

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı –deprem yükü azaltma katsayısı- R , taşıyıcı sistemin elastik ötesi davranış yapabilme kabiliyetine, dolayısıyla taşıyıcı sistemin özneliliklerine göre farklılık göstermektedir. Deprem Yönetmeliği (1997) bölüm 6.5’de, bina türü yapılar için, taşıyıcı sistem davranış katsayıları öngörülmüştür. Bina türü yapılar için taşıyıcı sistem davranış katsayısı R , yerinde dökme betonarme binalarda 4 ila 8 arasında, prefabrike betonarme binalarda 3 ila 5 arasında, çelik binalarda ise 3 ila 8 arasında değişmektedir. Bina türü olmayan yapılar için ise Deprem Yönetmeliği (1997) bölüm 6.12’de taşıyıcı sistem davranış katsayısı R , 2 ila 4 arasında öngörülmektedir.

Deprem tasarımında, tasarım kuvvetlerinin ekonomik gerekçelerle azaltıldığını ve böylece bir risk alındığını sürekli göz önünde tutmak gereklidir. Önemli olan, gerekli mühendislik bilgisini kullanarak bu hasar riskini yönetmeliğin tasarım ilkelerinde belirtilen sınırlar içinde tutmaktır (Sucuoğlu, 1996).

Depreme dayanıklı yapı tasarımının ana ilkesi, hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can kaybını önlemek amacı ile binaların kısmen veya tamamen göçmesinin önlenmesidir (ABYYHY, 1997, Madde 5.1.2).

Deprem Yönetmeliğinde (1997) esas alınan tasarım depremi, yukarıda sözü edilen şiddetli depreme karşılık gelmektedir. Deprem Yönetmeliği (1997) bölüm 6, tablo 6.3’te tanımlanan Bina Önem Katsayısı $I = 1$ olan binalar için, tasarım depreminin 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10’dur (ABYYHY, 1997, Madde 5.1.3).

1.1 Çalışmanın Amacı

Yapı analizinde amaç, yapısal çözümlemeden elde edilen kesit tesirleri temel alınarak, kesit boyutlarının belirlenmesi ve donatı hesabının yapılmasıdır. Kesit hesabında en önemli husus, yapı ve yapı elemanlarının kullanım amacına en uygun şekilde hizmet etmesini sağlamak ve toptan göçmeye karşı öngörülen güvenliği elde etmektir.

Kesit hesabı, önceleri Emniyet Gerilmeleri Yöntemine göre yapılmış ve günümüzde Taşıma Gücü Yöntemine göre yapılmaktadır.

Taşıma gücüne göre hesap yapılması durumunda yapılan kabulleri,

1. Şekil değiştirmeden önce düzlem olan kesitler, şekil değiştirmeden sonra da düzlem kalır.
2. Betonun çekme dayanımı ihmal edilir.
3. Beton ve donatı arasında tam aderans vardır. Diğer bir ifadeyle donatı çubuğundaki birim boy değişimi komşu beton liflerindeki boy değişimi ile özdeştir.
4. Donatı çeliğinin gerilme-birim deformasyon ilişkisi elasto-plastiktir.
5. Taşıma gücüne erişildiğinde, basınç bölgesinin en dış lifindeki betonun birim kısalması $\epsilon_{cu} = 0.003$ kabul edilir.
6. Taşıma gücüne erişildiğinde, basınç bölgesindeki beton gerilme dağılımı, eksenel basınç altında denenen numunelerden elde edilen $\sigma - \epsilon$ eğrisi gibidir.

şeklinde sıralanabilir.

Yapılan kabullerden görüldüğü üzere Taşıma Gücüne göre hesap yapılması durumunda, kullanılan donatı çeliğindeki pekleşmeyle oluşan dayanım artışı ihmal edilmiş olmaktadır. Pekleşme ihmal edilerek hesaplanan kesit kapasitesinin gerçek kapasiteden küçük olması her zaman güvenli olmayabilir.

Deprem Yönetmeliği'nde, plastik mafsalların kirişlerde oluşmasını sağlamak için, kolonların kirişlerden daha güçlü olma koşulu getirilmiştir. Pekleşme ihmal edilerek hesaplanan kiriş kapasitesi, kolonun kirişten güçlü olduğunu gösterirken, gerçek kiriş kapasitesi hesaplandığında bu koşul sağlanmayabilir. Aynı zamanda, kirişlerde oluşacak maksimum kesme kuvvetinin gerçek kapasiteden hesaplanması öngörülmektedir.

Deprem Yönetmeliği'nde, kiriş ve kolonların kesme hesabında temel alınacak kesme kuvveti V_e 'nin, eleman uçlarındaki eğilme kapasiteleri temel alınarak belirlenmesi öngörülmektedir.

Burada sözü edilen kesme kuvveti V_e , donatıdaki pekleşme etkisi ile artan dayanımın da dikkate alınmasıyla hesaplanan kesme kuvvetidir.

Oysaki, potansiyel plastik mafsalda oluşabilecek en büyük eğilme kapasitesi olan M_p , betonda sargı etkisiyle artan dayanımın ve donatıdaki pekleşme etkisinin dikkate alınmasıyla hesaplanan eğilme kapasitesidir. M_p 'nin hesabında sargı donatısı dışında kalan kabuk betonu sargısız, sargı donatısı içinde kalan çekirdek betonu sargılı olarak gözönüne alınmalıdır.

Deprem Yönetmeliğinde kesin hesap yapılmaması halinde M_p 'nin M_r 'den hareketle hesaplanabileceği öngörülmektedir. Pekleşmeli taşıma gücü momenti için $M_p \cong 1.4M_r$ olarak öngörülmüştür. Burada sözü edilen M_r , TS 500'de tanımlanan, malzeme hesap dayanımları temel alınarak hesaplanan taşıma gücü momentidir.

Yapılan bu çalışmada amaç, betonarme kiriş kesitleri için, betondaki sargı ve donatıdaki pekleşme etkisini dikkate alarak ve malzeme katsayılarının ($\gamma_{mc}=1.00$, $\gamma_{ms}=1.00$) olması halinde hesaplanan kiriş eğilme momenti kapasitesinin, betondaki sargının dikkate alınıp donatıdaki pekleşmenin ihmal edilmesi ve malzeme katsayılarının ($\gamma_{mc} = 1.50$, $\gamma_{ms} = 1.15$) olması durumunda hesaplanan eğilme momenti kapasitesine oranını belirlemektir.

2. SARGILI BETON DAVRANIŞI

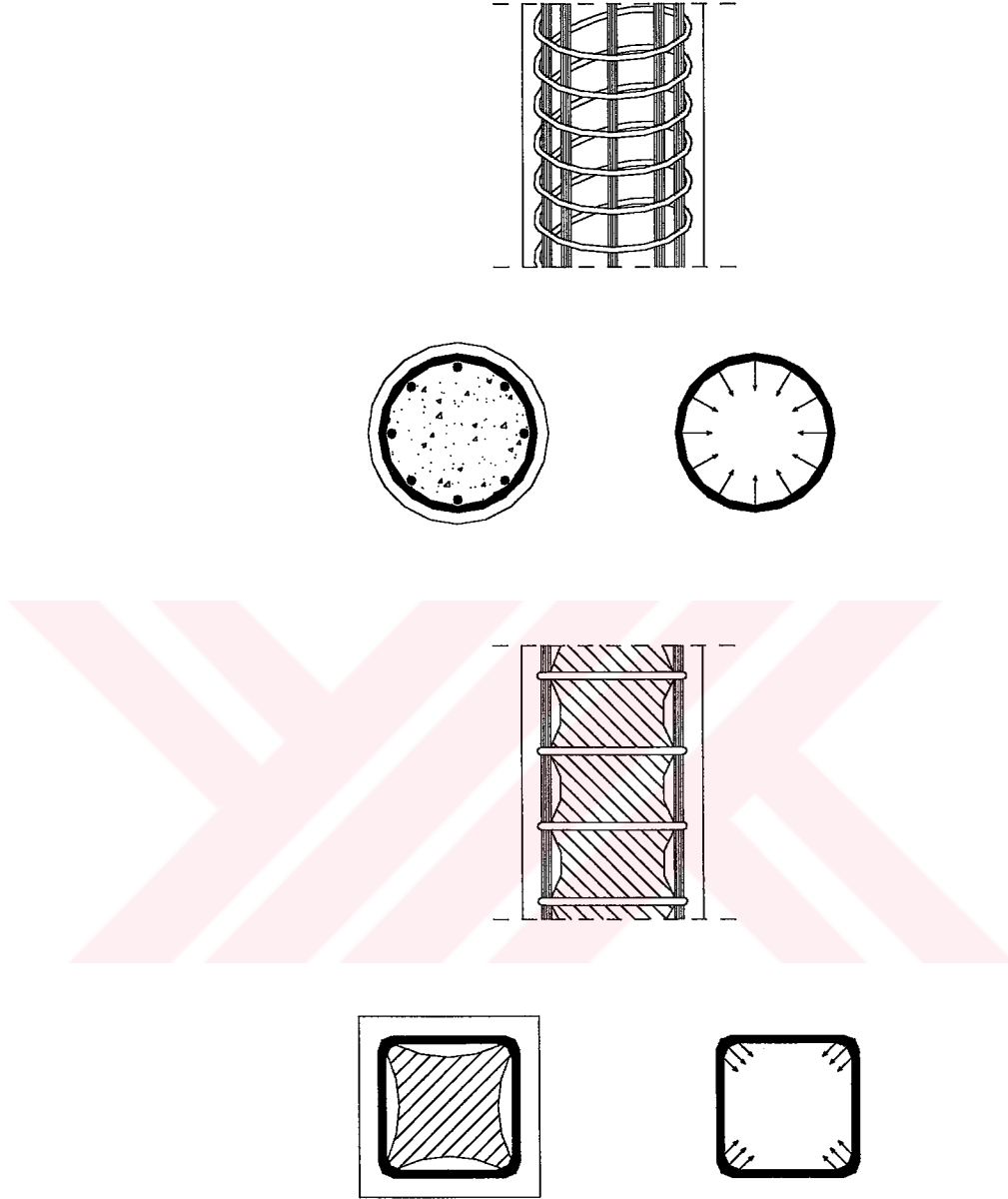
Betonarme elemanlarda boyuna donatıyı çevreleyen, enine donatı bulundurulur. Enine donatı, dairesel enkesitli elemanlarda, sürekli helezon şeklinde fretlerden, dairesel etriyelerden, dikdörtgen enkesitli elemanlarda donatı kafesinin biçimine uymak üzere dikdörtgen etriyelerden oluşur. Her iki durumda da, enine donatı, içinde kalan ve çekirdek betonu olarak adlandırılan betonu çepeçevre sardığından bu tür donatıya *sargı donatısı* da denir.

Davranışı daha açık ve daha kolay anlaşılır olması nedeniyle sürekli dairesel fretle sarılmış, dairesel enkesitli bir eleman ele alınabilir. Bu elemana eksenel basınç uygulandığında, önce h çapı ile tanımlanan tüm beton alanı etkili olacak ve bu betonun davranışı daha önce irdelenen eksenel basınç altındaki betonun davranışı gibi olacaktır. Ancak, birim kısalma maksimum gerilmeye karşı olan ε_{co} değerini aştıktan sonra kabuk olarak adlandırılan ve çekirdeğin dışında kalan beton alanı ezilerek dökülecektir. Fretle çevrilmiş çekirdek alanındaki beton ise, artan Poisson etkisi ile yana doğru genişlemeye çalışacak, ancak fret buna mani olacaktır. Böylece dairesel fret, çekirdekteki betona çepeçevre basınç gerilmeleri uygularken çekirdekteki betonda dairesel fret donatısına eşit ve ters yönde kuvvetler uygulayacaktır. Bu durumda fret donatı, iç basınca maruz ince duvarlı bir boru gibi davranacaktır. İç basınç altındaki ince duvarlı borunun deformasyonu eksenel rijitliğe bağlıdır. Adım aralığı az bir fretin eksenel rijitliği oldukça büyük olduğundan, deformasyon küçük olacak, dolayısıyla yanal basınç ($\sigma_2 = \sigma_3$) oldukça etkili düzeye çıkabilecektir. Yapılan deneyler bu kanıyı kanıtlamakta ve dairesel fretle sarılmış betonun gerek dayanımının gerekse sünekliğinin önemli ölçüde arttığını göstermektedir. (Ersoy, Özcebe, 2001)

Dikdörtgen etriyenin davranışı frete göre biraz daha farklı bir durum sergilemektedir. Dikdörtgen etriye uygulanan iç basınç altında kapalı bir çerçeve gibi şekil değiştirecektir. Bu durumda davranışa eğilme hakim olduğundan, deformasyon ortalarda maksimum, köşelerde ise sıfır olacaktır. Dikdörtgen etriyenin deformasyonu, eğilme rijitliğine bağlı olduğundan ve eğilme rijitliği eksenel rijitlikten çok daha küçük olduğundan, bu tür etriyelerdeki deformasyonlar frete oranla çok daha büyük olacaktır. Çekirdekteki betona uygulanacak sargı kuvvetleri deformasyonun bir fonksiyonu olduğundan, etriyenin orta kısımlardaki eğilme deformasyonu nedeni ile köşeler dışında etkili bir sargı söz konusu olmayacaktır. Buradan hareketle dikdörtgen etriyenin dairesel frete oranla çok daha az etkili olduğu kolayca anlaşılır. (Şekil 2.1)

Çekirdek betona uygulanan yanal basınç, deformasyona, dolayısıyla dikdörtgen etriyede

eğilme rijitliğine, dairesel frette ise eksenel rijitliğe bağlı olduğuna göre, sargı donatısının çapı arttıkça ve adım aralığı azaldıkça, dayanım ve sünekliğin artacağı doğaldır.



Şekil 2.1 Fretli ve etriyeli kolonda sargı etkisi (Ersoy, Özcebe, 2001)

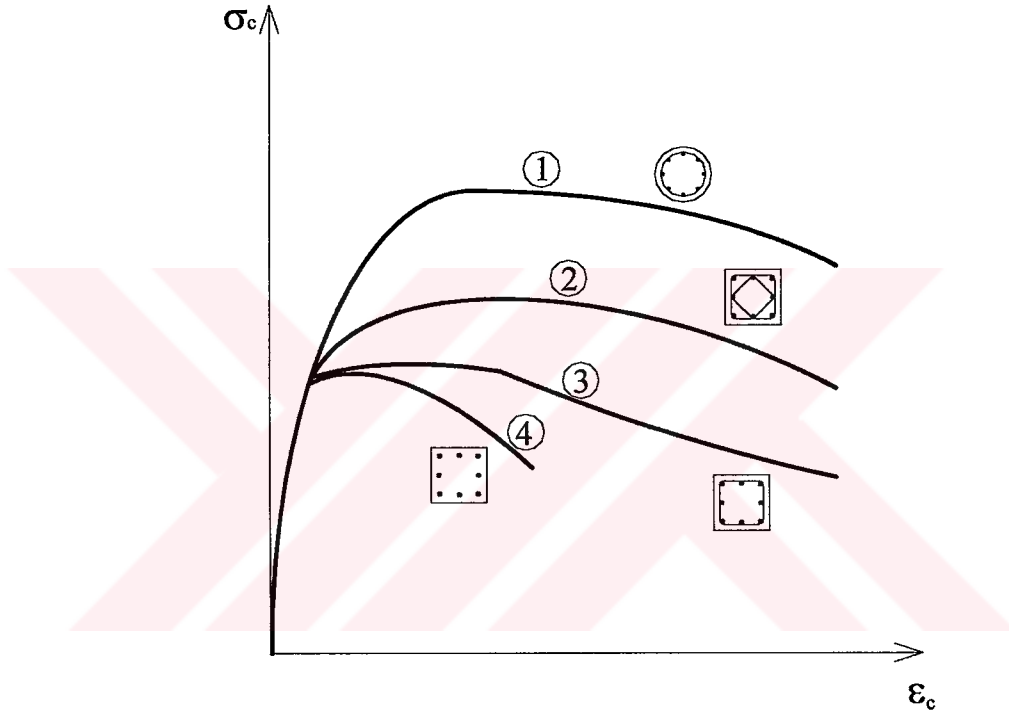
Şekil 2.2’de sargısız ve sargılı betonların σ - ϵ ilişkileri gösterilmiştir. Görüleceği gibi dikdörtgen etriye, etriyesiz duruma kıyasla sünekliği önemli ölçüde arttırmakta, ancak dayanım artışı az olmaktadır. Şekil 2.2’de 2 ile gösterilen elemanda ise, çift etriye konarak, etriye açıklığı Şekil 2.2’de 3 ile gösterilen elemana kıyasla yarıya indirilmiştir. Görüldüğü gibi etriye serbest açıklığını azaltmak çok etkili olmuş, sünekliğin artmasının yanısıra dayanımda önemli ölçüde artmıştır. Daha önce de değinildiği gibi en etkili sargı, deformasyonların eksenel rijitliğe bağlı olduğu dairesel frettir.

Sargılı betonun σ - ϵ ilişkisi, sargısız betonunkinden oldukça farklı bir durum sergilemektedir. Sargı etkisiyle, süneklik, dayanım ve maksimum gerilmenin birim deformasyonu artmaktadır.

Frette sargı etkisi en fazla olmaktadır.

Dikdörtgen etriye sünekliği arttırmaktadır. Dayanım artışı ise etriyenin serbest açıklığını azaltmakla mümkün olmaktadır.

Etriyenin aralığı azaldıkça sargı etkisi, dolayısıyla süneklik artmaktadır. Etriye çapının artırılması aynı ölçüde olmasa bile davranışı olumlu yönde etkilemektedir.



Şekil 2.2 Sargı etkisi (Ersoy, Özcebe 2001)

Sargılı betonun davranışını birçok değişken etkilemektedir. Bu değişkenler, enine donatı hacimsel oranı, enine donatı aralığı, enine donatı çap ve dayanımı, boyuna donatının kesit içinde dağılımı, beton basınç dayanımı, yükleme hızı ve biçimi vb. olarak sıralanabilir.

Spiral ile sarılmış betonun aksenal yükleme durumunda davranışında iyileşme olduğunu ilk kez Considere belirlemiştir (Considere, 1903).

Richart ve diğ. deneysel çalışmalar sonrasında, hidrostatik olarak elde edilen aktif yanal basınca eşdeğer pasif sarılma basıncı uygulayabilecek adım aralığında çelik spiral kullanılması durumunda, iki durum için oldukça yakın beton basınç dayanımları elde edildiğini saptamışlardır. Richart ve diğ. aktif hidrostatik yanal basınca maruz veya spiral ile sarılmış beton dayanımı ve bu dayanıma karşı gelen şekil değiştirme için (2.1) ve (2.2)

bağıntılarını önermişlerdir (Richart ve diğ., 1928, 1929).

$$f_{cck} = f_{ck} + k_1 f_l \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_{ck}} \right) \quad (2.2)$$

f_{cck} ve ε_{cc} sarılmış beton basınç dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme, f_{ck} ve ε_{co} sarılmamış beton basınç dayanımı ve karşı gelen şekildeğiştirme, f_l ise uygulanan yanal basınçtır. k_1 ve k_2 , beton karışımı ve yanal basınca bağlı olduğu düşünülen katsayılarıdır. Richart ve diğ. deney sonuçlarının değerlendirilmesi ile $k_1 = 4.1$ ve $k_2 = 5k_1$ ortalama değerine ulaşmışlardır.

Balmer aktif hidrostatik yanal basınç altında eksenel yük uyguladığı standart silindirlerden elde ettiği sonuçlara dayanarak k_1 değerinin 4.5 ve 7.0 arasında değiştiğini, ortalamasının da 5.6 olduğunu belirlemiştir. Balmer deneysel çalışması sonrasında, sarılmış beton dayanımı için (2.3) bağıntısına ulaşmıştır. Balmer'in elde ettiği sonuçlara göre, yanal basınç düştükçe k_1 'in değeri artmaktadır (Balmer, 1949).

$$f_{cck} = f_{ck} \left(1 + 9.175 \frac{f_l}{f_{ck}} \right)^{0.73} \quad (2.3)$$

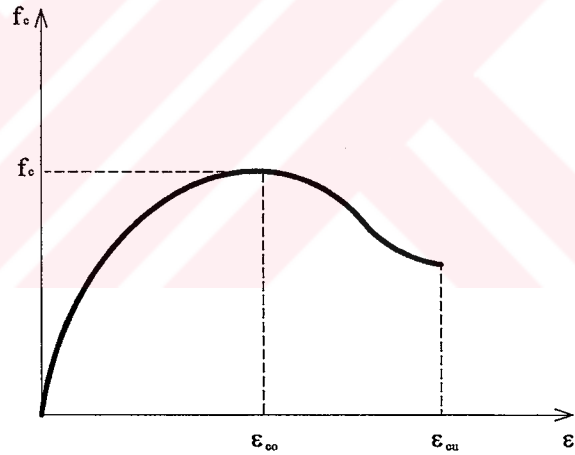
Beton dayanımı arttıkça sargı etkisi azalmaktadır. Deneysel çalışma sonuçlarına göre, k_1 katsayısının, C50 den düşük dayanımlı betonlar için 4, C50 den yüksek dayanımlı betonlar için 3 alınması önerilmektedir (Gündüz, 1991).

3. BETONUN GERİLME-DEFORMASYON ÖZELLİKLERİ

Mekanik problemin çözümünde, (a) denge koşulları, (b) uygunluk koşulları, (c) malzemelerin gerilme birim deformasyon ilişkilerinden yararlanılır. Denge ve uygunluk koşulları malzeme davranışından bağımsızdır. Malzeme davranışı ne kadar gerçekçi modellenirse, çözüm o kadar doğru olacağından, malzeme gerilme-birim deformasyon özellikleri büyük önem taşır.

Betonun çekme dayanımı çok düşük olduğundan genellikle hesaplarda dikkate alınmaz. Beton için önemli olan basınç altındaki gerilme-birim deformasyon ilişkisidir.

Betonun gerilme-birim deformasyon özelliklerini birçok değişkenin etkilediği bilinmektedir. Bu değişkenlerin etkilerinden dolayı beton için tek ve kesin bir σ - ϵ eğrisi tanımlamak olanaksızdır. Şekil 3.1 de gösterilen σ - ϵ eğrisi betonun genel davranışı hakkında bir fikir vermek amacıyla hazırlanmıştır. Şekilden görüleceği gibi σ - ϵ eğrisinin düşük gerilmeler altında eğimi çok az değiştiğinden, eğrinin bu bölümü doğrusal kabul edilebilir (Ersoy, Özcebe 2001).



Şekil 3.1 Beton için tipik σ - ϵ eğrisi (Ersoy, Özcebe 2001)

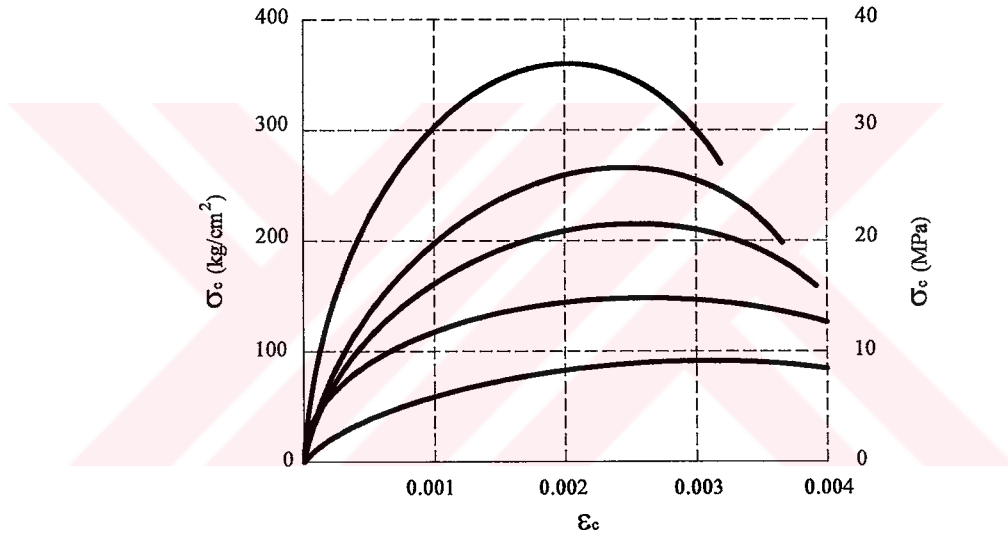
Ancak bu varsayım, çok yavaş yüklemeler için geçerli değildir. Beton zamanla deformasyon gösteren bir malzeme olduğundan, uzun süreli yükler altında eğrinin ilk bölümünün bile doğrusal kabul edilmesi yanıltıcı sonuçlara götürebilir.

Şekil 3.1'de gösterilen eğrinin diğer bir ilginç özelliği de maksimum gerilme ve dayanıma karşılık olan birim kısalma ϵ_{c0} aşıldığında, artan birim deformasyonun altında gerilmelerin azalmasıdır. Kırılma anındaki birim kısalma, ϵ_{cu} 'da oluşan gerilme, maksimum gerilmekten düşüktür. Betonun σ - ϵ eğrisinin bu kuyruk kısmı ihmal edilemeyecek kadar önemlidir. Bu

davranış sayesinde betonarme bir elemanda maksimum gerilmeye ulaşan bir lif, artan birim kısalma ile gerilmeleri başka liflere aktarabilir.

Bu durumda en fazla zorlanan dış lifteki ezilme, maksimum gerilmeye karşı olan ε_{co} kısalmasında değil ε_{cu} da oluşacaktır. Betonun σ - ε eğrisinin kuyruk bölümünün var olması nedeni ile, fazla zorlanan liflerin daha az zorlanan liflere gerilme aktarabilme özelliği *gerilme uyumu* olarak adlandırılır.

Betonun σ - ε özellikleri, beton dayanımı ile değişmektedir. Dayanımın σ - ε eğrisi üzerindeki etkileri göstermek amacı ile, Şekil 3.2 de çeşitli beton dayanımları için σ - ε eğrileri gösterilmiştir.



Şekil 3.2 Dayanımın σ - ε eğrisi üzerindeki etkileri (Ersoy, Özcebe 2001)

Şekildeki eğrilerden şu sonuçlar çıkarılabilir.

1. Eğrilerin başlangıç eğimi beton dayanımı yükseldikçe artmaktadır.
2. Yüksek dayanımlı betonların tepe noktaları daha belirgindir.
3. Düşük dayanımlı betonlar, yüksek dayanımlı betonlara oranla daha sünektir. Başka bir deyişle düşük dayanımlı betonlarda kırılma anındaki birim kısaltmalar, diğerlerine oranla daha büyüktür.
4. Maksimum gerilmeye karşı gelen birim kısalma, ε_{co} , normal dayanımlı betonlarda beton dayanımından bağımsız olarak, yaklaşık 0.002 dolayındadır.

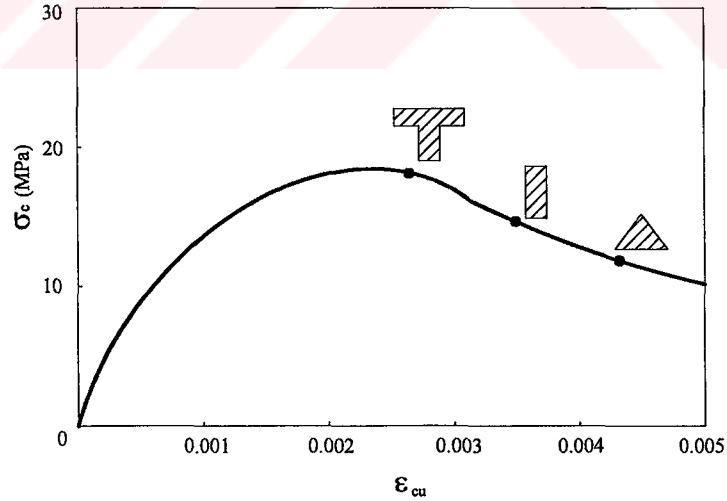
3.1 Sargısız Betonda Ezilme Birim Kısılması (ϵ_{cu})

Eğilme veya bileşik eğilmeye maruz betonarme kesitlerde, taşıma gücüne, en dış lifteki betonun ezilmesi ile ulaşılmaktadır. Ezilme birim kısalmalarının sayısal değeri için ACI ve TS 500'de sabit bir değer olarak 0.003 kabul edilmiş, CEB'de ise birim deformasyon dağılımının eğimine bağlı olarak 0.002 ile 0.0045 arasında değiştiği öngörülmüştür. CEB 1988'de beton sınıflarına bağlı olarak ϵ_{cu} değerleri Çizelge 3.1 de gösterilmiştir. Bu değerler, yönetmelikte kabul edilen σ - ϵ ilişkisinde, betondaki gerilmenin, ortalama mukavemetin yarısına ($0.5 f_{cm}$) düştüğü zaman oluşan birim kısalmalardır (CEB, 1988).

Çizelge 3.1 Sargısız Betonda ezilme birim kısılması değerleri, (CEB ,1988).

Beton Sınıfı	C 20	C 30	C 40	C 50	C 60	C 70	C 80
ϵ_{cu}	0.0043	0.0036	0.0033	0.003	0.0028	0.0026	0.0024

Kesit geometrisi de ϵ_{cu} 'nun optimum değerini etkileyen önemli bir değişkendir. Prof. H. Rüsch tarafından yapılan çalışmada, farklı geometrilere sahip betonarme kesitler için elde edilen optimum ϵ_{cu} değerleri, σ - ϵ eğrisi üzerinde gösterilmiştir (Şekil 3.3).



Şekil 3.3 Betonun ezilme birim kısalmalarının kesit geometrisine göre değişimi (H. Rüsch)

Özellikle sargı, kesitte maksimum eğilme momentine karşı gelen en dış lifteki birim kısalmayı büyük oranda arttırmaktadır. ODTÜ'de yapılan çalışmalar, ϵ_{cu} değerinin 0.004'ün üstüne çıktığını göstermiştir. Ancak, bu durumlarda bile ϵ_{cu} , 0.003 kabul edilerek elde edilen

eğilme momentlerinin, gerçek maksimuma oranla ihmal edilebilir düzeyde hata içerdiği gözlenmiştir. Görüldüğü gibi kesit geometrisi, maksimum moment kapasitesini belirleyen birim kısalma değerini önemli ölçüde etkilemektedir. Bunun temel nedeni lifler arasındaki gerilme uyumudur.

Bunu biraz daha açıklayabilmek için, T ve üçgen kesitler karşılaştırılabilir. T kesitte, en dış lifteki maksimum gerilme, çok geniş bir alanı etkilerken, üçgen kesitte gerilme uyumu, çok daha kolay olmaktadır. Maksimum eğilme momenti kapasitesine karşılık gelen ϵ_{cu} değerini, diğer başka değişkenlerde etkilemektedir. Bunların en önemlisi yükleme hızıdır.

Yukarıdaki irdelemelerden çıkarılacak en önemli sonuç, hesapta kullanılacak ϵ_{cu} değerinin, çok sayıda değişkenden etkilendiği ve kesin bir değer saptamanın olanaksız olduğudur.

3.2 Sargılı Betonda Ezilme Birim Kısalması (ϵ_{ccu})

Sargılı beton davranışı birçok değişkene bağlı olarak değişmektedir. Bunlardan bazıları, sargı donatısı hacimsel oranı, sargı donatısı aralığı, sargı donatısı dayanımı, beton basınç dayanımı, kesit şekli ve boyutları, yükleme hızı olarak sıralanabilir. Bu nedenle, bu değişkenlerin sargılı beton davranışına etkilerinin incelenmesi ve mevcut deneysel verilerin irdelenmesi, davranışın gerçeğe en yakın şekilde modellenbilmesinde büyük önem taşır.

Sargılı betonda, etkili maksimum birim kısalma ϵ_{ccu} , örtü betonun dökülmesinden sonra, sargı donatısına en yakın dış lifte meydana gelir. Ezilme birim kısalma değeri birçok değişkene bağlı olması sebebiyle tek ve kesin bir değer vermek mümkün olmamaktadır. Bu konuda yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlar değerlendirilerek ezilme birim kısalması için tahmin yapılabilir.

Sargılı betonda ezilme birim kısalmasının hesaplanması için, Baker (1964), Corley (1966), Mattock (1967), Mander çeşitli bağıntılar önermişlerdir. Kabul edilebilir en büyük şekil değiştirme için, Baker (1964), Park vd. (1982) 0.026 değerini önermişlerdir. Sheik ve Üzümeri (1980, 1982) deneylerinde gerilmenin, $0.85 K_{fcd}$ değerine düştüğü zaman oluşan kısalmanın maksimum değerini 0.03 olarak belirlemişlerdir. İlki, Fukuta ve Özdemir'e göre kabul edilebilir en büyük ezilme birim kısalması, gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin düşen kolu üzerinde, sargılanmamış beton basınç dayanımının % 85 'ine karşı gelen şekil değiştirmenin esas alınmasını önermektedirler. Bu şekil değiştirme 0.03 ile sınırlandırılır.

4. MALZEME İÇİN MATEMATİKSEL MODELLER

Herhangi bir mukavemet probleminin çözümünde, gerilme veya kuvvet cinsinden ifade edilen denge denklemleri ile deformasyon cinsinden ifade edilen uygunluk denklemleri arasındaki ilişki, ancak kullanılan malzemenin gerilme-birim deformasyon ilişkisinden yararlanılarak kurulur. Denge ve uygunluk denklemleri malzemenin özelliklerinden bağımsız olduğundan, çözümdeki hata oranı büyük çapta varsayılan malzeme davranışının, yani σ - ϵ ilişkisinin doğruluğuna bağlıdır.

Matematiksel çözümü kolaylaştırmak amacı ile deneyden elde edilen σ - ϵ eğrileri idealize edilip basitleştirilerek kullanılır.

İdealize edilip basitleştirilen σ - ϵ eğrileri matematiksel model olarak adlandırılır.

4.1 Beton İçin Matematiksel Modeller

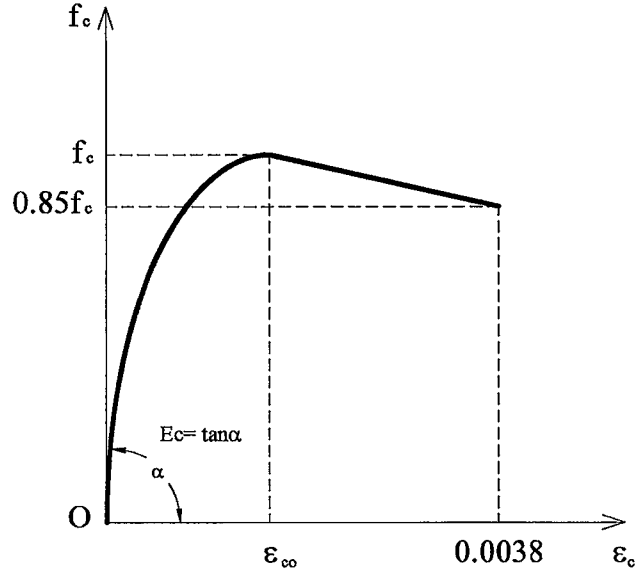
Betonun gerilme-deformasyon eğrisi, çok sayıda değişkenden etkilenmektedir. Bu sebeple her durumda kabul edilebilecek, tek bir eğri tanımlamak mümkün olmamaktadır. Bununla birlikte, gerçeğe yakın çözümler elde edebilmek ve davranışı anlayabilmek için, geçerliliği deneylerle kanıtlanmış, betonun σ - ϵ ilişkisini tarif eden matematiksel modellere ihtiyaç vardır. Bu konuda birçok araştırmacı çeşitli modeller önermişlerdir. Bunlardan bazıları Hognestad (1951), Chan (1955), Blume vd. (1961), Baker (1964), Roy ve Sözen (1964), Soliman ve Yu (1967), Sargın vd. (1971), Kent ve Park (1971), Geliştirilmiş Park vd. (1982), Sheik ve Uzümeri (1982), Mander vd. (1988), ile Saatçioğlu ve Razvi (1992), Thompson ve Park modelleridir.

Bunlardan Hognestad, sargısız beton için, Thompson ve Park modeli ise betonun tekrarlı yük altındaki davranışını simgelemektedir.

4.1.1 Hognestad Modeli

Hognestad tarafından önerilen ve elli yıldır yaygın olarak kullanılan model, Şekil 4.1'de gösterilmiştir. Modelde, σ - ϵ eğrisinin tepe noktasına kadar olan parçası ikinci derece parabol, düşüş parçası ise, doğrusal varsayılmıştır. Maksimum gerilme genelde beton silindirik dayanımın %85'i olarak alınır ($f_c = 0.85f_{ck}$). Maksimum gerilmeye karşılık olan birim kısalma, $\epsilon_{co} = 2f_c/E_c$ olarak verilmişse de, basit olarak $\epsilon_{co} = 0.002$ alınabilir. Modeldeki elastisite modülü E_c için Hognestad tarafından aşağıdaki denklem önerilmiştir (4.1).

$$E_c = \tan \alpha = 12680 + 460 f_c \text{ (MPa)} \quad (4.1)$$



Şekil 4.1 Hognestad Modeli

4.1.2 Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli

Bu model, Roy ve Sozen tarafından sargılı beton için önerilen σ - ϵ ilişkisinden esinlenerek geliştirilmiştir. Şekil 4.2’de gösterildiği gibi, sargılı ve sargısız beton için iki ayrı σ - ϵ eğrisi önerilmektedir. Sargı nedeni ile beton dayanımının f_c ’den f_{cc} ’ye, maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalmanın ise ϵ_{co} ’dan ϵ_{coc} ’ye yükseldiği varsayılmaktadır. Gerek sargılı, gerekse sargısız beton için önerilen eğrilerin ilk bölümleri, Hognestad modelindeki gibi ikinci derece parabol varsayılmıştır. Eğrilerin gerilme azalmasını gösteren ikinci bölümleri ise, eğimi eksi olan düz çizgilerle gösterilmiştir. Sargılı betonun eğimi, sargısız betona oranla daha küçüktür. Sargısız betonda maksimum birim kısalma ϵ_{cu} iken, sargılı betonda böyle bir sınır yoktur. Sargısız beton için, $\epsilon_{cu} = \epsilon_{50u}$ veya daha basit olarak $\epsilon_{cu} = 0.004$ alınabilir.

Sargılı beton modeli, çekirdek olarak tanımlanan ve fret veya etriye ile sınırlanan beton bölgesi için geçerlidir. Kent ve Park, çekirdeğin boyutlarını, etriye dışından etriye dışına ölçülen uzunluklarla tanımlamaktadırlar.

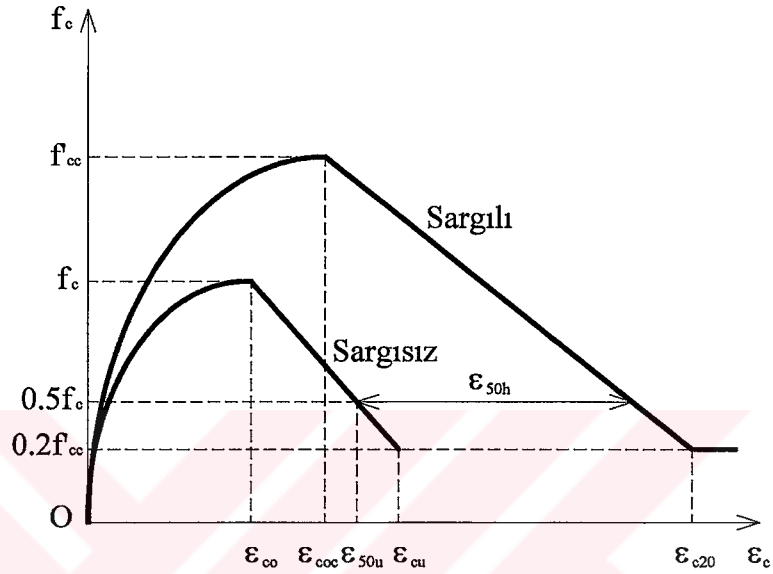
Geliştirilmiş Kent ve Park modelindeki σ - ϵ eğrilerini tanımlayan denklemler aşağıda verilmiştir.

Parabolik Eğri:

Sargısız betonda,

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (4.2)$$

ε_{co} , normal dayanımlı betonlar için yaklaşık 0.002 alınabilir.



Şekil 4.2 Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli

Sargılı betonda,

$$\sigma_c = f_{cc} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} \right)^2 \right] \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_{coc} = K \varepsilon_{co} \quad (4.4)$$

Eğrinin doğrusal olarak azaldığı bölüm:

Sargısız betonda,

$$\sigma_c = f_c [1 - Z_u (\varepsilon_c - \varepsilon_{co})] \quad (4.5)$$

$$Z_u = \left(\frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}} \right) \quad (4.6)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.285 f_c}{142 f_c - 1000} \geq \varepsilon_{co} \quad (4.7)$$

Sargılı betonda,

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{ywk}}{f_c} \quad (4.8)$$

$$\sigma_c = f_{cc} [1 - Z_c (\epsilon_c - \epsilon_{coc})] \geq 0.2 f_{cc} \quad (4.9)$$

$$Z_c = \left(\frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - \epsilon_{coc}} \right) \quad (4.10)$$

$$\epsilon_{50h} = 0.75 \rho_s \left(\frac{b_k}{s} \right)^{1/2} \quad (4.11)$$

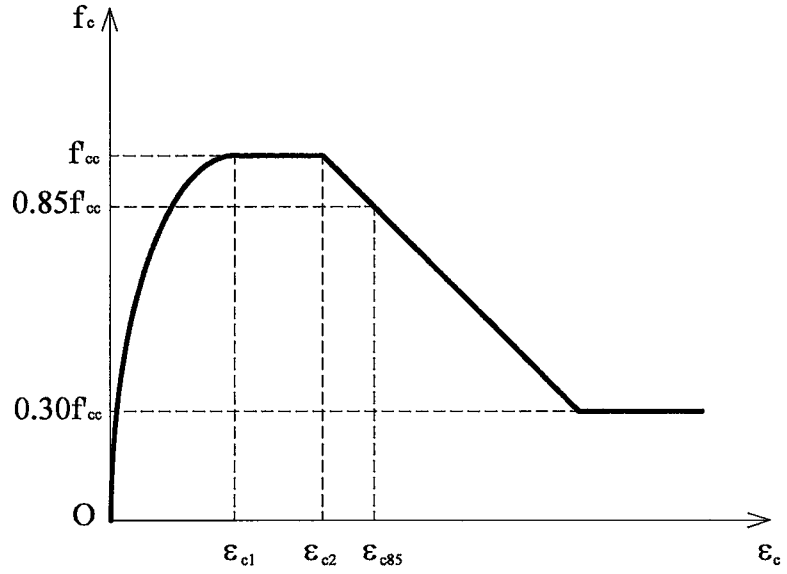
$$\rho_s = \frac{A_o \times l_s}{s \times b_k \times h_k} \quad (4.12)$$

- f_c Sargısız betonun basınç dayanımı. Genelde $f_c = f_{ck}$ alınır (MPa).
- f_{cc} Sargılı beton basınç dayanımı. Genelde $f_{cc} = f_{c1} = K f_c$ (f_{cc} , MPa).
- ϵ_{coc} Sargılı betonda maksimum gerilme altındaki birim deformasyon. $\epsilon_{coc} = K \epsilon_{co}$
- ϵ_{co} Sargısız betonda maksimum gerilme altındaki birim deformasyon. Genelde $\epsilon_{co} = 0.002$ alınır.
- Z_u, Z_c Sırasıyla, sargısız ve sargılı beton σ - ϵ eğrilerinin doğrusal bölümünün boyutsuz eğimi (eğim/ f_c veya eğim/ f_{cc}).
- b_k Etriye dışından etriye dışına ölçülen çekirdek beton alanının küçük boyutu (mm).
- h_k Etriye dışından etriye dışına ölçülen çekirdek beton alanının büyük boyutu (mm).
- ρ_s Sargı donatısının hacimsel oranı.
- A_o Sargı donatısı kesit alanı (mm²).
- l_s Kesitteki sargı donatısı ve çirozların toplam uzunluğu (mm).
- f_{ywk} Sargı donatısının minimum akma dayanımı (MPa).
- s Sargı donatısı aralığı (mm).

4.1.3 Sheikh Ve Uzumeri Modeli

Sheikh ve Uzumeri tarafından önerilen sargılı beton modeli Şekil 4.3 de gösterilmiştir. Bu modelde de, Geliştirilmiş Kent ve Park modelindeki gibi sargı nedeniyle dayanımın arttığı varsayılmıştır. Modelde, tepe noktasına ulaşıldıktan sonra sabit gerilme altında deformasyon artışı olduğu öngörülmekte, eğrinin iniş bölümü ise bir doğru ile ifade edilmektedir. Kent ve

Park'tan farklı olarak bu modelde, boyuna donatının konumu ve sargı donatısı düzeni de dikkate alınmaktadır.



Şekil 4.3 Sheikh ve Uzumeri Modeli

Sheikh ve Uzumeri modeli aşağıdaki beş denklemle tanımlanmaktadır.

$$\varepsilon_{c1} = 80K_0f_c \times 10^{-6} \quad (4.13)$$

$$f_{cc} = 0.85f_c \times K_0 \quad (4.14)$$

Sargılı kolon dayanımı hesaplanırken bulunan f_{cc} doğrudan kullanılacak, ayrıca bir kez daha 0.85 ile çarpılmayacaktır.

$$\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{c0} \left[1 + \frac{248}{a} \left(1 - 5.0 \left(\frac{s}{b_k} \right)^2 \right) \frac{\rho_s f_{ywk}}{\sqrt{f_c}} \right] \quad (4.15)$$

Genelde, $\varepsilon_{c0} = 0.002$ alınır.

$$\varepsilon_{c85} = 0.225\rho_s \sqrt{\frac{b_k}{s}} + \varepsilon_{c2} \quad (4.16)$$

$$K_0 = 1 + \frac{b_k^2}{140N_{oc}} \left[\left(1 - \frac{na^2}{5.5b_k^2} \right) \left(1 - \frac{s}{2b_k} \right)^2 \right] \sqrt{\rho_s f_{ywk}} \quad (4.17)$$

$$N_{oc} = [0.85f_c (A_{ck} - A_{st})] \text{ (kN)} \quad (4.18)$$

- a İki komşu boyuna donatının merkezleri arasındaki uzaklık (mm).
 A_{ck} Beton çekirdek alanı (mm²).
 A_{st} Kolon kesitindeki toplam boyuna donatı alanı (mm²).
 b_k Çekirdek betonunun küçük boyutu. Sheikh ve Uzumeri'nin çekirdek tanımı, Kent ve Park'tan değişiktir, sargı donatısı merkezleri arasında ölçülen uzaklıktır.
n Kolondaki boyuna donatı sayısı.
 ρ_s Sargı donatısının hacimsel oranı.
 f_{yw} Sargı donatısının akma dayanımı (MPa).
 f_c Beton basınç dayanımı (MPa).

4.1.4 Saatçioğlu ve Razvi 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 yazılır.

$$f_{cc} = k_3 f_c + k_1 \sigma_2 \quad (4.19)$$

k_3 , standart silindir deneyinden elde edilen beton dayanımı ile gerçek elemandaki beton dayanımının farkını yansıtan bir katsayıdır ve 0.85 ile 1.0 arasında değişir. Normal dayanımlı betonlar için genelde $k_3 = 0.85$ varsayılır. Araştırmacılar, k_1 katsayısının 4.0 veya 4.1 olduğunu varsaymışlardır. Bu katsayı, 1928 yılında Richart tarafından yapılmış deney sonuçlarından elde edilmiştir.

Saatçioğlu ve Razvi, Richart deneylerini bir kez daha gözden geçirmişler ve $k_1 = 4.0$ katsayısının yanal basıncın yaklaşık 15 MPa'dan büyük olduğu durumlar için geçerli olduğunu gözlemişlerdir. ($\sigma_2 \geq 15$ MPa için, $k_1 = 4.0$). Deney sonuçları, yanal basıncın daha küçük olduğu durumlarda k_1 değerinin 4.0'ten daha büyük olabileceğini göstermektedir. Bu durumda Saatçioğlu ve Razvi, k_1 için deney sonuçları ile iyi bir uyum gösteren aşağıdaki denklemi önermişlerdir.

$$k_1 = \left(\frac{6.7}{(\sigma_2)^{0.17}} \right) (\sigma_2, \text{MPa}) \quad (4.20)$$

Dairesel fretle sarılmış beton için, σ_2 ifadesi, aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_2 = \frac{2A_0}{D(s)} f_{ywk} \quad (4.21)$$

A_0 Fret kesit alanı.

s Fret aralığı.

f_{ywk} Fret karakteristik akma dayanımı.

D Çekirdek çapı

Sargının dikdörtgen olduğu durumlarda sargı çubuğunda eğilme deformasyonu hakimdir. Bu nedenle köşelerde sargı etkisi belirginken bu etki, sargı donatısının açıklık ortasına gidildikçe azalmaktadır. Diğer bir ifadeyle, betona uygulanan basınç düzgün yayılı değildir.

Saatçioğlu ve Razvi basınç dağılımındaki bu değişmeyi dikkate alabilmek için, σ_2 yerine, eşdeğer düzgün yayılı basınç σ_{2e} , kullanılmasını önermektedir.

$$f_{cc} = k_3 f_c + k_1 \sigma_{2e} \quad (4.22)$$

$$k_1 = \left(\frac{6.7}{(\sigma_{2e})^{0.17}} \right) (\sigma_{2e}, \text{MPa}) \quad (4.23)$$

deneysel verilerden yararlanarak σ_{2e} için aşağıdaki denklem çıkarılmıştır.

Kare kesit olması halinde,

$$\sigma_{2e} = \beta \sigma_2 \quad (4.24)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum A_0 f_{ywk} (\sin \alpha)}{(s \times b_k)} \quad (4.25)$$

$$\beta = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_k}{a} \right) \left(\frac{b_k}{s} \right) \left(\frac{1.0}{\sigma_2} \right)} \leq 1.0 \quad (4.26)$$

Denklemdaki, a , sargı donatısına mesnet oluşturan iki boyuna donatı merkezi arasındaki uzaklıktır. Boyuna donatının mesnet olabilmesi için, bu donatının etriye köşesinde yer alması veya çirozlarla tutturulmuş olması gerekir.

Dikdörtgen kesit olması halinde,

$$\sigma_{2e} = \frac{(\sigma_{2ex}b_{kx} + \sigma_{2ey}b_{ky})}{(b_{kx} + b_{ky})} \quad (4.27)$$

$$\sigma_{2x} = \frac{\sum A_{0x}f_{ywk} \sin \alpha}{(s \times b_{kx})} \quad (4.28)$$

$$\sigma_{2y} = \frac{\sum A_{0y}f_{ywk} \sin \alpha}{(s \times b_{ky})} \quad (4.29)$$

$$\beta_x = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_{kx}}{a_x}\right) \left(\frac{b_{kx}}{s}\right) \left(\frac{1.0}{\sigma_{2x}}\right)} \leq 1.0 \quad (4.30)$$

$$\beta_y = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_{ky}}{a_y}\right) \left(\frac{b_{ky}}{s}\right) \left(\frac{1.0}{\sigma_{2y}}\right)} \leq 1.0 \quad (4.31)$$

$$\sigma_{2ex} = \beta_x \sigma_{2x}, \sigma_{2ey} = \beta_y \sigma_{2y} \quad (4.32)$$

ΣA_{0x} x yönünde alınan kesitteki sargı donatısının toplam kesit alanı.

ΣA_{0y} y yönünde alınan kesitteki sargı donatısının toplam kesit alanı.

a_x, a_y Sargı donatısına mesnet oluşturan iki boyuna donatı arasındaki uzaklık. Boyuna donatının mesnet olabilmesi için, ya etriye köşesinde yer alması, ya da çirozla tutturulmuş olması gerekir.

b_k Çekirdek alanı boyutu. Sargı donatısı merkezlerinden ölçülmelidir (mm).

b_{kx}, b_{ky} Dikdörtgen kesitte çekirdek alanı boyutları (etriye merkezinden etriye merkezine).

f_{ywk} Sargı donatısı akma dayanımı (MPa).

s Sargı donatısı aralığı (mm).

α Sargı donatısının çekirdek betonu ile yaptığı açı.

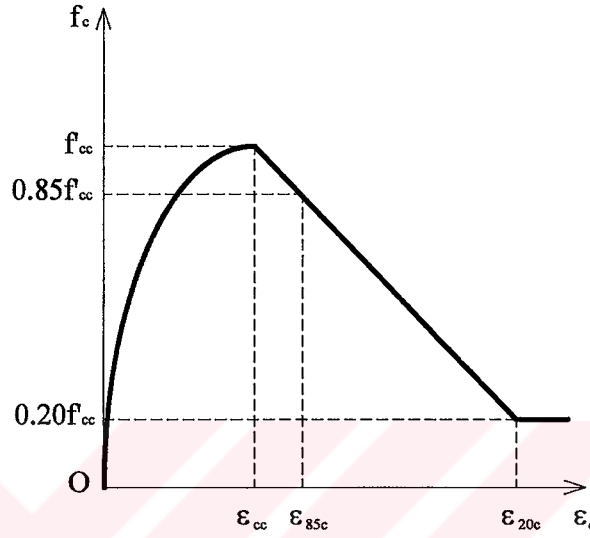
Sarılmış betonun σ - ϵ eğrisinin elde edilebilmesi için f_{cc} 'nin hesaplanması yeterli değildir. f_{cc} 'ye karşı gelen birim kısalma ϵ_{coc} 'nin de tanımlanması gerekir. Ayrıca eğrinin ϵ_{coc} 'den sonraki bölümünde tanımlanmalıdır.

Saatçioğlu ve Razvi, ϵ_{coc} için aşağıdaki denklemleri önermişlerdir.

$$\epsilon_{coc} = \epsilon_{co} [1 + 5\lambda] \quad (4.33)$$

$$\lambda = \left(\frac{k_1 \sigma_{2e}}{k_3 f_c} \right) \quad (4.34)$$

ϵ_{co} sarılmamış betonun maksimum gerilmeye karşı gelen birim kısalmasıdır ve 0.002 alınabilir.



Şekil 4.4 Saatçioğlu ve Razvi Modeli

Saatçioğlu ve Razvi, eğrinin ikinci bölümünde (artan deformasyon altında gerilmenin azaldığı bölüm), gerilme ve birim kısalma arasındaki ilişkinin doğrusal olduğunu varsaymışlardır. Dolayısıyla değerler değişik olsa da önerilen model, biçimsel olarak Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli'ne benzemektedir. Eğrinin birinci bölümü, bir parabolle, ikinci bölümü ise bir doğru ile simgelenmektedir.

İkinci bölümü oluşturan doğru, $0.85 f_{cc}$ 'ye karşı gelen birim kısalma için aşağıda önerilen denklemlerle tanımlanmaktadır.

$$\epsilon_{c85} = 260 \rho \epsilon_{coc} + \epsilon_{u85} \quad (4.35)$$

$$\rho = \frac{\sum A_{oxy}}{s(b_{kx} + b_{ky})} \quad (4.36)$$

$\sum A_{oxy}$ Birbirine dik iki yönde alınan iki kesitteki sargı donatısı alanlarının toplamı.

ϵ_{u85} 0.0038 (sargısız beton için)

ϵ_{c85} $0.85 f_{cc}$ 'ye karşı gelen birim kısalma (sargılı beton için)

Eğrinin birinci bölümü,

$$\sigma_c = f_{cc} \left[\left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2\lambda}} \leq f_{cc} \quad (4.37)$$

Eğrinin ikinci bölümü,

$$\text{Doğrunun eğimi} = \frac{f_{cc} - f_{c85}}{\varepsilon_{coc} - \varepsilon_{c85}} \quad (4.38)$$

$$\sigma_c = f_{cc} + \left(\frac{f_{cc} - f_{c85}}{\varepsilon_{coc} - \varepsilon_{c85}} \right) (\varepsilon_c - \varepsilon_{coc}) \quad (4.39)$$

4.1.5 Thompson ve Park Modeli

Bazı dinamik etkiler altında tersinen tekrarlanan yükleme durumları söz konusudur. Bu tür yüklemelerde betondaki gerilmelerde peşi sıra azalma ve artmalar gündeme gelebilir. Deneysel çalışmalar monolitik σ - ε eğrisinin, tersinir tekrarlanır yükleme altında oluşacak gerilmeler için bir zarf eğrisi oluşturduğunu göstermektedir. Bu durumda, tersinir tekrarlanır yükler altındaki beton σ - ε eğrisini elde edebilmek için, betondaki gerilme azalma ve artma ilişkilerinin (boşalma-yükleme) tanımlanması yeterli olacaktır.

Thompson ve Park Modeli, boşalma-yükleme yollarının tanımlanmasına yöneliktir. Şekil 4.5’de gösterilen modelde σ - ε zarf eğrisi olarak, Şekil 4.2’de gösterilen geliştirilmiş Kent ve Park modeli kullanılmaktadır.

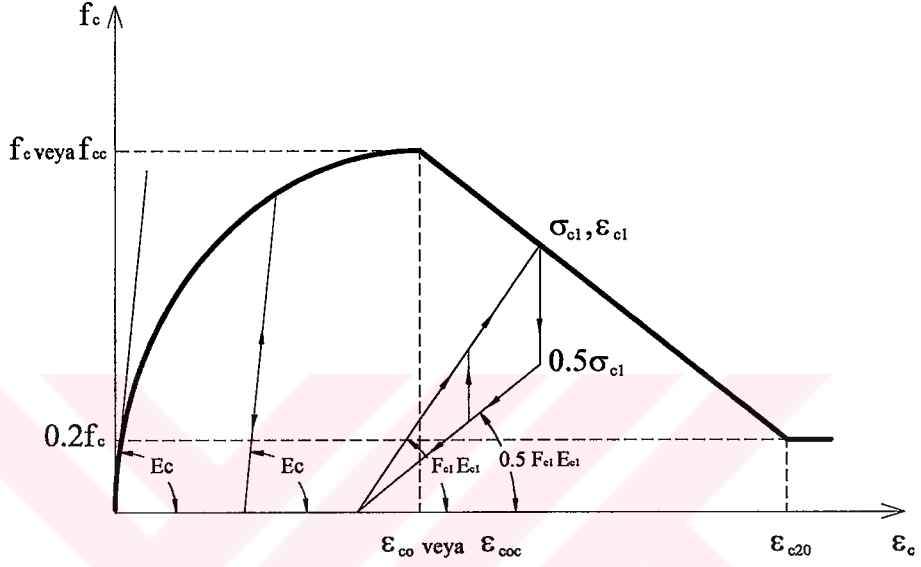
Şekilden görüleceği gibi, $\varepsilon_c < \varepsilon_{co}$ olduğu durumlarda ($\varepsilon_{co} = 0.002$) yükün boşalma eğrisi σ - ε eğrisinin orijindeki teğetine paralel olmaktadır. Eleman tekrar yüklendiğinde de, σ - ε eğrisi aynı yolu izlemektedir. $\varepsilon_c > \varepsilon_{co}$ olduğu durumlarda ise, yükün boşalma eğrisi iki doğru ile gösterilmektedir. Boşalma sırasındaki gerilmenin %50’sine kadar inen eğrinin ilk bölümünün eğimi sonsuz, bu gerilmeden sıfır gerilmeye kadar olan bölümün eğimi ise, $0.5E_c F_{ci}$ olarak tanımlanmaktadır.

$$E_c = \tan \alpha = 12680 + 460 f_c \text{ (MPa)} \quad (4.40)$$

$$F_{ci} = 0.8 - \left(\frac{0.7(\varepsilon_{ci} - 0.002)}{\varepsilon_{20c} - 0.002} \right) \text{ (Beton elastisite modülü faktörü)} \quad (4.41)$$

$$\varepsilon_{20c} = 1.6(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h}) - 0.6\varepsilon_{coc} \quad (4.42)$$

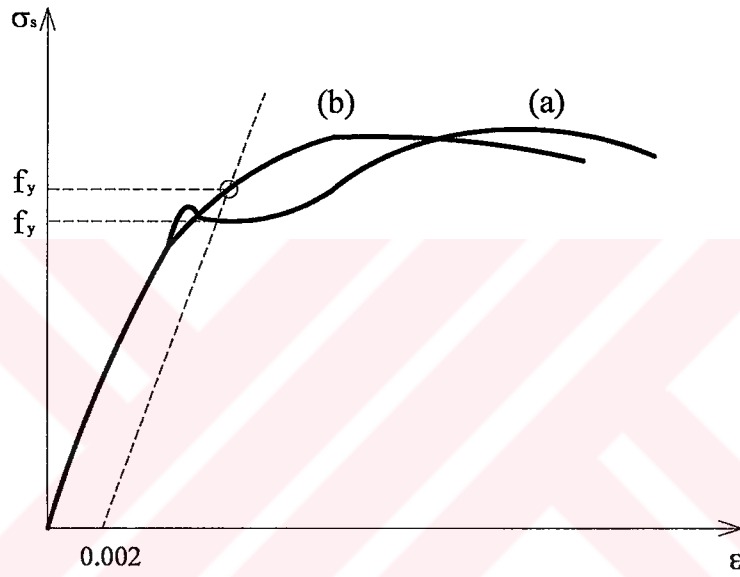
Yeniden yüklemde σ - ε eğrisinin doğrusal olduğu ve eğimin $E_c F_{ci}$ olduğu varsayılmaktadır. Yeniden yüklemeyi simgeleyen doğru, zarf eğrisine (Kent ve Park modeli) ulaşıldıktan sonra bu eğriyi izlemektedir. Yeniden yüklemenin gerilme sıfıra ulaşmadan olduğu durumlarda, eğri, boşalmanın ilk aşamasında olduğu gibi, dik olarak (sonsuz eğim) yukarıya çıkmaktadır.



Şekil 4.5 Thompson ve Park Modeli

4.2 Donatı Çeliği Genel Özellikleri

Betonarme donatısı olarak kullanılan çelikler, imalat biçimine göre iki sınıfa ayrılır. Bunlar, doğal sertliği muhafaza edilmiş, sıcak hadde mamülü çelik ve soğukta işlem görmüş çelik. Sıcak hadde mamülü çeliklerin kimyasal bileşimindeki karbon, nikel, silisyum, manganez, krom, vanadium ve molibden oranları değiştirilerek istenilen özellikte çelik elde edilebilir. Soğukta işlem görmüş çelikler, düşük sıcaklıklarda işlem gördüklerinden, moleküler yapıda, dolayısıyla kimyasal özelliklerinde birtakım değişimler meydana gelir. Soğukta işlem görmüş çeliklerin dayanımı artarken, deformasyon kapasitelerinde düşme gözlenir.



Şekil 4.6 Soğukta işlem görmüş ve doğal sertlikteki çeliklerin gerilme-birim deformasyon eğrileri (Ersoy, Özcebe 2001).

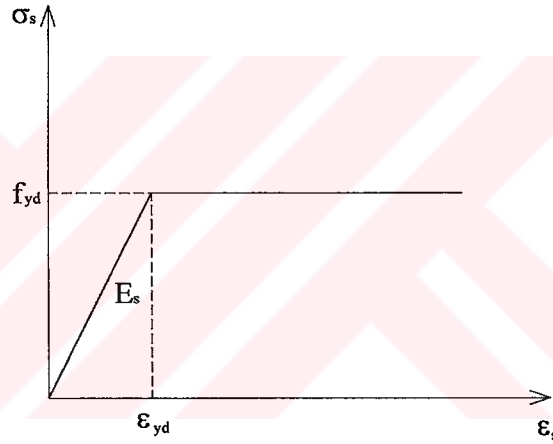
4.3 Donatı Çeliği Mekanik Özellikleri

Çelik çekme ve basınç altında benzer özellikler gösteren bir malzemedir. Çeliğin gerilme-birim deformasyon özellikleri genellikle çekme dayanımından elde edilir. Şekil 4.6'daki (a) eğrisi, doğal sertlikteki çelik (sıcakta haddelenmiş), (b) eğrisi ise soğukta işlem görmüş çelik içindir. Doğal sertlikteki çeliklerde, şekilde görüleceği gibi belirli bir akma sınırı vardır. Bu sınıra ulaşıncaya kadar gerilme ve birim uzama arasındaki ilişki doğrusaldır. Akma sınırına ulaşıldıktan sonra gerilme sabit kalırken, birim uzama artar. σ - ϵ eğrisinin akma sınırından sonraki bu düz bölümü, akma sahanlığı olarak adlandırılır.

Akma sahanlığını bir pekleşme bölgesi izler. Pekleşme sınırına ulaşıldığında, gerilme yeniden

artmaya başlar ve belirli bir gerilmeye ulaşıldığında, bir noktasındaki kesit küçülmeye başlayarak numune o noktadan kopar (Ersoy, Özcebe 2001).

Çeliğin elastisite modülü $1.9 \cdot 10^5$ ile $2.1 \cdot 10^5$ MPa arasında değişir. Hesaplarda çeliğin elastisite modülü $2.0 \cdot 10^5$ MPa alınmaktadır. Çeliğin akma sınırındaki gerilmesi, akma gerilmesi veya akma dayanımı olarak adlandırılır ve genellikle mühendislik hesaplarında bu dayanım temel alınır. Akma sahanlığının uzunluğu, akma birim uzamasının (ϵ_{sy}) yaklaşık 4 ile 10 katı kadardır. Pekleşmenin tepe noktasındaki maksimum gerilme, “çekme dayanımı” olarak adlandırılır ve f_{su} olarak gösterilir. Kopma birim uzaması ϵ_{su} , belirli bir ölçü boyuna göre saptanmalıdır, çünkü bu aşamada kopma bölgesinde aşırı uzamalar olur. Kopma birim uzamasının saptanmasında kullanılan ölçü boyu, genelde çubuk çapının 10 katıdır (Ersoy, Özcebe 2001).

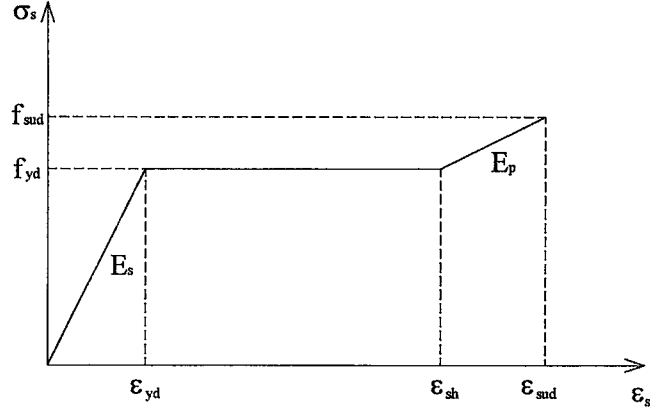


Şekil 4.7 Donatı çeliği elasto-plastik davranış modeli (CEB/FIB, 1978)

Soğukta işlem görmüş çeliğin σ - ϵ eğrisinde belirli bir akma sahanlığı yoktur. Eğri, eğimi azalarak yükselir, belirli bir maksimuma ulaştıktan sonra, numunenin en zayıf noktasında çubuk incelmeye başlayarak kopar. Bu tür çelikte belirli bir akma sınırı gözlenmediğinden akma dayanımı f_y , belirli bir kalıcı deformasyona göre belirlenir. Şekil 4.6’dan görüleceği gibi, 0.002 birim uzamasından eğrinin doğrusal bölümüne paralel çizilecek bir çizginin σ - ϵ eğrisini kestiği yerdeki gerilme akma dayanımı olarak tanımlanır. Maksimum gerilme, kopma dayanımı (f_{su}), maksimum birim uzama da, kopma uzaması (ϵ_{su}) olarak adlandırılır (Ersoy, Özcebe 2001).

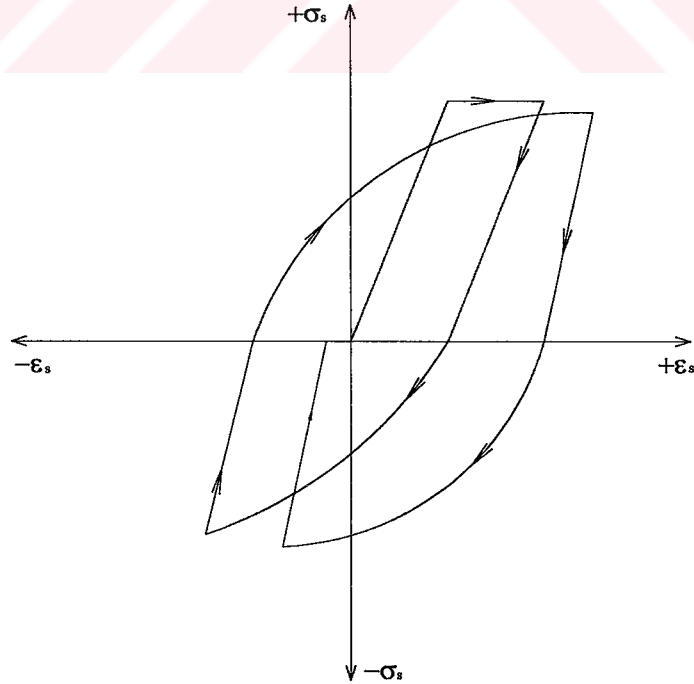
Doğal sertlikte işlem görmüş çeliğin kopma birim uzaması soğukta işlem görmüş çeliğe oranla daha büyüktür. Bu sebeple daha duktıl bir davranış sergilemektedir. Deprem

Yönetmeliği de, betonarme sistem taşıyıcı elemanlarında, soğukta işlem görmüş yüksek dayanımlı çelik kullanımına belirli kısıtlamalar getirmiştir.



Şekil 4.8 Pekleşme etkisinde dikkate alındığı davranış modeli (Gündüz, 1998a, 1990)

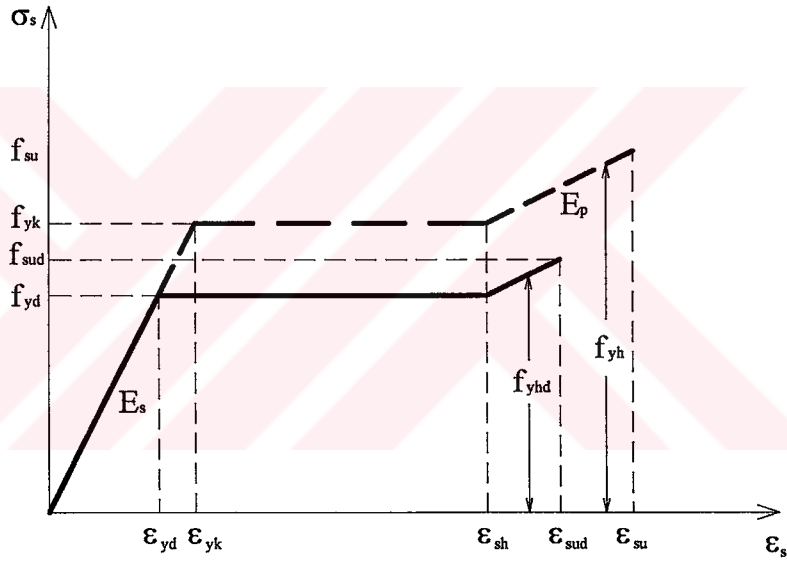
Tersinir yükler altında gerilmenin işaret değiştirdiği durumlarda, çelik davranışında önemli değişiklikler gözlenmektedir. Tekrarlanan ve tersinir yükler altında elde edilen tipik σ - ϵ ilişkileri Şekil 4.9'de gösterilmiştir.



Şekil 4.9 Tekrarlanan ve tersinen yükler altında çelik σ - ϵ eğrileri(Ersoy, Özcebe 2001).

Şekilden görüleceği gibi akmaya ulaşıldıktan sonra yüklemenin yönü değiştiğinde, ters işaretli gerilme altında akma gerilmesine ulaşılmadan σ - ϵ eğrisi doğrusallığını kaybetmemektedir. Buna Bauschinger Etkisi denmektedir. Bauschinger etkisi nedeniyle yük geçmişi büyük önem kazanmaktadır. Bu nedenle, tersinir yükler altındaki davranışın kestirilebilmesi için, numuneye daha önce uygulanan yük ve deformasyonların bilinmesi gerekir.

Donatı çeliği için idealleştirme ve tasarımda kullanılmaya elverişli modeller geliştirilmiştir. Monotonik uygulanan eksenel çekme ve basınç için yaygın olarak kullanılan model Şekil 4.7 de görülmektedir. Bu model, elastik davranışı temsil eden yükselen bir doğru ve plastik davranışı temsil eden yatay bir doğrudan oluşmaktadır. Modelde, pekleşme etkisi, akma sahanlığının bittiği nokta kabul edilen, pekleşme başlangıç deformasyonu ϵ_{sh} 'dan itibaren yükselen bir doğru ile temsil edilmektedir.



S220a

$f_{su} = 340 \text{ MPa}$
$f_{sud} = 261.5 \text{ MPa}$
$f_{yk} = 220 \text{ MPa}$
$f_{yd} = 191.3 \text{ MPa}$
$\epsilon_{sh} = 0.02$
$\epsilon_{su} = 0.18$
$\epsilon_{sud} = 0.114$
$E_p = 750 \text{ MPa}$
$E_s = 200.000 \text{ MPa}$

S420a

$f_{su} = 500 \text{ MPa}$
$f_{sud} = 384.6 \text{ MPa}$
$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$
$f_{yd} = 365.2 \text{ MPa}$
$\epsilon_{sh} = 0.01$
$\epsilon_{su} = 0.12$
$\epsilon_{sud} = 0.037$
$E_p = 727 \text{ MPa}$
$E_s = 200.000 \text{ MPa}$

Şekil 4.10 S220a ve S420a donatı çelikleri için pekleşmeli davranış modelleri (Gündüz, 1988a, 1990)

f_{su}	Donatı çeliği maksimum kopma dayanımının karakteristik değeri.
f_{sud}	Donatı çeliği maksimum kopma gerilmesi.
f_{yh}	Donatı çeliği pekleşmeli karakteristik dayanımı.
f_{yk}	Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı.
f_{yd}	Donatı çeliği hesap dayanımı.
f_{yhd}	Donatı çeliği pekleşmeli hesap dayanımı.
σ_p	Donatı çeliği pekleşme gerilmesi.
ϵ_{yk}	Donatı çeliği akma birim deformasyonunun karakteristik değeri.
ϵ_{yd}	Donatı çeliği akma birim deformasyonunun hesap değeri.
ϵ_{sh}	Donatı çeliği pekleşme başlangıç birim deformasyonu.
ϵ_{su}	Donatı çeliği maksimum birim deformasyonunun karakteristik değeri.
ϵ_{sud}	Donatı çeliği maksimum kopma deformasyonu.
E_p	Donatı çeliği pekleşme modülü.
E_s	Donatı çeliği elastisite modülü.

5. SARGILI KİRİŞ KESİTLERİNİN ÇÖZÜMLENMESİ

5.1 Beton ve Çelik İçin Kullanılan σ - ϵ Modelleri

5.1.1 Sargısız Beton İçin σ - ϵ Modeli

Yapısal sistemlerin son limit duruma göre çözümlemesinde, tasarımında ve teorik amaçlı araştırmalarda, tek eksenli basınç etkisinde kalan sargısız beton için σ - ϵ ilişkisinin, maksimum gerilmeye kadar bir parabol ve bu noktadan itibaren azalan bir doğru ile tanımlamak uygun yaklaşım kabul edilmektedir (CEB, 1983, Kent ve Park, 1971). Hesaplarda eğrinin AB' bölümü 2° parabol, alçalan B' C' bölümü doğru kabul edilmiş ve eğri, etkili maksimum birim kısalma ϵ_{cu} ile sınırlandırılmıştır (Şekil 5.1).

Deneysel çalışmalar, birim kısaltmaların çok büyük olduğu evrede beton gerilmesinin maksimum gerilmenin %20'sine eşit bir gerilmeyi taşıyabileceğini göstermiştir (Kent ve Park, 1971). Betondaki gerilmenin, maksimum gerilmenin %20'sine düştüğü birim kısaltmada alçalan doğru sınırlandırılmıştır. Bu parametrelere ve σ - ϵ ilişkisinde tanımlanan kabullere göre eğriyi tanımlayan denklemler aşağıdaki gibi olur (Gündüz, 1985).

AB' bölümü için ($\epsilon_c \leq \epsilon_{co}$),

$$\sigma_c = k_3 f_{ck} \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{co}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (5.1)$$

B'C' bölümü için ($\epsilon_{co} < \epsilon_c \leq \epsilon_{20u}$),

$$\sigma_c = k_3 f_{ck} [1 - \psi(\epsilon_c - \epsilon_{co})] \quad (5.2)$$

Yatay kolda ($\epsilon_c \geq \epsilon_{20u}$),

$$\sigma_c = 0.20 k_3 f_{ck} \quad (5.3)$$

f_{ck} Beton karakteristik basınç dayanımı.

ϵ_{co} Maksimum gerilmedeki birim kısalma.

θ Alçalan doğrunun yatayla yaptığı açı.

ψ Sargısız betonda alçalan doğrunun eğimi ile ilgili parametre.

k_3 Deney elemanında ulaşılan maksimum gerilmeyle betonun silindir mukavemeti arasındaki oran.

5.1.1.1 Denklemlerin İçerdiği Parametrelerle İlgili Kabuller

Basit veya bileşik eğilme etkisinde kalan elemanlarda sargısız beton için maksimum tasarım mukavemeti $k_3 f_{ck} / \gamma_{mc}$ bağıntısıyla belirlenir. Burada, deney elemanında ulaşılan maksimum gerilmeyle betonun silindir mukavemeti arasındaki oran k_3 , karakteristik beton basınç mukavemeti f_{ck} , beton için malzeme güvenlik katsayısı γ_{mc} ile ifade edilmiştir. ACI-1984, CP110-1980, TS 500-2000 ve CEB-1988’de idealleştirilmiş σ - ϵ ilişkileri ve eşdeğer beton basınç gerilmeleri için $k_3 = 0.85$ kabul edilmektedir. Deneysel verilere göre, duyarlı modeller için, ihtiyatlı bir yaklaşımla $k_3 = 1$ alınabilir (CEB, 1988, Hognestad, 1955, Kent ve Park, 1971). Beton malzeme katsayısı sargılı-pekleşmesiz hesap için $\gamma_{mc} = 1.5$, sargılı-pekleşmeli hesaplarda ise $\gamma_{mc} = 1.0$ alınmıştır.

Maksimum gerilmedeki birim kısalma ϵ_{co} , betonun ortalama basınç mukavemetine, varyasyon katsayısına, yükleme hızına ve birim deformasyon dağılımının eğimine bağlıdır. ϵ_{co} , (5.1) denkleminin türevi alınarak bulunur ($\epsilon_{co} = 2k_3 f_{ck} / E_c$). Pratik olarak, tüm beton sınıfları için ϵ_{co} birim kısalmasının değeri 0.002 (Kent ve Park, 1971, Park ve Paulay, 1975) ya da 0.0022 (CEB, 1991) kabul edilebilir.

Eğrinin alçalan B’C’ bölümünün eğimi beton mukavemeti arttıkça büyür. Bu eğim, betondaki gerilmenin maksimum mukavemetin yarısına düştüğü zaman oluşan ve deneysel verilere göre aşağıda verilen (5.4) bağıntısıyla hesaplanabilen ϵ_{50u} , birim kısalmasıyla belirlenebilir (Kent ve Park, 1971).

$$\epsilon_{50u} = \frac{3 + 0.285k_3 f_{ck}}{145k_3 f_{ck} - 1000} \quad (5.4)$$

B’C’ doğrusunun eğimi ψ parametresiyle ifade edilebilir.

$$\psi = \frac{tg\theta}{k_3 f_{ck}} = \frac{0.50}{\epsilon_{50u} - \epsilon_{co}} \quad (5.5)$$

Basit veya bileşik eğilme etkisinde kalan bir kesitin çözümlenmesi ve tasarımında, en dış beton basınç lifi için kabul edilen etkili maksimum birim kısalma ϵ_{cu} , kesitin son limit eğriliğini dolayısıyla plastik mafsal dönme kapasitesini belirleyen önemli bir değişkendir. TS 500-2000’de tüm beton sınıfları için ϵ_{cu} , 0.003 kabul edilmiştir. Etkili maksimum birim kısalma, beton mukavemeti arttıkça azalır. Bu nedenle CEB-1988’de çeşitli beton sınıfları için ϵ_{cu} değerleri önerilmiştir (Çizelge 3.1).

5.1.2 Sargılı Beton İçin σ - ϵ Modeli

Deneysel araştırmalar, üç eksenli basınç etkisinde kalan betonda, mukavemet ve düktilitenin önemli ölçüde arttığını, betonarme taşıyıcı elemanlarda bu artışın, beton kesiti çepeçevre saran enine donatı ile sağlanabileceğini göstermiştir. (Park ve Paulay, 1975, Park vd., 1982, Sheikh ve Uzumeri, 1982, CEB, 1983, Ersoy, 1985). Tek eksenli basınç mukavemeti f_c olan bir silindir beton numune, σ_1 değerinde bir aktif sargı basıncı etkisinde kaldığı zaman ulaşılan sargılı beton eksenel basınç mukavemeti, f_{cc} , aşağıdaki bağıntıyla belirlenebilir (Gündüz, 1989, 1991, Park ve Paulay, 1975, CEB, 1988).

$$f_{cc} = f_c + k_c \sigma_1 \quad (5.6)$$

Deneysel araştırmalar aktif sargı katsayısı k_c değerinin, beton basınç dayanımına bağlı olarak değiştiğini göstermektedir. Yapılan araştırmalar sonucu, k_c katsayısının, C50 kalitesinden düşük dayanımlı betonlar için 4, C50 ve daha yüksek dayanımlı betonlar için 3 olarak kabul edilebileceğini göstermiştir (Park ve Paulay, 1975, Gündüz, 1989, 1991, CEB, 1988).

5.1.2.1 Sargılı Betonun Basınç Mukavemeti

Dikdörtgen enine donatı ile sarılmış betonun basınç dayanımının karakteristik değeri f_{cck} , (5.2) bağıntısıyla hesaplanabilir.

$$f_{cck} = f_{ck} \left(1 + 0.25 k_c \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) = K f_{ck} \quad (5.7)$$

$$\rho_h = \frac{2 A_{sh} (b'_h + d'_h)}{b_h d_h s_h} \quad (5.8)$$

f_{cck} Sargılı beton karakteristik basınç dayanımı.

f_{ck} Karakteristik beton basınç dayanımı.

k_c Aktif sargı katsayısı.

ρ_h Sargı donatısı hacimsel yüzdesi (sargı donatısı hacminin, sargı donatısı dışından ölçülen beton çekirdek hacmine oranı olarak tanımlanabilir).

A_{sh} Sargı donatısı enkesit alanı.

b_h Sargılı beton çekirdeğin etriye kolları dışından ölçülen genişliği.

b'_h Sargılı beton çekirdeğin etriye kolları ekseninden ölçülen genişliği.

d_h Sargılı beton çekirdeğin etriye kolları dışından ölçülen yüksekliği.

d'_h Sargılı beton çekirdeğin etriye kolları ekseninden ölçülen yüksekliği.

f_{yk} Sargı donatısı akma dayanımının karakteristik değeri.

K Dikdörtgen enine donatı ile sarılmış betona ilişkin sargı katsayısı.

Sargı katsayısı, K, beton basınç dayanımına bağlı olarak (5.9a) veya (5.9b) bağıntılarıyla hesaplanır.

$$K = \frac{f_{ck}}{f_{ck}} \quad (5.9)$$

C50 kalitesinden düşük dayanımlı betonlar için,

$$K = 1 + \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \quad (5.9a)$$

C50 kalitesinden yüksek dayanımlı betonlar için,

$$K = 1 + 0.75 \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \quad (5.9b)$$

Betondaki sargı etkisini dikkate alarak geliştirilmiş beton modellerinden pratikte en çok kullanılanlar Geliştirilmiş Kent ve Park (1982) ile Sheikh ve Uzumeri (1982)'dir. Bu modeller kullanılarak hesaplanan teorik moment değerleri, deneysel yollarla belirlenenlerle son derece yakındır. Bu çalışmada, Geliştirilmiş Kent ve Park (1982) modeli temel alınarak ve ilgili konuda son gelişmeler gözönünde bulundurularak geliştirilen bir model kullanılarak hesaplamalar yapılmıştır (Şekil 5.1). Örtü betonu sargısız, çekirdek betonu sargılı beton olarak kabul edilmiştir. Sargılı ve sargısız betonların maksimum gerilmeye kadar olan eğrileri 2° parabolle temsil edilmiş, sargının bu eğriyi etkilemediği varsayılmıştır. Sargısız beton için maksimum gerilmedeki birim kısalma 0.002 (Kent ve Park, 1971, Park ve Paulay, 1975) ya da 0.0022 (CEB, 1991) kabul edilebilir. Başlangıç teğetsel modüller eşit kabul edildiğinden, sargılı beton için maksimum gerilmedeki birim kısalma $\epsilon_{coc} = \epsilon_{co}K$ olmaktadır (Kent ve Park, 1982, Gündüz, 1985).

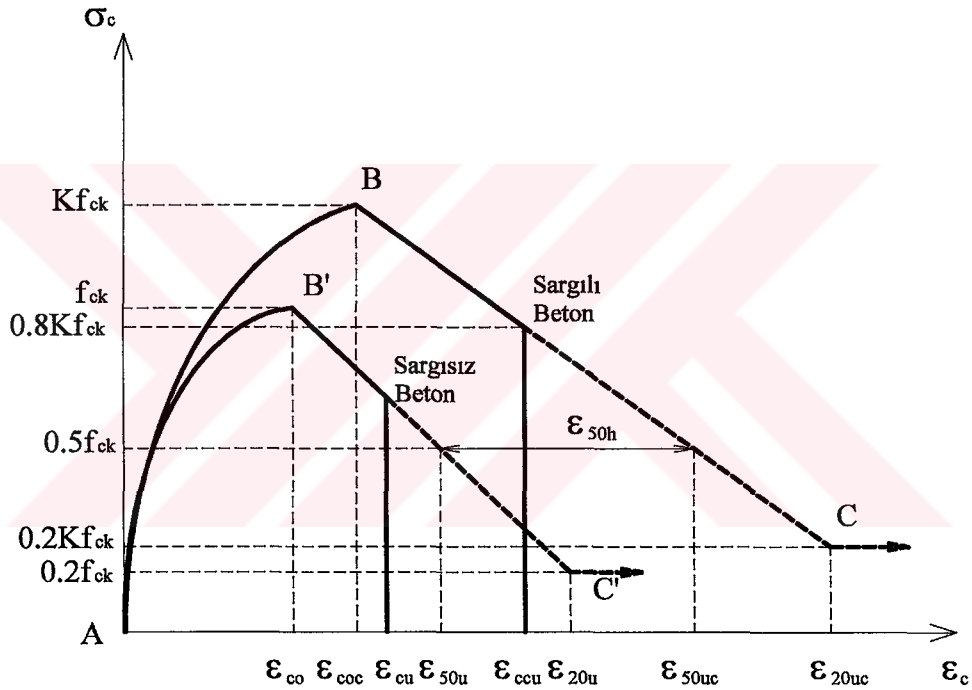
Maksimum gerilmeden sonraki davranış alçalan doğrularla belirlenmiştir. Sargılı beton için alçalan doğru, sargısız betonda gerilmenin maksimum gerilmenin yarısına düştüğü zaman oluşan birim kısalma ϵ_{50u} 'ya, sargı donatısıyla sağlanan birim kısalma ϵ_{50h} eklenerek bulunan ϵ_{50uc} ile belirlenmiştir (Kent ve Park, 1971, Park vd., 1982).

$$\epsilon_{50h} = 0.75 \rho_h \sqrt{\frac{b_h}{s_h}} \quad (5.10)$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75\rho_h \sqrt{\frac{b_h}{s_h}} \quad (5.10)$$

$$\varepsilon_{50uc} = \varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} \quad (5.11)$$

(5.10) bağıntısıyla hesaplanan, ε_{50h} , birim kısalması, enine donatıyla sağlanan düktiliteyi gösterir. Beton dayanımı arttıkça ε_{50u} birim kısalması küçüleceğinden, aynı ε_{50uc} birim kısalmasının sağlanabilmesi için yüksek dayanımlı betonlarda, düşük dayanımlı betonlara nazaran daha fazla sargı donatısı kullanmak gerekecektir. Bu gereksinim, yanal donatı çapı büyütülerek ve/veya donatı aralığı küçültülerek karşılanabilir.



Şekil 5.1 Beton σ - ε modeli (Geliştirilmiş Kent ve Park, 1982)

σ - ε modelinde, alçalan BC ve B'C' bölümleri, sırasıyla, ε_{ccu} , ve ε_{cu} ile sınırlandırılmıştır. Yapılan araştırmalar, birim kısaltmaların çok büyük olduğu evrede betonun maksimum gerilmenin %20'sine eşit bir gerilmeyi taşıyabileceğini göstermiştir (Kent ve Park, 1971). Alçalan doğru, betondaki gerilmenin %20'sine düştüğü birim kısaltmalarda sınırlandırılmıştır (ε_{20uc} , ε_{20u}), (Kent ve Park, 1971, Park vd., 1982).

Bu parametrelere ve σ - ε ilişkisinde tanımlanan kabullere göre eğriyi tanımlayan denklemler aşağıdaki gibi olur (Gündüz, 1990).

$$\sigma_c = Kf_{ck} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}K} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}K} \right)^2 \right] \quad (5.12)$$

BC bölümü için ($\varepsilon_{co}K < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20uc}$),

$$\sigma_c = f_{ck} [K - \psi_c (\varepsilon_c - \varepsilon_{co}K)] \quad (5.13)$$

Alçalan BC doğrusunun eğiminden faydalanarak ψ_c aşağıdaki bağıntıyla tanımlanabilir.

$$\psi_c = \frac{tg\theta}{f_{ck}} = \frac{K - 0.50}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{co}K} \quad (5.14)$$

Kf_{ck} Sargılı beton karakteristik basınç dayanımı.

$\varepsilon_{co}K$ Sargılı betonda maksimum gerilmedeki birim kısalma.

ε_{50h} Sargı donatısı etkisiyle sağlanan birim deformasyon

ε_{50u} Sargısız betondaki gerilmenin maksimum gerilmenin yarısına düştüğü anda oluşan birim deformasyon

θ_c Alçalan doğrunun yatayla yaptığı açısı.

ψ_c Sargılı betonda alçalan doğrunun eğimi ile ilgili parametre.

5.1.2.2 Denklemlerin İçerdiği Parametrelerle İlgili Kabuller

Daha öncede sözü edildiği gibi, sargılı kesitlerde, etkili maksimum birim kısalma ε_{ccu} , örtü betonun dağılmasından sonra, çekirdek betonu olarak adlandırılan, sargılı beton yüzeyinde meydana gelir. Yapılan araştırmalar, ε_{ccu} değerinin maksimumunun, 0.03 olarak kabul edilmesinin uygun olacağını göstermiştir.

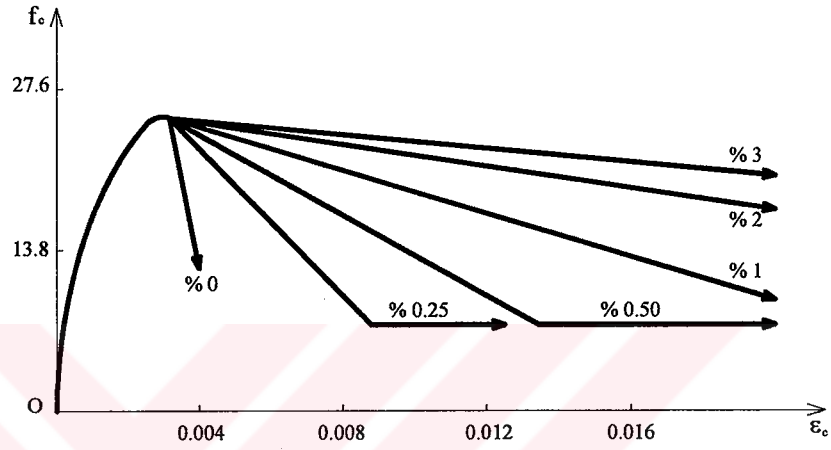
Sargılı kesitlerde çekirdek betonun yüzeyinde oluşan etkili maksimum birim kısalmanın, bu yüzeydeki gerilmenin $0.80Kf_{ck}$ değerine düştüğü zaman oluşan birim kısaltmaya eşit alınması uygun olacaktır (Gündüz, 1991). ε_{ccu} değeri (5.15) bağıntısıyla hesaplanabilir.

$$\varepsilon_{ccu} = K \left[\frac{0.2}{\psi_c} + \varepsilon_{co} \right] \quad (5.15)$$

Sargısız kesitlere ilişkin etkili maksimum birim kısalma ε_{cu} , aynı yaklaşımdan hareketle (5.16) bağıntısıyla hesaplanabilir (Gündüz, 1991). ε_{cu} değerinin maksimumunun 0.004 olarak kabul edilmesi uygun olacaktır.

$$\varepsilon_{cu} = \frac{0.2}{\psi} + \varepsilon_{co} \quad (5.16)$$

Hacimsel donatı yüzdesi ρ_h , değeri büyüdükçe, maksimum beton gerilmesinden sonraki davranışı betimleyen doğrular yelpazesi aralıklarının küçüldüğü görülmektedir. Diğer bir ifadeyle ε_{50h} düktilite artımları küçülür, sargı donatısının etkinliği azalır. Bu nedenle sargı donatısı oranının 0.03 ile sınırlandırılması uygundur (Kent ve Park, 1971, Gündüz, 1991).



Şekil 5.2 Enine donatı hacimsel yüzdesindeki değişimin beton düktilitesine etkisi

($s_h / b_h = 0.50$ ve $f'_c = 27.6$ MPa (Park ve Paulay, 1975))

5.1.3 Çelik İçin σ - ϵ Modeli

Donatı çeliğinin monotonik ve çevrimsel (tekrarlanan ve yön değiştiren) eksenel yükler altındaki davranışına ilişkin tasarımda ve araştırmada kullanılabilecek çeşitli modeller önerilmiştir (CEB, 1983, Ersoy, 1985).

Monotonik yükler için genellikle kabul edilen ve mukavemet hesaplarında yaygın olarak kullanılan bir davranış modeli Şekil 4.7 de gösterildiği gibidir. Elasto-plastik davranışı simgeleyen ve iki doğruyla idealleştirilmiş modelde, elastik davranış yükselen doğruyla, plastik davranış yatay bir doğruyla temsil edilmiştir (CEB/FIB, 1978, CEB, 1988).

Betonarme kesitlerin son limite göre tasarımında ve moment kapasitelerinin belirlenmesinde, donatıdaki pekleşme nedeniyle oluşan mukavemet artışı genellikle dikkate alınmaz. Mukavemet hesapları bakımından bu, güvenilir bir kabuldür. Fakat, limit tasarımında ve deprem tasarımında kesit son limit eğriliklerinin, pekleşme dikkate alınmadan hesaplanması ihtiyatlı bir yaklaşım olmaz. Çünkü, ϵ_{sh} pekleşme birim deformasyonundan daha büyük birim deformasyon için donatı çeliğinin f_{yd} akma hesap mukavemeti, σ_p pekleşme gerilmesi kadar artar, pekleşmeli hesap akma mukavemeti $f_{yhd} = f_{yd} + \sigma_p$ olur. Kesitin f_{yhd} mukavemetine göre hesaplanan x_{uh} tarafsız eksen derinliği, f_{yd} mukavemetine göre hesaplanan tarafsız eksen derinliği x_u 'dan büyük olur. Çekme kuvvetinin artmasından dolayı pekleşmeli durumda tarafsız eksen derinliği daha da büyür. Dolayısıyla, kesitin pekleşmeli son limit eğriliği, pekleşmesiz eğrilikten küçüktür. Bu durumda, son limit eğriliklerinin fonksiyonu olan plastik dönme kapasitelerinin ve kesit duktilitelerinin pekleşmesiz eğriliklere göre hesaplanması, bunların olduğundan büyük tahmin edilmesine neden olur (Gündüz, 1988a, 1990).

Pekleşme ihmal edilerek hesaplanan kesit eğilme momenti kapasitesinin gerçek kapasiteden küçük olması, her durumda güvenli olmayabilir. Pekleşme ihmal edilerek hesaplanan düşük eğilme momenti kapasitesinden hareketle, kuvvetli kolon-zayıf kiriş tahkiki sağlanırken, gerçek kapasite hesaplandığında bu koşul sağlanamayabilir.

Bu sebeple çalışmada, donatı çeliğindeki pekleşmeyi de dikkate alan ve tasarım için geliştirilen σ - ϵ modeli kullanılmıştır. Bu model, pekleşmesiz modeldeki yatay üst bölüm, ϵ_{sh} pekleşme sınır deformasyonundan sonra, pekleşmeyi ifade eden ve doğrusal artan bir bölümle değiştirilerek oluşturulmuştur. (Şekil 4.10)

Genel olarak üç-doğrulu tanımlanan pekleşmeli davranış, pekleşmenin akmayla başladığı durumda ($\epsilon_{sh} = \epsilon_{yd}$), iki yükselen doğrulu σ - ϵ ilişkisiyle gösterilir. Modelde, pekleşmeyi temsil

eden bölümün eğimi, plastiklik modülü E_p , simgesiyle tanımlanmıştır (Şekil 4.8).

$$E_p = \frac{f_{su} - f_{yk}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \quad (5.17)$$

$$f_{yhk} = f_{yk} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})E_p = (f_{yk} - E_p \times \varepsilon_{sh}) + \varepsilon_s \times E_p \leq f_{su} \quad (5.18)$$

f_{yhk} değeri ilgili çeliğin son limit mukavemeti, f_{su} 'dan küçük ya da en fazla ona eşit olmalıdır. f_{su} , ekstrem mukavemet olduğundan belirlenmesinde çok duyarlı ve güvenli tarafta kalınmalıdır. Stokastik ve matematiksel model belirsizlikleri göz önünde tutularak saptanmalıdır. Stokastik model belirsizliği, donatı çeliğine ilişkin kısmi güvenlik katsayısı γ_{ms} 'nin, arttırılmış değeri, γ'_{ms} , kullanılarak hesaba katılabilir (CEB, 1982, CEB, 1986, CEB, 1981, Gündüz, 1990). Matematiksel model belirsizliği ise olasılıksal yolla tahmin edilebilir.

$$f_{sud} = \frac{f_{su}}{\gamma'_{ms} \times \gamma_{ilave}} \quad (5.19)$$

Uluslararası genel kabullere göre hesap yapılırsa $\gamma_s=1.16$ ve $\gamma'_s=1.19$ bulunur. (CEB, 1991)

$$\gamma'_{ms} \times \gamma_{ilave} = 1.19 \times 1.10 = 1.3 \quad (5.20)$$

γ_{ilave} , çelik için ilave malzeme güvenlik katsayısı.

$$f_{sud} = \frac{f_{su}}{1.3} \quad (5.21)$$

$$\varepsilon_{sud} = \frac{f_{sud} - f_{yd}}{E_p} + \varepsilon_{sh} \quad (5.22)$$

5.1.3.1 S220a ve S420a Çelikleri İçin σ - ε Eğrisi Hesap Değerlerinin Belirlenmesi

Donatı çeliği mekanik özellikleri ile ilgili olarak aşağıdaki değerler öngörülmüştür (TS 500-2000).

S220a çeliği için, $f_{su} = 340$ MPa, $\varepsilon_{su} = 0.18$ ve S420a çeliği için $f_{su} = 500$ MPa, $\varepsilon_{su} = 0.12$.

Donatı çeliği için malzeme katsayıları, pekleşmesiz-sargılı hesap yapılması durumunda $\gamma_s=1.15$, pekleşmeli-sargılı hesap yapılması durumunda $\gamma_s=1.00$ olarak kullanılmıştır. Pekleşme başlangıcı birim deformasyonu için, S220a çeliğinde $\varepsilon_{sh}=0.02$, S420a çeliğinde $\varepsilon_{sh}=0.01$ değeri kabul edilmiştir. Bu kabullerden hareketle (5.17) bağıntısı kullanılarak, E_p

değerleri, S220a için 750 MPa ve S420a için 727 MPa olarak bulunmuştur.

Tüm donatı çelikleri için, elastisite modülü $E_s=2.10^5$ MPa ve kopma birim uzaması $\epsilon_{su}=0.10$ alınır (TS 500-2000).

(5.18) bağıntısı kullanılarak, sargılı-pekleşmesiz ve sargılı-pekleşmeli hesap yapılması durumunda sırasıyla,

$$\text{S220a için, } f_{yhd} = 176.3 + 750\epsilon_s \leq 261.5 \text{ MPa}$$

$$\text{S420a için, } f_{yhd} = 357.9 + 727\epsilon_s \leq 384.6 \text{ MPa}$$

$$\text{S220a için, } f_{yhk} = 205 + 750\epsilon_s \leq 340 \text{ MPa}$$

$$\text{S420a için, } f_{yhk} = 412.7 + 727\epsilon_s \leq 500 \text{ MPa olarak hesaplanır.}$$



5.2 Beton Basınç Gerilme Dağılımı Parametrelerinin Tayini

5.2.1 Sargısız Beton Basınç Gerilme Dağılımı Parametrelerinin Tayini

Basit veya bileşik eğilme etkisinde kalan bir kesitteki beton basınç gerilmeleri dağılımı, k_1 ve k_2 parametreleri ile belirlenebilir. Betondaki gerilmeler ε_c 'nin fonksiyonu olarak ifade edilebiliyorsa, belirli bir beton basınç lifi ε_{cm} için parametreler aşağıda verilen bağıntılarla hesaplanabilir. Bölüm 5.1.1'de verilen σ - ε modeli ile (5.1) ve (5.2) bağıntıları kullanılarak yapısal elemanlarda, herhangi bir yük aşaması için beton basınç gerilme dağılımı parametreleri hesaplanabilir. Kesit son limit moment kapasitelerinin ve eğriliklerinin hesaplanmasında anılan parametre değerlerinin kullanılması, TS 500'e göre daha güvenilir ve duyarlı sonuçlara ulaşılmasını sağlamaktadır (Gündüz, 1985-1986).

k_1 Ortalama gerilme ile maksimum gerilme arasındaki oran.

k_2 Beton basınç bileşkesi derinliği ile tarafsız eksen derinliği arasındaki oran.

ε_{cm} kısalmasının bulunduğu aralıktaki (5.1) ve (5.2) gerilme fonksiyonları, (5.23) ve (5.24) integral ifadelerde yerine yazılıp, integral dışına çıkarılırsa (5.25), (5.26), (5.27) ve (5.28) bağıntıları elde edilir. k_1 ve k_2 parametreleri (5.29) ve (5.30) bağıntıları ile hesaplanır.

$$k_1 = \int_0^{\varepsilon_{cm}} \frac{g(\varepsilon_c) d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm} \sigma_{cm}} \quad (5.23)$$

$$k_2 = 1 - \left[\frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} \varepsilon_c g(\varepsilon_c) d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm} \int_0^{\varepsilon_{cm}} g(\varepsilon_c) d\varepsilon_c} \right] \quad (5.24)$$

$$S_1 = k_3 f_{ck} \left[\frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{co}} - \frac{\varepsilon_c^3}{3\varepsilon_{co}^2} \right] \quad (5.25)$$

$$S_2 = k_3 f_{ck} \left[(1 + \psi \varepsilon_{co}) (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}) - \psi \left(\frac{\varepsilon_{cu}^2 - \varepsilon_{co}^2}{2} \right) \right] \quad (5.26)$$

$$S_3 = k_3 f_{ck} \left[\frac{2\varepsilon_c^3}{3\varepsilon_{co}} - \frac{\varepsilon_c^4}{4\varepsilon_{co}^2} \right] \quad (5.27)$$

$$S_4 = k_3 f_{ck} \left[(1 + \psi \varepsilon_{co}) \left(\frac{\varepsilon_{cu}^2 - \varepsilon_{co}^2}{2} \right) - \psi \left(\frac{\varepsilon_{cu}^3 - \varepsilon_{co}^3}{3} \right) \right] \quad (5.28)$$

$$k_1 = \frac{S_1 + S_2}{k_3 \sigma_{cm} \varepsilon_{cm}} \quad (5.29)$$

$$k_2 = 1 - \left[\frac{S_3 + S_4}{\varepsilon_{cm} (S_1 + S_2)} \right] \quad (5.30)$$

$$\varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{co} \text{ ise,}$$

$$S_2 = 0 \text{ ve } S_4 = 0, \varepsilon_c = \varepsilon_{cm}, \sigma_{cm} = f_{ck} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right]$$

$$\varepsilon_{cm} > \varepsilon_{co} \text{ ise, } \varepsilon_c = \varepsilon_{co}, \sigma_{cm} = f_{ck} \text{ olur.}$$

5.2.2 Sargılı Beton Basınç Gerilme Dağılımı Parametrelerinin Tayini

Bölüm 5.1.1'de verilen σ - ε modeli ile (5.12) ve (5.13) bağıntıları kullanılarak taşıyıcı elemanlarda, herhangi bir yük aşaması için beton basınç gerilme dağılımı parametreleri hesaplanır. ε_{cm} birim deformasyonunun bulunduğu aralıktaki (5.12) ve (5.13) gerilme fonksiyonları, (5.23) ve (5.24) integral ifadelerde yerine yazılıp, integral dışına çıkarılırsa (5.31), (5.32), (5.33) ve (5.34) bağıntıları elde edilir. k_{1c} ve k_{2c} parametreleri (5.35) ve (5.36) bağıntıları ile hesaplanır.

$$S_{1c} = K f_{ck} \left[\frac{\varepsilon_{cc}^2}{\varepsilon_{coc}} - \frac{\varepsilon_{cc}^3}{3\varepsilon_{coc}^2} \right] \quad (5.31)$$

$$S_{2c} = f_{ck} \left[(K + \psi_c \varepsilon_{coc}) (\varepsilon_{ccu} - \varepsilon_{coc}) - \psi_c \left(\frac{\varepsilon_{ccu}^2 - \varepsilon_{coc}^2}{2} \right) \right] \quad (5.32)$$

$$S_{3c} = K f_{ck} \left[\frac{2\varepsilon_{cc}^3}{3\varepsilon_{coc}} - \frac{\varepsilon_{cc}^4}{4\varepsilon_{coc}^2} \right] \quad (5.33)$$

$$S_{4c} = f_{ck} \left[(1 + \psi_c \varepsilon_{coc}) \left(\frac{\varepsilon_{ccu}^2 - \varepsilon_{coc}^2}{2} \right) - \psi_c \left(\frac{\varepsilon_{ccu}^3 - \varepsilon_{coc}^3}{3} \right) \right] \quad (5.34)$$

$$k_{1c} = \frac{S_{1c} + S_{2c}}{K\sigma_{cmc}\varepsilon_{cmc}} \quad (5.35)$$

$$k_{2c} = 1 - \left[\frac{S_{3c} + S_{4c}}{\varepsilon_{cmc}(S_{1c} + S_{2c})} \right] \quad (5.36)$$

$$\varepsilon_{cmc} \leq \varepsilon_{coc} \text{ ise,}$$

$$S_{2c} = 0 \text{ ve } S_{4c} = 0, \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cmc}, \sigma_{cmc} = f_{ck} \left[\frac{2\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{coc}} - \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{coc}} \right)^2 \right]$$

$$\varepsilon_{cmc} > \varepsilon_{coc} \text{ ise,}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{coc}, \sigma_{cmc} = f_{ck} \text{ olur.}$$

$$d = h - d'$$

$$d_c = d - b_0$$

$$d'_c = \phi_e + 0.5\phi_b$$

$$A_{sh} = \frac{\pi\phi_e^2}{4}$$

b_w Kesit genişliği.

b_0 Örtü beton kalınlığı.

b_h Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları dışından genişliği.

b'_h Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden genişliği.

A_{sh} Enine donatı enkesit alanı.

h Kesit yüksekliği.

d Faydalı yükseklik

d' Paspayı.

d_h Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları dışından yüksekliği.

d'_h Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden yüksekliği.

d_c Çekme donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan yükseklik.

d'_c Basınç donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan yükseklik.

ϕ_e Enine donatı çapı.

ϕ_b Boyuna donatı çapı.

$\varepsilon_s > \varepsilon_y$ için uygunluk denklemleri,

Tarafsız eksen derinliği katsayısı ve basınç donatısındaki birim deformasyon (5.37) ve (5.38) bağıntılarıyla bulunur.

$$k_{xuc} = \frac{x_{uc}}{d_c} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s} \quad (5.37)$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{ccu} - (\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s) \frac{d_c'}{d_c} \quad (5.38)$$

Basınç deformasyonunun büyüklüğüne göre basınç donatısındaki gerilme, aşağıda verilen bağıntılardan uygun olanı ile hesaplanır.

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon'_s \leq \varepsilon_{sh} \text{ ise } \sigma'_s = f_{yk} \quad (5.39)$$

$$\varepsilon_{sh} < \varepsilon'_s \leq \varepsilon_{su} \text{ ise } \sigma'_s = f_{yk} + (\varepsilon'_s - \varepsilon_{sh})E_p \quad (5.40)$$

$$\varepsilon'_s > \varepsilon_{su} \text{ ise } \varepsilon'_s = \varepsilon_{su} \text{ ve } \sigma'_s = f_{yk} + (\varepsilon'_s - \varepsilon_{sh})E_p \quad (5.41)$$

$$-\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon'_s \leq -\varepsilon_y \text{ ise } \sigma'_s = -f_{yk} \quad (5.41)$$

$$-\varepsilon_{su} \leq \varepsilon'_s \leq -\varepsilon_{sh} \text{ ise } \sigma'_s = -[f_{yk} + (\varepsilon'_s - \varepsilon_{sh})E_p] \quad (5.42)$$

$$\varepsilon'_s < -\varepsilon_{su} \text{ ise } \varepsilon'_s = -\varepsilon_{su} \text{ ve } \sigma'_s = -[f_{yk} + (\varepsilon'_s - \varepsilon_{sh})E_p] \quad (5.43)$$

$$-\varepsilon_y \leq \varepsilon'_s \leq \varepsilon_y \text{ ise } \sigma'_s = \varepsilon'_s E_s \quad (5.44)$$

Çekme donatısındaki birim deformasyonunun büyüklüğüne göre çekme donatısındaki gerilme, aşağıdaki bağıntılardan uygun olanı ile bulunur.

$\varepsilon_s < \varepsilon_y$ ise kesitte basınç kırılması olacaktır. Dolayısıyla her koşulda $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$ koşulu sağlanmalıdır.

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \text{ ise } \sigma_s = f_{yk} \quad (5.45)$$

$$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \text{ ise } \sigma_s = f_{yk} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})E_p \quad (5.46)$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{su} \text{ ise } \varepsilon_s = \varepsilon_{su} \text{ ve } \sigma_s = f_{yk} + (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})E_p \quad (5.47)$$

Kuvvet denge denklemi,

$$k_h = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (5.48)$$

$$\alpha_c = \left[k_{1c} K \frac{b_h}{b_o} + k_1 k_3 k_h \left(1 - \frac{b_h}{b_o} \right) \right] \frac{d_c}{d} \quad (5.49)$$

$$\alpha_c \times f_{ck} \times k_{xuc} = \rho \left[\sigma_s - \frac{\rho'}{\rho} \sigma'_s \right] \quad (5.50)$$

$$w = \rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}}, \quad \frac{w'}{w} = \frac{\rho'}{\rho} \quad (5.51)$$

w Mekanik donatı yüzdesi.

$$\beta_c = \left\{ k_{1c} \times k_{2c} \times K \frac{b_h}{b_o} + \left(1 - \frac{b_h}{b_o} \right) k_1 \times k_3 \times k_h (1 - k_h + k_2 \times k_h) \right\} \frac{d_c}{d} \quad (5.52)$$

Son limit moment,

$$M_{uc} = b_o \times d^2 \times f_{ck} \times w \frac{d_c}{d} \frac{\sigma_s}{f_{yk}} \left[1 - \frac{\beta_c}{\alpha_c^2} w \frac{\sigma_s}{f_{yk}} \left(1 - \frac{w' \sigma_s'}{w \sigma_s} \right)^2 - \frac{w' \sigma_s'}{w \sigma_s} \frac{d_c'}{d_c} \right] \quad (5.53)$$

5.3.2 Sargılı-Pekleşmesiz Son Limite Göre Çözümleme

Çalışmanın bu bölümünde donatıdaki pekleşmenin ihmal edildiği, betondaki sargı etkisinin dikkate alındığı ve malzeme katsayılarının $\gamma_{mc} = 1.5$, $\gamma_{ms} = 1.15$ olması durumunda basınç donatılı dikdörtgen kesitlerin çözümü anlatılmıştır. Çekme donatısı pekleşme safhasında bulunan sargılı bir kesitin son limit eğilme momenti M_u aşağıdaki bağıntılar yardımıyla bulunur.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{mc}}, \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}}$$

$$b_h = b_o - 2b_0$$

$$b'_h = b_h - \phi_e$$

$$d_h = h - 2b_0$$

$$d'_h = d_h - \phi_e$$

$$d' = b_0 + \phi_e + 0.5\phi_b$$

$$d = h - d'$$

$$d_c = d - b_0$$

$$d'_c = \phi_e + 0.5\phi_b$$

$$A_{sh} = \frac{\pi \phi_e^2}{4}$$

b_o Kesit genişliği.

b_0 Örtü beton kalınlığı.

- b_h Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları dışından genişliği.
 b'_h Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden genişliği.
 A_{sh} Enine donatı enkesit alanı.
 h Kesit yüksekliği.
 d Faydalı yükseklik
 d' Paspayı.
 d_h Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları dışından yüksekliği.
 d'_h Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden yüksekliği.
 d_c Çekme donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan yükseklik.
 d'_c Basınç donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan yükseklik.
 ϕ_c Enine donatı çapı.
 ϕ_b Boyuna donatı çapı.

$\epsilon_s > \epsilon_y$ için uygunluk denklemleri,

Tarafsız eksen derinliği katsayısı ve basınç donatısındaki birim deformasyon (5.37) ve (5.38) bağıntılarıyla bulunur.

Basınç deformasyonunun büyüklüğüne göre basınç donatısındaki gerilme, aşağıda verilen bağıntılardan uygun olanı ile hesaplanır.

$$\epsilon_{yd} \leq \epsilon'_s \leq \epsilon_{sud} \text{ ise } \sigma'_s = f_{yd} \quad (5.54)$$

$$\epsilon'_s > \epsilon_{sud} \text{ ise } \epsilon'_s = \epsilon_{sud} \text{ ve } \sigma'_s = f_{yd} \quad (5.55)$$

$$-\epsilon_{sud} \leq \epsilon'_s \leq -\epsilon_{yd} \text{ ise } \sigma'_s = -f_{yd} \quad (5.56)$$

$$\epsilon'_s < -\epsilon_{sud} \text{ ise } \epsilon'_s = -\epsilon_{sud} \text{ ve } \sigma'_s = -f_{yd} \quad (5.57)$$

$$-\epsilon_{yd} \leq \epsilon'_s \leq \epsilon_{yd} \text{ ise } \sigma'_s = \epsilon'_s E_s \quad (5.58)$$

Çekme donatısındaki birim deformasyonunun büyüklüğüne göre çekme donatısındaki gerilme, aşağıdaki bağıntılardan uygun olanı ile bulunur.

$\epsilon_s < \epsilon_{yd}$ ise kesitte basınç kırılması olacaktır. Dolayısıyla her koşulda $\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$ koşulu sağlanmalıdır.

$$\varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sud} \text{ ise } \sigma_s = f_{yd} \quad (5.59)$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{sud} \text{ ise } \varepsilon_s = \varepsilon_{sud} \text{ ve } \sigma_s = f_{yd} \quad (5.60)$$

Kuvvet denge denklemi,

$$k_h = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (5.61)$$

$$\alpha_c = \left[k_{1c} K \frac{b_h}{b_\omega} + k_1 k_3 k_h \left(1 - \frac{b_h}{b_\omega} \right) \right] \frac{d_c}{d} \quad (5.62)$$

$$\alpha_c \times f_{cd} \times k_{xuc} = \rho \left[\sigma_s - \frac{\rho'}{\rho} \sigma_s' \right] \quad (5.63)$$

$$w = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}, \quad \frac{w'}{w} = \frac{\rho'}{\rho} \quad (5.64)$$

w Mekanik donatı yüzdesi.

$$\beta_c = \left\{ k_{1c} \times k_{2c} \times K \frac{b_h}{b_\omega} + \left(1 - \frac{b_h}{b_\omega} \right) k_1 \times k_3 \times k_h (1 - k_h + k_2 \times k_h) \right\} \frac{d_c}{d} \quad (5.65)$$

Son limit moment,

$$M_u = b_\omega \times d^2 \times f_{cd} \times w \frac{d_c}{d} \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \left[1 - \frac{\beta_c}{\alpha_c^2} w \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \left(1 - \frac{w'}{w} \frac{\sigma_s'}{\sigma_s} \right)^2 - \frac{w'}{w} \frac{\sigma_s'}{\sigma_s} \frac{d_c}{d} \right] \quad (5.66)$$

5.4 Parametrik Çalışmada Yapılan Kabuller ve Değişkenler

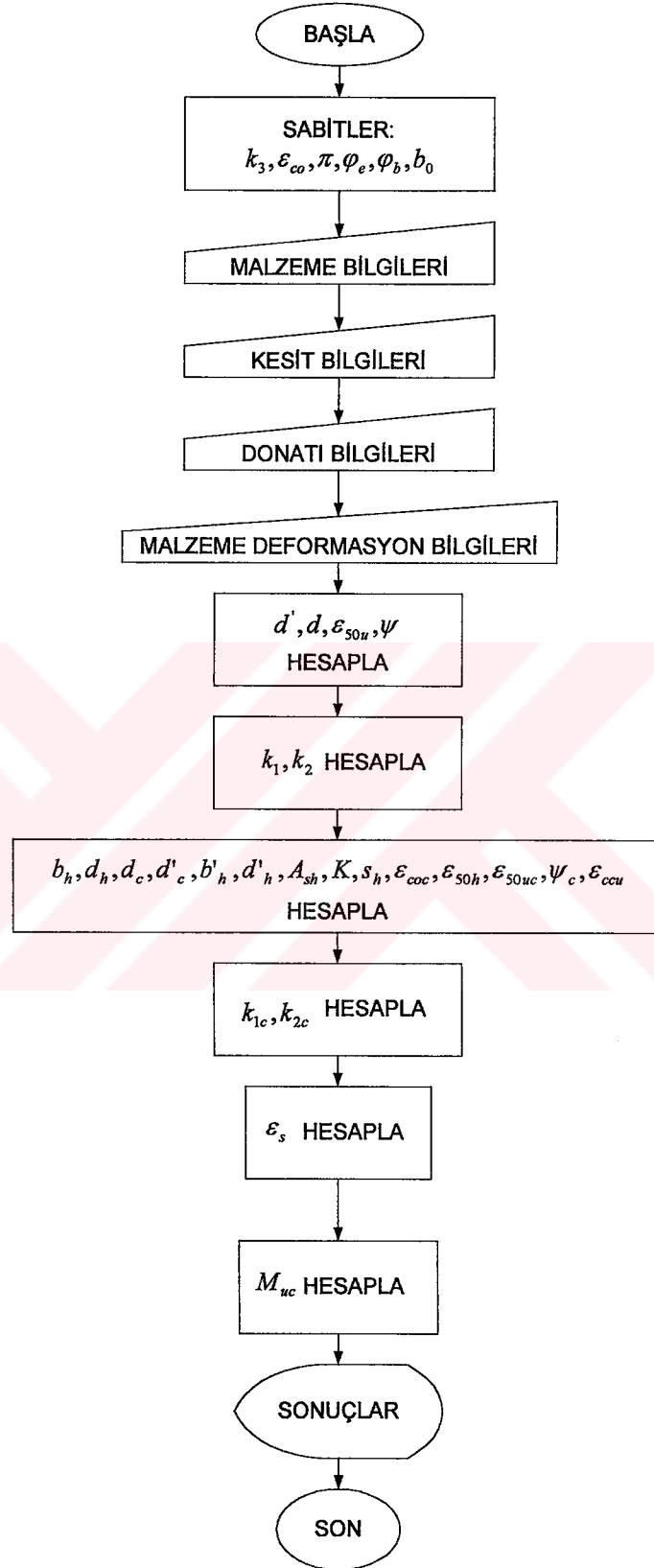
5.4.1 Kabuller

- Sargılı-pekleşmesiz hesap yapılması durumunda malzeme katsayıları $\gamma_{mc} = 1.5$, $\gamma_{ms} = 1.15$ kabul edilmiştir. Betondaki sargı etkisi dikkate alınmış, donatıdaki pekleşme etkisi dikkate alınmamıştır.
- Sargılı-pekleşmeli hesap yapılması durumunda malzeme katsayıları $\gamma_{mc} = 1.0$, $\gamma_{ms} = 1.0$ kabul edilmiştir. Betondaki sargı etkisi ve donatıdaki pekleşme etkisi dikkate alınmıştır.
- $\epsilon_s < \epsilon_y$ ve $\epsilon_s < \epsilon_{yd}$ için hesap yapılmamıştır (Basınç kırılması).
- Sargısız betonda etkili maksimum birim kısalma, $\epsilon_{cu} = 0.003$ alınmıştır.
- Sargısız betonda maksimum gerilmedeki birim kısalma, $\epsilon_{co} = 0.002$ alınmıştır.
- Deney elemanında ulaşılan maksimum gerilme ile beton silindir mukavemeti arasındaki oran, $k_3 = 0.85$ alınmıştır.
- Sargılı betonda maksimum gerilmedeki birim kısalma, $\epsilon_{coc} = 0.002K$ alınmıştır.
- Enine donatı hacimsel yüzdesi, $\rho_h = 0.007$ alınmıştır.

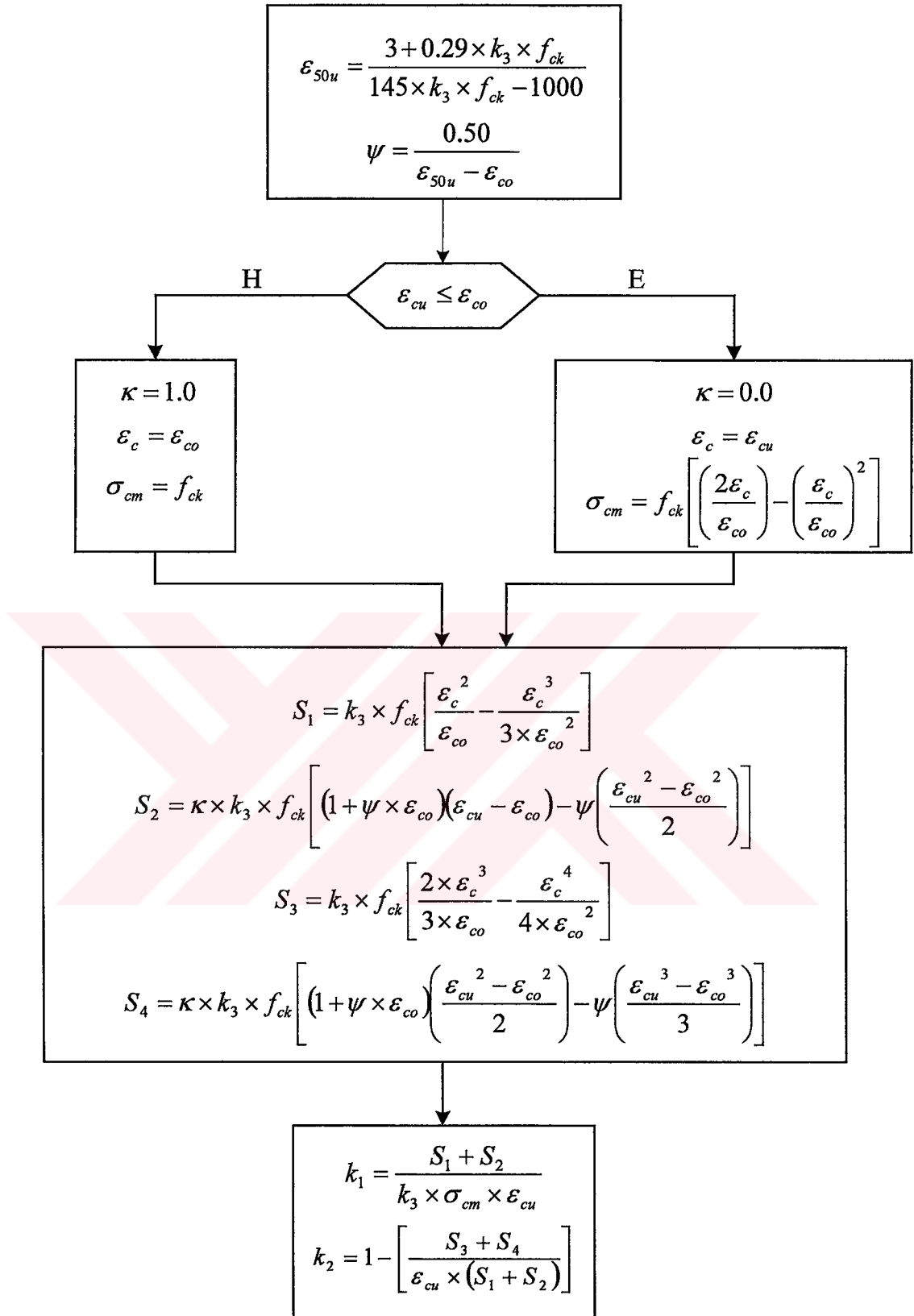
5.4.2 Değişkenler

- C16'dan C30 kalitesine kadar olan beton sınıfları için hesap yapılmış, beton kalitesi etkisinin az olduğu görülmüştür. C16 ve C30 beton sınıfları için abaklar hazırlanmıştır.
- Hesaplamalar doğal sertlikteki S220a ve S420a donatı çelikleri için yapılmıştır.
- 250/400 mm., 250/500 mm., 300/600 mm. ve 300/800 mm. boyutundaki kesitler için hesap yapılmış, kesit boyutlarındaki değişimin etkisinin az olduğu görülmüştür. 250/500 mm. ve 300/800 mm. boyutundaki kesitler için abaklar hazırlanmıştır.
- Çekme donatısı yüzdesi (ρ), 0.02, 0.01, 0.005 olması halinde yapılan hesaplar abaklar ile değerlendirilmiştir.
- Basınç donatısının çekme donatısına oranı (ρ'/ρ), 0.30 ile 1.00 arasında olması halinde 0.10 artım için hesap yapılmıştır.

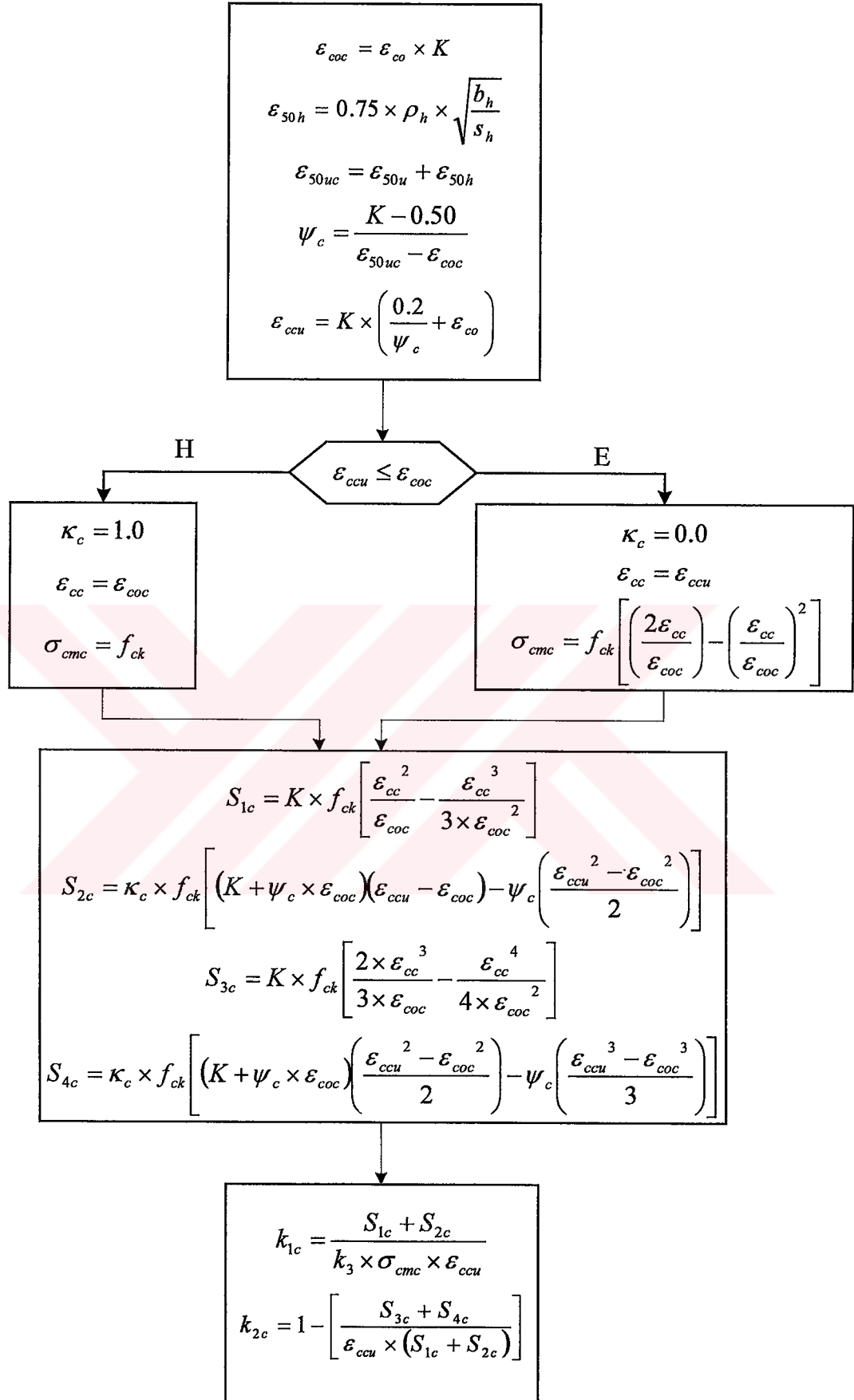
5.5 Sargılı-Pekleşmeli Kesitte Son Limit Eğilme Momentini Belirleyen Bilgisayar Programı Akış Diyagramları



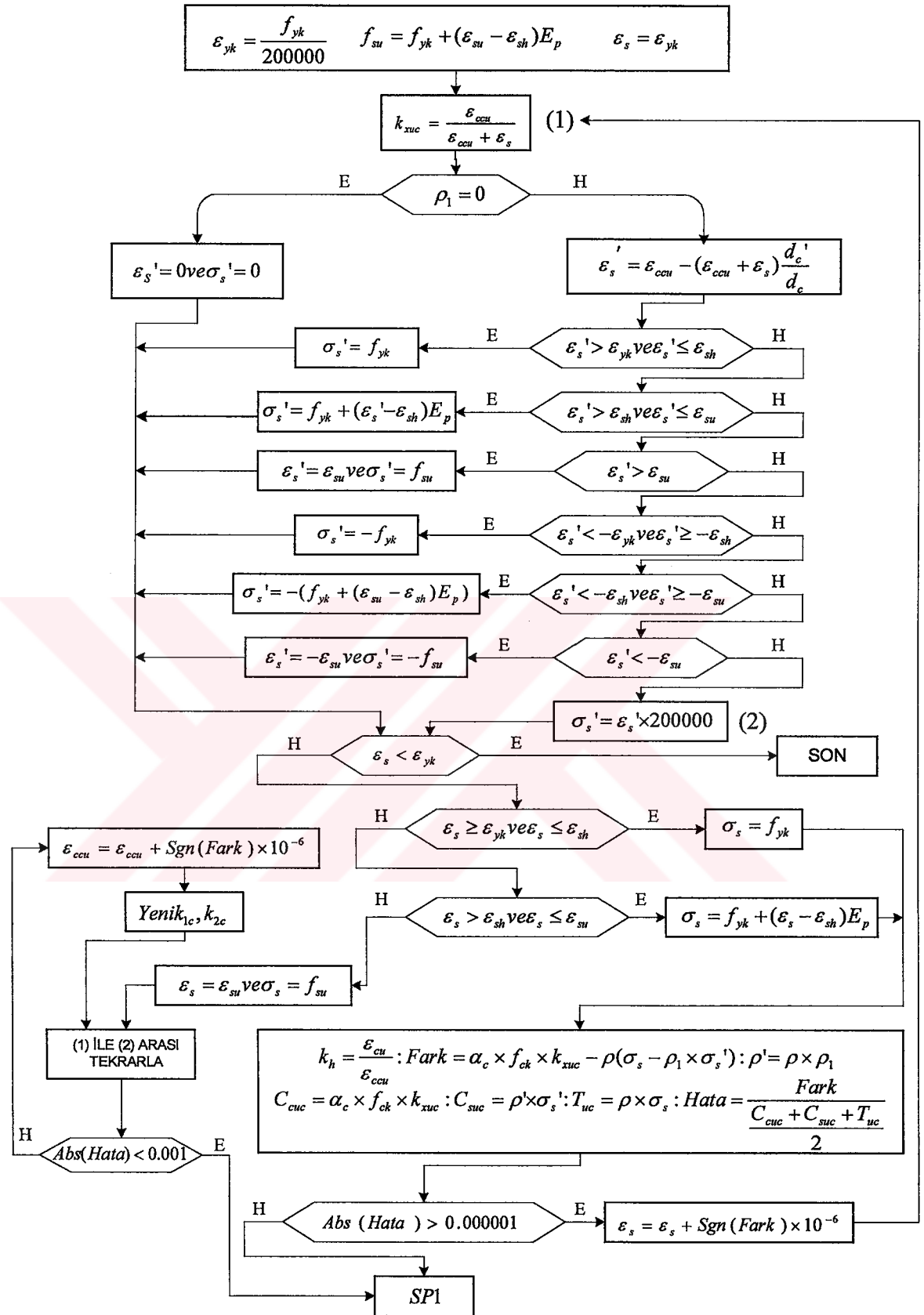
Şekil 5.4 Sargılı-Pekleşmeli kesitte çözüm için genel akış diyagramı

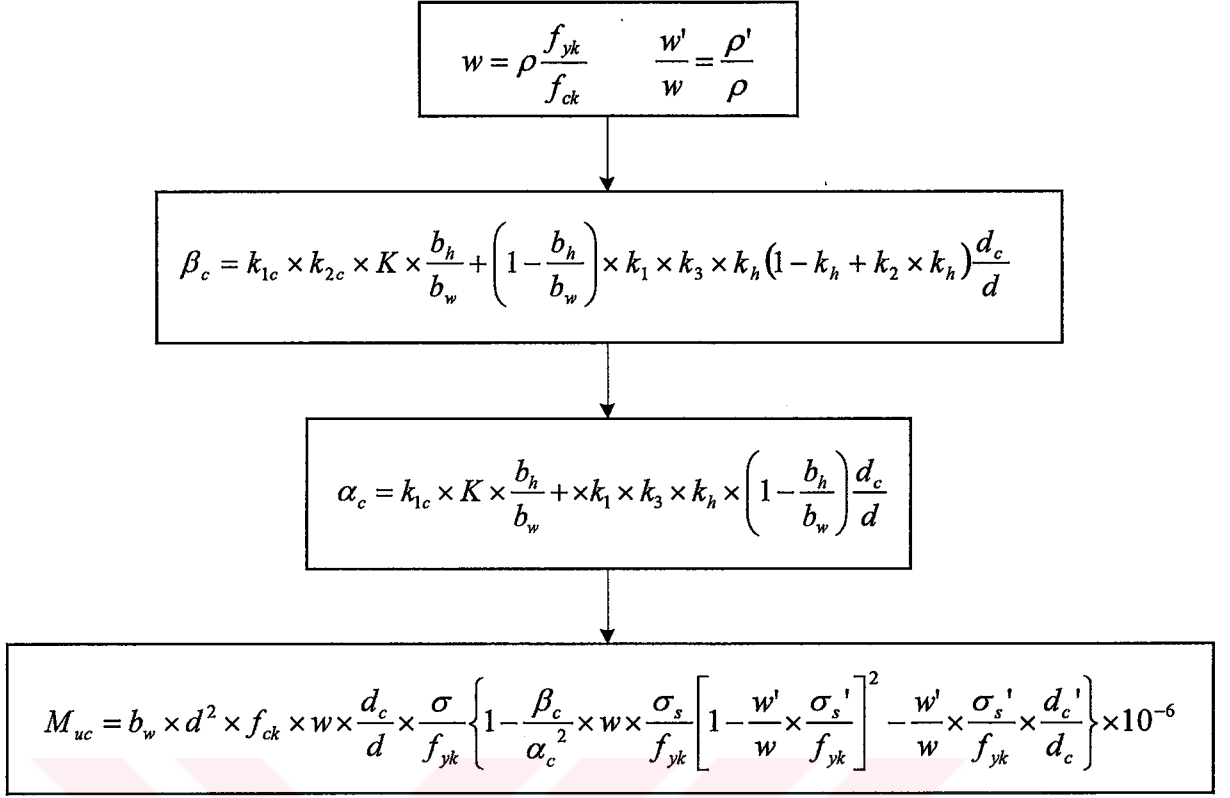


Şekil 5.5 Sargılı-Pekleşmeli durumda k_1 ve k_2 parametrelerinin hesabı için akış diyagramı



Şekil 5.6 Sargılı-Pekleşmeli durumda k_{1c} ve k_{2c} parametrelerinin hesabı için akış diyagramı





Şekil 5.8 SP1: Sargılı-Pekleşmeli durumda son limit momentin hesabı

5.6 Sargılı-Pekleşmeli Kiriş Kesit Çözümüne Ait Bir Örnek

Veriler,

Beton malzeme: C16 ($f_{ck} = 16 \text{ MPa}$)

Çelik malzeme: S220a ($f_{yk} = 220 \text{ MPa}$)

Betonarme kesit: 250 mm / 500 mm

$$\frac{d'}{d} = 0.09, \rho = 0.02, \frac{\rho'}{\rho} = 0.50, \gamma_{mc} = 1.00, \gamma_{ms} = 1.00,$$

$$\rho_h = 0.007, \varepsilon_{cu} = 0.003, k_3 = 0.85, \varepsilon_{co} = 0.002$$

S220a çeliği için, $\varepsilon_{sh} = 0.02, \varepsilon_{su} = 0.10, E_p = 750 \text{ MPa}$.

$$b_0 = 23 \text{ mm.}, \phi_e = 8 \text{ mm.}, \phi_b = 20 \text{ mm.}$$

İstenenler,

Sargılı-pekleşmeli kiriş kesitinin son limit moment değerinin hesaplanması.

Çözüm,

Malzeme katsayılarının $\gamma_{mc} = 1.00, \gamma_{ms} = 1.00$ olması hali için hesap yapılacaktır.

Dolayısıyla, $f_{ck} = 16 \text{ MPa}, f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ olarak kullanılmıştır.

$$b_h = b_w - 2 \times b_0 = 250 - 2 \times 23 = 204 \text{ mm.}$$

$$b'_h = b_h - \phi_e = 204 - 8 = 196 \text{ mm.}$$

$$d_h = h - 2 \times b_0 = 500 - 2 \times 23 = 454 \text{ mm.}$$

$$d'_h = d_h - \phi_e = 454 - 8 = 446 \text{ mm.}$$

$$d' = b_0 + \phi_e + 0.5 \times \phi_b = 23 + 8 + 0.5 \times 20 = 41 \text{ mm.}$$

$$d = h - d' = 500 - 41 = 459 \text{ mm.}$$

$$d_c = d - b_0 = 459 - 23 = 436 \text{ mm.}$$

$$d'_c = \phi_e + 0.5 \times \phi_h = 8 + 0.5 \times 20 = 18 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 \times k_3 \times f_{ck}}{145 \times k_3 \times f_{ck} - 1000}, \varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 \times 0.85 \times 16}{145 \times 0.85 \times 16 - 1000} = 0.0071$$

$$\psi = \frac{0.50}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}}, \psi = \frac{0.50}{0.00714 - 0.002} = 97.276$$

$$K = 1 + \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}}, K = 1 + 0.007 \frac{220}{16} = 1.096$$

$$A_{sh} = \pi \frac{\phi_e^2}{4}, A_{sh} = \pi \frac{8^2}{4} = 50.265 \text{ mm}^2$$

$$s_h = \frac{2 \times A_{sh} (b'_h + d'_h)}{\rho_h \times b_h \times d_h}, s_h = \frac{2 \times 50.265 (196 + 446)}{0.007 \times 204 \times 454} = 99.55$$

$$\varepsilon_{coc} = \varepsilon_{co} \times K, \varepsilon_{coc} = 0.002 \times 1.096 = 0.002192$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75 \times \rho_h \sqrt{\frac{b_h}{s_h}}, \varepsilon_{50h} = 0.75 \times 0.007 \sqrt{\frac{204}{99.55}} = 0.00752$$

$$\psi_c = \frac{K - 0.50}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{coc}}, \psi_c = \frac{1.096 - 0.50}{0.00714 + 0.00752 - 0.002192} = 47.802$$

$$\varepsilon_{ccu} = K \left(\frac{0.20}{\psi_c} + \varepsilon_{co} \right), \varepsilon_{ccu} = 1.096 \left(\frac{0.20}{47.802} + 0.002 \right) = 0.00678$$

C16 malzeme, $\varepsilon_{ccu} = 0.00678$, $k_{1c} = 0.825$, $k_{2c} = 0.468$, olması halinde

$$k_{xuc} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s}, k_{xuc} = \frac{0.00678}{0.00678 + \varepsilon_s}, f_{yhk} = 205 + 750 \times \varepsilon_s$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{ccu} - (\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s) \frac{d'_c}{d_c}$$

$$k_h = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ccu}}, k_h = \frac{0.003}{0.00678} = 0.443$$

$$\alpha_c = \left\{ k_{1c} \times K \frac{b_h}{b_w} + k_1 \times k_3 \times k_h \left(1 - \frac{b_h}{b_w} \right) \right\} \frac{d_c}{d},$$

$$\alpha_c = \left\{ 0.825 \times 1.096 \frac{204}{250} + 0.762 \times 0.85 \times 0.443 \left(1 - \frac{204}{250} \right) \right\} \frac{436}{459} = 0.751$$

$$\beta_c = \left\{ k_{1c} \times k_{2c} \times K \frac{b_h}{b_w} + \left(1 - \frac{b_h}{b_w} \right) k_1 \times k_3 \times k_h (1 - k_h + k_2 \times k_h) \right\} \frac{d_c}{d}$$

$$\beta_c = \left\{ 0.825 \times 0.468 \times 1.096 \frac{204}{250} + \left(1 - \frac{204}{250} \right) 0.762 \times 0.85 \times 0.443 (1 - 0.443 + 0.411 \times 0.443) \right\} \frac{436}{459}$$

$$\beta_c = 0.365$$

ε_s birim deformasyonunun hesaplanması,

$$\alpha_c \times f_{ck} \times k_{xuc} = \rho \left[\sigma_s - \frac{\rho'}{\rho} \sigma_s' \right], \quad k_{xuc} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s}$$

$$\alpha_c \times f_{ck} \times \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s} = \rho \left[\sigma_s - \frac{\rho'}{\rho} \sigma_s' \right], \quad \text{çekme donatısının pekleştiği } (\sigma_s = f_{yhk}), \text{ ve basınç}$$

donatısının aktığı ($\sigma_s' = f_{yk}$), varsayımından hareketle,

$$0.751 \times 16 \times \frac{0.00678}{0.00678 + \varepsilon_s} = 0.02 [205 + 750 \varepsilon_s - 0.50 \times 220]$$

$\varepsilon_s = 0.028$ olarak bulunur.

S220a için, $\varepsilon_{sh} = 0.02$ olarak kabul edildiğinden çekme donatısı pekleşme aşamasındadır.

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{ccu} - (\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s) \frac{d_c'}{d_c}$$

$$\varepsilon_s' = 0.00678 - (0.00678 + 0.028) \frac{18}{436} = 0.005 \text{ olarak bulunur.}$$

S220a için, $\varepsilon_{yk} = 0.0011$ olarak kabul edildiğinden basınç donatısı akmıştır.

Çekme donatısındaki gerilme,

$$\sigma_s = 220 + (0.028 - 0.02)750 = 226 \text{ MPa} \text{ olarak bulunur.}$$

$$w = \rho \frac{f_{yk}}{f_{ck}}, w = 0.02 \frac{220}{16} = 0.275$$

$$\frac{\beta_c}{\alpha_c^2} = \frac{0.365}{0.751^2} = 0.647$$

$$\frac{\sigma_s}{f_{yk}} = \frac{226}{220} = 1.027$$

$$\frac{\sigma'_s}{\sigma_s} = \frac{220}{226} = 0.973$$

$$\frac{w'}{w} = 0.50, \frac{d'}{d} = 0.09, \frac{d'_c}{d} = \frac{436}{459} = 0.95$$

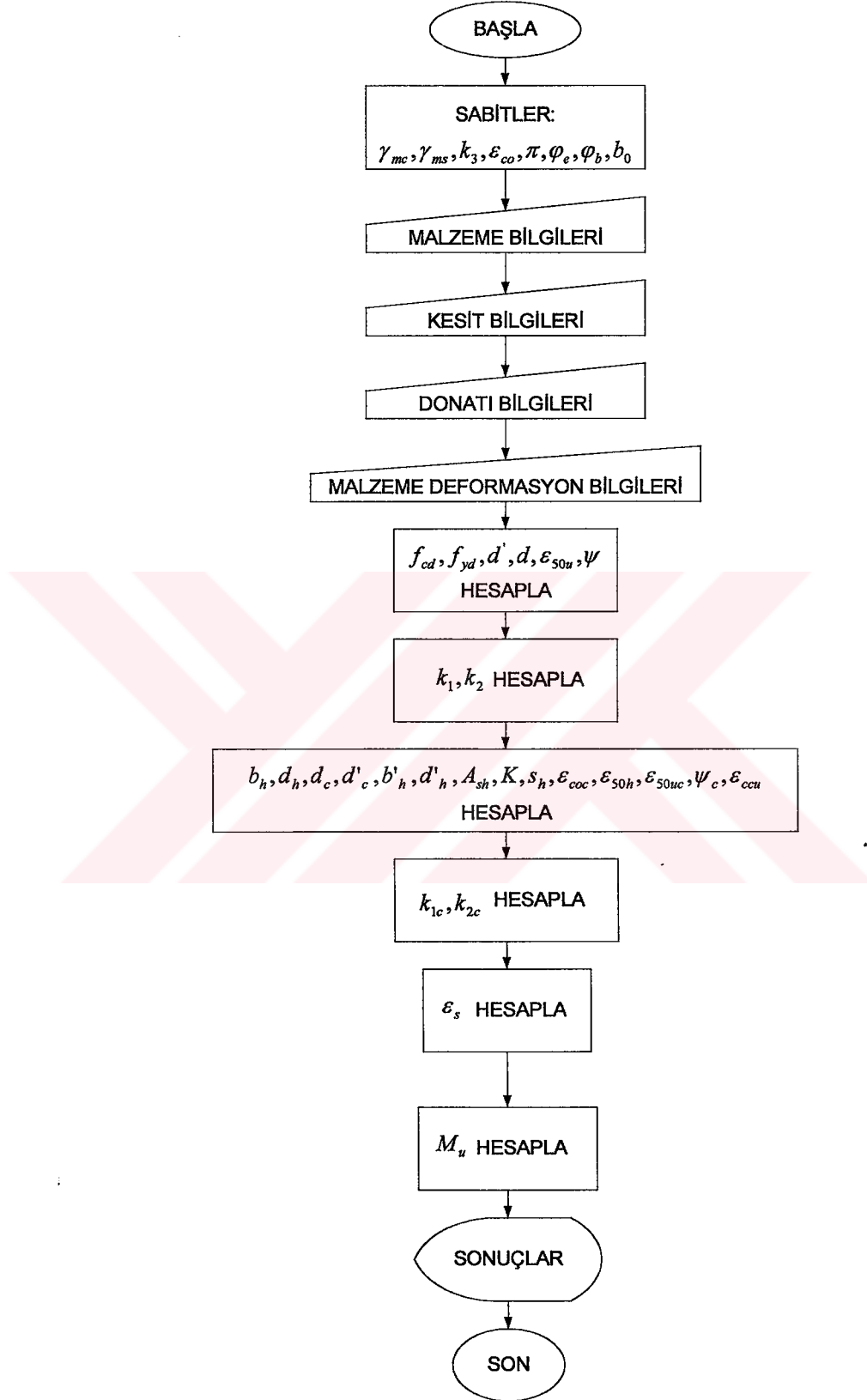
$$M_{uc} = b_w \times d^2 \times f_{ck} \times w \frac{d_c}{d} \frac{\sigma_s}{f_{yk}} \left[1 - \frac{\beta_c}{\alpha_c^2} w \frac{\sigma_s}{f_{yk}} \left(1 - \frac{w'}{w} \frac{\sigma'_s}{\sigma_s} \right)^2 - \frac{w'}{w} \frac{\sigma'_s}{\sigma_s} \frac{d'_c}{d} \right]$$

$$M_{uc} = 250 \times 459^2 \times 16 \times 0.275 \times 0.95 \times 1.027 \dots\dots$$

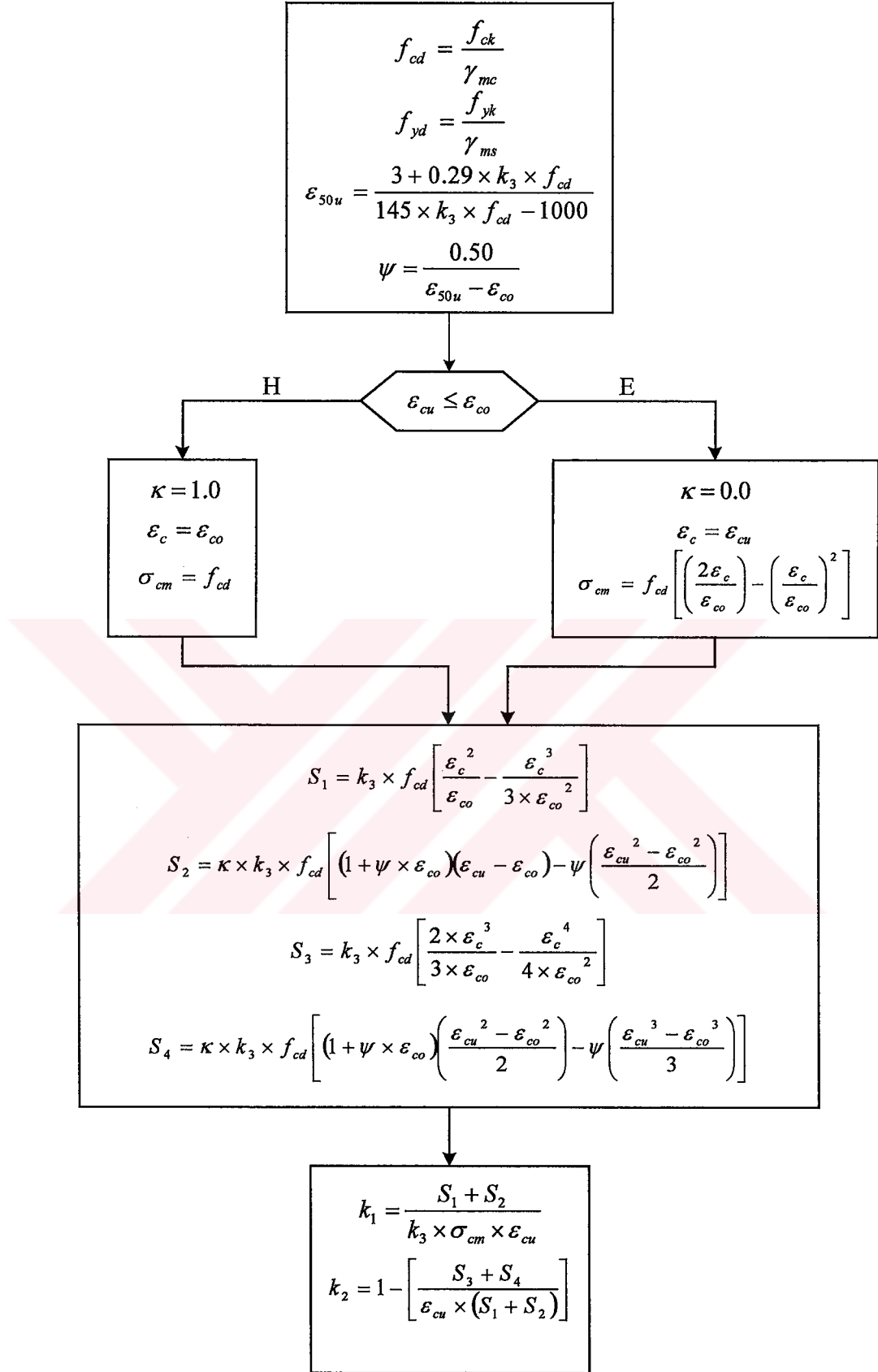
$$\dots\dots \left[1 - 0.647 \times 0.275 \times 1.027 (1 - 0.50 \times 0.973)^2 - 0.50 \times 0.973 \frac{18}{436} \right] 10^{-6}$$

$$M_{uc} = 210.870 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

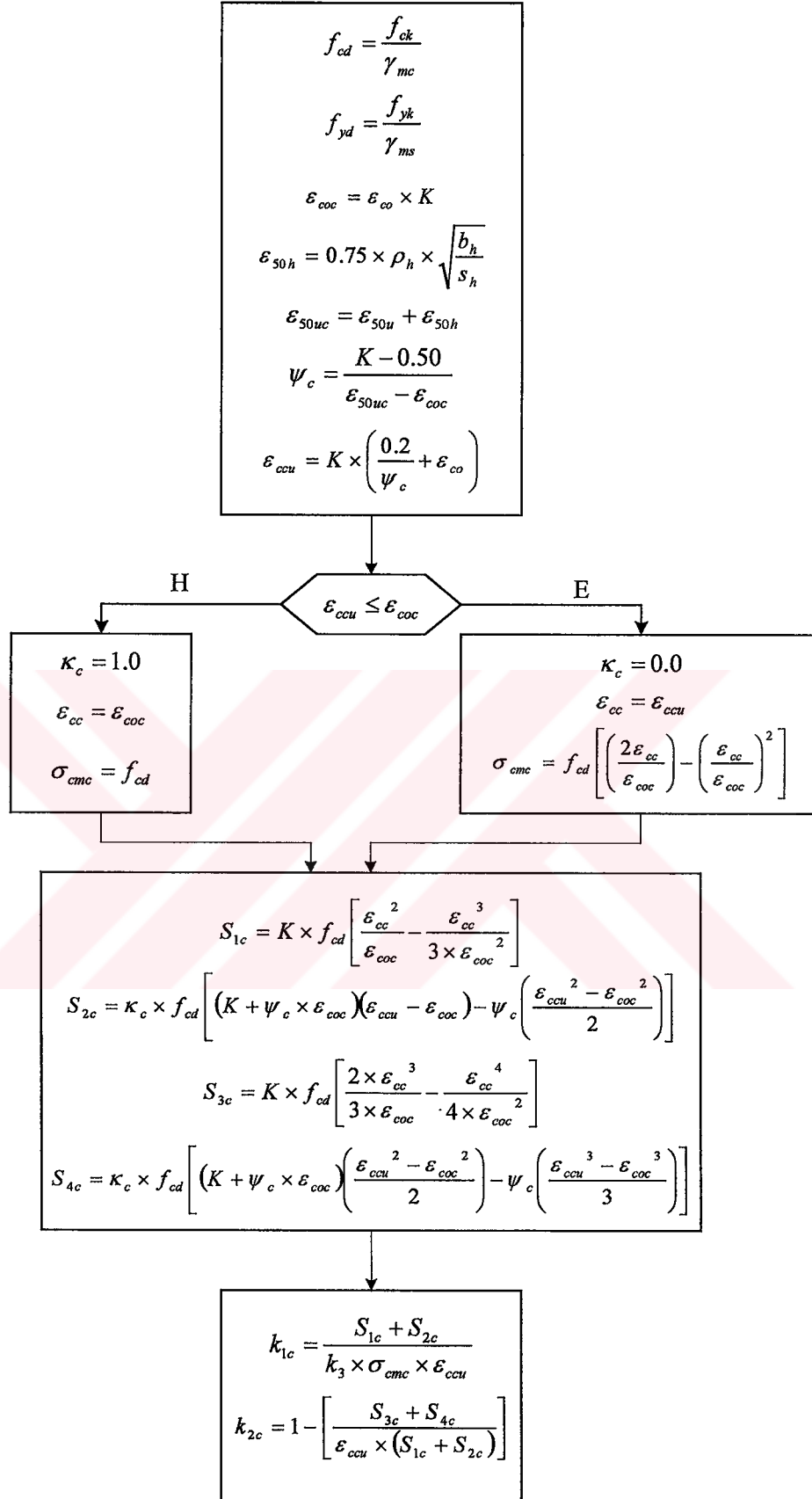
5.7 Sargılı-Pekleşmesiz Kesitte Son Limit Eğilme Momentini Belirleyen Bilgisayar Programı Akış Diyagramları



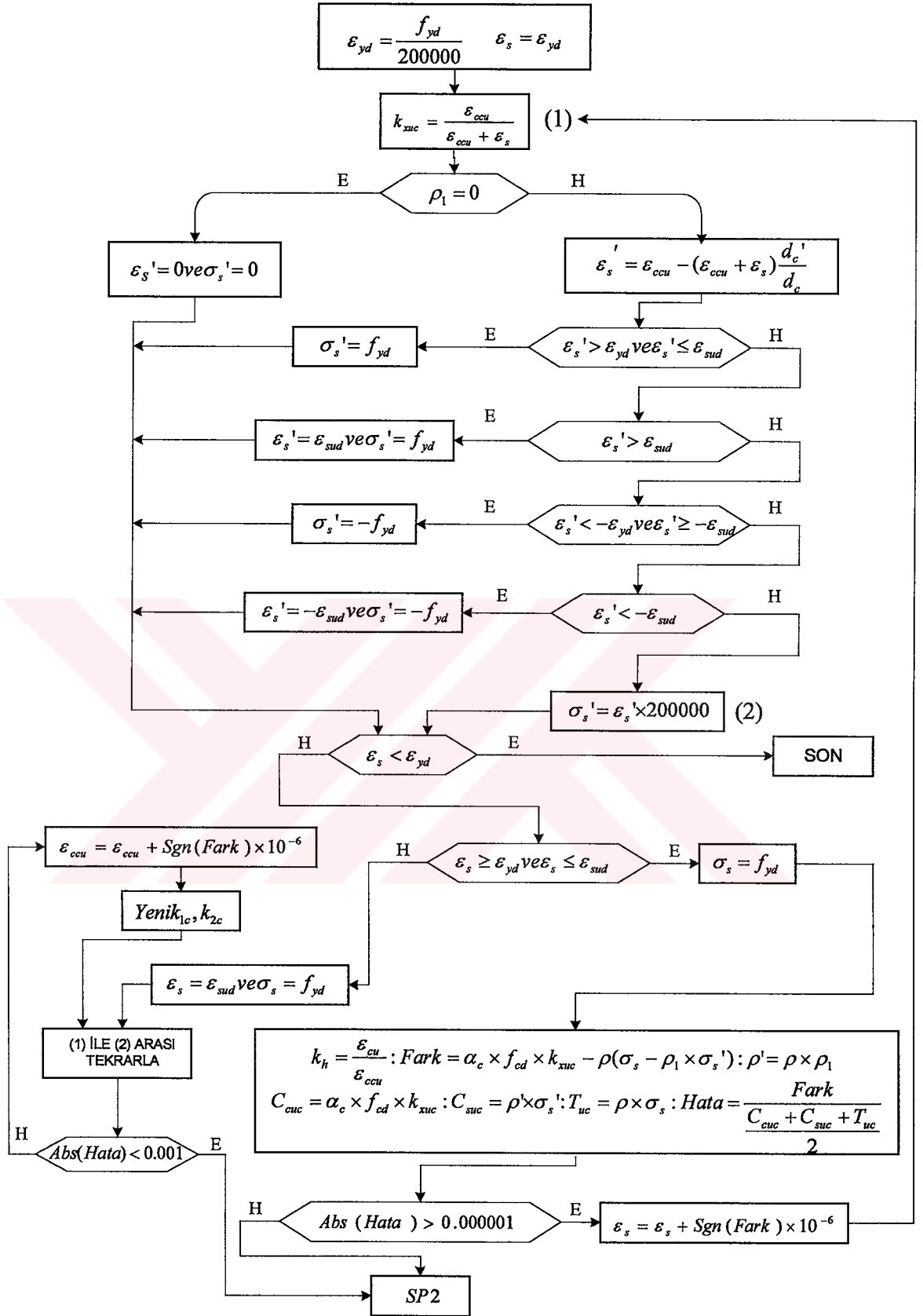
Şekil 5.9 Sargılı-Pekleşmesiz kesitte çözüm için genel akış diyagramı



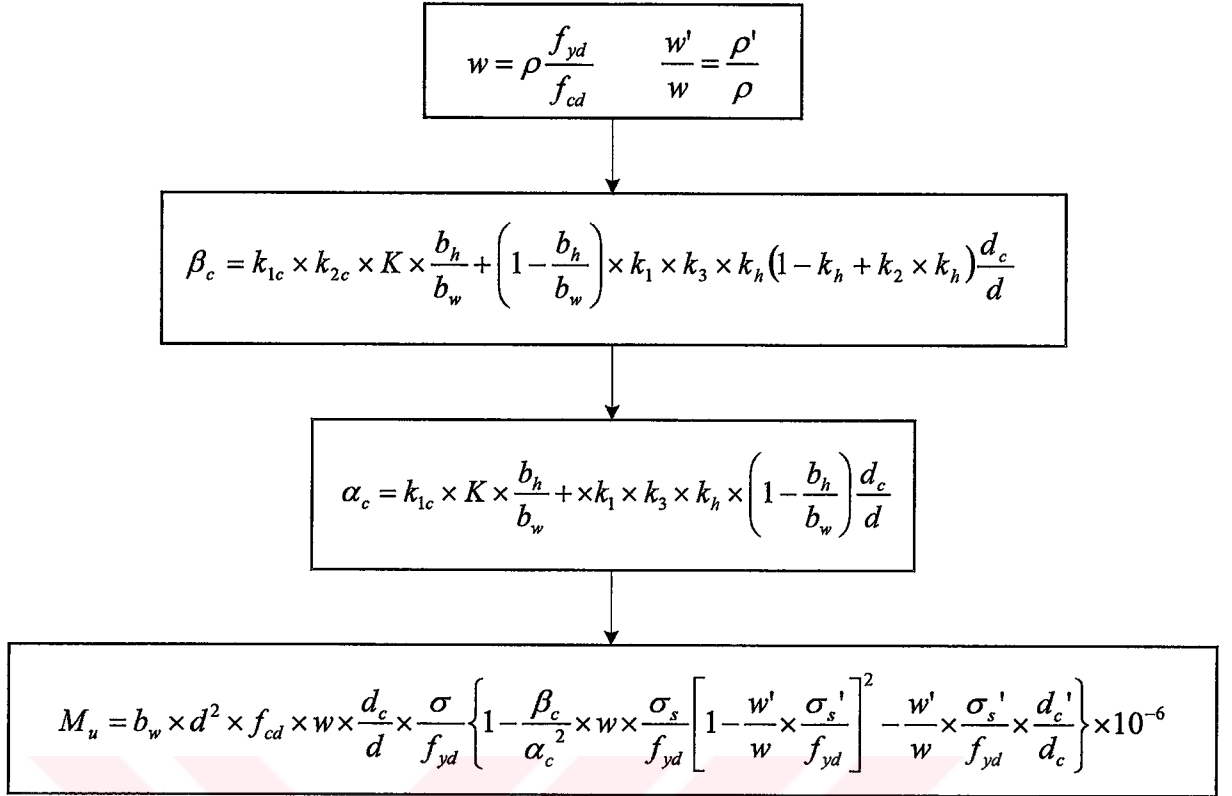
Şekil 5.10 Sargılı-Pekleşmesiz durumda k_1 ve k_2 parametrelerinin hesabı için akış diyagramı



Şekil 5.11 Sargılı-Pekleşmesiz durumda k_{1c} ve k_{2c} parametrelerinin hesabı için akış diyagramı



Şekil 5.12 Sargılı-Pekleşmesiz durumda çekme ve basınç donatısında birim deformasyonun hesabı için akış diyagramı



Şekil 5.13 SP2: Sargılı-Pekleşmesiz durumda son limit momentin hesabı

5.8 Sargılı-Pekleşmesiz Kiriş Kesit Çözümüne Ait Bir Örnek

Veriler,

Beton malzeme: C16 ($f_{ck} = 16 \text{ MPa}$)

Çelik malzeme: S220a ($f_{yk} = 220 \text{ MPa}$)

Betonarme kesit: 250 mm / 500 mm

$$\frac{d'}{d} = 0.09, \rho = 0.02, \frac{\rho'}{\rho} = 0.50, \gamma_{mc} = 1.50, \gamma_{ms} = 1.15,$$

$$\rho_h = 0.007, \varepsilon_{cu} = 0.003, k_3 = 0.85, \varepsilon_{co} = 0.002$$

S220a çeliği için, $\varepsilon_{sh} = 0.02, \varepsilon_{sud} = 0.10, E_p = 750 \text{ MPa}$.

$$b_0 = 23 \text{ mm}, \phi_e = 8 \text{ mm}, \phi_b = 20 \text{ mm}.$$

İstenenler,

Sargılı-pekleşmesiz kiriş kesitinin son limit moment değerinin hesaplanması.

Çözüm,

$$b_h = b_w - 2 \times b_0 = 250 - 2 \times 23 = 204 \text{ mm}.$$

$$b'_h = b_h - \phi_e = 204 - 8 = 196 \text{ mm}.$$

$$d_h = h - 2 \times b_0 = 500 - 2 \times 23 = 454 \text{ mm}.$$

$$d'_h = d_h - \phi_e = 454 - 8 = 446 \text{ mm}.$$

$$d' = b_0 + \phi_e + 0.5 \times \phi_b = 23 + 8 + 0.5 \times 20 = 41 \text{ mm}.$$

$$d = h - d' = 500 - 41 = 459 \text{ mm}.$$

$$d_c = d - b_0 = 459 - 23 = 436 \text{ mm}.$$

$$d'_c = \phi_e + 0.5 \times \phi_b = 8 + 0.5 \times 20 = 18 \text{ mm}.$$

$$f_{cd} = \frac{16}{1.50} = 10.67 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{220}{1.15} = 191.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 \times k_3 \times f_{cd}}{145 \times k_3 \times f_{cd} - 1000}, \varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29 \times 0.85 \times 10.67}{145 \times 0.85 \times 10.67 - 1000} = 0.01789$$

$$\psi = \frac{0.50}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{co}}, \psi = \frac{0.50}{0.01789 - 0.002} = 31.467$$

$$K = 1 + \rho_h \frac{f_{yk}}{f_{ck}}, K = 1 + 0.007 \frac{220}{16} = 1.096$$

$$A_{sh} = \pi \frac{\varphi_e^2}{4}, A_{sh} = \pi \frac{8^2}{4} = 50.265 \text{ mm}^2$$

$$s_h = \frac{2 \times A_{sh} (b_h' + d_h')}{\rho_h \times b_h \times d_h}, s_h = \frac{2 \times 50.265 (196 + 446)}{0.007 \times 204 \times 454} = 99.55$$

$$\varepsilon_{coc} = \varepsilon_{co} \times K, \varepsilon_{coc} = 0.002 \times 1.096 = 0.002192$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75 \times \rho_h \sqrt{\frac{b_h}{s_h}}, \varepsilon_{50h} = 0.75 \times 0.007 \sqrt{\frac{204}{99.55}} = 0.00752$$

$$\psi_c = \frac{K - 0.50}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{coc}}, \psi_c = \frac{1.096 - 0.50}{0.01789 + 0.00752 - 0.00219} = 25.675$$

$$\varepsilon_{ccu} = K \left(\frac{0.20}{\psi_c} + \varepsilon_{co} \right), \varepsilon_{ccu} = 1.096 \left(\frac{0.20}{25.675} + 0.002 \right) = 0.01073$$

C16 malzeme, $\varepsilon_{ccu} = 0.01073$, $k_{1c} = 0.852$, $k_{2c} = 0.486$, olması halinde

$$k_{xuc} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s}, k_{xuc} = \frac{0.01073}{0.01073 + \varepsilon_s}$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{ccu} - (\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s) \frac{d_c'}{d_c}$$

$$k_h = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ccu}}, k_h = \frac{0.003}{0.01073} = 0.27959$$

$$\alpha_c = \left\{ k_{1c} \times K \frac{b_h}{b_o} + k_1 \times k_3 \times k_h \left(1 - \frac{b_h}{b_o} \right) \right\} \frac{d_c}{d},$$

$$\alpha_c = \left\{ 0.852 \times 1.096 \frac{204}{250} + 0.773 \times 0.85 \times 0.27959 \left(1 - \frac{204}{250} \right) \right\} \frac{436}{459} = 0.756$$

$$\beta_c = \left\{ k_{1c} \times k_{2c} \times K \frac{b_h}{b_o} + \left(1 - \frac{b_h}{b_o} \right) k_1 \times k_3 \times k_h (1 - k_h + k_2 \times k_h) \right\} \frac{d_c}{d}$$

$$\beta_c = \left\{ 0.852 \times 0.486 \times 1.096 \frac{204}{250} + \left(1 - \frac{204}{250} \right) 0.773 \times 0.85 \times 0.27959 (1 - 0.27959 + 0.407 \times 0.27959) \right\} \frac{436}{459}$$

$$\beta_c = 0.379$$

ε_s birim deformasyonunun hesaplanması,

$$\alpha_c \times f_{cd} \times k_{xuc} = \rho \left[\sigma_s - \frac{\rho'}{\rho} \sigma_s' \right], k_{xuc} = \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s}$$

$$\alpha_c \times f_{cd} \times \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s} = \rho \left[\sigma_s - \frac{\rho'}{\rho} \sigma_s' \right], \text{ çekme donatısının aktığı } (\sigma_s = f_{yd}), \text{ basınç donatısının}$$

aktığı $(\sigma_s' = f_{yd})$, varsayımından hareketle,

$$0.756 \times 10.67 \times \frac{0.01073}{0.01073 + \varepsilon_s} = 0.02 [191.3 - 0.50 \times 191.3]$$

$\varepsilon_s = 0.0345$ olarak bulunur.

S220a için, $\varepsilon_{yd} = 0.0009565$ olduğundan çekme donatısı akmıştır.

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{ccu} - (\varepsilon_{ccu} + \varepsilon_s) \frac{d_c'}{d_c}$$

$$\varepsilon_s' = 0.01073 - (0.01073 + 0.0345) \frac{18}{436} = 0.00886 \text{ olarak bulunur. Basınç donatısı akmıştır.}$$

$$\omega = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}, \quad \omega = 0.02 \frac{191.3}{10.67} = 0.3585$$

$$\frac{\beta_c}{\alpha_c^2} = \frac{0.379}{0.756^2} = 0.663$$

$$\frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \frac{191.3}{191.3} = 1.0$$

$$\frac{\sigma_s'}{\sigma_s} = \frac{191.3}{191.3} = 1.0$$

$$\frac{\omega'}{\omega} = 0.50, \quad \frac{d'}{d} = 0.09, \quad \frac{d_c}{d} = \frac{436}{459} = 0.95$$

$$M_u = b_w \times d^2 \times f_{cd} \times \omega \frac{d_c}{d} \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \left[1 - \frac{\beta_c}{\alpha_c^2} \omega \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \left(1 - \frac{\omega' \sigma_s'}{\omega \sigma_s} \right)^2 - \frac{\omega' \sigma_s'}{\omega \sigma_s} \frac{d_c'}{d_c} \right]$$

$$M_u = 250 \times 459^2 \times 10.67 \times 0.3585 \times 0.95 \times 1.0 \dots\dots$$

$$\dots\dots \left[1 - 0.663 \times 0.3585 \times 1.0 (1 - 0.50 \times 1.0)^2 - 0.50 \times 1.0 \frac{18}{436} \right] 10^{-6}$$

$$M_u = 176.100 kNm \text{ olarak bulunur.}$$

Çizelge 5.1 250/500 mm. kesitte S220a ($\epsilon_{sud}=0.10$) donatı çeliği için eğilme momentleri

Beton Malzeme				C16					
Eğilme Momenti (kNm)									
Sargılı-Pekleşmeli (M_{uc})				Sargılı-Pekleşmesiz (M_u)			Sargısız-Pekleşmesiz (M_r)		
ρ				ρ			ρ		
ρ'/ρ	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005
0,3	198,21	110,80	62,95	166,77	88,96	45,92	174,18	92,58	47,69
0,4	204,43	113,61	64,45	171,89	90,04	46,10	178,12	93,13	47,69
0,5	210,86	116,66	66,10	176,10	90,89	46,22	181,33	93,46	47,69
0,6	217,59	120,05	67,58	179,41	91,53	46,26	183,56	93,53	47,69
0,7	225,02	123,89	67,69	181,80	91,98	46,26	184,89	93,55	47,69
0,8	233,57	128,27	67,70	183,29	92,14	46,27	185,28	93,56	47,69
0,9	243,63	133,28	67,70	183,90	92,14	46,27	185,30	93,57	47,69
1	255,46	134,84	67,70	183,90	92,14	46,27	185,32	93,57	47,69

		M_{uc}/M_u		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,19	1,25	1,37
0,4		1,19	1,26	1,40
0,5		1,20	1,28	1,43
0,6		1,21	1,31	1,46
0,7		1,24	1,35	1,46
0,8		1,27	1,39	1,46
0,9		1,32	1,45	1,46
1		1,39	1,46	1,46

		M_{uc}/M_r		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,14	1,20	1,32
0,4		1,15	1,22	1,35
0,5		1,16	1,25	1,39
0,6		1,19	1,28	1,42
0,7		1,22	1,32	1,42
0,8		1,26	1,37	1,42
0,9		1,31	1,42	1,42
1		1,38	1,44	1,42

		Beton Malzeme			C30					
		Eğilme Momenti (kNm)								
		Sargılı-Pekleşmeli (M_{uc})			Sargılı-Pekleşmesiz (M_u)			Sargısız-Pekleşmesiz (M_r)		
		ρ			ρ			ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005
0,3		214,49	120,12	68,10	177,02	91,52	46,54	183,90	94,99	48,93
0,4		219,67	122,84	68,12	179,42	91,92	46,55	185,34	95,00	48,95
0,5		225,27	125,87	68,13	181,33	92,20	46,55	186,29	95,01	48,96
0,6		231,53	129,29	68,14	182,75	92,39	46,56	186,65	95,01	48,97
0,7		238,70	133,15	68,15	183,68	92,42	46,56	186,71	95,00	48,97
0,8		247,07	135,25	68,15	184,15	92,42	46,56	186,74	95,00	48,98
0,9		256,86	135,26	68,16	184,18	92,43	46,56	186,76	95,00	48,98
1		268,21	135,27	68,16	184,18	92,43	46,57	186,76	95,00	48,99

		M_{uc}/M_u		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,21	1,31	1,46
0,4		1,22	1,34	1,46
0,5		1,24	1,37	1,46
0,6		1,27	1,40	1,46
0,7		1,30	1,44	1,46
0,8		1,34	1,46	1,46
0,9		1,39	1,46	1,46
1		1,46	1,46	1,46

		M_{uc}/M_r		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,17	1,26	1,39
0,4		1,19	1,29	1,39
0,5		1,21	1,32	1,39
0,6		1,24	1,36	1,39
0,7		1,28	1,40	1,39
0,8		1,32	1,42	1,39
0,9		1,38	1,42	1,39
1		1,44	1,42	1,39

Çizelge 5.2 250/500 mm. kesitte S420a ($\epsilon_{sud}=0.10$) donatı çeliği için eğilme momentleri

				Beton Malzeme			C16		
Eğilme Momenti (kNm)									
Sargılı-Pekleşmeli (M_{uc})				Sargılı-Pekleşmesiz (M_u)			Sargısız-Pekleşmesiz (M_r)		
ρ				ρ			ρ		
ρ'/ρ	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005
0,3	350,24	194,56	105,56	285,84	161,69	85,54	300,99	167,22	88,38
0,4	365,79	199,33	107,43	304,25	165,92	86,41	315,20	170,80	88,74
0,5	380,18	203,93	109,45	319,60	169,37	87,08	326,74	173,57	88,96
0,6	392,91	208,57	111,74	331,88	172,07	87,60	337,99	175,23	89,11
0,7	404,65	213,61	114,43	341,09	173,99	87,92	341,09	175,88	89,21
0,8	416,68	219,56	116,90	347,25	175,19	87,96	350,26	176,27	89,27
0,9	431,18	227,10	116,92	350,37	175,55	87,97	351,01	176,52	89,31
1	450,88	233,32	116,94	350,73	175,56	87,98	351,43	176,67	89,34

		M_{uc}/M_u		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,23	1,20	1,23
0,4		1,20	1,20	1,24
0,5		1,19	1,20	1,26
0,6		1,18	1,21	1,28
0,7		1,19	1,23	1,30
0,8		1,20	1,25	1,33
0,9		1,23	1,29	1,33
1		1,29	1,33	1,33

		M_{uc}/M_r		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,16	1,16	1,19
0,4		1,16	1,17	1,21
0,5		1,16	1,17	1,23
0,6		1,16	1,19	1,25
0,7		1,19	1,21	1,28
0,8		1,19	1,25	1,31
0,9		1,23	1,29	1,31
1		1,28	1,32	1,31

		Beton Malzeme			C30					
Eğilme Momenti (kNm)										
		Sargılı-Pekleşmeli (M_{uc})			Sargılı-Pekleşmesiz (M_u)			Sargısız-Pekleşmesiz (M_r)		
		ρ			ρ			ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005
0,3		381,25	206,08	111,39	318,95	169,97	87,61	329,88	175,75	90,77
0,4		391,22	209,59	113,16	328,58	172,00	87,93	338,26	176,67	90,80
0,5		400,49	213,30	114,24	336,49	173,60	88,14	344,82	177,27	90,82
0,6		409,46	217,42	115,06	342,69	174,77	88,19	349,56	177,65	90,83
0,7		418,85	222,28	115,75	347,18	175,51	88,22	351,08	177,91	90,84
0,8		429,81	226,62	116,33	349,95	175,77	88,24	351,98	178,07	90,84
0,9		444,00	228,13	116,83	350,94	175,79	88,25	352,53	178,18	90,84
1		453,10	229,42	117,25	350,96	175,81	88,26	352,87	178,26	90,84

		M_{uc}/M_u		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,20	1,21	1,27
0,4		1,19	1,22	1,29
0,5		1,19	1,23	1,30
0,6		1,19	1,24	1,30
0,7		1,21	1,27	1,31
0,8		1,23	1,29	1,32
0,9		1,27	1,30	1,32
1		1,29	1,30	1,33

		M_{uc}/M_r		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,16	1,17	1,23
0,4		1,16	1,19	1,25
0,5		1,16	1,20	1,26
0,6		1,17	1,22	1,27
0,7		1,19	1,25	1,27
0,8		1,22	1,27	1,28
0,9		1,26	1,28	1,29
1		1,28	1,29	1,29

Çizelge 5.3 300/800 mm. kesitte S220a ($\epsilon_{sud}=0.10$) donatı çeliği için eğilme momentleri

Beton Malzeme				C16					
Eğilme Momenti (kNm)									
Sargılı-Pekleşmeli (M_{uc})				Sargılı-Pekleşmesiz (M_u)			Sargısız-Pekleşmesiz (M_l)		
ρ				ρ			ρ		
ρ'/ρ	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005
0,3	676,20	380,45	217,88	565,78	300,57	154,93	578,53	307,26	158,13
0,4	699,29	390,93	223,47	582,97	304,48	155,72	594,06	310,25	158,43
0,5	722,72	402,28	227,74	597,28	307,66	156,30	606,65	312,51	158,51
0,6	747,41	414,76	228,52	608,70	310,28	156,68	616,30	314,03	158,54
0,7	774,49	428,69	229,08	617,24	312,10	156,87	623,01	314,81	158,55
0,8	805,21	444,33	229,44	623,05	313,06	156,88	626,79	314,89	158,55
0,9	840,70	456,86	229,59	625,82	313,26	156,89	627,63	314,91	158,55
1	881,62	458,08	229,60	626,02	313,26	156,89	627,66	314,92	158,55

		M_{uc}/M_u		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,20	1,27	1,41
0,4		1,20	1,28	1,44
0,5		1,21	1,31	1,46
0,6		1,23	1,34	1,46
0,7		1,25	1,37	1,46
0,8		1,29	1,42	1,46
0,9		1,34	1,46	1,46
1		1,41	1,46	1,46

		M_{uc}/M_r		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,17	1,24	1,38
0,4		1,18	1,26	1,41
0,5		1,19	1,29	1,44
0,6		1,21	1,32	1,44
0,7		1,24	1,36	1,44
0,8		1,28	1,41	1,45
0,9		1,34	1,45	1,45
1		1,40	1,45	1,45

		Beton Malzeme			C30					
Eğilme Momenti (kNm)										
		Sargılı-Pekleşmeli (M_{uc})			Sargılı-Pekleşmesiz (M_u)			Sargısız-Pekleşmesiz (M_r)		
		ρ			ρ			ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005
0,3		735,74	415,72	229,42	597,88	308,59	156,92	610,43	315,24	160,28
0,4		755,41	426,09	229,79	606,55	310,37	157,16	617,50	316,11	160,28
0,5		776,62	437,50	230,06	613,66	311,81	157,26	622,93	316,51	160,28
0,6		800,06	450,14	230,15	619,18	312,94	157,28	626,72	316,59	160,28
0,7		826,51	457,39	230,19	623,13	313,54	157,29	628,87	316,63	160,28
0,8		856,71	458,42	230,20	625,70	313,65	157,30	629,30	316,65	160,28
0,9		891,30	458,99	230,23	626,40	313,66	157,31	629,35	316,66	160,28
1		915,49	459,04	230,23	626,42	313,67	157,31	629,39	316,66	160,28

		M_{uc}/M_u		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,23	1,35	1,46
0,4		1,25	1,37	1,46
0,5		1,27	1,40	1,46
0,6		1,29	1,44	1,46
0,7		1,33	1,46	1,46
0,8		1,37	1,46	1,46
0,9		1,42	1,46	1,46
1		1,46	1,46	1,46

		M_{uc}/M_r		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,21	1,32	1,43
0,4		1,22	1,35	1,43
0,5		1,25	1,38	1,44
0,6		1,28	1,42	1,44
0,7		1,31	1,44	1,44
0,8		1,36	1,45	1,44
0,9		1,42	1,45	1,44
1		1,45	1,45	1,44

Çizelge 5.4 300/800 mm. kesitte S420a ($\epsilon_{sud}=0.10$) donatı çeliği için eğilme momentleri

			Beton Malzeme		C16				
Eğilme Momenti (kNm)									
Sargılı-Pekleşmeli (M_{uc})				Sargılı-Pekleşmesiz (M_u)			Sargısız-Pekleşmesiz (M_i)		
ρ				ρ			ρ		
ρ'/ρ	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005
0,3	1189,99	661,38	360,00	976,16	547,82	288,85	992,72	558,66	294,77
0,4	1245,00	678,62	367,18	1036,57	562,18	292,06	1052,08	571,79	297,20
0,5	1294,53	695,51	374,96	1087,22	574,09	294,67	1094,41	580,67	298,51
0,6	1339,28	712,81	383,68	1128,12	583,57	296,88	1135,78	589,31	299,32
0,7	1381,60	731,69	393,77	1159,27	590,61	298,27	1166,44	595,27	299,81
0,8	1425,71	753,75	396,68	1180,66	595,43	298,94	1186,40	597,44	300,12
0,9	1478,41	780,98	397,31	1192,51	597,48	298,98	1194,23	598,12	300,32
1	1547,54	793,92	397,37	1194,59	597,52	299,00	1195,06	598,52	300,44

		M_{uc}/M_u		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,22	1,21	1,25
0,4		1,20	1,21	1,26
0,5		1,19	1,21	1,27
0,6		1,19	1,22	1,29
0,7		1,19	1,24	1,32
0,8		1,21	1,27	1,33
0,9		1,24	1,31	1,33
1		1,30	1,33	1,33

		M_{uc}/M_r		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,20	1,18	1,22
0,4		1,18	1,19	1,24
0,5		1,18	1,20	1,26
0,6		1,18	1,21	1,28
0,7		1,18	1,23	1,31
0,8		1,20	1,26	1,32
0,9		1,24	1,31	1,32
1		1,29	1,33	1,32

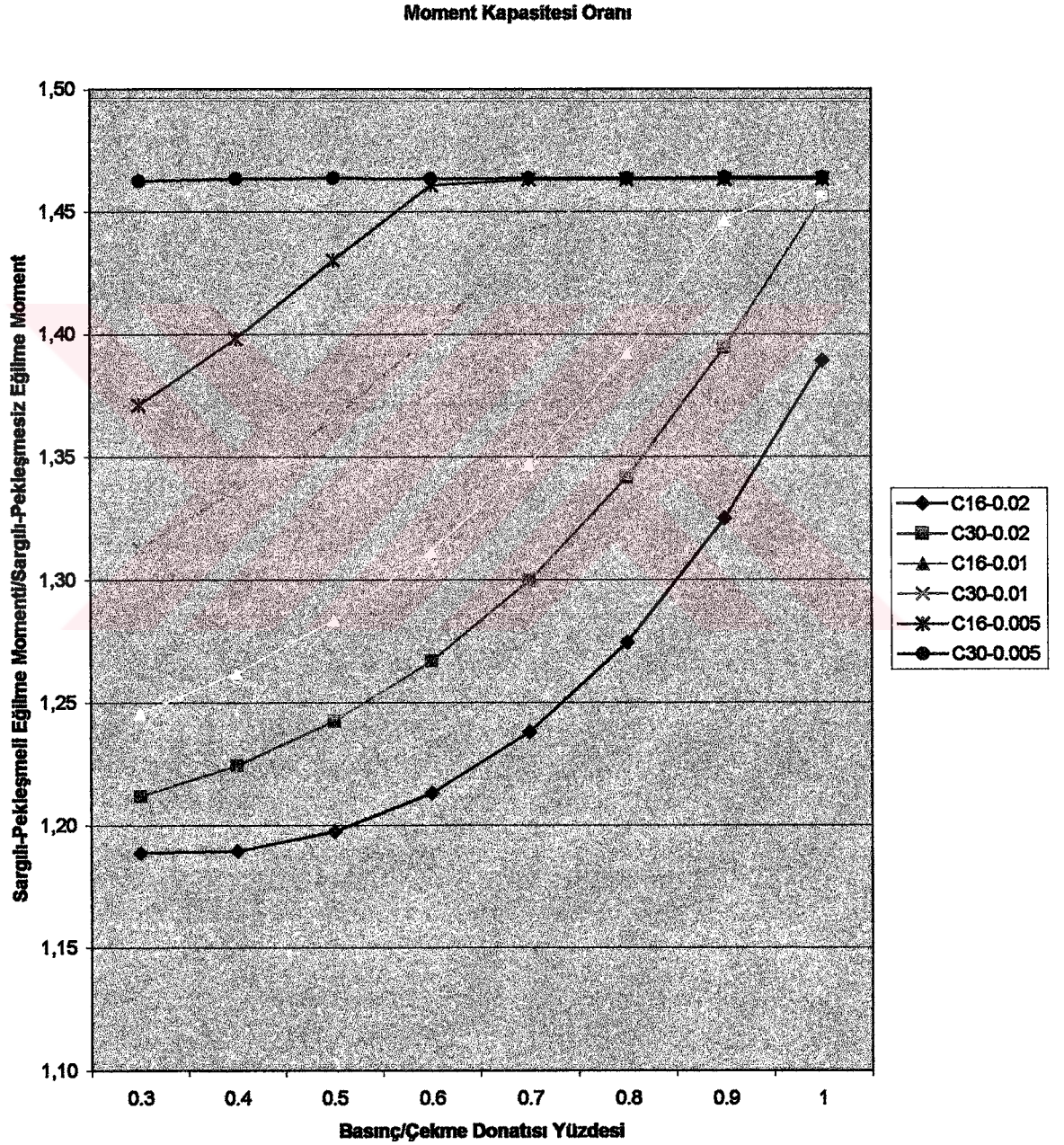
				Beton Malzeme			C30		
Eğilme Momenti (kNm)									
Sargılı-Pekleşmeli (M_{uc})				Sargılı-Pekleşmesiz (M_u)			Sargısız-Pekleşmesiz (M_r)		
ρ				ρ			ρ		
ρ'/ρ	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005	0.02	0.01	0.005
0,3	1294,85	702,05	381,96	1080,33	573,87	295,36	1109,01	587,73	301,48
0,4	1330,70	715,66	389,00	1113,10	581,31	296,85	1137,48	593,14	301,50
0,5	1364,71	730,12	396,00	1140,37	587,38	298,11	1153,72	595,50	301,72
0,6	1398,36	746,18	397,15	1162,13	592,07	298,99	1173,74	597,68	301,96
0,7	1434,03	764,82	397,65	1178,40	595,39	299,25	1187,80	598,86	302,12
0,8	1475,38	787,24	397,78	1189,16	597,53	299,31	1194,16	599,58	302,22
0,9	1527,37	794,32	397,88	1194,62	597,79	299,35	1195,64	600,04	302,30
1	1586,86	794,51	397,94	1194,88	597,85	299,39	1196,49	600,33	302,34

		M_{uc}/M_u		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,20	1,22	1,29
0,4		1,20	1,23	1,31
0,5		1,20	1,24	1,33
0,6		1,20	1,26	1,33
0,7		1,22	1,28	1,33
0,8		1,24	1,32	1,33
0,9		1,28	1,33	1,33
1		1,33	1,33	1,33

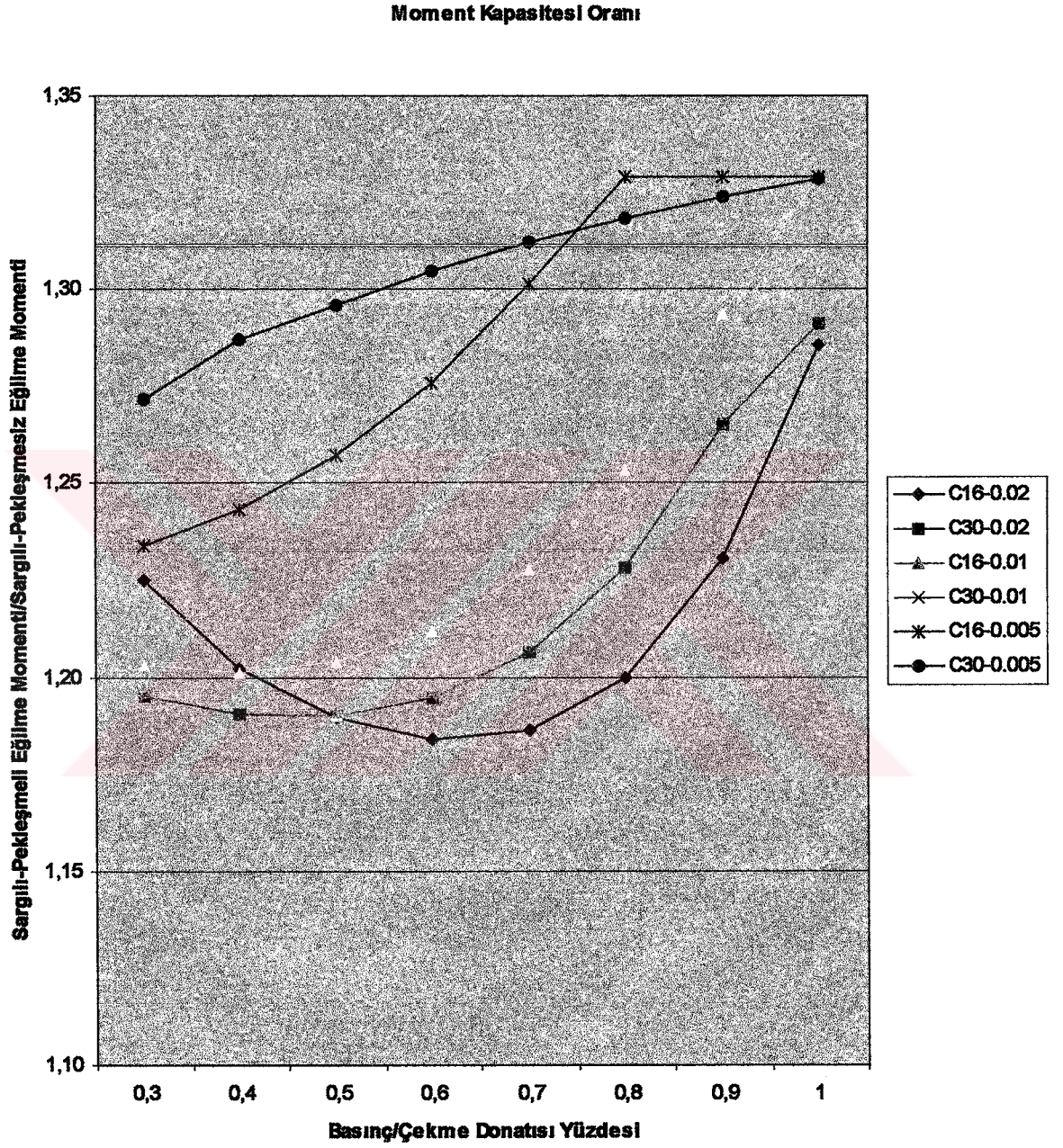
		M_{uc}/M_r		
		ρ		
ρ'/ρ		0.02	0.01	0.005
0,3		1,17	1,19	1,27
0,4		1,17	1,21	1,29
0,5		1,18	1,23	1,31
0,6		1,19	1,25	1,32
0,7		1,21	1,28	1,32
0,8		1,24	1,31	1,32
0,9		1,28	1,32	1,32
1		1,33	1,32	1,32

6. SARGILI-PEKLEŞMELİ SON LİMİT EĞİLME MOMENTİNİN SARGILI-PEKLEŞMESİZ SON LİMİT EĞİLME MOMENTİNE ORANINI BASINÇ DONATISININ ÇEKME DONATISINA ORANINA BAĞLI OLARAK DEĞİŞİMİNİ GÖSTEREN ABAKLAR

6.1 250/500 mm. Kiriş Kesiti İçin Abaklar

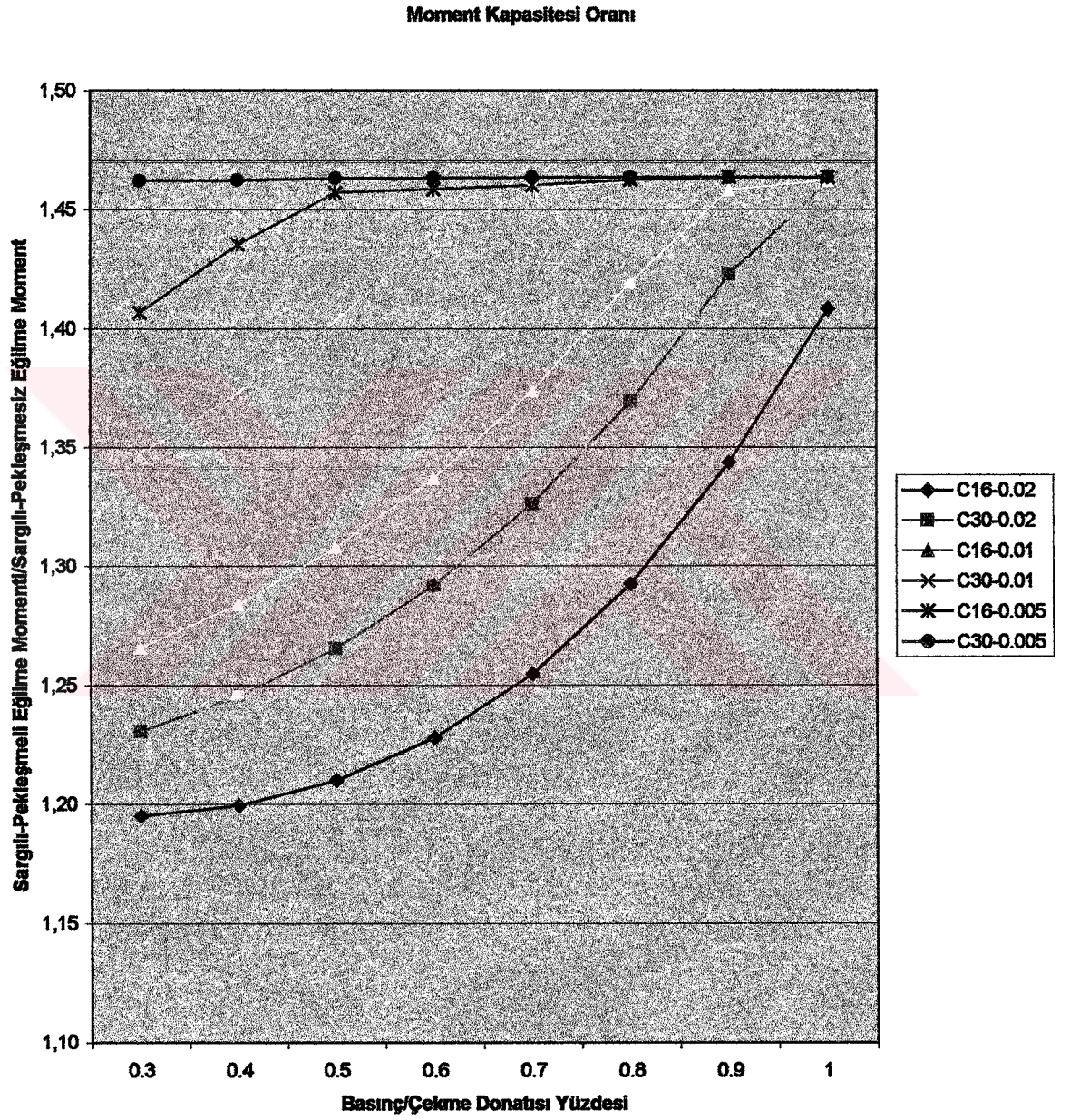


Şekil 6.1 S220a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak



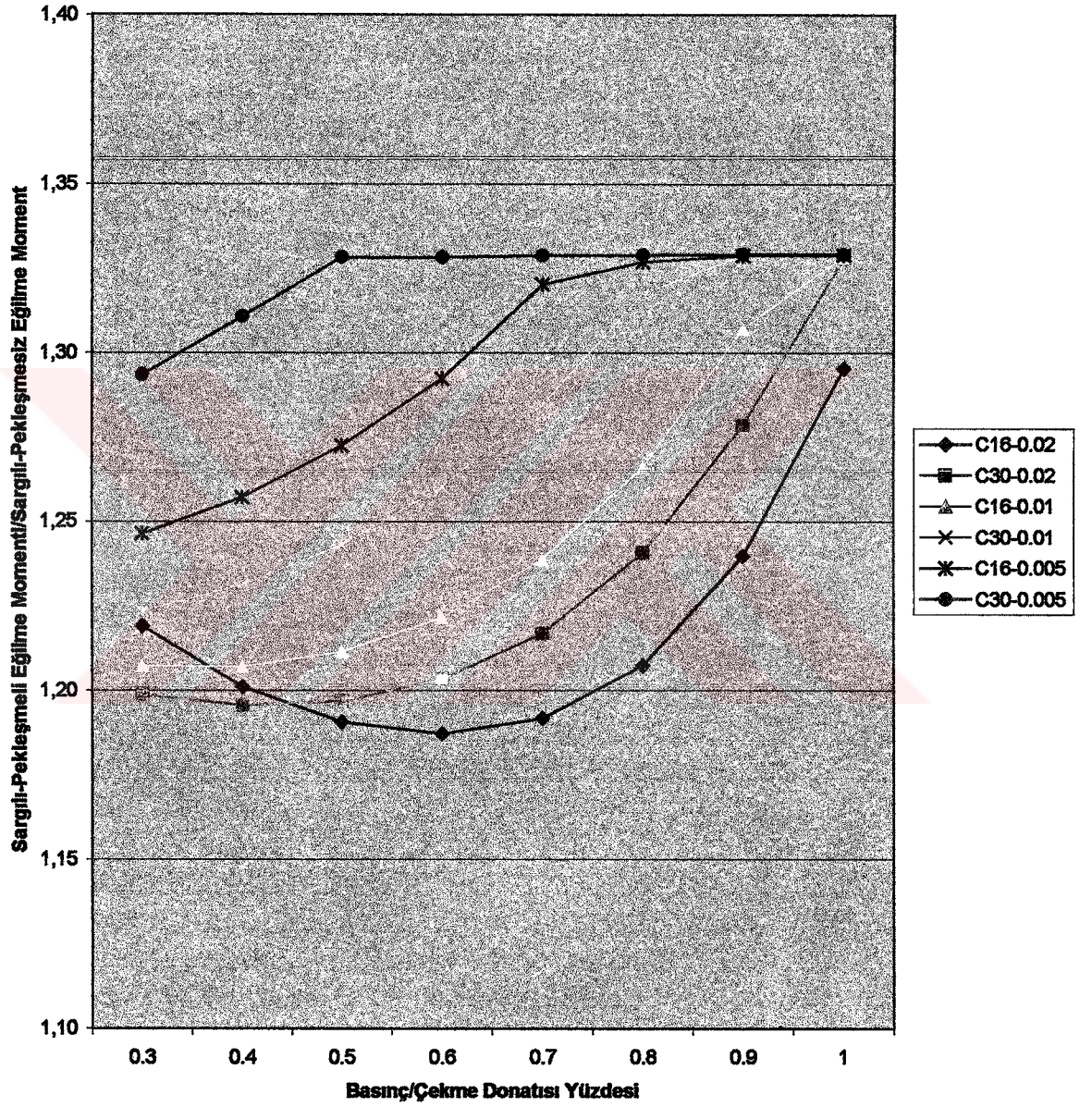
Şekil 6.2 S420a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak

6.2 300/800 mm. Kiriş Kesiti İçin Abaklar



Şekil 6.3 S220a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak

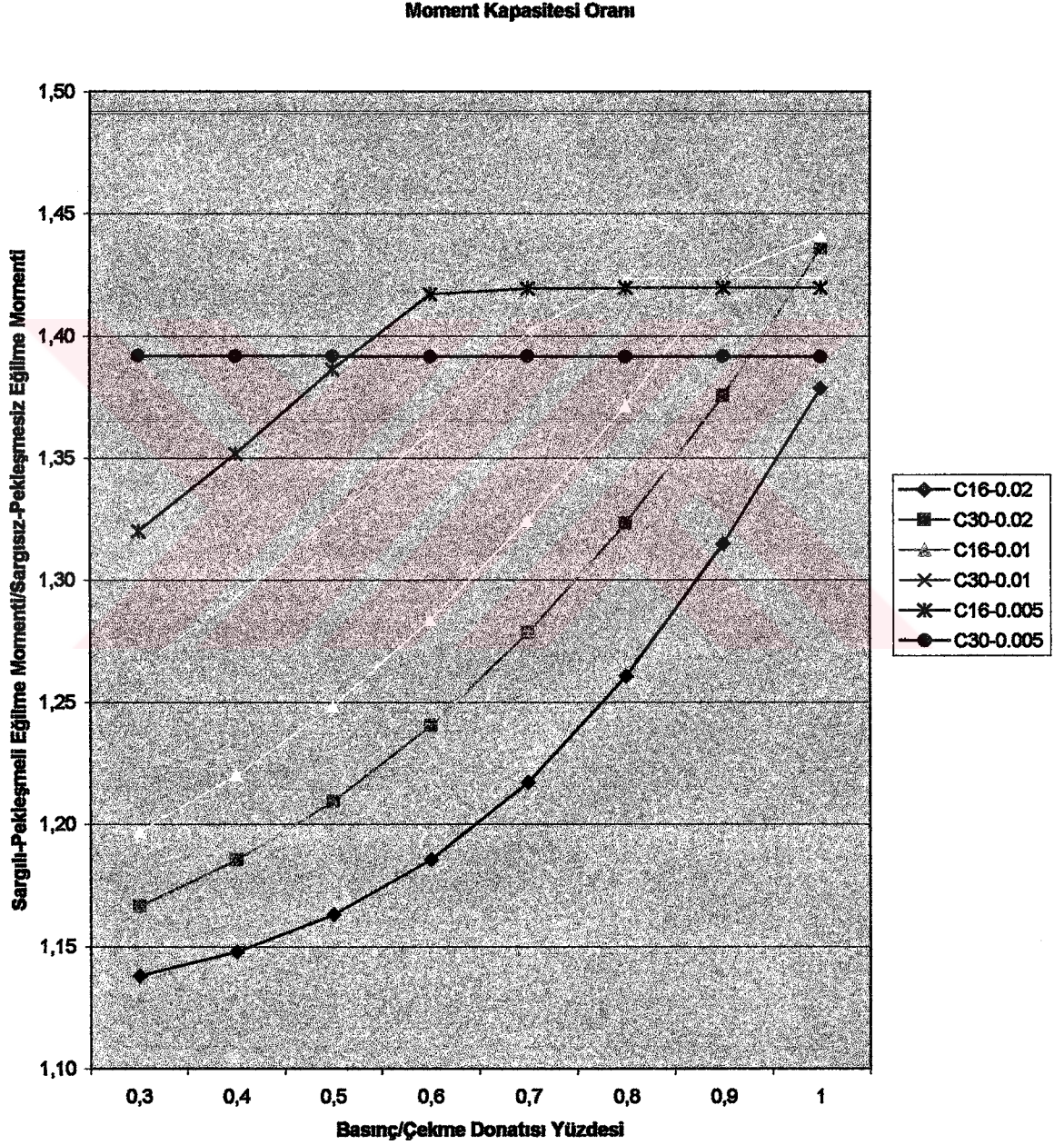
Moment Kapasitesi Oranı



Şekil 6.4 S420a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak

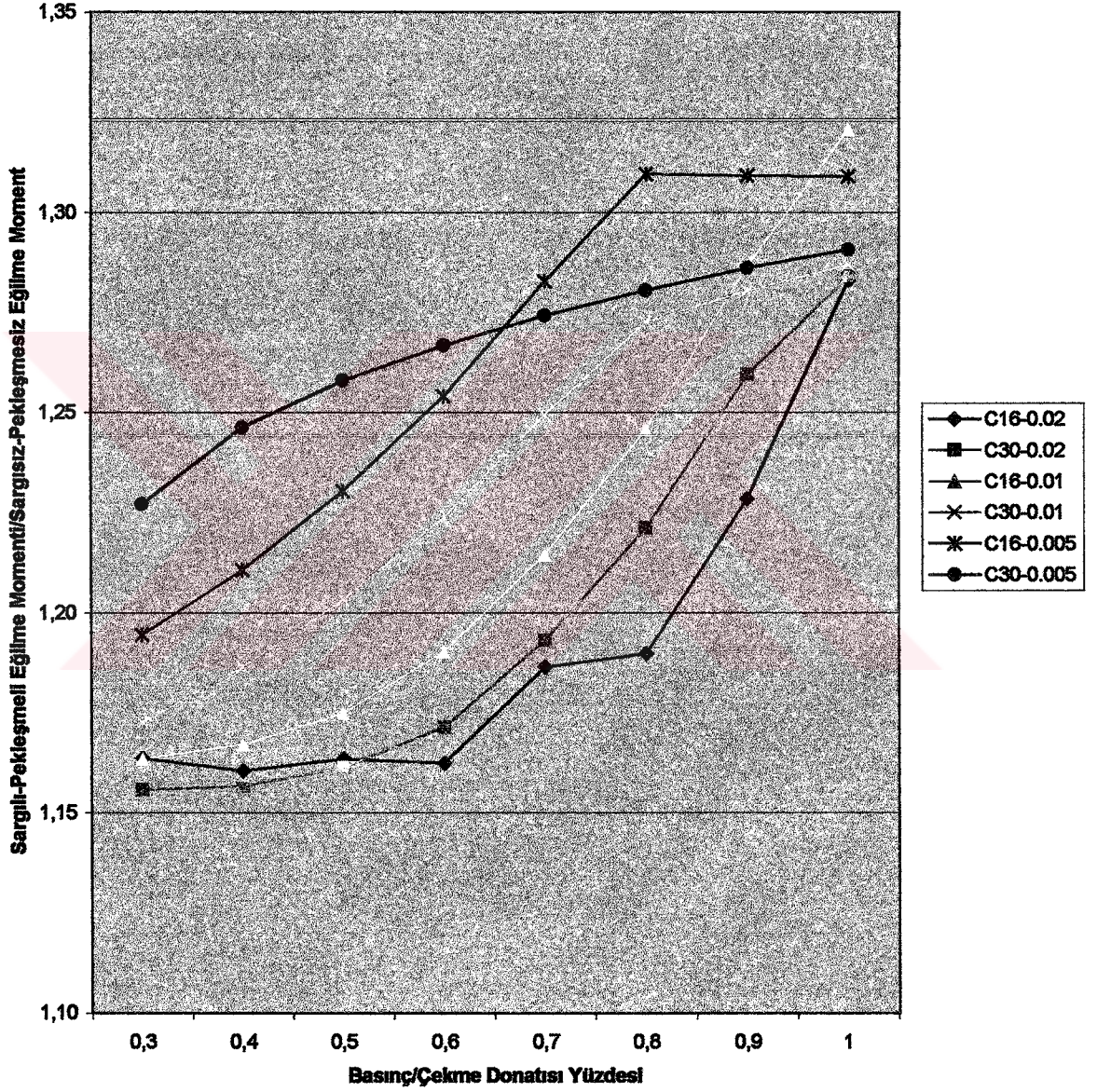
7. SARGILI-PEKLEŞMELİ SON LİMİT EĞİLME MOMENTİNİN SARGISIZ-PEKLEŞMESİZ SON LİMİT EĞİLME MOMENTİNE ORANINI BASINÇ DONATISININ ÇEKME DONATISINA ORANINA BAĞLI OLARAK DEĞİŞİMİNİ GÖSTEREN ABAKLAR

7.1 250/500 mm. Kiriş Kesiti İçin Abaklar



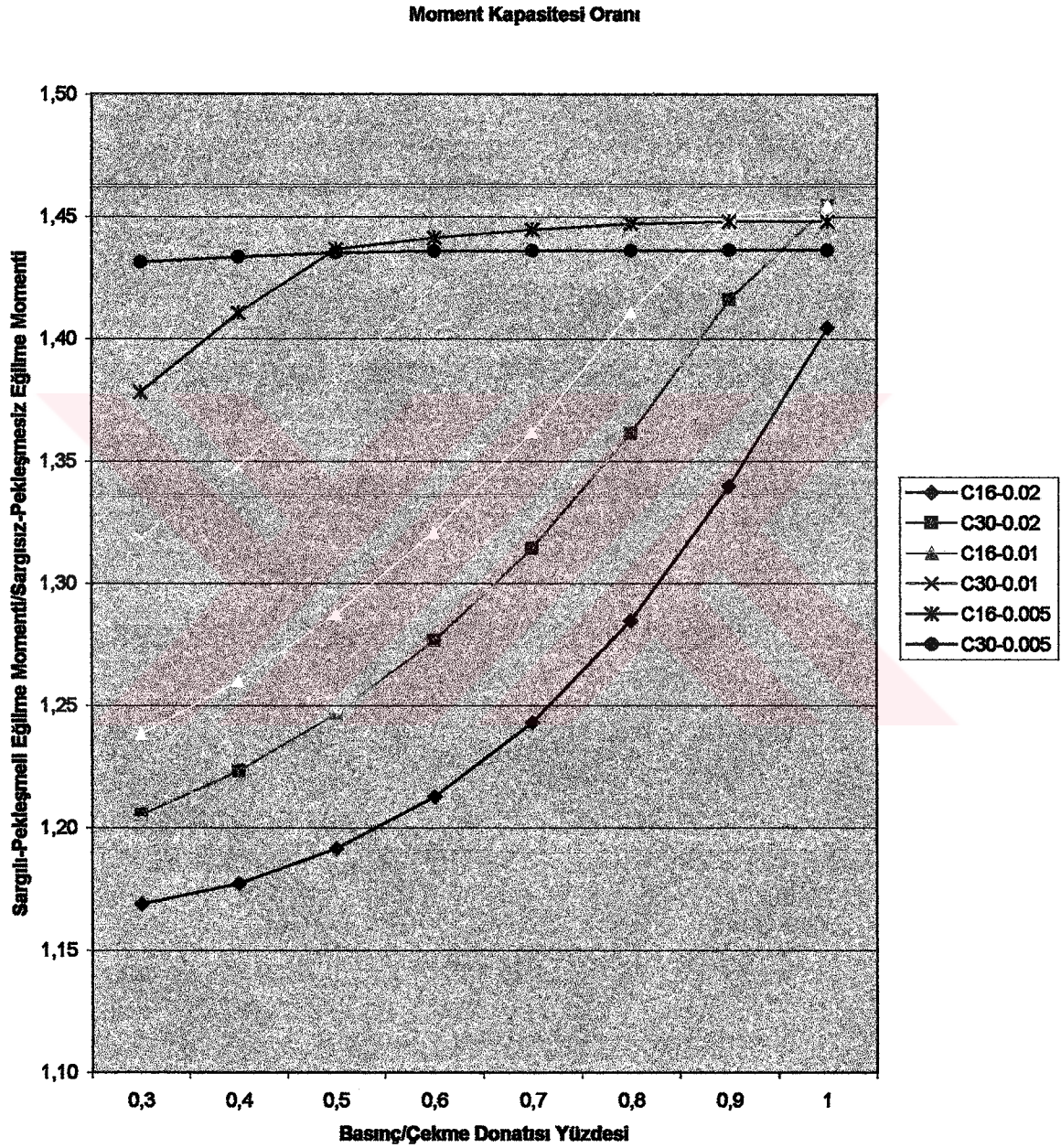
Şekil 7.1 S220a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho' / \rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak

Moment Kapasitesi Oranı

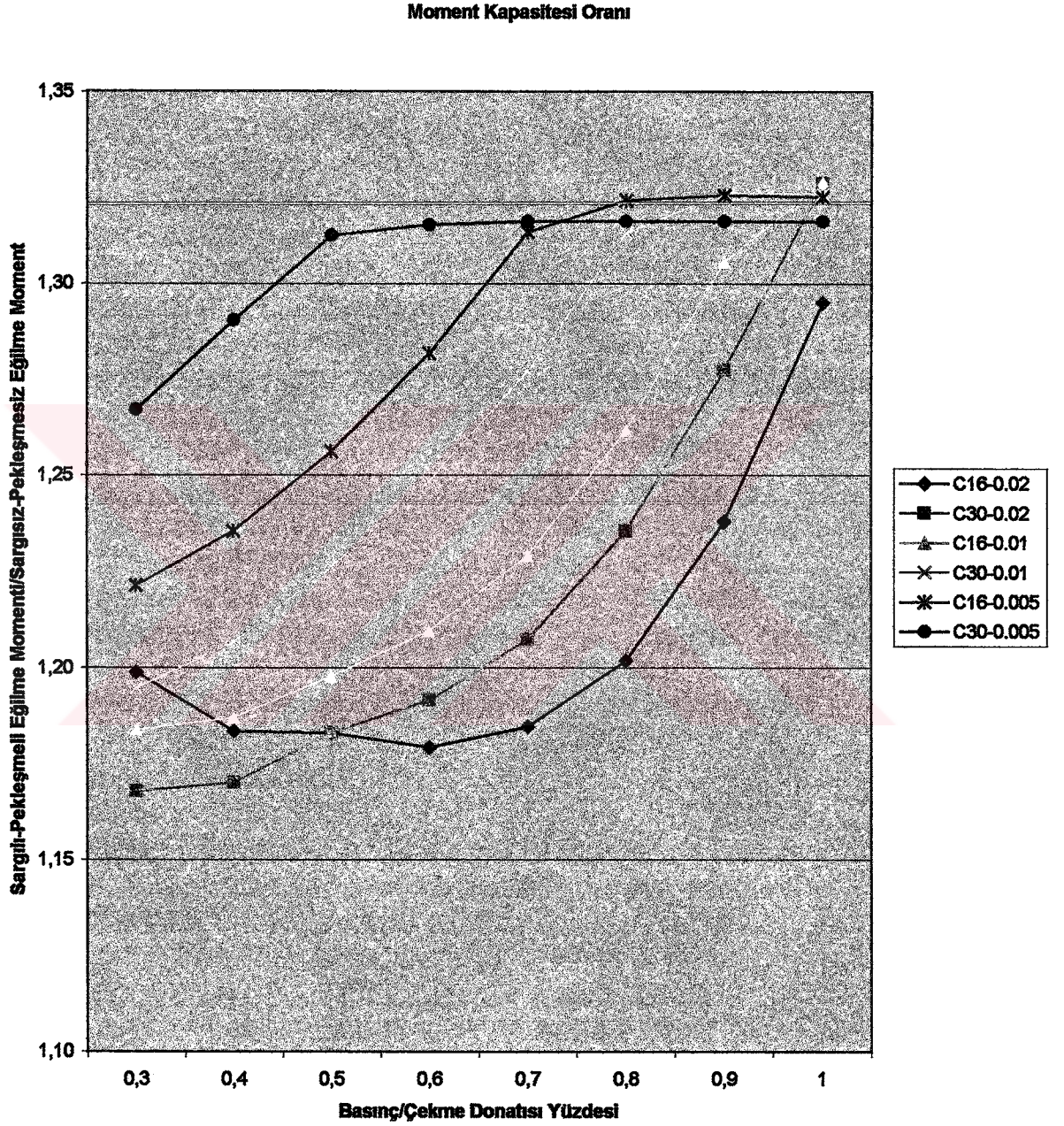


Şekil 7.2 S420a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak

7.2 300/800 mm. Kiriş Kesiti İçin Abaklar



Şekil 7.3 S220a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak



Şekil 7.4 S420a donatı çeliği, C16 ve C30 sınıfı beton, $\rho = 0.02 \sim 0.005$, $\rho'/\rho = 0.3 \sim 1.0$ için abak

8. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Bu çalışmada, sargılı-pekşmeli eğilme momenti ($M_{uc}=M_p$) kapasitesinin, sargılı-pekşmesiz eğilme momenti (M_u) ve sargısız-pekşmesiz eğilme momenti (M_r) kapasitesine oranı öngörülen değişkenler için hesaplanmış ve sonuçlar çizelge ve abaklar halinde verilmiştir.

Hazırlanan çizelge ve abaklar incelendiğinde aşağıdaki sonuçlara varılabilir.

- Düşük çekme donatısı yüzdeleri ($\rho=0.005$ vb.) için sargılı-pekşmeli eğilme momenti ($M_{uc}=M_p$) kapasitesinin, sargılı-pekşmesiz eğilme momenti (M_u) ve sargısız-pekşmesiz eğilme momenti (M_r) kapasitesine oranları daha büyük olmaktadır.
- Basınç donatısının çekme donatısına oranı arttıkça bu oranlar da artmaktadır.
- Beton kalitesi yükseldikçe oranlar da büyümektedir.
- Kesit boyutlarındaki değişim bu oranları çok önemli derecede etkilememektedir.
- Basınç donatısının çekme donatısına oranı ile donatı çeliği kalitesi bu oranların belirlenmesinde en etkili değişkenlerdir.

Bu değerlendirmeler sonucunda,

- Sargılı-pekşmeli eğilme momenti ($M_{uc}=M_p$) kapasitesinin, sargılı-pekşmesiz eğilme momenti (M_u) ve sargısız-pekşmesiz eğilme momenti (M_r) kapasitesine oranının belirlenmesinde en önemli etkenler, basınç donatısının çekme donatısına oranı ve donatı çeliği kalitesi olarak sıralanabilir.
- Deprem Yönetmeliği'ndeki (1997), pekşmeli eğilme momentlerinin belirlenmesi için $M_{pi} = 1.4 M_{ri}$ veya $M_{pj} = 1.4 M_{rj}$ bağıntılarıyla öngörülen yaklaşımın, donatı çeliği kalitesi ve (ρ'/ρ) değişkenlerini de içeren bağıntılarla belirlenmesi gerçeğe daha yakın sonuçların elde edilmesini sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

- Deprem Yönetmeliği (1997), Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul Şubesi.
- Türk Standartları Enstitüsü, TS-500 (2000), Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Ankara.
- Ersoy, U., ve Özcebe G., (2001), Betonarme-Temel İlkeler TS 500-2000 ve Türk Deprem Yönetmeliğine (1988) Göre Hesap, Evrim Yayınevi, İstanbul.
- Ersoy, U., (1985), Betonarme-Temel İlkeler ve Taşıma Gücü, Cilt 1, Evrim Yayınevi, İstanbul.
- Ersoy, U., (1987), “Betonarme Yapılarda Deprem Dayanımının Sağlanması”, 3. Yapı Mekaniği Semineri, ODTÜ-AÜ, Eskişehir: 113-142.
- Ersoy, U., (1995), “Prefabrike Çerçevelerin Deprem Dayanımı İle İlgili Bir İrdeleme”, 3. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul: 142-161.
- Ersoy, U., Özcebe G., (1997), “Moment-Curvature Relationship of Confined Concrete Sections”, First Japan-Turkey Workshop on Eartquake Engineering, İstanbul: 9-21.
- Ersoy, U., (1998), “Betonarme Kiriş ve Kolonların Moment Kapasitelerinin Saptanması”, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Teknik Dergi, Cilt 9, Sayı 4: 1781-1797.
- İlki, A., (1999), “Sargılı Beton Gerilme-Şekil Değiştirme Modelleri Üzerine Bir Derleme”, Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul.
- Gündüz, A., (1984), “Kuşatılmış Betonlu Dikdörtgen Kiriş Kesitlerinin Hesaplanmasıyla İlgili Bir Algoritma”, Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.
- Gündüz, A., (1985), “Kuşatılmamış Betonla İlgili Bir Gerilme-Birim Deformasyon Hesap İlişkisi”, Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.
- Gündüz, A., (1986), “Kuşatılmamış Betonlu Dikdörtgen Kiriş Kesitlerinde Moment-Eğrilik İlişkilerinin Belirlenmesiyle İlgili Bir Tasarım Algoritması”, Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.
- Gündüz, A. Ve Noyan S. (1988a), “Kuşatılmamış Kesitli Betonarme Kirişlerin Son Limit Eğriliği ve Momenti Üzerinde Çelik Pekleşme Etkisi”, Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.
- Gündüz, A. ve Noyan S. (1988b), “Kuşatılmış Kesitli Betonarme Kirişlerde Akma Limiti ve Son Limit Momentlerinin ve Düktilite Oranlarının Belirlenmesi”, Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.
- Gündüz, A. ve Noyan S. (1988c), “Kuşatılmış Kesitli Betonarme Kirişlerde Son Limit Momentinin ve Eğriliğinin Donatıdaki Pekleşme Gözönüne Alınarak Belirlenmesi”, Araştırma Makalesi, Yıldız Üniversitesi Dergisi, İstanbul.
- Gündüz A., (1989), “Dikdörtgen Çelik Halkalarla Kuşatılmış Basınç Etkisinde Kalan Betonun Gerilme-Birim Deformasyon Davranışıyla İlgili Geliştirilmiş Bir Tasarım Modeli”, Araştırma Makalesi, 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 İle Yetkinleştirilmesi", 2. Ulusal Betonarme Kongresi Bildiriler Kitabı, İMO, İstanbul: 147-158.

Hasgür, Z. ve Gündüz, N. (1996), Betonarme Çok Katlı Yapılar, Beta Basım Yayın Dağıtım A.Ş., İstanbul.

Aydemir, G. ve Aydınoglu, M. N., (1995), "Kuvvetli Kolon ve Zayıf Kirişli Betonarme Çerçevelerin Eşdeğer Yatay Deprem Yükleri Altında Doğrusal Olmayan Davranışlarına İlişkin Bir Çalışma", 3. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul: 33-42.

Noyan, S., (1997), "Betonarme Elemanların Davranışı ve Limit Tasarım I", Ders Notları, Yıldız Teknik Üniversitesi.

Noyan, S., (2003), "Betonarme Elemanların Davranışı ve Limit Tasarım II", Ders Notları, Yıldız Teknik Üniversitesi.

Park, R., Priestley, M. J. N. ve Gill, W. D., (1982), "Ductility of Square Confined Concrete Columns", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No ST4: 929-950.

Baker, A. L. L. ve Amarakone, A. M. N., (1964), "Inelastic Hyperstatic Frames Analysis", Proceedings Of The International Symposium on the Flexural Mechanics of the Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, November: 85-142

Blume, J. A., Newmark, N. M. ve Corning, L. M., (1961), "Design of Multistorey Reinforced Concrete Buildings for Eartquake Motions", Portland Cement Association, Chicago: 318

Bresler, B. ve Pister, K. S., (1958), "Strenght of Concrete Under Combined Stress", Journal ACI, Vol. 55, No.3, September: 321-345.

CEB, (1983), "Response of Structural Concrete Critical Regions Under Large Amplitude Reversed Actions", Bulletin d'Information 161, Lausanne: 31-47.

CEB (1988), CEB/FIP Model Code 1990, First Predraft, Bulletin d'Information 190a, 2.57, Lausanne.

CEB (1978), Model Code For Concrete Structures, Bulletin d'Information 124/125, V. II, 84, 107, Paris.

Chan, W. L., (1955), "The Ultimate Strenght and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks", Magazine of Concrete Research, Vol. 7, No. 21: 121-132.

Corley, W. G., (1966), "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams", Journal of Structural Division, ASCE, Vol.92, No. ST5, October: 121-146.

Cowan, H. J., (1953), "The Strenght of Plain, Reinforced and Prestressed Concrete Under the Action of Combined Stresses with Particular Reference to the Combined Bending and Torsion of Rectangular Sections", Magazine of Concrete Research, No. 14, December: 75-86

CP110, (1980), Biritish Standarts Institution (BSI), Code of Practice for Structural Use of Concrete, London.

Hognestad, E., (1951), "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced

Concrete Members", University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series, No: 399, 128 pp.

Hognestad, E., Hanson, N. ve McHenry, D., (1955), "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design", ACI Journal, Vol. 52, No. 6 December: 455-479.

Kent, D. C. ve Park, R., (1971), "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. ST7, July: 1969-1989.

Kupfer, H., Hildsorf, H. K. ve Rüsç, H., (1969), "Behavior of Concrete Under Biaxial Stress", Journal ACI, Vol. 66, No. 8, August: 656-666.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. ve Park, R. (1988a), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, New York, Vol. 114, No. 8: 1804-1825.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. ve Park, R. (1988b), Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, New York, Vol. 114, No. 8: 1827-1849.

Mattock, A. H., Discussion of "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams", by Corley, W. G., (1966), Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST52, April: 519-522.

Park, R. ve Paulay, T., (1975), Reinforced Concrete Structures, John Wiley, and Sons Interscience Publication, Canada.

Richart, F. E., Brandtzaeg, A. ve Brown, R. L., (1928), "A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stress", University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No. 185, 104 pp.

Richart, F. E., Brandtzaeg, A. ve Brown, R. L., (1928), "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression", University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No. 190, 74 pp.

Roy, H. E. H. Ve Sözen, M. A., (1964), "Ductility of Concrete", ASCE-ACI, Miami: 213-224.

Rüsç, H., (1960), "Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete", Journal ACI, Vol. 57, No. 1, July: 1-28.

Saatçioğlu, M. ve Razvi, S. (1992), "Strength and Ductility of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, New York, Vol.118, No. 6: 1590-1607.

Sargin, M., Ghosh, S. K. ve Handa, V. K., (1971), "Effects of Lateral Reinforcement Upon the Strength and Deformation Properties of Concrete", Magazine of Concrete Research, Vol. 23, No. 75-76: 99-110.

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

Sheikh, S. ve Uzumeri, Ş. M., (1982), "Analytical Model for Confinement Concrete in Tied Concrete Columns", Journal of Division, Vol. 108, No. ST12: 2703-2722.

Sheikh, S. ve Yeh, C. C., (1992), "Analytical Moment-Curvature Relations for Tied Concrete

Columns”, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 2: 529-544.

Soliman , M. T. M. ve Yu, C. W., (1967), “The Flexural Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement”, Magazine of Concrete Research, Vol. 19, No. 61: 223-238.

ACI Committee 318, (1984), Building Code Requirements for Reinforced Concrete ACI 318M-83, ACI Publication, 111, Detroit, June.

Aktan, A. E., Karlsson, B. I. Ve Sözen, M., (1973), “Stress-Strain Relationships of Reinforcing Bars Subjected to Large Strain Reversals”, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No:397, University of Illionis.

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



EKLER

- Ek 1 Sargılı-Pekleşmeli Kesitte Son Limit Eğilme Momentini Belirleyen Bilgisayar Programı (Program Listesi)
- Ek 2 Sargılı-Pekleşmesiz Kesitte Son Limit Eğilme Momentini Belirleyen Bilgisayar Programı (Program Listesi)
- Ek 3 Değişken Listesi



Ek 1 Sargılı-Pekleşmeli Kesitte Son Limit Eğilme Momentini Belirleyen Bilgisayar Programı (Program Listesi)

Option Explicit

Dim Fyk, Fyd, Fck, Fcd, K, Ecoc, Eco, Roh, E50u, K3, Muc, Bh, Buh, H, Dh, Duh, Du, D, Dc, Duc, Ash, Sh, E50h, E50uc, Pisi, Pici, Eccu, Ecu, Ecc, Ec, Scmc, S1C, S2C, S3C, S4C, S1, S2, S3, S4, K1c, K1, K2c, K2, Ep, Es, Ro, R1, Rou, Esu, Ssu, Ss, Esh, Eyd, Fsud, Esud, Alfac, Fark, Kxuc, Kh, Ccuc, Csuc, Tuc, W, W1, Betac, Xuc, Fuc, Hata as Double

Private Sub Command2_Click()

End

End Sub

Private Sub Command1_Click()

Select Case cmbCelik.ListIndex

Case 0

Fyk = 220 'MPa

Fyd = 220 / txtGamas

Ep = 750 'MPa

Esh = 0.02

Case 1

Fyk = 420 'MPa

Fyd = 420 / txtGamas

Ep = 727 'MPa

Esh = 0.01

Case 2

Fyk = 420 'MPa

Fyd = 500 / txtGamas

Ep = 817 'MPa

Esh = 0.001826

End Select

Select Case cmbBeton.ListIndex

Case 0

Fcd = 14 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * Fyk / 14

Case 1

Fcd = 16 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * Fyk / 16

Case 2

Fcd = 18 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * / 18

Case 3

Fcd = 20 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * / 20

Case 4

Fcd = 25 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * / 25

Case 5

Fcd = 30 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * / 30

Case 6

Fcd = 35 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * / 35

Case 7

$$Fcd = 40 / txtGamac$$

$$K = 1 + txtRoh * / 40$$

Case 8

$$Fcd = 45 / txtGamac$$

$$K = 1 + txtRoh * / 45$$

Case 9

$$Fcd = 50 / txtGamac$$

$$K = 1 + txtRoh * / 50$$

End Select

$$Bh = txtBw - 2 * txtBo$$

$$Buh = Bh - txtFie$$

$$Dh = txtH - 2 * txtBo$$

$$Duh = Dh - txtFie$$

$$Du = 0.5 * txtFib + txtBo + txtFie$$

$$D = txtH - Du$$

$$Dc = D - txtBo$$

$$Duc = txtFie + 0.5 * txtFib$$

$$Ash = 3.14 * txtFie^2 / 4$$

$$Sh = (2 * Ash * (Buh + Duh)) / (txtRoh * Bh * Dh)$$

$$Ecoc = txtEco * K$$

$$E50h = 0.75 * txtRoh * (Bh / Sh)^{0.5}$$

$$E50u = (3 + 0.29 * txtK3 * Fcd) / (145 * txtK3 * Fcd - 1000)$$

$$E50uc = E50h + E50u$$

$$Pisi = 0.5 / (E50u - txtEco)$$

sargisiz

$$Pisic = (K - 0.5) / (E50u + E50h - Ecoc)$$

$$Eccu = K * (0.2 / Pisic + txtEco)$$

Sargili

$$Eyd = Fyd / 200000$$

$$Fsud = Fyd + (txtEsud - Esh) * Ep$$

$$Es = Eyd$$

Do

$$Es = Es + Sgn(Fark) * 0.000001$$

$$Kxuc = Eccu / (Eccu + Es)$$

If txtR1 = 0 Then

$$Esu = 0: Ssu = 0$$

Else

$$Esu = Eccu - (Eccu + Es) * (Duc / Dc)$$

If Esu > Eyd And Esu <= Esh Then

$$Ssu = Fyd$$

ElseIf Esu > Esh And Esu <= txtEsud Then Ssu = Fyd + (Esu - Esh) * Ep

ElseIf Esu > txtEsud Then Esu = txtEsud: Ssu = Fsud

ElseIf Esu < -Eyd And Esu >= -Esh Then Ssu = -Fyd

ElseIf Esu < -Esh And Esu >= -txtEsud Then Ssu = -(Fyd + (Esu - Esh) * Ep)

ElseIf Esu <= -txtEsud Then Esu = -txtEsud: Ssu = -Fsud

Else

$$Ssu = Esu * 200000$$

End If

End If

If Es < Eyd Then

```

MsgBox "basinc kirilmesi"
End
ElseIf Es > Eyd And Es <= Esh Then Ss = Fyd
ElseIf Es > Esh And Es <= txtEsud Then Ss = Fyd + (Es - Esh) * Ep
ElseIf Es > txtEsud Then
    yeni
Else
    Ss = Es * 200000
End If
Kh = txtEcu / Eccu
Alfac = (K1c * K * (Bh / txtBw) + K1 * txtK3 * Kh * (1 - (Bh / txtBw))) * (Dc / D)
Rou = txtRo * txtR1
Ccuc = Alfac * Fcd * Kxuc: Csuc = Rou * Ssu: Tuc = txtRo * Ss
Fark = Ccuc - Tuc + Csuc
Hata = Fark / ((Ccuc + Csuc + Tuc) / 2)
Loop Until Abs(Hata) < 0.0001

W = txtRo * Fyd / Fcd: W1 = txtR1: Kh = txtEcu / Eccu
Betac = (K1c * K2c * K * (Bh / txtBw) + (1 - (Bh / txtBw)) * K1 * txtK3 * Kh * (1 - Kh +
    K2 * Kh)) * (Dc / D)
Muc = txtBw * D ^ 2 * Fcd * W * (Dc / D) * (Ss / Fyd) * (1 - (Betac / Alfac ^ 2) * W * (Ss /
    Fyd) * (1 - W1 * (Ssu / Ss)) ^ 2 - W1 * (Ssu / Ss) * (Duc / Dc)) * 0.000001

End If
Text1.Text = Format(Muc, "#####.##")
Text2.Text = K1
Text3.Text = K2
Text4.Text = K1c
Text5.Text = K2c
Text6.Text = Format(Es, "##.###")
Text9.Text = Format(Eccu, "##.#####")
End Sub
Sub yeni()
Es = txtEsud: Ss = Fsud
Do
Eccu = Eccu - Sgn(Fark) * 0.000001
If Eccu <= Ecoc Then
    Ecc = Eccu
    Scmc = Fcd * ((2 * Ecc) / Ecoc - (Ecc / Ecoc) ^ 2)
    S1C = K * Fcd * ((Ecc ^ 2 / Ecoc) - ((Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc ^ 2)))
    S3C = K * Fcd * ((2 * (Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc)) - (Ecc ^ 4 / (4 * Ecoc ^ 2)))
    K1c = Format((S1C) / (K * Scmc * Eccu), "###.###")
    K2c = Format(1 - ((S3C) / (Eccu * S1C)), "###.###")
Else
    Ecc = Ecoc
    Scmc = Fcd
    S1C = K * Fcd * ((Ecc ^ 2 / Ecoc) - ((Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc ^ 2)))
    S2C = Fcd * ((K + Pistic * Ecoc) * (Eccu - Ecoc) - Pistic * (Eccu ^ 2 - Ecoc ^ 2) / 2)
    S3C = K * Fcd * ((2 * (Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc)) - (Ecc ^ 4 / (4 * Ecoc ^ 2)))
    S4C = Fcd * ((K + Pistic * Ecoc) * (Eccu ^ 2 - Ecoc ^ 2) / 2 - Pistic * (Eccu ^ 3 - Ecoc ^ 3) /
        3)

```

```

K1c = Format((S1C + S2C) / (K * Scmc * Eccu), "###.###")
K2c = Format(1 - ((S3C + S4C) / (Eccu * (S1C + S2C))), "###.###")
End If
Kxuc = Eccu / (Eccu + Es): Kh = txtEcu / Eccu
If txtR1 = 0 Then
  Esu = 0: Ssu = 0
Else
  Esu = Eccu - (Eccu + Es) * (Duc / Dc)
  If Esu > Eyd And Esu <= Esh Then
    Ssu = Fyd
    ElseIf Esu > Esh And Esu <= txtEsud Then Ssu = Fyd + (Esu - Esh) * Ep
    ElseIf Esu > txtEsud Then Esu = txtEsud: Ssu = Fsud
    ElseIf Esu < -Eyd And Esu >= -Esh Then Ssu = -Fyd
    ElseIf Esu < -Esh And Esu >= -txtEsud Then Ssu = -(Fyd + (Esu - Esh) * Ep)
    ElseIf Esu <= -txtEsud Then Esu = -txtEsud: Ssu = -Fsud
  Else
    Ssu = Esu * 200000
  End If
End If
Alfac = (K1c * K * (Bh / txtBw) + K1 * txtK3 * Kh * (1 - (Bh / txtBw))) * (Dc / D)
Rou = txtRo * txtR1
Ccuc = Alfac * Fcd * Kxuc: Csuc = Rou * Ssu: Tuc = txtRo * Ss
Fark = Ccuc - Tuc + Csuc
Hata = Fark / ((Ccuc + Csuc + Tuc) / 2)
Loop Until Abs(Hata) < 0.001
End Sub
Sub Sargili()
  If Eccu <= Ecoc Then
    Ecc = Eccu
    Scmc = Fcd * ((2 * Ecc) / Ecoc - (Ecc / Ecoc) ^ 2)
    S1C = K * Fcd * ((Ecc ^ 2 / Ecoc) - ((Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc ^ 2)))
    S3C = K * Fcd * ((2 * (Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc)) - (Ecc ^ 4 / (4 * Ecoc ^ 2)))
    K1c = Format((S1C) / (K * Scmc * Eccu), "###.###")
    K2c = Format(1 - ((S3C) / (Eccu * S1C)), "###.###")
  Else
    Ecc = Ecoc
    Scmc = Fcd
    S1C = K * Fcd * ((Ecc ^ 2 / Ecoc) - ((Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc ^ 2)))
    S2C = Fcd * ((K + Pisic * Ecoc) * (Eccu - Ecoc) - Pisic * (Eccu ^ 2 - Ecoc ^ 2) / 2)
    S3C = K * Fcd * ((2 * (Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc)) - (Ecc ^ 4 / (4 * Ecoc ^ 2)))
    S4C = Fcd * ((K + Pisic * Ecoc) * (Eccu ^ 2 - Ecoc ^ 2) / 2 - Pisic * (Eccu ^ 3 - Ecoc ^ 3) / 3)
    K1c = Format((S1C + S2C) / (K * Scmc * Eccu), "###.###")
    K2c = Format(1 - ((S3C + S4C) / (Eccu * (S1C + S2C))), "###.###")
  End If
End Sub
Sub sargisiz()
  If txtEcu <= txtEco Then
    Ec = txtEcu: Scmc = Fcd * ((2 * Ec / txtEco) - (Ec / txtEco) ^ 2)
    S1 = Fcd * ((Ec ^ 2 / txtEco) - ((Ec ^ 3) / (3 * txtEco ^ 2)))
    S3 = Fcd * ((2 * (Ec ^ 3) / (3 * txtEco)) - (Ec ^ 4 / (4 * txtEco ^ 2)))

```

```

K1 = Format((S1) / (txtK3 * Scmc * Ecu), "###.###")
K2 = Format(1 - ((S3C) / (Ecu * S1)), "###.###")
Else
    Ec = txtEco
    Scmc = Fcd
    S1 = txtK3 * Fcd * ((Ec ^ 2 / txtEco) - (Ec ^ 3 / (3 * txtEco ^ 2)))
    S2 = txtK3 * Fcd * ((1 + Pisi * txtEco) * (txtEcu - txtEco) - (Pisi * (txtEcu ^ 2 - txtEco ^ 2) / 2))
    S3 = txtK3 * Fcd * ((2 * (Ec ^ 3) / (3 * txtEco)) - (Ec ^ 4 / (4 * txtEco ^ 2)))
    S4 = txtK3 * Fcd * ((1 + Pisi * txtEco) * ((txtEcu ^ 2 - txtEco ^ 2) / 2) - ((Pisi * (txtEcu ^ 3 - txtEco ^ 3) / 3)))
    K1 = Format((S1 + S2) / (txtK3 * Scmc * txtEcu), "###.###")
    K2 = Format(1 - ((S3 + S4) / (txtEcu * (S1 + S2))), "###.###")
End If
End Sub
Private Sub Form_Load()
    Frame1.Visible = False
End Sub
Private Sub Option1_Click()
    Frame1.Visible = True
End Sub

```

Ek 2 Sargılı-Pekleşmesiz Kesitte Son Limit Eğilme Momentini Belirleyen Bilgisayar Programı (Program Listesi)

Option Explicit

Dim Fyk, Fyd, Fck, Fcd, K, Ecoc, Eco, Roh, E50u, K3, Mu, Bh, Buh, H, Dh, Duh, Du, D, Dc, Duc, Ash, Sh, E50h, E50uc, Pisi, Pici, Eccu, Ecu, Ecc, Ec, Scmc, S1C, S2C, S3C, S4C, S1, S2, S3, S4, K1c, K1, K2c, K2, Ep, Es, Ro, R1, Rou, Esu, Ssu, Ss, Esh, Eyd, Fsud, Esud, Alfac, Fark, Kxuc, Kh, Ccuc, Csuc, Tuc, W, W1, Betac, Xuc, Fuc, Hata as Double

Private Sub Command2_Click()

End

End Sub

Private Sub Command1_Click()

Select Case cmbCelik.ListIndex

Case 0

Fyk = 220 'MPa

Fyd = 220 / txtGamas

Ep = 750 'MPa

Esh = 0.02

Case 1

Fyk = 420 'MPa

Fyd = 420 / txtGamas

Ep = 727 'MPa

Esh = 0.01

Case 2

Fyk = 420 'MPa

Fyd = 500 / txtGamas

Ep = 817 'MPa

Esh = 0.001826

End Select

Select Case cmbBeton.ListIndex

Case 0

Fcd = 14 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * Fyk / 14

Case 1

Fcd = 16 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * Fyk / 16

Case 2

Fcd = 18 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * / 18

Case 3

Fcd = 20 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * / 20

Case 4

Fcd = 25 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * / 25

Case 5

Fcd = 30 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * / 30

Case 6

Fcd = 35 / txtGamac

K = 1 + txtRoh * / 35

Case 7

$Fcd = 40 / txtGamac$

$K = 1 + txtRoh * / 40$

Case 8

$Fcd = 45 / txtGamac$

$K = 1 + txtRoh * / 45$

Case 9

$Fcd = 50 / txtGamac$

$K = 1 + txtRoh * / 50$

End Select

$Bh = txtBw - 2 * txtBo$

$Buh = Bh - txtFie$

$Dh = txtH - 2 * txtBo$

$Duh = Dh - txtFie$

$Du = 0.5 * txtFib + txtBo + txtFie$

$D = txtH - Du$

$Dc = D - txtBo$

$Duc = txtFie + 0.5 * txtFib$

$Ash = 3.14 * txtFie ^ 2 / 4$

$Sh = (2 * Ash * (Buh + Duh)) / (txtRoh * Bh * Dh)$

$Ecoc = txtEco * K$

$E50h = 0.75 * txtRoh * (Bh / Sh) ^ 0.5$

$E50u = (3 + 0.29 * txtK3 * Fcd) / (145 * txtK3 * Fcd - 1000)$

$E50uc = E50h + E50u$

$Pisi = 0.5 / (E50u - txtEco)$

sargisiz

$Pisic = (K - 0.5) / (E50u + E50h - Ecoc)$

$Eccu = K * (0.2 / Pisic + txtEco)$

Sargili

$Eyd = Fyd / 200000$

$Es = Eyd$

Do

$Es = Es + Sgn(Fark) * 0.000001$

$Kxuc = Eccu / (Eccu + Es)$

If txtR1 = 0 Then

$Esu = 0: Ssu = 0$

Else

$Esu = Eccu - (Eccu + Es) * (Duc / Dc)$

If Esu > Eyd And Esu <= txtEsud Then

$Ssu = Fyd$

ElseIf Esu > txtEsud Then Esu = txtEsud: Ssu = Fyd

ElseIf Esu < -Eyd And Esu >= -txtEsud Then Ssu = -Fyd

ElseIf Esu <= -txtEsud Then Esu = -txtEsud: Ssu = - Fyd

Else

$Ssu = Esu * 200000$

End If

End If

If Es < Eyd Then

MsgBox "basinc kirilmesi"

End

ElseIf Es > Eyd And Es <= txtEsud Then Ss = Fyd

```

ElseIf Es > txtEsud Then
    yeni
Else
    Ss = Es * 200000
End If
Kh = txtEcu / Eccu
Alfac = (K1c * K * (Bh / txtBw) + K1 * txtK3 * Kh * (1 - (Bh / txtBw))) * (Dc / D)
Rou = txtRo * txtR1
Ccuc = Alfac * Fcd * Kxuc: Csuc = Rou * Ssu: Tuc = txtRo * Ss
Fark = Ccuc - Tuc + Csuc
Hata = Fark / ((Ccuc + Csuc + Tuc) / 2)
Loop Until Abs(Hata) < 0.0001

W = txtRo * Fyd / Fcd: W1 = txtR1: Kh = txtEcu / Eccu
Betac = (K1c * K2c * K * (Bh / txtBw) + (1 - (Bh / txtBw)) * K1 * txtK3 * Kh * (1 - Kh +
    K2 * Kh)) * (Dc / D)
Mu = txtBw * D ^ 2 * Fcd * W * (Dc / D) * (Ss / Fyd) * (1 - (Betac / Alfac ^ 2) * W * (Ss /
    Fyd) * (1 - W1 * (Ssu / Ss)) ^ 2 - W1 * (Ssu / Ss) * (Duc / Dc)) * 0.000001

End If
Text1.Text = Format(Mu, "#####.###")
Text2.Text = K1
Text3.Text = K2
Text4.Text = K1c
Text5.Text = K2c
Text6.Text = Format(Es, "##.####")
Text9.Text = Format(Eccu, "##.#####")
End Sub
Sub yeni()
Es = txtEsud: Ss = Fyd
Do
Eccu = Eccu - Sgn(Fark) * 0.000001
If Eccu <= Ecoc Then
    Ecc = Eccu
    Scmc = Fcd * ((2 * Ecc) / Ecoc - (Ecc / Ecoc) ^ 2)
    S1C = K * Fcd * ((Ecc ^ 2 / Ecoc) - ((Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc ^ 2)))
    S3C = K * Fcd * ((2 * (Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc)) - (Ecc ^ 4 / (4 * Ecoc ^ 2)))
    K1c = Format((S1C) / (K * Scmc * Eccu), "###.###")
    K2c = Format(1 - ((S3C) / (Eccu * S1C)), "###.###")
Else
    Ecc = Ecoc
    Scmc = Fcd
    S1C = K * Fcd * ((Ecc ^ 2 / Ecoc) - ((Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc ^ 2)))
    S2C = Fcd * ((K + Pistic * Ecoc) * (Eccu - Ecoc) - Pistic * (Eccu ^ 2 - Ecoc ^ 2) / 2)
    S3C = K * Fcd * ((2 * (Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc)) - (Ecc ^ 4 / (4 * Ecoc ^ 2)))
    S4C = Fcd * ((K + Pistic * Ecoc) * (Eccu ^ 2 - Ecoc ^ 2) / 2 - Pistic * (Eccu ^ 3 - Ecoc ^ 3) /
        3)
    K1c = Format((S1C + S2C) / (K * Scmc * Eccu), "###.###")
    K2c = Format(1 - ((S3C + S4C) / (Eccu * (S1C + S2C))), "###.###")
End If
Kxuc = Eccu / (Eccu + Es): Kh = txtEcu / Eccu

```

```

If txtR1 = 0 Then
  Esu = 0: Ssu = 0
Else
  Esu = Eccu - (Eccu + Es) * (Duc / Dc)
  If Esu > Eyd And Esu <= Esh Then
    Ssu = Fyd
  If Esu > Eyd And Esu <= txtEsud Then
    Ssu = Fyd
  ElseIf Esu > txtEsud Then Esu = txtEsud: Ssu = Fyd
  ElseIf Esu < -Eyd And Esu >= -txtEsud Then Ssu = -Fyd
  ElseIf Esu <= -txtEsud Then Esu = -txtEsud: Ssu = -Fyd
  Else
    Ssu = Esu * 200000
  End If
End If
End If
Alfac = (K1c * K * (Bh / txtBw) + K1 * txtK3 * Kh * (1 - (Bh / txtBw))) * (Dc / D)
Rou = txtRo * txtR1
Ccuc = Alfac * Fcd * Kxuc: Csuc = Rou * Ssu: Tuc = txtRo * Ss
Fark = Ccuc - Tuc + Csuc
Hata = Fark / ((Ccuc + Csuc + Tuc) / 2)
Loop Until Abs(Hata) < 0.001
End Sub
Sub Sargili()
  If Eccu <= Ecoc Then
    Ecc = Eccu
    Scmc = Fcd * ((2 * Ecc) / Ecoc - (Ecc / Ecoc) ^ 2)
    S1C = K * Fcd * ((Ecc ^ 2 / Ecoc) - ((Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc ^ 2)))
    S3C = K * Fcd * ((2 * (Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc)) - (Ecc ^ 4 / (4 * Ecoc ^ 2)))
    K1c = Format((S1C) / (K * Scmc * Eccu), "###.###")
    K2c = Format(1 - ((S3C) / (Eccu * S1C)), "###.###")
  Else
    Ecc = Ecoc
    Scmc = Fcd
    S1C = K * Fcd * ((Ecc ^ 2 / Ecoc) - ((Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc ^ 2)))
    S2C = Fcd * ((K + Pisic * Ecoc) * (Eccu - Ecoc) - Pisic * (Eccu ^ 2 - Ecoc ^ 2) / 2)
    S3C = K * Fcd * ((2 * (Ecc ^ 3) / (3 * Ecoc)) - (Ecc ^ 4 / (4 * Ecoc ^ 2)))
    S4C = Fcd * ((K + Pisic * Ecoc) * (Eccu ^ 2 - Ecoc ^ 2) / 2 - Pisic * (Eccu ^ 3 - Ecoc ^ 3) / 3)
    K1c = Format((S1C + S2C) / (K * Scmc * Eccu), "###.###")
    K2c = Format(1 - ((S3C + S4C) / (Eccu * (S1C + S2C))), "###.###")
  End If
End Sub
Sub sargisiz()
  If txtEcu <= txtEco Then
    Ec = txtEcu: Scmc = Fcd * ((2 * Ec / txtEco) - (Ec / txtEco) ^ 2)
    S1 = Fcd * ((Ec ^ 2 / txtEco) - ((Ec ^ 3) / (3 * txtEco ^ 2)))
    S3 = Fcd * ((2 * (Ec ^ 3) / (3 * txtEco)) - (Ec ^ 4 / (4 * txtEco ^ 2)))
    K1 = Format((S1) / (txtK3 * Scmc * Ecu), "###.###")
    K2 = Format(1 - ((S3C) / (Ecu * S1)), "###.###")
  Else
    Ec = txtEco

```

```

Scmc = Fcd
S1 = txtK3 * Fcd * ((Ec ^ 2 / txtEco) - (Ec ^ 3 / (3 * txtEco ^ 2)))
S2 = txtK3 * Fcd * ((1 + Pisi * txtEco) * (txtEcu - txtEco) - (Pisi * (txtEcu ^ 2 - txtEco ^
2) / 2))
S3 = txtK3 * Fcd * ((2 * (Ec ^ 3) / (3 * txtEco)) - (Ec ^ 4 / (4 * txtEco ^ 2)))
S4 = txtK3 * Fcd * ((1 + Pisi * txtEco) * ((txtEcu ^ 2 - txtEco ^ 2) / 2) - ((Pisi * (txtEcu ^
3 - txtEco ^ 3) / 3)))
K1 = Format((S1 + S2) / (txtK3 * Scmc * txtEcu), "###.###")
K2 = Format(1 - ((S3 + S4) / (txtEcu * (S1 + S2))), "###.###")
End If
End Sub
Private Sub Form_Load()
Frame1.Visible = False
End Sub
Private Sub Option1_Click()
Frame1.Visible = True
End Sub

```



Ek 3 Değişken Listesi

Alfac	Kuvvet denge denkleminde kullanılan bağıntı
Ash	Enine donatı enkesit alanı
Betac	Son limit moment hesabında kullanılan bağıntı
Bh	Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları dışından genişliği
Bo	Örtü beton kalınlığı
Buh	Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden genişliği
Bw	Kesit gövde genişliği
Ccuc	Son limit durumda betondaki basınç kuvveti
Csuc	Son limit durumda basınç donatısındaki basınç kuvveti
D	Faydalı yükseklik
Dc	Çekme donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan yükseklik
Duc	Basınç donatısı ağırlık merkezinden enine donatı üstüne olan yükseklik
Dh	Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları dışından yüksekliği
Duh	Sargılı betonda çekirdeğin etriye kolları ekseninden yüksekliği
Du	Paspayı
E50h	Sargı donatısıyla sağlanan birim kısalma
E50u	Sargısız betonda gerilmenin maksimumu gerilmenin yarısına düştüğü andaki birim kısalma
E50uc	Sargılı betonda gerilmenin maksimumu gerilmenin yarısına düştüğü andaki birim kısalma
Ec	Sargısız betonda birim kısalmanın genel ifadesi
Ecc	Sargılı betonda birim kısalmanın genel ifadesi
Eco, Ecoc	Sargılı ve sargısız betonda maksimum gerilmeye karşı gelen birim deformasyon
Ecu, Eccu	Sargılı ve sargısız betonda etkili maksimum birim kısalma
Ep	Donatı çeliği plastiklik modülü
Es	Çekme donatısındaki birim deformasyon
Esh	Donatı çeliği pekleşme birim deformasyonu
Esu	Basınç donatısındaki birim deformasyon
Esud	Donatı çeliği hesap maksimum birim deformasyonu
Eyd	Donatı çeliği akma birim deformasyonu
Fark	Basınç kuvveti ile çekme kuvveti arasındaki fark
Fck	Beton karakteristik basınç dayanımı
Fcd	Beton hesap basınç dayanımı
Fib	Boyuna donatı çapı
Fie	Enine donatı çapı
Fuc	Sargılı kesitte son limit eğriliği
Fsud	Donatı çeliği hesap maksimum kopma dayanımı
Fyd	Donatı çeliği hesap akma dayanımı
Fyk	Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
Gamac	Beton malzeme katsayısı
Gamas	Çelik malzeme katsayısı
H	Kesit yüksekliği
Hata	Bağlı hata
K	Kuşatma katsayısı
K1, K1c	Son limit durumda sargılı ve sargısız betonda ortalama gerilmenin maksimum gerilmeye oranı
K2, K2c	Son limit durumda sargılı ve sargısız betonda basınç bileşkesi derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı
K3	Deney elemanında ulaşılan maksimum gerilmeyle betonun silindir mukavemeti

	arasındaki oran
Kh	Sargısız betondaki maksimum birim kısalmanın sargılı betondaki maksimum birim kısalmaya oranı
Kxuc	Sargılı kesitte son limit durumda tarafsız eksen derinliği katsayısı
Mu	Sargılı-pekleşmesiz kesitte son limit moment değeri
Muc	Sargılı-pekleşmeli kesitte son limit moment değeri
Pisi, PisiC	Sargısız ve sargılı betonda σ - ϵ eğrisinde eğrinin 1. kısmı olan doğruyu ifade eden parametre
Ro	Çekme donatısı yüzdesi
R1	Basınç donatısının çekme donatısına oranı
Roh	Enine donatı hacimsel yüzdesi
Rou	Basınç donatısı yüzdesi
S1, S3	Sargısız betonda σ - ϵ modelinde eğrinin 1. kısmının ifadesi
S1C, S3C	Sargılı betonda σ - ϵ modelinde eğrinin 1. kısmının ifadesi
S2, S4	Sargısız betonda σ - ϵ modelinde eğrinin 2. kısmının ifadesi
S2C, S4C	Sargılı betonda σ - ϵ modelinde eğrinin 2. kısmının ifadesi
Scmc	Betondaki gerilme
Sh	Etriye aralığı
Ss	Çekme donatısındaki gerilme
Ssu	Basınç donatısındaki gerilme
Tuc	Sargılı kesitte son limit durumda çekme kuvveti
W	Çekme donatısı indeksi
W1	Basınç donatısı indeksinin çekme donatısı indeksine oranı
Xuc	Sargılı kesitte son limit durumda tarafsız eksen derinliği

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 07.12.1977

Doğum yeri Edirne

Lise 1992-1996 Edirne Süper Lisesi

Lisans 1997-2001 Trakya Üniversitesi Çorlu Mühendislik Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Yüksek Lisans 2001- Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Yapı Programı

Çalıştığı kurum(lar)

2002-Devam ediyor Probi İnşaat Proje Bilgi İşlem Merkezi A.Ş.

